

# Quantification des gonflements des sols surconsolidés en fond de déblai

## Swelling quantification of overconsolidated soils at excavation base

Petit G.

Arcadis, Toulouse, France

Virollet M., Bernard Ph.

Consultants indépendants, Toulouse, France

**RÉSUMÉ :** La problématique du gonflement différé des sols surconsolidés en fond de déblais est apparue progressivement avec la mise en service de grandes infrastructures routières conduisant à la création de tranchées de plus en plus profondes. Pour la réalisation de nouvelles infrastructures ferroviaires à grande vitesse, cette problématique peut avoir des répercussions bien plus fortes tant en termes d'exploitation (problématique des équipements ferroviaires) qu'économique (plus fortes contraintes géométriques, répercussions sur un long linéaire). Cet article présente une méthode de quantification de ce type de gonflement à partir de l'analyse d'essais œdométriques de déchargement et en se basant sur le modèle Ylight. L'existence d'une phase élastique réversible et d'une phase irréversible sont ainsi mises en évidence.

**ABSTRACT :** The delayed swelling of overconsolidated soils at excavation base has progressively become an important issue with the development of major road infrastructures resulting in the creation of deeper and deeper excavations and trenches. As far as new high speed railway infrastructures projects are concerned, this issue may have major consequences in terms of serviceability (sensitive railway equipments) and economics (stronger geometric constraints and backlash over long railway portions).

This paper presents a quantification method for this type of swelling, based on the analysis of specific unloading oedometer tests, on the basis of the Ylight model of behavior. This approach allows to show the existence of a reversible elastic phase and of an irreversible phase.

**MOTS-CLÉS:** gonflement, sols surconsolidés, oedomètre, modèle Ylight

**KEYWORDS:** Swelling, overconsolidated soils, oedometer, Ylight model.

### 1 INTRODUCTION

A partir d'une approche mécanique simplifiée, basée sur l'utilisation de résultats d'essais œdométriques, associée à une analyse en chemins de contraintes selon le modèle Ylight (Leroueil, Magnan & Tavenas, 1985), une étude du comportement des sols en déchargement est effectuée. En premier lieu, le phénomène du gonflement lié à un déchargement généralisé de type érosion est abordé à l'aide du modèle Ylight applicable aux sols surconsolidés (Magnan & Serratrice, 1995) puis, ensuite, une analyse du fond de déblai est menée afin d'évaluer les amplitudes de gonflement.

### 2 COMPORTEMENT DES SOLS AU DÉCHARGEMENT GÉNÉRALISÉ

#### 2.1. Variation de l'OCR avec la profondeur

Si l'on considère à l'état actuel un sol qui a été érodé sur une hauteur  $h_e$  et qui de ce fait est surconsolidé, l'indice de surconsolidation (OCR), à une profondeur  $z$  donnée comptée à partir de la surface du sol après érosion, est défini comme égal à :

$$OCR = \frac{h_e \gamma + z \gamma}{z \gamma}$$

Cet indice décroît alors lorsque la profondeur croît pour tendre vers un sol normalement consolidé ( $OCR = 1$ ).

#### 2.2. Chemins de contraintes dans l'espace de Lambe

Les essais réalisés par Magnan et Serratrice (1995) sur une marne fortement surconsolidée, montrent que dans le domaine du déchargement, la surface d'état limite peut être définie dans le modèle Ylight en la représentant comme une ellipse dans l'espace  $[s', t]$  avec :

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} ; t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$$

#### Description du modèle Ylight

Le modèle Ylight, représenté ci-dessous en adimensionnel, fait apparaître plusieurs domaines.

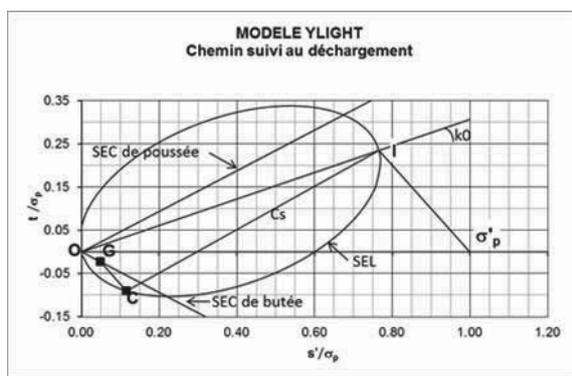


Figure 1. Modèle Ylight représenté dans le plan  $(s', t)$

**Un domaine élastique** situé à l'intérieur de l'ellipse dont l'axe principal est la droite déduite de  $k_0 = \sigma'_3/\sigma'_1$ .

Le point I qui fixe sa longueur est obtenu à partir de la pression de consolidation  $\sigma'_p$ . Cette ellipse, appelée SEL, représente la projection de la Surface d'Etat Limite dans ce plan. A l'intérieur de l'ellipse les déformations sont élastiques réversibles. Cette ellipse projetée dans un plan perpendiculaire au plan de représentation de l'œdomètre  $[e, \log \sigma]$  s'appuie sur la droite  $C_s$ . Les points d'état ne peuvent franchir la SEL.

**Un domaine plastique.** Lorsque le point représentatif de l'état de contraintes considéré atteint la surface de rupture, caractérisée par les droites limites de Mohr-Coulomb (SEC, Surface d'Etat Critique), il y a rupture du sol avec des phénomènes de radoucissement.

*Étude du déchargement à l'aide du modèle Ylight*

Dans la phase de déchargement généralisé (érosion), les déformations horizontales sont nulles :  $\Delta \varepsilon_3 = 0$ .

En fin de chaque phase de déchargement, une fois l'équilibre atteint, les pressions interstitielles sont supposées constantes et en équilibre avec celle du niveau considéré.

**Dans le domaine élastique**

Dans ce domaine, il est possible d'écrire :

$$\Delta \sigma_3 = \Delta \sigma_1 \frac{\nu}{1-\nu} \tag{1}$$

où  $\nu$  représente le coefficient de Poisson. Il vient alors :

$$\Delta \sigma_1 = \gamma h_e \text{ et } \Delta \sigma_3 = \gamma h_e \frac{\nu}{1-\nu} \tag{2}$$

Dans le plan  $[s', t]$ , cela se traduit par :

$$\Delta s' = \gamma h_e \frac{1}{2(1-\nu)} \text{ et } \Delta t = \gamma h_e \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \tag{3}$$

La pente de la droite représentant le déchargement élastique du sol est  $p=1-2\nu$ . Au point I l'état de contrainte s'écrit :

$$s' = \frac{\sigma'_p(1+k_0)}{2} \text{ et } t = \frac{\sigma'_p(1-k_0)}{2} \tag{4}$$

En tenant compte des équations (2), (3) et (4), l'équation de la droite de déchargement dans l'espace  $[s', t]$  est :

$$t = (1-2\nu)s' + \sigma'_p[\nu(1+k_0) - k_0] \tag{5}$$

Celle-ci intercepte la SEL au point C. A partir de ce point d'équilibre correspondant à la contrainte verticale  $\sigma'_{v0}$  qui à une profondeur donnée est constante ( $\sigma'_{v0} = \gamma z$ ), le déchargement par excavation (déblai) s'effectue suivant un chemin de contraintes ( $s', t$ ) correspondant à une droite de pente  $-1$ , qui coupe la courbe d'état critique au point G.

**Dans le domaine plastique**

Lorsque le déchargement se poursuit le chemin de contrainte suivi passe sur la droite GO.

Le point G représente le passage entre le comportement élastique caractérisé par l'indice de gonflement  $C_s$  et le comportement plastique caractérisé par le coefficient de gonflement  $C_g$ .

**3. ANALYSE DES PHÉNOMÈNES DE GONFLEMENT A L'ŒDOMÈTRE**

*3.1. Essai de gonflement (norme XP P94-091)*

Cet essai à l'œdomètre consiste à mesurer, sur quatre échantillons prélevés à la même profondeur, les gonflements obtenus lors de la saturation sous quatre contraintes différentes, la contrainte de gonflement donnant un gonflement nul.

En fait, cette contrainte devrait correspondre à la contrainte effective verticale obtenue à la profondeur  $z$  (profondeur de prélèvement des échantillons) :  $\sigma'_{v0} = \gamma z$ .

Dans ces conditions l'exploitation des mesures consiste à reporter sur un diagramme logarithmique les valeurs finales des différentes déformations mesurées en fonction

du rapport  $\frac{\sigma_g}{\sigma}$  dans l'espace  $\left[ \frac{\Delta H_f}{H_i}, \log \sigma \right]$ . Ces différents

points s'alignent sur une droite, dont la valeur absolue de la pente est appelée rapport de gonflement :  $R_g$ .

Nous avons la relation :

$$\Delta H_f / H_i = -R_g \log(\sigma_g / \sigma) \tag{6}$$

$\sigma_g$  étant la contrainte qui correspond à une déformation nulle, soit la contrainte effective correspondant au poids des terres.

*3.2. Essai œdométrique classique adapté*

La norme XP P94-090-1 a été adaptée pour la circonstance afin de détailler le gonflement des sols surconsolidés au déchargement.

La courbe de déchargement mesurée dans un œdomètre à partir de la pression de consolidation maximale est obtenue en déchargeant par paliers successifs l'échantillon imbibé à partir de cette pression. Elle fait apparaître typiquement deux branches de droites (figure 2) :

**La première**, de pente  $C_s$  dans la représentation œdométrique  $[e, \log(\sigma)]$  ;

**La seconde**, de pente donnée par l'équation (6), que nous noterons  $C_g = R_g / (1 + e_i)$ ,  $e_i$  étant l'indice des vides avant déchargement.

Ces deux droites se coupent en un point qui correspond à la contrainte notée  $\sigma_G$ , pour la distinguer de la contrainte  $\sigma_{Gg}$  définie ci-dessus.

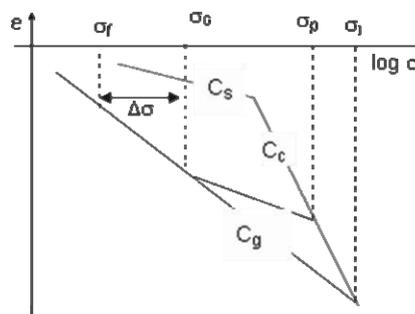


Figure 2. Courbe de déchargement à l'œdomètre

*3.3. Elaboration d'un modèle de calcul*

Le modèle Ylight nous a permis de montrer que la contrainte  $\sigma_G$  correspondait à la transition entre le comportement élastique du sol et le comportement irréversible de caractéristiques respectives  $C_s$  et  $C_g$ .

Avant déchargement généralisé  $\Delta\sigma$ , la transition  $\sigma_i$  entre ces deux comportements se situe à la profondeur correspondant à l'intersection entre les droites  $C_g$  et  $C_c$

$$\text{soit } H_i = \frac{\sigma_i}{\gamma}$$

La valeur de  $\sigma_i$  est donnée par la relation :

$$\sigma_i = 10 \frac{(C_c - C_s) \log \sigma_p - (C_g - C_s) \log \sigma_G}{C_c - C_s} \quad (7)$$

Après érosion sur une hauteur  $h_e$ , la nouvelle contrainte

$\sigma_i'$  doit être recalculée, comme suit :

$$\sigma_i' = \sigma_i 10^{\left[ \frac{C_c - C_s}{C_c - C_g} \log \frac{\sigma_p + \gamma h_e}{\sigma_{p0}} - \frac{C_g - C_s}{C_c - C_g} \log \frac{\gamma(z + h_e)}{\gamma z} \right]} \quad (8)$$

La profondeur d'intersection est alors donnée par :

$$H_i' = \frac{\sigma_i'}{\gamma} - h_e \quad (9)$$

#### 4. ÉTABLISSEMENT D'UN MODÈLE DE CALCUL DE DÉCHARGEMENT GÉNÉRALISÉ

Dans le paragraphe précédent, nous avons montré que la contrainte  $\sigma_i$  définissait la hauteur de la zone de

déformation irréversible  $H_i = \frac{\sigma_i}{\gamma}$  et que cette contrainte

$\sigma_i$  devait être corrigée pour ramener l'épaisseur par rapport à la nouvelle surface obtenue après érosion :  $H_i = \frac{\sigma_i}{\gamma} - h_e$

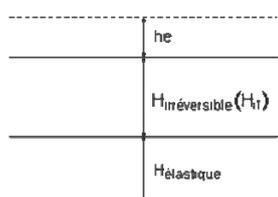


Figure 3. Définition de la zone de déformation irréversible

##### 4.1. Modèle de calcul

Les gonflements sont par la suite notés  $s$ ,  $s_{el}$  pour sa partie élastique et  $s_{irr}$  pour sa partie irréversible.

##### 4.1.1. Gonflement élastique

###### Méthode analytique

Pour une couche d'épaisseur  $dz$ , à la profondeur  $z$  comprise entre  $H_i$  et  $H = H_i + H_{élastique}$ , nous obtenons

$$\frac{ds}{dz} = -0,434 \frac{C_s}{1 + e_0} \ln \frac{\gamma z}{\gamma z + \gamma h_e} \quad (9)$$

$$s_{el} = -0,434 \frac{C_s}{1 + e_0} [(z + h_e) \ln(\gamma z + \gamma h_e) - h_e - z \ln(\gamma z)]$$

avec  $e_0$  indice des vides pour la contrainte  $\sigma$ .

Nous avons pris :  $e_{\sigma} = e_G - C_S \log \frac{\gamma H}{\gamma H_i}$

###### Méthode numérique

Nous écrirons l'équation (9) pour une variation  $\Delta z$  finie. Il vient alors :

$$\Delta s_{el} = -0,434 \frac{C_s}{1 + e_{\sigma}} \ln \frac{\gamma z}{\gamma z + \gamma h_e} \Delta z$$

$$\Delta s_{el} = \frac{C_s}{1 + e_{\sigma}} \log \frac{H_i}{\gamma(z + h_e)} \Delta z \quad (10)$$

dans ce calcul, la variation de  $e_{\sigma}$  est prise en compte à chaque incrément de  $\Delta z$ .

##### 4.4.2. Gonflement irréversible

###### Méthode analytique

Nous procédons de la même manière que ci-dessus en faisant varier la profondeur  $z$  entre 0,5m et  $H_i$ . Nous obtenons ainsi :

$$\frac{ds}{dz} = -0,434 \frac{C_g}{1 + e_G} \ln \frac{\gamma z + \gamma h_e}{\gamma H_i} \quad (11)$$

$$s_{irr} = -0,434 \frac{C_g}{1 + e_0} [(z + h_e) \ln(\gamma z + \gamma h_e) - h_e - z \ln(\gamma z)] \quad (12)$$

La borne minimale d'intégration a été prise égale à 0,5m afin de permettre la convergence du calcul numérique.

###### Méthode numérique

Nous écrirons l'équation (12) pour une variation  $\Delta z$  sous la forme :

$$\Delta s_{irr} = \frac{C_g}{1 + e_0} \log \frac{\gamma z + \gamma h_e}{\gamma z} \Delta z \quad (13)$$

#### 4.3. Application et résultats des calculs

##### 4.3.1. Caractéristiques du sol retenu

Nous avons adopté les caractéristiques mesurées sur l'essai œdométrique présenté sur le graphique et données dans le tableau ci-dessous.

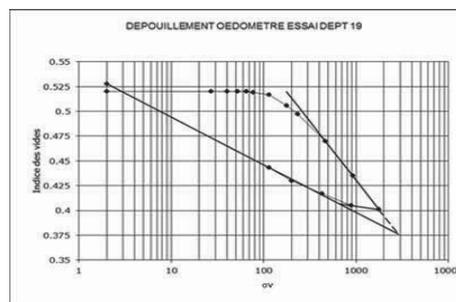


Figure 4. Essai œdométrique utilisé

Tableau 1. Valeurs œdométriques utilisées

$C_s$	$C_c$	$C_g$	$\sigma'_{p0}$ kPa	$\sigma'_g$ kPa	$e_g$
0,0135	0,1192	0,0471	1752	750	0,406

##### 4.3.2. Variation des gonflements en fonction de la hauteur d'érosion

Les résultats des calculs sont représentés sur le graphique de la figure 5. Pour plus de lisibilité, l'échelle des profondeurs a été limitée à 120m. Il est rappelé à ce propos que pour des hauteurs d'érosion de 20 et 40m les profondeurs d'origine du gonflement sont plus importantes.

Les résultats montrent que les gonflements élastiques sont faibles avec  $0,01 \leq s_{el} \leq 0,02m$

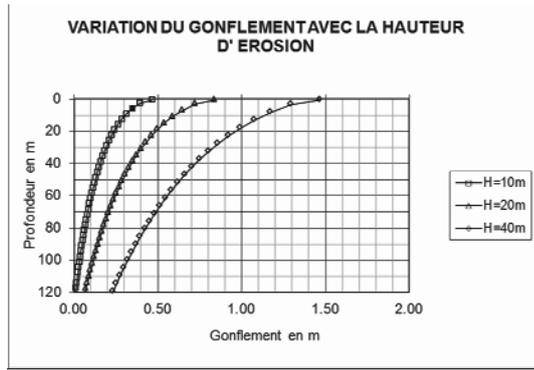


Figure 5. Résultats des calculs de gonflement pour différentes hauteurs H d'érosion.

### 5. ÉTABLISSEMENT D'UN MODÈLE DE CALCUL POUR UN DÉBLAI

Dans le cas d'un déblai, le terrassement n'est pas infini. De ce fait il se produit un amortissement des contraintes avec la profondeur, comme indiqué ci-après.

#### 5.1. Effet de la profondeur

Nous allons considérer une charge sur un milieu semi-infini :

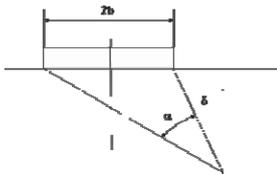


Figure 6. Méthode de Poulos & Davis

La contrainte verticale s'écrit (Poulos & Davis 1974) :

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cos(\alpha + 2\delta)] \quad (14)$$

Dans le cas d'un déblai, le terrain peut être considéré comme infini de part et d'autre de la tranchée. Cela entraîne donc :

$$\text{quand } l \rightarrow \infty \text{ alors } \alpha + 2\delta \rightarrow \frac{\pi}{2}.$$

A partir de cette relation, il est alors possible de calculer la variation de contrainte dans l'axe du déblai en prenant en compte l'influence des deux parties situées de part et d'autre de ce dernier.

#### 5.2. Résultats des calculs

Au préalable, il convient de noter que dans ce qui suit, les calculs ne peuvent être réalisés qu'avec la méthode numérique.

Ils ne sont réalisés que dans le domaine irréversible compte tenu des profondeurs importantes à atteindre pour avoir un comportement élastique.

Les caractéristiques géométriques du talus prises en compte sont définies ci-dessous :

Tableau 2. caractéristiques de déblai prises en compte

Hauteur déblai (m)	Pente talus tg β	Largeur plateforme (m)	Largeur équivalente (m)
10	1/2	20	40
20	1/2	20	60
40	1/2	20	100

Les résultats des calculs obtenus sont représentés sur le graphique de la figure 7 ci-dessous.

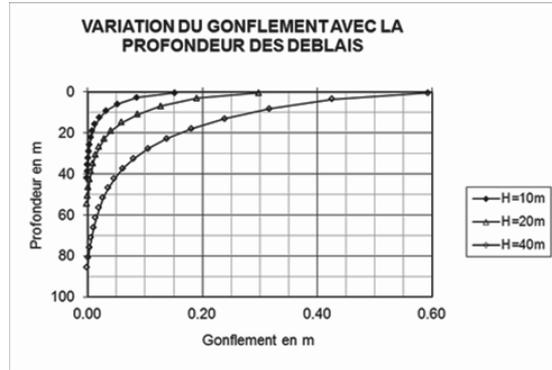


Figure 7. Résultats des calculs de gonflement pour différentes profondeurs H de déblai

Ces résultats montrent que la profondeur d'influence s'accroît avec la profondeur du déblai. Les amplitudes de gonflements calculées en fond de déblai pour ces configurations varient de 0,15 à 0,60 m.

Il est à noter qu'afin d'améliorer la prise en compte des talus du déblai, il est possible de décomposer le déblai en plusieurs charges rectangulaires épousant la pente du déblai. Les exemples présentés ici n'intègrent pas cette décomposition.

### 6. CONCLUSION

Les essais œdométriques spécifiques analysés, permettent de caractériser plus précisément le comportement des sols surconsolidés au déchargement. Celui-ci se traduit successivement dans l'espace œdométrique [e ; logσ] par deux droites de pentes respectives C<sub>s</sub> (indice de gonflement) puis C<sub>g</sub> (coefficient de gonflement).

Ces deux droites se coupent en un point défini par  $\sigma_G = \gamma z$ .

A partir de ces essais, il est alors possible de calculer les gonflements résultant d'un déchargement généralisé (érosion) ou de la réalisation d'un déblai.

Dans le cas de déblai, où la géométrie du déchargement n'est pas infinie, il convient de tenir compte de l'amortissement des contraintes avec la profondeur, se traduisant par des gonflements beaucoup plus faibles que pour un déchargement généralisé.

Le cas de sols très fortement surconsolidés, présentant des pressions de préconsolidation trop élevées pour être correctement mesurées avec un essai œdométrique classique, reste encore à étudier et nécessite la mise au point de méthodes expérimentales spécifiques.

### 7. REMERCIEMENTS

Remerciements à Guilhem Teulade qui a été à l'origine de cette réflexion.

### 8. REFERENCES

LEROUÉL S., MAGNAN J.P. & TAVENAS F. remblais sur argile molle. Lavoisier 1985  
 MAGNAN J.P. & SERRATRICE J.F. Détermination de la courbe d'état limite d'une marnes. Séminaire « De la Géologie au calcul des Ouvrages ». Grenoble 6-10 novembre 1995.  
 POULOS & DAVIS. Elastic Solutions for Soils and Rocks. J. Wiley 1974.