

Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement

II* – Les approches empiriques et semi-empiriques

Luc DELATTRE
Sonja MARTEN

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

RÉSUMÉ

La diversité du problème d'interaction entre les écrans de soutènement et le sol soutenu, par rapport au problème de la poussée des terres, posé et résolu à partir du dix-huitième siècle dans le cas des murs-poids, est présentée. L'observation du comportement des ouvrages réels met en évidence que ceux-ci sont soumis à des distributions de poussée très différentes de celles que connaissent les ouvrages-poids. La souplesse des écrans, ainsi que leur cinématique, jouent un rôle déterminant dans la distribution des poussées sur l'écran.

La recherche de nouveaux modèles de calcul permettant de rendre compte des distributions de la poussée des terres se heurte aux limites des outils alors disponibles. Ainsi, la résultante des efforts auxquels sont soumis les ouvrages, compte tenu de leur cinématique, pourra être approchée avec des méthodes s'inspirant de celle de Coulomb, mais la répartition de ces efforts restera hors de portée des moyens de calcul. Cette distribution d'efforts donnera lieu à une estimation semi-empirique, fondée sur l'observation du comportement d'un grand nombre d'ouvrages. Ultérieurement, cette voie semi-empirique sera appliquée à l'évaluation des déformations des soutènements d'excavations et du massif de sol associé.

L'article conclut sur les perspectives et les limites de ces méthodes empiriques. Si elles sont relativement grossières, et ne permettent pas de prendre en compte toutes les particularités de chaque ouvrage, elles n'en constituent pas moins un référentiel utile du comportement des ouvrages, fondé sur l'observation de la réalité. Pour cette raison, elles connaissent aujourd'hui un nouvel essor, leur utilisation étant conjointe à celle des méthodes numériques.

DOMAINE : Géotechnique et risques naturels.

ABSTRACT

A CENTURY OF COMPUTATION METHODS FOR DESIGNING RETAINING WALLS – PART II: EMPIRICAL AND SEMI-EMPIRICAL APPROACHES

The breadth of variation in determining how flexible retaining walls and the supported soil interact, compared with the evaluation of active earth pressure (a problem raised and resolved ever since the 18th century in the case of gravity walls), is presented herein. Observations of actual structural behavior reveal that flexible walls are being submitted to thrust distributions very distinct from those experienced by gravity walls. The flexibility of the walls, along with their kinematic characteristics, play a determinant role in how thrusts are being distributed.

The search for new computation models that allow ascertaining active earth pressure distributions is constrained by shortcomings in the set of currently-available tools. The resultant stress undergone by such structures, in light of their kinematic characteristics, may be approximated using methods inspired from the Coulomb method; the corresponding stress distribution however remains beyond the scope of computational capabilities. This distribution will produce a semi-empirical estimation based on observation of behavior exhibited by a large number of test structures. The semi-empirical approach will then be applied to evaluate deformations affecting both excavation supports and associated soil blocks.

The present article draws conclusions on the potential uses and limitations of these empirical methods. While the methods prove rather crude and unable to incorporate all specificities of each structure, they still provide a valuable reference for describing structural behavior on the basis of real-world observations. For this reason, considerable efforts are underway to stimulate advances in the use of this methodology, through combined application with numerical methods.

FIELD: Geotechnical engineering and natural hazards.

Introduction

Si les murs de soutènement de type poids sont bien adaptés au soutènement de remblais, le domaine d'emploi privilégié des écrans de soutènement est le soutènement des excavations, dont ils accompagnent le développement tout au long du vingtième siècle. Le développement et la diversification

* Cet article constitue la suite d'un article consacré aux méthodes classiques et à la méthode du coefficient de réaction [DELATTRE, 2002]. Il sera complété par un article portant sur l'application de la méthode des éléments finis aux écrans de soutènement, à partir des années 1970.

de la technique des écrans de soutènement, des rideaux de palplanches aux parois moulées, des parois berlinoises aux lutéciennes et parisiennes et aux rideaux de pieux, et celle de la technique associée des appuis, des butons aux ancrages précontraints, rendront possible la construction d'ouvrages enterrés toujours plus nombreux : infrastructures de transport, réseaux divers, soubassements d'immeubles, parkings, etc. [Delattre, 2000].

Ce développement des technologies et de leurs applications a suscité un développement important des méthodes de calcul. En effet, cette forme d'ouvrage nécessite une diversification des schémas de calcul de la poussée des terres car leur cinématique diffère de celle des murs-poids, ouvrages de soutènement les plus connus jusqu'alors.

Les ouvrages-poids sont des ouvrages rigides dont les mouvements combinent en général un déplacement latéral et un déversement de l'ouvrage, sous l'action de la pression du terrain soutenu. Le sol se trouve ainsi décomprimé latéralement et amené dans un état d'équilibre limite de poussée [Delattre, 2002]. Les méthodes de calcul de la poussée des terres associées à cette cinématique de l'ouvrage ont été proposées par Coulomb [1776] et Boussinesq [1882] et ont subi de nombreuses validations expérimentales [Darwin, 1883 ; Feld, 1923, par exemple].

À cette cinématique de déversement des ouvrages-poids, rigides, utilisés en soutènement des remblais, les ouvrages de soutènement souples vont opposer des cinématiques plus complexes. Deux facteurs principaux viennent diversifier la cinématique de l'ouvrage [Delattre, 2002] :

- leur relative souplesse conduit à une déflexion variable de l'écran, et donc à des redistributions de la poussée entre les niveaux auxquels sont disposés les appuis et les niveaux entre appuis ;
- les modalités d'exécution du soutènement provoquent une cinématique d'ensemble qui s'éloigne de la « rotation en pied » (déversement) jusqu'à se rapprocher d'une « rotation en tête ».

Il a fallu développer des outils originaux pour rendre compte de ces formes nouvelles d'interaction entre l'écran et le sol soutenu. Le problème posé s'avère toutefois ardu. Ainsi, il faut en pratique attendre l'apparition de la méthode des éléments finis pour que les différentes formes d'interactions sol-structure qui sont en jeu puissent être modélisées dans le détail. Dans l'intervalle, des solutions empiriques et semi-empiriques ont été proposées par les ingénieurs. Ces solutions, développées initialement pour le calcul des efforts dans les éléments de la structure, vont dans un deuxième temps être appliquées à l'évaluation des déformations de l'ouvrage et du massif de sol soutenu. Le développement de ces méthodes empiriques et semi-empiriques, tant pour ce qui concerne l'évaluation des efforts dans l'ouvrage que de ses déformations, fait l'objet du présent article.

Les écrans souples et la question des effets de voûte

Le constat expérimental

Les observations de Christiani

L'analyse de l'équilibre régnant au niveau local, à la rupture, dans un terrain homogène soutenu par un mur de soutènement a permis à Boussinesq [1882], en prolongement des travaux de Rankine [1857], de proposer une expression de la répartition des contraintes de poussée sur un mur de soutènement. Ainsi, pour un matériau granulaire, cette répartition est triangulaire, les contraintes croissant linéairement avec la profondeur. Ces travaux venaient compléter les travaux de Coulomb, qui avaient seulement permis de déterminer l'intensité de la résultante des poussées, sa répartition triangulaire n'étant alors qu'une hypothèse.

La littérature attribue à Christiani [dans Brinch Hansen, 1953], ingénieur danois, d'avoir le premier, au début du vingtième siècle, mis en défaut l'hypothèse d'une telle distribution de pression derrière les écrans souples ancrés en tête.

Ses travaux, essentiellement empiriques, procèdent d'une analyse du dimensionnement d'ouvrages anciens réalisés avec des palplanches en bois et dimensionnés de manière empirique. Cette analyse lui permet de montrer que, dans les zones situées entre les appuis, les pressions appliquées à ces écrans étaient manifestement inférieures aux pressions déduites des travaux de Coulomb ou de Boussinesq. Christiani déduisit de ce constat que les poussées du sol étaient redistribuées des zones situées entre les appuis vers les zones situées au niveau des appuis.

Cette redistribution a été ultérieurement [Terzaghi, 1943a, p. 66, par exemple] attribuée à des effets de « voûte » au sein du sol : la différence de raideur de l'écran entre les niveaux correspondant aux appuis et les niveaux intermédiaires entraîne un report d'effort, par la mobilisation de cisaillement au sein du sol, vers les zones les plus rigides.

L'étude de la pression des terres sur les écrans souples

La validation expérimentale des schémas empiriques adoptés par Christiani et ses successeurs de l'école danoise a été apportée par Stroyer [1935]. Celui-ci procéda à une série d'essais sur modèles réduits à l'aide d'un dispositif conçu spécialement pour étudier la distribution des poussées sur des écrans souples. Au sein de ce dispositif, l'écran rigide pivotant par rapport à sa base était remplacé par un écran articulé en tête et à sa base et suffisamment souple pour pouvoir subir une déflexion dans sa partie médiane. Ce dispositif permit à Stroyer de constater que les efforts de poussée dans la partie médiane de l'écran, soumise à déflexion, étaient d'autant plus faibles que la déflexion était importante, c'est-à-dire que l'écran était souple. Il observa, par ailleurs, que cette réduction des poussées en partie médiane de l'écran s'accompagnait d'une redistribution d'efforts vers les points fixes, en tête et en pied d'écran, et ne conduisait donc pas à une réduction de la résultante des poussées sur l'écran.

Tschebotarioff et Brown [1948], puis Rowe [1952, 1961] et Masroui [1986] prolongèrent cette première étude expérimentale en procédant également à des essais sur modèles réduits d'écrans souples. Les travaux de Tschebotarioff permirent de mettre en évidence que les redistributions de poussée par effet de voûte n'apparaissent que pour des écrans mis en fiche sur toute leur hauteur, ancrés rigidement en tête (à une plate-forme, en l'occurrence), puis dragués (fig. 1) et que de telles redistributions de poussée n'ont pas lieu d'être considérées pour des écrans remblayés ou ancrés à l'aide de tirants présentant une relative souplesse.

Les expériences de Rowe [1961] et de Masroui [Masroui, 1986 ; Masroui et Kastner, 1991] concernaient quant à elles des écrans mis en fiche sur toute leur hauteur, puis excavés avec installation, à l'avancement, de butons. Les expériences de Rowe (fig. 2), menées avec un écran souple et des butons rigides, montrèrent clairement, à l'instar des expériences de Stroyer, une redistribution des poussées sur l'écran, consistant en une réduction d'efforts entre les appuis et une concentration d'efforts sur les appuis.

Masroui pour sa part, s'est attachée à étudier l'influence de la rigidité du bouton et de l'intensité d'une précontrainte initiale sur la distribution des pressions sur l'écran, ce dernier étant semi-flexible. Elle a montré que, pour un appui non précontraint et souple, la distribution des pressions derrière l'écran correspond à la distribution calculée avec les théories classiques de la poussée tant que le déplacement en pied d'écran reste faible, mais que cela n'est plus vrai dès lors que la précontrainte et la rigidité du bouton sont plus élevées ou que le déplacement en pied de l'écran augmente. Elle a mis en effet en évidence que l'augmentation de la raideur de l'appui et l'augmentation de la précon-

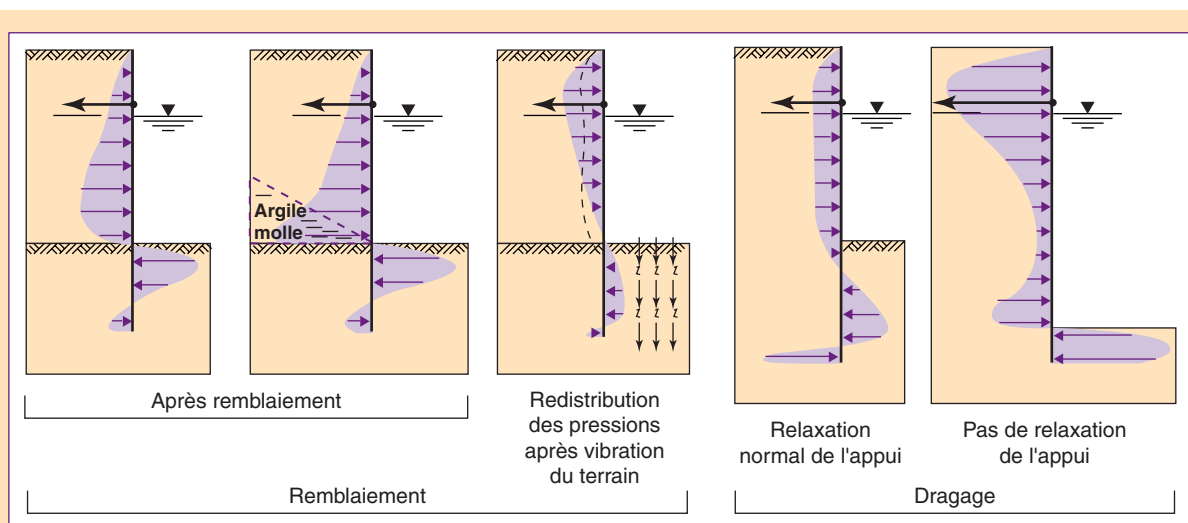
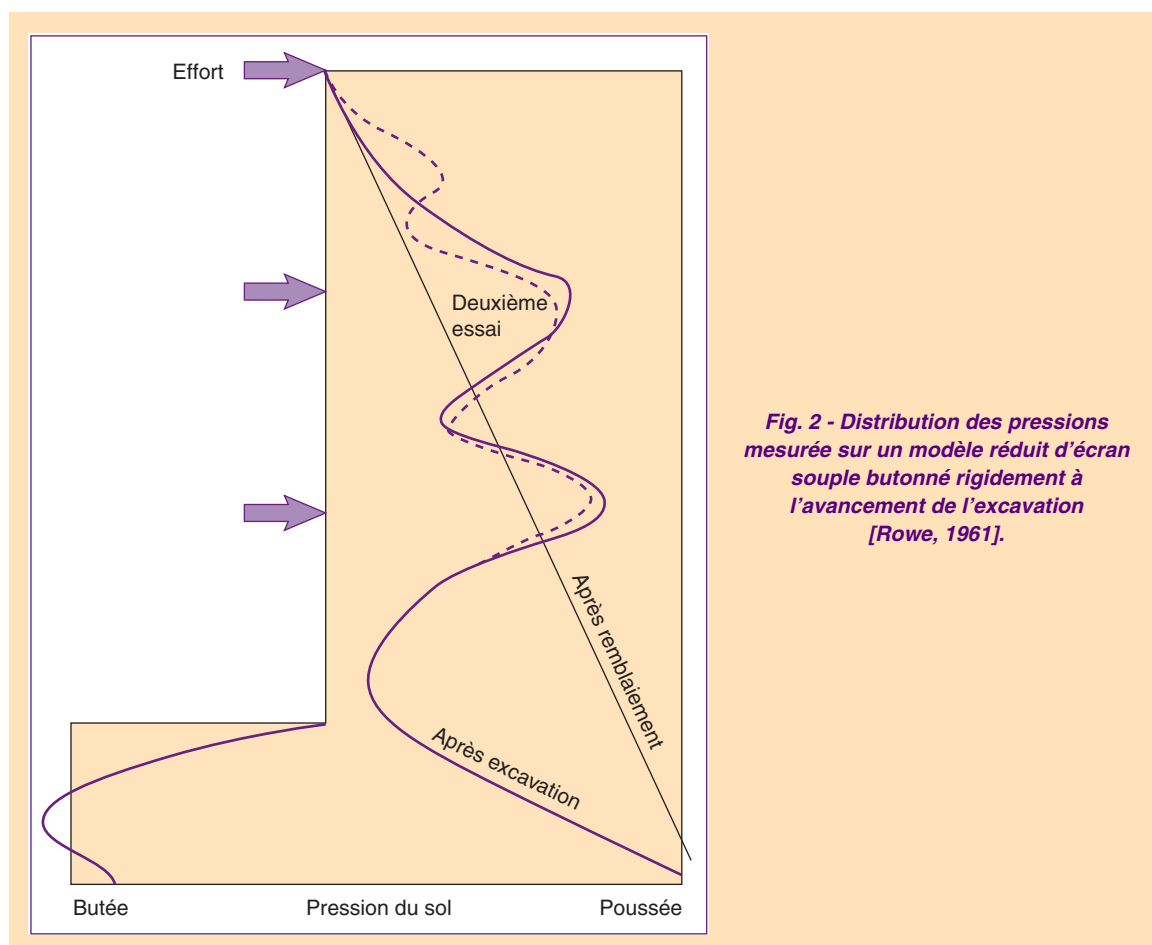


Fig. 1 - Distributions de pressions trouvées à l'issue de différentes procédures de construction [d'après Tschebotarioff et Brown, 1948].



trainte initiale ont toutes deux pour conséquence, similaire, de faire augmenter les pressions appliquées à l'écran dans la zone de l'appui, les zones situées entre appuis pouvant se trouver déchargées. De la même façon, elle a montré que, si l'excavation est poursuivie de façon à générer de forts déplacements en pied, la concentration d'efforts augmente au droit de l'appui.

Des travaux similaires, menés cette fois sur des ouvrages ancrés par des tirants, ont permis à Masrouri d'obtenir des résultats analogues.

Une modélisation essentiellement empirique du phénomène

Des tentatives ont été faites, notamment en s'inspirant des méthodes de calcul des silos faisant appel à l'effet d'accrochage du sol sur l'écran [Terzaghi, 1936b ; Handy, 1985 ; Harrop-Williams, 1989], pour tenir compte des effets de voûte dans le calcul de la distribution des poussées. Ces tentatives n'ont toutefois pas connu de développement pratique, et il ne subsiste aujourd'hui qu'une méthode semi-empirique permettant la prise en compte des effets de voûte dans le calcul des ouvrages.

Les travaux menés au Danemark à la suite des recherches de Christiani conduisirent aux règles dites « danoises » de dimensionnement des écrans de soutènement. Ces règles, applicables aux rideaux de palplanches ancrés en tête, intègrent une redistribution des efforts de poussée vers les points de l'écran les moins susceptibles de se déplacer, c'est-à-dire au niveau de l'ancrage (fig. 3).

Le soutènement des excavations et la question de la cinématique des écrans

Les efforts dans les appuis des soutènements d'excavations

Le développement des réseaux de transport métropolitain a été, dès le début du vingtième siècle, un des principaux moteurs de l'étude du comportement des soutènements d'excavation. En effet, pour

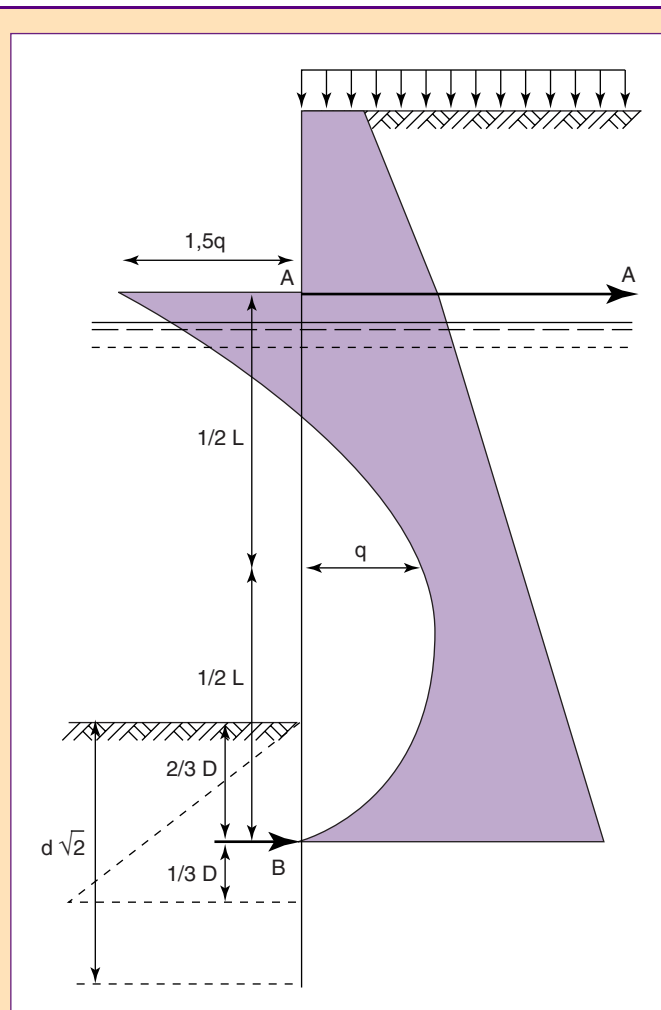


Fig. 3 - Méthode danoise de calcul des écrans ancrés en tête
[dans Brinch-Hansen, 1953].

L'ouvrage est dimensionné par la méthode de la butée simple, la butée étant calculée en tenant compte d'un angle de frottement sol-paroi égal à $\phi'/2$.

La poussée sur l'ouvrage est en premier lieu évaluée par la méthode de Coulomb en stipulant un frottement sol-paroi égal à zéro. Le diagramme de poussée ainsi obtenu est ensuite modifié en construisant une parabole réduisant la pression de la valeur q au centre des deux appuis constitués par l'ancrage supérieur et le point d'application de la résultante de la butée et l'augmentant de la valeur $1,5q$ au niveau de l'ancrage supérieur.

La valeur q est donnée par :

$$q = k \frac{10H + 2L}{10H + 3L} p_m$$

où p_m est la valeur moyenne de la distribution de pression calculée par la méthode de Coulomb, H est la charge appliquée au-dessus du niveau d'ancrage, prise égale à la hauteur de sol au-dessus du niveau d'ancrage, établie en tenant compte du poids immergé du sol, L la distance entre les deux points d'appui supportant l'écran et k un coefficient approximativement égal à 0,8.

La distribution de pression ainsi calculée permet la détermination du moment fléchissant dans l'écran et de l'effort d'ancrage. La fiche donnée à l'écran est obtenue en multipliant par $\sqrt{2}$ la fiche nécessaire à l'équilibre limite.

la construction des lignes enterrées de métro, les contraintes de l'environnement urbain, associées à la géométrie des fouilles, ont souvent conduit les ingénieurs à privilégier des techniques de tranchées couvertes, soutenues latéralement par des écrans butonnés à l'avancement de l'excavation. L'instrumentation de ces ouvrages, motivée par le caractère sensible de l'environnement urbain, permet de disposer assez rapidement de mesures relatives à leur comportement.

De tels ouvrages se caractérisent, d'une part, par une relative souplesse, autorisant la déflexion entre appuis, et, d'autre part, par une cinématique pour laquelle la déflexion a tendance à croître avec la profondeur. La souplesse est ainsi inhérente à la technologie utilisée, qui fait appel à des profilés par nature souples : palplanches ou profilés H dans le cas des parois berlinoises. Pour ce qui concerne la cinématique, cette dernière résulte du cumul des déflexions que connaît le soutènement à chaque niveau, croissant avec le nombre de phases d'excavations donc avec la profondeur, avant qu'il ne soit bloqué par un appui.

Les mesures réalisées sur ces ouvrages révèlent des pressions sur les soutènements qui n'obéissent pas à la loi de répartition triangulaire prédite par les théories de Rankine ou de Boussinesq. Ainsi, contrairement à ce qui est attendu, les pressions dues au sol se trouvent être plus fortes en partie médiane de l'écran qu'en partie inférieure.

Cinématique de l'ouvrage et répartition des poussées

L'analyse de la cinématique de ces fouilles butonnées, complétée par une série d'expériences menées sur un mur en semi-grandeur soumis à des mouvements de différentes natures, permet à Terzaghi [1934, 1936a] de mettre en relation la distribution des pressions sur les soutènements avec la cinématique générale de l'ouvrage (fig. 4).

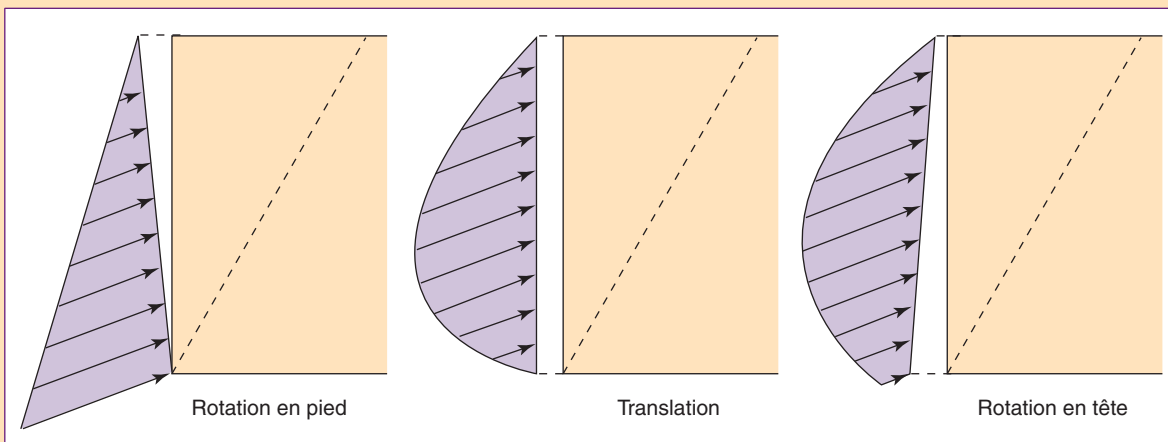


Fig. 4 - Dépendance du diagramme des pressions appliquées par le sol à la cinématique de l'écran [d'après Terzaghi, in Ohde, 1938].

De nombreux auteurs sont revenus depuis lors, par le biais de résultats d'études expérimentales, sur l'influence de la cinématique de l'ouvrage sur la distribution des poussées. Les résultats obtenus concernent principalement la distribution des pressions appliquées à l'écran pour les trois cinématiques de l'écran : translation, rotation par rapport au pied et rotation par rapport à la tête.

Concernant le mouvement de translation, Sherif et al. [1982], ainsi que Fang et al. [1997], ont montré que la répartition des pressions au cours du mouvement de l'écran restait sensiblement triangulaire. Ce résultat est nuancé par Fang et Ishibashi [1986], pour qui la distribution de pression s'écarte légèrement de la distribution triangulaire, les pressions étant un peu plus fortes qu'attendues avec cette distribution en partie supérieure de l'écran et un peu plus faibles dans la partie inférieure de l'écran.

Le cas des murs pivotant par rapport à leur tête a été étudié par James et Lord [1972]. L'étude reprend les dispositifs de mesure utilisés dans le cas de la butée [James et Bransby, 1970]. Si ce dispositif ne leur a pas permis de mesurer les pressions appliquées par le sol sur l'écran, du fait que les cellules de pression utilisées étaient dimensionnées pour la mesure d'efforts de butée, il leur a permis d'accéder aux déformations du massif de sol. Ils ont ainsi observé que les déformations se localisent suivant une bande dont l'allure est, en première approximation, celle d'un arc de cercle. Cette bande de déformation prend naissance au pied du mur et progresse, au cours du déplacement du mur, vers la surface du massif de sol. James et Lord observent, par ailleurs, que le volume de sol en glissement le long de cette bande de déformation est d'autant plus faible que le sable est dense : la bande de déformation se développe d'autant plus en arrière du mur que le sable est lâche.

La répartition des pressions appliquées par le sol à l'écran pour cette cinématique d'ouvrage a été étudiée, toujours sur modèles réduits, par Fang et Ishibashi [1986]. Ils observent que, lors de la rotation de l'écran, partant de l'état « au repos », les efforts appliqués en tête de l'écran ont tendance à augmenter tandis qu'ils ont tendance à diminuer dans la partie inférieure. Ils mettent ainsi en évidence des répartitions de pression pour lesquelles, dans le quart supérieur du mur, la pression est largement supérieure à la pression des terres au repos, tandis que, dans la partie médiane, cette pression est proche de la poussée théorique, et que, dans le quart inférieur, cette pression diminue jusqu'à prendre des valeurs proches de zéro en pied de mur.

Ils montrent par ailleurs que l'état de densité initial du sable influe sensiblement sur cette répartition des pressions. Ainsi, pour un sable lâche, la répartition des pressions, tout en s'apparentant à la distribution décrite ci-dessus, ne s'éloigne pas trop d'une répartition triangulaire. Pour des densités initiales plus importantes, la répartition des pressions s'éloigne franchement de la répartition triangulaire, les efforts concentrés en tête augmentant avec l'état de densité du matériau. Fang et Ishibashi expliquent ce résultat en faisant appel à la notion d'effets de voûte créés aux abords du point fixe en tête d'écran.

Pour les ouvrages pivotant en pied, enfin, ils observent que, au cours de la rotation du mur, les pressions diminuent moins vite dans la partie inférieure du mur que dans la partie supérieure. Ainsi, ils montrent que le mouvement du mur conduit à développer un état d'équilibre limite dans la partie supérieure du massif de sol (environ la moitié supérieure), tandis que, dans la moitié inférieure, l'état du sol reste intermédiaire entre l'état de poussée et l'état au repos.

Ainsi, les ouvrages de type poids, chargés par remblaiement du sol, ont tendance à tourner par rapport à leur base, autorisant une forte décompression latérale du sol à la surface du terrain soutenu, décompression latérale qui diminue avec la profondeur jusqu'à une valeur nulle à la base du mur. Pour Terzaghi, cette cinématique permet une déformation relativement homogène au sein du prisme de sol soutenu par l'ouvrage, qui se trouve ainsi amené à un état d'équilibre de poussée.

Pour des ouvrages qui se déplacent en translation, cinématique proche de celle observée pour les fouilles blindées, ou pour des ouvrages qui pivotent par rapport à un point situé en tête, la décompression latérale du sol en arrière de l'écran n'est pas homogène et présente des valeurs plus fortes à la base de l'écran qu'en partie supérieure. Pour Terzaghi, ce schéma de déformation du massif conduit à des distributions de pression sur l'écran qui ne sont plus triangulaires. En effet, dans le cas où le déplacement de l'écran dans sa partie supérieure n'est pas suffisant pour autoriser, à ce niveau, la décompression latérale de la masse de sol intéressée par la mobilisation de la poussée, on assiste à l'apparition d'un « effet de voûte » qui a pour conséquence d'augmenter les efforts de poussée dans la partie supérieure de l'écran et de les réduire dans la partie inférieure.

Le dimensionnement des appuis des fouilles blindées - Les méthodes de calcul fondées sur la théorie

Dans un premier temps, et dans la tradition de l'étude de la poussée des sols, le problème de la poussée sur des écrans soumis à des conditions cinématiques différentes de la rotation en pied a été abordé par le calcul. Une première contribution due à Terzaghi [1936b] s'inspire d'une méthode de dimensionnement des silos en postulant *a priori* une valeur du rapport des contraintes verticales et horizontales sur la hauteur soutenue et un frottement sur l'écran. Ces hypothèses permettent d'établir la variation des contraintes verticales dans le massif, compte tenu du déchargement issu du frottement sur l'écran, et d'en déduire la distribution des pressions sur l'écran, distribution qui se rapproche des valeurs constatées expérimentalement.

Le problème fut repris par Ohde [1938, dans Brinch-Hansen, 1953] qui proposa, pour un écran qui pivote par rapport à son sommet, de considérer, à l'instar de la méthode de Coulomb, l'équilibre d'un prisme de sol derrière l'écran en glissement le long d'une surface circulaire (fig. 5). Il justifia le choix d'une telle forme circulaire de la surface de rupture par le fait qu'elle respecte la condition cinématique imposée par l'écran. Le problème ainsi posé est résolu en calculant les contraintes le long de la surface de glissement par intégration de l'équation de Kötter [1903] et en écrivant l'équilibre statique du prisme de sol.

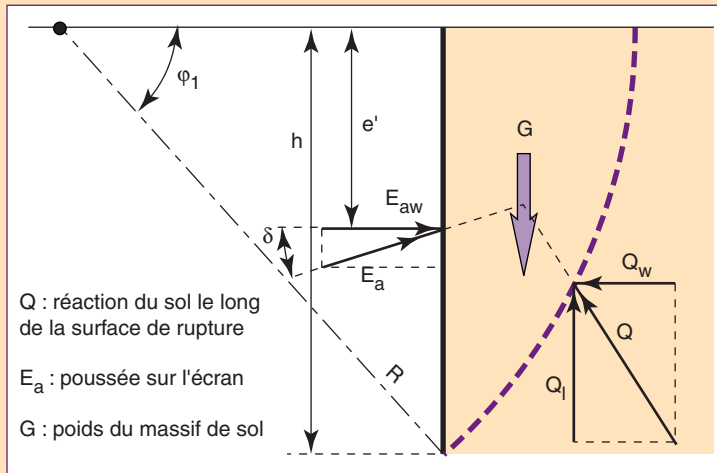
Le problème posé par Ohde fut repris par Terzaghi [1943a] dans des termes très voisins, la surface de rupture n'étant plus paramétrée par un arc de cercle, mais par un arc de spirale logarithmique. La solution du problème est obtenue en écrivant, au centre de rotation, le bilan des moments des forces appliquées au prisme en glissement, moyennant une hypothèse sur la position du centre de gravité des poussées sur l'écran. Cette hypothèse est issue des résultats expérimentaux alors disponibles. Dans le cas des sables, le centre de gravité des forces de poussée est pris à peu près à mi-hauteur du soutènement, tandis que pour les argiles, sa position dépend du rapport $c/\gamma h$, où c désigne la cohésion du sol, γ son poids volumique et h la hauteur libre du soutènement.

Les méthodes empiriques de calcul des appuis des fouilles blindées

L'approche par le calcul de la distribution des poussées sur des écrans en rotation par rapport au haut de l'écran [Terzaghi, 1936b ; Ohde, 1938 ; Terzaghi, 1943a] n'a jamais réellement abouti en pratique et s'est vite trouvée concurrencée par une approche nouvelle consistant à tirer directement de mesures sur ouvrages les répartitions de pressions à introduire dans le calcul des soutènements d'excavation.

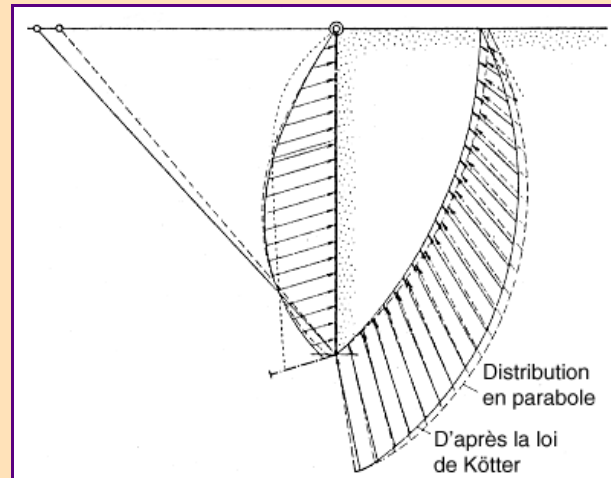
Cette approche a été développée essentiellement en Allemagne et aux États-Unis, au cours de la deuxième partie du vingtième siècle, en faisant appel aux observations réalisées dans le cadre des travaux de métro alors effectués dans de nombreuses métropoles, complétées, le cas échéant, par des expérimentations sur modèles réduits. Les travaux menés par ces deux écoles reposent sur une base expérimentale en partie commune, mais ont été davantage approfondis par l'école allemande.

Fig. 5 - Calcul de la poussée pour une cinématique de rotation de l'écran en tête [d'après Ohde, 1938]



a) Schéma d'analyse.

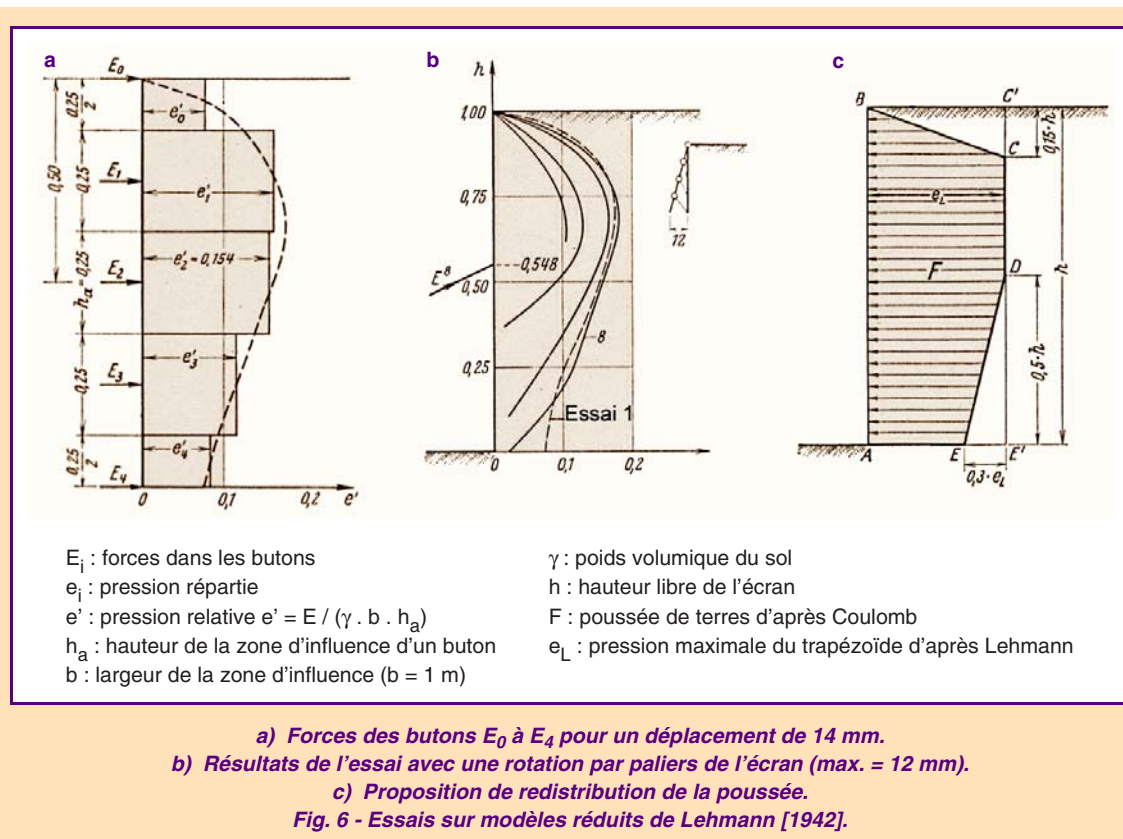
b) Distributions de pression résultante.



L'école allemande

Des essais en laboratoire menés par exemple par Press [1942] ou Lehmann [1942] montrent, comme les essais de Terzaghi [1934], que la poussée des terres dépend largement de la cinématique de l'écran. Lehmann se concentre surtout sur la question de la répartition de la poussée au moment où le sol se décomprime dans la partie inférieure du massif, ce qui est le cas lors d'une rotation en tête. Pour ses essais, réalisés dans des sables, il a utilisé une boîte fermée par des vitres de verre sur les côtés pour pouvoir observer le comportement du massif et de l'écran. Cet écran, qui mesurait 100 cm de hauteur et 98 cm de largeur, était divisé en quatre parties rigides articulées par des charnières. De cette manière, il pouvait non seulement simuler une rotation en tête, mais également l'effet d'une succession de terrassements en faisant tourner un joint après l'autre. En mesurant les efforts dans des ressorts utilisés comme butons, il a pu, toujours en fonction du déplacement de l'écran, du centre de rotation, du frottement du mur, et des effets « parasites » (s'il étaient identifiés, comme le frottement sol-vitre), tracer une ligne moyenne de la répartition de la poussée (fig. 6a). Lehmann tire de ces résultats d'essai une méthode semi-empirique consistant à calculer la force de poussée par la méthode de Coulomb (cette valeur n'a jamais été dépassée par les résultats de ses mesures) et à la répartir à l'aide d'une ligne enveloppant tous les résultats trouvés (fig. 6c).

Dans une deuxième série d'articles, Ohde [1948, 1949, 1950, 1951, 1952] reprend des idées de la fin des années 1930 [Ohde, 1938], et effectue, entre autres, des essais qualitatifs qui montrent bien les différentes surfaces de rupture en fonction de la cinématique de l'écran. Il présente des figures de répartition de la poussée en accord avec les résultats de Lehmann présentés ci-dessus.



Les méthodes de calcul récentes qui sont utilisées en Allemagne s'appuient sur ces premières études et sur des études complémentaires réalisées dans les années 1960 et 1970. Briske [1958] propose ainsi une première synthèse de propositions de répartition de la poussée selon le type de soutènement et le nombre de butons pour des sols non-cohérents (répartition rectangulaire ou trapézoïdale). Par la suite, Müller-Haude et Scheibner [1965], Heeb et al. [1966], Briske et Pirlet [1968], Breth et Wanoschek [1969] et Petersen et Schmidt [1971] décrivent des travaux et des mesures effectués pendant la construction des métros à Berlin, Stuttgart, Cologne, Francfort-sur-le-Main et Hambourg, respectivement.

Heeb et al. [1966] proposent, pour les parois berlinoises butonnées construites dans le sol plutôt cohérent de Stuttgart, une répartition triangulaire avec un maximum au niveau du bouton à mi-hauteur. Cette idée fut reprise plus tard par Breth et Wanoschek [1969] pour des parois plus rigides de pieux forés dans les argiles de Francfort. Briske [1971] fait remarquer l'importance du niveau du premier bouton, de l'effet du temps et aussi de la profondeur atteinte avant la mise en place des butons suivants. À Stuttgart (2 lits de butons) comme à Francfort-sur-le-Main (5 lits), la profondeur de l'excavation au-dessous de l'avant-dernier bouton était relativement grande par comparaison avec l'espacement des lits supérieurs. En conséquence, après leur installation, la sollicitation des appuis inférieurs était plus importante et elle augmentait encore avec le temps à cause du fluage.

L'utilisation de plus en plus fréquente de tirants à partir des années 1970 a conduit à réaliser une nouvelle série d'essais en laboratoire. Schmitt et Breth [1975] font d'abord des essais avec un lit de tirants. Un an après paraît une deuxième publication présentant les résultats des essais avec trois lits [Breth et Wolff, 1976]. Un peu plus tard, Briske [1980] analyse des résultats d'observations *in situ* effectuées sur des parois ancrées.

Les essais sur modèle réduit montrent que le nombre et la répartition des tirants n'ont apparemment pas une grande influence sur la pression des terres sur la paroi, quoique la pression diminue lorsque la longueur des tirants augmente. En comparant les résultats obtenus pour des parois butonnées et ancrées, Breth et Wolff [1976] trouvent que la concentration de la poussée autour des appuis est beaucoup moins forte pour les parois ancrées. D'après eux, la répartition de la poussée derrière des parois butonnées dépend largement de la manière dont la fouille a été creusée tandis que cet effet d'avancement de l'excavation est moins visible dans le cas de tirants. Ils expliquent cette observation par l'élasticité et par l'espacement vertical plus symétrique du système d'ancrage.

L'EAB, recommandations du groupe de travail « soutènements d'excavations », est le résultat du travail de plusieurs chercheurs allemands sous la direction de J. Schmidbauer et A. Weissenbach. Ces règles techniques, publiées à partir de 1970 pendant plusieurs années dans le journal « Die Bautechnik » et rassemblées depuis 1980 dans un ouvrage publié par l'éditeur Ernst & Sohn, sont aujourd'hui bien établies en Allemagne et sont même considérées comme ayant un caractère normatif.

Les recommandations traitent de l'ensemble des sujets suivants :

- les bases du calcul (détermination des sollicitations et des caractéristiques du sol),
- l'intensité et la répartition de la poussée et les règles pour la justification de portance,
- les particularités du calcul des parois berlinoises, des écrans de palplanches, des parois de béton coulé sur place (écran de pieux forés et parois moulées) et des excavations ancrées,
- la proposition de facteurs de sécurité,
- les fouilles de différentes formes (rondes, rectangulaires, ovales),
- les fouilles situées à côté d'autres constructions,
- les fouilles creusées sous la nappe,
- les fouilles creusées dans des roches tendres,
- le dimensionnement des éléments (blindage, palplanches, butons, etc.),
- les mesures expérimentales et la méthode observationnelle.

La poussée est calculée avec les règles classiques données dans la norme DIN 4085. On applique normalement la théorie de Coulomb avec une surface de glissement plane, ou bien, pour $\varphi > 30$ degrés, il est conseillé d'utiliser les règles de Caquot-Kérisel. Le choix de l'angle de frottement écran-sol, la prise en compte d'un écoulement d'eau ou bien le calcul des pressions des terres en conditions non planes (devant les éléments verticaux des parois composites) sont aussi traités dans cette norme. S'il est probable que les mouvements du soutènement attendus n'atteindront pas les mouvements nécessaires pour activer l'état limite de poussée (par exemple $\delta_h/H \geq 0,1$ % pour un déplacement latéral), la norme DIN se réfère aux recommandations EAB et oblige à prendre en compte une « poussée majorée » (erhöhter aktiver Erddruck). L'EAB considère que les mouvements sont limités si les appuis sont soumis après leur mise en place à une pré-tension équivalente à plus de 30 % de la valeur déterminée pour la dernière étape d'excavation (pour les écrans de palplanches et les parois de béton coulé sur place). Le système de sécurité de l'EAB est un système global qui diminue uniquement les résistances (butée ou matériaux de l'écran et des appuis) avec un facteur de sécurité, mais qui ne majore pas les poussées.

La partie la plus connue en dehors de l'Allemagne traite de la redistribution de la poussée des terres selon le type de soutènement et les conditions d'appui. Les figures suivantes montrent la redistribution de la poussée pour des parois en béton coulé en place, c'est-à-dire des parois moulées ou des parois de pieux forés.

L'ensemble de ces travaux est repris dans des ouvrages de synthèse, dont le plus exhaustif est l'ouvrage en trois tomes de Weissenbach [1975], qui présente ses propres essais et cumule tout le savoir-faire allemand de l'époque. Il est également à la base de recommandations nationales, dont l'EAB relatif aux soutènements d'excavations (« Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben » ; fig. 7) et l'EAU relatif aux ouvrages de rives (« Empfehlungen des Arbeitskreises Ufereinfassungen »), ainsi que locales (comme par exemple les « Stadtbahn-Richtlinien » à Francfort-sur-le-Main).

L'école américaine

Une proposition alternative de procéder au dimensionnement des ouvrages directement sur la base d'une distribution enveloppe des pressions déterminées expérimentalement, et donc de s'affranchir de l'étape de calcul, est due à Terzaghi [1941]. Un premier diagramme, trapézoïdal, applicable au cas des fouilles creusées dans des sables, fut établi sur la base des efforts mesurés par Spilker [1937] dans les butons des fouilles blindées du métro de Berlin. Ce diagramme fut par la suite enrichi avec les résultats de mesures effectués par Klenner [1941] dans les sols marneux de Munich. Un diagramme similaire, applicable au cas des fouilles creusées dans les argiles plastiques, fut proposé par Peck [1943] sur la base des mesures effectuées lors de la réalisation du métro de Chicago et d'hypothèses formulées par Terzaghi [1943b].

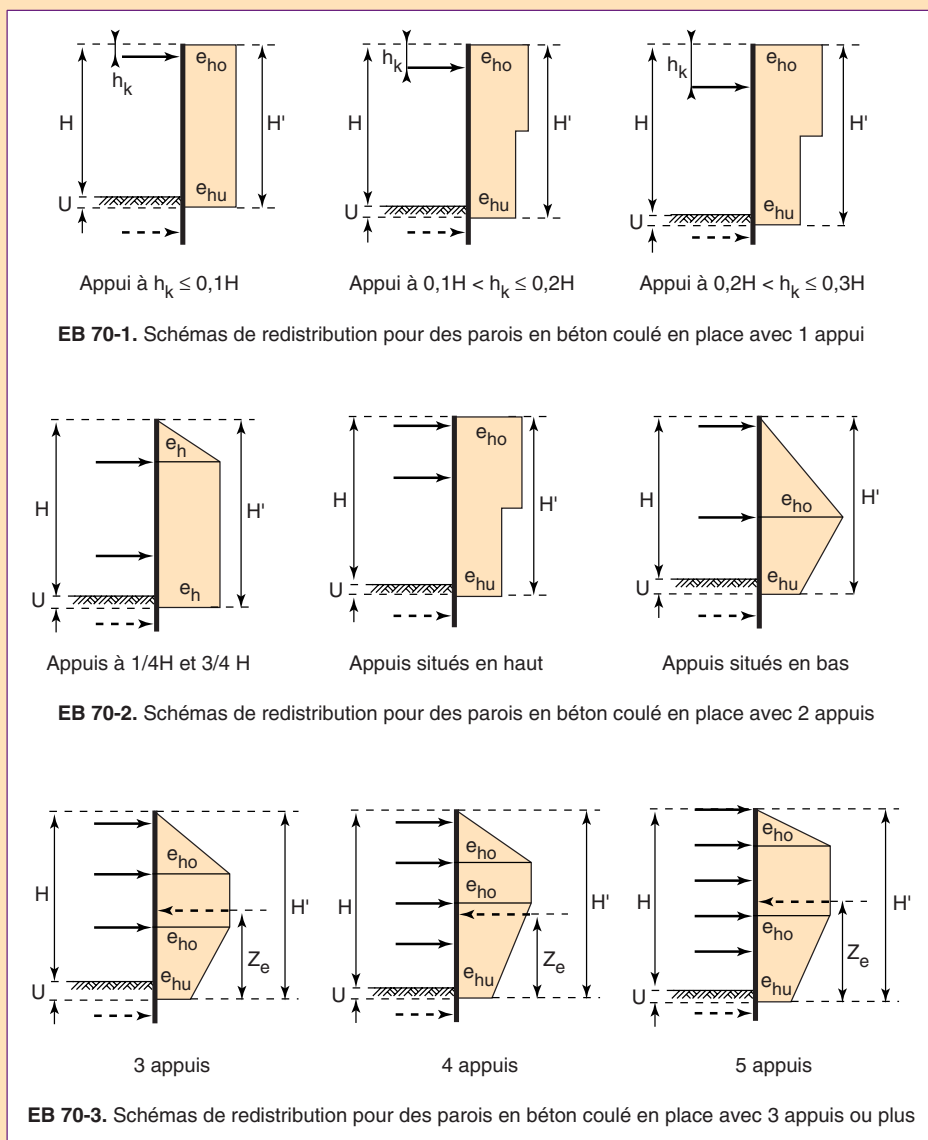


Fig. 7 - Principe de redistribution des pressions données par les règles EAB.

Par la suite, ces diagrammes initiaux ont été ajustés compte tenu de nouvelles données expérimentales provenant de divers chantiers de métro : Munich [Klenner, 1941], New-York [White et Prentis, 1940] et Cologne [Briske et Pirlet, 1968 ; fig. 8] notamment, pour les sables ; Tokyo, Osaka, Oslo [Kjaernsli, 1958] pour les argiles molles ; Oslo [Di Biagio et Bjerrum, 1957] et Londres [Golder, 1948] pour les argiles raides. Ces ajustements successifs permirent, à l'issue de plusieurs travaux de synthèse [Terzaghi et Peck, 1967 ; Tschebotarioff, 1973, en particulier], de disposer de diagrammes bénéficiant d'une large validation expérimentale (fig. 9).

La transposition aux cas des tirants forés et précontraints, dont le développement intervient à partir des années 1960, des règles proposées pour le dimensionnement des butons a été abordée par Peck [1972]. Les éléments dont il disposait alors l'ont amené à considérer que les diagrammes de pressions apparentes publiés en 1969 pouvaient conduire à surdimensionner les tirants.

Des efforts aux déformations

Les déformations de l'ouvrage

Les méthodes théoriques de calcul des ouvrages de soutènement ont longtemps été incapables de prédire les déformations à attendre en situation de service et l'ingénieur devait se contenter des

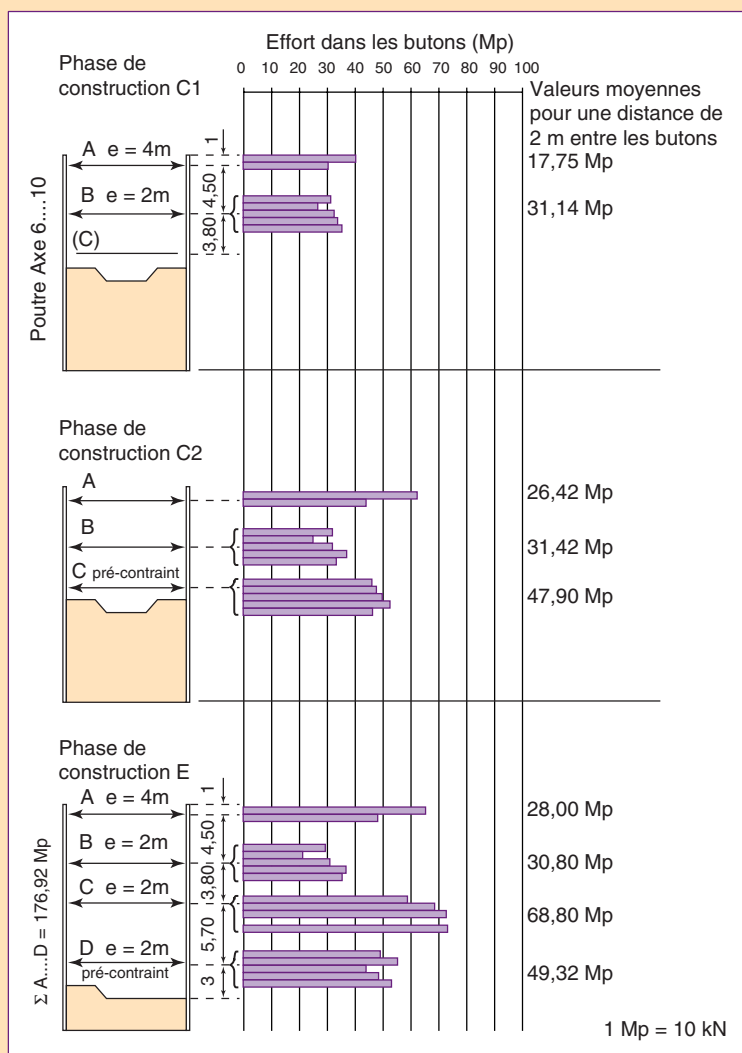


Fig. 8 - Mesure d'efforts réalisés pour le métro de Cologne [Briske et Pirlet, 1968].

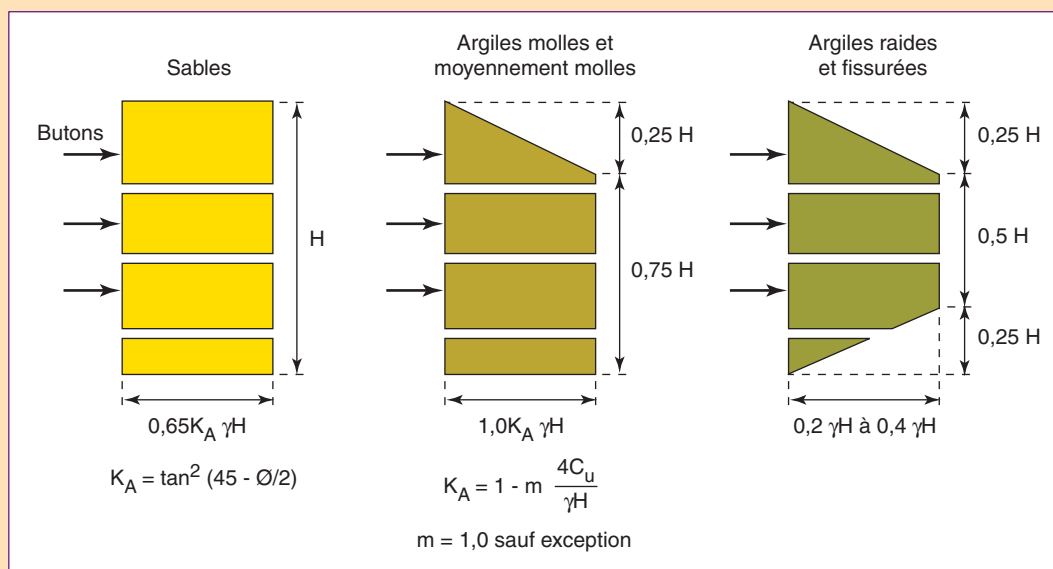


Fig. 9 - Diagramme des pressions à considérer pour le dimensionnement des blindages des fouilles, d'après Terzaghi et Peck [1967]. γ désigne le poids volumique du terrain soutenu et m un coefficient empirique de réduction de la cohésion non drainée prenant la valeur 1 à l'exception du cas où la fouille intéresse des argiles « véritablement » normalement consolidées et est caractérisée par un indice $\gamma H/c_u > 4$. Le coefficient m peut alors prendre une valeur égale à 0,4.

ordres de grandeur tirés de l'observation du comportement des ouvrages réels. Cette démarche empirique est cependant longtemps restée très fruste.

La première approche détaillée de la question des déformations des ouvrages est due à Peck [1969]. Suivant les principes utilisés pour l'analyse des efforts de butonnage des soutènements de fouilles, Peck établit, sur la base de la compilation de résultats de mesure, des diagrammes de tassements provoqués par la réalisation d'excavations (fig. 10). À l'instar des distinctions faites pour le calcul des efforts dans les butons, il distingue différentes configurations d'ouvrages liées à la nature du sol.

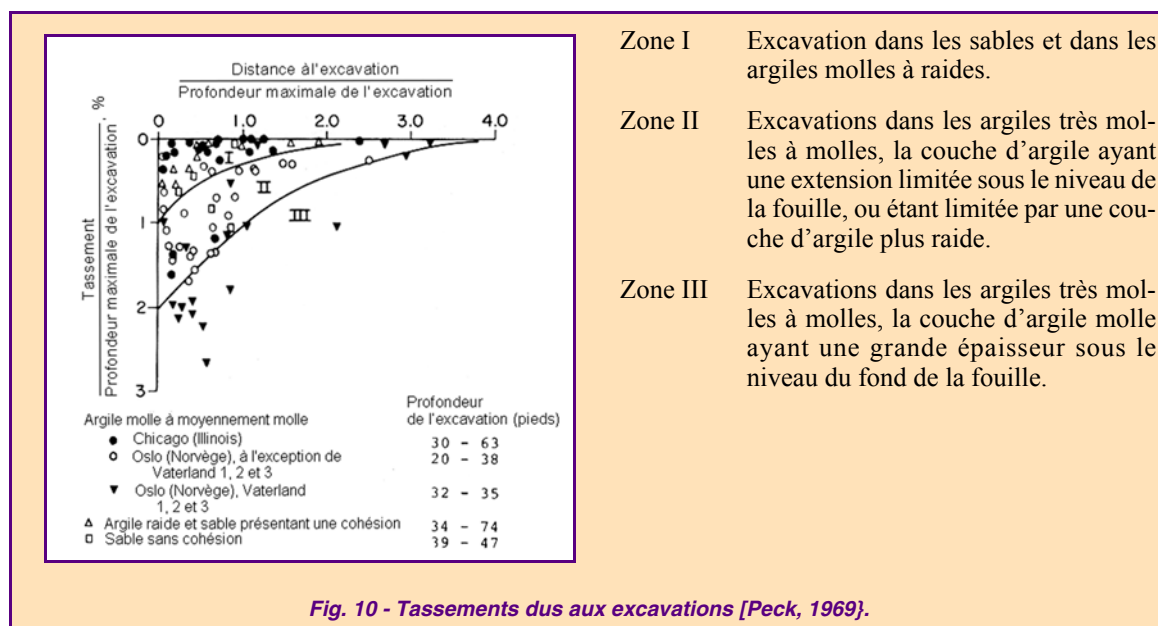
Cette proposition initiale de Peck fit par la suite l'objet de diverses améliorations.

L'indice de stabilité de la fouille

Dans son analyse des déformations, Peck [1969] avait reconnu l'importance des conditions relatives au fond de fouille et, en particulier, dans le cas des argiles, de celles dérivant de la présence d'une couche molle sous le niveau du fond de fouille.

D'Appolonia [1971] mit en évidence que les différentes situations rencontrées pouvaient être distinguées, non plus de façon simplement qualitative, mais en faisant appel au coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture du fond de fouille (fig. 11).

Cette corrélation entre indice de stabilité de l'ouvrage et déformations observées a été précisée par Mana et Clough [1981 (fig. 12)] sur des bases expérimentales et théoriques. Pour leur étude, ces auteurs ont effectué une sélection plus sévère des données expérimentales, excluant notamment les déformations obtenues dans des situations exceptionnelles (mauvaise conception ou réalisation des ouvrages, en particulier) ainsi que lors des phases initiales où l'ouvrage est simplement encastré. Sur cette base, complétée par des calculs paramétriques menés par la méthode des éléments finis, ils font apparaître que, tant que le rapport de la hauteur critique à la hauteur de l'excavation reste supérieur à 1,5, les déformations latérales de l'ouvrage restent faibles, de l'ordre de 0,5 % de la hauteur de l'ouvrage. Par contre, pour des fouilles dont la profondeur est plus proche de la profondeur critique (pour un rapport $H_c/H < 1,5$), les déformations latérales de l'ouvrage deviennent importantes. En ce qui concerne les tassements du sol soutenu, Mana et Clough [1981] observent que leur amplitude est généralement comprise entre 50 % et 100 % de l'amplitude des déplacements latéraux du soutènement.



- Zone I Excavation dans les sables et dans les argiles molles à raides.
- Zone II Excavations dans les argiles très molles à molles, la couche d'argile ayant une extension limitée sous le niveau de la fouille, ou étant limitée par une couche d'argile plus raide.
- Zone III Excavations dans les argiles très molles à molles, la couche d'argile molle ayant une grande épaisseur sous le niveau du fond de la fouille.

La profondeur qu'il est possible de donner à une fouille est limitée par le phénomène de soulèvement du fond de fouille qui survient lorsque la différence des contraintes verticales, de part et d'autre du soutènement, devient supérieure à ce que le sol peut mobiliser, compte tenu de sa résistance au cisaillement.

Les premières études de ce phénomène de soulèvement du fond de fouille sont le fait de Terzaghi [1943a]. Dans le cas des fouilles creusées dans le sable, Terzaghi montre, en faisant appel aux résultats obtenus sur la capacité portante des fondations superficielles, que le coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille est indépendant de la profondeur de la fouille (il ne dépend que de l'angle de frottement du sable) et est toujours largement supérieur à l'unité lorsque l'angle de frottement est supérieur à 30 degrés et en l'absence de circulations d'eau défavorables. Dans le cas des fouilles creusées dans l'argile, une analyse similaire fondée sur la théorie des fondations superficielles permet à Terzaghi [1943a] de montrer que, en conditions non drainées, la profondeur d'une fouille dont la longueur est grande devant la largeur est limitée à la valeur :

$$H_c = N_c c_u / (\gamma - 2c_u / B \sqrt{2})$$

où c_u désigne la cohésion non drainée de l'argile, N_c le facteur de portance applicable aux fondations superficielles parfaitement rugueuses ($N_c = 5,7$ pour Terzaghi), γ le poids volumique de l'argile et B la largeur de la fouille.

Les développements ultérieurs de cette méthode d'analyse de la stabilité du fond de fouille sont liés aux progrès des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles [Tschebotarioff, 1951, dans Bjerrum et Eide, 1956, p. 34], à la prise en compte de la forme de la fouille [Bjerrum et Eide, 1956], de l'anisotropie de l'argile [Clough et Hansen, 1981] ou encore de la résistance apportée par le soutènement dans sa partie en fiche [O'Rourke, 1992] pour tenir compte du rôle joué par la partie en fiche de l'écran dans l'analyse de la stabilité du fond de fouille.

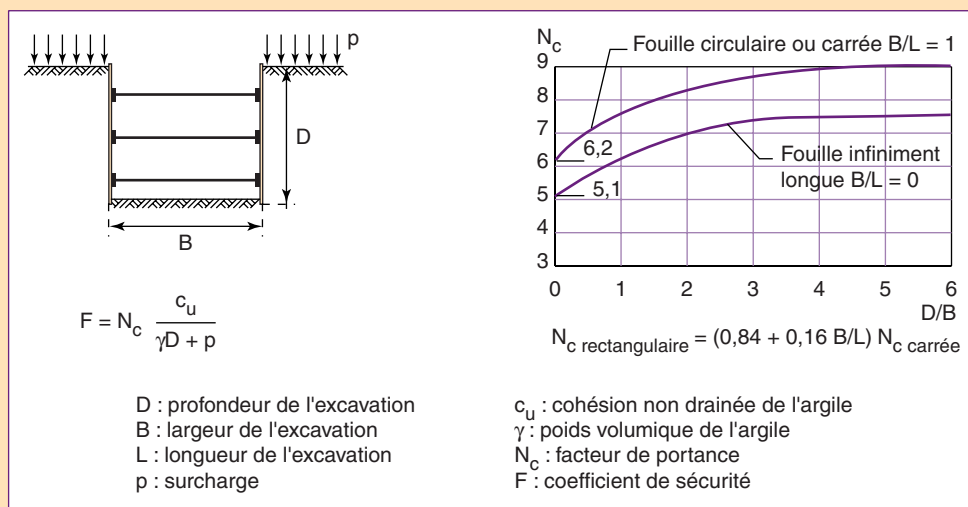


Fig. 11 - Développement de la méthode d'analyse de la stabilité du fond de fouille et illustration de la méthode proposée par Bjerrum et Eide [1956].

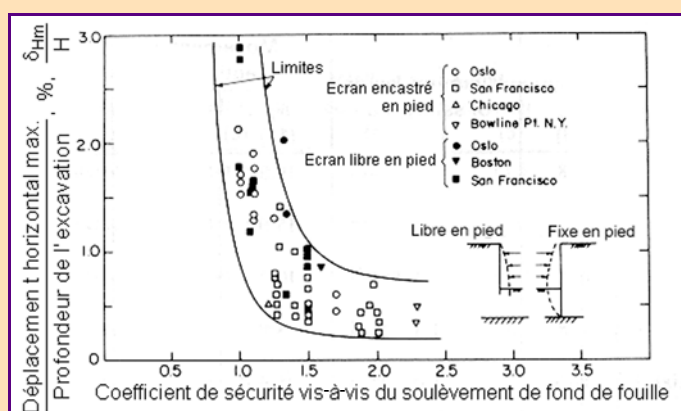


Fig. 12 - Corrélation entre indice de stabilité du fond de fouille et déformations observées [Mana et Clough, 1981].

Les déformations liées aux excavations

Les différents travaux décrits ci-dessus ont permis à Clough et O'Rourke [1990] d'établir des diagrammes expérimentaux relatifs au comportement des soutènements d'excavations.

Ces diagrammes sont établis pour les sables, pour les argiles raides et pour les argiles molles. Ils concernent les déformations provoquées à court terme par l'excavation, à l'exclusion des déformations induites par d'autres activités de chantier et des déformations dues au comportement à long terme des sols (déformations liées à la consolidation des sols fins ou au fluage).

Valeurs des déformations maximales

Pour l'ensemble des études produites, une même convention a été adoptée pour exprimer les déformations de l'ouvrage et du massif soutenu. Ainsi, la déformation du soutènement s'exprime par le rapport de son déplacement latéral à la profondeur de l'excavation, tandis que la déformation de surface du sol soutenu s'exprime par le rapport du tassement observé à la profondeur de l'excavation.

Pour les excavations dans les sables, les argiles raides et les sols résiduels, Clough et O'Rourke montrent que les déformations maximales du soutènement sont généralement inférieures à 0,5 % et qu'elles sont en moyenne égales à 0,2 %. Le tassement maximal du sol soutenu est, pour sa part, inférieur à 0,5 % et, en moyenne, égal à 0,15 % de la profondeur d'excavation.

Pour les déformations liées aux excavations dans les argiles molles, Clough et O'Rourke proposent d'estimer les déformations maximales du soutènement en fonction, d'une part du coefficient de sécurité de la fouille à l'égard du soulèvement du fond de fouille et, d'autre part, d'une estimation de la rigidité de la structure de soutènement (fig. 13). Les déformations verticales maximales du sol soutenu (tassements) sont pour leur part égales aux déformations maximales du soutènement dans la direction horizontale.

Ces résultats ont été complétés par Ou et *al.* [1993] qui ont mis en évidence que la déformation maximale du soutènement avait lieu au niveau du fond de fouille. Ils ont nuancé, par ailleurs, les indications concernant les tassements maximaux. Ou et *al.* [1993] proposent en effet de considérer une valeur comprise entre la moitié et les deux tiers des déformations maximales du soutènement (Mana et Clough, 1981, proposaient une valeur prise entre la moitié et la totalité des déformations maximales du soutènement).

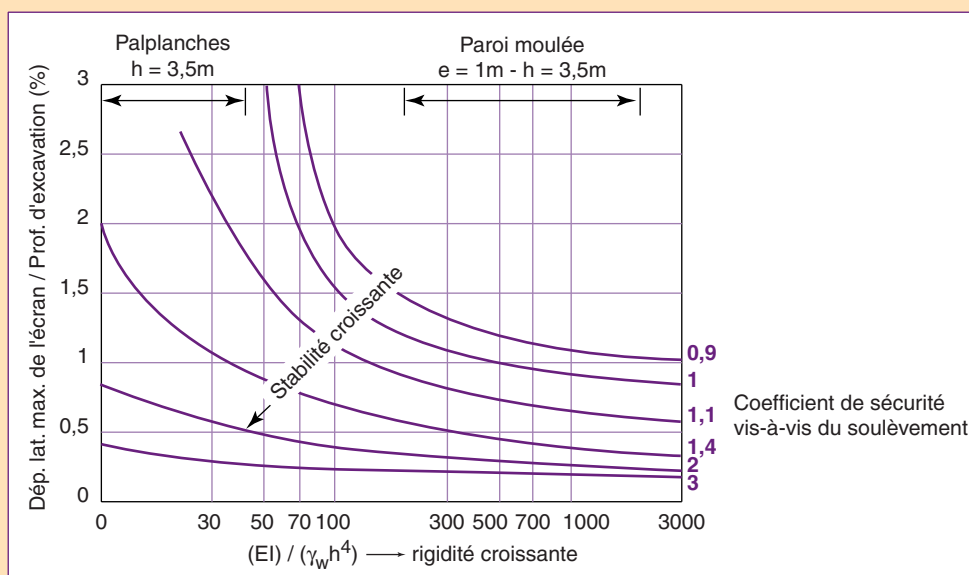


Fig. 13 - Déformations liées aux excavations dans les argiles molles, d'après Clough et O'Rourke [1990].

Ils ont également été complétés par Carder [1995], sur la base d'expérimentations d'ouvrages réalisés dans des argiles raides. Pour de tels ouvrages, Carder propose de retenir des valeurs de déformations maximales du soutènement variant entre 0,125 et 0,4 %, suivant la raideur du système d'appui. Il propose en outre de retenir, pour les déformations maximales de tassement, des valeurs comprises entre 0,1 et 0,2 %, ce qui est en bon accord avec la valeur de 0,15 % observée par Burland et *al.* [1979].

Ils ont été aussi complétés par Muramatsu et Abe [1996] ainsi que Long [2001]. Muramatsu et Abe traitent plus spécifiquement du cas des puits circulaires, rectangles ou carrés. Ils mettent ainsi en évidence que la déformation du soutènement ainsi que le tassement du sol soutenu sont significativement plus faibles dans le cas des puits circulaires que dans les puits de sections carrée ou rectangulaire. Ainsi, dans le cas de fouilles circulaires, la déformation maximale du soutènement ne dépasse pas 0,1 % de la hauteur d'excavation.

Sur la base de l'analyse d'un ensemble de nouveaux cas, Long propose, pour les ouvrages qui présentent une grande sécurité vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille, des valeurs plus faibles dans l'ensemble que celles proposées par Clough et O'Rourke, tant pour la déformation du soutènement que pour le tassement du sol soutenu. Les valeurs maximales des déformations observées par Long [2001] se rapprochent ainsi des valeurs qui avaient été considérées comme des valeurs moyennes par Clough et O'Rourke [1990]. Il observe par ailleurs que, pour les cas étudiés, l'influence de la rigidité du soutènement sur les déformations mesurées est faible. Pour les ouvrages qui présentent une sécurité plus faible vis-à-vis du soulèvement de fond de fouille, les déformations observées par Long s'inscrivent par contre correctement dans le domaine délimité par Mana et Clough [1981]. Long introduit enfin le cas des soutènements fichés dans un sol raide et supportant un matériau mou et met en évidence que, si les cas qu'il analyse sont bien en accord avec les propositions de Clough et O'Rourke [1990] et Clough et *al.* [1989] lorsque les terrains raides atteignent le niveau du fond de la fouille, ces propositions tendent à sous-estimer les déformations lorsque des terrains mous restent présents au-dessous du fond de la fouille. Dans le cas des ouvrages autostables, Long observe enfin des déformations du soutènement relativement indépendantes de sa rigidité et dont les valeurs maximales atteignent 0,5 %.

Profils de tassement

Pour l'établissement des profils de tassement, Clough et O'Rourke [1990] distinguent deux profils de déformation du soutènement. Pour les ouvrages qui ne sont pas soutenus en tête, la déformée de l'écran est celle d'une structure simplement encastrée à une extrémité ; elle diminue avec la profondeur et s'annule en fiche. Le profil de tassement associé à une telle déformée de l'écran est à peu près triangulaire. Pour les ouvrages qui sont maintenus en tête avant excavation, l'essentiel de la déformée se produit sous le niveau des appuis supérieurs et les tassements sont maximaux à une certaine distance en arrière du soutènement.

Ces deux schémas de déformations permettent de distinguer différentes catégories d'ouvrages. Le profil de tassement qui est associé aux excavations dans les sables et les argiles raides est un profil triangulaire, pour lequel le tassement maximal se produit à proximité du soutènement et décroît progressivement à mesure que l'on s'éloigne du soutènement. Il s'annule à une distance égale à deux fois la profondeur de l'excavation dans le cas des sables et trois fois la profondeur de l'excavation dans le cas des argiles raides (fig. 14). Pour Carder [1995], cette distance sur laquelle le tassement est sensible peut être portée à quatre fois la hauteur de l'excavation, dans le cas des argiles raides.

Le profil de tassement, associé aux excavations dans les argiles molles, combine les deux schémas de déformation et, de ce fait, prend une forme trapézoïdale. Une estimation du profil de tassement maximal est proposée par Clough et O'Rourke [1990]. Elle consiste à considérer un tassement constant, à sa valeur maximale, sur une distance égale aux trois-quarts de la profondeur d'excavation et diminuant ensuite progressivement, pour atteindre une valeur nulle à une distance égale à environ deux fois la profondeur d'excavation (fig. 15).

Des profils plus élaborés ont été proposés par Ou et *al.* [1993] et par Hsieh et Ou [1998]. Ainsi, le profil triangulaire proposé par Clough et O'Rourke dans le cas des sables est rendu convexe. Dans le cas des argiles, le profil proposé par Clough et O'Rourke est modifié, pour faire apparaître un tassement maximal à une distance du soutènement égale à la moitié de la hauteur soutenue, le tassement au voisinage immédiat du soutènement étant réduit à 50 % du tassement maximal. Par ailleurs, ces profils sont complétés par une zone secondaire s'étendant jusqu'à quatre fois la hauteur soutenue, où les tassements sont faibles.

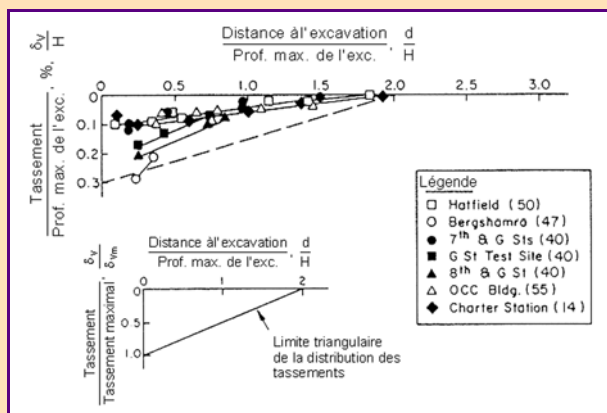


Fig. 14 - Profils de tassements observés derrière les soutènements d'excavations dans les sables, d'après Clough et O'Rourke [1990].

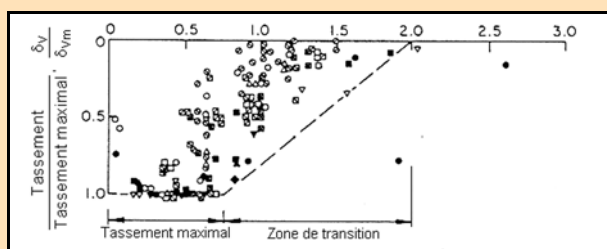


Fig. 15 - Profil de tassements observés derrière les soutènements d'excavations dans les argiles molles, d'après Clough et O'Rourke [1990].

Perspectives et limites des méthodes semi-empiriques

Le développement des méthodes numériques à partir des années 1960 a marqué un temps d'arrêt dans le développement des méthodes empiriques et semi-empiriques. Leur intérêt a pu apparaître en effet moins évident, puisqu'une analyse théorique devait permettre, à partir du comportement du sol et des éléments de structure définis à un niveau local, de prévoir le comportement d'ensemble et, notamment, les phénomènes associés à la cinématique de l'ouvrage.

Ces méthodes numériques connaissent toutefois des limites dans la prédiction du comportement des ouvrages. Ainsi, pour n'en citer que quelques-unes :

- le passage des propriétés d'un matériau mesurées localement, sur un échantillon testé en laboratoire, au comportement d'un massif de sol ou d'un assemblage de structure reste toujours difficile, compte tenu de l'influence sensible des multiples hétérogénéités qui affectent le massif (minces couches de sables ou de matériaux organiques dans une couche d'argile, conditions réelles d'appui d'un buton sur une paroi moulée, par exemple) ;
- la prise en compte des conditions réelles de la mise en place des structures n'est pas accessible (cas de l'insertion des palplanches dans le sol, ou de la réalisation des parois moulées, par exemple) ;
- les modélisations bidimensionnelles adoptées ne permettent pas de prendre en compte le caractère tridimensionnel de nombreux aspects de la réalisation de l'ouvrage : caractère tridimensionnel de l'ouvrage proprement dit, mais aussi de son mode de réalisation, par exemple.

Compte tenu de ces difficultés, les approches globales du comportement des ouvrages que représentent les approches empiriques trouvent une nouvelle place à côté des approches locales que mettent en œuvre les outils numériques. En particulier, les méthodes observationnelles peuvent constituer un cadre adapté pour l'utilisation conjointe de modèles de prévision du comportement des ouvrages, typiquement des outils numériques, et des critères globaux d'appréciation du comportement des ouvrages, reposant sur la connaissance empirique de leur comportement.

Dans ce cadre, un nouveau développement de ces approches empiriques a été constaté comme en témoignent les travaux présentés dans le § « Des efforts aux déformations ». Au-delà de ces travaux, on est en droit de penser que ces méthodes présentent encore un potentiel de développement. Ainsi,

les paramètres utilisés pour « expliquer » les comportements observés des ouvrages peuvent être complétés, de façon à réduire la dispersion encore forte des corrélations mises en évidence [voir Masuda, 1996, par exemple].

Une limite cependant de ces méthodes réside dans leur aptitude à traiter de l'ensemble des configurations d'ouvrage qui peuvent être rencontrées, puisque, par nature, elles représentent les cas particuliers qui ont servi de base à leur élaboration. Leur généralisation reste donc une difficulté importante.

Conclusions

L'analyse bibliographique montre que, si l'approche empirique du comportement des écrans de soutènement d'excavations est restée finalement peu connue en France, au contraire des développements réalisés dans le domaine des fondations, elle a connu un développement tout à fait important en Allemagne et aux États-Unis. Ainsi, les centres de recherche de ces pays disposent d'un ensemble très significatif et correctement étayé de données sur les comportements des ouvrages, tant pour ce qui concerne les efforts auxquels ils sont soumis que leurs déformations. Ces données ont donné lieu à des méthodes de calcul des ouvrages aujourd'hui d'usage courant dans l'ingénierie de ces pays.

Ces méthodes ont initialement été proposées comme solution palliative au développement d'approches théoriques du comportement des écrans de soutènement d'excavations, tenant compte des formes complexes d'interactions sol-structure. Ainsi ces méthodes sont restées sans alternative jusqu'à l'apparition de la méthode des éléments finis à partir des années 1960. Néanmoins, l'apparition de la méthode des éléments finis n'a pas condamné ces méthodes. On peut même observer qu'en liaison avec le développement important de la construction d'ouvrages enterrés, ces méthodes empiriques ont connu un regain d'intérêt à partir des années 1980. Leur centre d'intérêt s'est toutefois déplacé, des efforts qu'elles se sont initialement attachées à prédire, aux déformations qui font l'objet de l'essentiel des développements aujourd'hui, la maîtrise des déformations constituant un des enjeux principaux en matière d'excavation en zone urbaine.

Ces méthodes constituent en effet un complément des méthodes numériques, dans la mesure où elles fournissent un ensemble de comportements « repères » utiles à toutes les phases du projet. Ainsi, en phase d'étude, elles permettent de quantifier les principaux phénomènes en jeu et d'en fixer les bornes. Elles sont donc utiles pour évaluer une solution calculée par ailleurs, notamment pour ce qui concerne les déformations qui sont encore mal approchées par les outils de calcul. En phase d'exécution d'ouvrage, elles permettent de fixer les seuils des comportements normalement attendus et constituent donc un outil utile à la conduite des chantiers sensibles. Notamment, elles s'inscrivent naturellement dans le cadre des méthodes observationnelles.

Dans ce contexte, ces méthodes sont appelées à se développer et à être affinées sur la base de comportement observé. Leur développement justifie la pratique d'une instrumentation plus systématique que par le passé des soutènements de grandes excavations.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BJERRUM L., EIDE O., Stability of strutted excavations. *Géotechnique*, vol. 6, **1**, 1956, pp. 32-47.

BOUSSINESQ J., Note sur la détermination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical, d'une hauteur et d'une densité données, pour contenir un massif terreux, sans cohésion, dont la surface est horizontale, *Annales des Ponts et Chaussées*, Tome 3, **1882**, pp. 623-643.

BRETH H., WANOSCHEK H.R., Steifenkraftmessungen in einer durch Pfahlwände gesicherten Tiefbaugruben, *Der Bauingenieur*, 44, Heft 7, **1969**, pp. 240-242.

BRETH H., WOLFF R., Versuche mit einer mehrfach verankerten Modellwand, *Die Bautechnik*, **2**, 1976, pp. 38-42.

BRINCH HANSEN J., *Earth pressure calculation*, Copenhagen : The Danish Technical Press, The Institution of Danish Civil Engineers, **1953**, 271 p.

BRISKE R., Anwendung von Druckumlagerungen bei Baugrubenumschließungen, *Die Bautechnik*, 35 (6), **1958**, pp. 242-244 & (7), pp. 279-281.

- BRISKE R., Erddruckumlagerungen bei abgesteiften Trägerbohlwänden, *Die Bautechnik*, **8**, **1971**, pp. 254-259.
- BRISKE R., Erddruckumlagerung bei rückverankerten Bohlwänden, *Die Bautechnik*, **10**, **1980**, pp. 343-356.
- BRISKE R., PIRLET E., Messungen über die Beanspruchung des Baugrubenverbaues der Kölner U-Bahn, *Die Bautechnik*, **45** (9), **1968**, pp. 290-299.
- BURLAND J.B., SIMPSON B., ST. JOHN H.D., Movements around excavations in London Clay, *Comptes-rendus du VII^e CEMSTF (Brighton)*, Ed. BGS, vol. 1, **1979**, pp. 13-29.
- CAQUOT A., KÉRISSEL J., *Tables de butée, de poussée et de force portante des fondations*, Paris, Gauthier-Villars, **1948**.
- CARDER D.R., *Ground movements caused by different embedded retaining wall construction techniques*, Transport Research Laboratory Report, n° 172, Crowthorne, **TRL**, **1995**, 22 p.
- CLOUGH G.W., HANSEN L.A., Clay anisotropy and braced wall behaviour, *Proc. ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol. 107, **GT7**, **1981**, pp. 893-913.
- CLOUGH G.W., O'ROURKE T.D., Construction induced movements of in situ walls, *Proc. of the Conf. on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Ithaca (New York), Cornell University, **1990**, pp. 439-470.
- CLOUGH G.W., SMITH E.M., SWEENEY B.P., Movement control of excavation support system by iterative design, *Proc. ASCE Found., Eng. : Current principles and pract.*, vol. 2, ASCE, New York, **1989**, pp. 869-884.
- COULOMB C.A., *Sur une application des règles de maximis et de minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture*, Mémoires de l'Académie des Sciences présentés par des savants, **7**, **1776**, pp. 343-382.
- D'APPOLONIA D.J., Effects of foundation construction on nearby structures, *Comptes-rendus de la IV^e Conf. Panaméricaine MSTF (San Juan)*, New York, ASCE, vol. 1, **1971**, pp. 189-236.
- DARWIN, On the horizontal thrust of a mass of sand, *Proc. of the Instn of Civ. Eng.*, vol. LXXI, **1883**, pp. 350-378.
- DELATTRE L., Un siècle d'écrans de soutènements – Revue bibliographique sur l'évolution des techniques, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **227**, Paris, LCPC, **2000**, pp. 51-61.
- DELATTRE L., Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement – I. L'approche par le calcul – les méthodes classiques et la méthode du coefficient de réaction, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **234**, Paris, LCPC, pp. 35-55.
- DI BIAGIO E., BJERRUM L., Earth pressure measurements in a trench excavated in stiff marine clay, *Comptes-rendus du IV^e CIMSTF (Londres)*, Londres, Butterworths Scientific Publications, vol. 2, **1957**, pp. 196-202.
- DIN 4085, *Berechnung des Erddrucks*, Deutsches Institut für Normung e, V, **1987**.
- EAB, *Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben*, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e, V, (Hrsg), 3 Aufl., Ernst & Sohn Verlag, Berlin, **1994**.
- EAU, *Empfehlungen des Arbeitskreises « Ufereinfassungen »*, 8 Auflage, Berlin, Ernst & Sohn Verlag, **1990**.
- FANG Y.-S., ISHIBASHI I. Static earth pressures with various wall movements, *Proc. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 112, **3**, **1986**, pp. 317-333.
- FANG Y.-S., CHEN J.-M., CHEN C.-Y., Earth pressure with slopping backfill, *Proc. ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 123, **3**, **1997**, pp. 250-259.
- FELD J., Lateral earth pressure : the accurate determination of the lateral earth pressure - Together with a resume of previous experiments, *Trans. ASCE*, vol. LXXXVI, **1923**, pp. 1448-1505.
- GOLDER H.Q., Measurement of pressure in timbering of a trench in clay, *Proc. IInd Int. Conf. Soil Mech. (Rotterdam)*, vol. 2, **1948**, pp. 76-81.
- HANDY R.L., The arch and soil arching, *Proc. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 111, **3**, **1985**, pp. 302-318.
- HARROP-WILLIAMS K.O., Arch in soil arching, *Proc. ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol. 115, **3**, **1989**, pp. 415-419.
- HEEB A., SCHURR E., BONZ M., HENKE K.F., MÜLLER H., Erddruckmessungen am Baugrubenverbau für Stuttgarter Verkehrsbauwerke, *Die Bautechnik*, **42** (6), **1966**, pp. 208-216

- HSIEH P.G., OU C.Y., Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation, *Canadian Geotechnical Journal*, 35(6), 1998, pp. 1004-1017
- JAMES R.G., BRANSBY P.L., Experimental and theoretical investigations of a passive earth pressure problem, *Géotechnique*, vol. 20, 1, 1970, pp. 17-37.
- JAMES R.G., LORD J.A., An experimental and theoretical study of an active earth pressure problem relevant to brace cuts in sand, *Comptes-rendus du V^e CEMSTF (Madrid)*, Ed. SEMSC, vol. 1, 1972, pp. 29-38.
- KJAERNSLI B., Test results, Oslo subway, *Comptes-rendus de la Conf. de Bruxelles 58 sur les Problèmes de Pressions des Terres*, Ed. GBMS, vol. 2, 1958, pp. 108-117.
- KLENNER C., Versuche über die Verteilung des Erddruckes über die Wände ausgesteifter Baugruben, *Bautechnik*, 19, 1941, p. 316.
- KÖTTER F., *Die Bestimmung des Druckes an gekrümmten Gleitflächen*. Sitzungsber. Kgl. Preuss Akad. der Wiss., Berlin, 1903.
- LEHMANN H., Die Verteilung des Erdangriffs an einer oben drehbar gelagerten Wand, *Die Bautechnik*, 20 (31/32), 1942, pp. 273-283.
- LONG M., Database for Retaining Wall and Ground Movement due to deep excavations, *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(3), 2001, pp. 203-224.
- MANA A.I., CLOUGH G.W., Prediction of movements for braced cuts in clay, *Proc. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 107, GT6, 1981, pp. 759-777.
- MASROURI F., *Comportement des rideaux de soutènement semi flexibles : étude théorique et expérimentale*. Thèse de doctorat, Lyon, INSA, 1986, 247 p.
- MASROURI F., KASTNER R., Essais sur modèles de rideaux de soutènement. Confrontation à diverses méthodes de calcul, *Revue Française de Géotechnique*, vol. 55, 1991, pp. 17-33.
- MASUDA T., *A study of empirical correlation for lateral deflections of diaphragm walls in deep excavations*, Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Rotterdam, Balkema, 1996, pp. 167-172.
- MÜLLER-HAUDE H.Ch., V. SCHREIBNER D., *Neue Bodendruckmessungen an Baugruben und Tunnelbauten der Berliner U-Bahn*, *Die Bautechnik*, 42 (9), pp. 293-298 et *Die Bautechnik*, 42 (11), 1965, pp. 380-385.
- MURAMATSU M., ABE Y., *Considerations in shaft excavation and peripheral ground deformation*, Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Rotterdam, Balkema, 1996, pp. 173-178.
- O'ROURKE T.D., Base stability and ground movement prediction for excavations in soft clay, *Proc. of the Conf. Retaining Structures* (Instn of Civ. Eng., Cambridge, 20-23 juillet 1992), Londres, Thomas Telford, 1993, pp. 657-686.
- OHDE J., Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung, *Die Bautechnik*, 1938, Heft 10/11, 13, 19, 25, 37, 42, 1938, pp. 53-54.
- OHDE J., Zur Erddrucklehre, *Die Bautechnik*, 25, 1948 (6), pp. 121-126 ; *Die Bautechnik*, 26, 1949 (12), pp. 360-364 ; *Die Bautechnik*, 27, 1950 (4), pp. 111-114 ; *Die Bautechnik*, 28, 1951 (12), pp. 297-301 ; *Die Bautechnik*, 29, 1952 (2), pp. 31-35 ; (8), pp. 219-224 ; (11), pp. 315-318.
- OU C.-Y., HSIEH P.-G., CHIOU D.-C., Characteristics of ground surface settlement during excavation, *Revue Canadienne de Géotechnique*, 30, 1993, pp. 758-767.
- PECK R.B., Earth Pressures Measurements in Open Cuts Chicago Subway, *Trans. ASCE*, 108, 1943, pp. 1008-1036.
- PECK, R.B., Deep excavations and tunneling in soft ground, *Comptes-rendus du VII^e CIMSTF (Mexico)*, Ed. SMMS, Vol. d'état de l'art, 1969, pp. 225-290.
- PECK R.B., Soil-structure interaction, *Proc. ASCE Special Conf. Perf. Earth & Earth Supp. Struct. (Purdue Univ.)*, New York, ASCE, vol. II, 1972, pp. 145-154.
- PETERSEN G., SCHMIDT H., Untersuchungen über die Standfestigkeit verankerter Baugrubenwände an Beispielen des Hamburger Schnellbahntunnelbaues, *Strasse Brücke Tunnel*, 23 (9), 1971, pp. 225-233.
- PRESS H., Versuche über die Druckverteilung hinter Stützwänden, *Die Bautechnik*, 20 (31/32), 1942, pp. 283-285.
- RANKINE W.J.M., On the stability of loose earth, *Trans. Roy. Soc. London*, vol. 147, 1857.
- ROWE P.W., Anchored sheet-pile walls, *Proc. Instn Civ. Engrs*, Pt I, vol. 1, 1952, pp. 27-70.

- ROWE P.W., Measurements on model strutted sheet-pile excavations, *Comptes-rendus du V^e CIMSTF*, Paris, Dunod, vol. II, **1961**, pp. 473-478.
- SCHMITT G.P., BRETH H., Tragverhalten und Bemessung von einfach verankerten Baugrubenwänden, *Strasse Brücke Tunnel*, 27 (6), **1975**, 145-152
- SHERIF M.A., ISHIBASHI I., LEE C.D., Earth pressure against rigid retaining walls, *Proc. ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol. 108, **GT5, 1982**, pp. 679-695.
- SPIPKER A., Mitteilung über die Messung der Kräfte in einer Baugrubenaussteifung, *Bautechnik*, **1, 1937**, pp. 16-18.
- STADT FRANKFURT AM MAIN, *Richtlinien für die Konstruktion und stat. Berechnung der Baugrubenumschließung sowie Grundwasser-ableitungsanlagen*, Nur gültig für den Stadtbahnbau in Frankfurt am Main. Stadt Frankfurt am Main, Der Magistrat, Dezernat Bau. Stadtbahnbauamt, **1991**.
- STROYER J.R., Earth pressure on flexible walls, *J. Inst. Civ. Eng. Londres*, nov. **1935**.
- TERZAGHI K., *Large Retaining Wall Tests*, Eng. News-Record, vol. 112, **1934**, pp. 136-140.
- TERZAGHI K., A fundamental fallacy in earth pressure computations, *Proc. First Int. Conf. Soil Mech. (Harvard)*, vol. 1, **1936a**, pp. 328-336 ; to be presented at a meeting of the Boston S. of C.E. May 20, **1936**.
- TERZAGHI K., Distribution of lateral pressure of sand on the timbering of cuts, *Proc. First Int. Conf. Soil Mech. (Harvard)*, vol. 1, **1936b**, pp. 211-215.
- TERZAGHI K., General Wedge Theory of Earth Pressure, *Trans. Am. Soc. Civil Engrs*, vol. 106, **1941**, pp. 68-97.
- TERZAGHI K., *Theoretical Soil Mechanics*, New York, John Wiley & Sons, **1943a**, 510 p.
- TERZAGHI K., Liner-plate tunnels on the Chicago subway, *Trans. ASCE*, **1943b**, pp. 970-1008, 1090-1097.
- TERZAGHI K., PECK R.B., *Soil mechanics in engineering practice*, New York, John Wiley & Sons, Seconde édition, **1967**, 729 p.
- TSCHEBOTARIOFF G.P., Large scale model earth pressure tests on flexible bulkheads, *Proc. ASCE*, janvier **1948**, pp. 9-48 ; *Trans. ASCE*, **1949**, pp. 415-455, 524-539.
- TSCHEBOTARIOFF G.P., BROWN P.P., Lateral earth pressure as a problem of deformation or of rupture, *Comptes-rendus du II^e CIMSTF*, vol. II, **1948**, pp. 81-86.
- TSCHEBOTARIOFF G.P., *Soil mechanics, foundations and earth structures*, New York, McGraw-Hill, **1951**.
- TSCHEBOTARIOFF G.P., *Foundations, retaining and earth structures*, New-York, McGraw-Hill, deuxième édition, **1973**, 642 p.
- WEISSENBAACH A., *Baugruben. Teil I-III*, Berlin/München/Düsseldorf, Ernst & Sohn Verlag, **1975**, pp. 1975-1977.
- WHITE L., PRENTIS E.A., *Cofferdams*, New York, Presses de l'Université Columbia, **1940**, 273 p.