LA STABILITÉ DES TRANCHÉES PROFONDES FORÉES EN PRÉSENCE DE BOUE

PAR G. SCHNEEBELI *

Introduction

Expérimentées pour la première fois il y a un peu plus de dix ans, les parois moulées dans le sol ont connu un essor rapide au cours des quelques dernières années. Il existe actuellement en France et en Italie, environ une demi-douzaine d'entreprises spécialisées effectuant couramment ce genre de travaux. Les parois moulées dans le sol ont trouvé leur utilisation dans les aménagements hydroélectriques de l'Electricité de France et de la Compagnie Nationale du Rhône en remplaçant avantageusement des rideaux de palpanches, d'injections ou de pieux jointifs. Leur utilisation dans le domaine du bâtiment s'impose de plus en plus, dans la mesure même où l'on augmente l'importance des sous-sols dans les constructions modernes.

Le principe du procédé des parois moulées dans le sol consiste à creuser en présence d'une boue de forage bentonitique des panneaux de tranchée pouvant atteindre 30 à 40 m de profondeur, d'une longueur de l'ordre de quelques mètres et d'une largeur variant entre 0,40 et 1,50 m environ. Le creusement peut s'effectuer, soit au moyen d'une benne spéciale travaillant sous la boue, soit au moyen d'une foreuse à rotation ou à percussion fonctionnant en circulation inverse. Dans le second cas, la boue de forage sert de véhicule pour l'extraction

des déblais, mais son rôle essentiel est dans tous les cas d'assurer la stabilité des parois de la tranchée. De cette stabilité dépend en effet le résultat du travail, puisque le béton de la paroi est ensuite coulé à pleine fouille sous la bentonite.

Nous n'entrerons pas ici dans le détail des opérations de forage et de bétonnage qui sont le domaine de toute une technologie spécialisée, mais nous nous attacherons uniquement à l'aspect de la stabilité du panneau maintenu par la boue.

Position du problème

La figure 1 illustre le problème posé. Le plan vertical passant par l'axe de la tranchée est xz . Nous supposons que le niveau de boue coïncide sensiblement avec la surface du sol. Il est situé dans le plan xy . Sur environ 1,50 à 1 m, on a creusé une avant-tranchée revêtue de murettes-guides. Elle permet l'amorçage des pompes suceuses dans le cas du forage en circulation inverse et assure le guidage initial de l'excavation. La tranchée est forée sur une longueur L . On a réalisé ce que l'on appelle un panneau.

Ce panneau est limité latéralement soit par du terrain vierge, soit par un autre panneau foré précédemment et remblayé avec du béton.

Le problème de stabilité se pose donc pour la face de l'excavation de largeur $x = \pm L/2$ sur toute la hauteur de la tranchée. Cette stabilité est assurée par la pression de la boue de forage qui s'exerce sur la paroi et qui doit au minimum équilibrer la

* Directeur de la Société « ETANCHEMENTS ET FONDATIONS SPÉCIALES ».

pression hydrostatique de la nappe d'eau souterraine et la poussée du terrain. Que cet équilibre est effectivement réalisé, l'expérience le prouve par des centaines de milliers de mètres carrés de parois forées et bétonnées.

Sur le plan théorique toutefois, cette stabilité apparaissait assez mystérieuse, car si on admet que la poussée du terrain est donnée par la formule de Rankine, on s'aperçoit qu'avec les boues usuelles (densité 1,05 à 1,15), la stabilité n'est assurée dans le cas des terrains sans cohésion que pour des angles de frottement particulièrement élevés et pour une profondeur limitée à environ 10 m (*).

Pour expliquer cette discordance entre la théorie et la réalité, on a cherché les explications les plus invraisemblables, dont on trouvera l'exposé dans les comptes rendus de la conférence sur les injections et les boues de forage, organisée en mai 1963 à Londres par la Société Britannique de Mécanique des Sols. Citons, à titre d'exemple, qu'on a considéré comme facteurs de stabilité la rigidité de la boue gelée dans la tranchée et la résistance du « cake » de bentonite qui se forme sur la paroi. Plusieurs auteurs parlent d'un possible « effet de voûte » dans le terrain, mais sans sembler y attacher une très grande importance. C'est pourtant cet effet de voûte qui seul permet d'expliquer la stabilité des tranchées en terrain saturé.

L'ACTION DE LA BOUE SUR LES PAROIS DE L'EXCAVATION :

Avant d'aborder le problème de stabilité proprement dit, qui est celui de la détermination de la

poussée des terres, nous allons examiner rapidement la façon dont la boue de forage agit sur les parois de l'excavation.

Deux cas peuvent se présenter.

Si le terrain comporte une proportion suffisante de grains fins, la boue n'arrive pas à le pénétrer. Elle s'essore à sa surface et forme ce que l'on appelle un « cake ». C'est un dépôt de bentonite pouvant être assez résistant et dont l'épaisseur et les caractéristiques dépendent de la nature de la boue et du terrain. Nous ne pensons pas que sa résistance mécanique soit d'une grande importance en ce qui concerne la stabilité de la paroi. Sa propriété essentielle est son étanchéité. Il constitue l'écran imperméable sur lequel s'exerce la pression de la boue. Pour qu'il puisse se former, il faut évidemment que la pression de la boue soit supérieure à la pression interstitielle du terrain.

Si le terrain comporte des couches « ouvertes », notamment des graviers ne contenant pas de sable, la bentonite pénètre sur une certaine profondeur. De telles couches peuvent conduire à des pertes de boue et mettre gravement en danger la stabilité de la paroi. La profondeur de pénétration est donnée approximativement par l'expression :

$$l = \frac{m}{\tau_0} p_b$$

où m est un coefficient dépendant du terrain et proportionnel au diamètre des grains, τ_0 est la rigidité ou le « gel » de la boue considérée comme un corps de Bingham, et p_b est la différence de pression entre la boue et l'eau interstitielle du terrain. On voit ici quel intérêt peuvent présenter des boues thixotropiques dont le « gel » τ_0 atteint au repos des valeurs importantes. Remarquons en passant qu'au moment de l'intrusion de la boue dans le terrain la différence de pression p_b se transmet aux grains du sol par le truchement de pressions de courant, c'est-à-dire sous forme de forces de volume réparties sur toute la région envahie par la boue. Il n'y a plus alors de pression agissant sur la paroi même de la tranchée. De ce fait, la stabilité de celle-ci diminue en surface. Ce n'est que lorsque la perte a été colmatée par de la boue gelée, qu'un cake peut se reformer et rétablir peu à peu l'écran sur lequel s'appliquent les pressions stabilisatrices. Les pertes de boue, outre le danger qu'elles présentent en risquant d'abaisser brutalement le niveau de boue dans la tranchée, entraînent au moment où elles se produisent, une diminution locale de la stabilité de la surface.

Dans ce qui suit, nous admettrons qu'il existe un cake, ou du moins une zone étroite de terrain colmaté sur lesquels agissent d'un côté la pression de la boue et de l'autre côté, d'une part la pression de l'eau interstitielle et d'autre part, la poussée du terrain. Cette dernière doit donc être équilibrée par la pression différentielle de la boue et de l'eau interstitielle. La stabilité de la paroi exige que l'inégalité suivante soit satisfaite :

$$z\varpi_b - (z - h)\varpi = p_b \geq \sigma_{III} \quad (1)$$

z, h correspondent aux notations de la figure 1 ;
 ϖ_b est la densité de la boue et ϖ celle de l'eau ;
 p_b peut être considérée comme la « pression effective » de la boue qui agit sur la phase solide du terrain ;

(*) Cf. Conférence de M. BERTHIER à la Société des Ingénieurs Civils de France. *Mémoires I.C.F.*, n° 9, septembre 1964.

σ_{III} est la contrainte effective de poussée à équilibrer pour que la face de la tranchée soit stable.

ETUDE THÉORIQUE DE LA STABILITÉ D'UN PANNEAU DANS LE CAS D'UN TERRAIN SANS COHÉSION :

Nous admettons qu'à la surface de l'excavation règne un état de contraintes tel que la plus petite contrainte principale σ_{III} est perpendiculaire au plan xz de la tranchée. La plus grande contrainte principale σ_I et la contrainte intermédiaire σ_{II} se trouvent donc au voisinage de la paroi dans des plans parallèles à celle-ci. Dans l'axe du panneau, la plus grande contrainte principale σ_I est, pour des raisons de symétrie, orientée selon oz .

Dans les plans parallèles à xz et voisins de la surface de la tranchée, la répartition des contraintes est influencée par des « effets de voûtes », de sorte que les contraintes σ_I et σ_{II} tendent vers une valeur limite lorsque la profondeur z augmente. Nous pouvons appliquer à notre problème le calcul des silos de M. Caquot (*).

Nous considérons (fig. 2) qu'il se forme au voisinage de l'excavation des arcs limités par des surfaces ABC de forme telle qu'en tout point la facette élémentaire ds est conjuguée de la direction verticale. Dans ces conditions, le petit volume élémentaire limité par les facettes dz et ds subit sur ses facettes des contraintes q et q' telles que q est parallèle à ds et q' est verticale.

Il résulte de l'équilibre des contraintes horizontales que la composante de q normale à dz , soit $\sigma_x = q \cos \alpha$, est constante le long de tout l'arc ABC. On a donc :

$$q = \frac{\sigma_x}{\cos \alpha}$$

Nous supposons par ailleurs que l'arc est uniformément chargé, c'est-à-dire que :

$$q' \frac{ds}{dx} = \frac{q'}{\cos \alpha} = \text{Cte}$$

Sur le cercle de Mohr (fig. 3), les contraintes conjuguées q et q' sont données en grandeur par les vecteurs OA et OB. On a, entre ces contraintes, la demi-somme p des contraintes principales et l'angle α , la relation :

$$\frac{q + q'}{2} = p \cos \alpha$$

d'où :

$$\frac{q'}{\cos \alpha} = \text{Cte} = 2p - \frac{\sigma_x}{\cos^2 \alpha}$$

$$2 dp = 2 \sigma_x \frac{\sin \alpha}{\cos^2 \alpha} d\alpha$$

$$p = \sigma_x \frac{\tan^2 \alpha}{2} + C$$

3/

L'angle α est évidemment maximal pour les bords du panneau ($x = \pm L/2$). Si nous admettons qu'il y atteint sa plus grande valeur possible, φ , on s'y trouvera alors dans l'état d'équilibre limite et on aura :

$$p = \frac{\sigma_x}{\cos^2 \varphi}$$

Ceci permet de déterminer la constante C et d'écrire :

$$p = \sigma_x \left(\frac{1 + \cos^2 \varphi}{2 \cos^2 \varphi} + \frac{\tan^2 \alpha}{2} \right)$$

ou encore :

$$q' = \sigma_x \frac{\cos \alpha}{\cos^2 \varphi}$$

On a tracé sur la figure 3 les cercles correspondant aux angles α maximal et minimal ($\alpha = \varphi$; $\alpha = 0$). Le segment OA' correspond à la valeur de q' dans l'axe oz du panneau, c'est-à-dire à σ_I sur cet axe. On a :

$$\sigma_I (x = 0) = \frac{\sigma_x}{\cos^2 \varphi}$$

Supposons maintenant que l'arc ABC considéré se trouve à une profondeur telle que les contraintes ne varient plus avec la profondeur. Le poids propre de l'arc est alors entièrement soutenu par les efforts de frottement verticaux s'exerçant aux extrémités. On peut écrire l'équation de l'équilibre selon la verticale :

$$\gamma L dz = 2 \sigma_x \tan \varphi dz$$

avec γ le poids spécifique du terrain, d'où :

$$\sigma_x = \frac{\gamma L}{2 \tan \varphi}$$

(*) Cf. CAQUOT et KÉRISEL : Traité de Mécanique des sols, 3^e édition, Gauthier-Villars, 1956, p. 486-491.

La valeur σ_x correspond à la valeur limite de la poussée horizontale pour z tendant vers l'infini.

La forme de l'arc s'obtient facilement si l'on écrit l'équilibre verticale d'un petit volume élémentaire. L'effort tangentiel sur les facettes dz étant :

$$\tau = \sigma_x \operatorname{tg} \alpha = \sigma_x \frac{dz}{dx}$$

on trouve :

$$\frac{d^2z}{dx^2} = \frac{\gamma}{\sigma_x}$$

C'est l'équation d'une parabole.

Pour les arcs situés à une moindre profondeur, nous admettons qu'ils gardent la même forme et que toutes les contraintes sont diminuées dans une même proportion. Dans ces conditions, l'équilibre est encore réalisé. Grâce à l'hypothèse que nous avons faite concernant la constance de $q'/\cos \alpha$, nous pouvons facilement écrire la condition d'équilibre global de l'arc :

$$\frac{d}{dz} \left(\frac{Lq'}{\cos \alpha} \right) + 2 \sigma_x \operatorname{tg} \varphi = \gamma L$$

En introduisant la valeur :

$$q' = \sigma_x \frac{\cos \alpha}{\cos^2 \varphi}$$

obtenue précédemment et en remarquant que $\gamma L = 2 \sigma_x \operatorname{tg} \varphi$, nous pouvons écrire :

$$\frac{d\sigma_x}{dz} = \frac{\sin 2\varphi}{L} (\sigma_x - \sigma_x)$$

Cette équation différentielle s'intègre facilement :

$$\sigma_x = \sigma_x (1 - e^{-\sin 2\varphi (z/L)})$$

C'est l'équivalent de la formule de M. Caquot donnant la poussée sur les parois d'un silo.

Dans le cas du problème qui nous préoccupe, nous cherchons la plus petite contrainte σ_{III} compatible avec la stabilité du panneau. Nous admettons que c'est dans l'axe OZ que les conditions de stabilité sont les plus difficiles. La rupture s'y produira dans le plan yz qui contient la plus grande et la plus petite contrainte principale. L'équilibre limite sera réalisé pour :

$$\frac{\sigma_I}{\sigma_{III}} = N_\varphi = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

La figure 4 montre le cercle de Mohr critique. Nous avons vu précédemment que :

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x}{\cos^2 \varphi}$$

Par ailleurs, σ_x est donné en fonction de la profondeur par la formule de Caquot, de sorte que l'on obtient finalement :

$$\sigma_{III} = \frac{\gamma L}{N_\varphi \sin^2 \varphi} (1 - e^{-\sin 2\varphi (z/L)}) \quad (2)$$

L'équation ci-dessus donne la répartition de la poussée qui doit être équilibrée par la pression différentielle p_b de la boue. On remarquera que la

4/

5/

courbe $\sigma_{III}(z)$ est tangente au départ à la droite de Rankine, puisque :

$$(d\sigma_{III}/dz)_{z=0} = \gamma/N_\varphi.$$

Lorsque z augmente, σ_{III} tend vers :

$$\sigma_{III} = \frac{\gamma L}{N_\varphi \sin^2 \varphi} \quad (3)$$

valeur qui correspond à la poussée de Rankine à la profondeur $z = L/\sin^2 \varphi$.

TRACÉ PRATIQUE DE L'ÉPURE DE STABILITÉ :

Le tracé du graphique des poussées σ_{III} se fera de la façon suivante :

Sur la hauteur de l'avant-tranchée, on admettra que la poussée est représentée par la droite de Rankine. En effet, l'avant-tranchée étant de grande longueur par rapport à sa profondeur, l'effet de voûte ne peut se manifester.

L'origine des z , pour l'application de la formule (2), sera donc prise au niveau du début de l'excavation du panneau proprement dit. On calculera, en prenant d'une part le poids spécifique γ_h du terrain humide situé au-dessus de la nappe et d'autre part le poids spécifique du terrain déjaugé γ_a , les valeurs de σ_{III} . On tracera ensuite les courbes $\sigma_{III} = \sigma_{IIIf}(z)$ en appliquant l'équation (2).

Sur la figure 5, les courbes correspondant à γ_h et à γ_a sont respectivement B'C'D' et B''C'D''. AB représente la loi de Rankine.

La fonction $\sigma_{III}(z)$ est représentée par la courbe ABCD. L'arc BC est identique à B'C' après une translation de B'B. L'arc CD correspond à C''D'' après une translation de C''C.

La pente de la droite représentant la pression effective de la boue correspond à $\bar{w}_b$ au-dessus du niveau de la nappe et à $w_b - \bar{w}$ en dessous de ce niveau. La stabilité est assurée si pour toutes les profondeurs l'inégalité (1) est satisfaisante.

PRISE EN COMPTE DE LA COHÉSION :

Il est facile de tenir compte de la cohésion du terrain en appliquant le principe des états correspondants. Si C est la valeur de la cohésion et ϕ l'angle de frottement, l'équilibre du terrain cohérent sera le même que celui d'un terrain sans cohésion mais de même frottement interne soumis aux mêmes conditions aux limites plus une compression hydrostatique $H = C/\tan \phi$.

Cette compression, agissant comme une surcharge uniforme sur la surface du sol, produit une poussée supplémentaire uniforme :

$$\frac{1}{N_\phi} \frac{C}{\tan \phi}$$

Sur la paroi de la tranchée, H vient se déduire directement de la poussée. On a donc :

$$\sigma_{III} = \sigma_{III_0} - \frac{C}{\tan \phi} \left(\frac{N_\phi - 1}{N_\phi} \right) \quad (4)$$

où σ_{III_0} est la poussée calculée en négligeant la cohésion.

La cohésion provoque une réduction uniforme de la poussée et améliore ainsi beaucoup la stabilité.

APPLICATION AUX PAROIS MOULÉES DANS LE SOL DE LA CUVETTE ÉTANCHE DE GERSTHEIM :

Le chantier de la cuvette étanche de l'usine hydroélectrique de Gerstheim sur le Rhin, a mis en œuvre environ 12 000 m² de parois de 0,50 m d'épaisseur descendant à une profondeur de 26 à 30 m.

La longueur optimale des panneaux avait été déterminée empiriquement. On a commencé par un panneau de 2,50 m, puis on a augmenté progressivement la longueur. Il n'a pas été possible de dépasser 5 m sans difficultés. On a réalisé en tout :

13 panneaux de :	$L < 4$	m
33 panneaux de :	4	m
46 panneaux de :	4,50	m
7 panneaux de :	5	m
3 panneaux de :	5,50	m

6/ Stabilité des tranchées. Chantier de Gerstheim.
Trench stability. Gerstheim work site.

Il semble donc bien que 5 m représente la longueur limite possible dans les conditions de terrain du chantier.

On a naturellement eu un certain nombre d'éboulements en cours de travaux. Certains étaient dus à des pertes de boue brutales, mais d'autres se produisaient apparemment à la suite soit d'une diminution des qualités de la boue ou du terrain, soit d'un mouvement de la nappe. Ces éboulements se produisaient généralement dans la zone de 0 à 12 m de profondeur, de sorte que nous avons longtemps cru que les caractéristiques des alluvions du Rhin étaient nettement différentes au-dessus et en dessous de 12 m de profondeur. Lorsqu'une fouille fut ouverte et permit l'examen visuel des différentes couches de terrain, rien n'indiqua cependant une augmentation sensible des caractéristiques du terrain avec la profondeur.

Nous avons appliqué la théorie précédente au chantier de Gerstheim après coup. La figure 6 montre les épreuves de stabilité pour des longueurs de panneau de 4 et 5 m. On voit que les résultats théoriques coïncident bien avec les données empiriques.

Compte tenu des caractéristiques du terrain, la longueur limite des panneaux semble bien être de 5 m. Par ailleurs, la figure fait nettement apparaître que la zone dangereuse se situe entre 7 et 12 m de profondeur. Au-delà, l'équilibre est assuré d'une façon surabondante.

Les figures 7 et 8 montrent l'influence d'un abaissement de la nappe phréatique et celle d'une cohésion éventuelle du terrain. Dans les deux cas la stabilité est nettement accrue.

7/ Influence du niveau de la nappe.
Effect of water table level.

8/ Influence de la cohésion.
Effect of cohesion.

Conclusions

La théorie développée ci-dessus permet d'expliquer assez bien les constatations effectuées à Gerstheim. Il serait naturellement intéressant de l'appliquer à d'autres chantiers. La difficulté majeure sera l'évaluation des caractéristiques ϕ et C du terrain qui souvent n'est pas homogène.

Il est bien évident que notre théorie n'est qu'une approximation. Sa coïncidence avec les résultats empiriques de Gerstheim est peut-être en partie fortuite. Toutefois, elle a le mérite d'expliquer un

certain nombre de faits bien connus des spécialistes, mais jusqu'à présent mal expliqués, tels que l'accroissement de la stabilité obtenue en réduisant la longueur des panneaux.

Nous pensons également que la plus grande stabilité en profondeur qui est généralement attribuée à une compacité plus grande du terrain, résulte simplement de ce que la poussée tend vers une limite, alors que la pression stabilisatrice de la boue augmente indéfiniment avec la profondeur.

Abstract

The stability of deep trenches excavated by drilling with mud by G. Schneebeli

Considerable progress has been made in Europe during the last ten years with the "slurry trenching" technique of excavating trench "panels" of length L by drilling with mud (Fig. 1), the trench then being filled with concrete fed through a tremie-pipe.

The author analyses the stability conditions for a single trench element. The stabilising pressure p_b of the mud must be such as to balance the passive thrust of the ground σ_{III} (Equation 1). The first step in calculating this thrust is an examination of equilibrium conditions in a plane parallel to the "panel" faces (Figs 2 and 3). Arch effects in this plane are assumed to be similar to those in a storage silo. A similar calculation to the one by Caquot for silos yields values for σ_I and σ_{II} ; the equilibrium limit occurs in the plane containing σ_I and σ_{III} , which latter is found from σ_I (Equation 2 and Fig. 4).

Theoretical considerations show that σ_{III} does not increase indefinitely with depth, but that it tends to a finite value depending on the width of the "panel". (Equation 3).

Possible cohesion of the ground is easily allowed for by applying the "corresponding states" principle (Equation 4).

The theory is applied to data observed at an Electricité de France construction site at Gerstheim (Figs 6, 7 and 8), and both sets of results are found to agree satisfactorily.

Panneaux d'essai
 au chantier du Havre
 (Centrale Thermique E.D.F.).
 La photographie
 montre la mise en place
 des armatures.
 La largeur de la cage
 correspond
 à la longueur du panneau.

Experimental 'panels'
 at an E.D.F.
 thermal power plant site
 at Le Havre,
 showing the reinforcement
 being positioned.
 Cage width is equal
 to 'panel' length.

Bort-les-Orgues (France)

Evacuateur de crues