

# Sols non saturés

## Applications au calcul des ouvrages

par **Yu-Jun CUI**

*Directeur de recherche au Centre d'enseignement et de recherche en mécanique des sols (CERMES)*

et **Pierre DELAGE**

*Professeur à l'École nationale des ponts et chaussées (ENPC)*

*Directeur de recherche au Centre d'enseignement et de recherche en mécanique des sols (CERMES)*

<b>1. Ouvrages en sol compacté .....</b>	<b>C 303 - 2</b>
1.1 Courbe de compactage .....	— 2
1.2 Surconsolidation des sols compactés .....	— 4
1.3 Couplages hydromécaniques lors de la construction d'un remblai.....	— 5
1.4 Barrages en terre .....	— 6
1.5 Remblais.....	— 7
<b>2. Stabilité des pentes.....</b>	<b>— 8</b>
2.1 Méthodes classiques d'étude de la stabilité des pentes .....	— 9
2.1.1 Méthode de Fellenius.....	— 9
2.1.2 Méthode de Bishop simplifiée.....	— 9
2.2 Critères de rupture pour l'analyse des pentes non saturées .....	— 9
2.2.1 Critère de rupture avec prise en compte de la succion dans la cohésion.....	— 10
2.2.2 Critère de rupture avec prise en compte de la succion dans la contrainte normale.....	— 10
2.3 Analyse en régime permanent .....	— 10
2.4 Analyse en régime transitoire .....	— 11
2.4.1 Approche non couplée .....	— 11
2.4.2 Approche couplée.....	— 12
2.5 Conclusion.....	— 12
<b>3. Effet de la sécheresse sur les constructions .....</b>	<b>— 13</b>
3.1 Introduction.....	— 13
3.2 Détermination de l'évaporation d'un sol .....	— 14
3.3 Effet de la végétation.....	— 15
3.4 Évaluation des tassements pendant la sécheresse et des gonflements après la sécheresse .....	— 16
3.4.1 Gonflement .....	— 16
3.4.2 Retrait .....	— 17
3.5 Fissuration du sol due à la dessiccation .....	— 18
3.6 Estimation du gonflement sous une semelle.....	— 19
3.7 Commentaires et recommandations pour les constructions.....	— 19
<b>4. Études de cas .....</b>	<b>— 20</b>
4.1 Affaissement d'une culée de pont.....	— 20
4.2 Effondrabilité du loess de Picardie .....	— 21
<b>5. Conclusion .....</b>	<b>— 23</b>
<b>Tableau de « Notations et symboles ».....</b>	<b>— 24</b>
<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>— 25</b>

**L**a mécanique des sols non saturés (cf. articles C 301 « L'eau dans les sols non saturés » et C 302 « Comportement mécanique des sols non saturés ») trouve son champ d'application dans beaucoup d'ouvrages géotechniques. À côté des ouvrages en terre construits en sol compacté (remblais routiers, barrages en remblai, digues), on sait que la stabilité des talus est souvent conditionnée par l'état de non-saturation du massif. Les fondations superficielles peuvent être affectées, comme le montre le cas extrême des dégâts causés aux bâtiments par les effets de la sécheresse. Les excavations en zone urbaine et les ouvrages de soutènements peuvent aussi être concernés. Enfin, la géotechnique environnementale a recours à l'utilisation de matériaux compactés pour l'isolation des déchets de tous ordres. L'interface entre la terre et l'atmosphère est le plus souvent constituée d'une couche de sol non saturé souvent soumise, dans les zones d'activité, aux infiltrations de polluants qui posent des problèmes lors de la reconversion des friches industrielles.

Par rapport aux sols saturés, les sols non saturés ont des propriétés de déformabilité et de rupture changeantes avec la teneur en eau. Il en résulte des couplages complexes entre les mouvements d'eau, la redistribution des contraintes internes et la réponse des massifs en termes de déformations. À état de contrainte constant, il peut y avoir des réponses différées dans le temps qui peuvent parfois paraître inattendues. Ces aspects sont décrits dans la première partie de cet article, consacrée aux ouvrages en sol compacté. La seconde partie concerne les effets de la non-saturation sur la stabilité des pentes et la troisième remplace le problème des effets de la sécheresse sur les constructions dans le cadre des échanges sol-atmosphère. L'article se termine avec la description de deux études de cas concernant l'affaissement d'une culée de pont et l'effondrabilité des *lœss* de Picardie.

## 1. Ouvrages en sol compacté

Le comportement des ouvrages en sol compacté, également appelés ouvrages en terre, est complexe et a fait l'objet de nombreuses publications. On mentionnera en particulier, en France, l'ouvrage d'Arquié et Morel [12], orienté vers la pratique de la réalisation d'ouvrages en sol compacté, ainsi que les *Recommandations pour les terrassements routiers* [65] et le *Guide technique pour la réalisation des remblais et couches de forme* [43], qui fournissent un grand nombre d'informations pratiques nécessaires à la conception et à la réalisation des remblais. L'ouvrage *Introduction à la géotechnique* [45] détaille également divers aspects du compactage. Ces documents n'abordent pas les problèmes de remblai sous l'aspect de la mécanique des sols non saturés. On présente dans ce qui suit quelques aspects du comportement de ces ouvrages [29] à la lumière des connaissances actuelles sur la mécanique des sols non saturés et de quelques exemples.

### 1.1 Courbe de compactage

Les caractéristiques de compactage d'un sol sont habituellement représentées à l'aide de la courbe Proctor (figure 1), qui représente dans un diagramme masse volumique sèche  $\rho_d$  / teneur en eau  $w$ , les masses volumiques obtenues en compactant à la même énergie des échantillons du sol considéré à diverses teneurs en eau. Ces courbes sont parfois représentées en utilisant les poids volumiques secs  $\gamma_d$  qui sont reliés aux masses volumiques par la relation :

$$\gamma_d = \rho_d g$$

avec  $g \text{ (m/s}^2\text{)} = 9,81$  l'accélération de la pesanteur.

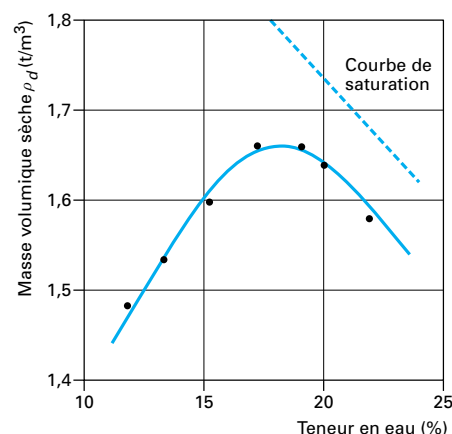
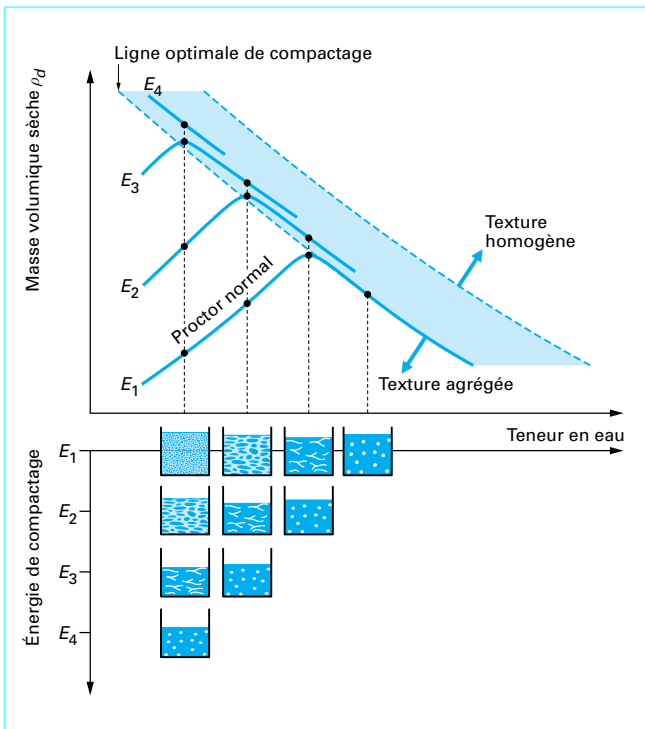


Figure 1 – Courbe Proctor d'un sol fin (limon de Jossigny)

L'énergie est appliquée selon une norme bien définie (NF P 94-093 [3]) à l'aide d'un mouton cylindrique de diamètre 50 mm, de masse donnée (2,49 kg pour l'essai Proctor normal et 4,535 kg pour l'essai Proctor modifié) que l'on fait chuter 25 fois d'une hauteur donnée (305 mm pour le Proctor normal et 457 mm pour le Proctor modifié) sur le sol contenu dans un moule cylindrique de diamètre 101,5 mm et de hauteur 116,5 mm. Le compactage se fait en trois couches pour l'essai Proctor normal et en cinq couches pour le Proctor modifié. Comme on peut le voir, l'essai Proctor modifié implique une énergie plus grande qui



**Figure 2 – Évolution de la structure d'une argile compactée en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage [21]**

conduira, pour une même teneur en eau, à une densité plus grande que l'essai Proctor normal. Les microstructures observées au microscope électronique à balayage sur des échantillons de limon compactés statiquement au laboratoire ont été décrites dans l'article [C 301] *L'eau dans les sols non saturés*. Elles sont représentées schématiquement sur la figure 2 [21] pour différentes teneurs en eau et énergie de compactage.

Si l'on se réfère au schéma classique où les trois phases solide, liquide et gazeuse d'un sol non saturé sont séparées (figure 3), on retrouve les relations classiques donnant les masses volumiques ( $\rho$  pour le sol,  $\rho_d$  pour le sol sec) en fonction :

- de la masse volumique du solide  $\rho_s$  (en général proche de  $2,7 \text{ t/m}^3$ ) ;
- de celle de l'eau ( $\rho_w = 1 \text{ t/m}^3$ ) ;
- de la teneur en eau  $w = M_w/M_s$  et de l'indice des vides  $e = V_v/V_s$  (où  $M_w$  et  $M_s$  sont respectivement les masses de l'eau et de la phase solide et  $V_v$  et  $V_s$  les volumes des vides, de la phase solide et de l'eau).

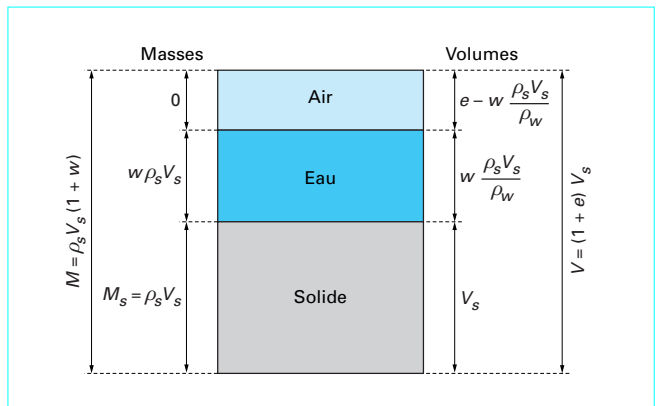
On a :

$$\rho = \frac{\rho_s (1 + w)}{1 + e}, \quad \rho_d = \frac{\rho_s}{1 + e}, \quad \rho = \rho_d (1 + w)$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{w_{\text{nonsat}}}{w_{\text{saturé}}}$$

$$M = M_s (1 + w)$$

avec  $S_r$  le degré de saturation,  
 $w_{\text{nonsat}}$  la teneur en eau du sol,  
 $w_{\text{saturé}}$  la teneur en eau qu'aurait le sol s'il était saturé,  
 $M$  la masse du sol.



**Figure 3 – Schématisation d'un sol non saturé par séparation des phases liquide, solide et gazeuse**

À l'état saturé, on a :

$$e = \frac{w \rho_s}{\rho_w}$$

ce qui permet de retrouver l'équation de l'hyperbole caractéristique des sols non saturés sur le diagramme Proctor ( $\rho_d/w$ ), qui limite la partie descendante de la courbe Proctor, du côté humide de l'optimum (figure 1) :

$$\rho_d = \frac{\rho_s}{1 + \frac{w \rho_s}{\rho_w}}$$

À l'état non saturé, on a :

$$e = \frac{w \rho_s}{S_r \rho_w}$$

d'où la relation :

$$\rho_d = \frac{\rho_s}{1 + \frac{w \rho_s}{S_r \rho_w}}$$

qui montre que les courbes d'isovaleurs de degré de saturation sont également des hyperboles.

La distance entre la partie décroissante de la courbe Proctor et l'hyperbole est liée à la présence de bulles d'air occlus, évoquée dans l'article [C 301] lors de la présentation des variations de perméabilité relative à l'air avec le degré de saturation.

On retrouve sur le diagramme le fait que le poids volumique sec et la teneur en eau ne sont pas suffisants pour caractériser complètement un sol non saturé, dont le point représentatif est situé quelque part entre les axes et l'hyperbole. L'état du sol nécessite, pour être entièrement défini, la connaissance de son degré de saturation. Ce degré est, sur le diagramme Proctor, égal au rapport de la teneur en eau du point considéré ( $w_{\text{nonsat}}$ ), à la teneur en eau du point situé sur la même horizontale, sur l'hyperbole de saturation ( $w_{\text{saturé}}$ ). Cela permet par exemple d'évaluer le degré de saturation à l'optimum Proctor de la figure 1 (caractérisé par  $\rho_d = 1,65 \text{ t/m}^3$  et  $w = 18 \%$ ), qui est voisin de 80 %.

La complexité des sols non saturés peut être en partie illustrée à partir du diagramme de la figure 1. Sur l'hyperbole, le sol est saturé et on sait que son comportement peut être décrit par un certain nombre de paramètres constitutifs, tels que les modules de compression œdométrique  $C_c$ , les caractéristiques  $c'$  et  $\varphi'$  de résistance au cisaillement ; on peut également considérer les paramètres  $M$ ,  $\kappa$ ,  $\lambda$ ... du modèle Cam-Clay ([C 218] *Lois de*

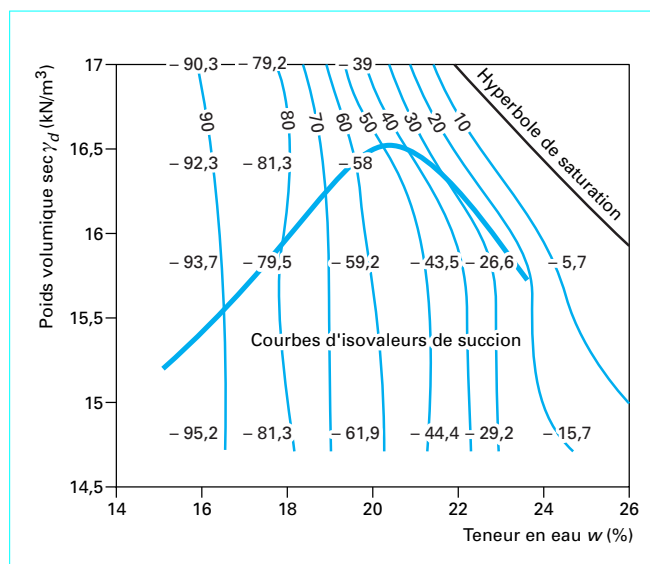
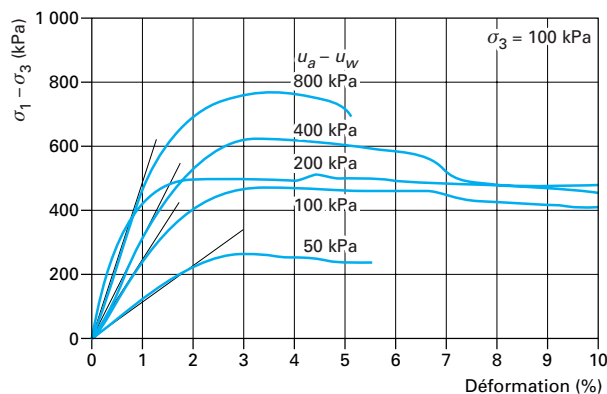


Figure 4 – Isovaleurs de succion d'un sol compacté [50]

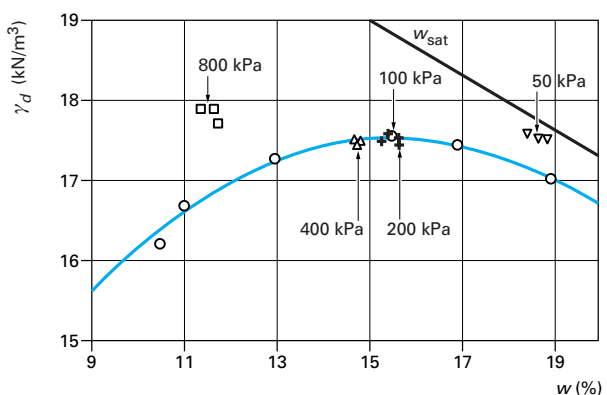
comportement et modélisation des sols). À l'intérieur de la zone non saturée limitée par l'hyperbole, le champ de succion est variable et dépend du couple  $(\gamma_d, w)$ . La succion décroît quand on se rapproche de l'hyperbole par un remouillage à densité constante (chemin horizontal, qui correspond pour les sols non gonflants à la courbe de rétention d'eau en réhydratation). Lors d'une compression à teneur en eau constante (chemin vertical vers le haut), on observe en revanche que la succion reste constante tant que l'on se situe à une certaine distance de la courbe de saturation (figure 4 [50] [41]). Des incurvations s'observent à proximité de la branche humide de la courbe Proctor où les courbes d'iso-succion deviennent progressivement parallèles à l'hyperbole de saturation. Ce phénomène est relié à la structure en agrégats des sols compactés du côté sec [C 301] : les agrégats étant saturés et les pores interagrégats sans compression des agrégats et n'affecte donc pas la valeur de la succion, jusqu'à une certaine proximité de la courbe de saturation où la structure devient matricielle avec occlusion de bulles d'air.

Cette zone proche de la saturation où l'air est occlus constitue un problème sérieux rencontré lors de l'édification des barrages en terre homogènes, qui est celui de l'apparition des surpressions interstitielles. Vu la faible perméabilité des sols fins compactés, et dans l'hypothèse d'une construction suffisamment rapide vis-à-vis de la vitesse de transfert de l'eau, on peut en effet considérer que la construction d'un ouvrage en remblai se fait en conditions non drainées à l'eau (sans mouvement d'eau, mais avec expulsion d'air), c'est-à-dire à teneur en eau constante. La construction correspond bien à un chemin vertical. Quand la zone d'air occlus est atteinte, on peut modéliser le comportement en adoptant l'expression de la contrainte effective en milieu saturé, avec un fluide compressible qui représente globalement la compressibilité du mélange eau-air [23].

Dans la zone non saturée du diagramme, les paramètres caractérisant la compressibilité ou la rupture du sol dépendent du couple (densité-teneur en eau) ou (densité-succion). Ces variations sont actuellement mal connues. La figure 5a [27] montre les courbes effort-déformation à succion contrôlée obtenues sur le limon de Jossigny compacté et porté à des suctions égales à 50, 100, 200, 400 et 800 kPa, sachant qu'une succion de 200 kPa a été



(a) courbes efforts-déformation



(b) suctions imposées aux échantillons compactés

Figure 5 – Évolution des propriétés du limon de Jossigny compacté avec la succion [27]

mesurée au papier-filtre juste après le compactage à l'optimum. Les points obtenus dans un diagramme Proctor sont représentés sur la figure 5b. Les variations de succion se traduisent par des changements de teneur en eau, et on se trouve sur une ligne horizontale indiquant une faible capacité de retrait-gonflement, sauf à 800 kPa, où un léger retrait du sol est observé. L'augmentation du module de déformation avec la succion peut être observée aux faibles déformations, ainsi que l'augmentation du déviateur à la rupture, à des déformations plus élevées.

## 1.2 Surconsolidation des sols compactés

Les sols compactés subissent une importante contrainte de compactage lors du passage de l'énergie de compactage, qui peut être approximativement évaluée au laboratoire lors d'essais de compactage statique, si l'on prend soin d'enregistrer la force exercée par le piston lors du compactage. En déchargeant ensuite ces échantillons, qu'il est nécessaire d'ôter complètement de leur moule de compactage pour réduire effectivement à zéro l'état de contrainte, on peut réaliser des essais de compression œdométrique à teneur en eau constante, pour identifier l'effet de surconsolidation obtenu. La figure 6 montre les résultats d'un tel essai

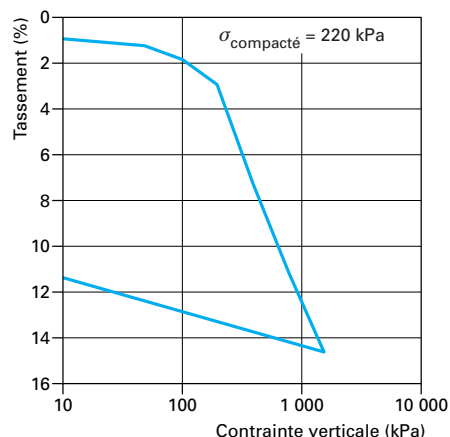


Figure 6 – Effet de surconsolidation d'un sol compacté

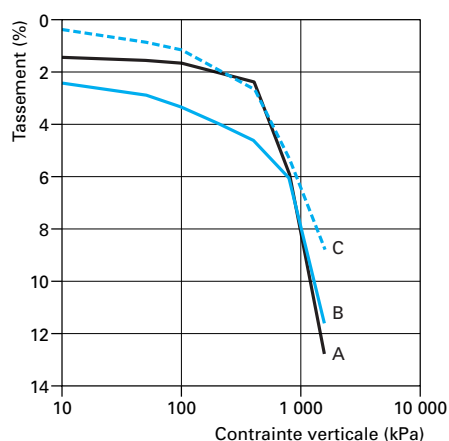


Figure 7 – Effet combiné de la teneur en eau et de la masse volumique sèche sur la compressibilité d'un sol compacté

sur le limon de Jossigny compacté à une masse volumique sèche de  $1,56 \text{ t/m}^3$  et à une teneur en eau de 22 %. La représentation sur le diagramme de la contrainte maximale de compactage, égale ici à 220 kPa, est en bonne correspondance avec le coude de la courbe de compression. Cela confirme le phénomène de surconsolidation du sol compacté identifié initialement par Yoshimi et Osterberg [76].

L'effet relatif de la masse volumique sèche et de la teneur en eau peut être illustré par les résultats de la figure 7, qui compare les courbes de compression œdométrique obtenues sur trois échantillons compactés à des couples masse volumique sèche - teneur en eau respectivement égaux à (A :  $\rho_d = 1,595 \text{ t/m}^3$ ,  $w = 18 \%$  ; B :  $\rho_d = 1,61 \text{ t/m}^3$ ,  $w = 16 \%$  ; C :  $\rho_d = 1,655 \text{ t/m}^3$ ,  $w = 20 \%$ ). La comparaison des courbes A et B de masse volumique sèche similaire, montre une moins grande déformabilité de l'échantillon B, moins humide de 2 %. En revanche, l'échantillon C, plus humide de 2 % ( $w = 20 \%$ ) montre que l'augmentation de masse volumique

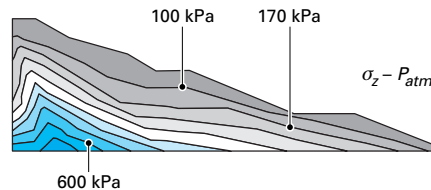


Figure 8 – Champ de contraintes dans un barrage en fin de construction [56]

sèche ( $0,06 \text{ t/m}^3$ ) est prédominante sur l'augmentation de teneur en eau, avec une compressibilité plus faible. De telles informations sur l'influence relative de ces deux données sont encore rares, mais elles sont essentielles pour une meilleure connaissance du comportement des sols compactés.

### 1.3 Couplages hydromécaniques lors de la construction d'un remblai

La dépendance des propriétés des sols compactés vis-à-vis de leur teneur en eau engendre des couplages complexes entre les transferts d'eau et la réponse mécanique (en contraintes et déformations) du matériau au sein des massifs compactés. Comme on l'a vu (§ 1.1), on peut considérer que la construction d'un remblai se fait à teneur en eau constante. La réponse en déformation du matériau soumis au chargement dû aux couches déposées au-dessus de lui peut être déduite, comme pour le tassement des sols saturés, de la courbe œdométrique présentée sur la figure 6. Cette figure impose de faire une analyse intégrant la surconsolidation : si la contrainte liée à la hauteur des couches sus-jacentes est inférieure à la pression de compactage, le tassement engendré par ces couches sera faible ; si, en revanche, on dépasse cette hauteur, la contrainte due au poids des couches devient supérieure à la contrainte de compactage, ce qui entraîne de plus fortes déformations de nature irréversible, déterminées par la pente de la partie normalement consolidée de la courbe. Pour un remblai compacté à une masse volumique sèche de  $2 \text{ t/m}^3$  avec une contrainte de compactage de 220 kPa, cette condition est atteinte pour une couche sus-jacente de 11 m environ, ce qui se produit dans les barrages homogènes (dont la hauteur maximale est de 30 m). Schématiquement, on peut considérer que tout élément de sol situé à plus de 11 m dans le barrage est à l'état normalement consolidé.

La construction engendre dans le massif de sol compacté un champ de contraintes non homogène, représenté sur la figure 8, tirée de calculs numériques qui seront décrits dans le paragraphe 1.4. Ce champ de contraintes crée des déformations de compression non homogènes dans le matériau. À court terme, à la teneur en eau initiale, et dans l'hypothèse où le sol n'a pas atteint la saturation, on aura donc des gradients de succion qui correspondront au champ d'indices des vides (la succion étant d'autant plus proche de zéro que le sol aura été comprimé) et donc au champ de contraintes normales. On note ici une différence entre la zone supérieure surconsolidée, où ces effets sont plus faibles, et la zone inférieure, normalement consolidée. La figure 8 montre que ces zones de faible succion sont situées au centre de l'ouvrage, à l'endroit où l'épaisseur des couches sus-jacentes est maximale. Une fois la construction terminée, il y a une tendance à l'équilibrage des succions, qui se fait par un transfert d'eau depuis le centre du barrage vers la surface approximativement perpendiculaire aux courbes d'isocontraintes. Aux densités optimales Proctor, sur des matériaux peu plastiques, cette redistribution ne semble en

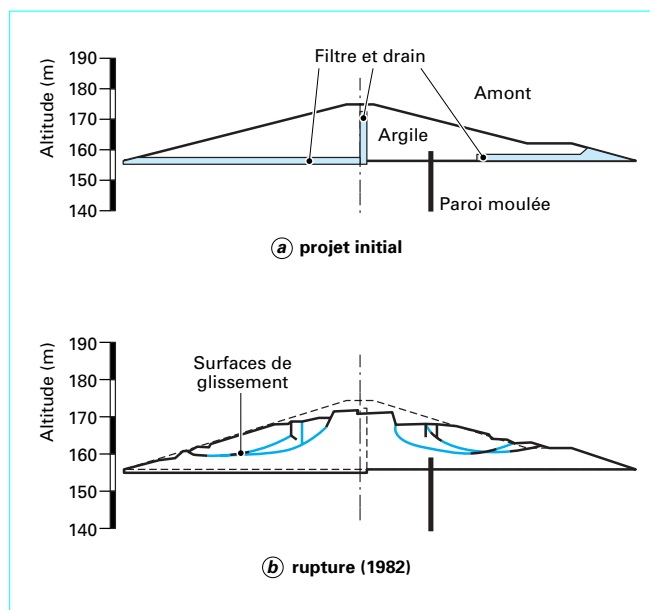


Figure 9 – Rupture du barrage de Mirgenbach [56]

général pas induire de fortes variations de volume. Comme on le verra dans le paragraphe 1.5, ce n'est pas le cas dans les matériaux compactés plastiques susceptibles de gonfler.

Cette redistribution d'eau va dans le sens du ramollissement des couches supérieures, qui engendre à son tour des déformations volumiques et déviatoriques qui affectent la perméabilité et les transferts d'eau, les propriétés mécaniques, etc. On a donc une interaction permanente entre les transferts d'eau et la réponse mécanique du matériau, typique du fort couplage hydromécanique qui caractérise le comportement des ouvrages en terre.

## 1.4 Barrages en terre

Pour des raisons évidentes de sécurité, les barrages en terre, qui sont réalisés en compactant les sols au voisinage de l'optimum Proctor normal, sont l'objet d'un contrôle de compactage (teneur en eau et densité) très méticuleux au cours de la construction [87]. Un tel contrôle n'est pas envisageable en terrassements routiers, vu les longueurs importantes considérées et la nécessité pour les entreprises de respecter des coûts et des délais très stricts. Pour les mêmes raisons, le comportement du barrage en service (mise en eau, variations du niveau de retenue, vidange rapide) fait l'objet d'auscultations précises et continues, en termes de déformations et de mesure de pressions interstitielles. La mise en eau d'un barrage et l'infiltration qui en résulte au sein du massif compacté représentent une sollicitation couplée très complexe, puisqu'au moment même où l'ouvrage est chargé par la retenue, qui engendre un champ de contraintes déviatoriques importantes, les propriétés du matériau se dégradent du fait de la diminution de la succion.

L'attention des constructeurs de barrages en terre homogènes, vis-à-vis du risque lié à l'apparition de surpressions interstitielles lors de l'édification, a été renforcée en raison de la rupture du barrage de Mirgenbach (1982), où de tels phénomènes ont été suspectés (figure 9). Cette rupture d'un barrage en argile homogène de 22 m de hauteur a été caractérisée par l'apparition en 15 jours d'une marche de 4 m de hauteur sur le parement amont (à droite sur la figure 9).

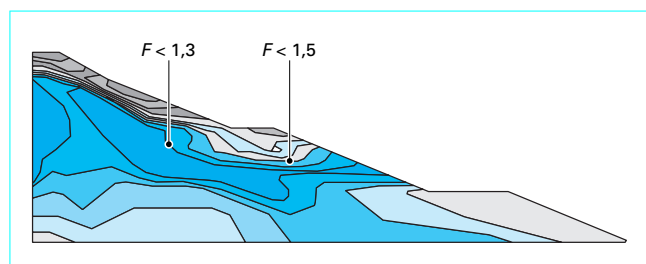


Figure 10 – Modélisation de l'apparition d'une rupture circulaire dans un barrage en remblai [56]

On a vu que des zones plus humides au sein d'un massif compacté correspondent à un matériau plus déformable et moins résistant, et peuvent être favorables à l'apparition d'instabilités. Afin d'étayer ce type d'analyse, une modélisation de la construction d'un barrage à l'aide d'un code de calcul spécialement développé pour cela (code U-Dam [40] [56]) a été conduite. Les hypothèses du calcul ont été reprises d'une approche proposée par Alonso *et al.* [8] : les aspects déviatoriques sont pris en compte par un modèle élastique non linéaire hyperbolique de Kondner-Duncan [31] paramétré par la succion en se basant sur les résultats de la figure 5b : une diminution de succion engendre une réduction du module et de la résistance au cisaillement maximale. Le comportement volumique est basé sur l'approche en surfaces d'état, avec une expression compatible avec la formulation hyperbolique évoquée dans l'article [C 302] *Comportement mécanique des sols non saturés*. Les transferts d'air et d'eau sont régis par les équations décrites dans l'article [C 301]. Ces hypothèses de comportement sont compatibles avec la situation de construction d'un barrage, dans la mesure où le chargement est monotone, ce qui est favorable à l'adoption d'un modèle hyperbolique, et où les degrés de saturation sont croissants, ce que nécessite l'approche en surface d'état.

La figure 10 montre un résultat obtenu avec ce type de calcul, où l'on représente les cartes d'isovaleurs d'un coefficient de sécurité local  $F$  en fin de construction. Ce coefficient est défini par :

$$F = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

avec  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  la valeur locale du déviateur au point considéré,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  la valeur maximale admissible, pour la succion considérée.

Cette valeur est définie par l'asymptote du modèle hyperbolique qui correspond au déviateur maximal atteint sous la contrainte de confinement considérée.

On observe sur la figure 10 que la zone où les valeurs de  $F$  sont maximales est d'allure circulaire, et comparable à celles observées sur le barrage de Mirgenbach.

Un calcul couplé de ce type intègre l'ensemble des couplages hydromécaniques intervenant dans le massif et décrits dans le paragraphe 1.3. La résolution numérique de ces problèmes hautement non linéaires est délicate, mais les nombreuses recherches menées récemment sur les couplages dans les sols ont permis de progresser et de mettre au point des techniques de résolution relativement fiables et raisonnablement convergentes.

La figure 11 montre les résultats obtenus en termes de pressions interstitielles sur le barrage de La Ganne [20] [49]. On observe que le calcul rend compte correctement de la présence d'un drain et du passage de l'état non saturé à l'état saturé, avec des pressions négatives (succion) et positives. La détermination des paramètres caractéristiques du sol a été réalisée par des essais à succion contrôlée au laboratoire [25], sur des échantillons prélevés sur le barrage au cours de la construction.



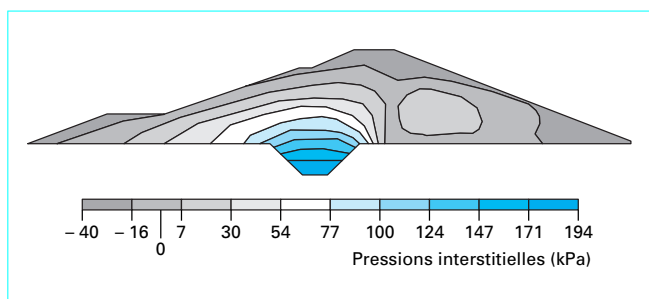


Figure 11 – Distribution des pressions interstitielles dans le barrage de La Ganne en fin de construction [49]

L'amélioration de la connaissance du comportement des sols non saturés a aussi permis, grâce à la modélisation de l'effondrement au remouillage, de modéliser correctement un trait de comportement qui ne pouvait pas être pris en compte jusqu'alors, qui est le tassement de la crête d'un barrage enterré après remouillage. La notion de surface d'état permet cette modélisation, de même que les modèles élasto-plastiques de type développé à Barcelone, basés sur une surface de charge LC [C 302]. L'ensemble des couplages étant pris en compte, il est aussi possible à présent de modéliser la mise en eau, sollicitation complexe évoquée en début de paragraphe.

Il est clair que la caractérisation nécessaire pour effectuer de tels calculs requiert des essais spécialisés à succion contrôlée, qui ne sont pas encore répandus dans les laboratoires d'essais de mécanique des sols. Il est clair également que l'hétérogénéité des massifs réels compactés est grande, à cause de la variabilité naturelle du sol extrait en zone d'emprunt et mis en place (minéralogie, granulométrie), et de la variabilité des caractéristiques de compactage en place (densité, teneur en eau). L'influence de l'engin de compactage sur la réponse du sol est également importante. On peut donc se poser des questions quant à la validité de caractéristiques de comportement tirées d'un prélèvement de sol, à partir d'essais sur une éprouvette centimétrique. Il reste néanmoins que les progrès récents réalisés dans le domaine du comportement des sols non saturés et de la modélisation du comportement des ouvrages en sol compacté, s'ils ne peuvent pas être utilisés comme outil de dimensionnement, offrent une aide précieuse à la compréhension des mécanismes élémentaires.

## 1.5 Remblais

Les remblais routiers ou ferroviaires correspondent à des volumes extrêmement importants de matériaux mis en œuvre, vu les grandes longueurs des ouvrages considérés. Les questions de sécurité ne sont pas pour les remblais aussi cruciales que pour les barrages, et la pratique de l'auscultation de ces ouvrages n'est développée que dans quelques cas particuliers, comme celui des grands remblais en marnes argileuses du sud-ouest de la France [69] [53], qui présentent un ensemble de données remarquable sur l'évolution des propriétés de matériaux compactés avec le temps.

La proximité d'un matériau convenable n'est pas, comme dans le cas des barrages, un élément important dans l'élaboration d'un projet de remblai routier. Il s'ensuit que la qualité et l'hétérogénéité des matériaux d'un même ouvrage sont plus variables que dans le cas d'un barrage. On peut être ainsi amené à utiliser des matériaux de moins bonne qualité, plus plastiques, voire évolutifs, susceptibles de poser des problèmes de comportement à long terme. Une idée des variations des caractéristiques de compactage au sein de l'ouvrage est fournie par les données de la figure 12 [54]. On

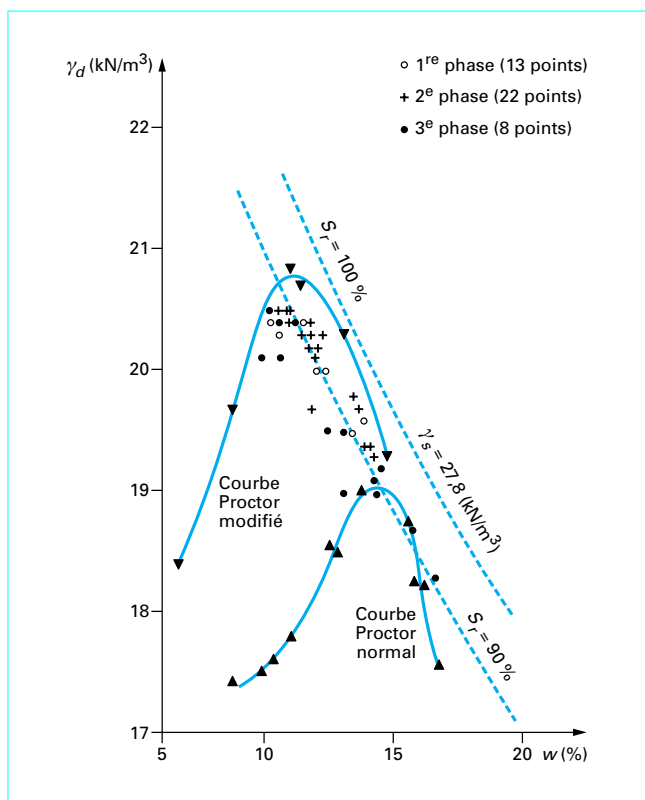


Figure 12 – Comparaison entre les courbes Proctor de laboratoire et les points obtenus sur le chantier, remblai de la Jorle [54]

observe que les points se répartissent le long de l'hyperbole d'iso-values de  $S_r = 90\%$ , entre la courbe Proctor normale et la courbe modifiée, avec des variations de teneur en eau de 5 %, et des variations de poids volumique sec de presque  $2 \text{ kN/m}^3$ .

Les effets de la dépendance du comportement des sols compactés vis-à-vis de leur teneur en eau sont particulièrement apparents dans le cas des sols plastiques. Ces sols présentent une capacité au gonflement et au retrait, en fonction des cycles de teneur en eau auxquels ils sont soumis, soit du fait des conditions climatiques qu'ils subissent, soit suite à des incidents techniques, comme par exemple la rupture de canalisations de drainage d'eau. Ces variations de volume sont critiques pour les ouvrages routiers, avec le risque de fissures longitudinales en tête de remblai par rétraction, ou d'affaiblissement des caractéristiques de résistance au cisaillement au niveau des talus, avec le gonflement. Dans le cas de la marne argileuse du remblai de la Jorle ( $w_L = 14$  à  $18$ ,  $I_P = 17$ ,  $w_{nat} = 9$  à  $11\%$ ), qui avait été compactée assez dense ( $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ ) pour obtenir de bonnes qualités mécaniques, la sensibilité au remouillage est illustrée par la figure 13, qui donne le résultat d'essais de remouillage sous contrainte œdométrique constante de la marne compactée à l'optimum Proctor normal et à l'optimum Proctor modifié. On observe qu'un gonflement est obtenu en dessous de 50 kPa et un tassement de type effondrement au-dessus. Logiquement, la plus grande densité due au compactage sous énergie Proctor modifié lui confère davantage d'aptitude au gonflement, et engendre moins de tassement aux plus fortes contraintes.

On a vu dans le paragraphe 1.3 que la fin de construction d'un massif compacté ne correspond pas à une situation d'équilibre hydrique. Des réajustements postérieurs de teneur en eau peuvent

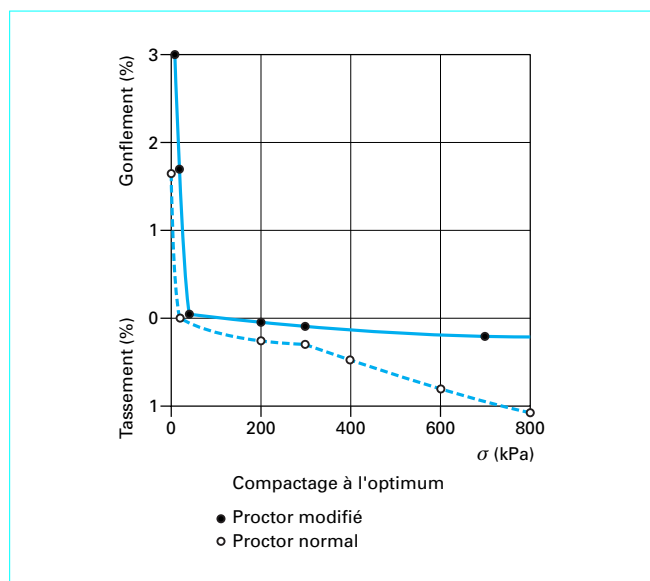


Figure 13 – Propriétés de gonflement de la marne argileuse du remblai de la Jorle [54]

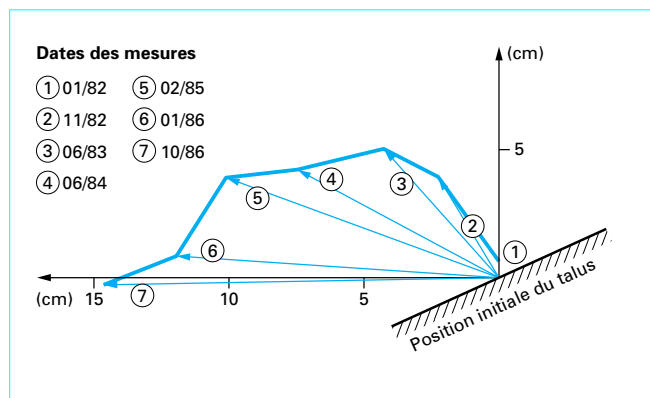


Figure 14 – Déplacement différé au niveau de la mi-hauteur du talus, remblai de la Jorle [54]

s'ensuivre par infiltration depuis la surface ou par remontée capillaire. Ces réajustements correspondent à un affaiblissement du matériau qui peut être mis en évidence *in situ* par le suivi dans le temps des caractéristiques pressiométriques.

Ces modifications internes, qui s'effectuent dans le cadre des couplages hydromécaniques (§ 1.3), vont de pair avec les aspects différés du comportement du matériau, qui a exhibé un fluage particulièrement manifeste dans les zones soumises à des niveaux de contrainte de cisaillement élevés, au droit des talus. Il s'en est suivi des déplacements importants, comme le montre l'évolution des déplacements à mi-talus entre janvier 1982 et septembre 1986, représentés sur la figure 14. Les premières phases de déplacement correspondent plutôt à une expansion volumique du matériau, suite à l'augmentation de teneur en eau et au gonflement, et l'abaissement de l'inclinaison indique ensuite l'importance croissante des effets dus au fluage déviatorique, avec un déplacement final important de 15 cm.

L'ensemble des observations recueillies sur le remblai de la Jorle confirme les effets macroscopiques de la sensibilité du matériau compacté aux variations de teneur en eau [7] qui interviennent par redistribution après la construction, et peuvent se dérouler pendant un temps assez long, fonction de la faible perméabilité du matériau. Plus encore que dans les barrages, la variabilité de la composition naturelle et des caractéristiques de compactage du matériau rend le problème complexe. Les outils de la mécanique des sols non saturés donnent cependant un éclairage complémentaire, utile à l'identification et à la compréhension du comportement de l'ouvrage.

## 2. Stabilité des pentes

Le problème de la stabilité des pentes est un thème classique en mécanique des sols qui a fait essentiellement l'objet de développement dans l'hypothèse de la saturation des pentes, alors même que l'on sait que l'influence de la non-saturation peut souvent y être décisive même dans les pays tempérés. Les méthodes les plus courantes, bien établies par le retour d'expérience, sont basées sur la définition de surfaces de rupture le long desquelles on suppose que les propriétés de résistance maximales au cisaillement du sol sont mobilisées : il s'agit des approches cinématiques, en analyse limite ou en calcul à la rupture. Il est bien connu maintenant que les facteurs influençant la stabilité des pentes sont principalement les suivants :

- **type de sol** : un sol présentant une résistance au cisaillement importante (définie par son angle de frottement interne  $\phi'$  et sa cohésion effective  $c'$ ) permet une plus grande stabilité, si l'on considère une pente de géométrie donnée ;
- **conditions climatiques** : fonction notamment de l'humidité relative atmosphérique (qui conditionne le taux d'évaporation), ainsi que de l'intensité et de la durée des précipitations ; une précipitation violente et soutenue est favorable au glissement ;
- **propriétés hydrauliques du sol** : un sol peu perméable permettra une plus grande stabilité qu'un sol plus perméable ;
- **état de la surface du sol** : une surface rendue peu perméable par la végétation, la surconsolidation, etc., réduit le taux d'infiltration et diminue le risque d'instabilité. Suzuki et Matsuo [36] ont montré que le fait de recouvrir des pentes de béton projeté faisait baisser de 80 % à 5 % la probabilité d'instabilité, après une précipitation d'une durée de 10 h ;
- **niveau de la nappe phréatique** : une remontée de la nappe est défavorable à la stabilité.

On voit donc que les changements de teneur en eau, et donc de succion, ont une influence considérable sur la stabilité des pentes. Une augmentation de teneur en eau engendre une diminution de succion et une réduction de la résistance au cisaillement, notamment du fait de la diminution de la cohésion [C 302]. Bilz [14] décrit la réalisation de talus d'inclinaison presque verticale, en tout cas avec un angle largement supérieur à l'angle de frottement, lors de la réalisation des fouilles ou des tranchées ; il s'agit d'une illustration manifeste de la contribution de la succion à la stabilité des pentes.

Les progrès récents en mécanique des sols non saturés ont permis, depuis une dizaine d'années, le développement de différentes méthodes d'analyse prenant en compte l'effet de la succion. Ces méthodes sont basées pour la plupart sur l'analyse limite, d'une part, et sur le principe des contraintes effectives [15] [33], d'autre part. Comme on l'a discuté dans l'article [C 302], cette hypothèse est acceptable pour la résistance au cisaillement. Après un rappel succinct des méthodes d'analyse classiques, on présentera dans ce qui suit différentes approches développées récemment, en se concentrant sur le principe de chaque catégorie de méthodes, sans rentrer dans les détails numériques.



## 2.1 Méthodes classiques d'étude de la stabilité des pentes

On se limite ici à des méthodes des tranches classiques représentatives, sans tenter d'en faire une description exhaustive. Ces méthodes sont présentées de façon plus détaillée dans l'article [C 254] *Stabilité des pentes. Glissements en terrain meuble*.

### 2.1.1 Méthode de Fellenius

Le lecteur pourra se reporter à la référence [77].

On suppose dans cette méthode que la surface de rupture est circulaire, et que les interactions entre tranches (efforts normal et tangentiel) sont nulles. Le bilan des efforts pour une tranche  $i$  est présenté sur la figure 15.

Le **critère de rupture Mohr-Coulomb** en contraintes effectives s'écrit :

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

En écrivant le moment résistant  $M_r$  et le moment moteur  $M_m$  par rapport au centre du cercle de rupture, on obtient le facteur de sécurité global :

$$F = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum_{i=1}^n \left( W_i \cos \alpha_i - \frac{u_i b_i}{\cos \alpha_i} \right) \tan \varphi'_i + \frac{c'_i b_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

avec  $W_i$  le poids de la tranche  $i$ ,  
 $u_i$  la pression interstitielle au niveau de la tranche  $i$ ,  
 $c'_i$  la cohésion effective de la tranche  $i$ ,  
 $\varphi'_i$  l'angle de frottement de la tranche  $i$ .

### 2.1.2 Méthode de Bishop simplifiée

Le lecteur pourra se reporter à la référence [78].

Contrairement à la méthode de Fellenius, la méthode de Bishop ne néglige pas complètement les interactions entre les tranches de sol et tient compte de l'effort normal horizontal  $E$ . Le bilan des efforts pour une tranche  $i$  est présenté sur la figure 16.

On définit aussi un facteur de sécurité global  $F$  avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb pour un plan de rupture circulaire :

$$\tau = \frac{\tau_{\max}}{F} = \frac{(\sigma - u) \tan \varphi' + c'}{F}$$

En écrivant l'équilibre des efforts dans le sens vertical, ainsi que l'équilibre des moments (résistant ou moteur) par rapport au centre du cercle de rupture, on obtient finalement :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{(W_i - u_i b_i) \tan \varphi'_i + c'_i b_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\tan \varphi'_i}{F}}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

On remarque que, comme le terme  $F$  se trouve des deux côtés de l'égalité, cette équation est implicite. En pratique, pour déterminer la valeur de  $F$ , on opère par itérations successives, en prenant une valeur initiale de  $F$  égale à la valeur obtenue par la méthode de Fellenius, jusqu'à la précision voulue.

Il existe d'autres méthodes qui consistent à introduire une équation supplémentaire, afin que le problème en équilibre statique soit défini. Parmi ces méthodes, on peut citer la méthode de

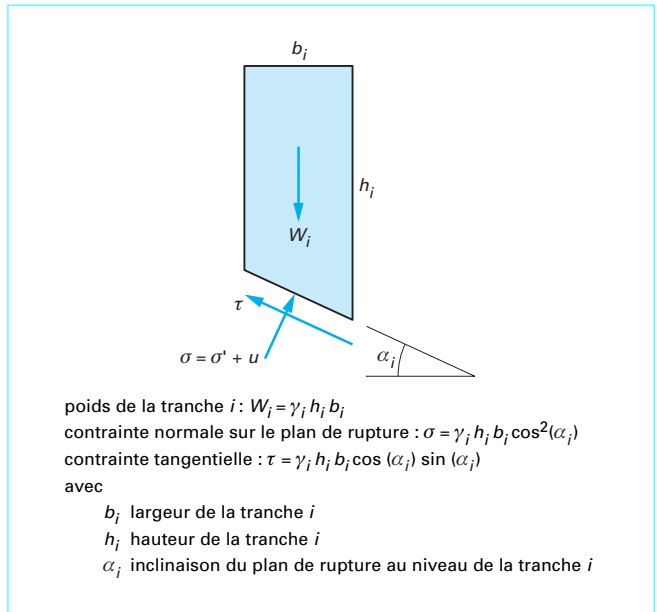


Figure 15 – Méthode de Fellenius : bilan des efforts pour une tranche  $i$

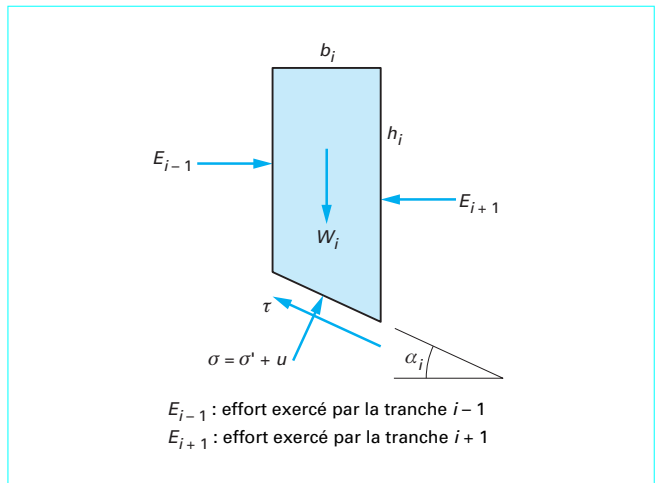


Figure 16 – Méthode de Bishop : bilan des efforts pour une tranche  $i$

Morgenstern et Price [55] avec une fonction de répartition des forces internes, la méthode des perturbations [62] avec une fonction de répartition de la contrainte normale le long de surface de rupture. Ces méthodes ne sont pas présentées ici.

## 2.2 Critères de rupture pour l'analyse des pentes non saturées

Comme pour les méthodes classiques, les méthodes d'analyse en sol non saturé nécessitent un critère de rupture faisant intervenir l'effet de la succion. Deux types de critères sont utilisés actuellement : un critère de rupture avec prise en compte de la

succion dans la cohésion, qui consiste à considérer une cohésion supplémentaire due à la succion et un critère de rupture avec prise en compte de la succion dans la contrainte normale.

### 2.2.1 Critère de rupture avec prise en compte de la succion dans la cohésion

L'écriture générale du critère de rupture est la suivante :

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

avec  $c = c' + dc$ , où  $dc$  est le supplément de cohésion apporté par la succion.

La première approche développée a consisté à supposer une valeur empirique  $dc$  constante. En Suède, une valeur empirique de  $dc = 15$  à  $25$  kPa a été utilisée afin d'expliquer la tenue de nombreuses pentes de sols sableux [57]. Cette approche à l'inconvénient évident de ne pas prendre en compte l'effet du profil de succion existant de fait dans le massif de sol.

Une autre approche consiste à utiliser le concept des contraintes effectives étendu aux sols non saturés, proposé par Fredlund *et al.* [33] :

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \tan \varphi^b$$

L'utilisation de ce critère est complexe dans la mesure où l'angle  $\varphi^b$  n'est pas constant, car l'enveloppe de rupture dans le plan  $\tau$  :  $u_a - u_w$  n'est pas linéaire (voir article [C 302]). La détermination de l'angle  $\varphi^b$  se fait en réalisant des essais de cisaillement triaxiaux à succion contrôlée. On remarque que le critère de rupture proposé par Fredlund *et al.* [33] correspond à :

$$dc = (u_a - u_w) \tan \varphi^b$$

Par rapport à la première approche, cette approche présente l'avantage de faire apparaître la succion. C'est la raison pour laquelle elle est largement utilisée dans les travaux développés récemment.

### 2.2.2 Critère de rupture avec prise en compte de la succion dans la contrainte normale

L'écriture générale du critère de rupture est la suivante :

$$\tau = c' + \sigma_{eq} \tan \varphi'$$

avec  $\sigma_{eq}$  la contrainte normale équivalente, fonction de la succion.

On distingue trois approches suivant l'expression choisie pour  $\sigma_{eq}$ .

#### ■ Approche avec l'équation de Bishop [15] :

$$\sigma_{eq} = (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w)$$

Pour une raison de simplicité,  $\chi$  est généralement considéré comme un paramètre qui varie linéairement avec le degré de saturation ou la succion, malgré les travaux réalisés montrant que ce paramètre dépend non seulement du degré de saturation, mais aussi de la microstructure, du type de sol, etc. ([46] [16] ; parmi d'autres).

#### ■ Approche de Fredlund *et al.* [35], basée sur une relation tenant compte du degré de saturation résiduel $S_{rr}$ :

$$\sigma_{eq} = (\sigma - u_a) + \int_0^s \left( \frac{S_r - S_{rr}}{1 - S_r} \right) ds$$

avec  $s$  la succion qui correspond au potentiel de l'eau d'un sol, noté  $\psi$  dans l'article [C 301].

#### ■ Approche d'Öberg [57], basée sur l'équation suivante :

$$\sigma_{eq} = \sigma - \frac{A_w}{A_{tot}} u_w - \frac{A_a}{A_{tot}} u_a$$

avec  $\frac{A_w}{A_{tot}}$  la fraction de la surface occupée par l'eau,

$\frac{A_a}{A_{tot}}$  la fraction de la surface occupée par l'air.

Cette approche est en fait identique à celle de Bishop simplifiée avec  $\chi = S_{rr}$ , car on a :

$$\sigma_{eq} = \sigma - S_r u_w - (1 - S_r) u_a$$

qui peut s'écrire :

$$\sigma_{eq} = (\sigma - u_a) + S_r (u_a - u_w)$$

Pour les sols sableux en Suède, cette approximation s'est avérée satisfaisante [57] [58] [59].

## 2.3 Analyse en régime permanent

L'analyse de la stabilité des pentes en régime hydraulique permanent revêt un intérêt limité dans la mesure où l'on sait que les instabilités sont souvent déclenchées par des changements de régime. L'analyse est conduite selon une démarche classique avec, néanmoins, un critère de rupture prenant en compte l'effet de la succion, comme cité dans le paragraphe 2.2. D'après les critères de rupture, les éléments suivants sont nécessaires pour l'analyse :

- paramètres de résistance au cisaillement en milieu saturé  $c'$ ,  $\varphi'$ , déterminés au triaxial conventionnel ;
- angle de frottement  $\varphi^b$  en cas d'utilisation du critère de rupture de Fredlund *et al.* [33], déterminé par des essais de cisaillement triaxiaux à succion contrôlée ;
- courbe de variation du paramètre  $\chi$  en fonction du degré de saturation ou de la succion, dans le cas de l'approche avec l'équation de Bishop ;
- courbe de rétention d'eau donnant la relation  $(u_a - u_w) - S_r$  ;
- profils de succion jusqu'au plan de rupture. On peut le déterminer soit par mesure directe *in situ*, soit de façon indirecte, par l'intermédiaire du profil de teneur en eau en place et de la courbe de rétention d'eau préalablement déterminée (voir article [C 301]).

En pratique, on divise en général le massif en tranches minces, en attribuant à chaque tranche une valeur de succion qui déterminera l'ampleur de la résistance au cisaillement.

Dans le cas où les propriétés hydrauliques [notamment la perméabilité à l'eau  $k_w(s)$ ] et les conditions aux limites d'un massif sont connues, on peut déterminer le profil de succion dans le sol en résolvant l'équation de Richards ([C 301] équation 13). Kassim *et al.* [47] ont utilisé cette méthode pour étudier l'effet de la précipitation sur la succion dans un massif de sol en pente, en considérant différents flux de précipitation en surface. Leurs calculs ont montré que la succion dans le sol est d'autant plus faible que le rapport vitesse/perméabilité saturée est grand. Pour une vitesse d'écoulement égale à la perméabilité saturée, la succion est nulle sur toute la profondeur, ce qui correspond aux observations en place.

Comme indiqué dans l'article [C 301], la mesure de succion *in situ* est délicate. D'un point de vue pratique, les méthodes simplifiées réalistes permettant de contourner ou d'éviter cette opération présentent un grand intérêt, comme celle développée par Öberg [58], pour des sols sableux en Suède (moins de 5 % de particules de dimension inférieure à  $2 \mu\text{m}$ , point d'entrée d'air de 10 à 100 kPa). La méthode est basée sur la détermination en laboratoire des courbes de rétention d'eau de douze sols sableux pro-

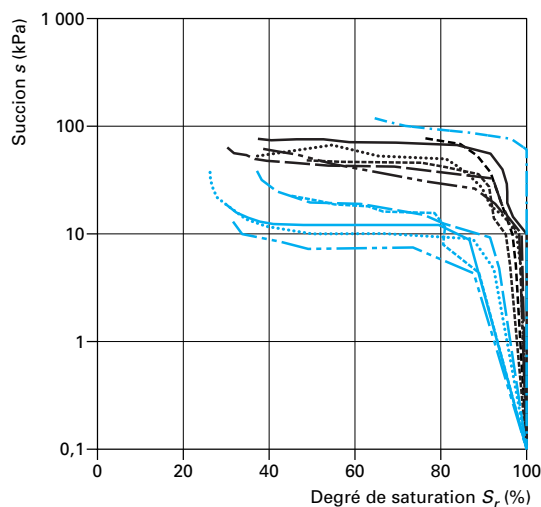


Figure 17 – Courbes de rétention d'eau des sols sableux du site Scandinavien [58]

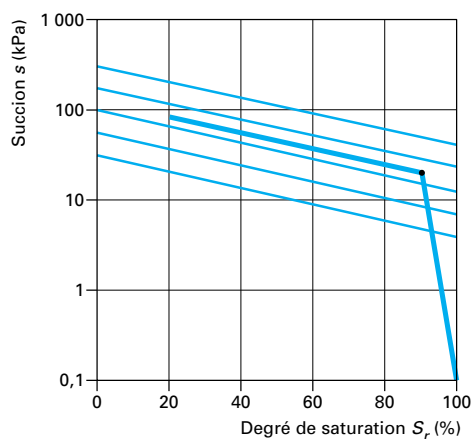


Figure 18 – Détermination de la courbe de rétention d'eau d'un sol à partir de la valeur du point d'entrée d'air [58]

venant du site Scandinavien en Suède (figure 17). On observe que, d'une façon générale :

- quand le degré de saturation  $S_r$  est supérieur à 90 %, les courbes sont très raides, voire verticales ;
- quand  $S_r$  est compris entre 30 et 90 %, les pentes sont faibles et presque identiques.

On peut assimiler la valeur de suction à  $S_r = 90\%$  au point d'entrée d'air, et définir la courbe de rétention à partir de la suction à  $S_r = 90\%$  et de la pente (figure 18). Le point d'entrée d'air est corrélé au  $d_{50}$  de la courbe granulométrique (figure 19).

Ainsi, une opération *a priori* difficile pour la détermination du profil de suction est ramenée à la détermination classique du profil du degré de saturation  $S_r$  et du paramètre granulométrique  $d_{50}$ .

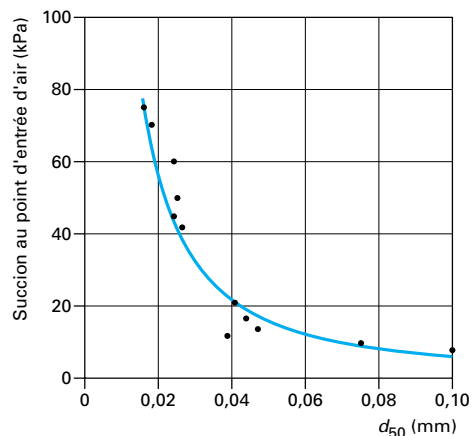


Figure 19 – Relation entre le point d'entrée d'air et  $d_{50}$  [58]

## 2.4 Analyse en régime transitoire

Dans la plupart des cas, les glissements de terrain apparaissent sous des conditions transitoires qui correspondent à une modification sensible du régime hydraulique des pentes, comme par exemple de fortes précipitations, et la prise en compte des variations des divers paramètres de stabilité avec le temps s'avère donc plus réaliste pour les analyses de stabilité. Dans ce contexte, qui sous-entend un calcul d'écoulements en milieu non saturé, on distingue deux approches : l'approche couplée et l'approche non couplée. Numériquement, les deux méthodes sont le plus souvent mises en œuvre par la méthode des éléments finis.

### 2.4.1 Approche non couplée

L'approche non couplée consiste à calculer les écoulements selon l'équation de Richards ([C 301] équation 13) dans un milieu indéformable, à en déduire les champs de teneur en eau et de suction, qui servent ensuite à définir en fonction du temps les valeurs du cisaillement maximales sur les points de la surface de rupture choisie. Celle-ci dépend de la méthode adoptée (Bishop, Fellenius...) et correspond souvent à un cercle de rupture. L'approche est simple car on n'utilise pas de loi de comportement de sol. Il s'ensuit que l'on n'est pas en mesure de déterminer les déformations, l'analyse de stabilité ne considérant que la situation à la rupture.

Les éléments nécessaires à l'analyse sont :

- les paramètres de transfert, c'est-à-dire les courbes de rétention, et les coefficients de perméabilités à l'eau  $k_w(s)$  et à l'air  $k_a(s)$ . Un calcul simplifié peut également être fait en considérant  $u_a = 0$ , et en ne considérant que les transferts d'eau, selon l'équation de Richards ;
- un critère de rupture donnant localement la contrainte tangentielle maximale admissible, fonction de la suction  $\tau_{max}(s)$ .

Cette approche a été appliquée récemment, avec les travaux :

- de Shimada *et al.* [67] et Cai et Ugai [22] pour des **pent**es **sableuses** ;
- de Fourie *et al.* [32] pour une **pen**te de **talus de cendres** provenant d'une centrale électrique thermique en Afrique du Sud ;
- de Rahardjo *et al.* [61] pour un **sol résiduel** à Singapour.

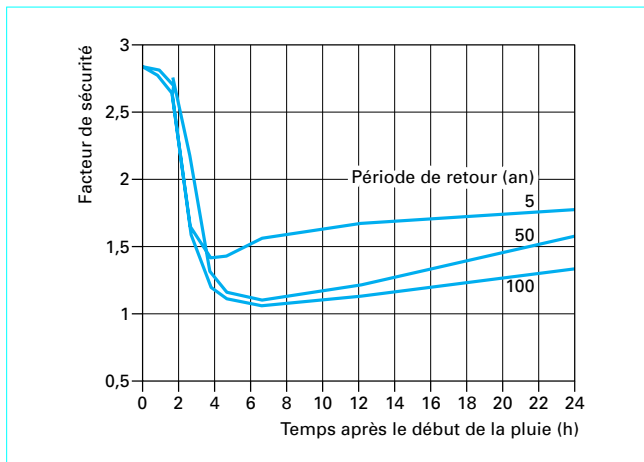


Figure 20 – Évolutions du facteur de sécurité pour trois périodes de retour [32]

Dans leur analyse, Fourie *et al.* [32] ont utilisé une courbe de variation de la perméabilité avec la succion déduite de la courbe de rétention d'eau à l'aide de la méthode proposée par Green et Corey [42] et le critère de rupture proposé par Fredlund [33]. L'analyse a été réalisée sur un talus de 10 m de haut avec une inclinaison de  $37^\circ$ , et la succion initiale, déterminée en place, est égale à 40 kPa. Les essais triaxiaux sur des échantillons saturés ont donné un angle de frottement interne  $\phi' = 34^\circ$ . Trois périodes de retour de précipitation (trois durées de précipitation) ont été considérées : 5 ans, 50 ans et 100 ans. Sur la figure 20 sont montrées les évolutions du facteur de sécurité calculé avec  $\phi^b = 0,2 \phi'$ . On observe que le facteur de sécurité a chuté de 2,8 à 1,4 pour la période de retour de 5 ans et à 1,1 environ pour la période de retour de 50 ans ou de 100 ans, ce qui signifie que le talus initialement très stable peut avoir des problèmes de stabilité à cause de l'infiltration d'eau dans le sol. On observe également que la reprise de stabilité caractérisée par une augmentation du facteur de sécurité après l'événement est très lente : pour une période de retour de 100 ans, de 7 h à 24 h, le facteur de sécurité n'a augmenté que 0,1 environ.

## 2.4.2 Approche couplée

L'approche couplée consiste à considérer de façon intégrée les effets des écoulements sur les caractéristiques mécaniques du problème, ainsi que l'effet des déformations sur les écoulements. Les paramètres nécessaires au calcul des écoulements sont, comme on l'a vu dans le paragraphe 2.4.1, la courbe de rétention d'eau et les perméabilités à l'eau et à l'air. Il convient donc d'adopter également une loi de comportement pour le sol (surfaces d'état, modèles élasto-plastiques).

On présente ici cette méthode en s'appuyant sur un exemple donné par Alonso *et al.* [10], qui ont analysé, à l'aide du code de calcul aux éléments finis, la **stabilité d'une pente non saturée non homogène** située à Ancona, en Italie. Les éléments adoptés pour cette analyse sont les suivants.

■ **Loi de comportement pour la déformation volumique** : elle est basée sur le concept de surface d'état, en indice des vides et en degré de saturation, selon les expressions :

— indice des vides :

$$e = e_0 + a_e (\sigma - u_a) + b_e (u_a - u_w) + c_e (\sigma - u_a) (u_a - u_w)$$

avec  $e_0$  l'indice des vides initial,  
 $a_e$ ,  $b_e$  et  $c_e$  des constantes ;

— degré de saturation :

• pour les sols sableux :

$$S_r = S_{rr} + (S_{r\max} - S_{rr}) \frac{a_s}{a_s + [c_s (u_a - u_w)]^{b_s}}$$

• pour les sols surconsolidés :

$$S_r = S_{r\max} - (1 - \exp[-a_s (u_a - u_w)]) [b_s + c_s (\sigma - u_a)]$$

avec  $S_{rr}$  le degré de saturation résiduel,  
 $S_{r\max}$  le degré de saturation maximal,  
 $a_s$ ,  $b_s$  et  $c_s$  des constantes.

■ **Composantes du tenseur de la perméabilité à l'air** :

$$k_{a_{ij}} = \frac{a_a k_{asij}}{a_a + [c_a (u_a - u_w)]^{b_a}}$$

avec  $k_{asij}$  les composantes du tenseur de la perméabilité à l'air correspondant à  $S_{rr}$ ,  
 $a_a$ ,  $b_a$  et  $c_a$  des constantes.

■ **Composantes du tenseur de la perméabilité à l'eau** :

— pour les sols sableux :

$$k_{w_{ij}} = \frac{a_w k_{wsij}}{a_w + [c_w (u_a - u_w)]^{b_w}}$$

avec  $k_{wsij}$  des composantes du tenseur de la perméabilité à l'eau du sol saturé,  
 $a_w$ ,  $b_w$  et  $c_w$  des constantes ;

— pour les sols surconsolidés :

$$k_{w_{ij}} = \left( \frac{S_r - S_{rr}}{S_{r\max} - S_{rr}} \right) a_w^e k_{wsij}$$

avec  $e$  l'indice des vides.

■ **Critère de rupture selon Fredlund *et al.* [33]** :

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$$

■ **Méthode d'analyse de type Bishop simplifiée**, pour déterminer à la fois le facteur de sécurité global et le facteur de sécurité local :

$$F = \frac{\tau_f}{\tau}$$

avec  $\tau = \gamma h_i \sin \alpha_i \cos \alpha_i$

où  $h_i$  la hauteur de la tranche  $i$ ,

$\alpha_i$  l'angle d'inclinaison du plan de rupture au niveau de la tranche  $i$ .

## 2.5 Conclusion

La stabilité d'une pente est étroitement liée à la valeur de la succion dans le sol. Pour une pente inclinée à  $60^\circ$  à Hongkong, la prise en compte d'une succion de 85 kPa peut augmenter le facteur de sécurité global de 20 % [34]. On peut imaginer la conséquence dans le sens inverse, en termes de sécurité, quand 20 % sont perdus par la diminution de succion.

L'analyse en régime permanent peut s'appliquer aux cas de précipitations soutenues, durant une longue période, ou à une analyse ponctuelle à un moment donné. On a vu qu'il est le plus souvent nécessaire de considérer le régime transitoire, qui peut

être abordé dans une approche non couplée ou couplée. L'approche non couplée est actuellement la plus répandue, probablement du fait de sa plus grande simplicité sur les plans théorique et numérique. L'approche couplée présente l'avantage de pouvoir considérer, en plus de la stabilité, la déformation des sols, mais elle présente l'inconvénient de nécessiter la loi de comportement du sol, dont la détermination est difficile.

Quelle que soit l'approche choisie, l'essentiel reste la détermination des propriétés hydrauliques et mécaniques du massif non saturé, qui est une opération expérimentale longue et délicate. D'un point de vue pratique, il est donc très utile de développer des méthodes d'estimation permettant d'avoir les informations nécessaires à partir d'essais simples, comme le montre Öberg [58] avec la détermination approchée de la courbe de rétention d'eau à partir de l'analyse granulométrique et du degré de saturation.

### 3. Effet de la sécheresse sur les constructions

#### 3.1 Introduction

Les sols argileux, en particulier les argiles plastiques susceptibles de gonfler sous apport d'eau, peuvent présenter une diminution de volume importante du fait d'une perte d'eau, liée notamment à l'évapotranspiration sous l'effet des conditions climatiques et végétales qui affectent le sol. On sait [C 301] que, plus une argile est plastique, plus la succion correspondant à son point d'entrée d'air est élevée, ce qui veut dire que ces argiles peuvent rester saturées même sous des succions assez élevées. On peut ainsi estimer le tassement relatif que subirait une argile saturée de 20 % de teneur en eau, dont le poids volumique des grains serait de  $27 \text{ kN/m}^3$ , sous l'effet d'une diminution de teneur en eau de 3 % :

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{\frac{\gamma_s}{\gamma_w} \Delta w}{1 + \frac{\gamma_s}{\gamma_w} w_0} \approx 5,3 \%$$

Un tel tassement, ramené à une couche d'une dizaine de mètres d'épaisseur, peut produire des déformations différentielles graves pour les constructions, dans le cas par exemple où la diminution de teneur en eau serait localisée d'un côté de l'habitation, par la présence d'un arbre.

La figure 21 montre une maison individuelle sinistrée par le retrait différentiel du sol de fondation [73].

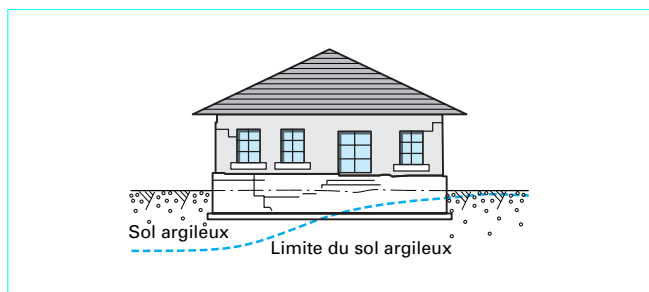


Figure 21 – Une maison individuelle sinistrée par la rétraction différentielle du sol de fondation, source CEBTP 1991 [88] d'après [73]

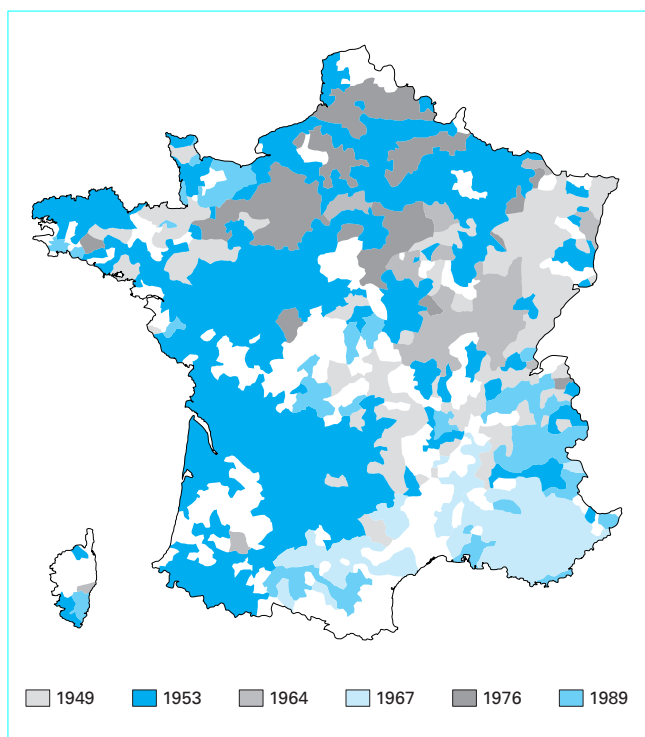


Figure 22 – Années civiles les plus sèches en France depuis 1946 [66]

En France, depuis les deux années consécutives de sécheresse exceptionnelle de 1989 et 1990, qui ont frappé notamment des constructions légères tels que pavillons et maisons individuelles dans 216 communes réparties sur 17 départements [19] [70], l'effet de la sécheresse sur les constructions est une préoccupation importante des géotechniciens, et le problème a revêtu une importance inattendue dans un pays tempéré que l'on ne croyait pas exposé à ce type de problème. Sur la figure 22 sont indiquées les zones affectées par la sécheresse au cours des années les plus sèches depuis 1946 en France [66]. On observe que l'on connaît pratiquement tous les dix ans une sécheresse importante.

À l'étranger, beaucoup d'études sur ce sujet ont été réalisées dans les années 1980, notamment en Angleterre [13] [30], essentiellement sur l'effet de la végétation. Les autres continents ne sont pas épargnés :

- Afrique du Sud [74] ;
- Israël [63] ;
- États-Unis [44] ;
- Australie [6] ;
- Chine [37] [72].

Le cas de la Chine est représentatif et mérite d'être souligné, car ce pays comporte à la fois les régions du Nord, qui sont arides ou semi-arides, et les régions du Sud, au climat tempéré. Dans une vallée au Nord où la précipitation annuelle est généralement inférieure à l'évaporation, une sécheresse de longue durée de 1980 à 1992 a sinistré 10 % de constructions [37], ce qui est considérable. Le Sud ne semble pas être épargné, avec des tassements allant jusqu'à 25 mm lors de la sécheresse de 1993 dans la ville de Nanning [72].

Dans ce qui suit, on abordera tout d'abord le mécanisme de perte d'humidité des sols, en considérant le bilan d'eau et les effets de l'évapotranspiration et de la végétation. On présentera ensuite

quelques méthodes pour évaluer la fissuration des sols, ainsi que le mouvement du terrain lors des variations de la teneur en eau. En ce qui concerne les constructions, en considérant le calcul du gonflement sous une semelle de fondation, on indiquera les démarches à suivre pour évaluer les déplacements dus à des changements de teneurs en eau. Enfin, on donnera quelques recommandations pour les constructions.

### 3.2 Détermination de l'évaporation d'un sol

Le bilan d'eau dans l'atmosphère s'exprime par la simple formule suivante [17] :

$$B = P - E$$

avec  $B$  le bilan,  
 $P$  la précipitation,  
 $E$  l'évaporation.

Ce bilan est très utilisé par les météorologues pour la classification des climats. On note notamment qu'un bilan négatif signifie un climat à déficit d'eau, annuel ou saisonnier. Le bilan d'eau dans le sol définit l'état de l'eau contenue dans la zone non saturée. Ce bilan, qui correspond à l'équilibre entre la quantité d'eau entrant et la quantité d'eau sortant, s'exprime par la relation :

$$P = E_T + R_E + R_O + \Delta_{ST}$$

avec  $E_T$  la perte d'eau due à l'évaporation,  
 $R_E$  le rechargement de la nappe phréatique,  
 $R_O$  la perte d'eau due à l'écoulement torrentiel en surface,  
 $\Delta_{ST}$  la quantité d'eau stockée dans le sol.

Le terme  $R_O$  est en général très petit, et peut être négligé [18]. Dans le cas où il y a des alimentations d'eau dans le sol (fuite d'une conduite d'eau, infiltration des déchets stockés, etc.), il est nécessaire d'ajouter un terme positif à gauche de l'expression. On remarque que le terme  $(P - R_O)$  représente l'infiltration  $I$ . Les résultats expérimentaux ont montré que  $I$  peut être déterminé par l'expression de Philip [17] :

$$I = I_L + \frac{1}{2} S t^{\frac{1}{2}}$$

avec  $I$  (mm/h) le taux d'infiltration à un temps  $t$  donné,  
 $I_L$  (mm/h) le taux d'infiltration limite à un temps infini,  
 $S$  (mm/h<sup>3/2</sup>) une constante.

Par **temps de sécheresse**, on a en général :

$$E_T > P ; R_E < 0 ; \Delta_{ST} \approx 0$$

Plusieurs expressions ont été proposées pour calculer le taux d'évaporation, parmi lesquelles l'**expression de Penman** [17] paraît être la plus pertinente :

$$E_p = \frac{\Delta R_n / (\lambda \rho_w) + \gamma E_a}{\Delta + \gamma}$$

avec  $E_a$  (mm/j) =  $0,165 (e_{sat} - e_a)(0,8 + u_2/100)$ ,  
 $E_p$  (mm/j) le taux d'évaporation potentielle,  
 $\Delta$  (Pa/°C) la pente de la courbe pression de vapeur d'eau saturante - température,  
 $R_n$  [J/(m<sup>2</sup> · j)] la radiation solaire nette entrant,  
 $\lambda$  (J/kg) la chaleur latente de vaporisation d'eau,  
 $\gamma$  (66 Pa/°C) la constante psychrométrique,  
 $e_{sat}$  (mbar) la pression de la vapeur d'eau saturante,  
 $e_a$  (mbar) la pression de la vapeur d'eau réelle,

$u_2$  (km/j) la vitesse du vent à une altitude de 2 m au-dessus du sol,  
 $\rho_w$  la masse volumique de l'eau (1 000 kg/m<sup>3</sup>)

On notera que  $E_p$  peut aussi être exprimé en kg/(m<sup>2</sup> · j) ; la conversion de kg/(m<sup>2</sup> · j) en mm/j se fait simplement en considérant une masse volumique d'eau égale à 1 000 kg/m<sup>3</sup>.

Blight *et al.* [18] ont proposé une méthode d'évaluation du taux d'évaporation en considérant le bilan d'énergie en surface des sols :

$$R_n = G + H + L_e$$

avec  $R_n$  le flux net de la radiation solaire entrant au niveau de la surface de sol,  
 $G$  le flux de la chaleur dans le sol (la chaleur entraînant une élévation de température dans le sol),  
 $H$  le flux de la chaleur dans l'air (la chaleur engendrant une élévation de température dans l'air),  
 $L_e$  le flux de la chaleur latente pour évaporation.

$R_n$  est mesurable à l'aide d'un pyranomètre (radiomètre),  $G$  peut être estimé par le gradient de température dans le sol, et  $H$  s'exprime par :

$$H = \rho C_p k_h \frac{\delta T}{\delta z}$$

avec  $\rho$  la masse volumique de l'air,  
 $C_p$  la capacité thermique de l'air,  
 $T$  la température de l'air,  
 $k_h$  la diffusivité tourbillonnaire de l'air,  
 $\frac{\delta T}{\delta z}$  le gradient de température.

Le flux de la chaleur latente d'évaporation peut être déterminé en reportant la loi des gaz parfaits dans l'expression du flux de la vapeur d'eau :

$$L_e = \frac{\lambda p \varepsilon k_v}{P_{atm}} \frac{\delta e}{\delta z} \quad (1)$$

avec  $\lambda$  la chaleur latente de vaporisation d'eau,  
 $\varepsilon$  le rapport de poids moléculaire entre l'eau et l'air,  
 $k_v$  la diffusivité tourbillonnaire de la vapeur d'eau dans l'air,  
 $P_{atm}$  la pression atmosphérique,  
 $\frac{\delta e}{\delta z}$  le gradient de pression de la vapeur d'eau dans l'air.

On note que l'équation (1) relie l'évaporation à la succion du sol. En effet, quand la succion dans le sol augmente, la pression de la vapeur d'eau en surface diminue, engendrant une diminution du gradient de pression  $\frac{\delta e}{\delta z}$ , donc une diminution du flux de la chaleur latente  $L_e$ .

En supposant  $k_h = k_v$ , on a :

$$\frac{H}{L_e} = \beta = \frac{P C_p}{\lambda \varepsilon} \frac{\delta T}{\delta e}$$

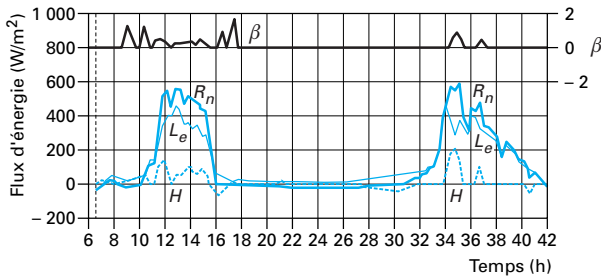
ainsi :

$$L_e = \frac{R_n - G}{1 + \beta}$$

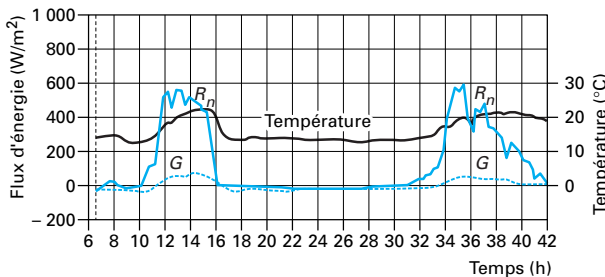
et :

$$H = \beta L_e$$





(a) variations de  $R_n$ ,  $H$ ,  $\beta$  et  $L_e$  dans la période de mesure



(b) variations de  $R_n$ ,  $G$ , et  $T$  dans la période de mesure

**Figure 23 – Résultat typique des mesures du bilan d'énergie en surface d'un sol [17]**

En pratique, on suit de façon continue la variation de  $L_e$  en mesurant :

- $R_n$  à l'aide d'un pyranomètre ;
- $G$  à l'aide de sondes de températures enterrées dans le sol ;
- le rapport  $\frac{\delta T}{\delta e}$  par l'intermédiaire des gradients de

température et d'humidité relative à l'aide des psychromètre-thermomètres.

La figure 23 présente un résultat typique obtenu avec cette méthode.

Afin de trouver la correspondance entre le flux de la chaleur latente d'évaporation  $L_e$  et le taux d'évaporation potentielle  $E_p$ , il est nécessaire de :

- faire l'intégration de la courbe  $L_e$  sur une période considérée, ce qui permet d'avoir une valeur de  $L_e$  en  $J/(m^2 \cdot j)$  ;
- diviser ensuite la valeur obtenue par la chaleur latente pour l'évaporation de l'eau libre en  $J/kg$ .

On obtient ainsi une quantité équivalente à  $E_p$  en  $kg/(m^2 \cdot j)$  (ou  $mm/j$  en considérant la masse volumique de l'eau).

Les observations réalisées par Blight [17] en Afrique du Sud ont montré qu'un flux net de radiation  $R_n$  se transforme en toute priorité en chaleur latente d'évaporation  $L_e$ .

Une fois la chaleur latente  $L_e$  connue, on peut procéder à l'analyse des transferts de l'eau liquide et de la vapeur d'eau dans la zone de sols non saturés, à l'aide de l'expression suivante [75] :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = C_w \frac{\partial}{\partial z} \left( k_w \frac{\partial h_w}{\partial z} \right) + C_v \frac{\partial}{\partial z} \left( D_v \frac{\partial P_v}{\partial z} \right)$$

avec  $h$  (kPa) charge hydraulique totale,  
 $h_w$  (kPa) charge hydraulique de l'eau liquide,

$P_v$  (kPa) pression partielle de la vapeur d'eau,  
 $k_w$  (m/s) coefficient de perméabilité à l'eau,  
 $D_v$  [ $kg \cdot m/(kN \cdot s)$ ] diffusivité de la vapeur d'eau dans le sol :

$$D_v = \alpha \beta \left( D_{vap} \frac{M_w}{RT} \right)$$

$\alpha$  coefficient de tortuosité du sol :  $\alpha = \beta^{2/3}$ ,  
 $\beta$  section pour l'écoulement de la vapeur :  $\beta = (1 - S_r) n$ ,

$M_w$  (0,018 kg/mol) masse molaire de l'eau,

$R$  [8,314 J/(mol · K)] constante molaire des gaz,

$T$  (K) température thermodynamique,

$D_{vap}$  ( $m^2/s$ ) diffusivité moléculaire de la vapeur d'eau dans l'air :

$$D_{vap} = 0,229 \times 10^{-4} \left( 1 + \frac{T}{273} \right)^{1,75}$$

$C_w$  module de déformation volumique de l'eau liquide :

$$C_w = \frac{1}{\gamma_w m_2^w}$$

$m_2^w$  pente de la courbe teneur en eau volumique ( $\theta_w$ ) – succion ( $u_a - u_w$ ),

$\gamma_w$  poids volumique de l'eau,

$C_v$  module volumique de la vapeur d'eau :

$$C_v = \frac{1}{\rho_w^2 g m_2^w} \left( \frac{P + P_v}{P} \right)$$

$P_{atm}$  pression atmosphérique.

Cette analyse est couplée avec le transfert de la chaleur par l'intermédiaire de la pression partielle de la vapeur d'eau  $P_v$  (ou la succion) :

$$C_h \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left( \lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right) - L_e \left( \frac{P + P_v}{P} \right) \frac{\partial}{\partial z} \left( D_v \frac{\partial P_v}{\partial z} \right)$$

avec  $C_h$  [ $J/(K \cdot m^3)$ ] capacité thermique volumique,

$\lambda$  [ $W/(K \cdot m)$ ] conductivité thermique.

La résolution se fait par la méthode des différences finies, qui permet d'avoir l'évolution dans le temps des profils de succion et de température [75].

### 3.3 Effet de la végétation

La végétation joue un rôle très important dans le processus d'évaporation de l'eau dans le sol pour une raison très simple : l'évaporation est proportionnelle à la surface de contact air-eau. Dans le cas d'un terrain de sol avec végétation (herbes ou arbres), à la surface de contact air-sol on doit ajouter les surfaces feuilles-air, qui sont considérables. Blight [17] a fait un essai simple d'illustration. Il a laissé s'évaporer un sol sableux contenu dans un conteneur et recouvert en surface par une pelouse, et l'eau pure contenue dans un conteneur. Il a observé que, avant que les herbes ne se fanent, la perte d'eau de la pelouse est beaucoup plus importante que celle du conteneur ; avec la pelouse, la perte d'eau volumique (volume d'eau évaporée/volume d'eau initial, en %) par heure et rapportée à la surface de contact avec l'atmosphère est de  $0,00125 \%/(\text{cm}^2 \cdot \text{h})$ , et elle est de  $0,00085 \%/(\text{cm}^2 \cdot \text{h})$  dans le cas du conteneur.



**Figure 24 – Désordres partiels dus à l'action localisée d'un arbre,**  
(source CEBTP 1991 [88] d'après [73])

**Tableau 1 – Succions dans un petit arbre**

Profil de succion (kPa)		Sens de transfert d'eau
Dans le sol $s_{\text{sol}}$		
Dans les racines $s_{\text{racines}}$	200	↓
Dans le tronc $s_{\text{tronc}}$	500	↓
Dans les feuilles $s_{\text{feuilles}}$	1 500	↓
Dans l'atmosphère $s_{\text{atmosphère}}$	100 000 (HR = 50 %, T = 22 °C)	

On peut comprendre facilement l'ampleur de la perte d'eau à travers un arbre en considérant simplement le profil de succion le long d'un petit arbre planté dans un sol plutôt humide (tableau 1, d'après [52]) :

Ce profil correspond à des gradients de succion considérables.

L'évapotranspiration des arbres est particulièrement dangereuse pour les constructions dans la mesure où elle engendre souvent des tassements localisés, donc de nature différentielle. La figure 24 présente un croquis d'une maison sinistrée par un arbre [73].

La gravité des désordres dépend beaucoup de la nature de chaque arbre. On présente dans le tableau 2 un extrait des données issues des statistiques anglaises relatives aux désordres de bâtiments dus à des arbres [24]. On note notamment un rayon d'influence important pouvant atteindre 30 m pour un chêne et un peuplier, ainsi que le fort coefficient d'agressivité pour le chêne (5,5).

Pour interrompre l'évolution des désordres dus aux arbres, la méthode la plus simple est l'abattage. Cependant, l'abattage d'un arbre engendre une importante modification des conditions hydriques au voisinage, du fait de la diminution locale de succion, qui peut engendrer une augmentation de teneur en eau et donc un soulèvement en surface. Sur la figure 25 sont montrés respectivement les tassements avant et le soulèvement après l'abattage d'arbres à proximité de la Galerie Nationale des Arts en Australie [64]. Les effets d'un soulèvement peuvent être aussi désastreux que ceux d'un tassement.

### 3.4 Évaluation des tassements pendant la sécheresse et des gonflements après la sécheresse

#### 3.4.1 Gonflement

Une des approches pour la détermination de la **pression de gonflement**  $\sigma_g$  d'un sol consiste à appliquer, à l'oedomètre, différentes contraintes à différents échantillons de sol identiques, et à les saturer. Les échantillons gonflent sous les plus faibles contraintes et tassent sous les plus fortes, avec une relation déformation-contrainte linéaire dans un diagramme semi-logarithmique. La contrainte sous laquelle le gonflement serait nul est par définition la pression de gonflement. En se basant sur cette linéarité, Philipponnat [60] a proposé la formule suivante pour évaluer le **gonflement maximal d'un sol** :

$$\delta H = -R_g \lg \left( \frac{\sigma_g}{\sigma_v(z)} \right) dz$$

avec  $\sigma_v(z)$  la contrainte verticale due à la pesanteur du sol et d'éventuelles surcharges,

$R_g$  la pente de la courbe gonflement-contrainte, comparable à l'indice de compression  $C_c$  des sols saturés.

**Tableau 2 – Désordres dans les bâtiments provoqués par différents arbres**

Essence	Chêne	Peuplier	Frêne	Faux acacia	Marronnier	Tilleul	Saule	Aubépine	Hêtre
Hauteur maximale en zone urbaine ..... (m)	16 à 23	25 à 28	14 à 23	18 à 20	12 à 15	16 à 24	15 à 25	10	20
Distance maximale du désordre ..... (m)	30	30	21	12,4	23	20	40	11,5	15
Distance en dessous de laquelle 50 % des désordres ont été constatés ..... (m)	9,5	11	6	7	7,5	6	7	5	6
Désordres liés à l'essence considérée (1) ..... (%)	11,5	8,7	7,5	3	3	8,2	5,7	4,6	1
Essence dans la population (2) ..... (%)	2,1	3	3	1,8	2,2	6,4	4,5	3,5	1
Coefficient d'agressivité (3) = (1)/(2) .....	5,5	2,9	2,5	1,7	1,4	1,3	1,3	1,3	1
(1) $\frac{\text{Nombre des cas de désordres liés à l'essence considérée}}{\text{Nombre total des cas de désordres}} \times 100$ .									
(2) $\frac{\text{Nombre de l'essence considérée}}{\text{Nombre total des essences considérées}} \times 100$ .									

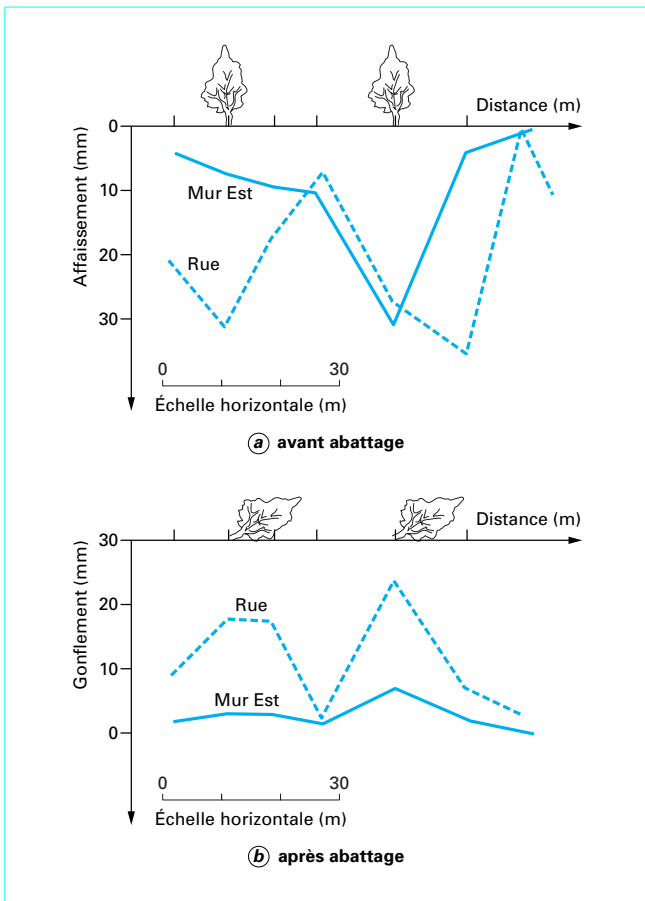


Figure 25 – Tassement avant et soulèvement après l'abattage des arbres [64]

Cette méthode nécessite la détermination expérimentale de la pression de gonflement du sol intact.

Brackley [74] a proposé d'évaluer le gonflement dû à la succion en considérant l'indice de plasticité  $I_p$  :

$$\frac{\delta H}{H_0} = \frac{I_p - 10}{10} \lg\left(\frac{s}{\sigma_v}\right)$$

avec  $s$  la succion,

$\sigma_v$  la contrainte verticale incluant le sol sus-jacent et les surcharges.

L'avantage de cette méthode est qu'elle ne nécessite que la détermination de  $I_p$  et  $s$ , relativement facile à réaliser.

Le modèle de Barcelone [9] permet bien évidemment d'évaluer le gonflement sous contrainte constante avec le paramètre  $\kappa_s$  (voir article [C 302]) :

$$d\varepsilon_v^e = \kappa_s \frac{ds}{s_0 + P_{atm}}$$

Cette méthode s'applique également à l'évaluation des tassements. Il s'agit d'une simplification, car  $\kappa_s$  est un paramètre élastique qui n'est pas nécessairement adapté aux sols gonflants où le gonflement peut être plastique. L'expression adoptée dans le

modèle de Barcelone est analogue à celle de Richard *et al.* [64] pour estimer le gonflement ou le tassement :

$$\delta = \sum_{n=0}^m \frac{\partial \varepsilon}{\partial \lg(s)} \Delta \lg(s) \Delta z_n$$

où  $\frac{\partial \varepsilon}{\partial \lg(s)}$  correspond au paramètre  $\kappa_s$ , avec  $\varepsilon$  comme déformation verticale.

### 3.4.2 Retrait

La méthode proposée par Philipponnat [60] pour l'estimation du retrait est basée sur la courbe de retrait qui exprime la diminution de volume avec la diminution de la teneur en eau : en dessous de la limite de retrait, la déformation volumique est fonction linéaire de la teneur en eau. On note que cette linéarité est en général bien établie, quel que soit le sol. Sitharam *et al.* [68] ont travaillé sur quatre sols de plasticité et de densité très différentes et ils confirment bien ce résultat.

Afin de pouvoir calculer le tassement à partir des mesures de variation de volume, Philipponnat [60] a proposé la relation empirique suivante :

$$\left(1 - \frac{\Delta H}{H_0}\right) = \left(1 - \frac{\Delta V}{V_0}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Ainsi, on peut calculer le tassement dû au retrait avec la relation :

$$\delta H = \int_0^{z_{max}} -R_1 (w_1(z) - w_f(z)) dz$$

avec  $z_{max}$  la profondeur maximale influencée par la sécheresse, qui peut aller jusqu'à une vingtaine de mètres [17],

$R_1$  la pente de la courbe de retrait linéaire

[diagramme  $\Delta H/(H_0 - w)$ ],

$w_1$  la teneur en eau actuelle,

$w_f$  la teneur en eau finale, qui prend la valeur maximale entre la teneur en eau réelle  $w_2$  et la limite de retrait  $w_{re}$  :  $w_f = \max(w_2, w_{re})$ .

Wang *et al.* [72] ont proposé une méthode similaire, mais avec la succion comme variable :

$$\Delta e = C_m \Delta s \quad \text{et} \quad \Delta h_i = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_v}\right) h_i$$

avec  $\Delta e$  la variation de l'indice des vides due à la variation de succion  $\Delta s$ ,

$C_m$  l'indice de dessiccation, à déterminer expérimentalement,

$\Delta h_i$  le tassement de la couche de hauteur  $h_i$ ,

$\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_v}$  le rapport entre la déformation verticale et la déformation volumique, à déterminer expérimentalement.

#### Commentaires :

—  $C_m$  n'est généralement pas une constante sur une large gamme de succion ;

—  $\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_v}$  peut être estimé avec la méthode de Philipponnat présentée précédemment.

Cette méthode s'applique également à la prévision des gonflements, à condition que les paramètres soient déterminés avec des essais d'humidification. En général, les paramètres en humidification et ceux en dessiccation sont pratiquement les mêmes car, en cas de sécheresse, la déformation due à la succion est pratiquement réversible.



### 3.6 Estimation du gonflement sous une semelle

On a présenté dans le paragraphe 3.5 plusieurs méthodes permettant d'estimer le tassement ou le gonflement lors de la variation de succion dans un sol, avec éventuellement la prise en compte de la surcharge en surface. Quand la surcharge est uniformément répartie à l'infini, le problème est simple : une simple intégration suffit pour connaître le tassement total ou le gonflement total en surface. Le problème se complique quand il s'agit d'une surcharge de surface d'application limitée, une semelle de fondation, par exemple. La complexité réside essentiellement dans la distribution non homogène des contraintes sur la largeur de la semelle. Suivant la valeur de la contrainte par rapport à la pression de gonflement, on peut avoir localement soit un gonflement (contrainte inférieure à la pression de gonflement), soit un effondrement (contrainte supérieure à la pression de gonflement). Il est important de bien définir au préalable les zones à considérer dans le calcul.

On présente ici la méthode proposée par Philipponnat [60]. Les profils de surcharge verticale sous une semelle continue de 0,6 m de large, encastrée de 0,8 m, présentés sur la figure 27, sont déterminés à l'aide de la formule de Boussinesq, sur trois verticales différentes : l'axe de la semelle I, le bord de la semelle II et l'extérieur III.

On observe sur la figure 27 que, à faible profondeur, on rencontre à la fois le gonflement et l'effondrement : sur l'axe, la surcharge dépasse la pression de gonflement, ce qui engendrera un effondrement ; au bord, c'est l'inverse, on devra donc avoir un gonflement. À des profondeurs plus importantes, la surcharge restant toujours inférieure à la pression de gonflement, on n'aura que du gonflement.

Dans le cadre d'une analyse simplifiée, il conviendrait de déterminer s'il serait suffisant de considérer uniquement la zone 1 pour évaluer le gonflement dû à la saturation. Philipponnat propose de considérer les zones 1 et 2. Cela suppose une certaine résistance au cisaillement dans les zones ayant gonflé, suffisante pour assurer la stabilité au renversement sous les contraintes exercées par la semelle. Une analyse numérique serait intéressante pour éclaircir ce raisonnement.

### 3.7 Commentaires et recommandations pour les constructions

À la lumière de la présentation théorique sur l'interaction entre le sol et l'atmosphère, on voit que la sécheresse correspond à un bilan d'eau négatif, quand l'évaporation est supérieure à la précipitation, pendant une période suffisamment longue. On peut suivre l'évolution de l'évapotranspiration grâce à des mesures réalisées avec des appareils tels que le pyranomètre pour le flux de radiation, le psychromètre pour l'humidité et le thermomètre pour la température. C'est le flux de la chaleur latente d'évaporation  $L_e$  qui relie l'atmosphère au sol, puisqu'il est défini par le gradient de succion à l'interface sol-atmosphère.

L'effet de la végétation sur les constructions est en général prédominant, du fait d'une part de l'intensité importante de l'évapotranspiration des végétaux et, d'autre part, de leur effet localisé.

Différentes méthodes de prévision des tassements pendant la sécheresse et des gonflements après la sécheresse ont été présentées. Le choix d'une méthode dépend essentiellement des moyens disponibles pour la détermination des paramètres, ainsi que de la précision recherchée.

On a montré que, en appliquant le critère de contrainte horizontale nulle, il est possible d'estimer la profondeur, voire l'inclinaison des fissures dues à la sécheresse.

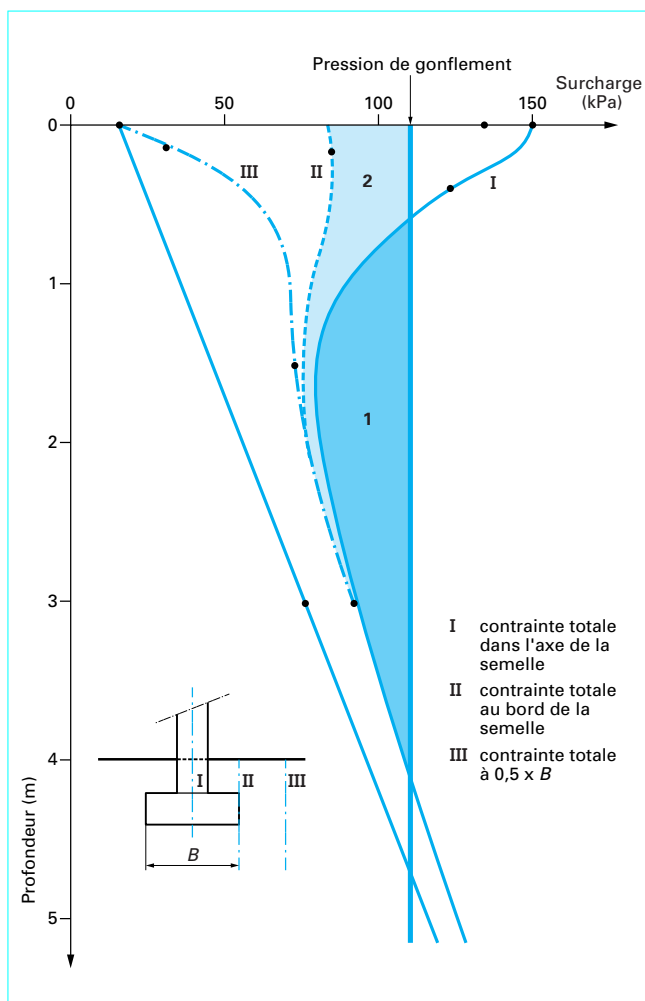


Figure 27 – Distribution des surcharges sous une semelle sur trois verticales différentes [60]

L'analyse de Philipponnat [60] a permis de mettre en évidence l'effet d'une surcharge de surface d'application limitée sur la stabilité de l'ouvrage concerné. À cause de la distribution non homogène de contraintes dans le sol, on peut avoir à une même profondeur un effondrement (au milieu de la surcharge) et un gonflement (au bord de la surcharge), ce qui est de toute évidence très dangereux pour l'ouvrage. On note que, dans cette analyse, Philipponnat a supposé une pression de gonflement constante sur toute la profondeur, ce qui correspond à une approximation assez grossière vu que la pression de gonflement dépend de la densité ou de la pression de préconsolidation et donc de la profondeur.

Quelques recommandations pour les constructions nouvelles, tirées de Vandangeon [71] et de Philipponnat [86], sont maintenant proposées :

- les fondations doivent traverser la couche d'argile soumise à de fortes variations de la teneur en eau ;
- on doit éviter à proximité de la construction toute plantation d'essences avides en eau ;
- les canalisations souterraines doivent être très résistantes pour éviter tout apport ponctuel sous les fondations suite à une rupture ;

- pour les constructions sur des terrains en pente, l'encastrement de la fondation doit être le même en amont et à l'aval, afin d'éviter le tassement plus accentué à l'aval en raison de la valeur plus faible du rapport de surconsolidation ;
- les sous-sols partiels sont très déconseillés ;
- la rigidité des structures est à favoriser ;
- en cas de dallages, les dalles dites portées, posées à la fois sur le sol et la fondation sont à préconiser.

En cas de sinistres, quelques recommandations ont été préconisées par Vandangeon [71], pour les travaux de confortement. Par ordre de priorité :

- couper les arbres à proximité afin de ramener le niveau de l'eau dans le sol proche du niveau initial ;
- rigidifier la construction en réalisant en infrastructure une ceinture en béton armé ;
- reprendre les fondations en sous-œuvre par puits en béton non armé dosé à 350 kg de ciment CLK par  $m^3$ , quand la couche de sol portante est à une profondeur inférieure à 5 m ;
- réaliser la reprise en sous-œuvre par micropieux en cas de couche portante plus profonde.

Pour des constructions de grande importance, il est préférable de réaliser des simulations numériques afin d'adapter les structures et les fondations aux tassements ou gonflements éventuels [2].

## 4. Études de cas

Le lecteur pourra se reporter aux références [28] et [82].

### 4.1 Affaissement d'une culée de pont

Un remblai d'accès à un pont de 8 m de haut (représenté sur la figure 28), en schiste résiduel peu plastique (5 % de particules de diamètre  $< 2 \mu m$ ,  $w_L = 26 \%$ ,  $I_p = 5$ ), de granulométrie analogue à celle d'un sable limoneux a présenté des tassements subits suite à des pluies importantes, peu après l'achèvement du remblai et la pose du tablier, qui ont mis l'ouvrage hors service. Au bout de 6 mois, les tassements totaux atteignaient des valeurs comprises entre 15 et 25 cm.

L'observation *a posteriori* des relevés de chantier a montré que, du fait d'un été très sec et d'une énergie de compactage probablement trop faible, la teneur en eau et le poids volumique sec de mise en place étaient beaucoup plus faibles que les caractéristiques Proctor : 6 % au lieu de 10,5 %, et  $16 \text{ kN/m}^3$  au lieu de  $19,8 \text{ kN/m}^3$ . De plus, les valeurs de teneur en eau mesurées après coup sur le site étaient beaucoup plus fortes que celles de la mise en place, et comprises entre 5 et 25 %. Ces différents états, avant et après les tassements, sont représentés sur la figure 29, avec la courbe de compactage Proctor du sol.

L'analyse des relevés pluviométriques a montré qu'une hauteur d'eau de 100 mm était tombée pendant 3 jours, et le bilan total d'eau montre qu'une hauteur de 1 000 mm aurait été nécessaire pour entraîner une augmentation de dix points de la teneur en eau. Vu que la nappe était affleurante, l'éventualité d'une remontée capillaire dans le massif compacté a été prise en compte. La courbe de rétention d'eau du massif a été déterminée de façon simple et praticable dans la plupart des laboratoires de sols, à l'aide de la technique du papier-filtre (voir article [C 301]). À partir de sol prélevé à la pelle sur le site, cinq échantillons ont été compactés statiquement à la presse (à une vitesse de 0,1 mm/min) à un poids volumique sec  $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ , à cinq teneurs en eau différentes, égales à 5, 10, 15 et 20 %. Sur chaque éprouvette, une mesure de succion au papier-filtre a été effectuée, ce qui a permis d'obtenir la courbe de rétention d'eau présentée sur la figure 30. La courbe montre qu'un changement important de teneur en eau intervient pour des suctions comprises entre 50 et 200 kPa.

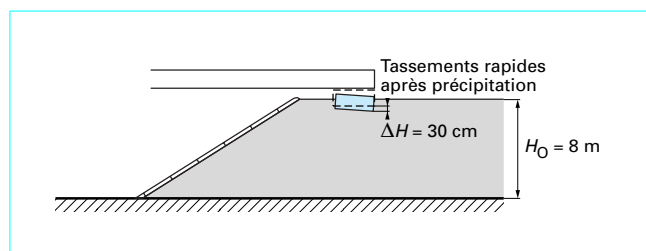


Figure 28 – Culée de pont présentant un affaissement suite à des précipitations

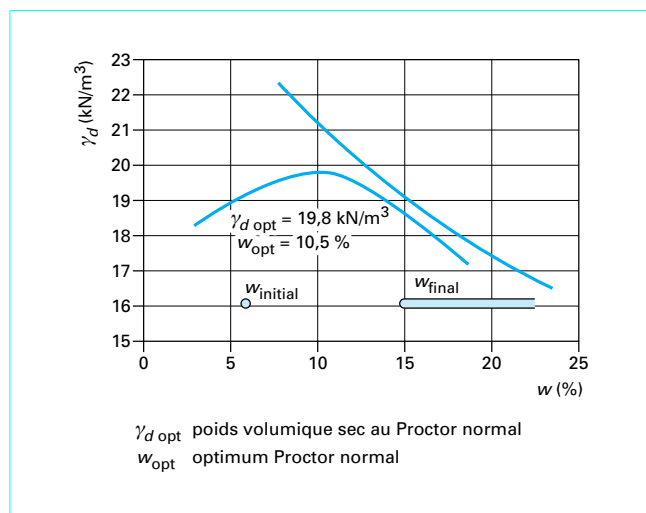


Figure 29 – États du massif avant et après les problèmes, et courbe de compactage

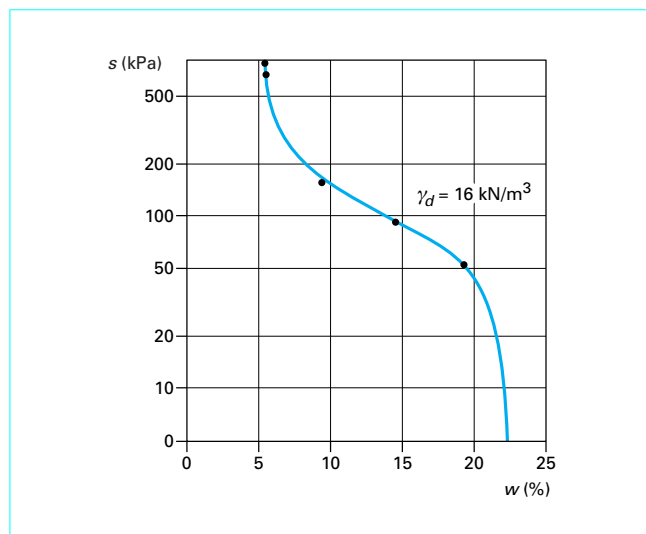


Figure 30 – Courbe de rétention d'eau du schiste compacté obtenue au papier-filtre



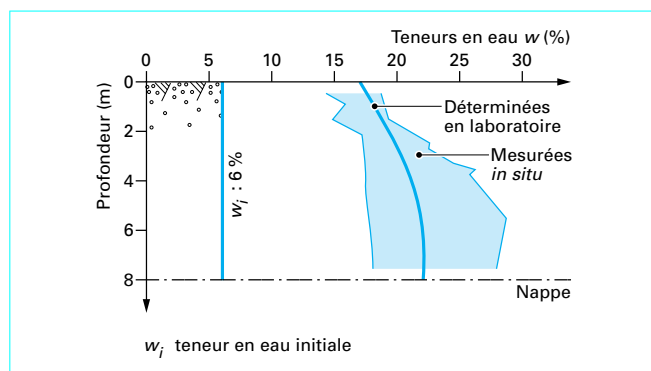


Figure 31 – Profils de teneur en eau calculés et mesurés

Il est alors possible d'examiner la situation d'équilibre hydrique de l'eau du massif compacté, en écrivant que, à l'équilibre, la charge hydraulique de l'eau  $h$ , ou son potentiel, est constante sur toute la hauteur, avec la condition aux limites de nappe affleurante. Les deux termes du potentiel sont ici le **potentiel gravitaire**  $z$  et le **potentiel capillaire**  $s/\rho_w g$ . On obtient ainsi :

$$h = s/\rho_w g + z = cte$$

Si l'on choisit l'origine des cotes au niveau du sol, la constante est nulle. On en déduit que la succion en tout point est directement reliée à l'altitude par la relation :

$$s = -\rho_w g z$$

Comme la courbe de rétention donne la relation  $s = f(w)$ , les valeurs de teneur en eau sont obtenues par :

$$w = f^{-1}(-\rho_w g z)$$

Le profil à l'équilibre des teneurs en eau est comparé sur la figure 31 à celui mesuré après les infiltrations et on observe une bonne correspondance, qui montre que l'équilibre est très probablement atteint, et que le massif ne devrait pas subir d'autres variations de teneur en eau.

Les déformations sont ensuite identifiées par la réalisation d'essais d'effondrement à l'œdomètre, dans lesquels l'échantillon est amené sous une valeur donnée de contrainte à teneur en eau constante, puis inondé sous contrainte constante. Les résultats d'essais d'effondrement sous 50, 100 et 200 kPa sont représentés sur la figure 32. Les tassements obtenus sous 50, 100 et 200 kPa sont respectivement égaux à 0,5, 0,85 et 3,3 %. La valeur obtenue sous 200 kPa montre que le sol compacté est, selon la classification de Knight [48], légèrement effondrable. Cette appréciation est bien sûr relative et ce degré d'effondrabilité s'est révélé inacceptable pour la culée de pont, dont le tassement admissible est très faible. La figure 32 présente aussi les courbes obtenues en comprimant un échantillon à teneur en eau constante, et un échantillon initialement saturé sous une faible contrainte. On voit que les tassements obtenus lors d'un remouillage sous chacune des trois contraintes sont comparables à la différence entre les deux courbes de compression à teneur en eau constante et saturé, ce qui confirme la validité de la technique du double œdomètre de Jennings et Knight [79].

L'intégration des tassements obtenus en tenant compte des niveaux de contrainte dans le massif a conduit à un tassement total de 20 cm, compatible avec ceux observés sur le chantier. Les bonnes correspondances obtenues dans le cas de cette culée, tant sur les aspects de changements de teneur en eau que de déformations, montrent que le problème du tassement de la culée était bien relié à la nature effondrable d'un schiste, compacté trop sec et trop lâche et qui présentait lors de sa mise en place une bonne

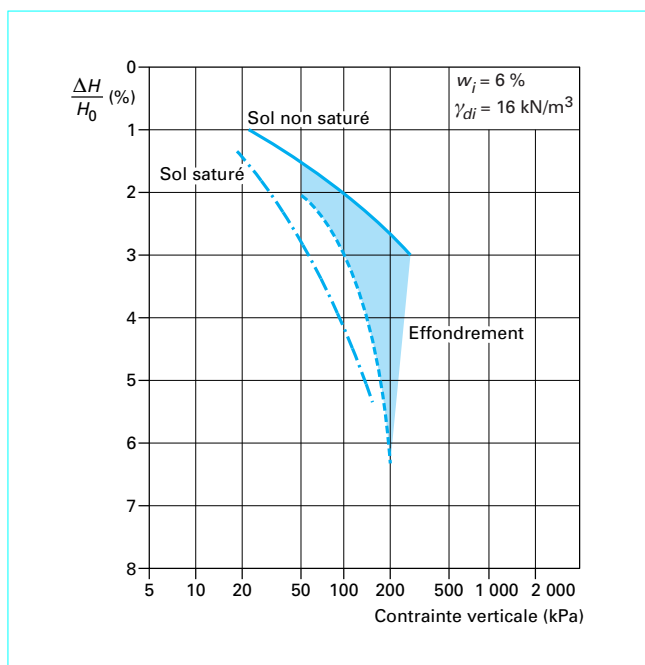


Figure 32 – Effondrement à l'œdomètre sous 50, 100 et 200 kPa de contrainte

portance apparente. Il confirme donc la nécessité bien connue d'un bon contrôle des conditions de compactage de ce type d'ouvrages, en particulier en saison sèche.

## 4.2 Effondrabilité du loess de Picardie

Le lecteur pourra se reporter à la référence [81].

Les dépôts de loess couvrent de larges étendues en Europe de l'Est, en Russie et en Chine. En France, ils sont localisés dans le Nord et l'Est [11] et sont concernés actuellement par le développement des échanges européens (construction d'autoroutes, de voies ferrées à grande vitesse et de gazoducs). Les loess, de couleur brun-jaune clair, sont caractérisés par une très faible plasticité ( $I_p < 6\%$ ), ils sont très poreux ( $n > 40\%$ ), non saturés à l'état naturel ( $S_r < 50\%$ ) et contiennent une quantité de calcaire supérieure à 10 %. Cette non-saturation, peu courante dans nos régions tempérées, est due à l'action combinée de la faible plasticité et de la forte porosité. Elle est rendue possible par le fait que les couches poreuses et calcaires sont recouvertes d'une couche de 1 m de limon argileux plus plastique et non calcaire, qui les protège des précipitations. Le tableau 3 présente un profil géotechnique typique sur une profondeur de 7 m, où ces éléments sont complétés par d'autres données. La couche de loess carbonaté est identifiée par sa forte teneur en carbonates, entre 2 et 5 m. Les mesures de succion ont été effectuées à l'aide de la méthode du papier-filtre.

On observe dans ce tableau que :

- les variations de la teneur en eau et du degré de saturation correspondent à la nature des couches de sol : plus le terrain est loessique, plus la teneur en eau et le degré de saturation sont faibles, ce qui est à relier à la fraction argileuse de chaque couche ;
- il existe une bonne correspondance entre la limite de liquidité (ou l'indice de plasticité) et la fraction argileuse, qui n'est cependant pas valable pour la limite de plasticité ;

Tableau 3 – Profil géotechnique typique du lœss de Picardie

N°	z (m)	w (%)	w <sub>L</sub> (%)	w <sub>P</sub> (%)	I <sub>P</sub> (%)	ρ <sub>s</sub> (t/m <sup>3</sup> )	ρ <sub>d</sub> (t/m <sup>3</sup> )	n (%)	S <sub>r</sub> (%)	s (kPa)	Ca (%)	< 2 μm (%)	c <sub>u</sub> (kPa)
0	0,4	20,1	38,8	17,1	21,7	2,63	1,56	40,1	75	25	< 1	24,5	59
1	1	15,7	30,2	19,4	10,8	2,62	1,54	41,5	65	16	< 1	18	45
2	1,45	12,2	23,5	19,8	3,7	2,63	1,51	42,5	43	22	12	15	32
3	3,3	13,5	24,4	20,4	4	2,64	1,54	41,8	48	25	11	16	37
4	5,5	21,1	24,6	19	5,6	2,65	.....	.....	.....	.....	16	14	
5	6,2	21	28,3	21	7,3	2,64	.....	.....	.....	.....	10	21,5	
6	7	20	28,6	21,6	7	2,63	.....	.....	.....	.....	4	19	

— on trouve le lœss à une profondeur comprise entre 1,45 et 5,5 m. Il a, en plus d'un faible  $I_P$ , d'un grand  $n$ , d'un fort pourcentage en Ca et d'un faible  $S_r$ , une cohésion non drainée relativement faible ;

— la succion semble être assez homogène, indépendante de la nature du sol, ce qui est compatible avec l'équilibre hydrique.

La réalisation des travaux du TGV Nord a permis d'observer des effondrements de sols lœssiques mis à nu par le décapage de la terre végétale. Le nombre d'effondrements constatés était de l'ordre de 43 entre la phase de construction et la mise en service en 1993 [26]. Les reconnaissances spécifiques de ces zones ont permis d'identifier que 19 d'entre elles étaient d'origine naturelle, et 21 d'origine artificielle, probablement en relation avec les sapes de la guerre de 1914-1918. Les effondrements naturels ont souvent concerné des zones ayant subi un décapage général superficiel, exposant le lœss à l'action directe des eaux de pluie. Ces effondrements se présentaient soit sous forme de cuvettes de 3 à 5 m de diamètre, soit sous forme de trous de petit diamètre (0,5 à 1 m), analogues à des fontis. Dans les deux cas, l'ordre de grandeur des tassements était de 0,5 à 1 m. Autour des effondrements et notamment des trous, le lœss était intact.

Ce type de comportement, caractérisé par une grande sensibilité aux variations de teneur en eau, nécessite l'adoption de précautions particulières, tant en reconnaissance que lors des prélèvements et des travaux, au cours desquels le sol doit être préservé de tout apport d'eau. La figure 33 présente des résultats obtenus à l'œdomètre sur des blocs prélevés manuellement, avec de grandes précautions pour conserver la teneur en eau naturelle du sol (paraffinage en place). Cette figure 33 présente, comme précédemment, les deux courbes permettant d'évaluer le potentiel d'effondrement à l'aide de la technique du double œdomètre (courbe de compression à la teneur en eau naturelle, et courbe de compression obtenue après inondation sous 2,5 kPa), ainsi que celle obtenue en compression à teneur en eau naturelle jusqu'à 200 kPa, avec inondation sous 200 kPa. L'excellente correspondance obtenue ici en termes d'indices des vides initiaux, et d'évaluation du tassement d'effondrement n'a pas été rencontrée lors d'autres essais, qui ont cependant donné des estimations d'effondrement compatibles. Ce type d'essai a été réalisé sur chacun des blocs prélevés dans la fouille entre 1 et 3 m, et les résultats sont présentés dans le tableau 4. Comme précédemment, le critère de Knight [48] donne, pour des effondrements compris entre 1 et 5 %, un caractère légèrement effondrable. Il est également intéressant de considérer les résultats obtenus à la lumière du critère de Gibbs et Bara [38], représenté sur la figure 34, qui a l'avantage de ne nécessiter que la connaissance de la densité sèche et de la limite de liquidité. On observe le statut particulier de l'échantillon 1, classé non effondrable, qui s'est cependant tassé de 1,8 % sous 200 kPa.

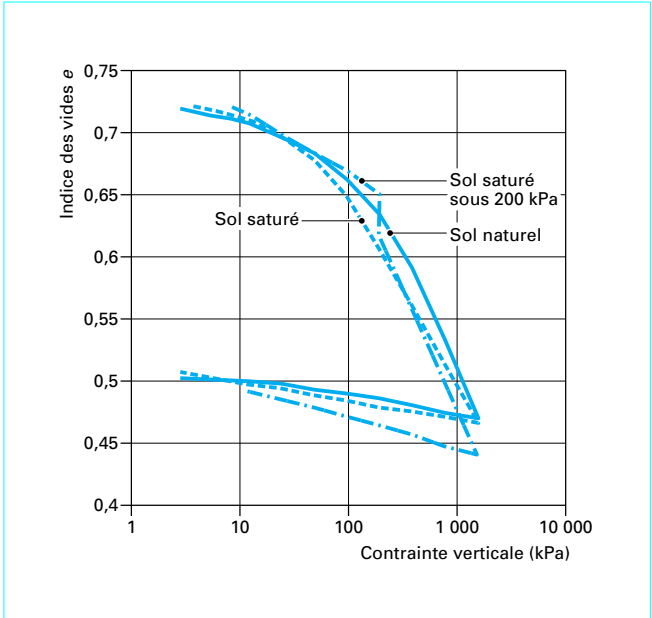


Figure 33 – Effondrabilité du lœss, déterminé par les méthodes du simple et du double œdomètre

Tableau 4 – Effondrabilité des échantillons testés

Niveau	Profondeur (m)	Nature de sol	Effondrement sous 200 kPa (%)
0	0,4	limon argileux compact	0,8
1	1	limon argileux	1,8
2	1,45	lœss calcaire homogène	1,95
3	3,3	lœss calcaire	1,2

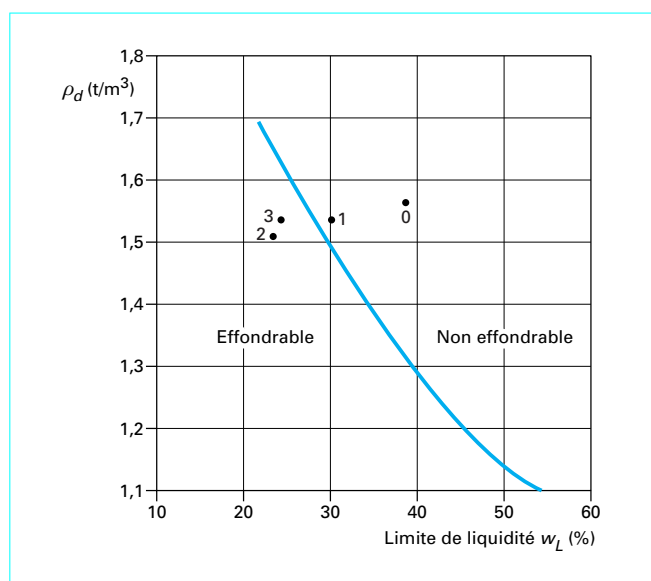


Figure 34 – Susceptibilité à l'effondrement [38]

Bien que les niveaux calcaires du lœss de Picardie ne soient que légèrement effondrables, l'expérience a montré qu'il était nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'emplacement de ces zones sensibles et de prendre un certain nombre de précautions au niveau de la conception et de la réalisation des ouvrages. Les zones sensibles peuvent être suspectées par une étude géologique préalable, complétée par l'examen de paramètres géotechniques courants. À cet égard, une forte porosité ( $n > 40\%$ ) alliée à une faible plasticité ( $I_p < 5$ ) semblent être des critères déterminants. Afin d'obtenir des paramètres représentatifs, il est bien sûr indispensable de prélever les échantillons par des forages à sec. Quand le tracé de l'ouvrage impose le décapage de la couche de lœss calcaire, des précautions sont à prendre pour éviter, pendant la construction et la vie de l'ouvrage toute infiltration d'eau. Ces mesures sont bien connues dans les zones arides où les sols effondrables sont répandus (voir par exemple [1] [39]). Elles peuvent comprendre la mise en place de géotextiles imperméables et la prise de précautions particulières concernant tous les dispositifs d'évacuation d'eau de ruissellement.

## 5. Conclusion

Diverses applications de la mécanique des sols non saturés à des ouvrages courants de géotechnique ont été présentées et les conséquences de la sensibilité de ces sols aux changements de

teneur en eau ont été illustrées. Le comportement des ouvrages en terre a ainsi pu être décrit sous un nouvel angle permettant d'intégrer l'effet des couplages hydromécaniques typiques de ces matériaux. L'étude de la stabilité des pentes et des effets dus à la sécheresse a également été décrite dans ce contexte.

La particularité des massifs non saturés est qu'ils peuvent évoluer au cours du temps à état de contrainte constante du fait des changements mécaniques engendrés par des transferts d'eau qui peuvent être de vitesse variable selon la perméabilité (et donc la plasticité) du sol considéré. L'eau peut provenir d'infiltrations (précipitations, fuites accidentelles) ou de transferts capillaires. Les mouvements d'eau sont gouvernés par une loi de Darcy généralisée et ils peuvent être raisonnablement calculés dans l'hypothèse de milieu indéformable par les codes de calcul existants.

En termes de résistance limite, le remouillage se traduit toujours par un affaiblissement du matériau, qui peut entraîner des ruptures d'ouvrage comme, par exemple, celle du barrage de Mirgenbach. Les effets de l'infiltration sont essentiels dans l'étude de la stabilité des pentes qui sont souvent non saturées à proximité de la surface. Cette étude peut se faire de façon couplée ou non couplée. Cette dernière approche, plus simple et basée sur l'extension des méthodes classiques, est valable dans le cas d'une faible susceptibilité volumique aux changements de teneur en eau (sols peu plastiques suffisamment denses).

Les variations volumiques induites par un remouillage peuvent être de deux natures :

- soit une diminution de volume de type effondrement, pour les sols lâches peu plastiques ;
- soit un gonflement pour les sols plus denses et plus plastiques.

Le premier cas a été illustré par l'exemple de l'affaissement d'une culée de pont posée sur un massif compacté trop lâche et trop sec et par la description de la susceptibilité à l'effondrement du lœss de Picardie où le phénomène est amplifié par une cimentation calcaire typique des niveaux sensibles. Le second cas a concerné les variations différées de volume observées dans des remblais argileux compactés assez denses sur des périodes assez longues suivant le compactage. Ces sols plastiques présentent également des propriétés de rétraction importantes qui peuvent engendrer une sensibilité des constructions aux tassements différentiels engendrés par la sécheresse. Dans ce cas, une meilleure compréhension des échanges entre la terre et l'atmosphère intégrant également les effets de la végétation est nécessaire. Elle permettrait de prévoir plus précisément l'évolution des profils de succion en fonction des données climatiques et leur impact mécanique sur la fondation.

Il existe bien sûr d'autres ouvrages concernés par la non-saturation qui n'ont pas été abordés ici. L'élargissement des concepts de la mécanique des sols non saturés à la pratique géotechnique est une préoccupation d'actualité, comme le montrent les thèmes des congrès et symposiums récemment tenus sur ce sujet (Paris 1995 [83], Beijing 1998 [84], Singapour 2000 [85], Recife 2002 [86]). Cette tendance permettra progressivement une meilleure compréhension du comportement et du calcul des ouvrages.

Notations et symboles	
Symbole	Définition
$A_a$	surface occupée par l'air
$a_e, a_s, a_a, a_w$	constantes
$A_{tot}$	surface totale
$A_w$	surface occupée par l'eau
$B$	bilan
$b_e, b_s, b_a, b_w$	constantes
$b_i$	largeur de la tranche $i$
$c'$	cohésion effective
$C_c$	coefficient de compression œdométrique
$c_e, c_s, c_a, c_w$	constantes
$C_h$	capacité thermique volumique
$c_i$	cohésion effective du sol de la tranche $i$
$C_m$	indice de dessiccation
$C_p$	capacité thermique de l'air
$c_u$	cohésion non drainée
$C_v$	module volumique de la vapeur d'eau
$C_w$	module de déformation volumique de l'eau liquide
$D$	profondeur de la nappe phréatique
$D_v$	diffusivité de la vapeur d'eau dans le sol
$D_{vap}$	diffusivité moléculaire de la vapeur d'eau dans l'air
$e$	indice des vides ou pression de la vapeur d'eau
$e_0$	indice des vides initial
$e_a$	pression de la vapeur d'eau réelle
$E$	module de Young ou évaporation
$E_p$	taux d'évaporation potentielle
$E_s$	module élastique lié à la succion
$e_{sat}$	pression de la vapeur d'eau saturante
$E_T$	perte d'eau due à l'évaporation
$F$	facteur de sécurité
$f_w$	paramètre d'ajustement
$g$	accélération de la pesanteur
$G$	flux de la chaleur dans le sol
$H$	flux de la chaleur dans l'air
$\Delta H$	tassement
$h$	charge hydraulique totale
$H_0$	hauteur initiale
$h_i$	hauteur de la tranche $i$
$h_w$	charge hydraulique de l'eau liquide
$I$	taux d'infiltration
$I_L$	taux d'infiltration limite à un temps infini
$I_p$	indice de plasticité
$k_a(s)$	coefficient de perméabilité à l'air
$k_{aij}$	composantes du tenseur de la perméabilité à l'air
$k_{asij}$	composantes du tenseur de la perméabilité à l'air correspondant au degré de saturation résiduel $S_{rr}$
$k_h$	diffusivité tourbillonnaire de l'air
$k_v$	diffusivité tourbillonnaire de la vapeur d'eau dans l'air
$k_{wij}$	composantes du tenseur de la perméabilité à l'eau
$k_{wsij}$	composantes du tenseur de la perméabilité à l'eau du sol saturé
$k_w(s)$	coefficient de perméabilité à l'eau
$K_0$	coefficient de pression des terres au repos
$L_e$	flux de la chaleur latente d'évaporation

Notations et symboles	
Symbole	Définition
$m_2^w$	pente de la courbe teneur en eau volumique-succion
$M$	masse du sol ou perte d'état critique dans Cam-Clay
$M_m$	moment moteur
$M_r$	moment résistant
$M_s$	masse des grains solides
$M_w$	masse de l'eau ou masse solaire
$P$	précipitation
$P_{atm}$	pression atmosphérique
$P_v$	pression partielle de la vapeur d'eau
$R$	constante molaire des gaz
$R_1$	pente de la courbe de retrait linéaire
$R_E$	rechargement de la nappe phréatique
$R_g$	pente de la courbe gonflement - contrainte dans un diagramme semi-logarithmique
$R_n$	radiation solaire nette entrant
$R_O$	écoulement torrentiel en surface
$R_{OC}$	rapport de surconsolidation
$s$	succion : $s = u_a - u_w$
$s_0$	succion initiale
$S$	constante
$S_r$	degré de saturation
$S_{rr}$	degré de saturation résiduel
$S_{rmax}$	degré de saturation maximal
$T$	température
$u$	pression interstitielle
$u_a$	pression d'air
$u_i$	pression interstitielle au niveau de la tranche $i$
$u_w$	pression d'eau
$u_2$	vitesse du vent à une altitude de 2 m au-dessus du sol
$V$	volume total du sol
$V_0$	volume total initial du sol
$V_s$	volume des solides
$V_v$	volume des vides
$V_w$	volume d'eau
$w$	teneur en eau
$w_f$	teneur en eau finale
$w_L$	limite de liquidité
$w_{nat}$	teneur en eau naturelle
$w_{non sat}$	teneur en eau à l'état non saturé
$w_{opt}$	optimum Proctor
$w_p$	limite de plasticité
$w_{re}$	limite de retrait
$w_{saturé}$	teneur en eau à l'état saturé
$w_1$	teneur en eau actuelle
$W_i$	poids du sol de la tranche $i$
$z_c$	profondeur des fissures
$z_{max}$	profondeur maximale influencée par la sécheresse
$\alpha$	coefficient de tortuosité du sol
$\alpha_i$	angle d'inclinaison du plan de rupture de la tranche $i$
$\beta$	rapport entre le flux de la chaleur latente d'évaporation et le flux de la chaleur dans l'air, ou section pour l'écoulement de la vapeur
$\gamma$	constante psychrométrique

Notations et symboles	
Symbole	Définition
$\gamma_d$	poids volumique sec
$\gamma_s$	poids volumique des particules solides
$\gamma_w$	poids volumique de l'eau
$\delta$	tassement
$\varepsilon$	rapport de poids moléculaire entre l'eau et l'air
$\varepsilon, \varepsilon_1$	déformation verticale
$\varepsilon_v^e$	déformation volumique élastique
$\varphi'$	angle de frottement interne
$\varphi^b$	angle de frottement lié à la succion
$\varphi'_i$	angle de frottement interne du sol de la tranche $i$
$\kappa$	paramètre élastique dans Cam-Clay
$\kappa_s$	paramètre élastique
$\lambda$	paramètre de compression dans Cam-Clay, chaleur latente de vaporisation de l'eau, conductivité thermique
$\nu$	coefficient de Poisson
$\rho$	masse volumique
$\rho_d$	masse volumique sèche

Notations et symboles	
Symbole	Définition
$\rho_s$	masse volumique des particules solides
$\rho_w$	masse volumique de l'eau
$\sigma$	contrainte totale
$\sigma'$	contrainte effective
$\sigma_1$	contrainte axiale
$\sigma_3$	contrainte latérale
$\sigma - u_a$	contrainte nette
$\sigma_{eq}$	contrainte normale équivalente
$\sigma_g$	pression de gonflement
$\sigma_h$	contrainte horizontale
$\sigma_v$	contrainte verticale
$\tau$	contrainte tangentielle
$\tau_f$	contrainte de résistance au cisaillement
$\tau_{max}$	contrainte de résistance au cisaillement
$\theta_w$	teneur en eau volcanique
$\chi$	paramètre de contribution de la succion
$\Delta$	pente de la courbe pression de vapeur d'eau saturante-température
$\Delta_{ST}$	quantité d'eau stockée dans le sol

## Références bibliographiques

- [1] ABELEV (Y.M.) et ABELEV (M.Y.). – *Bases de l'élaboration des projets et de la construction sur les sols loessiques affaissables*. Traduit par J.P. Magnan, Techniques et documentation, Paris, 787 p. (1979).
- [2] ABSHIRE (M.S.), DURKEE (D.B.) et NELSON (J.D.). – *Case history : A field investigation of moisture migration and heave of simulated slabs-on-grade*. Proceedings of the Second International Conference on Unsaturated soils UNSAT'98, p. 303-308, Beijing (1998).
- [3] AFNOR. – *Géotechnique, tome 1 : Essais en laboratoire : NF P 94-093, 1997 Essai Proctor normal - Essai Proctor modifié*. Recueil de normes, AFNOR, Paris, 522 p. (1999a).
- [4] AFNOR. – *Géotechnique, tome 2 : Essais sur site*. Recueil de normes, AFNOR, Paris, 522 p. (1999b).
- [5] AFNOR. – *Géotechnique, tome 3 : Justification des ouvrages. Exécution des travaux*. Recueil de normes, AFNOR, Paris, 494 p. (1999c).
- [6] ALLMAN (M.A.), DELANEY (M.D.) et SMITH (D.W.). – *A field study of seasonal ground movement in expansive soils*. Proceedings of the Second International Conference on Unsaturated soils UNSAT'98, p. 309-314, Beijing (1998).
- [7] ALONSO (E.E.). – *Effet des variations de teneur en eau dans les sols compactés*. Revue Française de Géotechnique 62, p. 7-21 (1993).
- [8] ALONSO (E.E.), BATTLE (F.), GENS (A.) et LLORET (A.). – *Consolidation analysis of partially saturated soils*. Application to earthdams construction. Proceedings of the International Conference on Numerical Methods in Geotechnics, Innsbruck, vol. 3, p. 1303-1308 (1998).
- [9] ALONSO (E.E.), GENS (A.) et JOSA (A.). – *A constitutive model for partially saturated soils*. Géotechnique, 40(3), p. 405-430 (1990).
- [10] ALONSO (E.), GENS (A.), LLORET (A.) et DELAHAYE (C.). – *Effect of rain infiltration on the stability of slopes*. Proceedings of the first International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95, vol. 1, p. 241-256, Paris (1995).
- [11] ANTOINE (P.). – *Les loess en France et dans le Nord-Ouest européen*. Revue Française de Géotechnique 99, p. 3-22 (2002).
- [12] ARQUIE (G.) et MOREL (G.). – *Le compactage*. Eyrolles, Paris, 2ed (1988).
- [13] BIDDLE (P.G.). – *Patterns of soil drying and moisture deficit in the vicinity of trees on clay soils*. Géotechnique 33(2), p. 107-126 (1983).
- [14] BILZ (P.). – *Slope stability in partially saturated sandy soils*. Proceedings of the first International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95, vol. 1, p. 257-263, Paris.
- [15] BISHOP (A.W.). – *Teknisk Ukeblad*, N° 39, p. 859-863 (1959).
- [16] BISHOP (A.W.) et BLIGHT (G.E.). – *Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils*. Géotechnique 3, p. 177-197 (1963).
- [17] BLIGHT (G.E.). – *Interactions between the atmosphere and the Earth*. Géotechnique. 47(4), p. 715-767 (1997).
- [18] BLIGHT (J.J.) et BLIGHT (G.E.). – *Using the radiation balance to measure evaporation losses from the surface of the soil*. Proceedings of the Second International Conference on Unsaturated soils UNSAT'98, p. 327-332, Beijing (1998).
- [19] BLONDEAU (P.). – *Le point de vue du contrôleur technique*. Revue Française de Géotechnique 58, p. 15-22 (1992).
- [20] BONELLI (S.) et POULAIN (D.). – *Unsaturated elastoplastic model applied to homogeneous earthdam behaviour*. Proceedings of the first International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95, vol. 1, p. 265-271, Paris (1995).
- [21] CABOT (L.) et LE BIHAN (J.P.). – *Quelques propriétés d'une argile sur la « ligne optimale de compactage »*. Revue Canadienne de Géotechnique 30, p. 1033-1040 (1993).
- [22] CAI (F.) et UGAI (K.). – *Finite element analysis of rainfall effects on slope stability*. Proceedings of the second International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'98, vol. 1, p. 200-205, Beijing (1998).
- [23] CHANG (C.S.) et DUNCAN (J.M.). – *Analysis of consolidation of earthdams and rockfill dams*. Report TE 77.3, Dpt of Civil Engineering, University of California, Berkeley (1977).
- [24] CHEVALIER (P.). – *Rôle de la végétation dans les désordres affectant des constructions sur sols argileux*. Journée d'étude sur le comportement des sols et des ouvrages pendant et après les périodes de sécheresse, ENPC, 11 p. (11-12 déc. 1996).
- [25] COURTIN (Ph.). – *Étude expérimentale de la surface d'état de matériaux compactés de barrage*. Rapport de DEA, ENPC-CERMES, 94 p. (1993).
- [26] CUI (Y.J.), DELAGE (P.), DURAND (F.), SCHLOSSER (F.) et WOJNAROWICZ (M.). – *Comportement mécanique des loess sur le tracé du TGV Nord*. XIème Conférence Européenne de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Copenhague, vol. 7, p. 45-50 (1995).



- [27] DELAGE (P.), SURAJ DE SILVA (G.P.R.) et DE LAURE (E.). – *Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés*. IX<sup>e</sup> Conférence Européenne de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Dublin, p. 25-28 (1987).
- [28] DELAGE (P.). – *Effondrement d'un remblai compacté trop sec*. XII<sup>e</sup> Conférence Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Rio de Janeiro, vol. 1, p. 587-588 (1989).
- [29] DELAGE (P.) et FRY (J.J.). – *Comportement des sols compactés : apports de la mécanique des sols non saturés*. Revue Française de Géotechnique 92, p. 17-29 (2000).
- [30] DRISCOLL (R.). – *The influence of vegetation on the swelling and shrinking of clay soils in Britain*. Géotechnique 33(2), p. 93-105 (1983).
- [31] DUNCAN (J.M.) et CHANG (C.Y.). – *Non linear analysis of stress and strain in soils*. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 96 – SM5 (1970).
- [32] FOURIE (A.B.), BHANA (Y.) et BLIGHT (G.E.). – *The contribution of matric suction to the stability of an ash dump*. Proceedings of the second International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'98, vol. 1, p. 225-230, Beijing (1998).
- [33] FREDLUND (D.G.), MORGENSTERN (N.R.) et WIGDER (R.A.). – *The shear strength of unsaturated soils*. Canadian Geotechnical Journal 15(3), p. 313-321 (1978).
- [34] FREDLUND (D.G.) et RAHARDJO (H.). – *Soil Mechanics for unsaturated soils*. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons, Inc. 517 p. (1993).
- [35] FREDLUND (D.G.), VANAPALLI (S.K.), XING (A.) et PUFAHL (D.E.). – *Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve*. Proceedings of the first International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95, vol. 1, p. 63-69, Paris (1995).
- [36] FRY (J.J.), CHARLES (J.A.) et PENMAN (A.D.M.). – *Dams, embankments and slopes. General report*. Proceedings of the first International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95, vol. 3, p. 1391-1419, Paris (1995).
- [37] GAO (D.Z.). – *The cause of a large number of houses damage*. Proceedings of the First International Conference on Unsaturated soils Unsat'95, p. 863-867, Paris (1995).
- [38] GIBBS (H.J.) et BARA (J.P.). – *Predicting surface subsidence from basic soil tests*. ASTM STP 322, p. 277-283 (1962).
- [39] HOUSTON (S.L.). – *Foundations and pavements on unsaturated soils - Part 1: Collapsible soils*. Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95 (3), p. 1421-1439. E.E. Alonso & P. Delage eds, Balkema, Paris (1995).
- [40] GATMIRI (B.), DELAGE (P.) et CERROLAZA (M.). – *U-Dam : a powerful finite element software for the analysis of unsaturated porous media*. International Journal of Advances in Engineering Software, 29 (1) : p. 29-43 (1997).
- [41] GENS (A.). – *Constitutive modelling : application to compacted soils*. Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95, vol. 3, p. 1179-1200, Balkema/Presses des Ponts, Paris (1995).
- [42] GREEN (R.E.) et COREY (J.C.). – *Calculation of hydraulic conductivity : A further evaluation of some predictive methods*. Soil Science of America Proceedings, 35, p. 3-8 (1971).
- [43] GTR. – *Guide technique pour la réalisation des remblais et couches de forme*. SETRA/LCPC (1992).
- [44] HOLTZ (W.G.). – *The influence of vegetation on the swelling and shrinking of clays in the United States of America*. Géotechnique 33(2), p. 159-163 (1983).
- [45] HOLTZ (R.D.) et KOVACS (W.D.). – *Introduction à la géotechnique*. Traduit par J. Lafleur, Éd. École polytechnique de Montréal, 808 p. (1991).
- [46] JENNINGS (J.E.B.) et BURLAND (J.B.). – *Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils*. Géotechnique 12(2), p. 125-144 (1962).
- [47] KASSIM (F.B.), FREDLUND (D.G.) et GAN (J.K.M.). – *Effects of steady rainfall on long term matric suction conditions in slopes*. Proceedings of the second International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'98, vol. 1, p. 78-83, Beijing (1998).
- [48] KNIGHT (K.). – *The origin and occurrence of collapsing soils*. Proc. 3rd Reg. African Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering (1), p. 127-130 (1963).
- [49] LAIGLE (F.), POULAIN (D.) et MAGNIN (PH.). – *Numerical simulation of La Ganne dam behaviour by a three phases approach*. Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95, vol. 2, p. 1101-1108, Balkema/Presses des Ponts, Paris (1995).
- [50] LI (Z.M.). – *Compressibility and collapsibility of compacted unsaturated loessial soils*. Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95, vol. 1, p. 139-144, Balkema/Presses des Ponts, Paris (1995).
- [51] LLORET (A.), LEDESMA (A.), RODRIGUEZ (R.), SANCHEZ (M.J.), OLIVELLA (S.) et SURIOL (J.). – *Crack initiation in drying soils*. Proceedings of the Second International Conference on Unsaturated soils Unsats'98, p. 497-502, Beijing (1998).
- [52] MARSLAND (F.), RIDLEY (A.), VAUGHAN (P.R.) et MCGINNITY (B.). – *Vegetation and its influence on the soil suction in clay slopes*. Proceedings of the Second International Conference on Unsaturated soils Unsats'98, p. 249-254, Beijing (1998).
- [53] MIEUSSENS (C.). – *Déformations cycliques et irréversibles dans les remblais argileux*. Revue Française de Géotechnique 90, p. 47-59 (2000).
- [54] MIEUSSENS (J.P.) et CAMAPUM DE CARVALHO (J.). – *Remblais en marne - désordres, études, confortation*. Rapport Scetauroute-LCPC, 71 p. (1986).
- [55] MORGENSTERN (N.R.) et PRICE (V.E.). – *A numerical method for solving the equation of general slip surfaces*. British Computer Journal, vol. 9, p. 338-393 (1967).
- [56] NANDA (A.), DELAGE (P.), NEDJAT (N.), FRY (J.J.) et GATMIRI (B.). – *Évaluation de la sécurité des remblais en cours de construction : le code UDAM*. Revue Française de Géotechnique 62, p. 23-34 (1993).
- [57] ÖBERG (A.L.). – *Improving engineering practice of slope stability analysis for unsaturated soils*. Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Symposium on landslides, p. 1481-1486, Trondheim (1996).
- [58] ÖBERG (A.L.). – *Comprehensive slope stability analysis in unsaturated silts and sands*. Proceedings of the First International Conference on the Site Characterization ISC'98, p. 1327-1332, Atlanta (1998).
- [59] ÖBERG (A.L.) et SÄLLFORS (G.). – *Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve*. Geotechnical Testing Journal 20 (1), p. 40-48 (1997).
- [60] PHILIPPONNAT (G.). – *Retrait — gonflement des argiles, proposition de méthodologie*. Revue Française de Géotechnique, n° 57, p. 5-22 (1991).
- [61] RAHARDJO (H.), LEONG (E.C.), GASMO (J.M.) et TANG (S.K.). – *Assessment of rainfall effects on stability of residual soil slopes*. Proceedings of the Second International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'98, vol. 1, p. 78-83, Beijing (1998).
- [62] RAULIN (P.), ROUQUES (G.) et TOUBOL (A.). – *Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire*. Rapport de recherche LCPC n° 36, juin 1974.
- [63] RAVINA (I.). – *The influence of vegetation on moisture and volume changes*. Géotechnique 33 (2), p. 151-163 (1983).
- [64] RICHARDS (B.G.), PETER (P.) et EMERSON (W.W.). – *The effects of vegetation on the swelling and shrinking of soils in Australia*. Géotechnique, 33(2), p. 127-139 (1983).
- [65] RTR. – *Recommandations pour les terrassements routiers*. LCPC-SETRA (1976, 1981).
- [66] SCHÉRER (M.). – *Bilan des périodes récentes de sécheresse en France*. Journée d'étude sur le comportement des sols et des ouvrages pendant et après les périodes de sécheresse, ENPC, 11-12 déc. 1996.
- [67] SHIMADA (K.), FUJII (H.), NISHIMURA (S.) et MORII (T.). – *Stability analysis of unsaturated slopes considering changes of matric suction*. Proceedings of the first International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95, vol. 1, p. 293-299, Paris (1995).
- [68] SITHARAM (T.G.), SIVAPULLAIAH (P.V.) et SUBBA-RAO (K.S.). – *Shrinkage behaviour of compacted unsaturated soils*. Proceedings of the First International Conference on Unsaturated soils Unsats'95, p. 195-200, Paris (1995).
- [69] THOURET (D.), PUECH (J.P.) et MIEUSSENS (J.P.). – *Autoroute A62. Suivi d'un grand remblai en marne : bilan de dix années d'observation*. Revue générale des routes et autoroutes 700, p. 23-27 (1992).
- [70] VANDANGEON (P.). – *Exemple de sinistres en région parisienne*. Revue Française de Géotechnique, n° 58, p. 7-14 (1992).
- [71] VANDANGEON (P.). – *Fondations de bâtiments et d'ouvrages dans les zones soumises à la sécheresse — Construction nouvelle et confortement de bâtiments sinistrés*. Journée d'étude sur le comportement des sols et des ouvrages pendant et après les périodes de sécheresse, ENPC, 10 p., 11-12 déc. 1996.
- [72] WANG (Q.), HUANG (S.K.), KE (Z.J.) et FAN (Q.Y.). – *Long term field monitoring of climatic impact on matric suction and ground movement in Nanning, China*. Proceedings of the Second International Conference on Unsaturated soils Unsats'98, p. 444-449, Beijing (1998).
- [73] WASCHKOWSKI (E.). – *Pathologie des ouvrages pendant et après les périodes de sécheresse*. Journée d'étude sur le comportement des sols et des ouvrages pendant et après les périodes de sécheresse, ENPC, 11-12 déc. 1996.



- [74] WILLIAMS (A.A.B.) et PIDGEON (J.T.). – *Evapo-transpiration and heaving clays in South Africa*. Géotechnique 33(2), p. 141-150 (1983).
- [75] WILSON (G.W.), FREDLUND (D.G.) et BARBOUR (S.L.). – *Coupled soil-atmosphere modelling for soil evaporation*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 31, p. 151-161 (1994).
- [76] YOSHIMI (Y.) et OSTERBERG (J.O.). – *Compression of partially saturated cohesive soils*. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div. 89(4), p. 1-24 (1963).
- [77] FELLENIUS (W.). – *Erdstatistische berichnungen mit reifung und krahision*. Ernst, Berlin (1927).
- [78] BISHOP (A.W.). – *The use of slip circle in the stability analysis of slopes*. Géotechnique, vol. 5, p. 7-17 (1955).
- [79] JENNINGS (J.E.) et KNIGHT (K.). – *A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to « collapse » of grain structure*. Proc. of the 6<sup>th</sup> Reg. Conf. for Africa on SMFE, Durban, vol. 1, p. 99-105 (1975).
- [80] PHILIPPONNAT (G.). – *Désordres dus à la présence de sols gonflants dans la région parisienne*. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Série : Sols et Fondations, n° 159 (1978).
- [81] CUI (Y.J.), DELAGE (P.), SCHLOSSER (F.) et WOJRAROWICZ (M.). – *Étude du comportement volumique d'un loess du Nord de la France*. XII<sup>e</sup> Congrès Européen de Mécanique des sols et de Géotechnique, Amsterdam, vol. 1, p. 337-342 (1999).
- [82] CUI (Y.J.) et MAGNAN (J.P.). – *Affaissements locaux dus à l'infiltration d'eau*. Chapitre 6 in « Géomécanique environnementale, risques naturels et patrimoine ». Édition Hermès, p. 139-164 (2000).
- [83] ALONSO (E.) et DELAGE (P.). – *Unsaturated soils*. Proc. of the first Inter. Conf. on unsaturated soils UNSAT'95, vol. 1-3, Paris (1995).
- [84] Technical committee of UNSAT'98. – Proc. of the second Inter. Conf. on unsaturated soils UNSAT'98, vol. 1-2, Beijing (1998).
- [85] RAHARDJO (H.), TALL (D.G.) et LEONG (E.C.). – *Unsaturated soils For Asia*. Proc. of the Asian Conf. on unsaturated soils, Singapore (2000).
- [86] JUCÁ (J.F.T.), DE CAMPOS (T.M.P.) et MARINHO (F.A.M.). – *Unsaturated soils*. Proc. of the third Inter. Conf. on unsaturated soils UNSAT'2002, vol. 1-3, Recife (2002).
- [87] *Contrôle de qualité pour barrages en remblai*. GIGB (Commission Internationale des Grands Barrages), bulletin 56 (1986).
- [88] *Détermination de solutions adaptées à la réparation des désordres des bâtiments provoqués par la sécheresse*. CEBTP, sous l'égide de AGC, APSAD, CCR, PNB, SEDDITA, Paris, 3 volumes (1991).