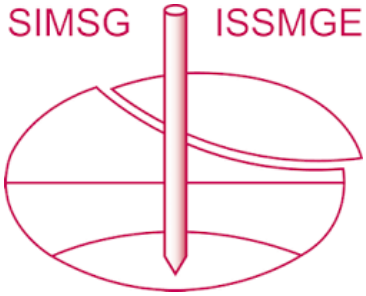
INTERNATIONAL SOCIETY FOR
SOIL MECHANICS AND
GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

https://www.issmge.org/publications/online-library

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Soutènement des excavations: propositions pour le calcul des rideaux élastiques

Shutting of Excavations: Methods of Calculating Flexible Bulkheads

par J. VERDEYEN, ingénieur-conseil A.I.Br., professeur à l'Université de Bruxelles, Belgique, et V. ROISIN, docteur en sciences appliquées, ingénieur aux Entreprises Ed. François & Fils, assistant à l'Université de Bruxelles

Sommaire

Sur la base d'une importante compilation des résultats d'essais publiés jusqu'à ce jour et à la lumière d'expériences personnelles conduites sur les étançons maintenant les rideaux de palplanches utilisés pour la construction du tunnel de la Jonction Nord-Midi à Bruxelles, on a mis en évidence un ensemble de phénomènes qui expliquent l'insuffisance de tels dispositifs établis suivant les méthodes classiques. Ce sont:

1° les déplacements cinématiques du rideau et de ses appuis éventuels en fonction de sa déformabilité et du mode de mise en charge;

2° les effets secondaires tels que: le calage des étançons, le mode de mise en charge du rideau, les variations de température, le rétablissement de la pression naturelle dans le temps.

Chaque cas sera donc un cas d'espèce et il sera dangereux de faire appel à des méthodes générales. Le coefficient de sécurité peut, lui, être défini de façon tout à fait générale. Toutefois, sa valeur sera particulière à chaque cas.

Après l'exposé très succint des méthodes proposées pour le calcul des rideaux simples, à un appui en tête et à plusieurs appuis, les auteurs les confrontent avec les résultats obtenus par d'autres chercheurs. Cette comparaison s'avère très satisfaisante pour les rideaux simples et à un appui en tête. Pour le rideau à appuis multiples, la loi des pressions, proposée, l'a été non plus uniquement à partir du comportement physique du système, mais aussi en fonction de la méthode de calcul adopté. Ici les confirmations expérimentales portent seulement sur les efforts dans les étançons; la loi des pressions n'a pas encore été relevée de façon systématique.

Summary

On the basis of an important analysis of experimental results so far published and in the light of personal tests carried out on the bracings supporting the sheet-piling used for the construction of the tunnel joining the stations Nord and Midi in Brussels, there is evidence which shows the inadequacy of the classical methods of solution of timbering problems.

This is as follows:

(1) The displacement of sheet-piling and of the bracing holding it, in relation to its deformation and loading.

(2) Secondary effects such as the wedging of the bracing, variations of temperature, and the re-establishment of the natural pressure with time.

Each case must thus be studied separately and it would be dangerous to resort to general methods of solution. The factor of safety, however, can be defined generally, although it will have a particular value for each case.

After explaining very briefly the proposed methods for calculating unsupported sheet-piling, piling supported at its head and piling with several supports, the authors will show the results obtained by other investigators. This comparison shows that the results agree favorably in the case of the unsupported sheet-piling and for the piling with one support at its head.

For shuttering with several supports, however, the proposed law of pressures is not solely governed by the physical conditions of the system but also by the method of calculation adopted.

In this case, only the force in the bracing has been verified experimentally; the law of earth-pressures has not yet been studied experimentally.

Introduction

L'exécution du tunnel de la Jonction Nord-Midi à Bruxelles, important travail qui impliquait l'ouverture d'une tranchée de 2 km de longueur dont la largeur variait entre 35 et 60 m et la profondeur entre 12 et 16 m, a été mise à profit pour étudier de très près le dispositif de soutènement. Les parois de la fouille étaient maintenues par des rideaux de palplanches butés par des étançons métalliques (Fig. 1 et 2).

C'est après avoir constaté des surtensions considérables dans certains de ces étançons qu'il fut procédé à la mise en observation systématique d'un certain nombre d'entre eux. La technique expérimentale, d'ailleurs la seule compatible avec la poursuite des travaux, a consisté dans la mesure des efforts dans les étançons par l'intermédiaire de la mesure de leur allongement élastique (extensomètres *Huggenberger*, comparateurs *Stoppani*) lors de leur mise hors service.

Les résultats de ces essais ont accusé des discordances très sérieuses avec les valeurs calculées par les méthodes classiques utilisant la loi de poussée de *Rankine*. Ainsi, dans le cas des

rideaux contrebutés à un ou plusieurs niveaux, les efforts relevés dans les étançons supérieurs ont révélé des concentrations de pression en tête du rideau.

Ces observations ont d'ailleurs été corroborées par la compilation des rapports publiés sur le même sujet par de nombreux chercheurs tels que *H. Lehmann* (1942), *J. Ohde* (1948),

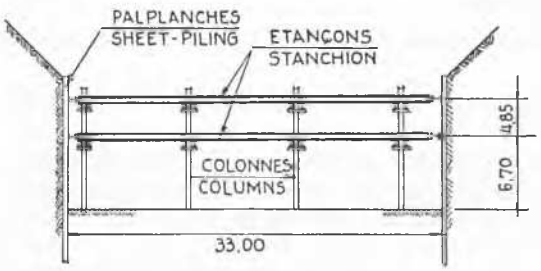


Fig. 1

P. W. Rowe (1952), *A. Spilker* (1937), *K. Terzaghi* (1941), *G. Tschebotarioff* (1949).

Elles ont donc permis de mettre l'accent sur les facteurs suivants:

1° Les déplacements cinématiques du rideau et de ses appuis éventuels en fonction de sa déformabilité et du mode de mise en charge.

2° Les effets secondaires tels que: le calage des étançons, les variations de température, le rétablissement de la pression naturelle dans le temps.

C'est à partir de ces bases à la fois expérimentales et théoriques que l'on a proposé des lois de pressions telles que le rideau étant assimilé à un système isostatique ou hyperstatique simple, les résultats du calcul correspondent à ceux donnés par l'investigation de la réalité physique.

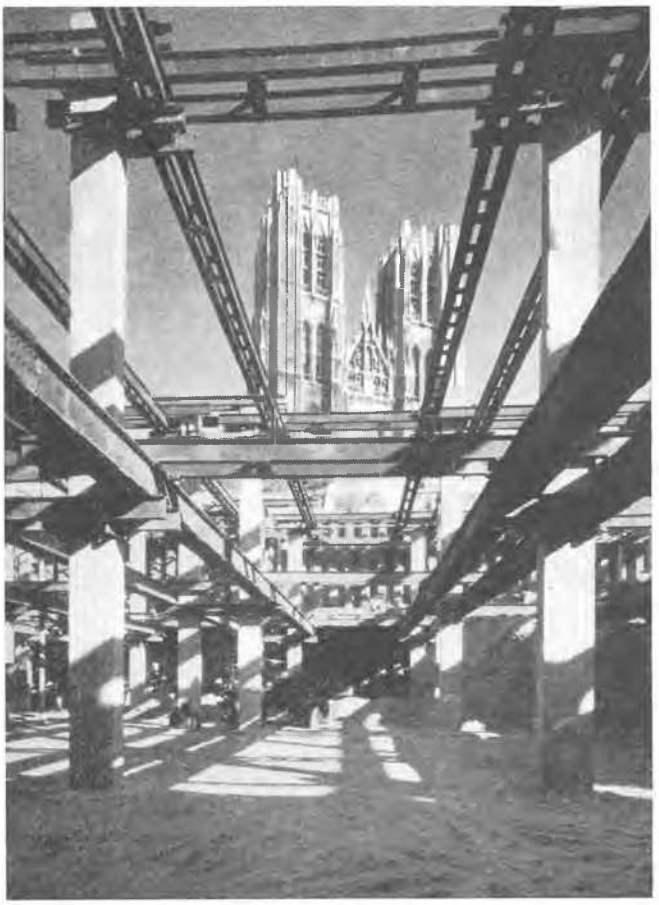


Fig. 2

Sollicitation du rideau libre en tête

Lors de sa mise en charge, soit par creusement de la fouille, soit par remblai, un tel rideau est animé d'un mouvement de rotation autour d'un centre instantané C_0. Ce déplacement met en jeu des pressions de terres passives ou actives qui se combinent vectoriellement pour aboutir à une sollicitation telle que représentée à la Fig. 3A. Sur la partie libre de l'écran, la pression active obéit très sensiblement à la loi triangulaire de *Rankine* conditionnée par le coefficient de poussée $\lambda_a = \mathrm{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$, φ étant l'angle de frottement interne, l'angle φ de frottement terre-écran étant supposé nul. Le long de la fiche, la loi des pressions est plus complexe. Pour s'en rapprocher par des tracés simples, les répartitions figurées en B, C, D. Fig. 3 ont été proposées. C'est le diagramme D qui nous est apparu comme le meilleur compris entre la nécessité de respecter la réalité physique et celle non moins essentielle de conduire à des calculs aisés.

La pente de la droite 2, 3, 4 est donnée par le coefficient $\lambda_c = n\lambda_p - \lambda_a$ où le coefficient de butée de *Rankine* $\lambda_p = \frac{1}{\lambda_a}$ est multiplié par le facteur n supérieur à l'unité, pour tenir compte de l'effet favorable du frottement le long de la fiche et de la cohésion. La valeur de n est à déterminer expérimentalement dans chaque cas particulier. Lorsque la chose n'est pas possible, on admet avec *Blum* (1931) que $n = 2$ ce qui est légitime si $\varphi > 25°$. Comme on se propose d'obtenir une sécurité supérieure à l'unité, on n'utilisera qu'une fraction de la butée utilisable. Le rapport du coefficient de butée utilisable, égal à $2\lambda_p$ dans l'hypothèse de *Blum*, au coefficient de butée utilisée égal à $n\lambda_p$ avec $1 \leqslant n \leqslant 2$ donne le coefficient de sécurité $S = \frac{2 \cdot \lambda_p}{n \cdot \lambda_p} = \frac{2}{n}$. Cette définition du coefficient de sécurité est tout à fait générale. Elle vaut pour tous les types de rideaux. Dans le cas du rideau libre, on recommande de prendre $S = 2$ si $\varphi < 25°$ $1{,}1 < S \leqslant 1{,}5$ si $\varphi \geqslant 25°$.

Notons encore une hypothèse simplificatrice introduite avec le diagramme D et qui consiste à remplacer la contrebutée s'exerçant sous le centre de rotation C_0 par sa résultante H appliquée en ce même point.

La mise en place du centre C_0, le calcul de la fiche f et du moment maximum M_{max} (*Verdeyen* et *Roisin*, 1952) sont con-

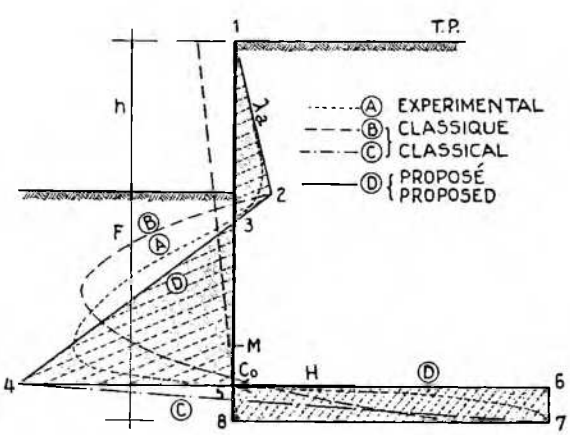


Fig. 3

duits à l'aide des équations d'équilibre de rotation (autour de C_0) et de translation (autour du point d'effort tranchant nul M).

Ce même calcul peut aussi être réalisé par voie graphique en mettant à profit les propriétés des polygones des forces et des polygones funiculaires.

Un contrôle supplémentaire de la fiche est à faire dans le cas d'un terrain aquifère où la formation d'un «renard» est à craindre.

L'effet de voûte dans le cas des rideaux appuyés en tête

Trois faits déterminent la forme de la loi des pressions:

a) l'appui supérieur est peu déformable dans le cas d'un étançon, il est très déformable dans le cas d'un tirant d'ancrage;

b) l'appui fictif que l'on considère dans le sol se comporte comme un appui élastique, étant entendu que la palplanche ne peut partir du pied par effet de bêche;

c) la palplanche fléchit librement entre ces deux appuis.

Si les conditions sont telles que les deux appuis soient fixes, des arches prennent naissance dans le massif. C'est «l'effet de voûte vertical» dont les répercussions sur la loi des pressions sont les suivantes:

a) une pression voisine de la pression passive est atteinte en tête;

b) en travée, la pression active est inférieure à celle donnée par la loi de *Rankine*;

c) un léger renforcement de la pression au-delà de la pression active de *Rankine* est constaté au voisinage de l'appui fictif. En-dessous la pression devient inférieure.

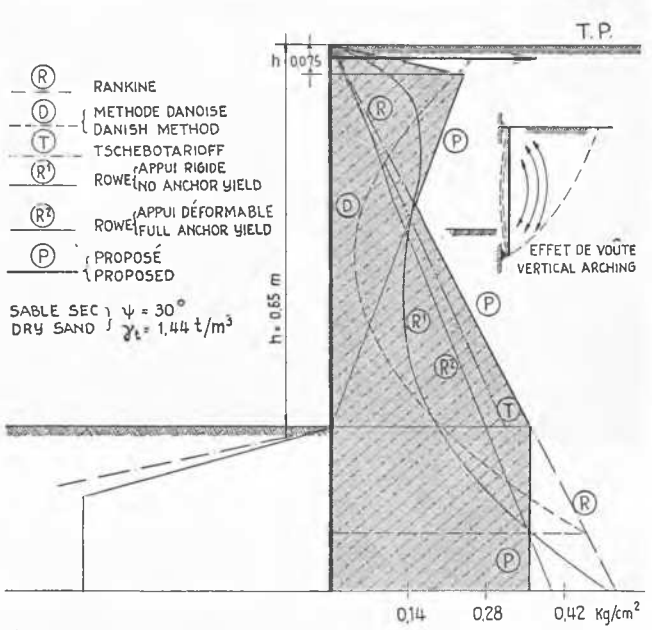


Fig. 4

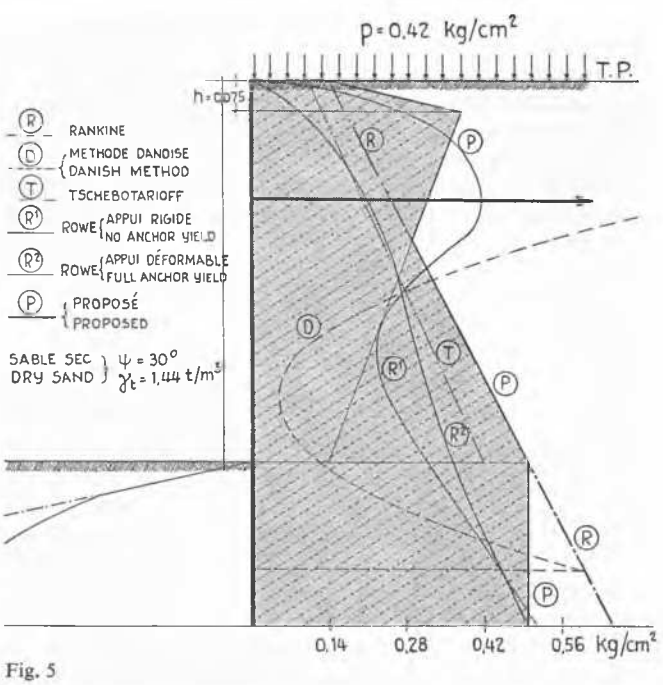


Fig. 5

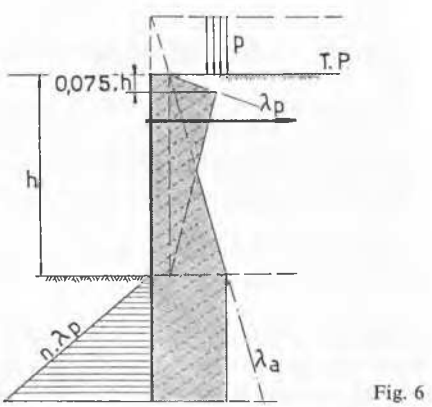


Fig. 6

Ceci est illustré par les diagrammes comparatifs des Fig. 4 et 5 où figurent, à côté des lois de pressions communément admises pour le calcul, des diagrammes expérimentaux relevés par *P. W. Rowe* (1951, 1952). Ils vérifient plus ou moins bien les points énoncés précédemment suivant que la liaison en tête est rigide ou non. La position de cette liaison influence encore la loi des pressions.

La loi que nous proposons (Fig. 6) s'inspire de ces constatations. Le tracé en est simple; il est basé sur les droites de poussée λ_a et de butée λ_p de *Rankine*. Le point de pression maximum en tête du rideau est à la distance $0{,}075h$ de la tête. Cette distance peut être considérée comme un maximum correspondant à une position extrême de l'appui repérée à partir de la tête du rideau par la distance $h/3$. Pour un rideau où l'appui se trouverait au sommet même, on conseille de situer le point de pression maximum à la distance $0{,}05h$. Lorsque l'appui se trouve dans une position intermédiaire, le point de pression maximum occupe une position semblable dans le domaine qui lui est assigné par les limites $0{,}05h$ et $0{,}075h$.

La loi proposée a été portée sur les Fig. 5 et 6 avec un point de pression maximum en tête situé à $0{,}075h$ ce qui montre la nécessité de l'ajustement proposé.

Il est encore évident que, dans le cas d'un déplacement important de l'appui de tête, la loi à prendre en considération est une loi triangulaire que l'on admet être celle de *Rankine*. Ceci est valable pour les rideaux avec plaque d'ancrage et tirant ainsi que pour les rideaux maintenus par des étançons de grande longueur.

Quant au coefficient de sécurité, il répond à la même définition que pour le rideau libre. Toutefois, on admet ici:

$1{,}1 \leqslant S \leqslant 1{,}3$ si $\psi > 25°$

et $1{,}5 < S \leqslant 1{,}6$ si $\psi < 25°$

Pour le calcul du rideau on applique les équations d'équilibre de rotation et de translation ainsi que l'hypothèse de *Blum* (1931) suivant laquelle le point de pression nulle B et le point de moment nul coincident (Fig. 7). On est alors ramené à l'étude des deux tronçons AB et BD considérés comme poutres isostatiques. Ce sont *les poutres de remplacement*. La contrebutée à droite sur le pied de l'écran est encore remplacée par sa résultante concentrée en D.

Le cas des rideaux à appuis multiples

Ici encore, et ce fut le cas des étançons de la Jonction Nord-Midi, les étançons et travées de tête sont soumis effectivement à des efforts supérieurs à ceux calculés par la théorie classique la plus moderne qui utilise la loi de *Rankine* et considère le rideau comme poutre continue appuyée sur les étançons et sur un appui fictif dans le sol.

Le libre développement de la continuité est une chose impossible, étant donné le processus de mise en charge du rideau. En effet, considérons la fouille creusée jusqu'à la profondeur h_1 (Fig. 8a). Le premier étançon est placé; la palplanche s'est déformée.

On place le deuxième étançon et on terrasse jusqu'à la profondeur h_2 (Fig. 8b). Le couple transmis en 2 par la travée 2–3′ va soulager la travée 1–2. Sur la hauteur de cette travée la palplanche va tendre à refouler les terres, ce qui s'accompagne d'une augmentation de la pression au-delà de la pression active, et augmentation de l'effort dans l'étançon 1. Ainsi se trouvent confirmés deux faits importants:

a) l'entrée en jeu de la continuité est assurée;

b) les restrictions imposées à son libre développement amènent un renforcement des efforts dans les éléments de tête.

Pour traduire mathématiquement ces phénomènes, on fait les hypothèses suivantes:

a) on admet le libre développement de la continuité;

b) on choisit une loi des pressions qui, employée avec l'hypothèse de la continuité, rétablisse la concordance entre les valeurs calculées et les valeurs relevées expérimentalement.

Dans ce but, on a proposé la répartition représentée à la Fig. 9a. En terrain aquifère, elle est semblable à celle donnée à la Fig. 9b.

Sur ces diagrammes, la loi résultant des pressions le long de la fiche est figurée en traits pleins. La sécurité que l'on s'impose (de 1,1 à 1,3 pour $\varphi > 25°$ et de 1,5 à 1,6 pour $\varphi < 25°$) détermine le diagramme des pressions résistantes, en effet on aura $n = \frac{2}{S}$ d'où $n\lambda_p$.

Pour le calcul on admet encore que le point de moment nul coïncide avec le point de pression nulle. Ainsi on est ramené à l'étude d'une poutre continue $A_0A_1A_2A_3A_4$ et d'une poutre fictive analogue à celle prise en considération pour le rideau à un appui (Fig. 7).

Les effets secondaires

Le comportement des rideaux tel qu'il a été décrit aux paragraphes précédents est très souvent influencé par un certain nombre de facteurs dits «secondaires» et qui sont: le calage des étançons, les variations de température et le facteur temps.

Le calage des étancons est une opération destinée à donner aux étançons une précontrainte initiale précédant la mise en charge normale consécutive à l'enlèvement des terres.

De cette manière, on comprime l'étançon et on repousse les palplanches vers les terres, ce qui a pour effet de faire naître des pressions supérieures à la pression naturelle et pouvant atteindre localement la valeur de la pression passive. Ce procédé se justifie par la nécessité d'éviter de trop grandes déformations du rideau lors du terrassement et par ce fait même de se prémunir contre les perturbations et tassements en surface.

Dans le cas où le réseau d'étançonnage est métallique, le calage se fait en intercalant entre le rideau et la filière un ou plusieurs vérins, symétriquement disposés par rapport à la tête de l'étançon, et à l'aide desquels on introduit un effort de compression dans ce dernier. Ce procédé permet un contrôle sérieux des efforts de précompression et à ce titre ouvre de larges possibilités quant à une action sur la loi de pression des terres. Ainsi on peut envisager de développer des pressions passives en tête d'un rideau de façon à en soulager la partie basse.

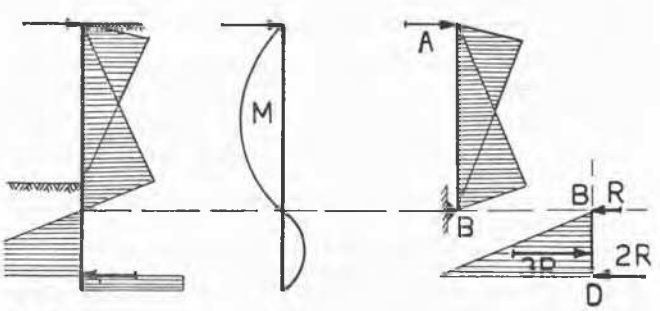


Fig. 7

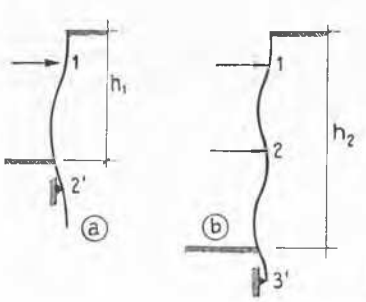


Fig. 8

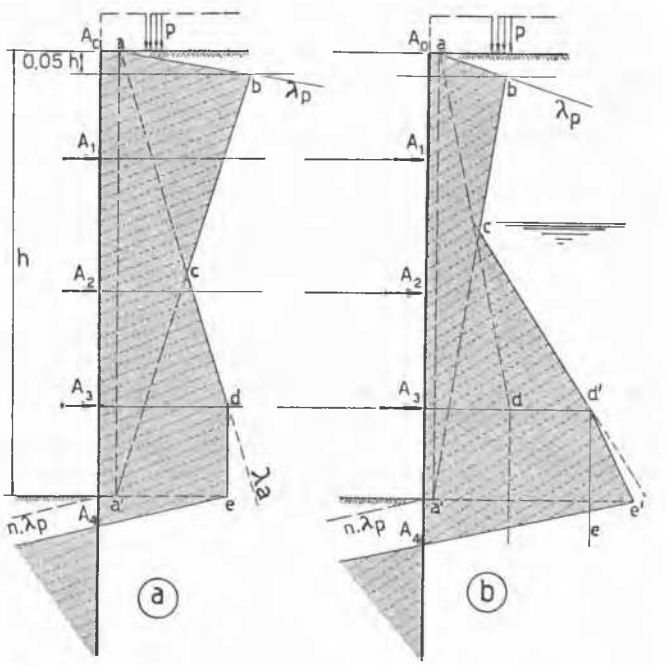


Fig. 9

De même, on peut accorder au rideau une liberté en tête telle que son mouvement d'ensemble se rapproche d'une rotation autour du pied, hypothèse dans laquelle la loi des pressions est triangulaire.

Parmi les différents modes de calage, citons encore le calage par coins d'acier, toujours délicat en raison de l'impossibilité

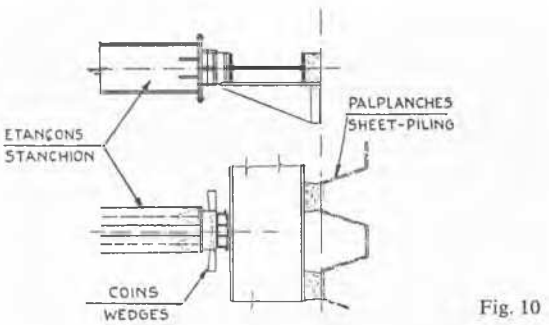


Fig. 10

de contrôler les efforts introduits en chassant les coins à la masse (Fig. 10), ainsi que le calage basé sur l'emploi de ciment expansif dans la construction des dés.

Dans le cas des batardeaux où toute autre enceinte fermée, le calage a moins d'importance. Ces constructions, du fait de leur forme géométrique, possèdent une raideur propre limitant les déformations d'ensemble.

Les variations de température, elles, modifient sensiblement l'état de tension des étançons métalliques qui possèdent un coefficient de dilatation élevé.

Si l'on admet une variation $\Delta T = 20°$ C, il en résulte dans un étançon métallique, une tension:

$$\sigma_t = \alpha E \Delta T$$
$$= 21 \times 10^5 \times 1{,}259 \times 10^{-5} \times 20 = 520 \text{ kg/cm}^2$$

Ainsi, si les étançons ont été montés et calés en période hivernale, le supplément de tension introduit par un réchauffement de la température peut atteindre près de 45% de la contrainte maximum admissible $\sigma_a = 1200$ kg/cm². Pour un étançon de longueur $l = 37{,}5$ m, l'allongement est égal à $\Delta l = \alpha l \Delta T = 1{,}259 \times 10^{-5} \times 3750 \times 20 = 0{,}945$ cm.

S'il s'agit d'une diminution de température de 20° la pièce se raccourcit de la même quantité. Nous avons personnellement contrôlé ces faits sur les étançons de la Jonction Nord-Midi.

En septembre 1947, des étançons ($l = 37{,}5$ m) parfaitement calés contre les filières en fin de journée, étaient le lendemain matin ($\Delta T = 15°$) écartés des filières d'environ 3 mm et cela à chaque tête. Après quelques heures de soleil, la concordance était rétablie par un allongement des pièces.

Ces observations nous amènent à souligner les deux faits suivants:

1° Les palplanches n'ont suivi que d'une quantité minime, les étançons dans leur raccourcissement. Cela donne en quelque sorte la mesure de «l'inertie des phénomènes de franchissement de l'équilibre limite inférieur du sol».

2° Le rétablissement de la concordance des appuis s'accompagne d'un refoulement local des palplanches vers les terres. Ce mouvement implique un renforcement local de pression au-delà de la pression active sans atteindre cependant la valeur de la pression passive. Dans l'exemple cité ci-dessus, le déplacement cinématique du rideau nécessaire pour mettre en jeu des pressions passives est de 35 mm au niveau des filières d'appui. Cette amplitude ne sera jamais atteinte à la suite d'allongement thermique des étançons.

En conclusion

a) Pour des travaux de courte durée, les variations journalières de température n'entraînent que de faibles surtensions dans les étançons. On en tiendra compte implicitement si l'on adopte une des lois de pression représentées aux Fig. 6, 9a et 9b.

b) Pour des travaux se déroulant pendant plusieurs saisons ou même plusieurs années, il est prudent de limiter la tension des étançons à 75% de la contrainte maximum admissible. En effet, sur de pareilles périodes, les variations de température sont élevées et l'inertie des phénomènes ne joue plus.

Quant au facteur temps, il constitue parfois un facteur déterminant pour la stabilité du rideau.

En effet, le fait de laisser ouverte une excavation pendant plusieurs années entraîne un renforcement des pressions latérales au-delà de la limite inférieure. Cela est dû au phénomène de consolidation du sol dont l'équilibre a été rompu par la déformation du rideau lors de l'exécution de la fouille. C'est ainsi que les tensions de cisaillement s'opposant au glissement du coin de poussée disparaissent avec le temps de manière à rétablir la pression naturelle.

Quel est le temps nécessaire au complet développement de ce processus? Il est extrêmement variable suivant la nature du sol. Alors que dans un terrain pulvérulent ce retour à l'état naturel prendra quelques années, il demandera un temps bien plus long dans le cas d'un terrain argileux.

On en arrive à conclure qu'un facteur important dans un tel travail est la rapidité d'exécution.

Références

Blum, H. (1931): Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken. Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin.

Caquot et *Kérisel* (1949): Traité de mécanique des sols. Gauthier-Villars, Paris.

Lehmann, H. (1942): Die Verteilung des Erdangriffs an einer oben drehbar gelagerten Wand. Ein Beitrag zur Berechnung von Baugrubenaussteifungen. Die Bautechnik, Juli, Heft 31/32.

Ohde, J. (1948): Zur Erddruck-Lehre. Die Bautechnik, Juni, Heft 6.

Rowe, P. W. (1952): Anchored Sheet-Pile Walls. Institution of Civil Engineers, London.

Rowe, P. W. (1951): Cantilener Sheet Piling in Cohesionless Soil. Engineering, September 7.

Spilker, A. (1937): Mitteilung über die Messung der Kräfte in einer Baugrubenaussteifung. Die Bautechnik, Heft 1.

Terzaghi, K. (1941): General Wedge Theory of Earth Pressure. Transactions, Am. Soc. Civ. Eng., vol. 106.

Tschebotarioff, G. P. (1949): Final Report: Large Scale Earth Pressure Tests with Model Flexible Bulkheads. Department of Civil Engineering, Princeton University.

Verdeyen, J. (1947): Mécanique du sol et fondations. Desoer, Liège.

Verdeyen, J. et *Roisin, V.* (1952): Nouvelle théorie du soutènement des excavations profondes. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, juin, n° 54.