Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 2 (1936)

Artikel: L'étude des fondations et la mécanique du sol

Autor: Housel, W.S.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-3123

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 03.10.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

VIII 5

L'étude des fondations et la mécanique du sol.

Untersuchungen über Gründungen und Bodenmechanik.

Research in Foundations and Soil Mechanics.

W. S. Housel,
Civil Engineering Department, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, USA.

A. — Le développement moderne des essais de charge.

Depuis que les ingénieurs et les constructeurs témoignent d'un intérêt plus qu'occasionnel à l'aptitude du sol à supporter les charges des ouvrages, les essais de charge sont devenus la méthode la plus simple et la plus directe pour déterminer la résistance du sol. Autrefois, l'ignorance des exigences spéciales dont il faut tenir compte dans l'exécution des essais de charge et dans l'interprétation de leurs résultats, pour obtenir des renseignements utiles, a jeté un certain discrédit sur cette méthode. Aujourd'hui encore, ceux qui ne connaissent pas les derniers perfectionnements de ces essais peuvent les critiquer et les rejetteront sans pouvoir leur reprocher autre chose que les erreurs dues à leur emploi impropre.

Au cours de ces 10 ou 15 dernières années, l'emploi des essais de charge a réalisé de grands progrès en Europe et en Amérique, grâce aux travaux de quelques savants. Une série de principes parfaitement reconnus est aujourd'hui établie. Ces principes sont de la plus haute importance pour la pratique et ils démontrent l'erreur des premiers essais destinés à la détermination de la résistance du sol. On admet par exemple que la résistance du sol varie avec la forme et la grandeur de la surface portante. Il est donc évident qu'un essai effectué avec une seule surface portante de forme et de grandeur quelconques ne fournira pas des données suffisantes sur la résistance d'un terrain. Cette vérité indiscutable suffit à elle seule à infirmer la grande majorité des essais de charge effectués autrefois et un grand nombre de ceux effectués actuellement dans la pratique générale de construction. Il n'existe que relativement peu d'exemples de séries complètes d'essais de charge exécutés en tenant compte de ce premier principe.

Il existe en outre une série d'autres conditions que l'on doit étudier et exactement contrôler. Le mode d'application de la charge sur la surface portante et la mensuration des affaissements qui en résultent doivent être étudiés avec un soin beaucoup plus grand que cela se fait en général. Il faut soigneusement tenir compte du temps pour obtenir une relation exacte entre la charge et l'affaissement, sans influences dynamiques. La surface à charger doit être préparée, par

humidification ou séchage, sans troubler le sous-sol et sans modifier ses propriétés. Si les essais doivent être exécutés sans entraves, c'est-à-dire sans tenir compte de l'influence de la surcharge environnante, la fouille d'essai doit être suffisamment grande dans toutes les directions afin d'éliminer tout effet perturbateur. Lorsqu'au contraire les essais doivent tenir compte de la surcharge environnante il faut adopter des précautions spéciales en vue d'éviter un soulèvement du terrain autour de la surface portante. Si l'on néglige une des conditions qui influencent les essais, la valeur de ces derniers peut être réduite à zéro, il importe donc d'examiner avec soins chacun de ces détails.

Il n'est cependant pas difficile de satisfaire dans la pratique à toutes ces exigences et avec un peu d'expérience elles feront partie de la méthode d'essai. Les résultats acquis seront utilisables et leur interprétation conduira à des conclusions pratiques sur lesquelles on pourra se baser.

Le principal avantage des essais de charge réside dans le fait que le sol est étudié sur place, dans les conditions réelles auxquelles le soumettra l'ouvrage à ériger. De plus, la résistance est directement déterminée en tant que charge par unité de surface. De telles données ne requièrent pas une transposition par l'intermédiaire de formules impliquant des relations physiques complexes difficiles à concevoir et souvent contradictoires. Une série d'essais de charge fournit véritablement la résistance d'un sol car toutes les caractéristiques et propriétés qui, sous l'effet d'une charge peuvent influencer le comportement du sol, sont directement prises en considération.

Il faut reconnaître que les surfaces de charge sont beaucoup plus petites que les fondations qui supportent l'ouvrage, ce qui ne fait intervenir la résistance du sol que jusqu'à une profondeur relativement faible, probablement pas beaucoup plus grande que le diamètre de la surface portante. Lorsque la nature du sol varie fortement en profondeur, des essais complémentaires seront nécessaires; on en tient également compte dans la pratique. La partie du sous-sol influencée par la charge est un échantillon meilleur et plus vaste que celui que l'on pourrait étudier en laboratoire. On ne comprend par conséquent pas très bien les spécialistes de laboratoires qui voudraient rejeter l'essai de charge parce que trop petit pour fournir des résultats concluants alors qu'eux-mêmes ont une entière confiance en l'essai effectué sur des éprouvettes beaucoup plus petites transportées au laboratoire après avoir été enlevées du terrain hors de leurs conditions naturelles.

Les études sur la mécanique du sol et les fondations effectuées au cours de ces 9 dernières années à l'Université de Michigan, ont servi de base aux considérations générales que nous venons d'émettre sur les essais de charge. La plus grande partie du travail a été faite en relation avec des projets de grandes constructions et il était absolument nécessaire de fournir aux ingénieurs des données précises. Parallèlement aux essais effectués sur le chantier, nous avons exécuté des essais de laboratoire à l'aide de méthodes appropriées de la mécanique du sol; nous avons pu acquérir ainsi des résultats précieux et instructifs. Mais quelqu'intéressante qu'ait été l'étude de laboratoire il faut cependant dire que les valeurs pratiques exigées par l'ingénieur ont été obtenues par les essais faits sur place et que les études de laboratoire n'ont fourni que des données complémentaires. Dans ce qui suit nous exposerons aussi brièvement que possible la

méthode d'essai employée ainsi que les méthodes d'analyse et d'interprétation des essais de charge, telles qu'elles se sont développées au cours de ces investigations.

I° — Méthode d'essai.

Etude préliminaire.

La première chose à faire pour étudier un sol d'une manière approfondie et sous les conditions réelles est d'étudier d'abord les questions posées par la construction projetée et d'aller sur place étudier les conditions du terrain de fondation. Cette investigation doit permettre de déterminer les propriétes générales du sol, l'existence des courants d'eau souterrains, la nécessité de planchéier ou d'étayer la fouille ainsi que la possibilité d'effectuer sur le chantier des essais de charge. Cette investigation se fera par des forages qui, de toute façon, seront nécessaires dans la suite, ou par creusage d'une fouille qui pourra servir à l'exécution des essais de charge. Souvent on peut obtenir les données nécessaires au choix de la méthode d'essai à adopter dans le cas particulier en se basant sur l'expérience acquise dans d'autres travaux analogues et sur la connaissance générale des propriétés du sol.

Des échantillons de terrain prélevés avec précautions peuvent fournir à l'ingénieur expérimenté des renseignements assez exacts sur le genre du terrain, cependant le résultat d'une telle investigation visuelle ne permet pas de juger des propriétés physiques du matériau. Il est vrai que de nombreux ouvrages ont été érigés sur la base du résultat des essais de forage et que d'importantes décisions se sont appuyées sur ces essais, mais ce procédé doit être abandonné si l'on veut réaliser de vrais progrès dans l'étude scientifique des fondations. Les données fournies par les forages doivent être considérées comme provisoires jusqu'à ce que l'on ait étudié d'une façon plus approfondie les propriétés du terrain.

Pour établir un programme d'essais rationnel il faut connaître exactement l'ouvrage projeté et les propriétés générales du sol. L'estimation de la grandeur des charges, le type de construction, le fait que cette construction est rigide ou peut supporter sans dommages certains affaissements, la profondeur probable des fondations et la destination de l'ouvrage sont autant de facteurs qu'il faut connaître pour l'investigation projetée. La prise en considération de ces points de vue limitera à une ou quelques possibilités le choix du type de fondation ou la profondeur de cette fondation, possibilités qui doivent être soigneusement contrôlées par les renseignements fournis par des essais de charge exacts.

La profondeur à laquelle doivent se faire les essais peut être déterminée par l'étude d'échantillons prélevés sur les différentes couches de terrain, et ceci principalement lorsque le sol présente des différences évidentes aux différentes profondeurs. D'autre part, la profondeur peut être définitivement déterminée par les exigences de la construction projetée; la profondeur des fondations joue souvent un rôle beaucoup plus important que la résistance du sol au niveau de la fondation. Lorsque la hauteur à laquelle le sol doit être ausculté est déterminée, il faut vouer toute son attention à l'exécution des essais.

Appareils d'essai.

Dans les essais que nous avons exécutés nous nous sommes servis de deux types d'appareils qui sont représentés aux deux figures suivantes:

La fig. 1 est une photographie de l'appareil de 60 t du type à balance, qui fut employé dans la plupart de nos essais.

La fig. 2 donne le schéma de cet appareil. Pour effectuer un essai on charge les plates-formes d'ancrage au moyen de barres de fer et la pression est transmise au sol de la façon indiquée sur la figure. On applique la charge dans la trémie et l'équilibre du fléau de la balance est établi par correction du contrepoids; le vérin est alors soulevé jusqu'à ce que le contact soit établi. L'augmentation de la charge est réalisée en versant une quantité d'eau déterminée dans le réservoir et en faisant agir le vérin de façon que le fléau de la balance soit horizontal. L'appareil est entièrement placé sur wagonnets et sur des voies Decauville, ce qui permet de le déplacer très facilement d'une fouille à l'autre.

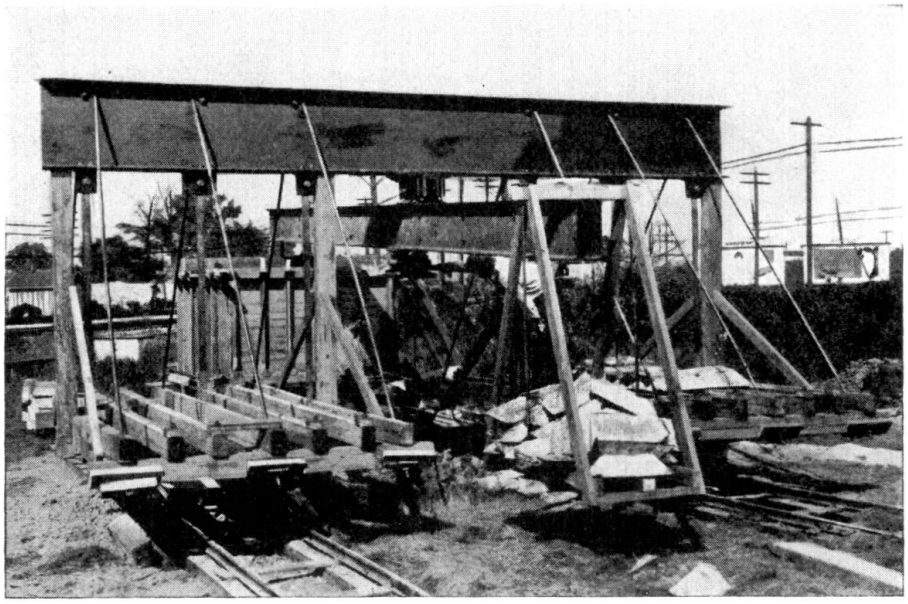

Fig. 1.
Appareil d'essai de charge d'une puissance de 60 t.

Les affaissements sont enregistrés sur un papier à l'aide d'une aiguille (fig. 2). Les mouvements du poteau sont dessinés sur le papier et l'on obtient un diagramme continu des affaissements. Ce dispositif simple permet de déterminer rapidement et à chaque instant les affaissements et sa précision se monte à $^1/_{100}{}^e$ de pouce. L'appareil que nous venons de décrire s'est révélé entièrement satisfaisant et remplit toutes les conditions pour fournir des valeurs utiles. Les augmentations de charge peuvent se faire rapidement et sans choc et grâce au système de fléau la charge appliquée est constante même au cours des affaissements. On peut déplacer l'appareil d'une fouille à l'autre sans nouveau montage et sans être obligé de décharger et de recharger les plates-formes d'ancrage. L'affaissement est donné avec précision à chaque instant de l'essai de charge ce qui permet de distinguer l'affaissement qui se produit immédiatement après

l'application de la charge de l'affaissement qui se produit durant un long espace de temps.

La fig. 3 donne une autre méthode d'exécution des essais de charge suivant laquelle la charge est appliquée au moyen d'un vérin hydraulique qui s'appuie

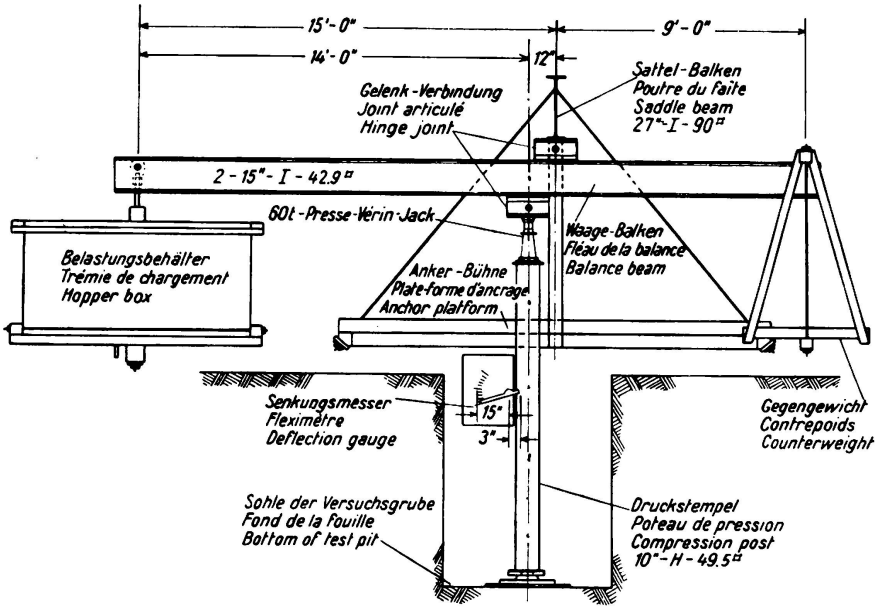

Fig. 2.

Schéma de l'appareil de charge.

contre un réservoir ou une plate-forme chargée. Les accroissements de charge sont indiqués par un manomètre et les affaissements sont enregistrés au moyen de l'instrument indiqué à la fig. 2 et dont nous venons de donner la description. Le chargement direct de la trémie s'est révélé assez satisfaisant cependant l'augmentation de la charge ne peut pas être appliquée avec la même précision que lors de l'emploi d'un fléau. Les manomètres que l'on trouve dans le commerce ne sont pas aussi sensibles qu'on le désirerait souvent et la charge appliquée oscille un peu même lorsque la pompe qui actionne le vérin travaille avec régularité. Malgré ces inconvénients, cette méthode fournit des résultats qui se trouvent entre des limites tout à fait admissibles pour la pratique; elle peut donc très bien être employée lorsqu'on ne dispose pas de l'appareil à balance.

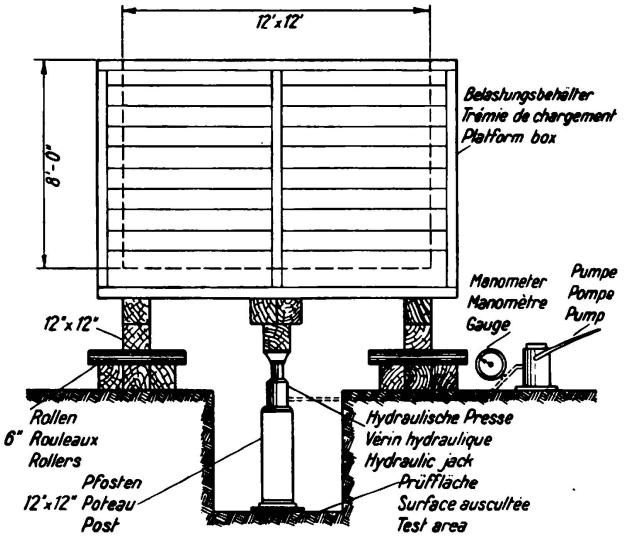

Fig. 3.

Essai de mise en charge d'un terrain à l'aide d'un vérin hydraulique.

Grandeur et forme de la surface portante.

La grandeur et la forme de la surface portante jouent un rôle de la plus haute importance dans cette méthode d'essai; dans les essais exécutés jusqu'à présent, cette surface variait de 1 à 9 pieds carrés. Nous avons effectué des essais avec des plaques de formes diverses et nous avons choisi la plaque ronde pour l'essai normal. L'influence de la forme de la plaque est représentée à la fig. 4 qui donne le diagramme des charges — affaissements pour 3 plaques de 4 pieds carrés de forme ronde, carrée et rectangulaire, où le rapport de la longueur à la largeur du rectangle se monte à 7:1.

Au cours des essais de charge nous avons remarqué que, sous l'effet des premiers degrés de charge, la concentration de pression le long du pourtour de la surface portante représente en général la plus grande partie de la résistance. Pour les plus hauts degrés de charge les plaques pénètrent dans le sol et l'on peut observer différentes surfaces de cession sur les bords, il en résulte une meilleure répartition de la résistance sur toute la surface portante.

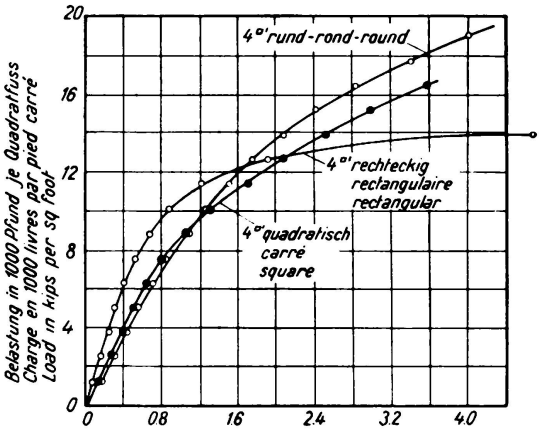

Fig. 4.
Capacité de charge pour différentes formes de la surface de charge.

L'importance relative de la résistance développée par le pourtour de la surface portante ainsi que de la résistance indépendante du pourtour peut parfaitement bien s'exprimer en fonction du rapport du périmètre à l'aire totale. Dans l'exemple que nous donnons, le rapport du périmètre à l'aire se monte à 1,77, 2,00 et 4,04 pour les surfaces ronde, carrée et rectangulaire. On peut constater que la charge correspondant à un affaissement donné est, dans les degrés inférieurs de charge, relativement plus grande pour une surface avec un grand rapport du périmètre à l'aire. Dans les degrés supérieures de charge, la grandeur des résistances est inverse et l'on constate que les surfaces avec un rapport élevé du périmètre à l'aire supportent une charge relativement moins grande.

Cette variation de la résistance, qui dépend de la forme de la surface portante, doit être considérée comme un défaut des formes carrées et rectangulaires pour être en accord avec la répartition naturelle des tensions dans le sol. Dans un corps infiniment étendu et soumis à des forces agissant sur sa surface, les points de même tension se trouvent à des distances égales de la charge concentrée, c'est-à-dire que les courbes de tension sont circulaires dans les plans horizontaux. Une surface de charge circulaire engendre des compressions égales en tous les points de son pourtour, tandis que des surfaces carrées ou rectangulaires engendrent des surpressions dans les angles avant que les autres points du périmètre atteignent leur résistance maxima. On peut affirmer que pour les degrés inférieurs de charge, les plaques rectangulaires ont tendance à développer des surfaces d'influence qui correspondent au cercle circonscrit à la plaque. Pour les degrés supérieurs de charge la surface d'influence tendra vers le cercle inscrit car les surtensions dans les angles n'exercent plus d'influence sur la résistance.

Lorsque l'on cherche à exprimer à l'aide de formules la résistance du sol en tenant compte de l'influence de la grandeur de la surface portante, il est important d'utiliser la même forme de plaque dans toutes les séries d'essais. On peut en outre recommander l'emploi des plaques circulaires car elles éliminent l'influence de la forme comme par ex. les pertes dues aux angles, pertes qui sont moins une fonction des propriétés du sol qu'un défaut dû à la méthode d'essai.

Influence de la surcharge environnante.

Le prochain point à considérer dans les essais est l'influence de la surcharge environnante. Lorsque les essais ont pour but la détermination de la résistance du sol sur la seule base de la cohésion, ils doivent être exécutés sur une surface parfaitement libre, sans aucune surcharge aux environs de la surface chargée. Cette condition est réalisée lorsque le diamètre de la fouille est au moins égal à trois fois le diamètre de la surface portante.

Les essais qui tiennent entièrement compte de la surcharge environnante doivent être effectués dans une fouille ayant exactement les dimensions de la surface portante. Dans les sols tendres il est nécessaire de battre un manchon ou un tuyau de même grandeur que la plaque de charge et d'exécuter l'essai au fond du tuyau. Les sols cohérants ont beaucoup moins tendance à se soulever et à recouvrir la plaque et l'effet de la surcharge statique peut être obtenu sans étayer les parois de la fouille.

Les investigations comprenant des essais avec et sans surcharge environnante, dans le but de déterminer l'influence de la surcharge, ont montré que la surcharge avait pour effet d'augmenter d'une valeur au moins égale à la surcharge la charge que peut supporter une surface portante donnée. On a d'autre part un surplus de résistance, à attribuer aux réactions qui agissent sur le pourtour; cet effet est cependant d'un ordre de grandeur assez faible. Dans les cas où des essais sans surcharge environnante doivent servir de base au calcul de fondations très profondes, la règle générale consistant à relever la pression que peut supporter le sol d'une valeur égale à la pression exercée par la surcharge, est une méthode qui s'est révélée excellente et qui peut se justifier tant théoriquement que par les essais. Cependant là où il est certain que les fondations de la construction projetée se trouveront en permanence sous l'action d'une surcharge environnante il est bon d'exécuter les essais d'une façon qui corresponde aux conditions exactes auxquelles sont soumises les fondations.

Le facteur temps.

Le facteur temps a une grande influence sur la méthode d'essai. Des investigations très complètes ont montré que pour des plaques de charge de la grandeur de celles employées dans les essais, il suffit de maintenir la charge constante durant une heure pour que l'affaissement mesuré corresponde, à une grandeur négligeable près, à l'affaissement total, pour autant que la charge se trouve au-dessous de la résistance-limite ou de la limite de cession du sol. Pour des charges qui dépassent la limite de cession, l'affaissement croît naturellement d'une façon continue; il est par conséquent important de maintenir l'intervalle de temps constant pour tous les accroissements de la charge et pour toutes les

grandeurs de la surface portante. D'autre part, cette constance est de la plus haute importance dans la détermination de la variation de la résistance en fonction de la grandeur de la surface portante et par le fait même dans la détermination des tensions engendrées dans le sol.

Mensurations de la charge et de l'affaissement.

Au cours des essais, la charge sera augmentée en degrés suffisamment petits afin que l'on puisse déterminer une série de points du diagramme des charges-affaissements avant que ne soit atteinte la limite de cession. La grandeur de ces degrés de charge sera évaluée sur la base des investigations antérieures ou à l'aide d'un essai préliminaire.

Les affaissements sont enregistrés, ainsi que nous venons de l'exposer, immédiatement avant et après chaque application de force et en plus de cela à des intervalles de temps assez rapprochés avant chaque application d'une nouvelle charge. Le diagramme ainsi obtenu indique clairement le comportement du sol au cours de l'essai et permet à l'expérimentateur de déterminer le passage régulier au stade de l'affaissement continu.

IIº — Interprétation des essais.

L'interprétation des résultats des essais dépend de quatre facteurs qui sont à observer dans les essais de charge. Ce sont: *le temps, la charge, l'affaissement* et *la grandeur de la surface portante.*

Les observations faites sur le chantier ont été faites de telle sorte que le facteur temps puisse être éliminé de l'interprétation des essais en ce sens que toutes les charges et tous les affaissements se rapportent aux mêmes intervalles de temps. On peut admettre que les affaissements mesurés, pour des charges qui se trouvent nettement au-dessous de la limite de cession, représentent l'affaissement total, indépendamment du temps, tandis que des charges situées au delà de la limite de cession fournissent une mesure de la vitesse d'affaissement pour une charge de grandeur donnée. Le but de notre investigation, qui tient compte des trois variables restantes, est de déterminer la charge pour laquelle on a un affaissement continu, tout en tenant compte des dimensions de la surface portante qui influencent les réactions et par le fait même la résistance.

Diagrammes des temps-charges-affaissements.

La première chose à faire dans l'interprétation des essais est de représenter pour chaque surface portante la relation qui existe entre le temps, la charge et l'affaissement, ceci afin de se donner une idée exacte du comportement du sol. La fig. 5 donne un diagramme typique des temps-charges-affaissements.

La charge et l'affaissement sont portés en abscisses et le temps en ordonnées. Le diagramme des temps-charges indique les étapes de l'application de la charge et le diagramme continu des temps-affaissements montre la façon dont s'est effectué l'affaissement total. Le diagramme des temps-charges-affaissements n'est qu'une représentation graphique des résultats des essais et n'est pas nécessaire à leur interprétation. Il donne cependant une idée claire des résultats des essais et constitue une base très précieuse. Les intervalles de temps durant lesquels

la charge a été maintenue constante sont de une heure et l'accroissement de l'affaissement pour chaque degré de charge est représenté sur le côté droite de la fig. 5 par un faisceau de courbes dans lequel l'affaissement est porté en fonction du temps pour les différentes charges. Les essais qui ont servi à l'établissement de cette figure ont été exécutés avec une plaque circulaire de 4 pieds carrés et représentent une des séries à trois essais utilisées pour l'analyse ci-dessous. Les affaissements sont pratiquement égaux pour les trois premiers degrés de charge de 3000, 6000 et 9000 livres par pied carré et ils donnent une relation linéaire entre la charge et l'affaissement, caractéristique d'un comportement élastique. Une grande partie de l'affaissement s'effectue au moment d'application de la charge et l'affaissement total est accompli après 20 minutes. Ces essais ont nettement fait ressortir les propriétés d'élasticité du sol et de même, le recul de 0,46 pouce, constaté à la fin de l'essai, indique un comportement

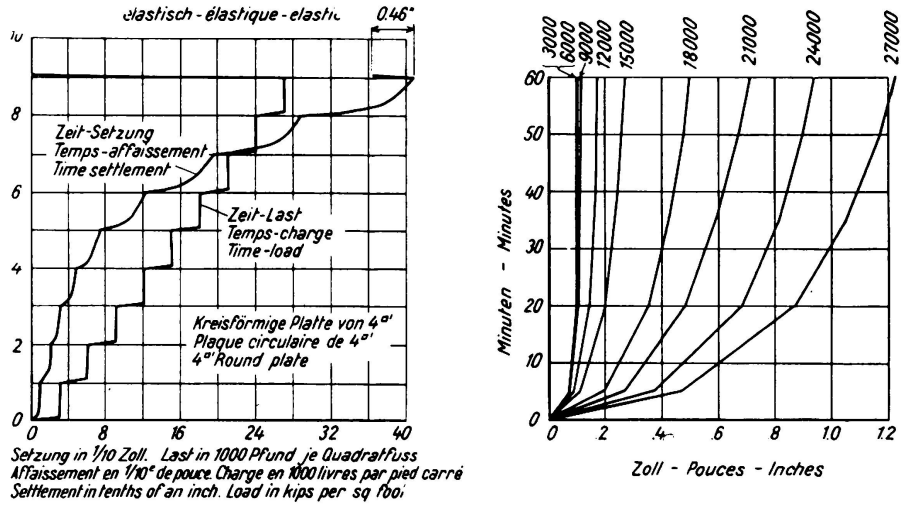

Fig. 5.

Diagrammes des temps — charges — affaissements.

élastique. Après l'application d'une charge de 12 000 livres par pied carré, l'affaissement croît d'une façon continue durant tout l'intervalle de une heure, durant lequel la charge est maintenue constante. Chaque accroissement supplémentaire de la charge est caractérisé par un accroissement correspondant de l'affaissement. Ce diagramme des charges-affaissements permet de situer entre 9000 et 12 000 livres par pied carré la limite de résistance d'une surface portante de 4 pieds carrés. L'interprétation des résultats d'essais, que nous donnons plus tard, justifie cette conclusion et montre que la limite de résistance d'une surface portante de 4 pieds carrés se monte à 9630 livres par pied carré.

Diagrammes des charges-affaissements.

Le deuxième pas à faire dans l'interprétation des essais consiste à reporter l'affaissement total, mesuré pour chaque accroissement de la charge, en fonction de la charge en livres par pied carré et à éliminer le facteur temps. A la fig. 6 nous donnons une série de diagrammes non corrigés des charges-affaissements. La relation entre la charge et l'affaissement pour les premiers petits accroissements de la charge est portée à plus grande échelle à la fig. 6b. Il faut encore

effectuer deux corrections avant de pouvoir employer les résultats d'essai à la suite de l'analyse. Premièrement il faut tenir compte du fait que le poids de la plaque de charge, du poteau et de la presse représente un poids mort appliqué avant le relevé de toute mesure d'affaissement. Secondement il faut apporter une correction pour les affaissements initiaux anormaux afin que toutes les courbes se rapportent au même point de départ. Les affaissements initiaux anormaux résultent du fait qu'il est impossible d'obtenir un contact parfait entre la plaque et le sol avant l'application de la première charge. Ceci est tout spécialement le cas pour les grandes plaques où la pression résultant du poids mort est relativement faible. Pour les petites plaques le poids mort est suffisant pour établir un contact parfait entre la plaque et le sol avant l'application de la première charge.

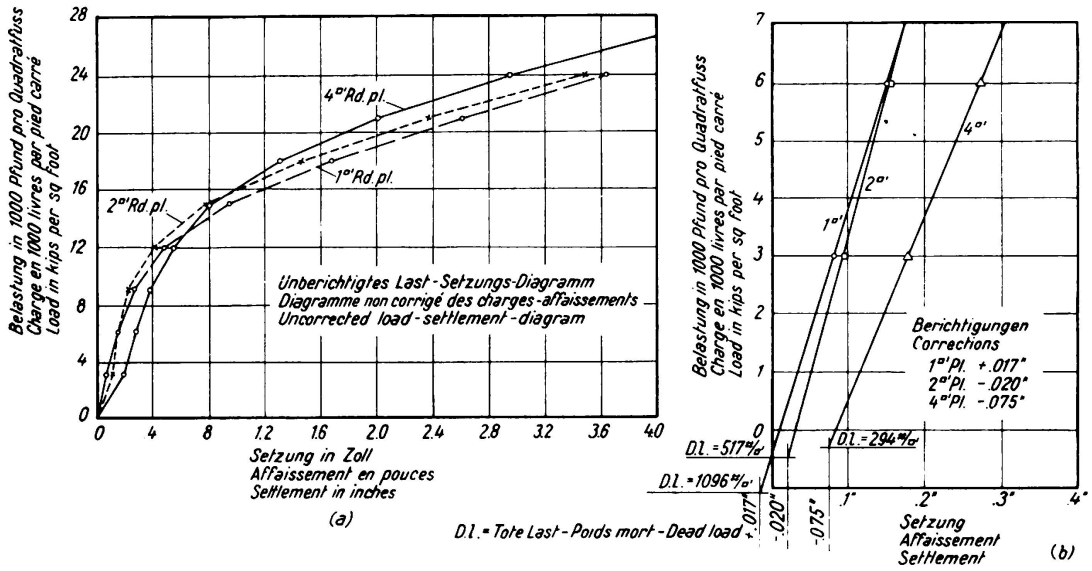

Fig. 6.

Diagramme non corrigé des charges-affaissements et corrections.

La correction due au poids mort s'effectue en ajoutant à l'affaissement mesuré une valeur proportionnelle à la pression engendrée par le poids mort et qui est à déterminer à l'aide de la meilleure relation linéaire entre la charge et l'affaissement, donnée par les premiers petits accroissements de la charge. L'affaissement initial anormal est déterminé par l'intersection des droites qui donnent le mieux la relation linéaire avec l'axe horizontal des affaissements; il faut le soustraire des affaissements mesurés. La correction totale est la somme des deux corrections partielles. Elle peut aussi être déterminée graphiquement en une seule fois, ainsi que l'indique la fig. 6b, en prolongeant la ligne droite qui représente la relation entre la charge et l'affaissement au-dessous de l'axe horizontal d'une valeur qui correspond au poids mort. La correction totale est alors un affaissement qu'il faut ajouter ou soustraire pour que l'origine de la ligne tombe sur le zéro de l'affaissement.

Les diagrammes corrigés des charges-affaissements, représentés à la fig. 7, ont donc été établis en reportant l'affaissement corrigé par rapport à la charge totale, c'est-à-dire par rapport au poids mort et à la charge appliquée. Ces diagrammes donnent donc les résultats des essais qui doivent être employés

à la détermination des réactions produites par une variation de la charge pour des plaques de charge de différentes grandeurs et avec différents rapports du périmètre à l'aire totale.

Relations de résistance.

Pour déterminer la variation de la résistance par rapport à la grandeur de la surface portante on lit sur les diagrammes corrigés des charges-affaissements les charges correspondant aux différents affaissements. Une équation, exprimant cette variation, a été établie par la méthode statistique. L'interprétation d'une

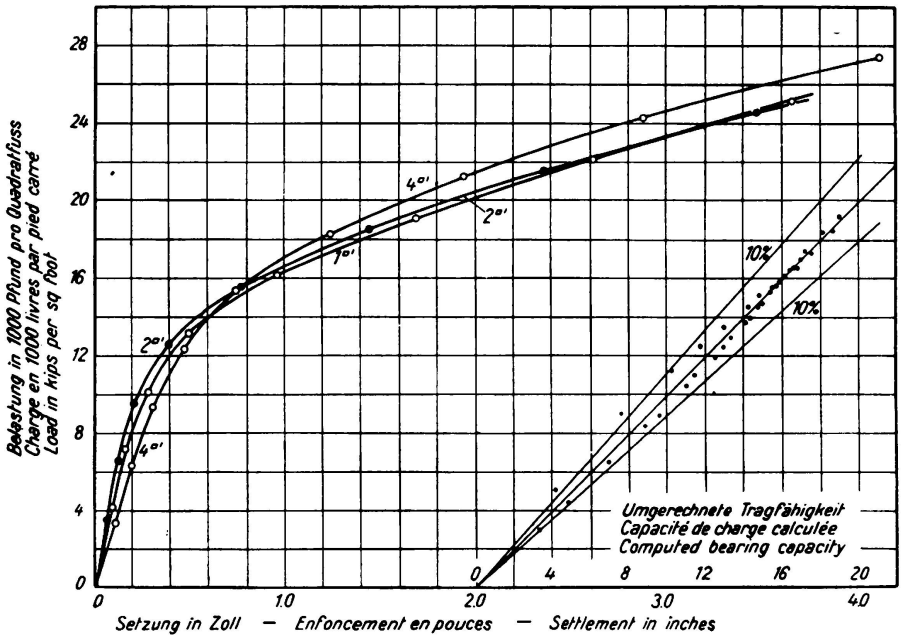

Fig. 7.

Diagrammes corrigés des charges-affaissements.

quinzaine de séries d'essais pour la détermination de la résistance a montré que le choix d'une relation linéaire entre la charge et le rapport du périmètre à l'aire concorde avec les résultats des essais.

Une telle équation linéaire a été établie sur le principe que la charge totale correspondant à une surface portante donnée peut être exprimée par l'action composée de deux réactions qui sont l'effort de cisaillement périmétrique et la pression de surface.

L'équation est la suivante:

$$W = mP + nA \tag{1}$$

où W = charge totale en livres
m = effort de cisaillement en livres par pied du périmètre
n = pression de surface en livres par pied carré
P = périmètre en pieds
A = surface en pieds carrés.

La fig. 8 représente les conditions sous lesquelles se développent les réactions. La zone qui supporte la surface de charge est généralement désignée par cône de compression. Cette zone est elle-même composée d'une partie qui se trouve immédiatement au-dessous de la surface de charge, désignée sous le nom de prisme central. Une partie de la charge est transmise par cisaillement à la partie du cône de charge qui entoure le prisme central. L'accumulation de résistance au cisaillement, agissant sur le pourtour, engendre les réactions périmétriques, désignées sous le nom d'effort de cisaillement périmétrique. Jusqu'à présent, on n'a pas encore déterminé qu'elle était la variation de la résistance au cisaillement en fonction de la profondeur. C'est pourquoi dans notre équation nous avons introduit cette partie de la résistance sous forme d'une force concentrée sur le périmètre et nous l'avons exprimée en livres par pied courant.

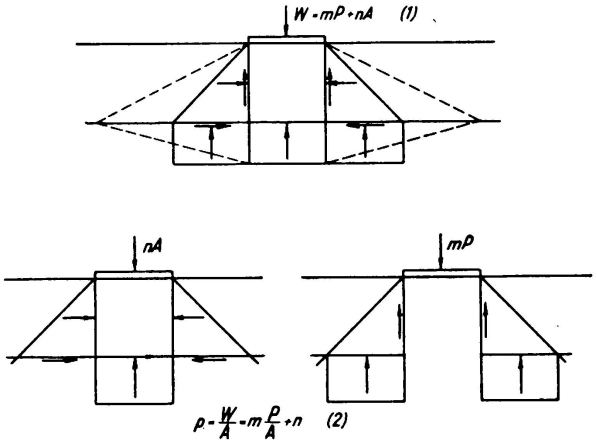

Fig. 8.
Réactions fournissant l'équation linéaire de la capacité de charge.

Lorsque la charge croît, la résistance due au cisaillement périmétrique ne suffit plus à supporter latéralement la force verticale et les charges supplémentaires seront supportées par le prisme central, sous forme de compression. Cette concentration de la charge sur le prisme central se prolongera jusqu'à ce que la résistance de ce prisme vis-à-vis des charges verticales soit détruite. Cette résistance a deux sources. Premièrement, la concentration verticale de la charge peut croître et être transmise vers le bas jusqu'à ce que la différence entre la pression verticale et la pression latérale dépasse la résistance du sol au cisaillement dans le plan incliné de l'effort de cisaillement maximum. Secondement, on peut appliquer de nouvelles charges, sans que rupture se produise, aussi longtemps que la pression latérale exercée par la terre environnante sur le prisme central n'est pas dépassée. Ces différents facteurs sont réunis en une seule réaction, appelée pression développée, indépendante de la grandeur de la surface portante.

Dans la pratique, il est d'usage d'exprimer la résistance en livres par pied carré, il est donc préférable de transformer notre équation de la charge totale sous forme de pression moyenne appelée résistance. On peut obtenir cette équation en divisant par la surface portante les deux membres de l'équation de la charge totale, on a:

$$p = m\frac{P}{A} + n \qquad (2)$$

Dans l'équation linéaire (2), utilisée pour l'interprétation des essais de charge, les réactions m et n sont inconnues et doivent être déterminées par résolution d'une série d'équations qui donnent en livres par pied carré les charges que peuvent supporter différentes surfaces portantes pour un affaissement de grandeur déterminée. Deux équations suffisent à la détermination des réactions m

et n. On a cependant constaté qu'il était bon d'étudier trois surfaces de charge ou même plus pour obtenir une bonne valeur moyenne pour ces facteurs. La variation des réactions pour toute la série des essais est déterminée par résolution d'une telle série d'équations pour différentes valeurs de l'affaissement.

A la fig. 9 nous donnons les valeurs des réactions m et n pour les séries d'essais qui comprennent les trois surfaces portantes données à la fig. 7. L'exactitude avec laquelle l'équation (2) reproduit les résultats des essais peut être déterminée par substitution des valeurs les plus vraisemblables de m et n et comparaison des résultats avec la charge effectivement mesurée par unité de surface pour chaque surface de charge. Une telle comparaison est donnée à la

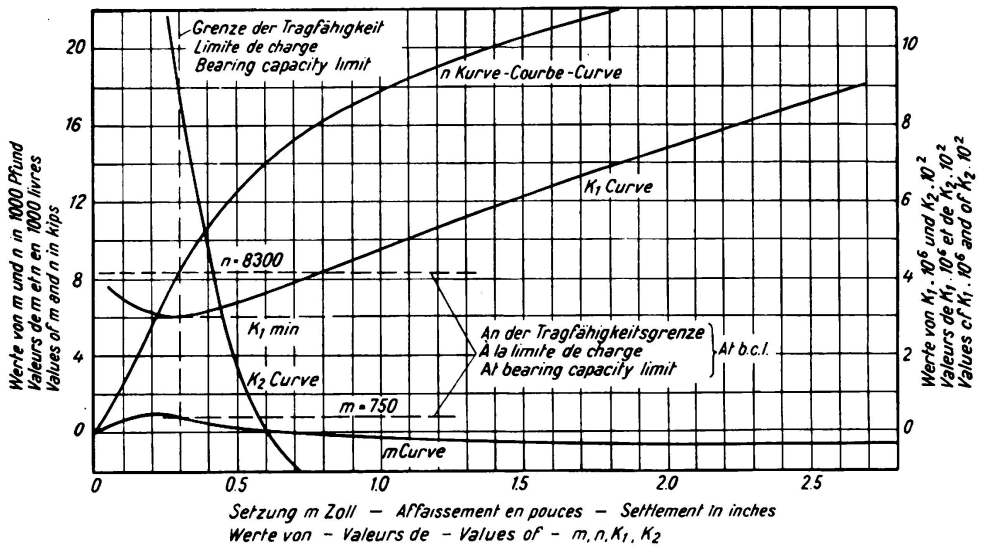

Fig. 9.

Réactions et coefficients de résistance du sol.

fig. 7 où nous avons reporté les valeurs calculées de la résistance en regard des charges mesurées. A l'exception de quelques points situés dans le domaine des petites charges, la concordance entre l'équation et l'observation est bonne puisque l'écart ne dépasse pas 10 %; la validité de l'équation (2) à l'intérieur de l'exactitude des essais effectués suivant la méthode indiquée est ainsi démontrée.

Coefficients de résistance du sol.

Le but de toute interprétation des résultats d'essai des terrains est la détermination de la charge maxima qui peut être supportée sans affaissement excessif. Il suffit de considérer qu'il existe deux stades dans le comportement du sol, ce qui ressort des résultats des essais. Le premier stade est celui où le sol supporte la charge appliquée sans affaissement croissant ou excessif. Dans le deuxième stade le terrain est sollicité au delà de sa limite de cession, d'où affaissement continu et assez uniforme tant que les conditions de charge restent inchangées. On peut appeler *limite de résistance* le point de transition d'un stade à l'autre; la détermination de cette limite est le principal but des essais de charge et c'est vers ce but que tend l'interprétation des essais. Les courbes de m et de n données à la fig. 9 ne fournissent aucun critère pour la limite de résistance du sol. Pour

déterminer cette limite il est bien plutôt nécessaire de faire appel aux coefficients de résistance du sol K_1 et K_2 qui peuvent être tirés, ainsi que nous le montreront sous B, des valeurs d'affaissement mesurées: Δ, m et n, K_1 est la relation de l'affaissement à la pression développée, on peut le désigner par *coefficient d'affaissement* $\left(K_1 = \frac{\Delta}{n}\right)$. Ce coefficient correspond au module d'élasticité du sol, à la seule différence qu'il exprime l'affaissement total en tant que variation de volume dans le massif de terre limité par le cône de pression et non pas la déformation par unité de volume. K_2 est le rapport du cisaillement périmétrique à la pression développée; on le désigne par *coefficient de réaction* $\left(K_2 = \frac{m}{n}\right)$. Il exprime la relation réciproque des deux réactions qui influencent la résistance.

La limite de résistance du sol est donc la valeur minima de K_1 ou la valeur mixima de K_2 suivant l'ordre dans lequel se développent les deux types de résistance. Pour un sol relativement très compressible la pression développée est faible pour les degrés inférieurs de charge et la plus grande partie de la charge appliquée est supportée par le cisaillement périmétrique. Lorsque l'affaissement croît et que la plaque de charge pénètre dans le sol, la pression développée croît et les valeurs de K_1 décroissent, ainsi que le montre la fig. 9. Les valeurs décroissantes de K_1 montrent que la pression développée croît plus rapidement que l'affaissement et indiquent une limite de résistance à laquelle la surface chargée est en équilibre lorsqu'aucune charge supplémentaire n'est appliquée. La valeur minima de K_1 détermine la pression maxima développée dans les sols relativement très compressibles. La suite des valeurs croissantes de K_1, pour lesquelles l'affaissement croît plus rapidement que la pression développée montre que les affaissements ne croissent plus proportionnellement à l'accroissement de la résistance et caractérise le stade de l'affaissement continu. Les valeurs de K_2 décroissent et ne présentent aucun retour critique dans leur comportement. La part de résistance qui revient au cisaillement périmétrique existait dans le premier stade de charge et, après qu'elle est complètement utilisée elle n'exerce plus aucune influence dans le stade des affaissements continus.

A la fig. 9, la limite de résistance pour la valeur minima de K_1 correspond à un affaissement de 0,3 pouce où le cisaillement périmétrique m = 750 livres par pied courant et où la pression développée se monte à n = 8300 livres par pied carré. Comme exemple d'application des résultats d'essais de l'équation linéaire (2), nous calculerons la limite de résistance d'une plaque circulaire de 4 pieds carrés:

$$p = m \cdot \frac{P}{A} + n \qquad (2)$$

$$\frac{P}{A} = 1{,}77 \qquad m = 750 \qquad n = 8\,300$$

$$p = 750 \cdot 1{,}77 + 8300 = 9630 \text{ livres/pied carré.}$$

Une autre série d'essais est représentée à la fig. 10, c'est un exemple dans lequel la valeur maxima de K_2 détermine la limite de résistance. Dans ce cas, les essais de charge avec plaque circulaire ont été effectués sur le même sol

que les essais de l'exemple précédent, cependant une surcharge d'environ 1000 livres par pied carré agissait sur le sol environnant. La pression développée est montée jusqu'à 10000 livres par pied carré et le cisaillement périmétrique jusqu'à 2400 livres par pied courant; la limite de résistance correspondait à un affaissement un peu plus grand, de 0,45 pouce. La concordance entre les charges mesurées, en livres par pied carré et la résistance calculée à l'aide de l'équation linéaire est excellente.

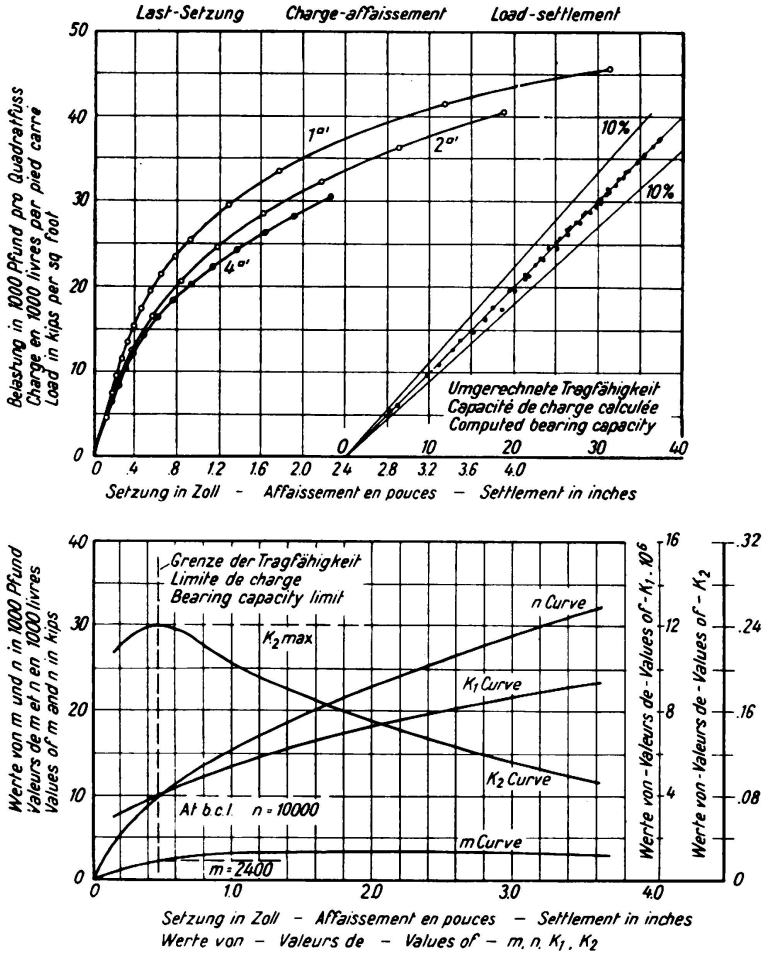

Fig. 10.

Coefficients de résistance pour sol incompressible.

Dans le cas d'un sol relativement peu compressible, pour lequel la résistance est grande par rapport à la variation de volume, la pression développée existe déjà de prime abord et l'effort de cisaillement périmétrique ne se développe que pour un accroissement de l'affaissement. Le résultat de ce renversement dans la succession du développement des réactions est que le coefficient d'affaissement K_1 est plus grand pendant toute la durée de l'essai et l'on n'a aucune valeur critique. Le coefficient de réaction K_2 croît par contre au cours du premier stade et atteint un maximum qui représente la charge maxima qui peut être transmise au sol par les efforts de cisaillement périmétrique. La valeur maxima de K_2 est alors le critère de la limite de résistance.

III° — Application pratique des résultats des essais de charge.

Les résultats des essais de charge peuvent directement servir à la détermination de la résistance d'une fondation projetée, grâce à l'application de l'équation (2) lorsque l'on admet un certain affaissement, ainsi que nous l'avons montré dans les exemples précédents.

Nous exposerons ci-dessous trois exemples où les essais de charge ont été employés de la manière indiquée et dans lesquels on a également observé les affaissements des ouvrages en service.

Passage sur voies de la rue Fort.

La fig. 11 montre les valeurs de m, n, K_1 et K_2 pour une série d'essais de charge effectués avec des plaques circulaires en tenant compte de la surcharge environnante; ces valeurs ont servi de base au projet de construction de six

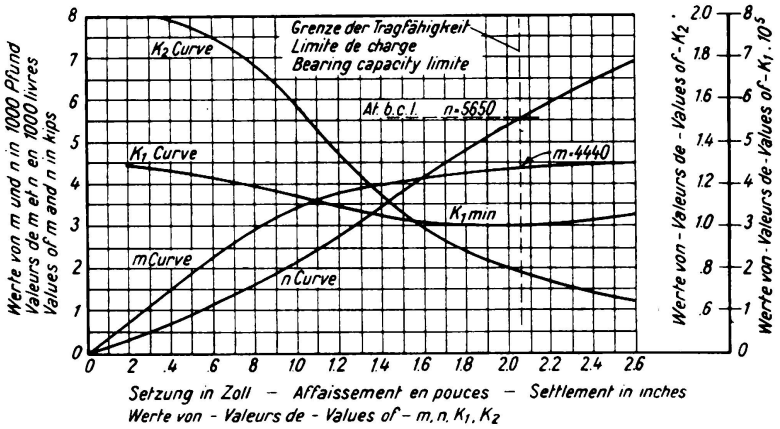

Fig. 11.

Résultats des essais de charge au passage sur voies de la rue Fort.

piliers pour un passage sur voies situé à Détroit (Michigan). Les valeurs données par l'essai de charge étaient les suivantes à la limite de résistance du sol:

affaissement $\Delta = 2{,}05$ pouces,
effort de cisaillement périmétrique $m = 4440$ livres/pied,
pression développée $n = 5650$ livres/pied carré.

Les piliers ont été projetés pour un affaissement d'un pouce sous l'action de la charge totale, c'est-à-dire pour le poids mort et la charge utile admise. Les affaissements ont été mesurés en trois points de chaque pilier. Une fois que tout le poids mort de la construction eut agi pendant trois mois sur les fondations, tout affaissement disparut et l'on ne put pas constater le moindre signe d'affaissement continu. Le tableau I donne une comparaison entre les affaissements réels et les affaissements calculés d'avance. Les valeurs de m et n, pour des affaissements de 1,0, 0,9 et 0,8 pouce ont été tirées des résultats des essais et la résistance a été calculée pour chaque pilier à l'aide de l'équation (2). On a déterminé l'affaissement probable pour le poids mort par interpolation entre les résistances calculées pour les affaissements admis.

Tableau I.

Pilier	Dimensions longueur	Dimensions largeur	Surface	Rapport $\frac{P}{A}$	Pression verticale	Résistance pour des affaissements de 1.0" n = 2225 m = 3500		0.9" n = 1940 m = 3270		0.8" n = 1675 m = 2970		Affaissements probables calculés par interpolation		Affaissements mesurés	Affaissements mesurés moyens
	pieds	pieds	pieds carrés		livres/pied carré	$m\frac{P}{A}$	$m\frac{P}{A}+n$	$m\frac{P}{A}$	$m\frac{P}{A}+n$	$m\frac{P}{A}$	$m\frac{P}{A}+n$	pouces	pieds	pieds	pieds
1 extrémité est milieu extrémité ouest	166	9	1494	0.234	2500	820	3045	765	2705	700	2375	0.84	0.070	0.061 0.980 0.060	0.073
2 extrémité est milieu extrémité ouest	166	9	1494	0.234	2380	820	3045	765	2705	695	2370	0.80	0.067	0.074 0.084 0.075	0.078
3 extrémité est milieu extrémité ouest	166	8	1328	0.262	2330	920	3142	860	2800	775	2450	0.76	0.064	0.074 0.078 0.066	0.073
4 extrémité est milieu extrémité ouest	166	7	1162	0.297	2350	1040	3267	975	2915	885	2560	0.74	0.062	0.083 0.072 0.084	0.079
5 extrémité est milieu extrémité ouest	150	9	1350	0.235	2550	825	3050	770	2710	700	2375	0.85	0.071	0.108 0.108 0.091	0.102
6 extrémité est milieu extrémité ouest	150	8	1200	0.263	2600	920	3147	860	2800	780	2455	0.84	0.070	0.073 0.082	0.078

La concordance entre l'affaissement des piliers et l'affaissement prévu en se basant sur les essais de charge est suffisamment exacte pour justifier la valeur des essais de charge bien exécutés. La seule discordance importante observée pour le pilier n° 5 est à attribuer principalement à des difficultés d'exécution, en effet, la fouille fut inondée par suite de fortes pluies. Aux environs immédiats des fondations, le sol fut perturbé et, avant le bétonnage, on a versé une couche de gros gravier au-dessous de la fondation. La tendance de l'argile à s'infiltrer dans les vides est probablement la cause du plus grand affaissement observé.

Passage sur voies de la rue Miller.

A la fig. 12 nous avons reporté les valeurs de m, n, K_1 et K_2 pour une série d'essais effectués par la Wayne County Road Commission en connexion avec la construction d'un important passage sur voies à la rue Miller à Détroit. Les

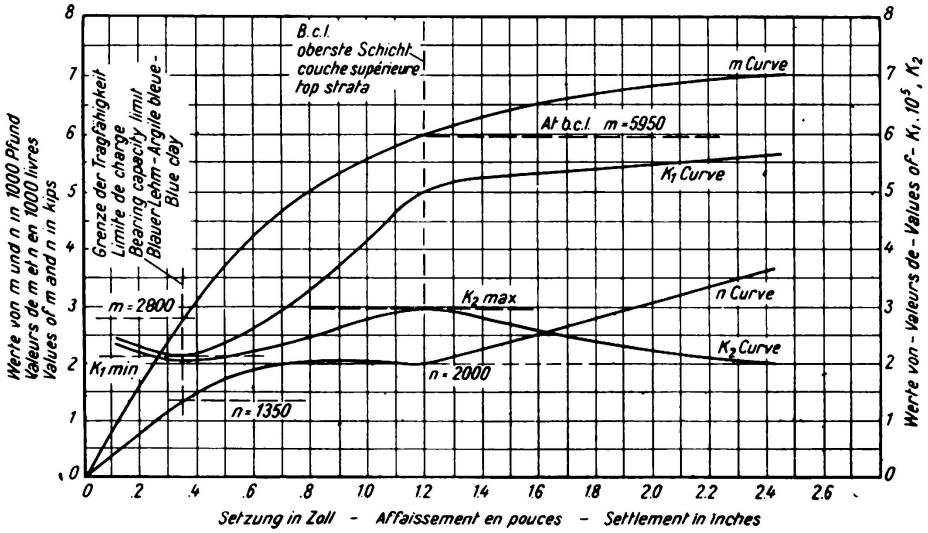

Fig. 12.

Résultats des essais de charge au passage sur voies de la rue Miller.

conditions du sol étaient quelque peu spéciales et elles étaient critiques pour l'exécution des grandes constructions projetées. Il a été nécessaire de construire les fondations des piliers sur une couche d'argile rouge de 18 pouces seulement; au-dessous de laquelle se trouvait une couche d'argile bleue très plastique s'étendant jusqu'à la profondeur de 100 pieds.

Les essais ont été effectués à la hauteur de la couche d'argile rouge dans l'espoir que l'action répartissante de cette couche de 18 pouces d'épaisseur suffirait à garantir l'appui de la charge appliquée. Les résultats de ces essais ont été très instructifs; ils ont indiqué deux limites de résistance, c'est-à-dire deux points critiques. La première limite de résistance critique est caractérisée par une faible valeur de K_1 pour un affaissement de 0,35 pouce. La petite valeur de K_1 $\left(K_1 = \frac{\Delta}{n}\right)$ représente la pression maxima que peut supporter le terrain sans

que l'on poussi observer un affaissement continu. Les valeurs de m et n sont respectivement 2800 livres/pied et 1350 livres/pied carré.

Lorsque l'on applique de nouvelles charges, la pression développée augmente très lentement et reste à peu près constante et égale à 2000 livres/pied carré pour une importante valeur de l'affaissement; elle présente plutôt même un certain recul. L'effort de cisaillement périmétrique présente en même temps un fort accroissement dû à la résistance au cisaillement de la couche supérieure d'argile rouge, ce qui fait ressortir l'excellente aptitude de la couche supérieure à répartir la charge sur la couche inférieure. Le point critique est caractérisé dans ce deuxième stade par un maximum de K_2 $\left(K_2 = \frac{m}{n}\right)$. L'accroissement de la valeur de K_2 est à attribuer au fait que m croît plus rapidement que n, ce qui montre la part de résistance qui revient à l'effort de cisaillement périmétrique. Le maximum de K_2 et la décroissance des valeurs suivantes montrent que cette résistance est détruite et que la plaque de charge est arrivée au point où elle commence à pénétrer dans la couche supérieure.

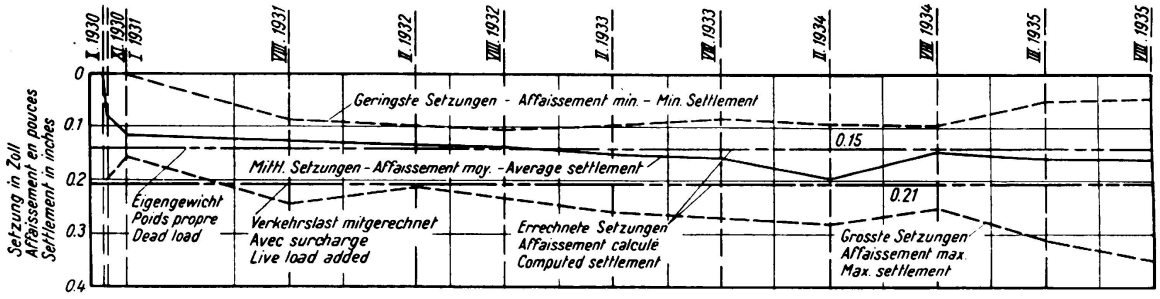

Fig. 13.

Affaissement des piliers du passage sur voies de la rue Miller.

Sur la base de ces essais on a construit 48 piliers avec semelles de fondation reposant sur la couche d'argile rouge et exerçant une pression totale de 1550 à 1700 livres/pied carré. On a mesuré les affaissements de quelques piliers après que les fondations des colonnes furent terminées. Les affaissements mesurés pour les nouvelles charges appliquées sont reportés à la fig. 13. Les affaissements prévus pour le poids mort et la charge utile sont également reportés. La bonne concordance entre les affaissements mesurés et les affaissements prévus pour le poids mort semble montrer que la charge utile n'a que peu d'influence sur l'affaissement. Nous avons également reporté l'affaissement moyen de tous les piliers et les affaissements maxima et minima des differents piliers. L'affaissement total moyen se monte actuellement à 0,16 pouce; il est un peu plus grand que l'affaissement de 0,15 pouce calculé pour le poids mort et un peu plus petit que l'affaissement calculé pour la charge totale.

Les affaissements observés au cours des quatre dernières années peuvent être négligés car ils ne se montent qu'à quelques centièmes de pouce; ils se trouvent donc dans les limites d'exactitude d'un nivellement. D'autre part, les nivellements reposent sur la moyenne d'un grand nombre d'observations et ils semblent

montrer une légère tendance à un accroissement des affaissements, ce qui est à attribuer à l'action de la charge utile. L'affaissement total auquel il faut s'attendre sous l'action des charges utiles admises dans le projet, se monte à 0,21 pouce.

Réservoir du Nord-Ouest.

Le troisième exemple d'ouvrage dont les fondations ont été projetées sur la base des essais de charge est représenté à la fig. 14. Les fondations de ce réservoir d'une capacité de 2000000 de gallons ont été projetées d'après une série d'essais de charge exécutés par le Departement of Water Supply de Détroit; ces essais sont donnés à la fig. 10. Le réservoir repose sur 20 colonnes uniformément réparties sur le pourtour. La fondation est une dalle annulaire de béton armé, de 21 pieds de largeur et 3 pieds d'épaisseur. Le diamètre extérieur de l'anneau

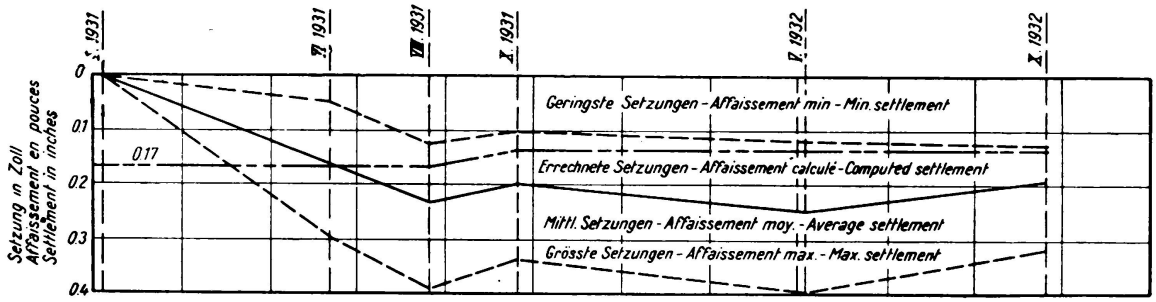

Fig. 14.

Affaissement des fondations du réservoir de Nord-Ouest.

est de 101,5 pieds et le rapport du périmètre à la surface est de 0,095. Les fondations exercent sur le sol une pression de 4600 livres/pied carré ce qui, suivant les résultats des essais de charge, devrait engendrer un affaissement d'environ 0,17 pouce.

A la fig. 14 nous avons comparé les résultats des mensurations de l'affaissement de la construction en service avec les affaissements prévus. L'affaissement est reporté sous forme de valeur moyenne des lectures faites aux 20 colonnes et nous avons également indiqué les maxima et minima des différentes lectures. La construction du réservoir fut terminée le 21 juin 1931 et le 19 août 1931 il était rempli. Le 20 octobre 1931 le réservoir n'était que partiellement rempli et on a pu observer un recul de l'affaissement total qui peut être considéré comme un recul élastique. La charge effective varie de temps en temps et dépend du remplissage; ces variations se reflètent dans les affaissements. L'affaissement total moyen jusqu'en octobre 1932 ne s'est monté qu'à 0,19 pouce et ne dépasse que de peu l'affaissement prévu. De 1932 à ce jour on n'a pu observer aucun nouvel affaissement. Le Department of Water Supply effectue chaque année des mesures d'affaissements sur tous les réservoirs et il n'a pu déterminer aucune variation dans la hauteur des fondations de cet ouvrage.

IV° — Conclusions.

Nous avons voulu montrer par ce mémoire que les essais de charge, lorsqu'ils sont bien exécutés et interprétés sur une base raisonnable, fournissent non seulement des conclusions utiles mais encore des valeurs que l'ingénieur peut directement employer pour la résolution de problèmes pratiques. Nous sommes d'avis que la science de la mécanique des terres doit développer et non pas empêcher la production d'instruments, de valeur vraiment pratique. Cette science ne doit pas non plus égarer le praticien par des théories compliquées de physique des terres. Lorsqu'on peut satisfaire à ces exigences, sans renoncer à une étude approfondie et aux principes de la mécanique des terres, il faut y recourir. Lorsque par contre ces exigences conduisent à des méthodes stupides, non basées sur un travail intellectuel, il ne vaut pas la peine de leur prêter attention.

Les problèmes de fondations ne peuvent pas être résolus par des formules de validité générale. Le grand nombre de facteurs qui intervient dans la question et la variété des conditions rencontrées rendent nécessaire une étude spéciale de chaque problème. Même avec les méthodes d'essai les plus satisfaisantes et avec les théories les plus raisonnables d'interprétation des essais il est toujours nécessaire d'en étudier judicieusement l'application.

En ce qui concerne les essais de charge, leur application très instructive dans les exemples présentés, et dans d'autres cas encore, prouve clairement leur utilité; cette méthode a pu résister à toutes les critiques dirigées contre ses principes et son application. On a fait un sérieux effort pour développer cette méthode et ses bases en les simplifiant le plus possible sans cependant en sacrifier les principes. Cette méthode semble être actuellement la plus logique sur laquelle les spécialistes de la mécanique des terres et les ingénieurs constructeurs puissent se mettre d'accord.

B. — Equation générale de l'affaissement d'une surface chargée.

Une équation générale représentant la relation entre l'affaissement, la grandeur de la surface portante et la charge a été obtenue par intégration de la déformation du sol à l'intérieur du cône de pression. A la fig. 15 nous avons représenté les relations sur lesquelles repose cette équation générale. Le problème comprend une surface portante finie, admise comme un carré de côté b. L'élargissement de la surface portante est représenté par la tangente r de l'angle de répartition. En admettant une répartition linéaire de la pression, la charge totale W se répartit à la profondeur h sur une surface dont la dimension des côtés est $(b + 2\,rh)$. Nous avons combiné une répartition rectangulaire avec une répartition triangulaire parce que c'est la représentation la plus satisfaisante de la répartition des pressions. La distribution latérale de la pression verticale peut être considérée comme un phénomène périmétrique et cette méthode permet de séparer d'une manière appropriée les deux réactions différentes qui se développent. Si l'on admet cette répartition des pressions, la charge totale peut être représentée par une pression uniforme équivalente agissant sur une surface dont les côtés mesurent $(b + rh)$ et dont la surface est $(b + rh)^2$.

A une profondeur quelconque, située à la distance y de la surface, un élément d'épaisseur dy est soumis à une pression uniforme équivalente p_y. Le module de compressibilité I peut être défini comme la charge par unité de surface divisée par l'affaissement ou comme la déformation par unité d'épaisseur.

$$I = \frac{p_y}{d\Delta / dy} = \frac{W/(b + ry)^2}{d\Delta / dy}$$

Δ = affaissement total en pieds

$$d\Delta = \frac{W\,dy}{I\,(b + ry)^2}$$

$$\Delta = \int_0^h \frac{W\,dy}{I\,(b + ry)^2} = \frac{W}{I}\left[-\frac{1}{r\,(b + ry)}\right]_0^h$$

$$\Delta = \frac{Wh}{I\,(b^2 + brh)} \qquad (3\,a)$$

Exprimé par rapport à la résistance p et au rapport du périmètre à la surface

$$\Delta = \frac{pAh}{I\left(A + P\frac{rh}{4}\right)} \qquad \begin{aligned} W &= pA \\ P &= 4\,b \\ A &= b^2 \end{aligned}$$

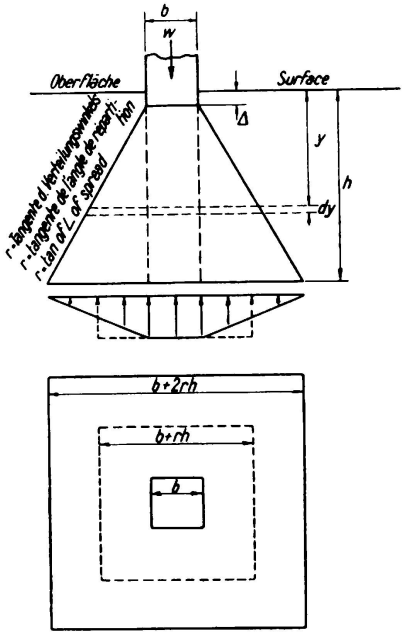

Fig. 15.
Distribution des pressions et des affaissements sous une surface chargée.

En introduisant

$$\frac{h}{I} = K_1 \quad \text{et} \quad \frac{rh}{4} = K_2$$

$$\Delta = \frac{K_1 p}{1 + K_2 \frac{P}{A}} \qquad (3)$$

L'équation (3a) est une solution générale établie d'abord par *C. C. Williams.*[1] Sous cette forme elle est soumise à quelques restrictions car elle contient les grandeurs r, h et I qui ne peuvent pas être mesurées directement dans la pratique. Il est nécessaire d'exprimer la relation générale de l'affaissement à l'aide de grandeurs qui peuvent être mesurées dans les essais. On peut le faire en introduisant les deux coefficients de résistance du sol K_1 et K_2 en utilisant l'équation (2) pour exprimer leur relation. L'équation (3) est une expression générale qui donne la relation entre l'affaissement, le rapport du périmètre à la surface et la résistance. Pour montrer la relation qui existe entre l'équation linéaire (2) et l'équation (3) il suffit de considérer l'affaissement

[1] *C. C. Williams:* The Science of Foundations — Its Present and Future, Trans. Am. Soc. of Civ. Eng., vol. 93, 1929, p. 309.

Δ comme constant et d'exprimer la résistance par le rapport du périmètre à la surface.

$$K_1 p = \Delta + \Delta K_2 \frac{P}{A}$$

$$p = \frac{\Delta K_2}{K_1} \frac{P}{A} + \frac{\Delta}{K_1}$$

$$p = m \frac{P}{A} + n \tag{2}$$

$$m = \frac{\Delta K_2}{K_1} \quad \text{et} \quad n = \frac{\Delta}{K_1}$$

$K_1 = \frac{\Delta}{n}$ et $K_2 = \frac{m}{n}$ (coefficients de résistance du sol).

L'équation (3) ne contient que les deux coefficients K_1 et K_2 à part les variables: charge, affaissement et rapport périmètre-surface. L'équation (2) montre que les valeurs K_1 et K_2 sont exprimées en fonction de Δ, m et n, qui eux-mêmes peuvent être tirés des essais de résistance. Dans l'interprétation des essais, m et n ont été déterminés pour chaque affaissement donné et l'on constate que K_1 et K_2 sont constants pour les mêmes conditions. Les valeurs de m et n sont différentes pour différents types de sol et pour différents degrés de charge. Les coefficients K_1 et K_2 varieront également avec m et n et ils sont ainsi les coefficients qui expriment les propriétés essentielles du sol considéré; c'est en se basant sur les coefficients que l'on peut déterminer d'une façon définitive le comportement du sol pour différents degrés de charge.