

DOMAINES D'APPLICATION DE LA RÉDUCTION DE C ET PHI DANS LES ÉTUDES GÉOTECHNIQUES

FIELDS OF APPLICATION OF C AND PHI REDUCTION IN GEOTECHNICAL DESIGN

Jean-Pierre MAGNAN ^{1,2}, Grégory MEYER ²

¹ IFSTTAR, Champs-sur-Marne, France

² SYSTRA, Paris, France

RÉSUMÉ – Le calcul par éléments finis avec réduction de c et phi n'a pas le même niveau de validation selon le type d'ouvrages géotechniques. La communication analyse différents types d'ouvrages pour lesquels cette approche est soit validée, soit soumise à discussion. Elle propose des domaines et des règles d'application pour la réduction de c et phi dans les calculs par éléments finis.

ABSTRACT – Finite element calculations using c and phi reduction did not receive the same level of validation for all types of geotechnical structures. The paper reviews various types of structures for which this approach is either validated or under discussion. It suggests fields and rules of application of the c and phi reduction in finite elements calculations.

1. Introduction

L'utilisation de facteurs partiels pour réduire les paramètres du sol avant de faire les calculs est l'une des pratiques autorisées par l'Eurocode 7 pour évaluer la sécurité des ouvrages. Elle peut être appliquée à tous les types de calculs. Les valeurs de ces facteurs partiels sont définies dans l'Eurocode 7 et ses annexes nationales et il est suggéré par exemple de réduire la cohésion effective c' et la tangente de l'angle de frottement interne $\tan \varphi'$ du même facteur 1,25 et la cohésion non drainée c_u d'un facteur 1,4. D'autres facteurs partiels sont appliqués aux charges et aux méthodes.

Les valeurs des facteurs partiels sont liées aux méthodes de calcul et à l'expérience accumulée dans le passé sous forme de facteurs de sécurité globaux, mais aussi à la philosophie de l'analyse de la sécurité.

Dans le formalisme des Eurocodes, l'insécurité est liée aux incertitudes, c'est-à-dire à la méconnaissance des mécanismes et des valeurs des paramètres qui conditionnent le comportement mécanique du sol, et des actions qui sont appliquées aux ouvrages et doivent être équilibrées par des résistances.

Dans l'analyse classique des géotechniciens pour les ouvrages géotechniques, on impose que les charges soient équilibrées par des résistances et que les résistances mobilisées soient inférieures aux résistances limites que peut offrir le sol avec une certaine marge (un coefficient de sécurité). Si les charges et les propriétés du sol ne sont pas connues exactement, on réalise des calculs « en fourchette » en utilisant les limites de variation de leurs valeurs. Cette approche suppose que l'on sache définir les actions et les résistances que l'on compare. Dans toutes les méthodes classiques de calcul géotechnique c'est le cas. Les difficultés apparaissent quand on veut gérer les problèmes de stabilité par des méthodes d'analyse numérique en éléments finis ou différences finies, où la résistance n'est qu'une propriété du sol en complément de la déformabilité. Une fois atteint l'état d'équilibre sous une charge, il faut réfléchir pour définir la réserve de résistance du massif de sol au-delà de cet état d'équilibre et juger si elle est suffisante.

Pour éviter de faire un bilan explicite des actions et des résistances dans le massif de sol, la pratique de chercher jusqu'où on peut réduire les résistances tout en conservant l'équilibre s'est répandue parmi les utilisateurs des calculs en éléments finis. Dans cette démarche, on évalue la sécurité en comparant les résistances réduites associées à la rupture aux résistances utilisées pour le calcul, qui sont les valeurs déduites des reconnaissances géotechniques. Cette procédure est programmée sous forme automatique dans les logiciels de calcul par éléments finis, comme Plaxis, sous le nom de « réduction de c' et $\tan \varphi'$ ».

Cet article analyse la compatibilité de cette procédure avec l'analyse classique de la sécurité comme réserve de résistance, qui reste la référence pour les ouvrages géotechniques.

2. Stabilité des remblais et des déblais

Les calculs de stabilité de remblais et déblais en l'absence de structures de renforcement ont leur origine dans les travaux de la commission suédoise créée en 1914 pour résoudre les problèmes de stabilité affectant les voies de chemins de fer suédoises dans les zones de glissements de sols argileux. Les ruptures mettent en évidence des surfaces de glissement, dont les premières ont été décrites de façon méthodique par Collin (1846). Toutes les méthodes de calcul dites d'équilibre limite analysent l'équilibre statique d'un bloc limité par une surface de rupture.

Dans ce problème, la résistance du sol est mobilisée progressivement jusqu'à la rupture et l'on peut vérifier que la diminution par étapes de la résistance (c' et $\tan \varphi'$ simultanément) ne modifie pas la position de la surface de rupture (figure 1). Le coefficient de sécurité « global » varie comme indiqué dans le tableau 1 lorsque l'on diminue c' et $\tan \varphi'$. Le tableau 1 montre que la réduction des paramètres de résistance produit une diminution de F plus faible que la réduction de la résistance.

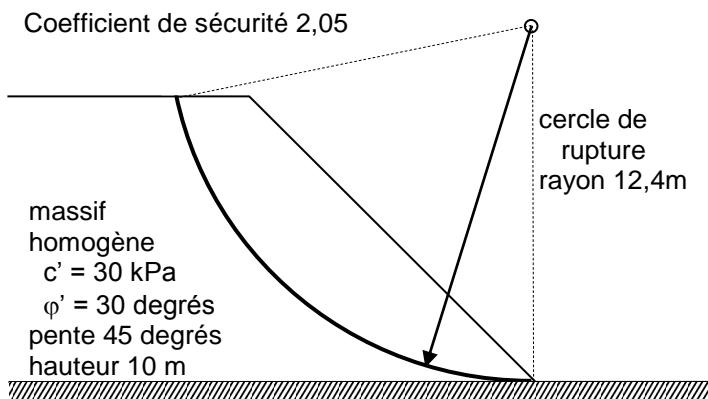


Figure 1. Position de la surface de rupture

Tableau 1. Variation du coefficient de sécurité global

Réduction	c' (kPa)	$\tan \varphi'$	F	$F/F(1)$
1	30	0,577	2,05	1
1,05	28,57	0,549	1,96	1,046
1,1	27,27	0,525	1,88	1,09
1,15	26,09	0,502	1,80	1,139
1,2	25	0,481	1,73	1,185
1,25	24	0,462	1,67	1,227
1,5	20	0,385	1,42	1,444

L'équivalence des approches 2 et 3 de l'Eurocode 7 actuel pour ce type de calcul est liée à la relation entre le coefficient de sécurité global et le coefficient de sécurité associé aux valeurs réduites de c' et $\tan \varphi'$. Cette équivalence est nécessaire pour que l'on puisse relier les règles de calcul avec facteurs partiels à la seule base expérimentale dont on dispose, qui est la référence à des valeurs du coefficient de sécurité « global », souvent pris égal à 1,5.

On peut étudier cette relation sur les formules de calcul classiques de Fellenius et de Bishop, avec les facteurs partiels de l'Eurocode 7.

Rappelons que l'Eurocode 7 autorise trois « approches » de justification de la stabilité des ouvrages, qui sont choisies au niveau des pays : l'approche 1, non utilisée en France, impose une vérification dans laquelle on assure la stabilité par un coefficient de sécurité

sur les charges et une vérification dans laquelle on assure la stabilité par un coefficient de sécurité sur les résistances, comme on le fait dans les calculs traditionnels de mécanique des sols. L'approche 2 et l'approche 3 combinent des sécurités sur les charges et sur les résistances, pour assurer la continuité des forces et contraintes entre les calculs de mécanique des sols et les calculs de structures. Dans l'approche 2, les facteurs partiels (de sécurité) sont appliqués aux résistances calculées du massif de sol (par exemple la portance du sol sous une fondation superficielle) tandis que, dans l'approche 3, les facteurs partiels (de sécurité) sont appliqués aux valeurs des paramètres de résistance du sol (par exemple la cohésion c et la tangente de l'angle de frottement interne $\tan \varphi$)

Les formules de calcul utilisées dans les logiciels de calcul de l'équilibre des pentes s'appuient sur la méthode des tranches, dont les paramètres sont rappelés sur la figure 2.

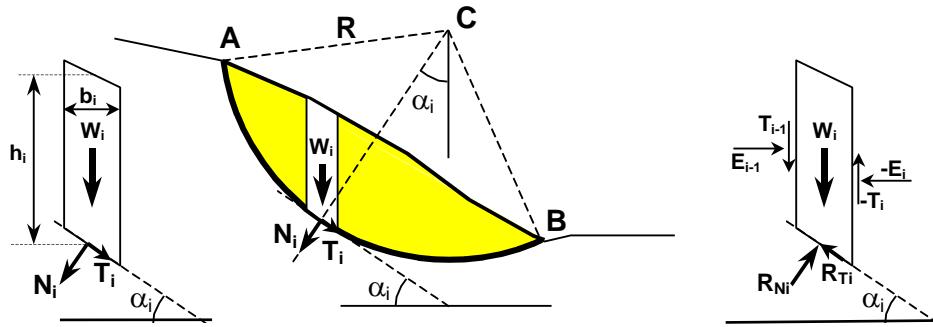


Figure 2. Calcul de la force de contact sur la surface de glissement (méthodes de Fellenius à gauche et de Bishop à droite)

La méthode de Fellenius, dans laquelle les tranches sont indépendantes, conduit à la formule (1) pour calculer le coefficient de sécurité global (u_i est la pression de l'eau à la base de la tranche i) :

$$F = \frac{\sum_i [c' b_i + (W_i \cos^2 \alpha_i - u_i b_i) \tan \varphi'] \frac{1}{\cos \alpha_i}}{\sum_i W_i \sin \alpha_i} \quad (1)$$

La méthode de Bishop, qui tient compte d'interactions horizontales entre les tranches, conduit pour sa part à la formule (2), qui doit être résolue par itérations parce que F intervient des deux côtés dans la formule :

$$F = \frac{\sum_i [c' b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi'] \left[\left(1 + \frac{\tan \varphi' \tan \alpha_i}{F} \right) \cos \alpha_i \right]^{-1}}{\sum_i W_i \sin \alpha_i} \quad (2)$$

Les approches 2 et 3 de l'Eurocode 7 appliquent les coefficients partiels suivants :

- Approche 2 : $\gamma_E = 1,35$, $\gamma_{Sd} = 1$, $\gamma_R = 1,1$, $\gamma_{Rd} = 1$.
- Approche 3 : $\gamma_E = 1$, $\gamma_{Sd} = 1$, $\gamma_y = 1$, $\gamma_R = 1$, $\gamma_{Rd} = 1$, $\gamma_c' = 1,25$, $\gamma_\varphi = 1,25$.

Les facteurs partiels de l'approche 2 s'appliquent respectivement aux charges ou actions (γ_E), au modèle de calcul des charges ou actions (γ_{Sd}), aux résistances calculées, par exemple la portance (γ_R) et au modèle de calcul de la résistance (γ_{Rd})

Les facteurs partiels de l'approche 3 s'appliquent pour leur part aux charges ou actions (γ_E), au modèle de calcul des charges ou actions (γ_{Sd}), aux résistances calculées, par exemple la portance (γ_R), au modèle de calcul de la résistance (γ_{Rd}), au poids volumique du sol (γ_y) à la cohésion effective du sol (γ_c') et à la tangente de l'angle de frottement interne (γ_φ).

Pour la formule de Fellenius, la condition de stabilité (équilibre) s'écrit dans les deux approches de calcul :

- approche 2

$$\gamma_E \gamma_{Sd} \sum_i W_{ik} \sin \alpha_i \leq \frac{1}{\gamma_R \gamma_{Rd}} \sum_i \left[c'_k b_i + (W_{ik} \cos^2 \alpha_i - u_{ki} b_i) \tan \phi'_k \right] \frac{1}{\cos \alpha_i} \quad (3)$$

- approche 3

$$\gamma_E \gamma_{Sd} \sum_i \frac{W_{ik}}{\gamma_\gamma} \sin \alpha_i \leq \frac{1}{\gamma_R \gamma_{Rd}} \sum_i \left[\frac{c'_k}{\gamma_{c'}} b_i + \left(\frac{W_{ik}}{\gamma_\gamma} \cos^2 \alpha_i - u_{ki} b_i \right) \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} \right] \frac{1}{\cos \alpha_i} \quad (4)$$

La formule de calcul de l'approche 3 est linéaire en $1/\gamma_{c'} = 1/\gamma_{\phi'}$. On peut donc l'écrire sous la forme :

$$\gamma_E \gamma_{Sd} \sum_i \frac{W_{ik}}{\gamma_\gamma} \sin \alpha_i \leq \frac{1}{\gamma_R \gamma_{Rd} \gamma_{\phi'}} \sum_i \left[c'_k b_i + \left(\frac{W_{ik}}{\gamma_\gamma} \cos^2 \alpha_i - u_{ki} b_i \right) \tan \phi'_k \right] \frac{1}{\cos \alpha_i} \quad (5)$$

Comme le coefficient partiel γ_γ est égal à 1, l'équivalence des approches 2 et 3 est assurée si le produit des autres facteurs partiels de chaque approche est voisin de la valeur traditionnelle de 1,5. Cela se traduit par les conditions de l'équation (6).

$$\gamma_E \gamma_R \gamma_{Sd} \gamma_{Rd} \gamma_{\phi'} \Big|_{\text{approche 3}} = \gamma_{Sd} \gamma_{Rd} \gamma_E \gamma_R \Big|_{\text{approche 2}} \approx 1,5 \quad (6)$$

Pour les valeurs des facteurs partiels indiquées plus haut, cette équation est vérifiée à condition de donner au facteur de modèle γ_{Sd} de l'approche 3 une valeur de 1,2 :

$$1.1 \cdot \gamma_{Sd} \cdot 1.125 \Big|_{\text{approche 3}} = 1.25 \gamma_{Sd} \Big|_{\text{approche 3}} = 1.1 \cdot 1.135 \cdot 1.1 \Big|_{\text{approche 2}} = 1.48655 \Big|_{\text{approche 2}} \approx 1.5 \quad (7)$$

Pour la formule de Bishop, qui est résolue de façon itérative à cause de la présence de F au dénominateur, l'équivalence de l'approche 2 et de l'approche 3 est assurée de façon approximative si l'on admet que le dénominateur de l'équation précédente varie peu (ce qui est justifié pour les valeurs courantes du coefficient de sécurité F). La stabilité du remblai sur pente représenté sur la figure 3 a été calculée dans les conditions de l'approche 2 et de l'approche 3. Les données géométriques sont représentées sur la figure. Pour l'approche 2, le remblai a un poids volumique de 20,6 kN/m³, une cohésion de 10,5 kPa et un angle de frottement interne de 20 degrés. La couche superficielle de la pente a une hauteur (verticale) de 2m, un poids volumique de 17,8 kN/m³, une cohésion de 17,7 kPa et un angle de frottement interne de 17,8 degrés. Pour l'approche 3, les valeurs de la cohésion et de la tangente de l'angle de frottement interne sont réduites d'un facteur 1,25. La cohésion et l'angle de frottement interne sont égaux à 8,4 kPa et 16,2 degrés dans le remblai et à 14,1 kPa et 11,9 degrés dans le sol.

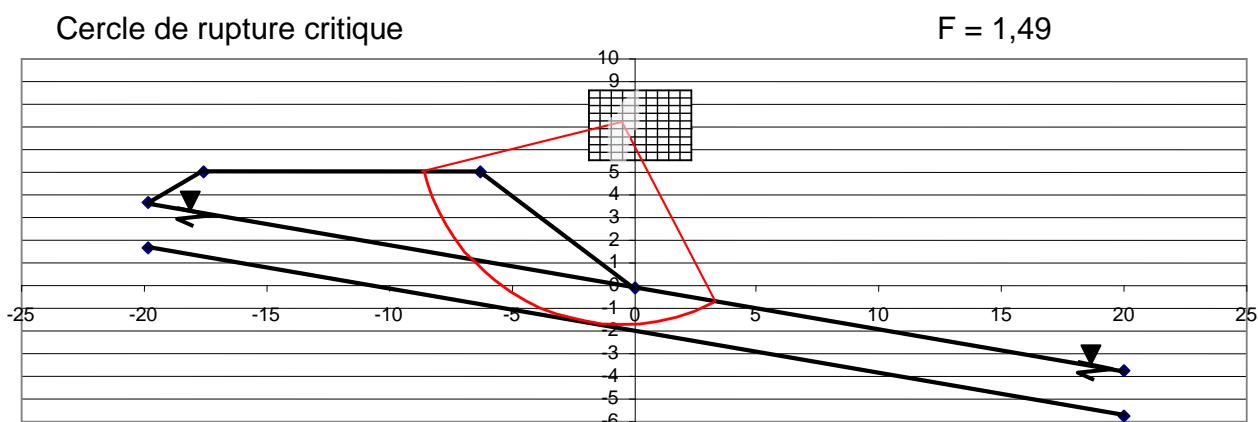


Figure 3. Calcul de la stabilité d'un remblai sur pente selon l'approche traditionnelle

Le coefficient de sécurité global du calcul de type « approche 2 », sans correction des valeurs de la résistance du sol, est égal à 1,49. Pour le calcul de type « approche 3 », où

la cohésion et l'angle de frottement interne ont été réduits d'un facteur 1,25, le coefficient de sécurité global est égal à 1,2.

Si l'on se remet dans les conditions de l'approche 2, la condition $F = 1,5$ se traduit par la condition

$$\gamma_{Sd}\gamma_{Rd}\gamma_E\gamma_R \Big|_{\text{approche 2}} = 1.1 \cdot 1.1 \cdot 1.35 \cdot 1 \approx 1,5 \quad (8)$$

Si l'on se rapporte aux conditions de l'approche 3, la condition $F < 1,5$ se traduit par la condition

$$\gamma_E\gamma_R\gamma_{Sd}\gamma_{Rd}\gamma_\varphi \Big|_{\text{approche 3}} = 1.1 \cdot \gamma_{Sd} \cdot 1.1 \cdot 1.25 \approx 1,5, \quad (9)$$

qui ne peut être vérifiée que pour un coefficient de modèle γ_{Sd} égal à 1,2.

En pratique, cela signifie que l'on doit viser des valeurs différentes du coefficient de sécurité brut résultant du calcul dans ces deux cas.

3. Portance des fondations

Les formules de portance des massifs de sols sous les fondations sont de différents types, en fonction de la méthode de caractérisation du sol (essais de laboratoire, essais pressiométriques, pénétrométriques). Nous nous intéresserons ici à la détermination de la résistance du sol en fonction de la cohésion et de l'angle de frottement interne, qui est la seule pour laquelle on puisse appliquer des méthodes numériques, en plus des formules de calcul issues de l'analyse de la résistance limite du sol. Cette approche est aussi la seule pour laquelle on puisse analyser l'effet de la réduction progressive des propriétés mécaniques sur la portance.

Les formules de calcul de la portance par la méthode des trois termes présentée par Terzaghi sont fortement non linéaires, comme l'illustrent les courbes de variation de N_c , N_γ et N_q présentées dans l'Eurocode 7 (figure 4). De ce fait, il ne peut être équivalent de réduire les valeurs de la cohésion et de la tangente de l'angle de frottement interne d'un facteur k et de réduire du même facteur la portance calculée avec les valeurs initiales des paramètres de résistance. L'exemple suivant illustre la différence entre ces deux approches.

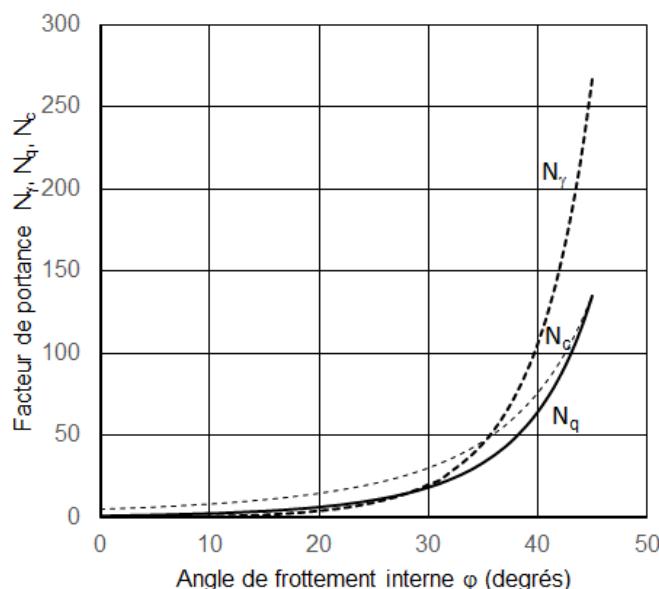


Figure 4. Variations des facteurs de portance de l'Eurocode 7

On analyse la portance du sol sous une semelle filante de largeur $B=1\text{m}$, soumise à une charge verticale centrée. La semelle est posée à la surface du massif, donc la portance ne dépend que de c et φ . On admet qu'il n'y a pas d'eau dans le sol et que les

paramètres sont isotropes et homogènes et valent : $c = 30 \text{ kPa}$ et $\varphi = 30$ degrés. Le poids volumique du sol est égal à 20 kN/m^3 .

Les portances obtenues pour les valeurs initiales, les valeurs réduites d'un facteur 1,25 et les valeurs réduites d'un facteur 1,5 sont rassemblées dans le tableau 2.

On observe la forte non linéarité des variations de la portance en fonction des variations des paramètres de résistance c et φ . La réduction n'est pas la même pour chaque composante de la portance. Pour N_γ , la variation est due uniquement au facteur de portance. Pour N_c , on combine la réduction du facteur de portance (due à l'angle de frottement interne) et la réduction de la cohésion.

On peut en conclure que le passage de l'approche 2 de l'Eurocode 7 à l'approche 3 et l'utilisation de la réduction de c et φ doivent être analysés avec soin.

Tableau 2. Effet de la réduction de c et $\tan \varphi$ sur la portance d'un massif de sol

Réduction	1	1,25	1,5	1	1,25	1,5	
Cohésion c (kPa)	30	24	20				
Angle φ (degrés)	30	24,79	21,05	Réduction des résultats			
N_c	30,1	20,4	15,87	1	1,48	1,90	
N_γ	20	8,7	4,7	1	2,30	4,26	
cN_c	903	489,6	317,4	1	1,84	2,84	
$0,5\gamma BN_\gamma$	200	87	47	1	2,30	4,26	
Total (kN/m)	1103	576,6	364,4	1	1,91	3,03	

Dans le cas d'une fondation sur sol purement cohérent ($c = c_u$, cohésion non drainée, et angle de frottement interne nul), la formule de calcul se réduit, pour la fondation superficielle décrite ci-avant, avec un encastrement nul, à :

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

et le mécanisme de rupture ne dépend pas de la valeur de la cohésion non drainée. Dans ce cas, il est indifférent de réduire c_u ou q_{max} , qui sont proportionnels.

4. Stabilité des soutènements

Dans le cas d'un écran de soutènement, la réduction de c' et $\tan \varphi'$ d'un facteur k n'a pas pour effet de réduire la butée du même facteur k . Si l'on considère le cas simple d'un écran vertical encastré dans une couche homogène à surface horizontale de cohésion nulle, en l'absence d'eau, la contrainte horizontale de butée est proportionnelle à la contrainte verticale

$$\sigma'_{hp} = K_p(\varphi')\sigma'_v. \quad (10)$$

La butée est déterminée par le coefficient de butée $K_p(\varphi')$, donné par les formules de Caquot-Kérisel dans le cas courant où le mécanisme de butée peut se développer librement devant l'écran. La valeur de K_p ne varie pas linéairement en fonction de $\tan \varphi'$, de sorte que la réduction de φ' n'a pas un effet proportionnel sur K_p . Le choix de la condition de contact du sol avec l'écran (angle δ) exerce une influence importante sur le résultat.

Si l'on part d'un angle de frottement interne de $\varphi' = 35$ degrés et qu'on veuille réduire sa tangente d'un facteur 1,5, on obtient un angle réduit de $\varphi'_r = 25$ degrés. Pour déterminer le coefficient de butée, on choisit habituellement un angle δ égal à $2\varphi'/3$ ou $\varphi'/3$ ou 0. Selon que l'on part de 35 ou 25 degrés, on obtient les résultats du tableau 3. Il en résulte que si l'on veut obtenir une sécurité de 1,5 sur la butée, il faut réduire la tangente de l'angle de frottement interne d'un facteur inférieur à 1,5.

Tableau 3. Valeur du coefficient de butée (Caquot-Kérisel)

Hypothèse sur l'angle δ	$2\varphi'/3$	$\varphi'/3$	0
Angle $\varphi' = 35$ degrés	8	5,4	3,7
Angle $\varphi'_r = 25$ degrés	3,7	3,1	2,45
Rapport $K_p(35) / K_p(25)$	2,16	1,74	1,5

La recherche d'un équilibre limite par la méthode des éléments finis en diminuant progressivement la résistance du sol s'inscrit dans le même cadre. Magnan et Meyer (2018) ont montré que la réduction de c et φ dans tout le massif de sol, des deux côtés de l'écran, ne peut fournir le résultat attendu, c'est-à-dire une estimation de la butée maximale disponible en pied d'écran : la figure 5 montre que la réduction de c et φ produit une augmentation très forte de la poussée, alors que la butée est peu diminuée. La sécurité attendue pour justifier le dimensionnement ne porte que sur la butée à poussée constante. La réduction de c et φ dans la partie du massif située devant la fiche de l'écran est la seule façon de faire le calcul de façon conforme à la méthode de définition de la sécurité vis-à-vis de la butée. Mais elle reste soumise à la déviation décrite dans le tableau 2, qui augmente fortement avec l'angle de frottement interne. Une alternative pourrait être d'isoler la fiche de l'écran et de la déplacer vers le sol jusqu'à la rupture en butée, afin d'obtenir directement la résistance limite sans le biais décrit ci-dessus. L'intérêt de réduire la butée est que cela permet d'analyser ses répercussions sur l'ensemble de la structure, avec ses appuis éventuels.

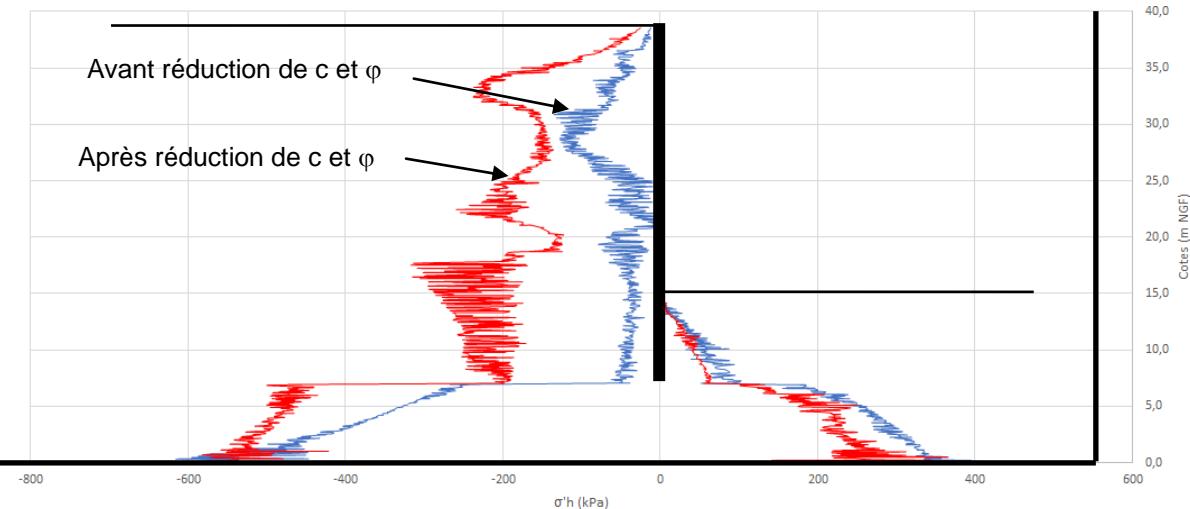


Figure 5. Effet de la réduction de c et φ dans tout le massif sur les pressions exercées sur l'écran du côté de la poussée (côté gauche) et du côté de la butée (côté droit)
Les courbes sont issues de calculs en éléments finis, avec le logiciel Plaxis. Elles correspondent à des coupes verticales de part et d'autre de la paroi. Les données sont brutes et n'ont pas été lissées.

5. Conclusions

La modification des caractéristiques de résistance du sol à partir de la valeur jugée représentative de l'état réel du sol (valeur caractéristique) est une technique d'usage général dans les Eurocodes pour évaluer la marge de sécurité des ouvrages. Dans la pratique historique de la mécanique des sols, la démarche était plutôt d'augmenter les charges jusqu'à la rupture en conservant la description mécanique du sol.

Le comportement des massifs de sols est rarement linéaire. De ce fait, modifier les paramètres des lois de comportement n'a pas un effet proportionnel sur la réponse du massif. Nous avons montré cette différence dans les calculs de trois types d'ouvrages : des ouvrages en terre, dont la rupture a généralement la forme d'un glissement sur une

surface de rupture ; la résistance (portance) du sol sous une fondation et le calcul de la résistance limite du sol en butée devant un écran de soutènement.

Ces trois types de calculs ont un point commun : la réduction de la résistance n'a pas un effet proportionnel sur la stabilité du massif, c'est-à-dire que réduire la résistance n'est pas symétrique d'augmenter la charge.

Autant qu'on puisse en juger sur les exemples simples traités, il faut considérer avec précaution deux types d'actions :

- passer de l'approche 2 à l'approche 3 de l'Eurocode 7 actuel, en imaginant que cela donne les mêmes résultats. Dans le cas de la stabilité des pentes, l'approche 3 donne des résultats plus faibles que l'approche 2 pour un même ouvrage dont la stabilité est jugée satisfaisante d'après l'expérience antérieure. C'est pour cela qu'il faut augmenter les coefficients de sécurité de l'approche 3 d'un facteur 1,2 (appelé facteur de modèle dans les normes d'application de l'Eurocode 7) pour se rattacher à l'expérience antérieure. Des précautions comparables sont nécessaires pour les calculs de portance et les calculs de butée ;

- utiliser sans précaution la technique de réduction de c et ϕ dans les calculs en éléments finis. Comme cela a été écrit plus haut, réduire la résistance ne conduit pas à des résultats identiques (symétriques) à augmenter les charges jusqu'à la rupture. Pour les calculs de glissement, il semble que les surfaces de rupture (ou zones de déformations conduisant à la rupture) soient peu sensibles à la valeur des paramètres, au moins tant que l'on n'utilise pas de spirales logarithmiques comme surfaces de rupture. Mais dans le cas des fondations et des soutènements, la non-linéarité a son origine principale dans l'angle δ , qui modifie sensiblement le volume du sol qui participe à la résistance du massif. Il faut garder à l'esprit, quand on réalise de tels calculs ou analyse leurs résultats, qu'ils ont probablement donné une image faussée du comportement réel du massif de sol. Il est aussi important de ne jamais faire des calculs de réduction de c et ϕ dans tout le massif de sol qui entoure le soutènement. Ce calcul doit être limité à la zone en butée.

6. Références bibliographiques

- Collin A. (1846). Recherches expérimentales sur les glissements spontanés des terrains argileux, accompagnées de considérations sur quelques principes de la mécanique terrestre. Carilian-Goeury et Dalmont, Éditeurs, 168 pages plus Atlas.
- Eurocode 7 (2005). Norme française NF EN 1997-1 Eurocode 7 : Calcul géotechnique. Partie 1 : Règles générales. AFNOR, 145 pages.
- Magnan J.P., Meyer G. (2018). Influence des interactions entre écrans de soutènement sur le calcul de la butée. Revue Française de Géotechnique. Accepté pour publication. 22 pages.