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

Band: 2 (1936)

Rubrik: VIII. Etude des terrains

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: 14.12.2025

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

VIII

Etude des terrains.

Baugrundforschung.

Research concerning building ground.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIII 1

L'auscultation du terrain pour la construction du pont Storstrøm, Danemark.

Bodenuntersuchungen für den Bau der Storstrøm-Brücke in Dänemark.

Soil Studies for the Storstrøm Bridge, Denmark.

A. E. Bretting,
Chief Engineer, Christiani & Nielsen, Copenhagen,

Introduction.

On trouvera exposées dans le présent rapport les investigations effectués conjointement à la construction du pont de Storstrøm, au Danemark, construction qui porte sur les années 1933 à 1937, pour les Chemins de fer de l'Etat Danois.

L'infrastructure du pont est actuellement presque complètement terminée, par les soins de *MM. Christiani & Nielsen,* de Copenhague. *MM. Dorman, Long & Co.*, de Middlesbrough, Angleterre, sont chargés de la construction de la superstructure.

Le pont de Storstrøm est destiné à recevoir une voie de chemin de fer unique, une route affectée au trafic automobile et un passage pour piétons; il franchit la passe «Storstrømmen», assurant ainsi les communications entre les îles de Zealand et de Falster.

Ce pont aura une longueur d'environ 3200 m et comportera 51 piles. Dans la passe de «Storstrømm», la profondeur de l'eau est de l'ordre de 8 m en moyenne; les piles sont, en général, fondées à une profondeur de 2 à 3 m au-dessous du fond, directement sur l'argile. La profondeur maximum de fondation atteint la cote + 16 m.

Le sol est constitué par une argile glaciaire de consistance variable, au-dessous de laquelle on trouve de la craie, à des profondeurs d'ailleurs plus grandes que celles qui sont marquées sur le profil en long de la figure 1.

Etant donné le grand nombre de piles et les variations relativement peu importantes dans la profondeur de l'eau sur le tracé du pont, il a été possible de standardiser les méthodes de construction pour la majeure partie de ces piles.

Aux endroits où l'argile sur laquelle les piles ont dû être fondées était de résistance suffisante, on a asséché les puits et on a bétonné les semelles de fondation et le fût des piles suivant la méthode habituelle. Aux endroits où le sol était moins résistant, on a bétonné la fondation sous l'eau, puis on a asséché et on a bétonné le fût des piles à sec.

Nous n'étudierons en détail dans le présent rapport que la première de ces deux méthodes, car c'est l'application de cette méthode qui a mis en jeu les plus

fortes contraintes sur l'argile des fonds et sur les palplanches métalliques qui ont été utilisées pour la constitution du batardeau pour la partie inférieure des puits. De plus, cette méthode présente un intérêt tout particulier, par suite de la rapidité d'exécution du travail (une pile est ainsi poussée, en général, jusqu'à la cote + 3 m en moins d'un mois) et par suite de la possibilité de mesurer les

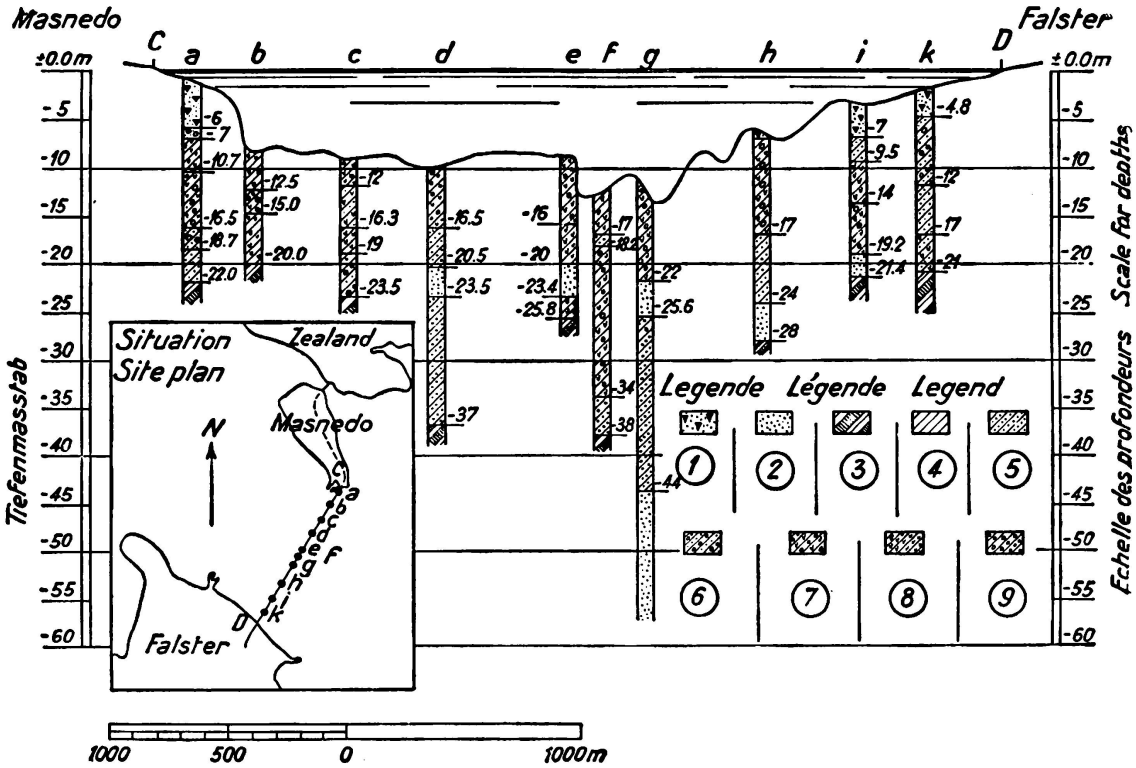


Fig. 1.

Coupe géologique.

1) limon.
2) sable et gravier.
3) craie
4) argile.
5) argile avec sable.
6) argile avec sable et pierres.
7) argile avec calcaire et pierres.
8) argile avec calcaire.
9) argile avec pierres.

contraintes qui se trouvent mises en jeu dans les palplanches, pendant l'exécution des travaux. Cette méthode a été employée jusqu'à maintenant pour 24 piles; elle a donné, sans aucune exception, des résultats satisfaisants.

La figure 2 représente le mode d'utilisation d'un batardeau flottant de forme circulaire, dit «élément», pour les travaux sur la partie supérieure du puits. L'élément a été remorqué jusqu'à l'endroit voulu de la pile considérée puis descendu par ballastage hydraulique sur de courtes palplanches en bois foncées au préalable sur le contour de l'emplacement à occuper par l'élément.

La paroi extérieure de l'élément correspond au contour elliptique du radier de fondation. Un rideau de palplanches métalliques a été posé au préalable le long du périmètre extérieur de l'élément et ces palplanches ont été foncées sous l'eau à l'aide d'un marteau Mac Kiernan Terry jusqu'à ce que leur bord supérieur arrive juste au-dessus du bord inférieur de l'élément. Le joint en coin entre la partie extérieure de l'élément et les palplanches métalliques a été rendu étanche par un garnissage continu en cordage de chanvre; on pompe ensuite l'eau, le joint se serrant automatiquement, avec intervention éventuelle en plongée, puis

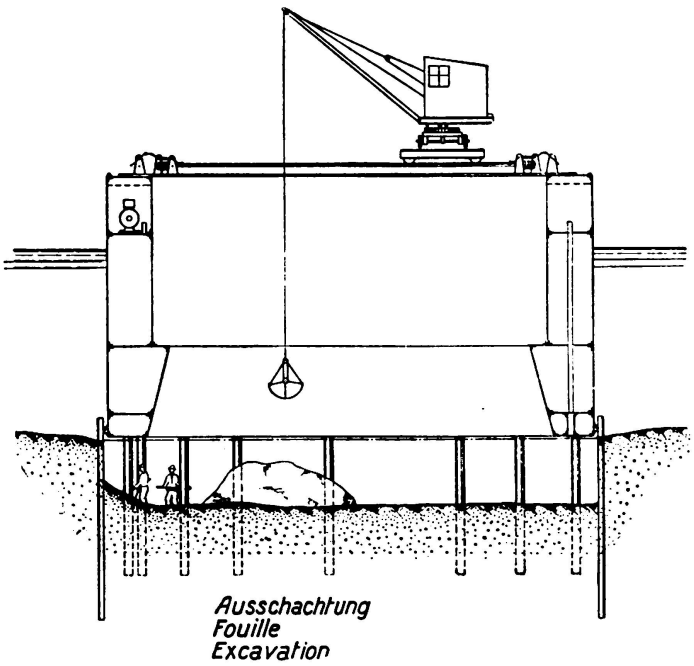


Fig. 2.

Système de fondation avec l'élément spécial.

on assèche le fond, de telle sorte que les travaux d'affouillement puissent être entrepris. Au cours de ces travaux, on a la faculté de déterminer les contraintes dans le rideau de palplanches ainsi que la résistance du fond d'argile du puits.

L'élément n'á pas été renforcé par aucun entretoisement. Il a été prévu pour supporter lui-même intégralement la pression de l'eau sur son périmètre extérieur ainsi que la réaction exercée par la partie supérieure du rideau de palplanches métalliques. La partie inférieure des palplanches est supportée directement et sans interposition d'aucun dispositif particulier par le fond d'argile.

A la fin des travaux d'excavation, on bétonne le radier sur les palplanches métalliques, qui restent ainsi en position, de manière à constituer une protection de la pile contre les dégradations éventuelles.

La paroi intérieure de l'élément est considérée comme constituant une forme pour la partie inférieure du fût de la pile, que l'on ne bétonne que jusqu'à 3 m au-dessous du niveau de l'eau. Après durcissement de ce bétonnage, on retire l'élément, que l'on utilise pour la construction d'une autre pile du même type.

La partie du fût de la pile qui se trouve entre les 3 m au-dessous du niveau de l'eau et les 3 m au-dessus de ce niveau est établie sur chantier à sec, sous

forme de caisson en béton armé sans fond et elle est recouverte d'un garnissage en pavés de granit sur l'extérieur. Ce caisson est ensuite descendu en eau sur un chariot roulant sur le chantier à sec; il est alors suspendu sur deux gabares, amené exactement à l'emplacement de la pile puis descendu sur la partie déjà bétonnée du fût de cette pile. Ce fût avait été garni au préalable avec un produit d'étanchéité asphaltique, au niveau de + 3 m par conséquent; après descente du caisson en position exacte, on pompe l'eau et on remplit le caisson avec du béton.

La partie supérieure du fût de la pile est ensuite bétonnée de la manière habituelle sous formes en acier.

Ainsi qu'il a été décrit plus haut, le régime statique à prévoir pour les piles était extrêmement net, particulièrement du fait que le fléchissement du rideau provoquaint la formation d'une ouverture à l'extérieur, entre les palplanches et l'argile, de telle sorte que, au moment d'une rupture, la pression de l'eau pouvait être considerée comme agissant droit au pied de la partie inférieure du rideau.

Ce sont les conditions ci-dessus que l'on a envisagées à la limite de rupture de l'ouvrage et les palplanches métalliques ont été prévues pour résister à cette pression de l'eau; on a également fait entrer en ligne de compte une certaine marge de sécurité en prévision du régime des hautes eaux, pour arriver à des contraintes voisines de la limite d'écoulement de l'acier.

La résistance de l'argile n'a naturellement pas pu être déterminée avec une précision aussi grande que celle du rideau de palplanches métalliques et on a dû par suite faire intervenir un coefficient de sécurité de l'ordre de 1,5 dans les valeurs trouvées pour la résistance au cisaillement de l'argile, sur la base des essais de laboratoire effectués comme il est indiqué ci-après avec l'appareil à cône.

Sondages et échantillonnages.

Avant de prendre une décision définitive au sujet du type de fondation à adopter et de choisir la disposition du rideau de palplanches, on a effectué plus d'une centaine de sondages aux emplacements des piles; plusieurs échantillons de sol ont été prélevés à chaque sondage pour être soumis à des essai au laboratoire.

Les opérations de sondage elles-mêmes ont été exécutées à la manière ordinaire par injection, à partir d'une large gabare équipée avec un jeu de sondeuses à chaque extrémité, de telle sorte que l'on pouvait effectuer deux sondages en même temps.

On a pris note d'une manière détaillée de toutes les opérations de sondage effectuées, en enregistrant la vitesse de sondage dans différentes conditions, la profondeur exacte à laquelle les échantillons étaient prélevés, etc.

Afin de disposer d'échantillons en aussi bon état que possible malgré la cadence rapide du prélèvement des carottes, on a mis au point un échantillonneur hydraulique spécial pour argile. On trouvera sur la figure 4 les détails de la disposition de cet échantillonneur, la disposition générale adoptée pour les opérations d'échantillonage étant représentée sur la figure 3. L'échantillonneur est prévu pour recevoir des carottes d'environ 48 mm de diamètre. Il se compose d'un tube découpeur en acier, garni intérieurement d'un tube en laiton

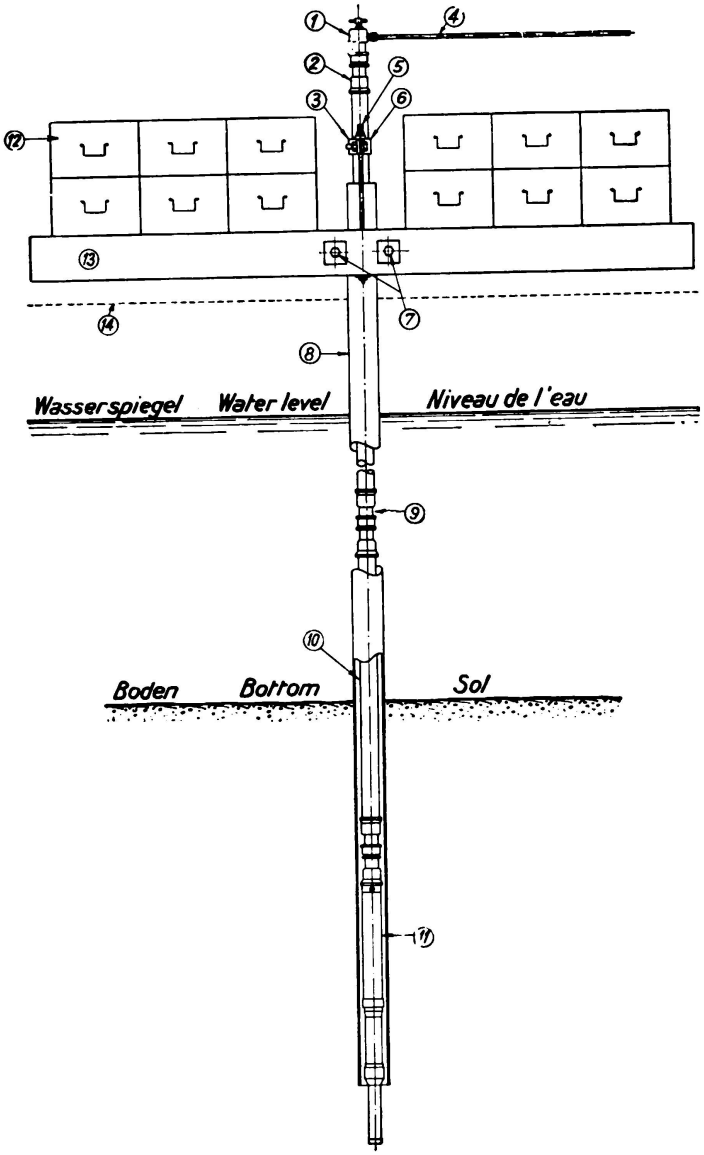


Fig. 3.

Opérations d'échantillonnage avec appareil hydraulique.

1) Capuchon de fermeture avec valve à air.
2) manchon.
3) pièce de serrage.
4) de la pompe à can sous pression.
5) 2 écrous 5/8".
6) 2 écrous 3/4".
7) 2 écrous 1".
8) tube protecteur.
9) assemblage.
10) tuyau à eau sous pression.
11) foret à piston.
12) caissons de sable (ou fonte).
13) poutres de charge.
14) Plancher du ponton.

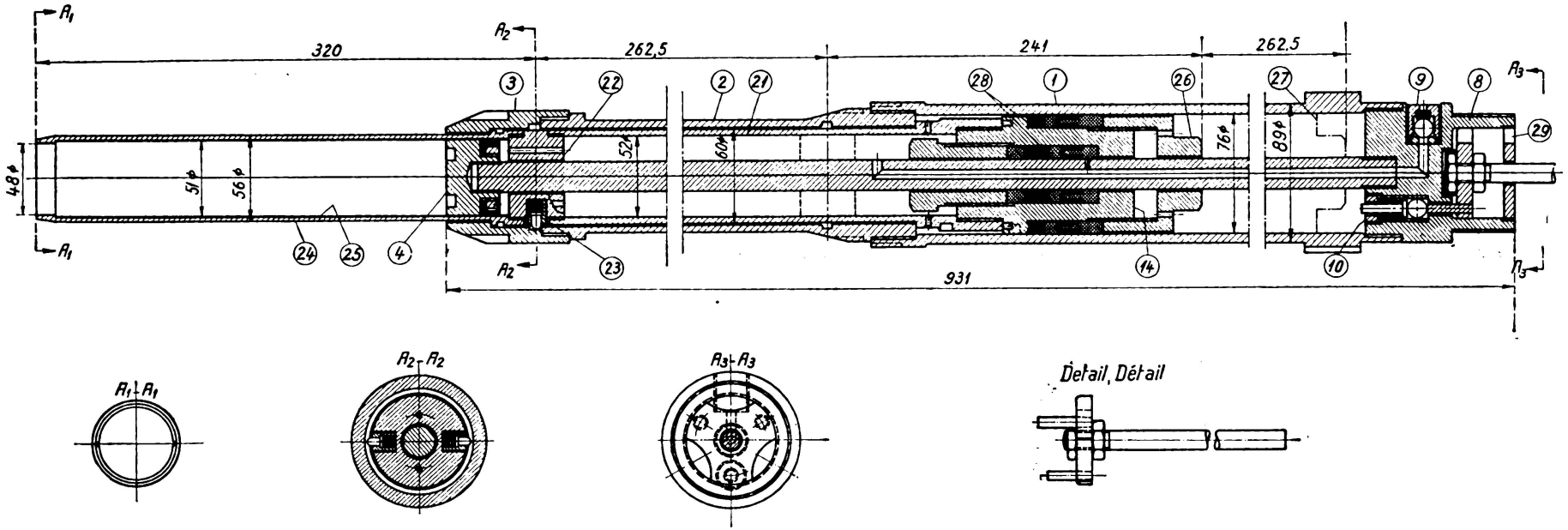


Fig. 4.

L'échantillonneur hydraulique pour extraction des carottes d'argile.
Foret hydraulique à piston. Détail.
Note: Le piston est au bas de sa course.

Explications:

1) Cylindre principal.
2) prolongement du cylindre.
3) Capuchon fileté.
4) Bouchon de fermeture du cylindre.
8) Tête du cylindre.
9) Valve de sortie.
10) Valve d'entrée.
14) Tête du piston.
21) prolongement du piston.
22) Fond du piston.
23) Goujons d'arrêt à ressort.
24) Tête du tube de forage.
25) Tube de prélèvement de la carotte.
26) Tête hexagonale.
27) Position du piston au haut de sa course.
28) Presse-étoupe à garniture de chanvre.
29) Arrivée de l'eau sous pression.

mince dans lequel est introduite la carotte. Ce tube découpeur est relié à un piston se déplaçant dans un cylindre dont le diamètre intérieur est de l'ordre de 76 mm. Au centre du cylindre se trouve une tige de guidage fixe terminée par un bouchon d'extrémité, qui se comporte à la manièere d'un piston dans le tube de laiton lorsque ce tube est descendu dans le cylindre en même temps que le tube découpeur en acier et le piston principal, sous l'influence de la pression de l'eau qui agit sur la face supérieure du piston principal. L'eau qui

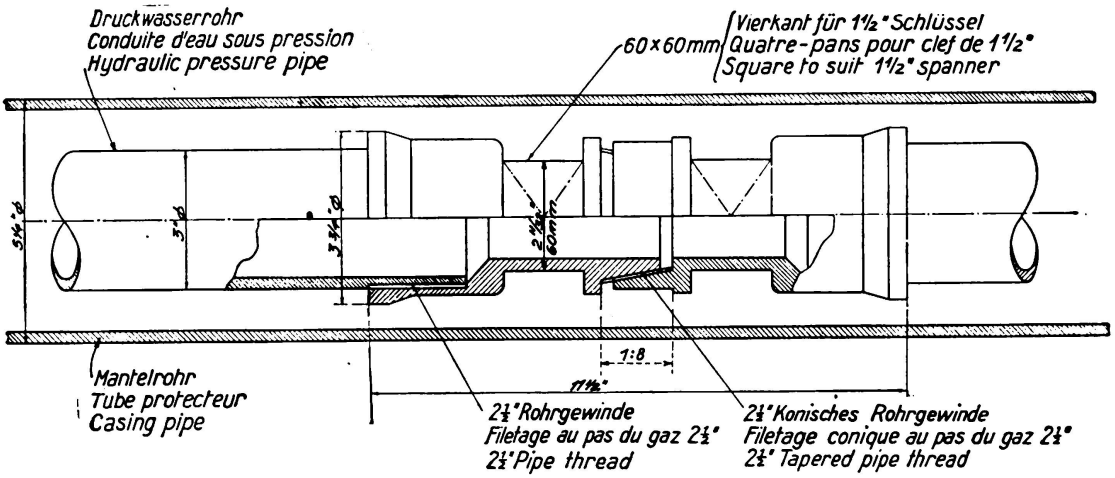


Fig. 5.
Joint de canalisation hydraulique sous pression.

se trouve au-dessous du piston principal s'échappe par le trou central de la tige de guidage.

Pour mettre en service cet échantillonneur, on le relie à des canalisations sous pression, ainsi que le montre la figure 5, avec assemblages par filetages coniques et on le fait descendre dans le tube représenté sur la figure 3, le piston étant bloqué à sa position supérieure et l'extrémité inférieure du tube découpeur affleurant avec le bouchon inférieur, jusqu'à ce que ce dernieur atteigne le fond.

On boulonne ensuite une bride sur la canalisation sous pression et on la relie à des poutres de mise en charge boulonnées elles-mêmes sur le tube extérieur. Ces poutres sont alors mises en charge à l'aide de caisses de sable ou de gueuses en fonte, afin de fournir la réaction à la pression nécessaire pour le découpage de l'échantillon.

On envoie alors de l'eau, par la pompe, à travers la canalisation, jusque dans le cylindre ce qui provoque le déplacement du piston, de telle sorte que le tube découpeur pénètre dans le sol et prélève une carotte d'argile.

Lorsque le piston atteint sa position de fin de course inférieure, ce que l'on perçoit sur le manomètre de la pompe par une soudaine augmentation de la pression, il se produit automatiquement un blocage de ce piston à la position qu'il occupe; on ramène alors la carotte sur le pont de la gabare, on enlève le chapeau fileté et l'on retire le tube carottier contenant l'échantillon.

La compacité de l'échantillon est déterminée immédiatement, sur place, à l'aide d'un appareil à cône et à ressort très simple, puis on scelle le tube de laiton avec un bouchon obturateur et un ruban adhésif, aux deux extrémités et on l'envoie au laboratoire pour la suite des essais.

L'appareil échantillonneur est prévu pour une pression normale de service de 50 atm au maximum, correspondant à une pression totale de l'ordre de 2 tonnes sur le tube découpeur. On a constaté que les carottes prélevées à l'aide

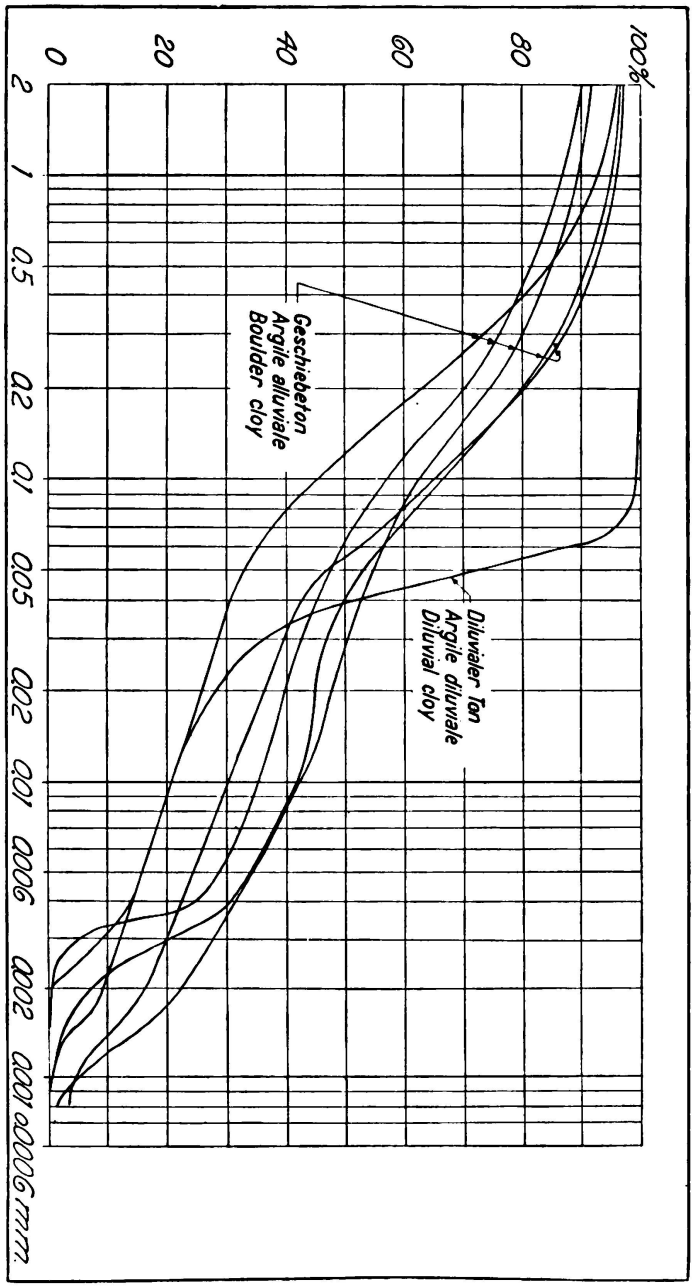


Fig. 6.

Quelques courbes typiques de composition granulométrique.

de ce dispositif se trouvaient en bien meilleur état que celles que l'on prélève avec des appareils de conception plus simple, destinés à être enfoncés dans le sol par coups frappés.

Essais de laboratoire.

Les échantillons ainsi prélevés ont été sousmis à des essais, par l'auteur, au Laboratoire de Recherches du Collège Technique Royal de Copenhague. Au laboratoire, ont été ainsi effectués les essais habituels de détermination de la

teneur en eau, de l'élasticité, du retrait et de la limite de liquidité, de la densité, de la composition granulométrique, de la compressibilité, de la perméabilité et de la résistance sous forme de cylindres. On ne disposait pas d'appareil pour l'essai direct au cisaillement, mais quelques essais ont été effectués à titre de contrôle au Laboratoire de Construction Navale de Berlin.

Les principaux essais de consistance des échantillons ont été effectués avec un appareil à cône d'un modèle imaginé par l'auteur en 1930, suivant description

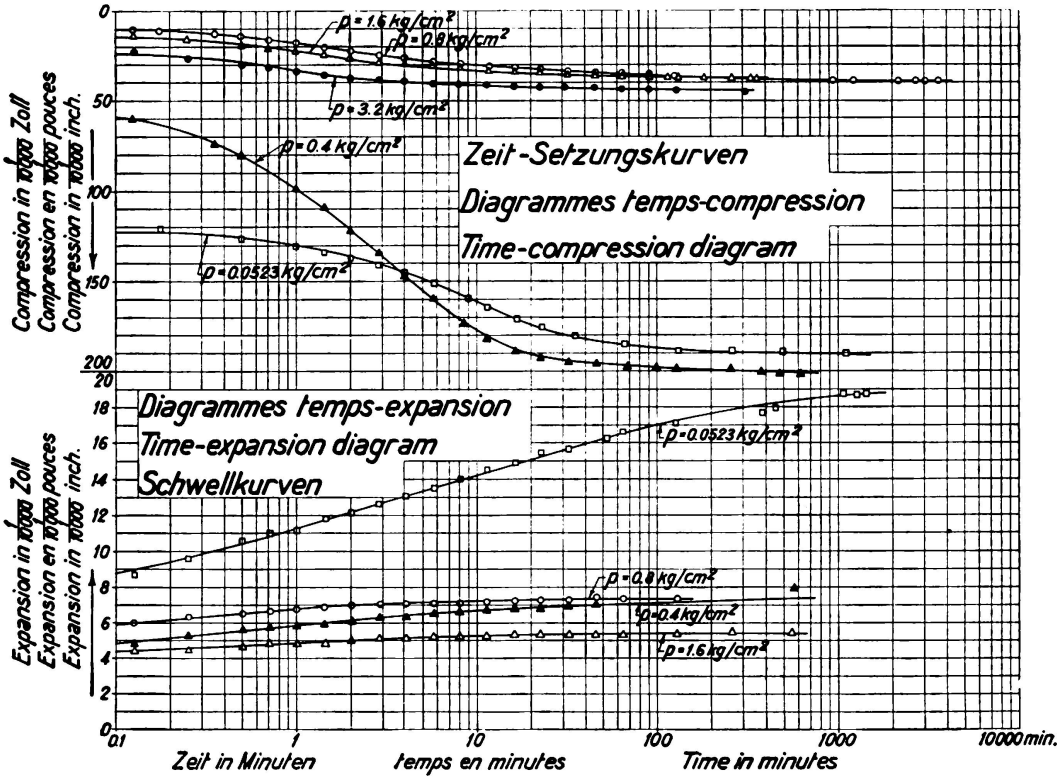


Fig. 7.

Diagrammes de compression et d'extension en fonction du temps.

que l'on trouvera par la suite. De plus, tous les échantillons ont été examinés du point de vue géologique par *M. E. L. Mertz,* du Survice Géologique Danois.

L'argile du Storstrømmen est une argile glaciaire à blocaux contenant une proportion très importante de craie, atteignant jusqu'à l'ordre de 50 %. A des profondeurs plus grandes, on trouve souvent une argile diluvienne ainsi que du sable diluvien qui contient des proportions variables d'argile. Ces couches diluviennes sont moins résistantes que l'argile à blocaux et sont caractérisées par leur extrême sensibilité aux perturbations. Au remoulage, la résistance de l'argile diluvienne diminue généralement jusqu'à 15 ou 25 % de la valeur de la résistance avant dislocation.

La teneur en eau de l'argile à blocaux varie de 10 à 15 % du poids de la substance sèche; pour l'argile diluvienne, cette teneur en eau est de 18 à 26 %. Pour l'argile glaciaire, on a trouvé les caractéristiques suivantes: limite de retrait 8 à 10 %, limite de plasticité 10 à 13 %, limite de liquidité 20 à 22 %.

Les courbes caractérisant la composition granulométrique font l'objet de la figure 6.

Il a été fait également un certain nombre d'essais de compression. La figure 7 en constitue un exemple.

Etant donné la faible teneur en eau de l'argile à blocaux sur laquelle sont fondées la plupart des piles, on prévoyait que les affaissements des piles seraient très réduits; c'est ce qui a été confirmé pas les relevés effectués sur quelques-unes de ces piles.

L'appareil à cône qui a été utilisé pour la détermination de la consistance de l'argile est représenté sur les fig. 8 et 9. Le cône à 60°, fixé sur une tige verticale, est soumis à différentes charges constituées par des poids de 0,3 à 12 kg, puis descendu en vissant jusqu'à ce que le sommet du cône vienne en contact avec la surface de l'argile. Le tube de laiton qui contient l'échantillon est découpé à la scie de telle sorte qu'au cours de l'essai, l'échantillon se trouve entouré à ras par la bague de laiton. On règle la vis micrométrique qui se trouve à l'extrémité supérieure de l'appareil, on laisse le cône pénétrer, avec son poids, dans la masse de l'argile et on mesure la pénétration à l'aide de la vis.

L'essai est effectué sous différentes charges et plusieurs lectures sont relevées avec chaque charge. Les pénétrations moyennes y en mm sont portées en fonction du poids G de la charge, sur papier logarithmique double; les poids figurent en abscisses et les pénétrations en ordonnées, ainsi que le montre la fig. 10. Les résultats ainsi obtenus suivent approximativement une ligne droite et on a constaté que pour un même type d'argile, l'inclinaison de cette droite par rapport aux axes est à peu près constante.

La consistance K de l'argile est définie comme le poids total du cône qui fournit une pénétration égale à 10 mm.

Les résultats obtenus satisfont à la relation suivante:

$$G = K \left(\frac{y}{10}\right)^n$$

Pour l'argile à blocaux de Storstrømmen, on a sensiblement $n = 1{,}75$ en moyenne.

La consistance K peut être exprimée sous la forme suivante:

$$K = G \left(\frac{10}{y}\right)^{1{,}75}$$

L'appareil ainsi décrit présente l'avantage suivant, que les fortes valeurs des poids adoptées assurent des pénétrations qui sont faciles à mesurer avec la précision nécessaire; les erreurs qui résultent de la présence éventuelle de petits fragments de pierres dans les échantillons sont facilement éliminées lorsque l'on effectue un nombre de mesures assez important.

Les observations ainsi effectuées ont donné les résultats que traduisent les quelques exemples de la fig. 11. Les essais ont été faits aussi bien avec argile intacte qu'avec argile ayant subi une désagrégation. Sur les diagrammes sont également portés les résultats obtenus sur place avec l'appareil à cône et à ressort. Cet appareil a été imaginé par Mr. *O. Godskesen*, C. E. En comparant les résultats obtenus avec l'appareil à cône et à ressort avec ceux qui ont été obtenus à l'aide de l'appareil à cône précédent, on a constaté que l'appareil à

cône et à ressort donnait en moyenne des consistances supérieures de l'ordre de 40 % à celles de l'appareil à cône.

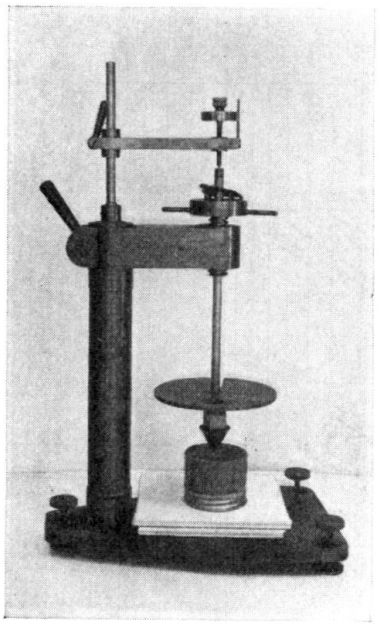


Fig. 8.
Appareil d'essai à cône (cliché d'ensemble).

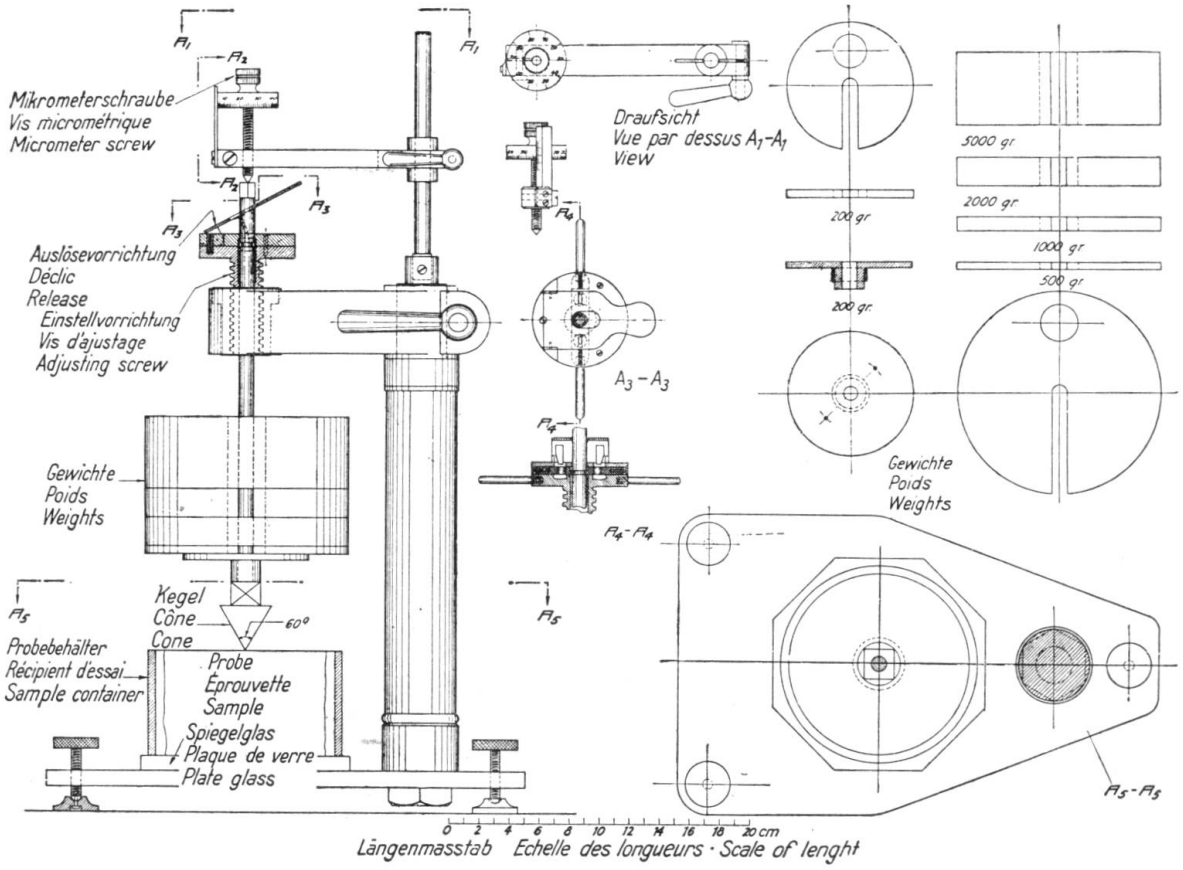


Fig. 9.
Appareil d'essai à cône (détails).

Il semble d'ailleurs que les échantillons essayés immédiatement après leur extraction accusaient une consistance plus élevée que celle que l'on obtenait par la suite sur les mêmes échantillons, au laboratoire, ce qui peut être attribué probablement à un gonflement interne.

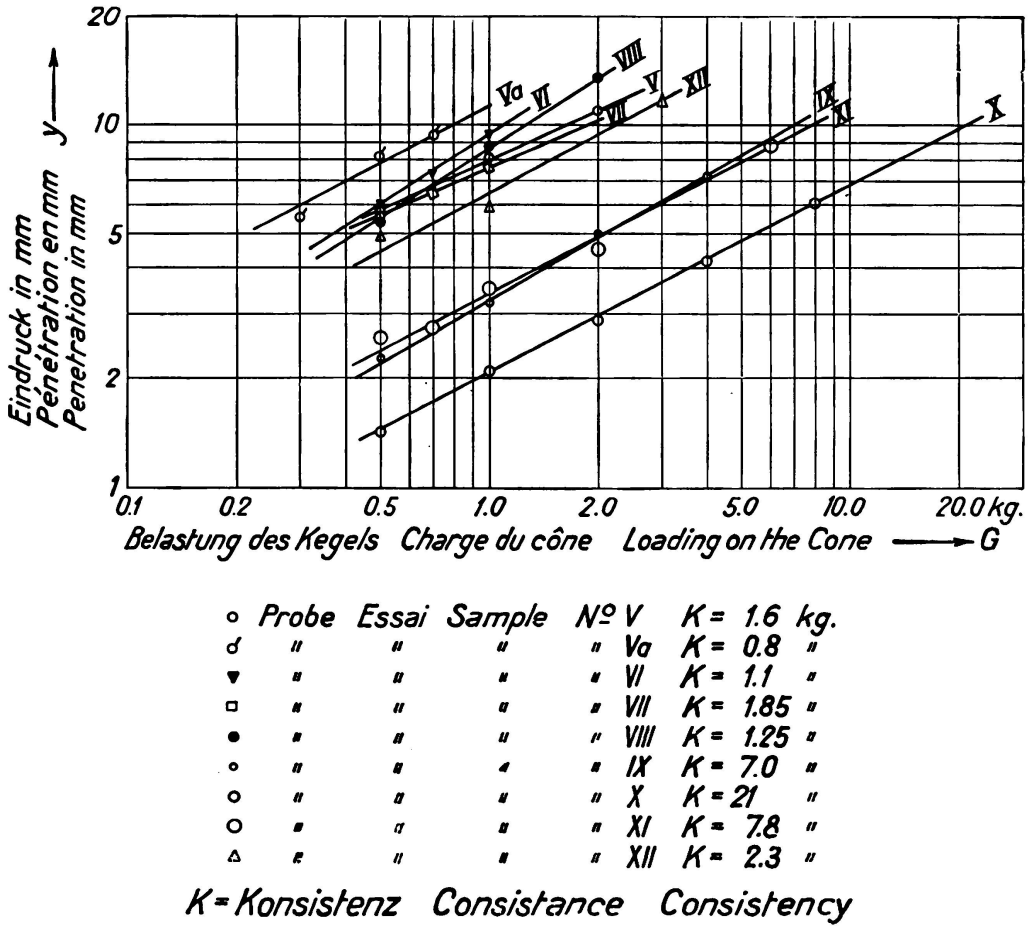


Fig. 10.

Résultats des essais avec l'appareil à cône.

Au cours de la construction effective des piles, l'auteur n'a toutefois pas eu l'impression que les résultats constatés au laboratoire étaient trop défavorables, ainsi qu'il avait été supposé initialement. Il semble donc qu'un gonflement identique a dû se produire dans l'argile du fond, après le pompage sur puits, lorsque l'argile s'est trouvée libérée de la pression antérieurement exercée par l'eau. Il semble également que la rapidité effective du travail joue là un rôle important et que la résistance de l'argile diminue lorsque le puits est maintenu à sec, pour une raison ou pour une autre, plus longtemps qu'il n'est habituel.

Une série d'essais comparatifs a été effectuée au laboratoire en vue de déterminer la relation qui existe entre la consistance sur cône et la consistance sur cylindre. Le nombre d'essais ainsi faits peut toutefois difficilement être considéré comme suffisant pour permettre une conclusion à ce sujet et il est à souhaiter que d'autres investigations soient effectuées.

Toutefois, les essais sur cylindre ont été effectués sous une lente augmen-

tation de la charge, de telle sorte que l'on peut considérer qu'il s'est manifesté d'une manière plus ou moins effective un certain frottement interne.

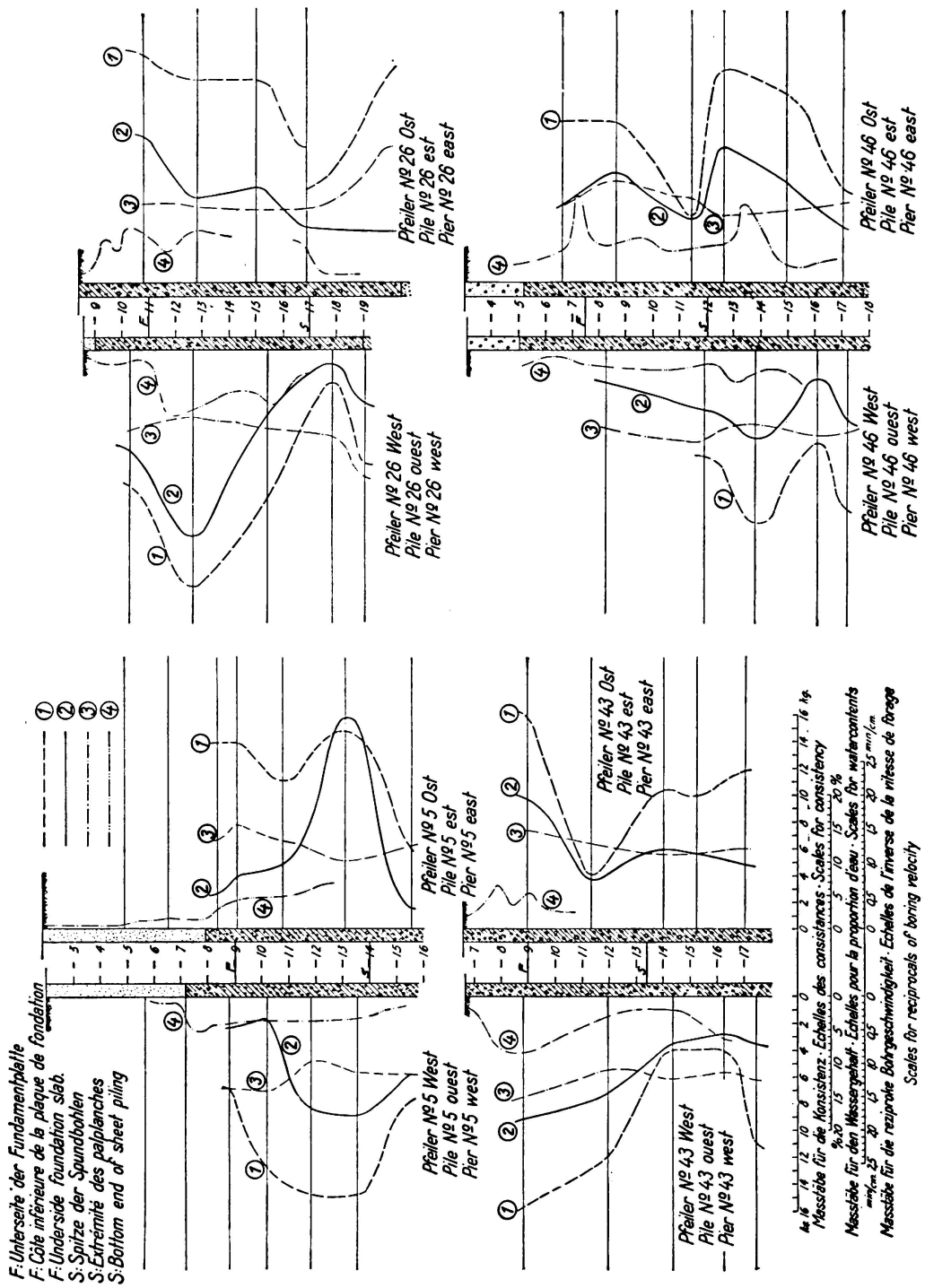


Fig. 11.

Diagrammes caractéristiques de consistance.

1) Consistance déterminée sur le chantier (cône à ressort).
2) Consistance déterminée au laboratoire.
3) Teneur d'eau en pourcent des matières sèches.
4) Vitesse reciproque de forage.

Dans l'ouvrage lui-même, où les puits ont été laissés à sec seulement pendant une période courte, on peut considérer que cela n'a pas dû être le cas et on a admis dans les calculs que seule la cohésion de l'argile est intervenue dans sa résistance, l'influence du frottement interne ayant été considérée comme négligeable.

D'après les essais sur cylindre ci-dessus mentionnés, la résistance à la rupture d en kg par cm^2 des cylindres a été trouvée en moyenne égale à:

$$d = 0{,}5 \cdot K \quad (K = \text{consistance en kg}).$$

Si l'on néglige le frottement, la résistance de l'argile au cisaillement doit être la suivante:

$$c = 0{,}50\ d$$

et on aura par suite:

$$c = 0{,}25\ K$$

L'expérience pratique a toutefois montré que cette valeur de la résistance au cisaillement était trop élevée. Ceci s'explique en partie par le fait que les essais sur cylindres sont assez lents et en partie par le fait que dans les puits eux-mêmes, l'argile se trouve plus ou moins dérangée au cours du pompage.

Les déformations subies par les palplanches ont été considérables, de telle sorte que l'on peut admettre que la partie supérieure de l'argile supportant la paroi a été, elle tout au moins, dérangée ou plus ou moins disloquée au cours du pompage.

Des essais effectués sur échantillons entièrement remoulés ont montré que dans ces conditions la consistance se trouvait réduite à environ 45 % de la valeur de la consistance des échantillons non désagrégés.

Pour les calculs pratiques, on a donc admis pour la résistance au cisaillement de l'argile la valeur:

$$c = 0{,}1\ K.$$

Les mesures qui ont été faites à titre de contrôle sur les palplanches ont montré que cette dernière valeur était très sensiblement voisine de la résistance effective.

De l'avis de l'auteur, l'essai au cône adopté pour l'argile imperméable doit exprimer la cohésion de cette argile. Etant donné la grande rapidité avec laquelle est effectué cet essai, on peut négliger l'influence du frottement interne, de telle sorte que l'on obtient des résultats qui concordent avec les valeurs de la résistance au cisaillement observées dans la pratique. Le rapport entre la cohésion et la consistance ne peut toutefois pas être considéré comme constant, mais il doit être déterminé pour chaque type particulier d'argile.

Calculs statiques des palplanches métalliques.

On a cherché une méthode simple pour la détermination de la profondeur à laquelle il était nécessaire de foncer les palplanches métalliques au-dessous du niveau de la fondation dans des conditions telles que la résistance de l'argile au cisaillement ne soit pas dépassée, ainsi que pour déterminer les moments fléchissants correspondants dans ces palplanches.

Suivant les indications du début, le calcul des dimensions a été effectué dans l'hypothèse que le rideau de palplanches est incurvé vers l'intérieur juste à l'extrémité inférieure et que l'intégralité de la pression de l'eau, y compris une

marge de 1 m pour les hautes eaux, agit depuis l'extérieur sous la pleine hauteur (figure 12a).

Dans ces conditions, la limite de résistance de l'argile doit être considérée comme étant atteinte et les moments dans la paroi de palplanches comme atteignant un maximum. Dans les calculs, on a donc introduit une résistance au cisaillement (cohésion) donnée par la relation:

$$c = {}^2/_3 \cdot 0{,}1\ K$$

ce qui équivaut à adopter pour l'argile un coefficient de sécurité de 1,5.

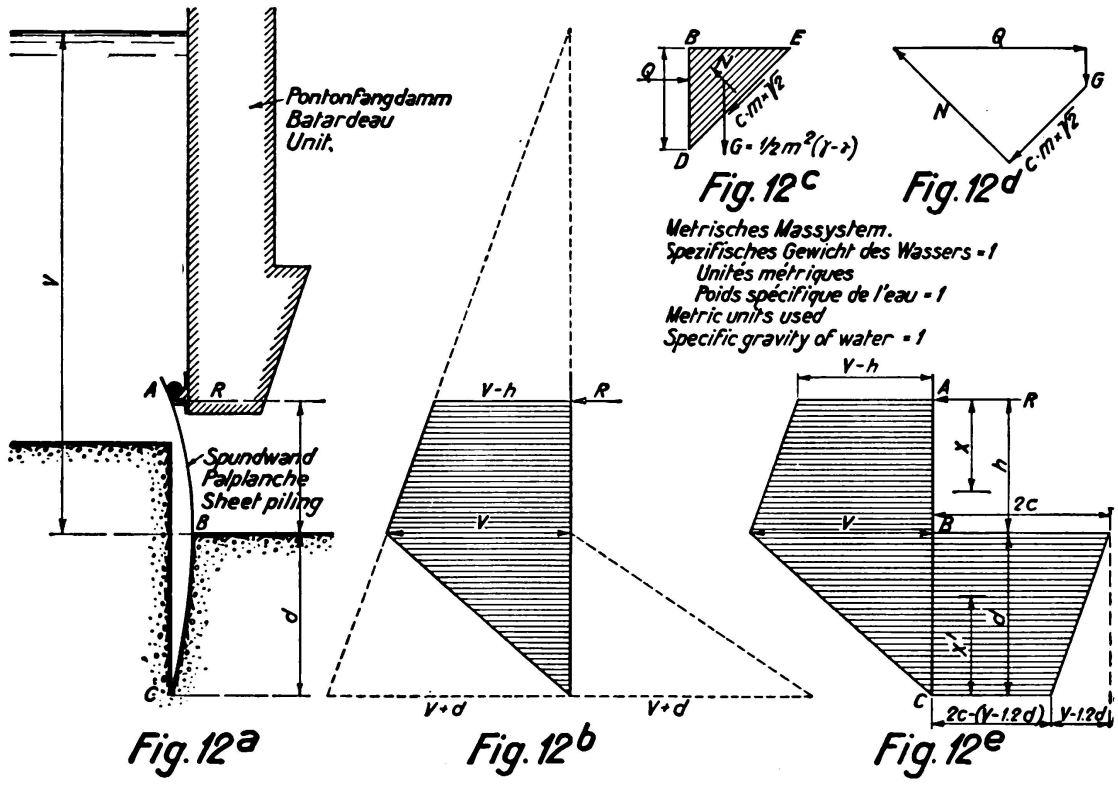


Fig. 12.

Calcul des palplanches métalliques.

A l'intérieur des palplanches, la pression de l'eau doit diminuer, dans les vides de l'argile, depuis la pleine valeur qui règne à la base du côté extérieur jusqu'à zéro au niveau de la fondation. Par mesure de simplicité, on admet que cette variation se manifeste suivant une ligne droite ainsi qu'il est indiqué sur la fig. 12b, qui représente les pressions s'exerçant sur les deux côtés de la paroi ainsi que les différences de pression correspondantes.

Le gradient de pression sera donné par:

$$\alpha = \frac{v + d}{d} = 1 + \frac{v}{d}$$

c'est-à-dire que la poussée intérieure dans l'argile est égale à la poussée statique normale multipliée par $\left(1 + \frac{v}{d}\right)$.

Sous l'action de la pression résultante de l'eau, le rideau de palplanches appuie sur l'argile. On admet que le glissement se produit le long des plans de rupture à 45°. Si l'on considère une arête de glissement soit BDE dans la fig. 12c, on constate qu'elle est soumise aux forces extérieures suivantes: la réaction horizontale Q des palplanches; une force verticale G égale au poids de l'arête diminué de la poussée; enfin à la cohésion $c\,m\sqrt{2}$ agissant le long du plan de rupture DE ainsi qu'une réaction inconnue N perpendiculaire à ce même plan DE.

Comme la densité γ de l'argile dans son état effectif d'humidité peut être considérée comme égale à 2,2 (poids spécifique de l'eau = 1), on constate que l'on a:

$$G = \frac{m^2}{2}\left(2{,}2 - \left[1 + \frac{v}{d}\right]\right) = m^2\left(0{,}6 - \frac{v}{2\,d}\right).$$

La fig. 12d représente le polygone des forces; par projection sur une ligne parallèle au plan de rupture, on obtient:

$$\frac{Q}{\sqrt{2}} = \frac{m^2}{\sqrt{2}}\left(0{,}6 - \frac{v}{2\,d}\right) + c\,m\sqrt{2}$$

ou bien:

$$Q = 2\,c\,m + m^2\left(0{,}6 - \frac{v}{2\,d}\right)$$

L'intensité de la pression à la profondeur m est donnée par dérivation:

$$q = \frac{dQ}{dm} = 2c + 2\,m\left(0{,}6 - \frac{v}{2\,d}\right)$$

d'où pour $m = 0 \;.\;.\;.\;.\;.\;.\; q = 2\,c$

$m = d \;.\;.\;.\;.\;.\;.\; q = 2\,c - v + 1{,}2\,d.$

La fig. 12e représente le diagramme des charges résultantes sur la paroi.

On a pour les moments en A:

$$\frac{1}{2}\,\frac{h^2}{3}(v - h) + \frac{h^2 v}{3} + \frac{1}{3}\,dv\left(h + \frac{d}{3}\right)$$

$$= 2\,c\,d\left(h + \frac{d}{2}\right) - \frac{1}{2}\,d\,(v - 1{,}2\,d)\left(h + \frac{2}{3}\,d\right)$$

ce qui donne:

$$c = \frac{v}{2} + \frac{h^2\,(3\,v - h) - 1{,}2\,d^2\,(3\,h + 2\,d)}{6\,d\,(2\,h + d)} \qquad \text{(I)}$$

Par projection sur une ligne horizontale, on obtient:

$$R = h\left(v - \frac{h}{2}\right) - d\,(2\,c - v + 0{,}6\,d). \qquad \text{(II)}$$

Le moment fléchissant à la profondeur $x \leqq h$ au dessous de A est donné par:

$$M_x = R\,x - (v - h)\,\frac{x^2}{2} - \frac{1}{6}\,x^3,$$

valeur qui atteint son maximum pour

$$x_0 = -(v - h) \pm \sqrt{(v - h)^2 + 2\,R} \qquad \text{(III)}$$

à condition que l'on ait: $x_0 \leqq h$

auquel cas on a:

$$M_{max} = R\,x_0 - (v - h)\frac{x_0^2}{2} - \frac{1}{6}\,x_0^3 \qquad \text{(IV)}$$

Le moment fléchissant à une distance $x' \leqq d$ au-dessus de C est donné par:

$$M'_x = -0{,}2\,x'^3 + x'^2\left(c - \frac{v}{2} + 0{,}6\,d\right)$$

expression qui prend son maximum pour:

$$x'_0 = \frac{1}{0{,}3}\left(c - \frac{v}{2} + 0{,}6\,d\right) \qquad \text{(V)}$$

à condition que l'on ait $x'_0 \leqq d$

On obtient ainsi:

$$M'_{max} = 0{,}1 \cdot x'^3_0 \qquad \text{(VI)}$$

La dernière relation est à appliquer lorsque $x'_0 \leqq d$ et cette dernière condition est elle-même remplie lorsque l'on a:

$$\left(\frac{d}{h}\right)^3 \geqq 5\left(\frac{v}{h} - \frac{1}{3}\right).$$

Les relations (I) à (VI) peuvent être représentées graphiquement en introduisant les rapports:

$$\frac{d}{h},\ \frac{c}{h},\ \frac{R}{h^2},\ \frac{x_0}{h} \text{ et } \frac{M_{max}}{h^3}$$

Les relations ci-dessus deviennent alors:

$$\frac{c}{h} = \frac{1}{2}\cdot\frac{v}{h} + \frac{3\frac{v}{h} - 1 - 1.2\left(\frac{d}{h}\right)^2\left(3 + 2\frac{d}{h}\right)}{6\frac{d}{h}\left(2 + \frac{d}{h}\right)}; \qquad \text{(Ia)}$$

$\frac{c}{h}$ est donc linéaire en fonction de $\frac{v}{h}$ pour $\frac{d}{h}$ = constante.

$$\frac{R}{h^2} = \frac{v}{h} - \frac{1}{2} - \frac{d}{h}\left(2\frac{c}{h} - \frac{v}{h} + 0{,}6\frac{d}{h}\right); \qquad \text{(IIa)}$$

$\frac{R}{h^2}$ est donc linéaire en fonction de $\frac{v}{h}$ pour $\frac{d}{h}$ = Cte.

Pour $\frac{x_0}{h} \leqq 1$, par exemple pour $\left(\frac{d}{h}\right)^3 \leqq 5\left(\frac{v}{h} - \frac{1}{3}\right)$ on a:

$$\frac{x_0}{h} = -\left(\frac{v}{h} - 1\right) + \sqrt{\left(\frac{v}{h} - 1\right)^2 + 2\frac{R}{h^2}} \qquad \text{(IIIa)}$$

$$\frac{M_{max}}{h^3} = \frac{R}{h^2}\cdot\frac{x_0}{h} - \frac{1}{2}\left(\frac{v}{h} - 1\right)\left(\frac{x_0}{h}\right)^2 - \frac{1}{6}\left(\frac{x_0}{h}\right)^3 \qquad \text{(IVa)}$$

Pour $\frac{x_0}{h} \leqq \frac{d}{h}$ c'est-à-dire pour $\left(\frac{d}{h}\right)^3 \geqq 5\left(\frac{v}{h} - \frac{1}{3}\right)$ on a:

$$\frac{x_0}{h} = \frac{1}{0{,}3}\left(\frac{c}{h} - \frac{1}{2}\frac{v}{h} + 0{,}6\frac{d}{h}\right), \qquad \text{(Va)}$$

expression qui est linéaire pour $\frac{d}{h}$ = constante.

$$\frac{M'_{max}}{h^3} = 0{,}1 \left(\frac{x'_o}{h}\right)^3 \qquad \text{(VIa)}$$

On a porté sur la fig. 13 les courbes qu'expriment les relations Ia à VIa. Ces courbes ont été utilisées pour le calcul des systèmes de palplanches pour les différentes piles.

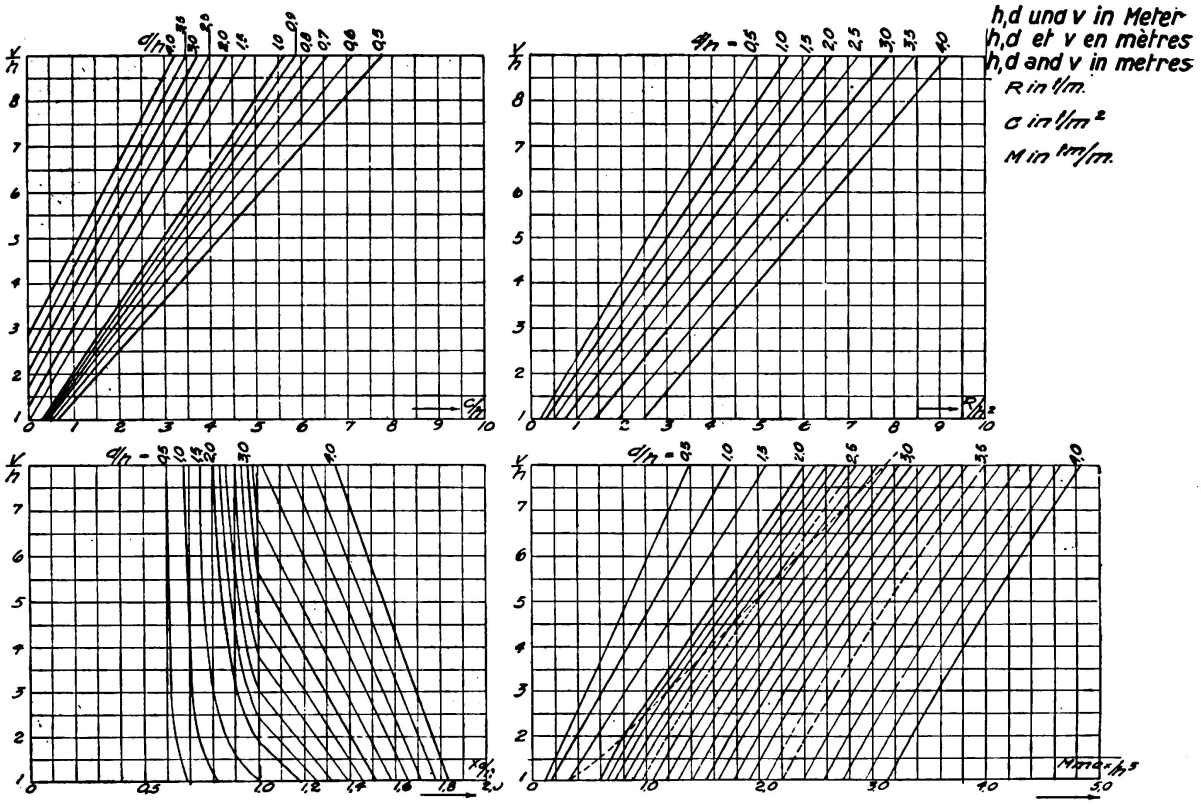


Fig. 13.

Diagrammes pour dimensionner les palplanches.

Mesure des contraintes effectives sur les palplanches.

Les palplanches étaient dans tous les cas des Krupp n° III généralement établies en acier doux ordinaire. Dans les cas où il était nécessaire de disposer d'éléments plus longs et où les moments fléchissants étaient plus importants, on a employé l'acier Chromador dont la charge de rupture est de 58 kg/mm² et la limite d'écoulement de 36 kg/mm².

Au cours des travaux d'affouillement des puits, on a déterminé les contraintes de flexion, afin de se faire une idée de l'exactitude de l'hypothèse admise au sujet de la résistance de l'argile et de la base sur laquelle ont été effectués les calculs statiques. Etant donné que quelques-unes des palplanches avaient pu être déformées au cours du fonçage, il aurait été inutile d'utiliser des jauges disposées sur les palplanches avant la foncée. A titre d'expédient, on a mesuré la courbure d'un grand nombre de palplanches et on a admis que la valeur moyenne

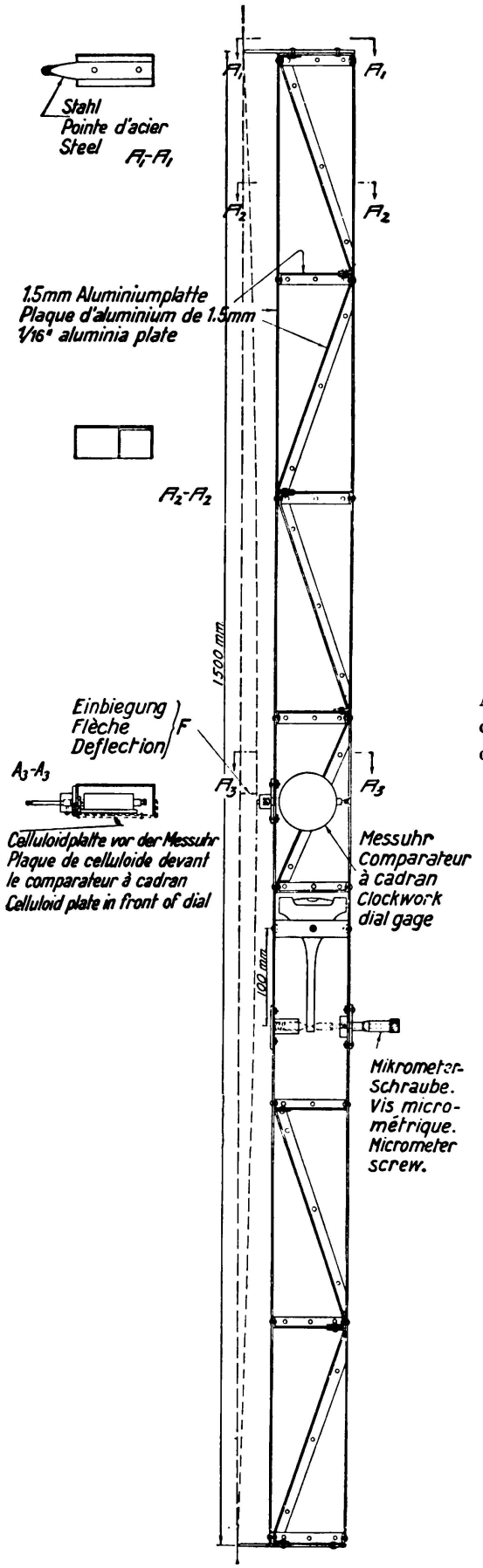


Fig. 14.

Appareil pour la mesure des courbures et des inclinaisons des palplanches métalliques.

de ces courbures exprimait les contraintes mises en jeu par la pression de l'eau, etc.

On a en outre déterminé les inclinaisons des palplanches à l'aide d'un clinomètre. L'apparail utilisé est représenté sur la fig. 14, qui se comprend de soi-même. A l'application du cadran sur la palplanche, on lit la flèche f de cette palplanche sur une longueur L égale à 1,50 m. Le rayon de courbure est donné par

$$\rho = \frac{L^2}{8\,f}$$

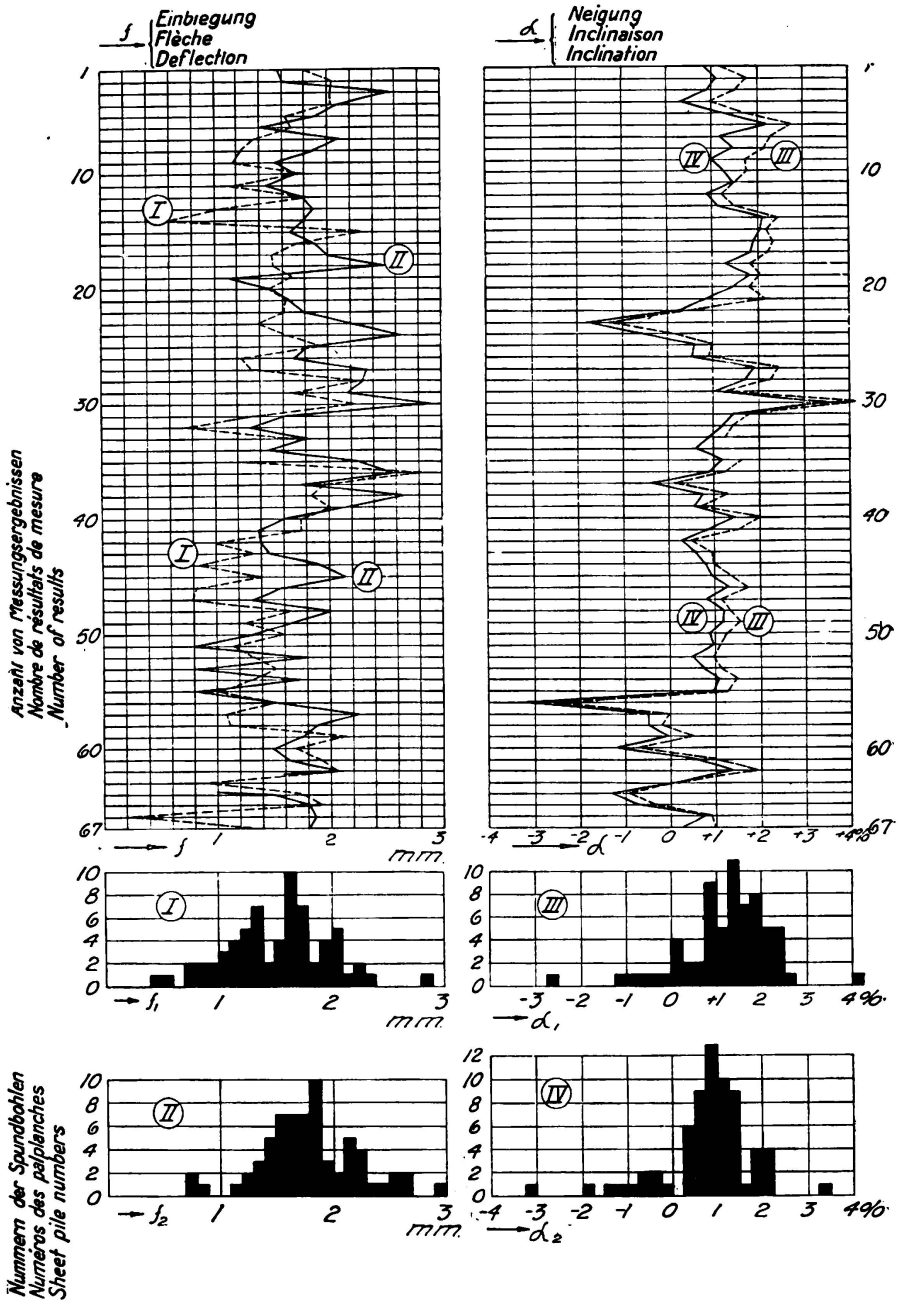


Fig. 15.

Résultats des mesures de vérification sur la pile n° 39.

I et III sont des résultats de mesures effectuées entre les cotes — 6,90 m et — 8,40 m.
II et IV sont des résultats de mesures effectuées entre les cotes — 7,65 m et — 9,15 m.

On a pour le moment fléchissant: $M = \frac{EI}{\rho}$

E désignant le module d'élasticité et I le moment d'inertie.

En remplaçant L, E et I par leurs valeurs et en éliminant ρ on trouve:

$$M = 12{,}8\,f \quad \text{(M étant exprimé en mt et f en mm).}$$

Les résultats des observations complètes sont représentés sur la fig. 15. Même dans le cas où les observations individuelles sont considérablement différentes les unes des autres, on peut considérer que la valeur moyenne donne une bonne idée des valeurs des contraintes dans les palplanches.

Tous les résultats obtenus sur les 24 piles sur lesquelles ont été effectuées des mesures sont reproduits dans le tableau ci-après (fig. 16). On notera que le σ_{max} théorique et le σ_2 correspondant au point où les mesures ont été faites ont été établis avec la valeur correcte de la pression d'eau mais dans les mêmes conditions d'appui que celles qui ont été utilisées pour la calcul des dimensions des palplanches. Comme on a fait intervenir un coefficient de sécurité de l'ordre de 1,5 pour la fixation de la résistance de l'argile, il est à supposer que les parties inférieures des palplanches peuvent être considérées dans une certaine mesure comme encastrées pour les mesures et que les hypothèses de calcul ne sont ainsi pas tout à fait exactes.

En règle générale, on peut admettre que les contraintes effectives doivent être inférieures aux contraintes théoriques. Il serait certainement intéressant de déterminer avec une plus grande précision les contraintes théoriques dans des conditions d'appui plus exactement approchées des conditions effectives; en pareil cas, on obtiendrait certainement une meilleure concordance. Ce travail peut être fait sans difficulté et l'auteur se propose de reprendre ces calculs ultérieurement.

On peut estimer néanmoins que les résultats ainsi obtenus sont fort intéressants, car il est probable que de telles mesures n'ont pas été effectuées fréquemment jusqu'à maintenant.

Dans certains cas, les valeurs des contraintes trouvées au cours des mesures de vérification ont été notablement plus faibles que l'on ne l'escomptait. Ceci peut naturellement être expliqué par le fait que les conditions au fond sont effectivement meilleures qu'il n'a été supposé sur la base des essais de laboratoire; toutefois, on mentionnera également que sur quelques-unes des piles pour lesquelles cette observation a été faite, on avait employé des palplanches d'une longueur plus grande que la normale et qu'en outre les travaux d'excavation avaient été effectués avec une vitesse extrême, de telle sorte que les déformations plastiques de l'argile n'avaient pas eu le temps d'atteindre leurs valeurs maxima. Dans plusieurs cas, l'auteur a eu l'impression que les contraintes atteignaient des valeurs plus élevées lorsque, pour une raison ou pour une autre, les travaux avaient duré plus longtemps.

Pile N°	emplacements de mesure	date	longueur totale des palplanches	Matériau	consistance moyenne	contraintes théoriques σ max.	σ2 au point des mesures	contrainte mesurée σ2
13	à toutes les palplanches	11-5-34	8,5 m.	Mild steel	5,0 Kg.	1815 Kg/cm²	1700 Kg/cm²	1880 Kg/cm²
39	" " " "	12-6-34	7,5 "	"	10,7 "	1460 "	1400 "	1600 "
9	" " " "	27-6-34	7,5 "	"	7,2 "	1600 "	1590 "	2080 "
14	" " " "	10-8-34	8,5 "	"	6,3 "	2050 "	1970 "	2340 "
8	" " " "	10-9-34	11,0 "	Chromador	5,6 "	2860 "	2660 "	2290 "
5	moitié est	26-10-34	8,5 "	Mild-steel	8,8 "	1650 "	1640 "	1450 "
	" ouest	27-10-34			6,1 "			1510 "
40	toutes les deux palplanches	26-11-34	7,0 "	" "	8,2 "	910 "	890 "	830 "
7	moitié ouest	21-12-34	12,0 "	Chromador	3,5 "	3610 "	3150 "	2110 "
43	" "	21-12-34	8,0 "	Mild steel	7,5 "	1520 "	1500 "	1720 "
26	moitié nord-ouest	27-2-35	9,5 "	" "	8,1 "	2340 "	2250 "	2290 "
42	2/3 du périmètre nord-ouest	23-3-35	9,5 "	" "	5,0 "	2050 "	1950 "	1440 "
17	moitié ouest	27-4-35	10,0 "	" "	6,1 "	2670 "	2550 "	1030 "
41	" "	3-5-35	12,0 "	Chromador	2,6 "	3390 "	2760 "	1290 "
16	" "	28-5-35	12,0 "	"	2,7 "	3700 "	3250 "	1980 "
44	" "	3-6-35	9,0 "	Mild steel	5,1 "	1810 "	1660 "	1480 "
11	" "	26-6-35	11,5 "	Chromador	5,9 "	3260 "	2900 "	1810 "
46	" "	16-7-35	8,0 "	Mild steel	3,3 "	1290 "	1270 "	1480 "
	extrémité est	1-8-35						1920 "
10	côté sud	3-8-35	12,0 "	Chromador	7,3 "	3590 "	3150 "	1560 "
	" nord	3-8-35						1440 "
45	moitié ouest	8-8-35	8,0 "	Mild steel	6,8 "	1390 "	1370 "	1760 "
25	" est	26-8-35	10,0 "	" "	7,5 "	2540 "	2420 "	1910 "
47	" ouest	30-8-35	7,5 "	" "	5,4 "	1160 "	1150 "	920 "
49	" "	21-9-35	9,5 "	" "	3,8 "	1770 "	1650 "	1500 "
37	extrémité ouest	12-10-35	12,0 "	" "	4,7 "	3620 "	3100 "	2370 "
	" est	14-10-35		" "	3,0 "			2150 "
48	moitié ouest	17-10-35	10,5 "	" "	3,2 "	2220 "	1940 "	1440 "

Fig. 16.

Tableau des mesures de vérification.

Résumé.

L'auteur décrit la méthode standardisée qui a été adoptée pour la construction des fondations du pont de Storstrømmen au Danemark. Il décrit également le nouvel appareil hydraulique de prélèvement des carottes qui a été utilisé pour obtenir des échantillons intacts du sous-sol.

Il expose la méthode adoptée pour la détermination de la consistance de l'argile, à l'aide d'un nouvel appareil à cône. La consistance K en kg, le poids du cône G en kg et la pénétration y en mm du cône sont liés par la relation:

$$K = G\left(\frac{10}{y}\right)^n$$

Pour l'argile de Storstrømmen, on a: $n = 1{,}75$.

La consistance au cône d'une argile grasse est considérée comme exprimant la cohésion du sol sans qu'il soit ainsi tenu compte des frottements internes. Pour l'argile en question, l'expérience pratique permet d'envisager la relation suivante:

$$c = 0{,}1\ K \quad (c \text{ en kg/cm}^2 - K \text{ en kg}).$$

L'auteur expose les calculs statiques des palplanches. L'argile est supposée dénuée de frottement interne pendant la courte période d'assèchement du puits. Des diagrammes sont établis pour déterminer la profondeur de fonçage et les moments fléchissants relatifs aux palplanches.

Des mesures des contraintes effectives sur les palplanches ont été effectuées au cours des travaux d'excavation des puits. Les résultats obtenus sont comparés avec les valeurs théoriques des contraintes.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIII 2

Observations d'affaissement sur les ouvrages d'art du réseau allemand d'autostrades.

Setzungsbeobachtungen an Brückenbauten der Reichsautobahnen.

Subsidence in Bridge Constructions on the German State Arterial Roads.

Dr. Ing. L. Casagrande,*
Berlin.

I. — Introduction.

Reconnaissant en temps opportun la valeur effective des études sur les terrains, l'Inspecteur Général des Routes Allemandes a décidé, peu de temps après son entrée en fonctions, qu'avant la mise en chantier de tout élément d'ouvrage destiné au réseau allemand d'autoroutes, le terrain, devant recevoir les fondations devrait faire l'objet d'essais d'après les progrês les plus récents de la technique des sols de fondation. Au cours de l'année 1934, il a été créé dans chaque Direction Principale du Service des Autoroutes une section d'Essai des sols, qui est chargée non seulement d'effectuer des investigations sur l'état des terrains qui doivent supporter les routes, mais également de faire des essais sur l'état du terrain qui doit supporter un ouvrage d'art, afin d'en tirer des conclusions en ce qui concerne le choix du type de fondations et du type d'ouvrage lui-même. Dans ce but, les Sections d'Essais des Sols sont équipées avec des appareils qui permettent de déterminer la compression et la perméabilité d'échantillons de sol à l'état naturel et aussi les prévisions en ce qui concerne les tassements probables. Outre leur intérêt propre, ces études des affaissements ont pout but de fournir une représentation anticipée approximative de l'ordre de grandeur des affaissements qui sont à prévoir; le nombre des ouvrages qui seront construits, dans l'avenir, sur des sols semblables, est en effet très important. Ces études auront principalement pour objets:

1° — la connaissance des couches supérieures du sol dans toute l'Allemagne, en ce qui concerne la capacité de charge et la compressibilité;

2° — le contrôle de la théorie du calcul des affaissements par comparaison avec des affaissements effectivement constatés;

3° — la possibilité d'étudier plus économiquement les projets concernant les nouvelles fondations des ponts.

---

* avec la collaboration des spécialistes de l'étude des sols des autostrades du Reich.

Les points 2 et 3 ci-dessus sont étroitement liés, car la réalisation de construction plus économiques exige nécessairement une étude des affaissements à prévoir.

Les Ingénieurs et les Géologues appartenant aux Sections d'Essai des Sols du Service des Autoroutes n'ont pas eu l'opportunité d'étudier à fond, au cours de leur formation technique, la «mécanique du sol», car jusqu'à maintenant peu d'écoles spéciales ont incorporé cette technique dans leurs programmes d'enseignement. Ce fait, joint à la pénurie d'aides qualifiés et au peu de temps dont on dispose pour la construction des ouvrages, explique le caractère incomplet et imparfait des études d'affaissement qui ont été faites avant la construction des ouvrages déjà existants. Quoi qu'il en soit, l'importance des bases dont on dispose dès maintenant permet d'aboutir à des conclusions intéressantes, dont l'exposé et l'interprétation constitueront l'objet du présent mémoire.

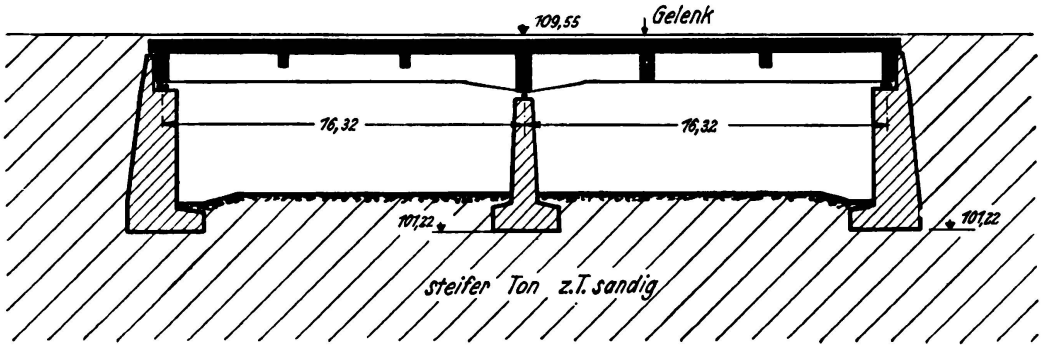


Fig. 1.

Pour le vocabulaire des expressions contenues dans les figures, voir à la fin de ce travail.

II. — Théorie des affaissements probables par compression simple du sous-sol.

La compression d'un sol est conditionnée par la réduction du volume des pores qu'il contient. Ceci suppose que l'on considère le grain de matière constituant le sol et l'eau comme relativement imcompressibles. Cette réduction a d'ailleurs

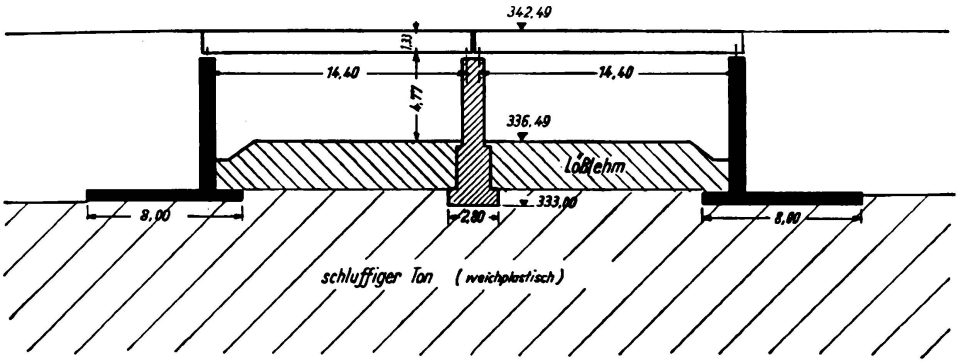


Fig. 2.

pour corollaire immédiat l'expulsion de l'eau qui se trouvait dans ces vides. Plus un sol est perméable, plus l'humidité qu'il renferme peut être expulsée rapidement, c'est-à-dire plus il est susceptible de subir la compression que peut provoquer l'application d'une charge déterminée. Alors que ce processus d'expulsion se produit presque immédiatement dans le cas des sables, il peut

demander plusieurs années lorsqu'il s'agit de sols cohérents (argiles, glaise, etc.), suivant la perméabilité et l'épaisseur des couches. Entre les deux extrêmes ci-dessus, on trouve un nombre considérable de sols divers et par suite de vitesses d'affaissement probables.

Une autre donnée importante est la valeur de la compressibilité des sols. Les sables ne possèdent qu'une faible compressibilité, tandis que la compressibilité des argiles est plus grande, par suite du volume beaucoup plus grand des vides qu'elles présentent. Si l'on charge une éprouvette de sable et une éprouvette d'argile au même taux, la compression qu'accusera l'argile sera en général plus grande que celle du sable. Des investigations minutieuses ont été effectuées par *Terzaghi* au sujet de l'influence de la forme des grains et de la structure de sol.[1]

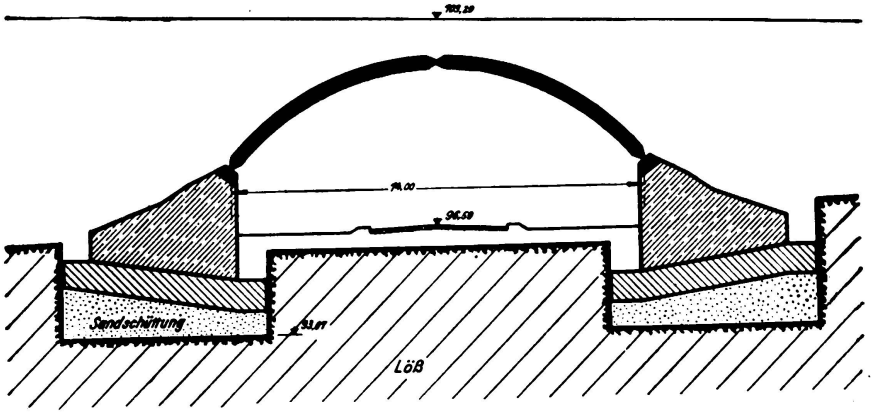


Fig. 3.

L'essai de compression permet de répondre aux deux questions ci-après:

1° — Dans quelle mesure l'échantillon de sol subit-il la compression sous l'influence d'une charge donnée?

2° — Suivant quel processus cette compression se produit-elle dans le temps?

Nous ne pouvons pas aborder ici l'étude plus détaillée des affaissements probables. *Terzaghi* et *Frölich* ont traité en détail, dans un ouvrage qui a paru

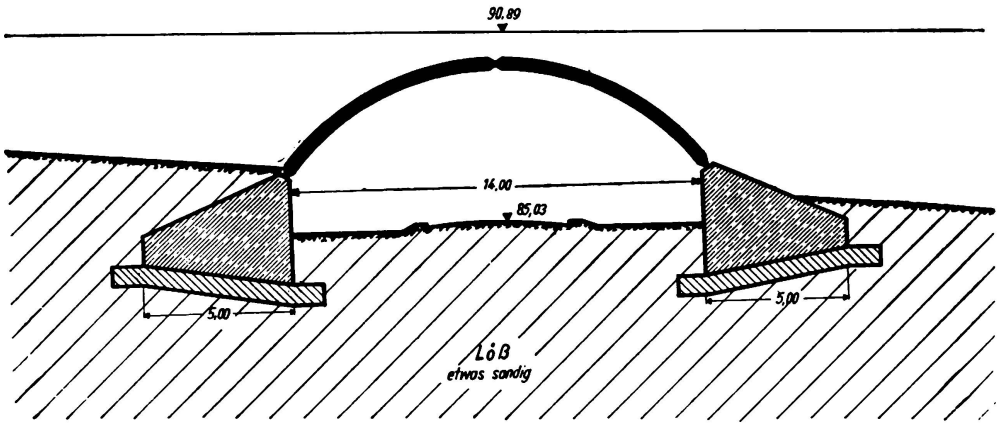


Fig. 4.

[1] *K. v. Terzaghi:* „Erdbaumechanik", Vienne, 1925.
du même auteur: „Festigkeitseigenschaften der Schüttungen, Sedimente und Gele", *Auerbach* und *Hort*, Handbuch der Mechanik, Vol. IV, Leipzig, 1931.
Redlich-Terzaghi-Kampe: „Ingenieurgeologie", Vienne et Berlin, 1929.

récemment,[2] cette question du tassement des sols argileux. On trouvera dans cet ouvrage des formules simples et des tableaux concernant la grandeur des affaissements et leur évolution dans le temps.

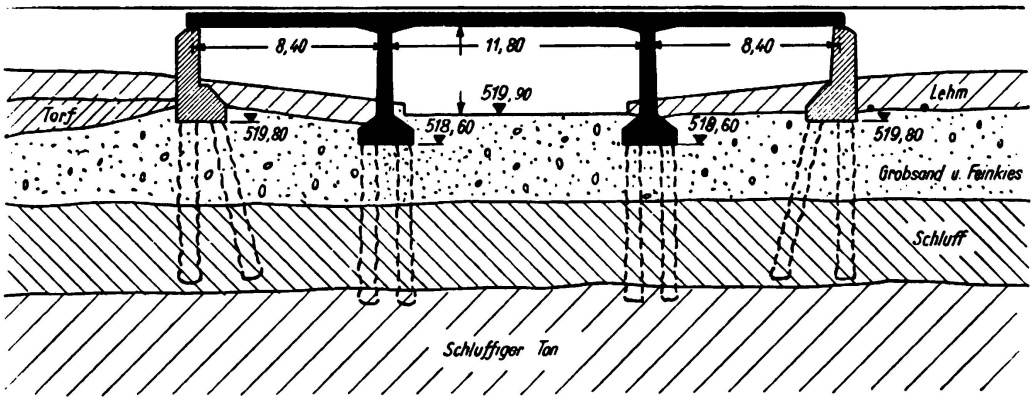
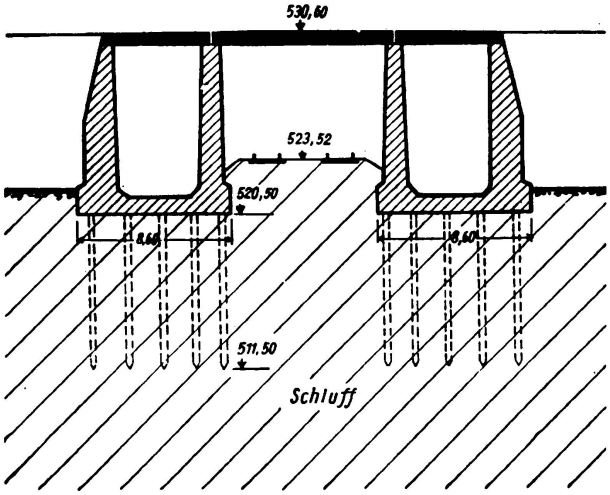


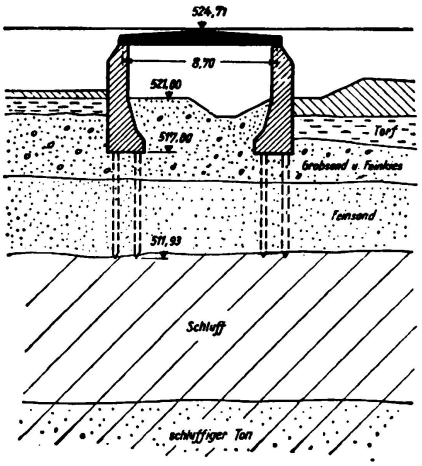
Fig. 5.

III. — Affaissements observés sur un certain nombre de ponts d'autoroutes allemandes après achèvement.

Par suite des circonstances exposées précédemment, il n'a été jusqu'à maintenant possible de faire porter les prévisions d'affaissements basées sur des essais de sols en laboratoire que sur un nombre relativement restreint de cas. Les études d'affaissements ainsi effectuées présentent néanmoins, dans leur imperfection, une concordance suffisamment exacte pour les besoins de la pratique entre les valeurs calculées et les valeurs observées. Il est à remarquer



Fig, 6.



Fig, 7.

à ce sujet que les valeurs des affaissements problables déterminées d'après la théorie sont toujours plus élevées que celles que l'on a obtenu par l'observation effective. Dans quelques cas, les écarts constatés ont atteint le maximum de 100 %, c'est-à-dire que pour des affaissements calculés de 100 mm, on n'a observé que des affaissements effectifs de 50 mm.

[2] *K. v. Terzaghi* et *O. K. Fröhlich:* „Theorie der Setzung von Tonschichten", Leipzig et Vienne, 1936.

Les exemples cités plus loin contiennent, en style abrégé, les indications strictement nécessaires à la compréhension et à la comparaison. Des croquis schématiques d'ouvrages et de sols, de même que les représentations graphiques des valeurs mesurées des affaissements, n'ont été établis que pour les cas intéressants, faute de place.

1° — Ouvrage n° 128, km 265,885, Direction Principale de Hanovre. Pont en béton armé à deux travées, avec porte-à-faux (fig. 1). Fondation en faible

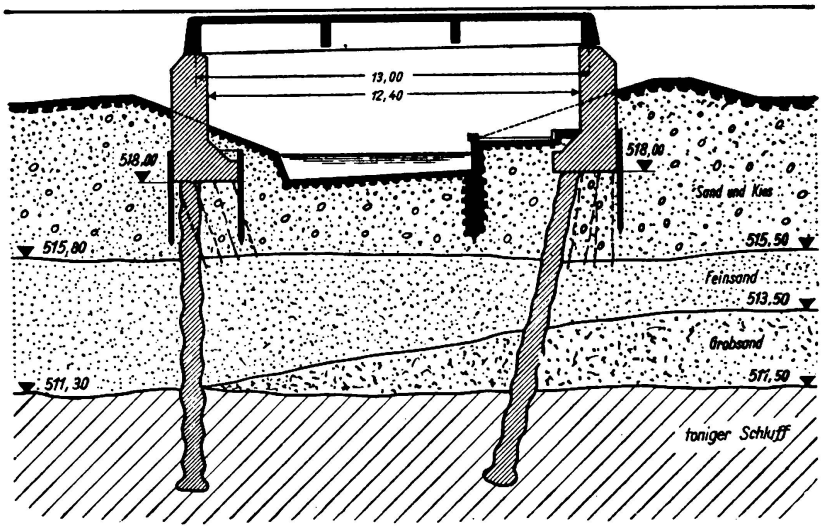


Fig. 8.

profondeur sur lit épais d'argile grasse (40 % 0,002 mm, teneur en eau à l'état naturel environ 31 %). Pression moyenne sur le sol 1,4 kg/cm² sous les culées et sous les piles. Ouvrage complètement terminé en juin 1935. Affaissements constatés jusqu'en avril 1936: maximum 54 mm pour les culées et 56 mm pour les piles. Affaissements prévus: 100 à 150 mm. L'ouvrage continue à s'affaisser; aucun dommage constaté.

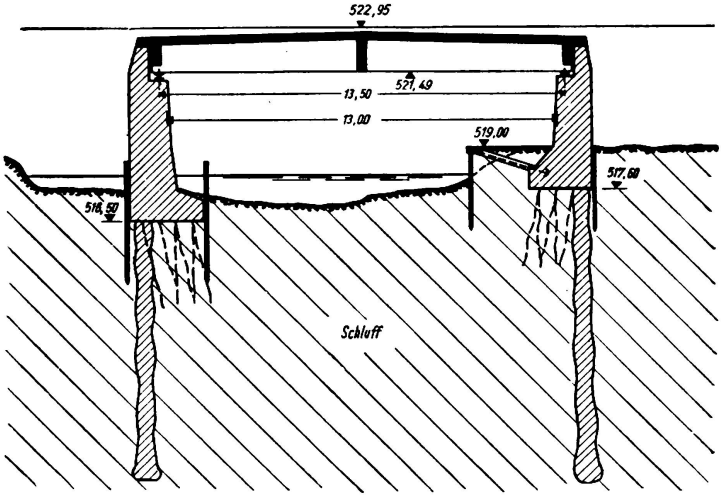


Fig. 9.

2° — Ouvrage au km 28,5. Direction Principale de Cologne. Deux poutres continues en tôle sur 6 travées chacune sur piles en béton armé. Longueur totale 540 m; longueur des travées 45 m chacune. Fondation en faible profondeur sur argile compacte allant jusqu'à 6 m d'épaisseur; au-dessous, couches

de gravier et de marne irrégulièrement disposées, puis roche. Ouvrage complètement terminé en décembre 1935; affaissement maximum des piles 52 mm à la dernière mesure en mars 1936. L'affaissement continue; aucun dommage constaté.

3° — Ouvrage au km 38,982. Direction Principale de Dresde. Poutres planes en béton armé à 2 travées de 14,4 m chacune (fig. 2). Fondation en faible profondeur sur argile limoneuse plastique dont l'épaisseur va jusqu'à 12 m; teneur en eau à l'état naturel 16 à 21,3 %; limite de liquidité 29,9 à 56,3 %; limite de plasticité 15,7 à 18,8 %. Pression sur le sol environ 1,5 kg/cm² pour les culées

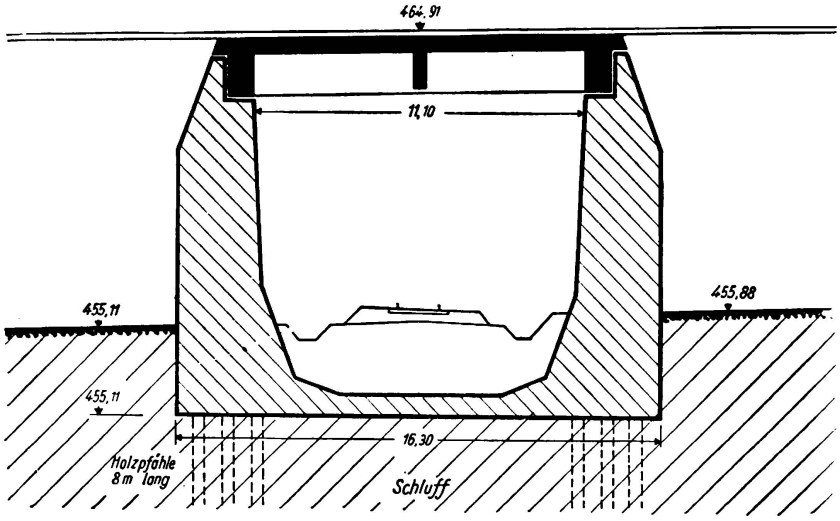


Fig. 10.

et 1 kg/cm² pour les piles. Ouvrage complètement terminé en août 1935, affaissement prèvu environ 150 mm pour les culées et 60 mm pour les piles. Affaissement constaté environ 46 mm pour les culées et 25 mm pour les piles; dernière mesure effectuée en août 1935. Les affaissements sont arrêtés; aucun dommage n'a été constaté.

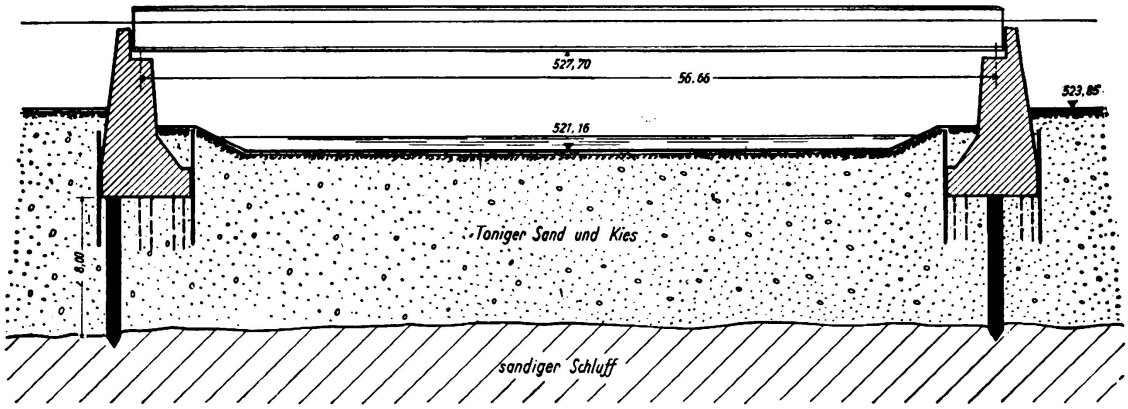


Fig. 11.

4° — Ouvrage W 26, au km 48,425, Direction Principale de Halle. Arc encastré (ponceau voûté), fondation en faible profondeur sur limon argileux peu résistant avec épaisseur de couche d'environ 1,50 m sur du sable. Pression sur le sol 2,75 kg/cm². Ouvrage complètement terminé en février 1936; affaisse-

ments prévus environ 95 mm; affaissements constatés 50 mm. Les affaissements sont arrêtés.

5° — Ouvrage W 45 a, au km 15,135, Direction Principale de Halle. Ouvrage en cadres en béton armé, fermés, sur fondation en faible profondeur, pression

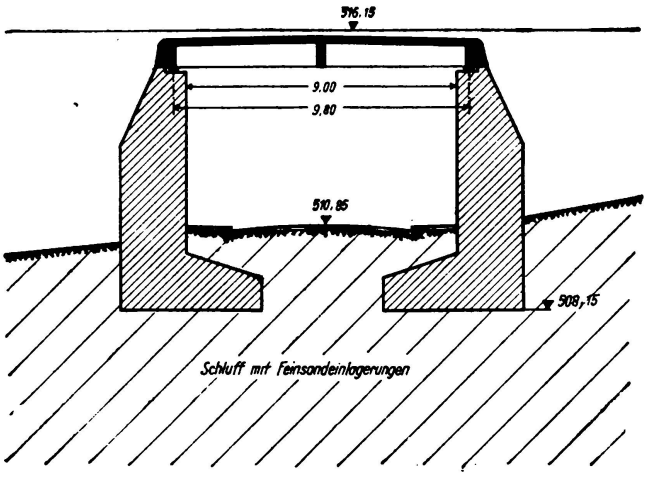


Fig. 12.

sur le sol de l'ordre de 1,1 kg/cm², sous-sol constitué par une argile sableuse de 8 à 10 m d'épaisseur, puis par du sable. Ouvrage complètement terminé en novembre 1935. Affaissement prévu environ 220 mm. Affaissement constaté 140 mm. Les affaissements continuent; aucun dommage.

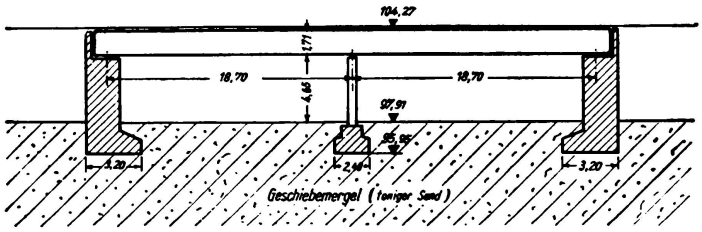


Fig. 13.

6° — Ouvrage au km 40,584, Direction Principale de Stuttgart. Ponceau en voûte; fondation en faible profondeur sur 1,30 m de sable avec au-dessous limon argileux plastique (terre d'Aue); teneur en eau à l'état naturel 43 %; limite de liquidité 54 %; limite de plasticité 31 %. Pression sur le sol environ 1,5 kg/cm².

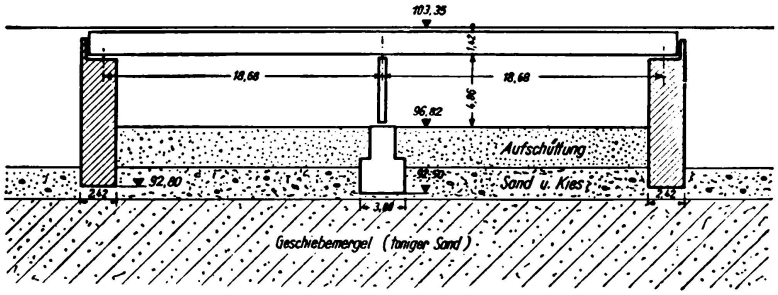


Fig. 14.

Ouvrage complètement terminé en décembre 1935; affaissement constaté jusqu'à avril 1936, environ 280 mm; l'affaissement de l'ouvrage continue.

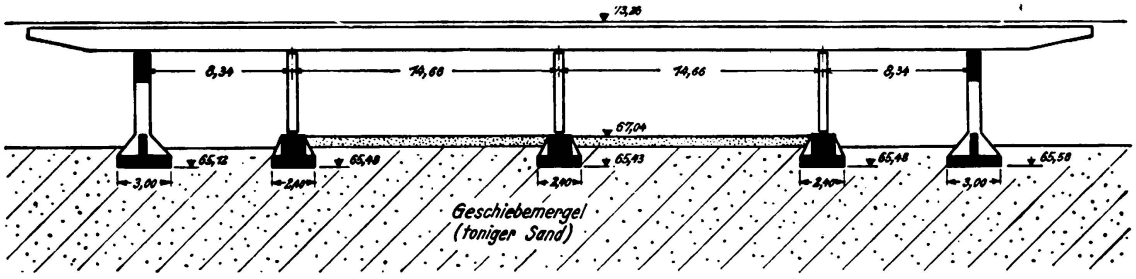


Fig. 15.

7° — Ouvrage n° 66, au km 89,515; Direction Principale de Königsberg. Poutres en tôle à deux travées ayant chacune une portée de 16 m. Fondation en faible profondeur; pression sur le sol de 1,4 kg/cm²; sous-sol constitué par des

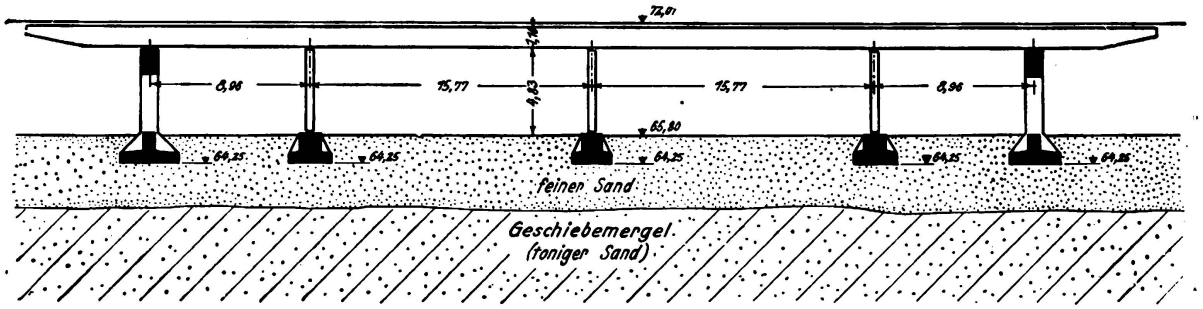


Fig. 16.

couches alternées d'argile grasse et limoneuse. Teneur en eau de l'argile grasse à l'état naturel 35 à 37 %; limite de liquidité 57 à 67 %; limite de plasticité 24 à 26 %. Teneur en eau de l'argile limoneuse à l'état naturel 25 à 30 %; limite de liquidité 35 à 38 %; limite de plasticité 13 à 23 %. Ouvrage complètement terminé en juillet 1935; affaissements constatés; environ 35 mm pour les culées, 70 mm pour la pile; dernière mesure effectuée en août 1935; les affaissements continuent.

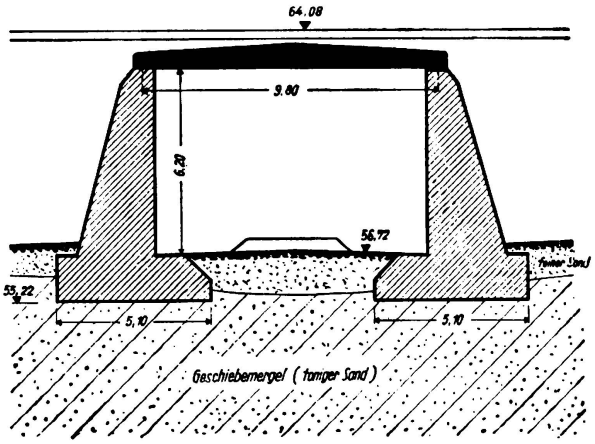


Fig. 17.

8° — Ouvrage n° 228, au km 323,030. Direction Principale de Hanovre. Arc à trois articulations, portée de 14 m; fondation sur loess en couche épaisse (fig. 24). Pression sur le sol 2,6 kg/cm². Ouvrage complètement terminé en juin 1935; affaissement jusqu'en avril 1936, environ 40 mm. L'affaissement s'arrête progressivement; aucun dommage constaté (fig. 3).

9° — Ouvrage n° 229, au km 323,538; Direction Principale de Hanovre. Arc à trois articulations, portée de 14 m (fig. 4). Pression sur le sol 2,6 kg/cm². Fondation en faible profondeur sur loess en partie sableux. Ouvrage complètement terminé en août 1935; affaissement constaté jusqu'en avril 1936, environ 23 mm; l'affaissement s'arrête progressivement; aucun dommage constaté.

10° — Ouvrage au km 89,255; Direction Principale de Munich. Poutres pleines en béton armé, sur trois travées; travée centrale type Gerber; portées extérieures 8,40 m; portée intérieure 11,60 m (fig. 5). Fondation sur pieux en

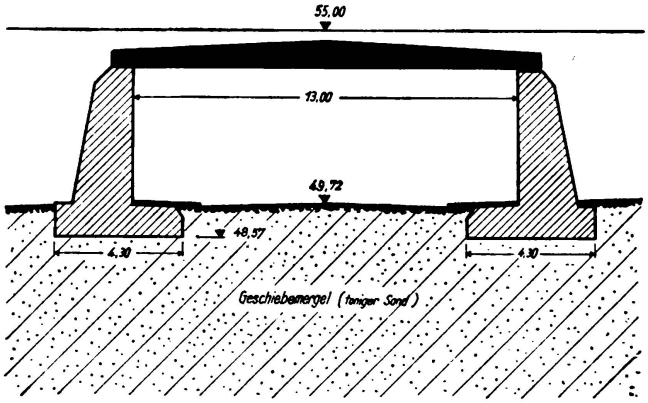


Fig. 18.

eau (pieux Franki) sur environ 10 m de longueur; pression moyenne sur le sol: 1,1 kg/cm² sous les culées, 1,4 kg/cm² sous les piles. Sous-sol constitué par une couche de sable gros et de gravier fin, sur limon et argile limoneuse (fig. 25). Teneur en eau à l'état naturel; 32—33 %; limite de liquidité 36 à 38 %; limite de plasticité 27 %. Ouvrage complètement terminé en décembre 1935; affaissement prévu pour les culées environ 120 mm, pour les piles 90 mm. Affaissement constaté jusqu'en avril 1936 pour les culées environ 125 mm, pour les piles environ 60 mm; l'affaissement continue (fig. 33).

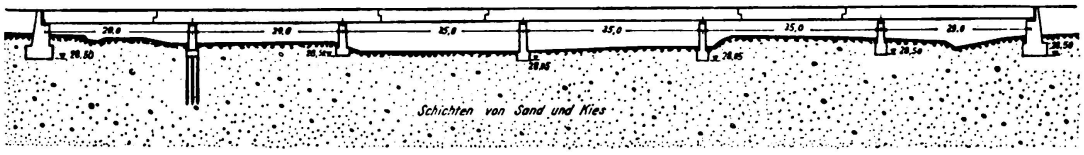


Fig. 19.

11° — Ouvrage au km 77,695; Direction Principale de Munich. Poutres pleines en béton armé, à trois travées (fig. 6). Fondation individuelle par culée et par rang de piles sur radier continu, sur pieux Franki foncés en eau de 9 m de longueur. Pression sur le sol sur le bord inférieur des fondations de l'ordre de 1,1 kg/cm². Sous-sol constitué par du limon sur plus de 40 m d'épaisseur; teneur en eau à l'état naturel 34 à 64 %; limite de liquidité 32 à 72 %; limite de plasticité 8 à 28 %; perméabilité $3{,}7 \cdot 10^{-5}$ à $1{,}3 \cdot 10^{-4}$ cm/min (Granulation, voir fig. 26). Ouvrage complètement terminé en mai 1936. Affaissement prévu de l'ordre de 470 mm; affaissement constaté de l'ordre de 500 mm jusqu'à mai 1936. L'affaissement continue et l'ouvrage a souffert (fig. 34).

12° — Ouvrage au km 89,213. Direction Principale de Munich (fig. 7). Dalle en béton armé de 8,70 m de portée; pression moyenne sur le sol de l'ordre de 1,5 kg/cm²; sous-sol constitué par un sable grossier et du gravier fin sur sable fin; couches inférieures de limon et d'argile (fig. 27). Fondations sur pieux foncés jusqu'au lit de limon. Caractéristiques du lit de limon; teneur en eau à l'état naturel 33 à 36 %; limite de liquidité 36 à 38 %; limite de plasticité 27 %. Ouvrage complètement terminé en décembre 1935. Affaissement prévu environ 200 mm; affaissement constaté 150 mm jusqu'en mai 1936 (fig. 35); aucun dommage constaté.

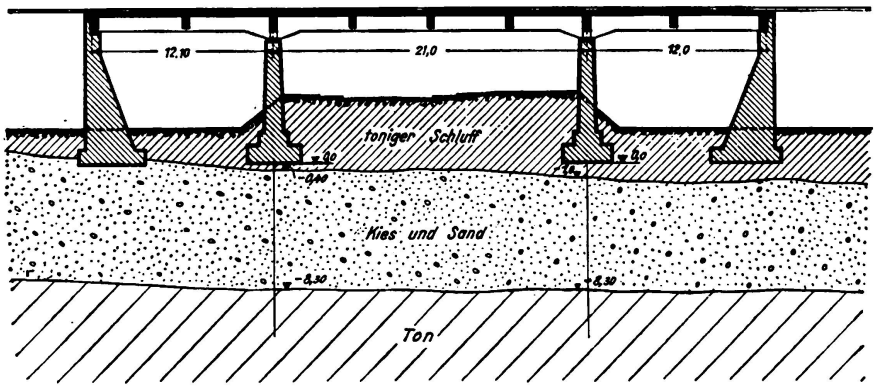


Fig. 20.

13° — Ouvrage au km 78,246. Direction Principale de Munich. Poutres pleines en béton armé, portée 13 m (fig. 8). Fondation sur pieux Franki d'environ 10 m de longueur; pression moyenne sur le sol de 1,5 kg/cm²; sous-sol de sable et de gravier sur lit de sable puis limon argileux (fig. 28) admettant une teneur en eau à l'état naturel de 19 à 32 %; limite de liquidité 31 à 39 %; limite de plasticité 16 à 24 %; perméabilité $2,6 \cdot 10^{-7}$ à $1,1 \cdot 10^{-6}$. Ouvrage complètement terminé en août 1935. Affaissement prévu environ 250 mm; affaissement constaté jusqu'à mars 1935 environ 60 mm (fig. 36); aucun dommage constaté.

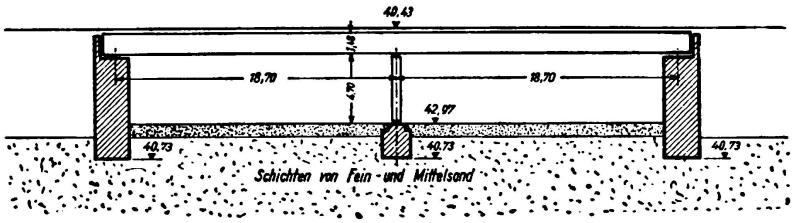


Fig. 21.

14° — Ouvrage au km 86,455. Direction Principale de Munich. Poutres pleines en béton armé sur portée libre de 13 m (fig. 9). Culées sur pieux Franki d'environ 10 m de longueur; pression moyenne sur le sol de 1,3 kg/cm²; sous-sol constitué par des couches de limon avec inclusions de sable fin jusqu'à une profondeur de 20 m; au-dessous, marne compacte (fig. 29). Limon: teneur en eau à l'état naturel 32 à 54 %; limite de liquidité 32 à 51 %; limite de plasticité 27 à 38 %; perméabilité $1,1 \cdot 10^{-6}$ à $4 \cdot 10^{-5}$ cm/min. Ouvrage complètement terminé en octobre 1935. Affaissement prévu environ 350 mm; affaissement constaté jusqu'en mai 1935, 230 mm (fig. 37). L'affaissement continue, avec légère incliaison des culées en arrière (sur remblayage).

15° — Ouvrage au km 61,863. Direction Principale de Munich. Poutres pleines en béton armé sur portée libre de 11,1 m (fig. 10). Culées fondées sur radier commun, fondation sur pieux avec pieux en bois de 8 à 11 m de longueur; pression moyenne sur le sol de 1,0 kg/cm²; sous-sol constitué par un limon avec veines minces de sable; épaisseur non déterminée; caractéristiques de la couche de limon teneur en eau à l'état naturel 24 à 32 %; limite de liquidité 30 à 33 %; limite de plasticité 15 à 22 %; perméabilité $2 \cdot 10^{-6}$ cm/min (granulation, voir fig. 30). Ouvrage complètement terminé en novembre 1935; affaissement prévu environ 350 mm; affaissement constaté jusqu'en mai 1935, 200 mm (fig. 38); l'affaissement continue; aucun dommage constaté.

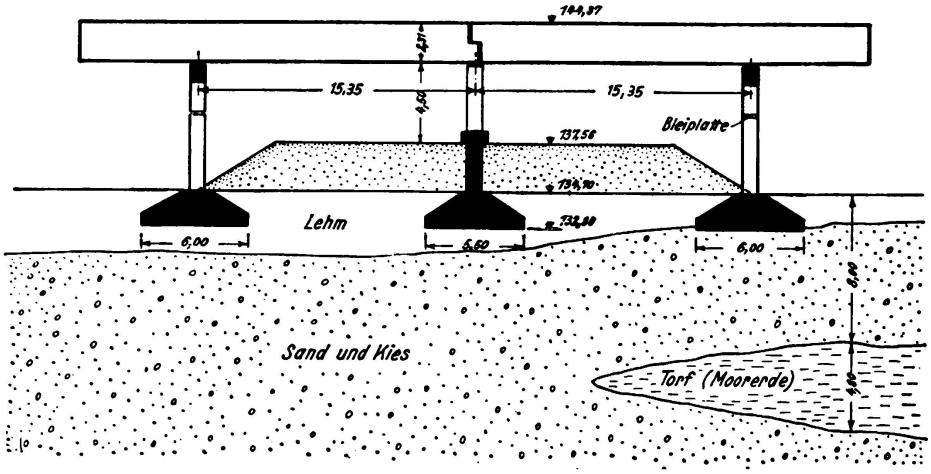


Fig. 22.

16° — Ouvrage au km 88,695. Direction Principale de Munich. Poutres en tôle de 56,66 m de portée (fig. 11). Fondation des culées sur pieux en bois

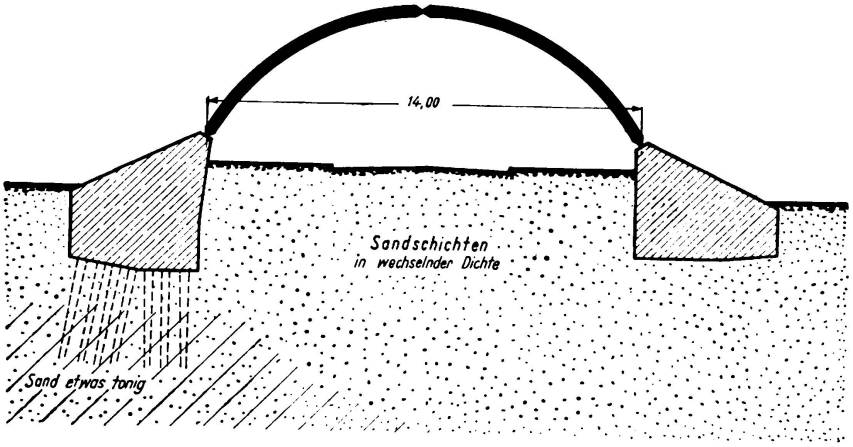


Fig. 23.

d'environ 8 m de longueur; pression moyenne sur le sol 2 kg/cm²; sous-sol constitué en sable argileux et gravier, sur couche de limon sablonneux, parfois très plastique (fig. 31); teneur en eau à l'état naturel 32 à 48 %; limite de liquidité 23 à 43 %; limite de plasticité 22 à 41 %; perméabilité $8 \cdot 10^{-7}$ à $4 \cdot 10^{-6}$ cm/min. Ouvrage complètement terminé en juillet 1936. Affaissement prévu sur culée est 900 mm, sur culée ouest 500 mm. Affaissement constaté, en moyenne, 300 mm (fig. 39). L'affaissement continue, les culées se sont inclinées vers l'arrière (remblayage).

17° — Ouvrage au km 65,179. Direction Principale de Munich. Poutres pleines en béton armé sur portée de 9,80 m (fig. 12). Fondation en faible profondeur sur couche de limon (fig. 32) avec inclusions de sable fin, de grande épaisseur; pression moyenne sur le sol de 1,8 kg/cm². Ouvrage complètement terminé en juillet 1935. Affaissement prévu environ 350 mm. Affaissement constaté 280 mm jusqu'en mai 1936 (fig. 40). L'affaissement continue avec légère inclinaison des culées vers l'arrière et fissuration aux joints de l'ouvrage.

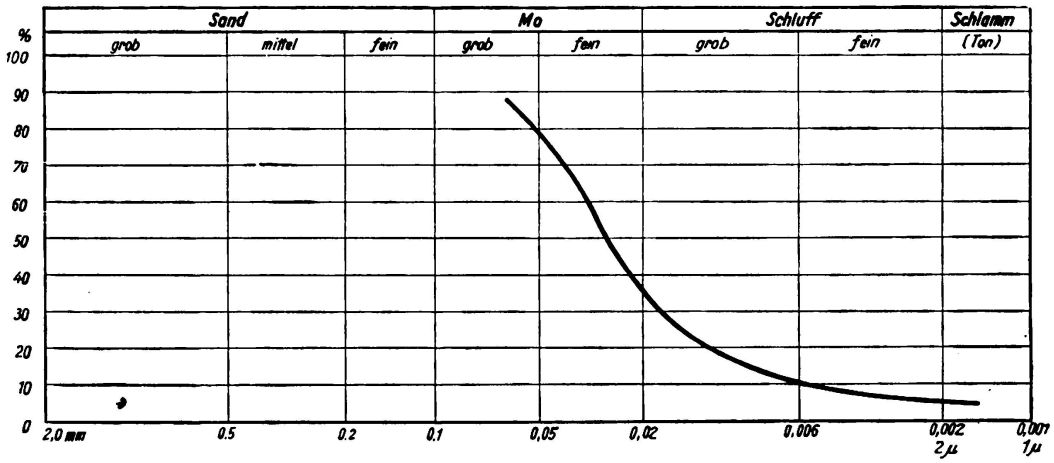


Fig. 24.

18°. — Ouvrage n° 32, au km 43,8. Direction Principale de Berlin. Poutres sur deux travées de chacune 15,3 m de portée (fig. 13). Fondations en faible profondeur sur marne caillouteuse (argile sablonneuse); teneur en eau à l'état

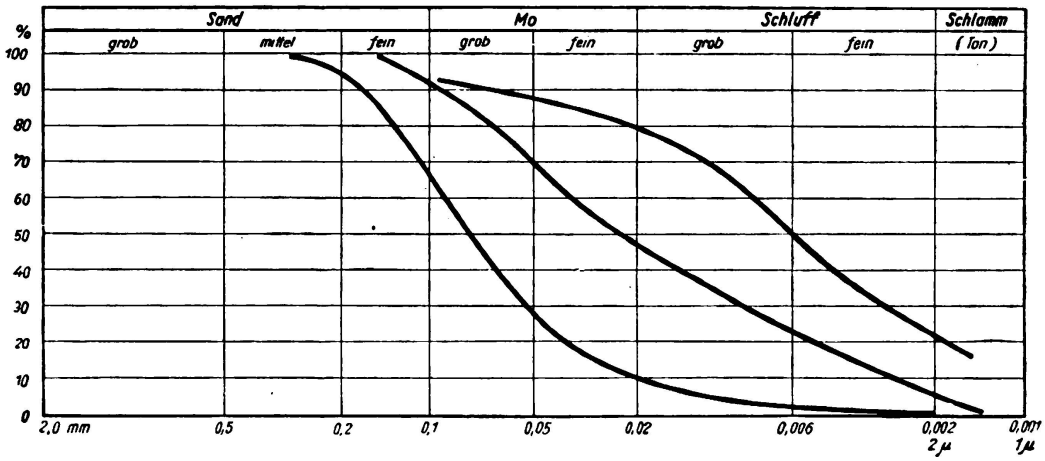


Fig. 25.

naturel 15 %. Pression moyenne sur le sol 2,5 kg/cm². Ouvrage complètement terminé en décembre 1935. Affaissement prévu 80 à 100 mm. Affaissement constaté jusqu'à décembre 1935 environ 12 mm; l'affaissement s'arrête progressivement; aucun dommage constaté.

19° — Ouvrage n° 33, au km 44,6. Direction Principale de Berlin. Poutres sur deux travées de chacune 18,7 m de portée (fig. 14). Fondation en faible profondeur sur couche mince de gravier sablonneux; au-dessous, marne caillon-

teuse sur plus forte épaisseur. Pression moyenne sur le sol 3,0 kg/cm². Ouvrage entièrement terminé en mars 1936. Affaissement prévu environ 10 mm; affaissement constaté en mars 1936 environ 14 mm. L'affaissement est arrêté; aucun dommage constaté.

20° — Ouvrage n° 102, au km 6,928. Direction Principale de Berlin. Poutres sur 4 travées d'une longueur totale de 46 m (fig. 15). Fondation en faible profondeur sur marne caillouteuse: teneur en eau à l.état naturel 12,4 %. Pression

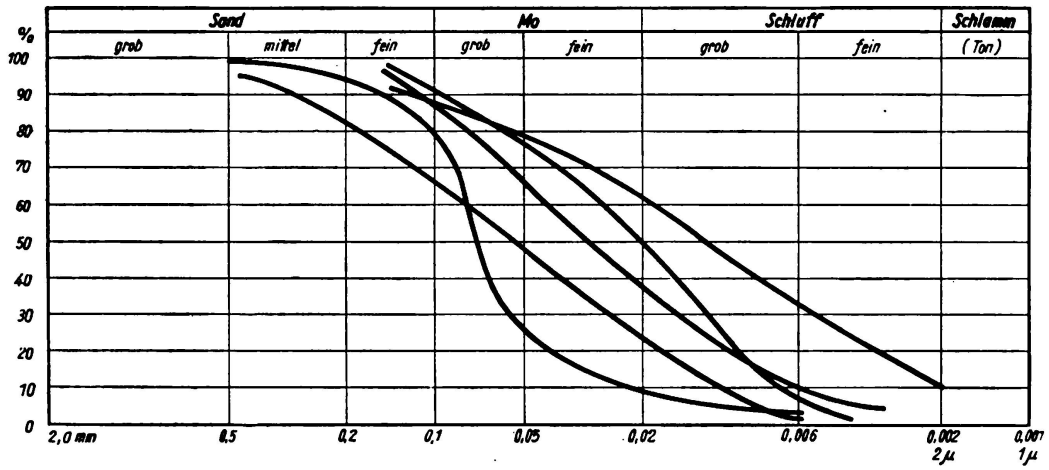


Fig. 26.

moyenne sur le sol 3 kg/cm². Ouvrage complètement terminé en novembre 1935. Affaissement prévu environ 20 mm; affaissement constaté jusqu'en janvier 1936 environ 5 mm. L'affaissement est arrêté; aucun dommage constaté.

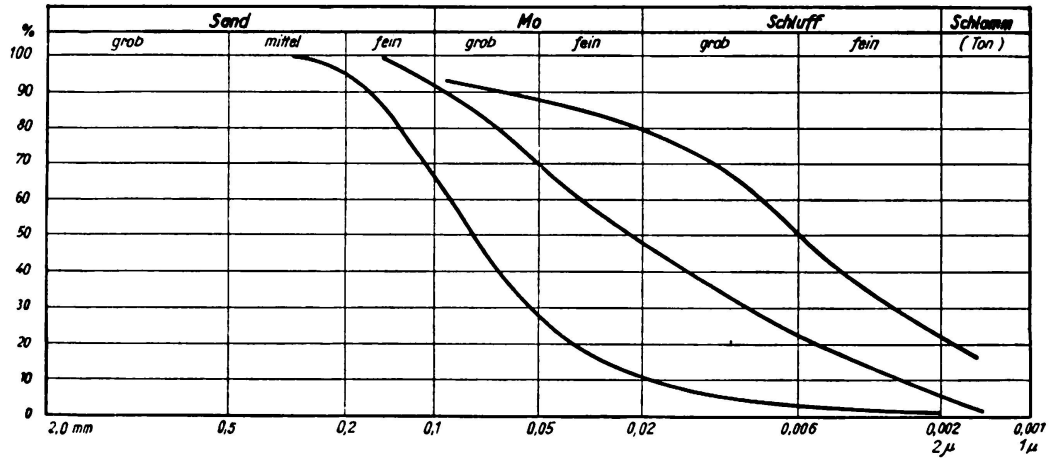


Fig. 27.

21° — Ouvrage n° 104, au km 9,628. Direction Principale de Berlin. Poutres sur 4 travées d'une longueur totale de 49,5 m (fig. 16). Fondation en faible profondeur sur couche de 3 m de sable fin; au-dessous, marne caillouteuse: teneur en eau à l'état naturel 12 %. Pression moyenne sur le sol 3 kg/cm². Ouvrage complètement terminé en novembre 1935. Affaissement prévu environ 20 mm; affaissement constaté jusqu'à janvier 1936 environ 5 mm. L'affaissement est arrêté; aucun dommage constaté.

22° — Ouvrage n° 111, au km 16,553. Direction Principale de Berlin. Poutres pleines en béton armé sur portée de 9,8 m (fig. 17). Fondation en faible profondeur sur marne caillouteuse: teneur en eau à l'état naturel 10,7 %; pression moyenne sur le sol 3 kg/cm². Ouvrage complètement terminé en novembre 1935. Affaissement prévu environ 20 mm; affaissement constaté jusqu'à janvier 1936 environ 15 mm. L'affaissement est arrêté; aucun dommage constaté.

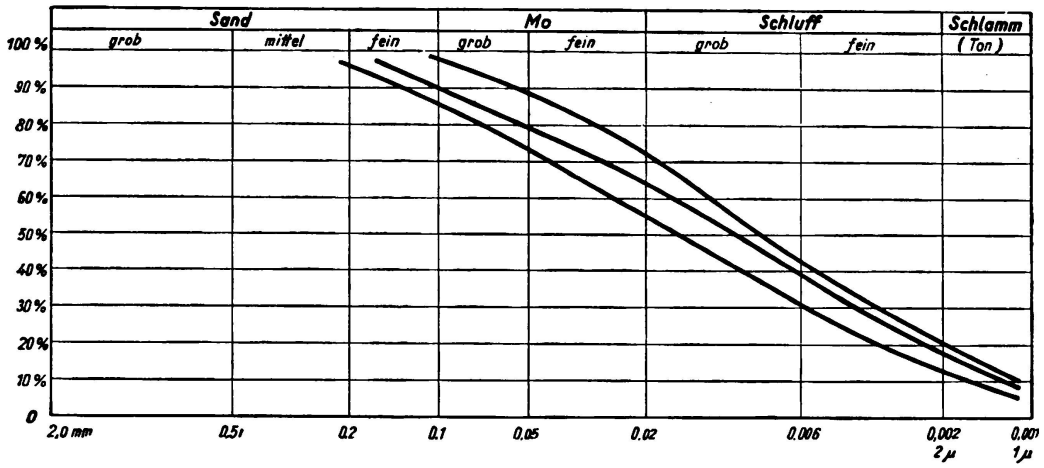


Fig. 28.

23° — Ouvrage n° 115, au km 20,560. Direction Principale de Berlin. Pont à poutres de 13 m de portée libre (fig. 18). Fondation en faible profondeur sur marne caillouteuse: teneur en eau à l'état naturel 14,7 %; pression moyenne sur le sol 2,5 kg/cm². Ouvrage entièrement terminé en juillet 1935. Affaissement

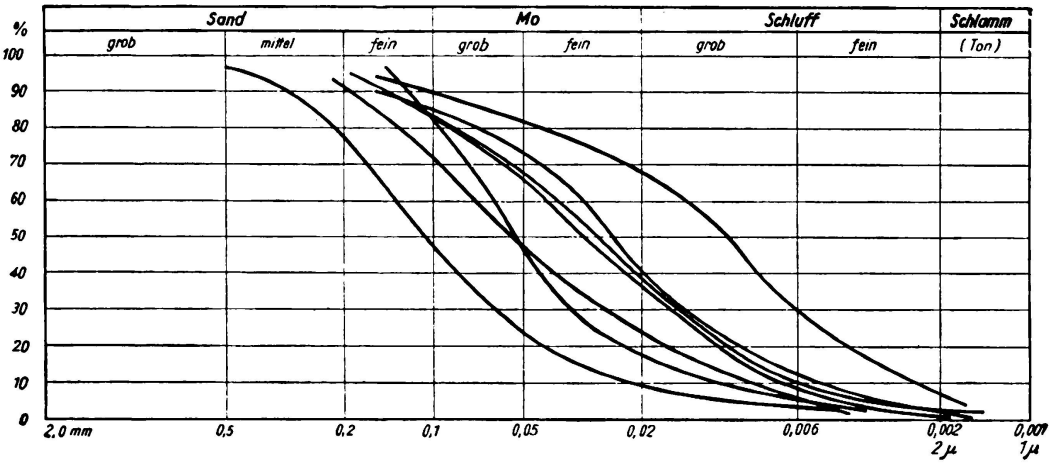


Fig. 29.

prévu 60 à 80 mm. Affaissement constaté jusqu'à janvier 1936 environ 16 mm. L'affaissement est arrêté; aucun dommage constaté.

24° — Ouvrage n° 15, au km 19,942. Direction Principale de Königsberg. Poutres sur 4 travées avec portée totale de 55,8 m. Fondation en faible profondeur sur marne caillouteuse. Pression moyenne sur le sol 2,5 kg/cm² pour les culées et 3 kg/cm² pour les piles. Ouvrage complètement terminé en janvier

1935. Affaissement constaté jusqu'en août 1935 environ 5 mm. L'affaissement est arrêté; aucun dommage constaté.

25° — Ouvrage n° 16 a, au km 21,658. Direction Principale de Königsberg. Pont à poutres de 4,50 m de portée. Fondation en faible profondeur sur marne caillouteuse. Pression moyenne sur le sol de 2,5 kg/cm². Ouvrage complètement terminé en avril 1935. Affaissement constaté environ 15 mm. L'affaissement est arrêté; aucun dommage constaté.

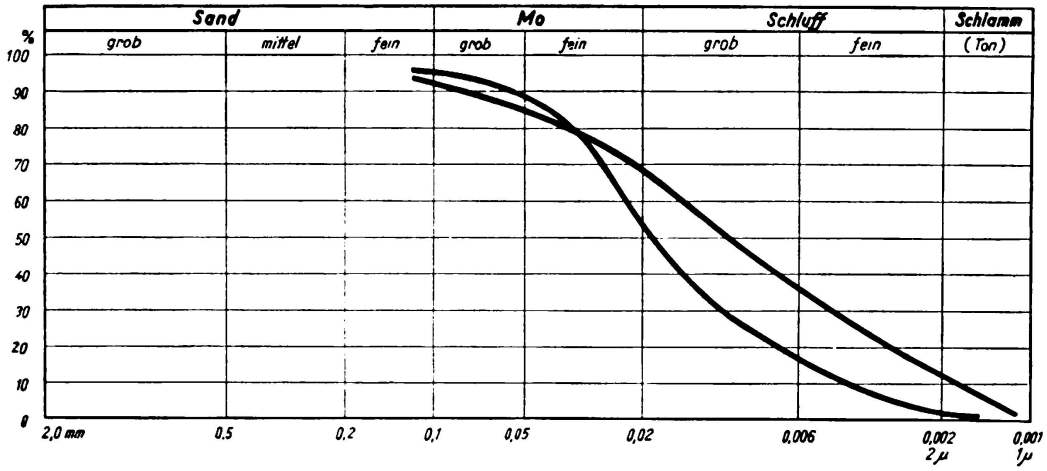


Fig. 30.

26° — Ouvrage n° 157, au km 52,555. Direction Principale de Königsberg. Cadres fermés de 6,0 m de portée libre. Fondation en faible profondeur sur couche de sable de 2 à 3 m; au-dessous, marne caillouteuse sur grande profon-

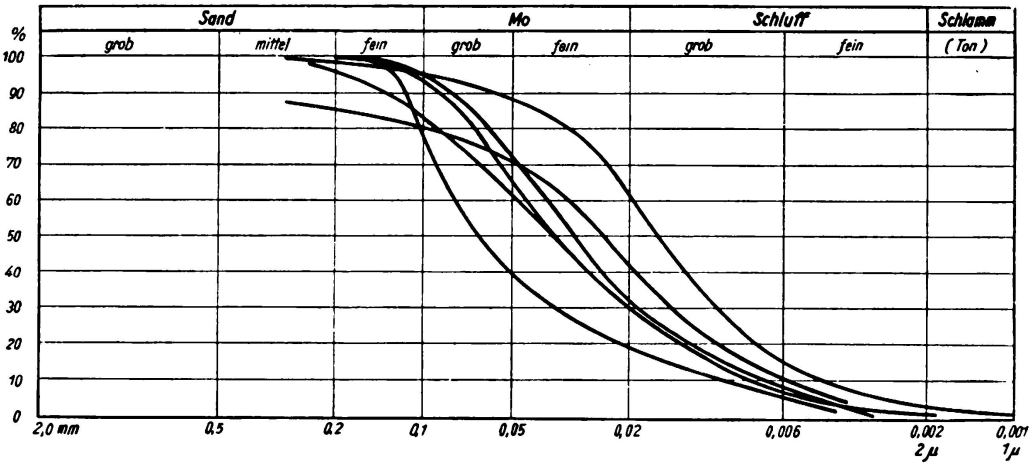


Fig. 31.

deur: teneur en eau à l'état naturel 15 à 27 %; limite de liquidité 27 à 34 %; limite de plasticité 18 à 20 %. Pression moyenne sur le sol 2 kg/cm². Ouvrage complètement terminé en août 1934. Affaissement constaté jusqu'à août 1935, moyenne de 120 mm environ. L'affaissement est arrêté; dénivellations aux joints (par suite des irrégularités de charge).

27° — Ouvrage n° 14, au km 19,400. Direction Principale de Königsberg. Poutres sur deux travées. Fondation en faible profondeur sur marne caillouteuse, avec veines intermédiaires de sable argileux fin. Pression moyenne sur le sol de 2,5 kg/cm² pour les culées et de 3 kg/cm² pour les piles. Ouvrage entièrement terminé en novembre 1934. Affaissement constaté jusqu'à août 1935 environ 12 mm. L'affaissement est arrêté; aucun dommage constaté.

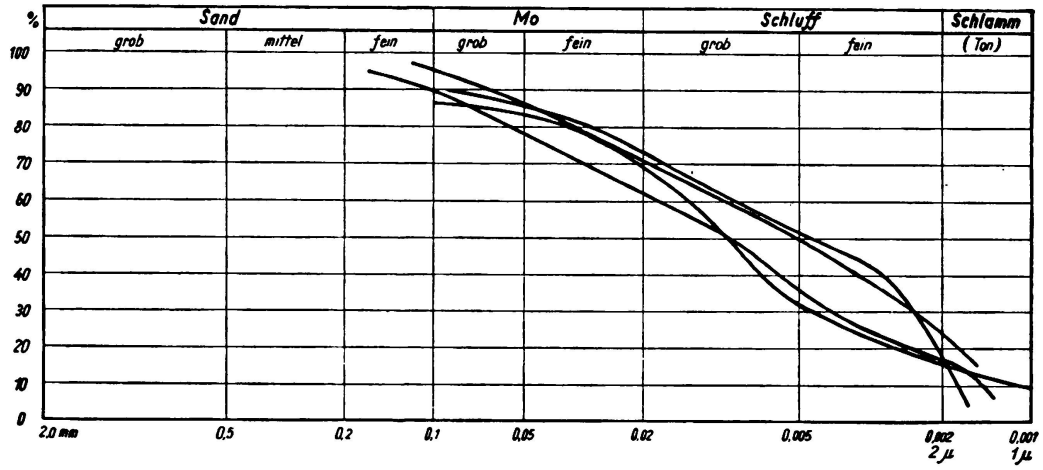


Fig. 32.

28° — Ouvrage n° 13, au km 18,6. Direction Principale de Königsberg. Poutres sur deux travées de 14,3 m de portée chacune. Fondation en faible profondeur sur une couche de sable fin argileux de 1,50 m; au-dessous, couches alternées de sable fin argileux et de marne caillouteuse. Pression moyenne sur le sol de 2,5 kg/cm² pour les culées et de 3 kg/cm² sur les piles. Ouvrage complètement achevé en novembre 1934. Affaissement constaté jusqu'à août 1935 environ 10 mm. L'affaissement est arrêté; aucun dommage constaté.

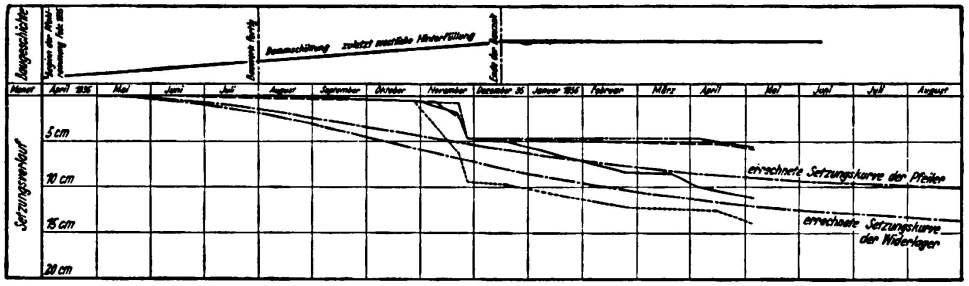


Fig. 33.

29° — 5 ouvrages sans désignation précise d'emplacement. Direction Principale de Stettin. Fondations en faible profondeur sur marne caillouteuse. Pressions moyennes sur le sol 2,8 à 3 kg/cm². Pas d'affaissement, pas de dommages constatés.

30° — 9 ponts à poutres pleines en béton armé sur deux travées. Direction Principale de Stettin. Fondation en faible profondeur sur marne caillouteuse. Pressions moyennes sur le sol 2,5 à 4 kg/cm². Pas d'affaissement, pas de dommages constatés.

31° — 3 ponts à poutres pleines en béton armé sur deux travées. Direction Principale de Stettin. Fondations en faible profondeur sur couche de 2 à 3 m d'épaisseur de sable limoneux; au-dessous, marne caillouteuse. Pressions moyennes sur le sol de 2,65 kg/cm². Pas d'affaissement et pas de dommages constatés.

32° — 3 ponts à poutres pleines en béton armé sur deux travées. Direction Principale de Stettin. Fondations en faible profondeur sur couche de sable limoneux de 2 à 3 m d'épaisseur, au-dessous, couches de sable de plus forte épaisseur. Pressions moyennes sur le sol de 2,2 à 2,5 kg/cm². Affaissements constatés entre 0 et 5 mm; aucun dommage constaté.

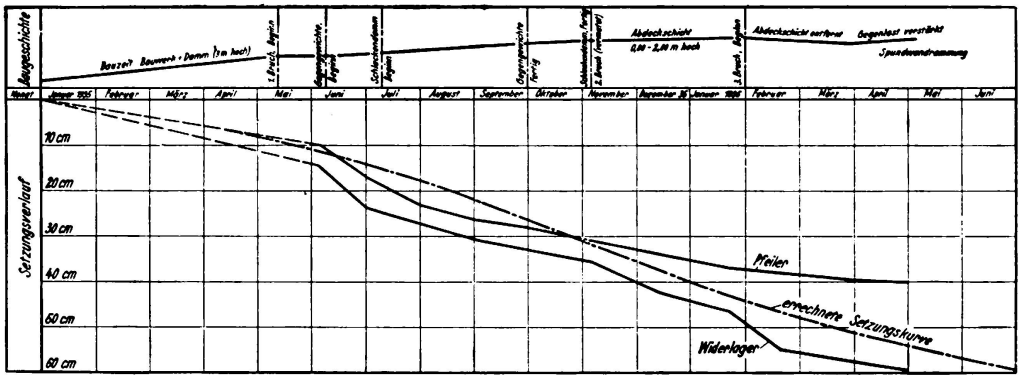


Fig. 34.

33° — Ouvrage n° 8, au km 12,63. Direction Principale de Königsberg. Cadres en béton armé avec 15,4 m de largeur libre, sur pieux en béton armé de 4 à 6 m de longueur. Sous-sol en sable fin argileux et gravier. Ouvrage complètement achevé en juin 1935. Affaissement constaté jusqu'à juin 1935, environ 10 mm. L'affaissement est arrêté; aucun dommage constaté.

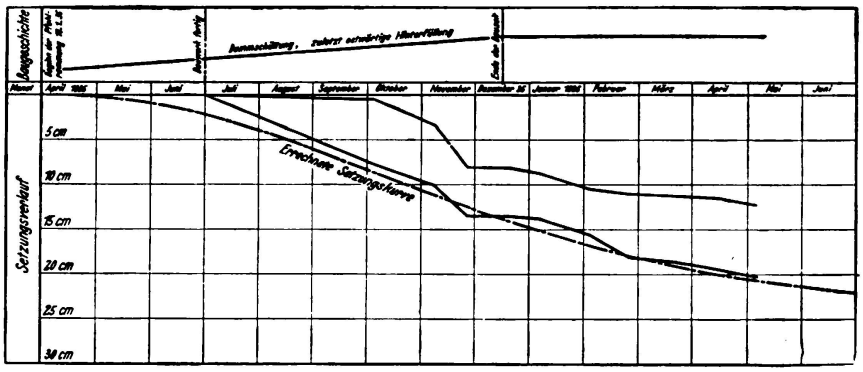


Fig. 35.

34° — Ouvrage au km 69,122. Direction Principale de Dresde. Poutres continues sur 4 appuis. Fondation en faible profondeur à 2,5 kg/cm² sur sable argileux; teneur en eau à l'état naturel 21 %; limite de liquidité 35 %; limite de plasticité 30 %. Ouvrage complètement achevé en août 1935. Affaissement constaté jusqu'à août 1935, environ 4 mm. L'affaissement est arrêté; aucun dommage constaté.

35° — Ouvrage n° 155, au km 48,262. Direction Principale de Königsberg. Poutres en tôle sur 5 travées, de 140 m de longueur, avec 2 travées extrêmes de 25 m de portée chacune et 3 travées médianes de 30 m de portée chacune. Fondations en faible profondeur; pression moyenne sur le sol de 2 kg/cm² pour les culées et 3 kg/cm² pour les piles médianes. Les piles médianes ont été fondées entre palplanches métalliques. Sous-sol constitué par des couches de sable, en partie faiblement argileux, noyées dans la marne caillouteuse sur 10 à 14 m de profondeur. Ouvrage complètement terminé en septembre 1934. Affaissement constaté environ 5 mm; l'affaissement est terminé; aucun dommage constaté.

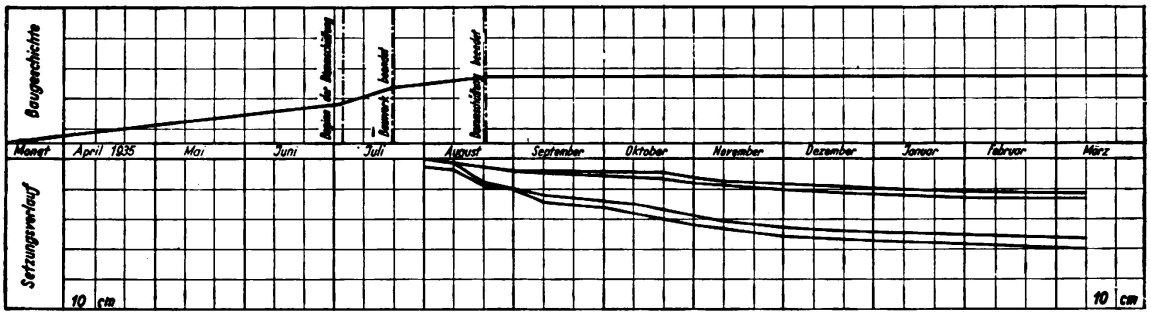


Fig. 36.

36° — Ouvrage n° 337, au km 408,0. Direction Principale de Hanovre. Poutres Gerber sur 6 travées, longueur totale 190 m (fig. 19). Fondation en faible profondeur sur couches de sable et de gravier. Pour la première pile de gauche, fondation sur pieux, par suite de la présence locale d'argile et de tourbe. Pressions moyenne sur le sol aux culées 1,5 à 1,7 kg/cm², aux piles 1,5 à 3 kg/cm², Ouvrage complètement terminé en mars 1936. Affaissements constatés: 16 mm aux culées et 15 mm aux piles, avec 19 mm pour la première pile de gauche. L'affaissement est arrêté; aucun dommage constaté.

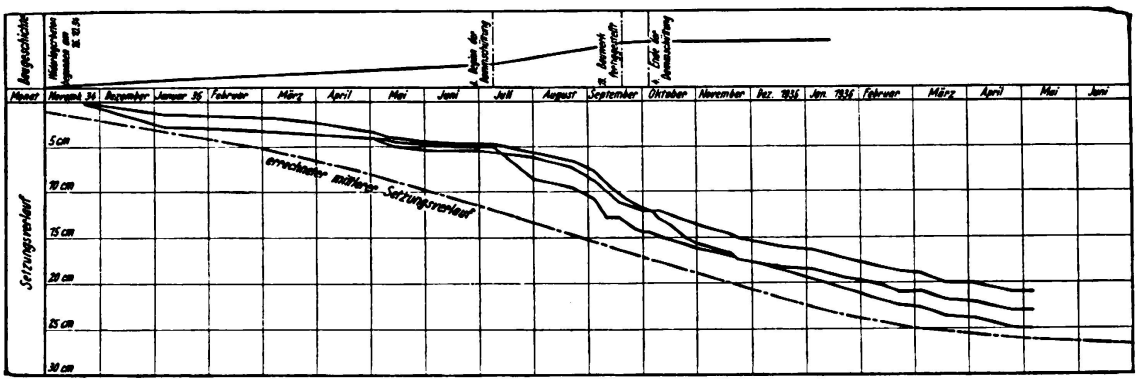


Fig. 37.

37° — Ouvrage n° 252, au km 334,7. Direction Principale de Hanovre. Poutres pleines en béton armé sur trois travées; travées extérieures de 12 m de portée chacune; travée médiane de 21 m de portée. Sous-sol constitué par du sable et du gravier sur forte épaisseur; au-dessous, argile (fig. 20). Pressions moyennes sur le sol, aux culées 1,4 kg/cm²; aux piles 1,5 kg/cm². Ouvrage complètement terminé en août 1935. Affaissement constaté sur culée ouest entre 22

et 100 mm (appui à rouleaux relevé), sur culée est entre 20 et 45 mm, sur les piles, en moyenne 15 mm. L'affaissement est arrêté; aucun dommage constaté (l'affaissement important sur la culée est dû au remplissage de l'ouvrage).

38° — Ouvrage n° 18, au km 19,431. Direction Principale de Berlin. Poutres à deux travées ayant chacune 19,7 m de portée (fig. 21). Fondation en faible profondeur sur couches de sable de différentes compositions granulométriques.

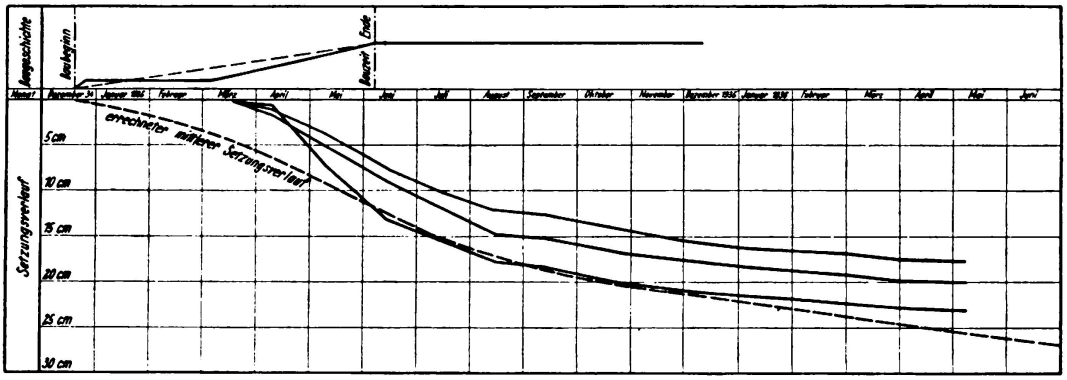


Fig. 38.

Pression moyenne sur le sol de 2,5 kg/cm². Ouvrage complètement terminé en février 1936. Affaissement prévu d'environ 10 mm; affaissement constaté jusqu'à février 1936, environ 10 mm. L'affaissement est arrêté; aucun dommage constaté.

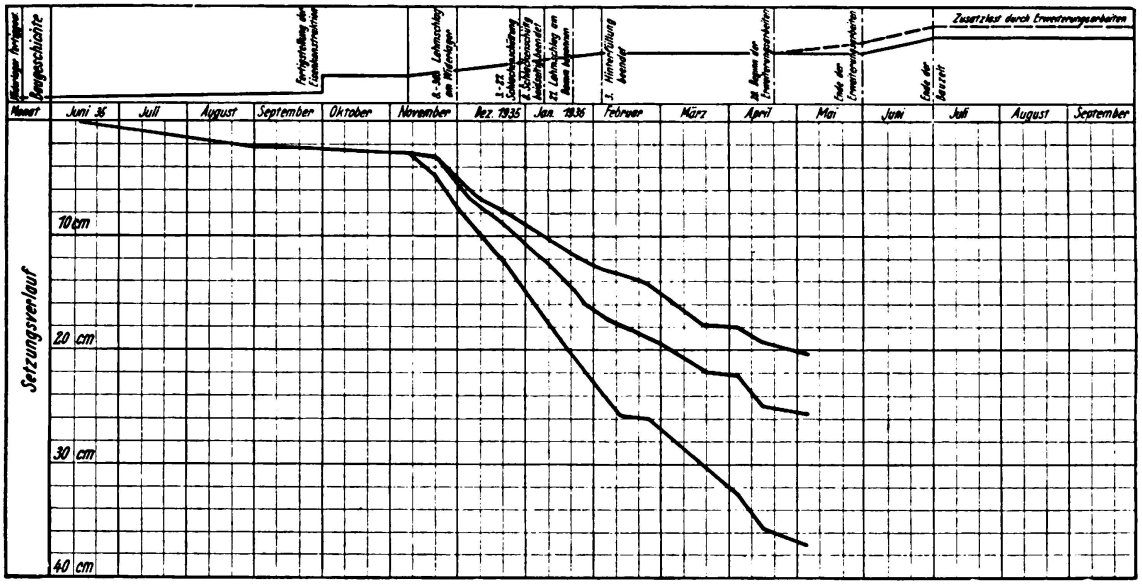


Fig. 39.

39° — Ouvrage n° 7, au km 4,863. Direction Principale de Breslau. Poutres sur deux travées avec articulation type Gerber sur la pile médiane; portées de 15,35 m chacune (fig. 22). Fondation en faible profondeur sur terrain glaiseux et sur couches épaisses de sable et de gravier. Sous la pile extérieure de droite, tourbe en forte épaisseur. Pression moyenne sur le sol sur les piles extérieures 1,5 kg/cm², sur la pile médiane 2 kg/cm². Ouvrage complètement terminé en

octobre 1934. Sur les piles extérieures, torsion moyenne de 45 mm vers l'extérieur (mars 1935); en outre, sur la pile extérieure de droite, affaissement d'environ 30 mm. L'affaissement est arrêté; aucun dommage constaté.

40° — 13 ponts à poutres. Direction Principale de Stettin. Fondations en faible profondeur, partiellement sur sable très fin atteignant une épaisseur de 12 m. Pressions moyennes sur le sol de 2,5 kg/cm². Pas d'affaissement, pas de dommages constatés.

41° — Ouvrage n° 79, au km 241,380. Direction Principale de Hanovre. Arcs à trois articulations de 14 m de portée. Pression moyenne sur le sol de 2,7 kg/cm² (fig. 23). Sous-sol constitué par des couches de sable d'épaisseurs variables, légèrement argileux sous la culée de gauche, d'où la nécessité de fonder sur pieux à cet endroit. Ouvrage complètement terminé en avril 1935. Affaissements constatés de 4 mm sous la culée ouest, de 15 mm sous la culée est (de gauche), au jusqu'à mars 1936. L'affaissement est arrêté. L'arc nord accuse des fissures.

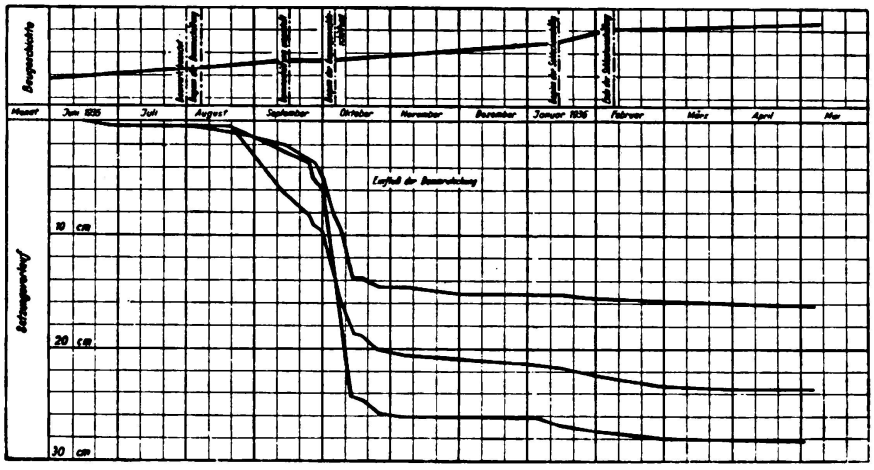


Fig. 40.

42° — Ouvrage au km 7,167. Direction Principale de Francfort. Cadres en béton armé de 19,55 m de portée. Fondations sur pieux foncés en béton armé de 10 à 11 m de longueur. Sous-sol constitué par une couche de sable et de gravier de 5 à 10 m d'épaisseur; au-dessous, argile compacte (en partie sablonneuse). Pression moyenne sur le sol de 2,2 kg/cm². Pas d'affaissement, pas de dommages constatés.

43° — Ouvrage au km 7,292. Direction Principale de Francfort. Poutres en béton armé sur trois travées; travée centrale avec poutre renforcée sur portée de 31,2 m; travées latérales de 8,6 m de portée chacune. Pression moyenne sur le sol de 2,1 kg/cm². Travées latérales exécutées en cadres avec paroi continue entre palplanches. Sous-sol constitué par du sable et du gravier sur une épaisseur de 5 à 10 m; au-dessous, argile compacte (en partie sablonneuse). Pas d'affaissement, pas de dommages constatés.

44° — Ouvrage au km 6,849. Direction Principale de Francfort. Cadres en en béton armé sur 12,6 m de portée. Fondation en faible profondeur sur couche

de sable et de gravier de 4 à 5 m d'épaisseur; au-dessous, argile compacte (en partie sablonneuse) sur forte épaisseur: teneur en eau à l'état naturel 15 à 21 %; limite de liquidité 25 à 50 %; limite de plasticité 9 à 15 %. Pression moyenne sur le sol 2,2 kg/cm². Pas d'affaissement, pas de dommages constatés.

IV. Résumé et Conclusions.

Afin de mieux se rendre compte du comportement d'ensemble des différents ouvrages ci-dessus, il a été dressé une série de tableaux rassemblant les éléments essentiels (Tableaux 1 à 4). En premier lieu, les sols en présence desquels on se trouve peuvent être répartie en 4 groupes: Argile et loess, limon, marne caillouteuse, sable et gravier (en partie argileux). On a comparé les affaissements moyens qui correspondent à ces 4 catégories de sols (tableau 5), en rapportant les différentes valeurs obtenues au temps correspondant à la partie la plus importante des affaissements, d'après les courbes théoriques. On a ainsi obtenu une certaine classification, malgré les influences diverses d'une série de facteurs tels que l'épaisseur des couches et la pression sur le sol. Pour éviter toutefois toute ambiguité, il importe d'indiquer expressément que les données comparatives du tableau 5, ainsi que les conclusions que l'on peut en tirer, ne s'appliquent exclusivement qu'aux conditions correspondantes du sous-sol de l'Allemagne.

Sur les 72 ouvrages observés, la moitié environ comporte des fondations sur marne caillouteuse et le tiers sur couches épaisses de sable et de gravier. Ainsi qu'il résulte du tableau 5, on a atteint dans ces deux groupes, des affaissements respectifs de 0 à 20 et de 0 à 10 mm. Des calculs ultérieurs ont montré que le coefficient de sécurité des culées et des piles atteint entre 4 et 7 pour les pressions correspondantes maxima de 4 et 3 kg/cm² sur le sol. Les faibles affaissements constatés et les valeurs élevées des coefficients de sécurité correspondants permettraient donc d'aller à des pressions spécifiques plus élevées, sur la marne caillouteuse et sur les couches de sable et gravier. En admettant des pressions sur le sol de l'ordre de 6 et de 5 kg/cm² respectivement, on atteindrait des coefficients de sécurité respectifs de 2 et 3, pour des affaissements qui ne seraient pas sensiblement plus élevés. Les observations effectuées sur les ouvrages fondés sur sols argileux sur lesquels se sont manifestés relativement rapidement des affaissements allant jusqu'à 200 mm, montrent que des affaissements même élevés, mais uniformes, ne provoquent pas de dommages sur ces ouvrages. Les dommages tels que basculement des appuis par exemple, se sont sans exception manifestés dans les cas où le remblayage a été effectué seulement après l'achèvement de l'ouvrage ou bien dans les cas où le remplissage entre remblais et culées était très important (très large). Il en est de même, en particulier, pour les ouvrages fondés sur couches de limon plastique, dans la mesure où les dommages n'ont pas été provoqués par des éboulements des remblayages.

Les ouvrages ci-dessus ont, en majorité, été fondés en faible profondeur; l'emploi des pieux a été limité aux cas où les irrégularités des différentes couches du sous-sol pouvaient faire prévoir des irrégularités d'affaissements, ou quand la présence de couches de limon de faible résistance a contraint d'adopter les fondations sur pieux.

A titre de résultats essentiels de l'étude ci-dessus, nous mettrons en évidence les deux points de vue suivants:

1° — La marne caillouteuse et les couches de sable et gravier de forte épaisseur admettent des charges plus élevées que celles qu'il était courant d'adopter jusqu'à maintenant.

2° — Les remblayages doivent être effectués aussitôt que possible, afin d'éviter tout mouvement ultérieur non régulier des ouvrages. Les bouchages ou cales de remplissage appiquées derrière les culées après achèvement des ouvrages doivent être aussi peu importants que possible, lorsque les ouvrages sont fondés sur sols plastiques et peu perméables.

Tableau 1.

C = Culée
P = Pile

n°	Fondation	Pression moy. sur le sol kg/cm²	Constituant principal du sol	Fin de constr.	Affaissements calc. mm	Affaissements obs. mm	Etat actuel
1	Faible profond.	1,4	Argile compacte	6/1935	—	C 54 P 56 (4/1936)	continue
2	Faible profond.	2,4	Argile compacte	12/1935	—	P 52 (3/1936)	continue
3	Faible profond.	C 1,5 P 1,0	Argile limoneuse plastique	8/1935	C 150 P 60	C 46 P 25 (8/1935)	arrêt
4	Faible profond.	2,75	Limon argileux plastique	2/1936	95	moy. 50 (4/1936)	arrêt
5	Faible profond.	1,1	Argile sablon	11/1935	220	140 (4/1936)	continue
6	Faible profond.	1,5	Limon argileux plastique	12/1935	—	280 (4/1936)	continue
7	Faible profond.	1,4	Argile grasse et argile limoneuse	7/1935	—	C 35 P 70 (8/1935)	continue
8	Faible profond.	2,6	Loess	6/1935	—	40 (4/1936)	arrêt progressif

Tableau 2.

CE = culée est C = culée
CO = culée ouest P = pile

nº	Fondation	Pression moy. sur le sol kg/cm²	Constituant principal du sol	Fin de constr.	Affaissements calc. mm	Affaissements obs. mm	Etat actuel
9	Faible profond.	2,6	Loess sablon.	8/1935	—	23 (4/1936)	arrêt progressif
10	Pieux	C 1,1 P 1,4	Limon, Argile limoneuse	12/1935	C 120 P 90 (4/1936)	C 125 P 60 (4/1936)	continue
11	Pieux en eau	1,1	Limon plastique	5/1936	470 (5/1936)	moy. 500 (5/1936)	continue
12	Pieux en eau	1,5	Limon plastique	12/1935	200 (5/1936)	moy. 150 (5/1936)	continue
13	Pieux en eau	1,5	Limon plastique	8/1935	250	60 (3/1936)	continue
14	Pieux en eau	1,3	Limon plastique	10/1935	350	230 (5/1935)	continue
15	Pieux en eau	1,0	Limon plastique	11/1935	350	200 (5/1935)	continue
16	Pieux en eau	2,0	Limon plastique	7/1936	CE 900 CO 500	moy. 300 (5/1936)	continue
17	Faible profond.	1,8	Limon	7/1935	350 (5/1936)	moy. 280 (5/1936)	continue
18	Faible profond.	2,5	Marne caillouteuse Argile sablon.	12/1935	80—100	12 (12/1935)	arrêt progressif
19	Faible profond.	3,0	Marne caillouteuse Argile sablon.	3/1936	10	moy. 14 (3/1936)	arrêt
20	Faible profond.	3,0	Marne caillouteuse Argile sablon.	11/1935	40—60	moy. 7 (1/1936)	arrêt

Tableau 3.

C = culée PE = piles extérieures
P = pile PM = piles médianes

nº	Fondation	Pression moy. sur le sol kg/cm²	Constituant principal du sol	Fin de constr.	Affaissements calc. mm	Affaissements obs. mm	Etat actuel
21	Faible profond.	3.0	Marne caillouteuse Argile sablon.	11/1935	20	moy. 5 (1/1936)	arrêt
22	Faible profond.	3.0	Marne caillouteuse Argile sablon.	11/1935	20	moy. 15 (1/1936)	arrêt
23	Faible profond.	2.5	Marne caillouteuse Argile sablon.	7/1935	60—80	moy. 16 (1/1936)	arrêt
24	Faible profond.	P 3,0 C 2,5	Marne caillouteuse Argile sablon.	1/1935	—	moy. 5 (8/1935)	arrêt
25	Faible profond.	2,5	Marne caillouteuse Argile sablnn.	4/1935	—	moy. 15 (8/1935)	arrêt
26	Faible profond.	2,0	Marne caillouteuse Argile sablon.	8/1934	—	moy. 120 (8/1935)	arrêt
27	Faible profond.	C 2,5 P 3,0	Marne caillouteuse Sable fin argileux	11/1934	—	moy. 12 (8/1935)	arrêt
28	Faible profond.	C 2,5 P 3,0	Argile Sable Marne caillouteuse	11/1934	—	moy. 10 (8/1935)	arrêt
29	Faible profond.	3,0	Marne caillouteuse Argile sablon.	—	—	0	—
30	Faible profond.	2,5—4,0	Marne caillouteuse Argile sablon.	—	—	0	—
31	Faible profond.	2,65	Marne caillouteuse Argile sablon.	—	—	0	—
32	Faible profond.	2,2—2,5	Sable glaiseux	—	—	0—5	arrêt

CO = culée ouest
CE = culée est

Tableau 4.

C = culée PE = piles extérieures
P = pile PM = piles médianes

nº	Fondation	Pression moy. sur le sol kg/cm²	Constituant principal du sol	Fin de constr.	Affaissements calc. mm	Affaissements obs. mm	Etat actuel
33	Faible profond.	3.0	Sable Limon argileux	6/1935	—	moy. 10 (6/1935)	arrêt
34	Faible profond.	2,5	Sable argileux	8/1935	—	4 (8/1935)	arrêt
35	Faible profond.	C 2,0 P 3,0	Sable faiblement argileux	9/1934	—	moy. 5 (2/1935)	arrêt
36	Faible profond.	C 1,5—1,7 P 1,5—3,0	Sable Gravier Pile 1: Argile tourbe	3/1936	—	C 16 P 15 Pile 1: 19 (4/1936)	arrêt
37	Faible profond.	C 1,4 P 1,5	Sable Gravier partiellement argileux	8/1935	—	C 20—100 P 15 (4/1936)	arrêt
38	Faible profond.	2,5	Sable	2/1936	10	10 (2/1936)	arrêt
39	Faible profond.	PE 1,5 PM 2,0	Glaise mince Sable Gravier	10/1934	—	horiz. 45 (3/1935)	arrêt
40	Faible profond.	2,5	Sable	—	—	0	—
41	Faible profond. pour CO Pieux CE	2.7	Sable partiellement argileux	4/1935	—	CO 4 CE 15 (3/1936)	arrêt
42	Pieux	2,1	Sable Gravier Argile	—	—	0	—
43	Faible profond. Pal-planches	2,2	Sable Gravier Argile	—	—	0	—
44	Faible profond	2,2	Sable Gravier Argile	—	—	0	—

Tableau 5.

Nombre des ouvrages	Classe de sol	Pression moy. sur le sol kg/cm²	Affaissements en mm
9	Limon	1,1—2,0	200—1000
8 (11)	Argile, Loess, Glaise etc.	1,1—2,6	50—200
31	Marne caillouteuse Argile avec sable et gravier	2,5—4,0	0—20
24 (21)	Sable, gravier	1,5—3,0	0—10

Vocabulaire pour les textes des figures.

Allemnad	Français
A	
Abdeckschicht entfernt	couche de recouvrement éloignée
Abdeckschicht ... hoch	couche de recouvrement ... haute
Aufschüttung	remblais
B	
Baubeginn	début de la construction
Baugeschichte	journal de la construction
Bauwerk beendet Bauwerk fertiggestellt	ouvrage terminé
Bauzeit, Bauwerk und Damm (3 m hoch)	durée de la construction ouvrage et digue (3 m de hauteur)
Beginn der Dammschüttung	début du remblayage de la digue
Beginn der Pfahlrammung Februar 1935	début du damage des pieux: février 1935
Beginn der Erweiterungsarbeiten	début des travaux d'agrandissement
Beginn der Gegengewichtsschüttung	début du ballastage du contre-poids
Beginn der Schlackenschüttung	début du ballastage de scories
Bruch, Beginn	rupture, début
Bruch (vermutet)	rupture (évaluée)
D	
Dammschüttung, zuletzt westliche Hinterfüllung	remblayage de la digue, terre-plein Ouest à la fin
Dammschüttung, zuletzt ostwärtige Hinterfüllung	remblayage de la digue, terre-plein Est à la fin
Dammschüttung beendet	remblayage de la digue terminée
Dammschüttung eingestellt	remblayage de la digue mis en place

E

Einfluß der Dammrutschung	influence du glissement de la digue
Ende der Bauzeit	fin de la construction
Ende der Dammschüttung	fin du remblayage de la digue
Ende der Erweiterungsarbeiten	fin des travaux d'agrandissement
Ende der Schlackenschüttung	fin du ballastage de scories
Errechneter mittlerer Setzungsverlauf	allure moyenne calculée de l'affaissement
Errechnete Setzungskurve der Pfeiler	courbe calculée de l'affaissement des piles
Errechnete Setzungskurve der Widerlager	courbe calculée de l'affaissement des culées

F

fein	fin
Feinsand	sable fin
Fertigstellung der Eisenkonstruktion	achèvement de la construction métallique

G

Gegengewichte, Beginn	contrepoids, début
Gegengewichte fertig	contrepoids, finis
Gegenlast verstärkt	contrepoids, renforcé
Gelenk	articulation
Geschiebemergel (toniger Sand)	marne caillouteuse (argile sablonneuse)
Grob	grossier
Grobsand und Feinkies	gros sable et gravier fin

H

Holzpfähle 8 m lang	pieux de bois de 8 m de long
Hinterfüllung beendet	terre-plein terminé

K

Kies	gravier

L

Lehm	terre glaise
Lehmschlag am Widerlager	corroi de terre glaise à la culée
Lehmschlag am Damm begonnen	corroi de terre glaise commencé à la digue
Löß, etwas sandig	loess, un peu sablonneux
Lößlehm	loess limoneux

M

Monat	mois
mittel	moyen
Mo (= Moorerde)	Mo (= terre de marais)

P

Pfeiler	pile

S

Sand, etwas tonig	sable, un peu argileux
Sandschichten in wechselnder Dichte	couches de sable d'épaisseur variable
Sandschüttung	ballastage de sable
Sand	sable
sandiger Schluff	limon sablonneux
Setzungsverlauf	allure de l'affaissement
Schichten von Fein- und Mittelsand	couches de sable fin et moyen
Schichten von Sand und Kies	couches de sable et gravier
Schlackendamm Beginn	digue de scories, début
Schlackendamm fertig	digue de scories, finie
Schlackenschüttung	ballastage de scories
Schlackenschüttung beidseitig beendet	ballastage de scories terminé des deux côtés
Schlamm	vase
Schluff	limon
Schluff mit Feinsandeinlagerungen	limon avec couches de sable fin
schluffiger Ton (weichplastisch)	argile limoneuse (plastique)
steifer Ton, z. T. sandig	argile compacte momentanément sablonneuse
Spundwandrammung	dammage des palplanches

T	
Ton	argile
toniger Sand und Kies	sable et gravier argileux
toniger Schluff	limon argileux
Torf (Moorerde)	tourbe (terre de marais)
W	
Widerlagerbeton begonnen am	béton de la culée commencé le
Widerlager	culée
Widerlager fertiggestellt	culée terminée
Z	
Zusatzlast durch Erweiterungsarbeiten	charge supplémentaire par les travaux d'agrandissement

Résumé.

L'auteur décrit pour un grand nombre d'ouvrages nouveaux des autoroutes allemandes les conditions du sol et des fondations; il rassemble sous forme de tableaux les résultats des observations d'affaissement et il compare ces résultats avec les hypothèses faites auparavant sur ces affaissements.

VIII 3

Rapport sur l'auscultation dynamique des terrains.

Bericht über die dynamischen Bodenuntersuchungen.

Report on Dynamic Soil Tests.

Geh. Regierungsrat Dr. Ing. A. Hertwig,
Professor an der Technischen Hochschule Berlin.

Remarques préliminaires: Il est connu que les essais de charge statique effectués sur un sol au moyen d'apport de poids ou par la presse hydraulique présentent diverses lacunes. Les résultats dépendent principalement de la grandeur de la surface chargée. Déjà *Engesser*[1] a démontré que pour une charge spécifique donnée le tassement augmente avec l'accroissement de la surface soumise à la charge d'essai. *Kögler* ([2], [3], [4]) et divers auteurs on démontré expérimentalement le théorème de «Engesser» et pour une surface déterminée correspondant à un minimum de tassement celui-ci augmente moins vite en agrandissant la surface. Les essais effectués jusqu'à maintenant portent sur une surface de 1 m^2 environ et il est très difficile d'en tirer des conclusions en extrapolant les résultats des essais à des valeurs correspondant à des surfaces de l'ordre de grandeur rencontrée en pratique dans les constructions d'ouvrages. Une autre lacune des essais statiques provient du fait que les charges ont un effet que sur une petite profondeur. *Kögler,* et d'autres, ont démontré que les effets en profondeur atteignent 5 à 6 fois le diamètre de la surface chargée. Ainsi, avec de tels essais on ne peut absolument pas intéresser au tassement les couches inférieures qui peuvent influencer les résultats et l'on obtient des conclusions erronnées. Cherchant à diminuer le peu de précision donné par les essais statiques, la „Deutsche Forschungsanstalt für Bodenmechanik" (Degebo) effectue depuis 7 and des essais par le procédé dynamique.

1° *Description de l'appareil.*

Le terrain est essayé au moyen d'une machine qui développe des forces variables, de forme sinusoïdales, et en des directions choisies à volonté. La plus simple de ces machines consiste en poids mis en mouvement par deux axes tournant en sens inserve l'un de l'autre (voir fig. 1). On peut créer des forces, de forme sinusoïdale, normale au terrain, ainsi que des forces de directions variables et des mouvements de torsion. De telles machines (vibreurs) sont construits par la Maison Losenhausenwerk, Düsseldorfer Maschinenbau A.-G., Düsseldorf-Grafenberg. Le format de cette machine, la valeur des forces centrifuges et le nombre du tours des axes peuvent être modifiés à volonté.

---

[1] Les chiffres désignent les numéros correspondants de la bibliographie.

Raleigh et *Lamb* (7 et 8) ont étudie la propagation des ondes développées par une charge répartie ou concentrée agissant sur le terrain, dans un milieu non limité, homogène et élastique. Il se produit des ondes de déplacement du terrain, des ondes de compression et des ondes de surfaces dont les vitesses de propagation sont environ dans les rapports 1,7 : 1 : 0,9; les ondes sont presque uniquement observées par le Macrosismographe.

H. et *E. Reissner* ont étudie mathématiquement les ondes en fonction de la masse de la machine et pour une surface limitée de terrain. Nous reviendrons plus tard sur ces calculs. Pour l'emploi pratique des ondes destinées à reconnaître la qualité d'un terrain on admet des hypothèses simplifiées.

Dans une partie des essais on considère la machine et une partie du terrain comme un point matériel oscillant reposant sur un sol plus ou moins élastique, qui est le sol dont on fait l'essai. Dans la deuxième partie des essais on observe les ondes crées et propagées par la machine.

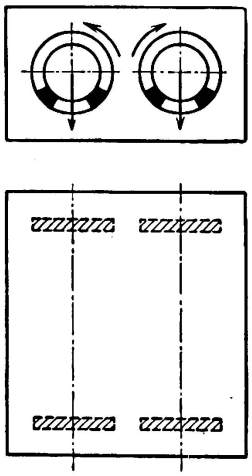


Fig. 1.
Disposition des balourds pour l'excitation verticale.

2° *La machine sur sol élastique.*

Si l'on produit par cette machine des forces verticales et périodiques, on peut dans une première approximation considérer ce vibreur comme un point matériel ayant un degré de liberté suivant la verticale. Le sol produit une réaction linéaire et possède un effet d'amortissement que l'on prend en première approximation comme proportionnel à la vitesse. Tout le precessus du mouvement est exprimé par une équation différentielle linéaire avec constantes

$$M \frac{d^2x}{dt^2} + b \frac{dx}{dt} + cx = P \sin \omega t,$$

ou, en divisant par M:

$$\frac{d^2x}{dt^2} + 2\lambda \frac{dx}{dt} + \alpha^2 x = \beta \sin \omega t.$$

dans cette équation M est la masse oscillante

$$b \frac{dx}{dt} \text{ la force d'amortissement et}$$

cx la réaction élastique, $P \sin \omega t$: la force excitatrice périodique avec la fréquence ω.

Aux essais on donne à la fréquence ω toutes les valeurs possibles. Le nombre d'oscillations x est enrégistré par un vibrographe placé sur la machine. Puis on relève le décalage entre la position du balourd et celle de la machine oscillante, du fait que dans ce relevé du vibrographe la position des balourds est continuellement relevée, et en troisième lieu la puissance absorbée par la machine est aussi enrégistrée.

Dans une pareille expérience, si l'on augmente le nombre de tours on voit que l'amplitude x du point oscillant augmente de zéro jusqu'à un maximum et, si l'on continue d'augmenter le nombre de tours, cette amplitude tend vers une valeur fixe suivant une asymptote. Le relevé des amplitudes montre évidemment une zone de résonance quand la fréquence de l'excitatrice correspond à la fréquence propre α de l'onde non amortie de la masse oscillante. Cette zone de résonance se voit aussi dans le relevé de la puissance et dans celui du décalage des phases (fig. 2—5). Les amplitudes, les puissances et les phases seront intro-

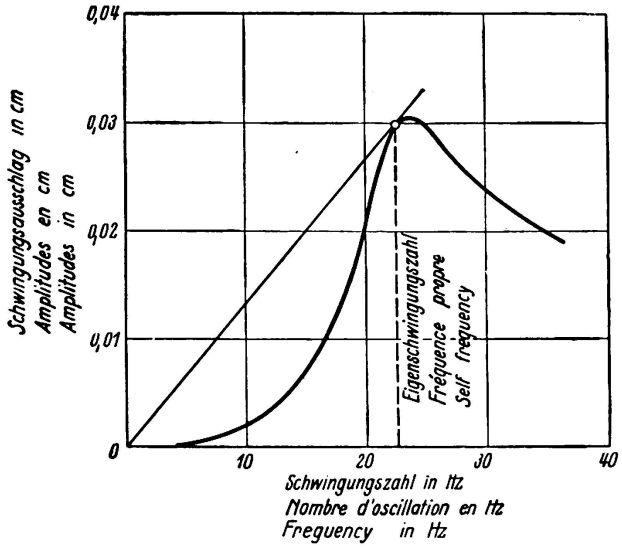


Fig. 2.
Amplitude 'du pulsateur sur le sol en fonction de la fréquence.

duits dans l'équation différentielle de la masse oscillante et permettront la détermination des constantes α et λ de l'équation. Ce processus de calcul, qui ne peut pas être présenté en détail ici, est décrit dans la publication du Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik cahier 1 (14). Comme les amplitudes, la fréquence et les phases sont déterminées par des instruments différents, on peut aussi déterminer l'exactitude des valeurs α et λ. L'erreur moyenne de la valeur α varie entre 3 et 5 %; celle du coefficient d'amortissement λ par contre est sensiblement plus grande. Quant à la raison du peu d'exactitude de ce coefficient on ne peut pas entrer ici dans les détails. Ce coefficient d'oscillation propre du système $\alpha = \sqrt{\frac{c}{M}}$ dépend des propriétés du sol élastique. Les résultats d'une grande série d'essais, effectués sur une grande variétés de terrains, sont donnés dans le tableau n° 1 et ordonnés suivant les valeurs croissantes α. Dans la 3e colonne du tableau sont données les valeurs spécifiques connues par les expériences antérieures effectuées sur ces différents terrains. On voit par comparaison des 2 colonnes qu'il existe une correspondance entre la valeur α et

celle des charges admissibles. La valeur α croît avec les charges admissibles, de sorte que le coefficient peut servir directement d'expression pour indiquer la charge admissible d'un terrain.

Cette détermination de la charge par le nombre α, a sur la détermination des charges specifiques obtenues par le procédé statique, l'avantage que, lors de la recherche expérimentale de α, on intéresse un volume plus grand de terrain et l'influence des couches inférieures entre en ligne de compte. En outre, la surface chargée du terrain n'a pas ici une importance primordiale comme dans les essais statiques. Actuellement pour différents essais dynamiques les coefficients α ne sont comparables entre eux que s'ils sont obtenues au moyen d'un appareillage normal, c. à d. déterminés par une machine dont on connait le poids, la surface et la force centrifuge développée. On a la possibilité d'obtenir d'autres résultats avec des machines ayant une surface d'appui différente.

Ce coefficient d'amortissement λ dépend d'une part du frottement interne du sol et d'autre part du travail de déformation des tassements permanents non

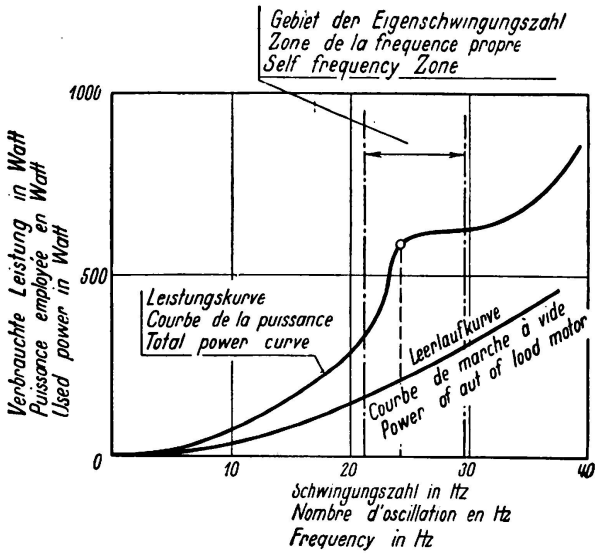


Fig. 3.
Puissance en fonction de la fréquence.

élastiques. Si le frottement interne et le travail de déformation des tassements permanents sont grands, l'amortissement est aussi grand. Mais comme ces deux circonstances, le frottement et les tassements permanents, influentent l'amortissement, on ne peut naturellement pas tirer la conclusion que des terrains de grands amortissement doivent avoir de grands tassements permanents, car un terrain avec de grands frottements internes et sans tassement permanent peut avoir un grand amortissement.

Sur la fig. 5, la marche du tassement est représenté en fonction de la fréquence de l'excitation. Si l'on porte la marche du tassement en fonction de la courbe d'amplitude, on voit que pour beaucoup de terrains les valeurs du tassement augmentent d'abord lentement, puis croissent très fortement dans la zone de résonance et au delà de cette zone augmentent de nouveau lentement. Pour des terrains non liées, les tassements permanents proviennent principalement de l'écrasement des couches instables granuleuses. Si on excite le sol, le frottement entre les grains vibrants dans la zone de résonance, décroît tellement que

les couches granuleuses se trouvent sous charge statique et s'écrasent mutuellement jusqu'à ce que le phénomène d'oscillation produise pour finir une couche compacte de grains.

Du coefficient d'amortissement et de la marche du tassement on peut déduire une hypothèse plausible sur la tenue du terrain sollicité aux charges dynamiques et aux ébranlements.

Pour des terrains bien liés, ces charges dynamiques seules ne peuvent pas donner encore une idée complète sur l'influence du temps pour les tassements. Dans ce cas il est naturellement indiqué de faire des recherches de laboratoire, suivant les procédés connus, sur des éprouvettes de terrain lié et non ébranlé. Pour des terrains non liés et pour compléter les essais dynamiques il est aussi recommandable de faire des essais sur éprouvettes du terrain non ébranlé afin de déterminer la répartition des parties granuleuses, le coefficient de porosité et la capacité de compression.

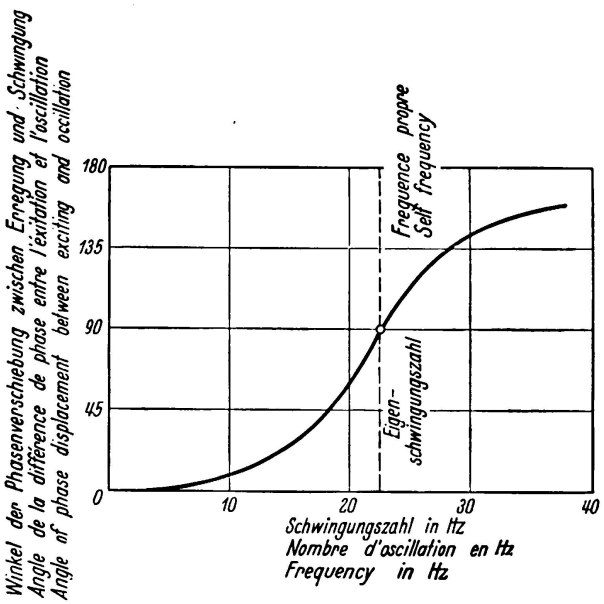


Fig. 4.
Décalage entre l'excitation et l'oscillation en fonction de la fréquence.

3° *Vitesse de propagation des ondes en surface.*

Le caractère des ondes produites par ce vibreur n'est pas encore complètement défini. On peut cependant faire les mesures suivantes.

Au moyen du sismographe on prend à petites distances sur une droite partant de la machine, en plusieurs points, l'amplitude d'oscillation d'une petite surface de terrain (donc d'environ un point de surface) et ceci en connaissant chaque fois la position du balourd de la machine. On suit la position d'une vague d'oscillation en fonction de la position du balourd que l'on peut relever facilement en prenant des points rapprochés; on vòit que cette vague se propage avec une certaine vitesse. On peut construire un graphique de déplacement de cette vague, comme un graphique de chemin de fer. Avec un sol homogène ce graphique est une droite inclinée sur l'axe des temps (fig. 6b). La tangente de l'angle d'inclinaison donne la vitesse de propagation. Si la vague passe dans un terrain d'une autre consistance, la courbe de déplacement indique une autre vitesse; au passage d'un terrain à un autre la courbe a une brisure (fig. 6a).

Les essais ont été faits sur une grande variété de terrains et les résultats sont portés dans le tableau 1 colonne 1. On voit dans ce tableau que les vitesses croissant de 80 m/sec jusqu'à 1100 m/sec. La vitesse de propagation des vagues est donc, comme la constante d'élasticité du sol précédemment déterminée, une mesure de la valeur du terrain c. à. d. de sa capacité portante. Cette mesure est même plus sensible que la constante α.

Si on déplace la machine, sur un terrain dont on veut connaître la qualité à la surface, et que chaque fois on prenne des mesures dans différents directions, on obtient une carte des qualités de la surface du sol (fig. 7).

D'après la grandeur des vitesses, on peut se faire une idée sur le genre des ondes crées; si on mesure encore les ondes produites dans le même sol par un effet de choc, par chutes de poids ou par explosions, ces ondes ont une plus

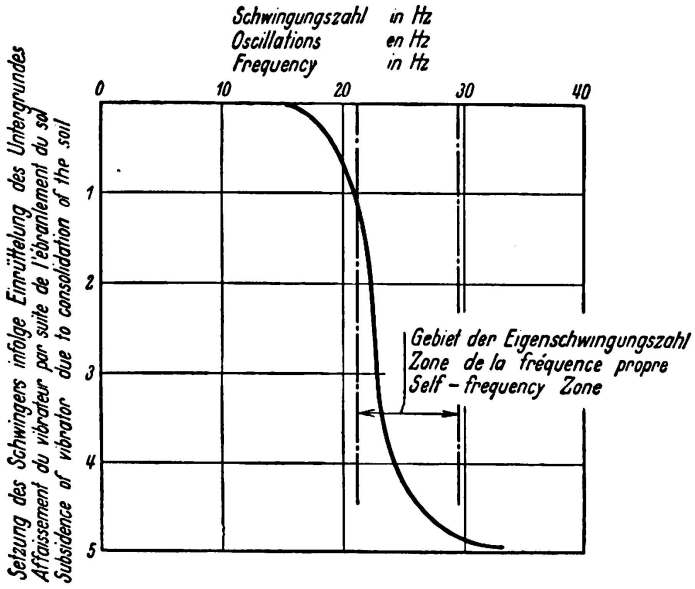


Fig. 5.
Affaissement du pulsateur par suite de l'ébranlement du sol en fonction de la fréquence.

grande vitesse et sont considérées comme pures ondes de compression. Ces ondes de surface obtenues par la machine ont une bien moins grande vitesse de propagation et sont, dans un milieu homogène essentiellement des ondes transversales ou de Rayleigh.

La tâche des recherches futures est de déterminer exactement le caractère de ces vagues.

Si l'on dessine la variation d'amplitude en un point du terrain, on voit que si la force d'excitation est sinusoïdale, la variation de l'amplitude est elle-même aussi sinusoïdale. Cette variation sinusoïdale est dérangée dans le voisinage immédiat de la machine parce qu'elle est influencée par d'autres variations de forces périodiques secondaires. La valeur de l'amplitude diminue rapidement (fig. 8a) avec l'éloignement de la machine, environ suivant une équation exponentielle. Cette manière de décroître a déjà été observée et déterminée par différentes personnes (37, 38, 39).

Les différents terrains montrent aussi une capacité d'absorption différente; les mesures faites jusqu'à maintenant montrent que l'absorption est fonction de la longueur des ondes et que cette absorption est plus forte pour les ondes

courtes que pour les ondes longues. — Le rapport entre la vitesse de propagation des ondes et la longuer des ondes à été déterminé en maintes circonstances (dispersion), cependant la complète compréhension de l'absorption et de la dispersion demande encore de plus amples essais.

4° *Les ondes dans des terrains à couches superposées.*

S'il se trouve à une profondeur de terminée une courche de terrain de consistance différente et parallèle à la courbe superficielle, et si l'absorption des ondes et plus forte à la surface que dans la couche inférieure, la courbe de la vitesse présente ainsi une brisure. En effet dans le voisinage immédiat de la

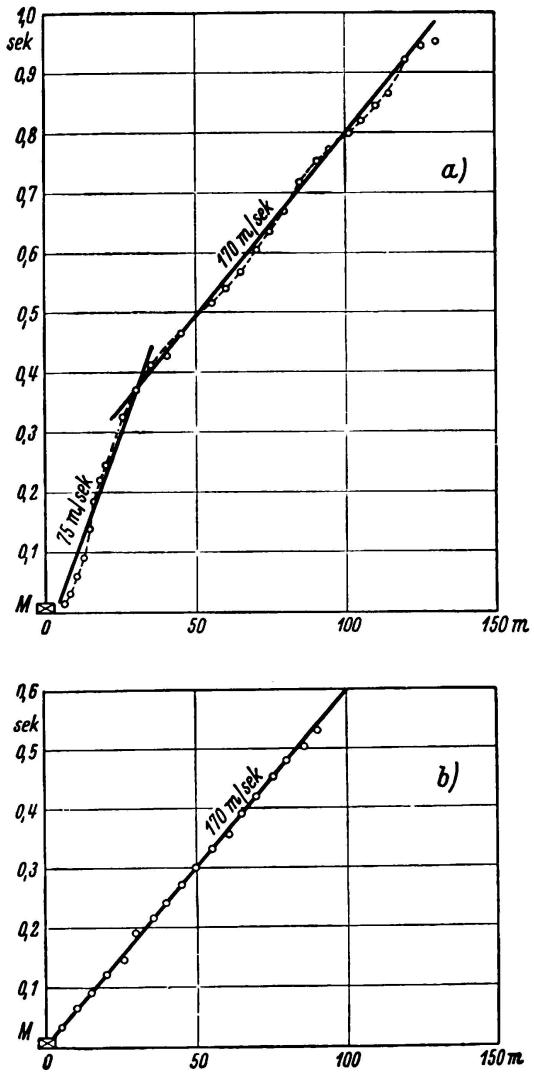


Fig. 6.

Propagation dans le sol des ondes élastiques engendrées par le pulsateur,

a) dans un sol stratifié,
b) dans un sol homogène.

machine on a la vitesse de propagation de la couche supérieure du sol. A une plus grande distance, l'onde de fond revient à la surface. Cette explication de la propagation des ondes sera confirmée par d'autres recherches dans les couches de terrain supérieures et inférieures. Les divers fragments de la courbe des vitesses ne sont plus des lignes droites, mais des lignes sinusoïdales irrégulières. Leur sens est expliqué dans la publication Degebo cahier 4. D'après la courbe des vitesses, on peut déterminer les propriétés des couches inférieures.

Si l'on observe dans un terrain homogène les amplitudes correspondantes à divers points situés sur une droite partant du vibrateur ces amplitudes décroissent, dès la machine, suivant une équation exponentielle. Dans un terrain à couches superposées, il n'y a pas de décroissement régulier, mais à divers endroits on retrouve des maxima d'amplitude. Ces maxima peuvent avoir diverses origines. Les maxima s'expliquent, dans le cas d'homogénéité parfaite des couches, par l'interférance entre les ondes supérieures et inférieures, ou bien par la superposition des ondes. Si on détermine les maxima sur tous les rayons possibles partant du vibrateur, ces maxima se trouvent sur des cercles concentriques dont le vibrateur en est le centre, quand le sol est homogène et quand la surface de séparation des couches est parallèle à la surface du sol. Comme dans la sysmique pour rechercher les gîtes fait on certaines hypothèses sur le cours des ondes, nous pouvons ainsi déterminer la profondeur de la surface limite par la distance

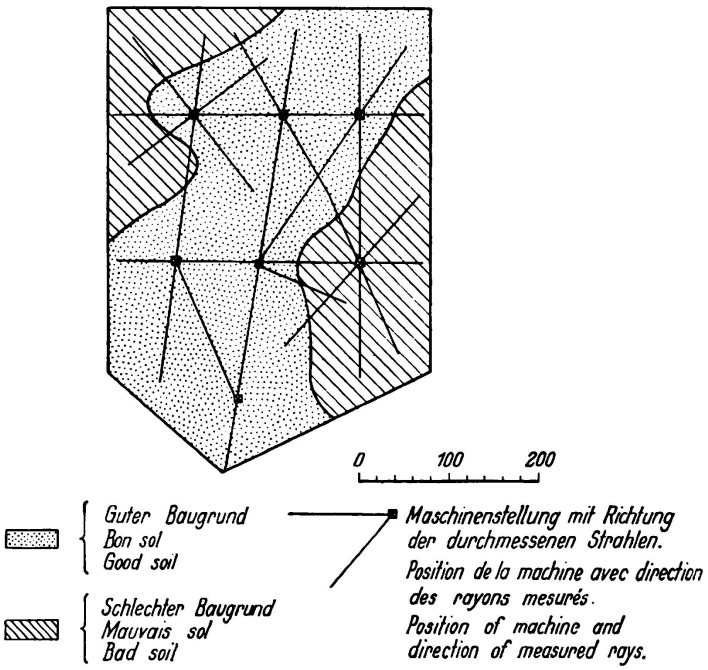


Fig. 7.

Résultat d'un examen dynamique du sol: Détermination de la limite entre un bon et un mauvais sol.

entre les zones d'interférances. Si la surface limite n'est pas parallèle au terrain supérieur, nous obtenons des courbes de forme élliptique ayant même foyer, au lieu de cercle concentrique. Des courbes déformées peuvent aussi s'obtenir si le terrain entourant la machine n'est pas homogène.

On peut séparer ces deux cas soit non homogénéité, soit surface de séparation inclinée, quand on fait des mesures suivant une droite en partant de la machine et en y revenant.

Si l'on veut connaître la nature interne du sol par le procédé dynamique, la longueur des ondes utilisées joue un rôle important. Les figures 8a et 8b montrent ce développement des amplitudes pour deux mesures faites au même endroit, une fois avec une longueur d'onde de 15 m, une autre fois avec 7,50 m. La première onde a une marche sensiblement plate, la deuxième montre un grand

nombre de maxima et de minima. Ici apparaissent les phénomènes d'incurvation, lorsque les longueurs d'ondes ne sont pas dans le rapport exact avec les dimensions des portions du sol de propriété différente; là les ondes sont brisées autour de ces points critiques. Ce phénomène joue ainsi un rôle quand on veut arrêter des ondes dans le terrain.

5° *Pratique.*

Dans les paragraphes antérieurs on a montré en certains endroits l'emploi de ce procédé. Décrivons maintenant quelques exemples tirés de la pratique.

1° *Détermination du coefficient* α *et du tassement.*

Soit un terrain dans lequel les soudages et l'examen du sol supérieur permettent de supposer une grande homogénéité du sous-sol, on veut, par le procédé des effets dynamiques, établir les tassements probables des différentes fondations.

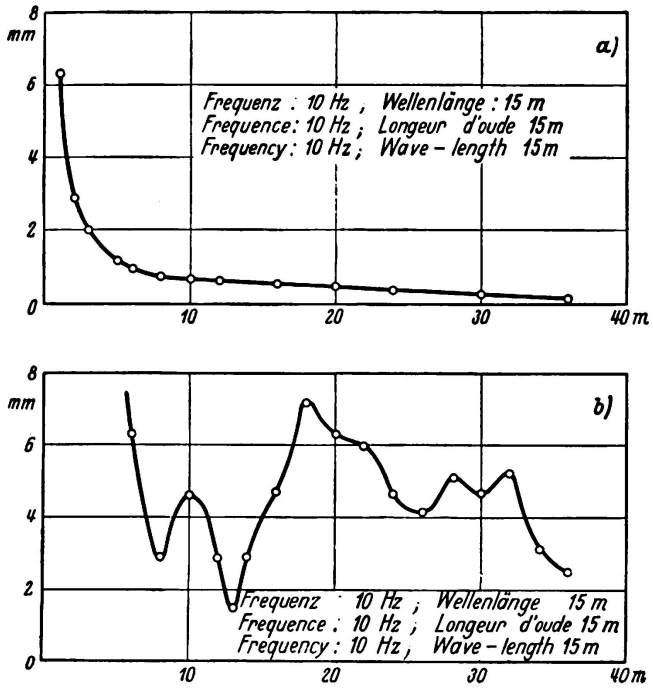


Fig. 8.
Amplitudes des oscillations du sol en fonction de la distance au foyer de perturbation
a) pour de longues ondes,
b) pour de courtes ondes.

Le plan de construction prévu et les emplacements du vibreur sont représentés à la fig. 9. A ces divers emplacements on a déterminé les courbes de puissances, d'amplitudes et les tassements. Les coefficients α varient entre 21,7 et 24 Hz. Les tassements entre 7 et 3 mm. Les essais ont été faits avec une machine normale de 1 m² de surface d'appui, et pesant 2700 kg et de même excentricité. Les tassements se rapportent tous à des efforts dynamiques effectués dans un temps déterminé. Les expériences de compression faites au laboratoire sur des éprouvettes de terrain non ébranlé confirment les irrégularités trouvées dans les valeurs de l'expression α et des tassements.

Sur la base des résultats ainsi obtenus, on a déterminé les charges admissibles pour tous les pieux, ceci en tenant compte de la surface de fondation et de façon à obtenir des tassements égaux.

Les pressions admissibles sur le sol furent déterminées pour une partie des fondations à 2 kg/cm²; pour une autre partie, à 2,5 kg/cm². Pour des chantiers

de moindres dimensions, la détermination des coefficients α et des tassements, ainsi que l'observation de l'amortissement suffisent pour donner une idée sur la régularité du sous-sol. Pour le calcul préalable des tassements, les essais au laboratoire sur éprouvettes de terrain non ébranlé sont nécessaires pour des terrains liés, et recommandés pour des terrains non liés.

Pour la fondation des socles de turbines, on s'efforce actuellement de calculer le coefficient de la fréquence propre de la machine placée sur un appuis élastique constitué par un cadre métallique. On fait l'hypothèse que ce corps entier avec sa plaque de fondation repose sur un sol rigide. En outre on admet que l'élasticité du sol est négligeable par rapport à la déformation du cadre de fondation. Cette hypothèse n'est en aucun cas remplie. Dans le cas de pareille fondation de turbine, si les circonstances s'y prêtent, on tiendra compte de l'élasticité du sol pour le calcul des oscillations; et dans le cas de machine noyée dans le bloc de fondation on ne pourra jamais se tirer d'affaire sans connaître l'élasticité du

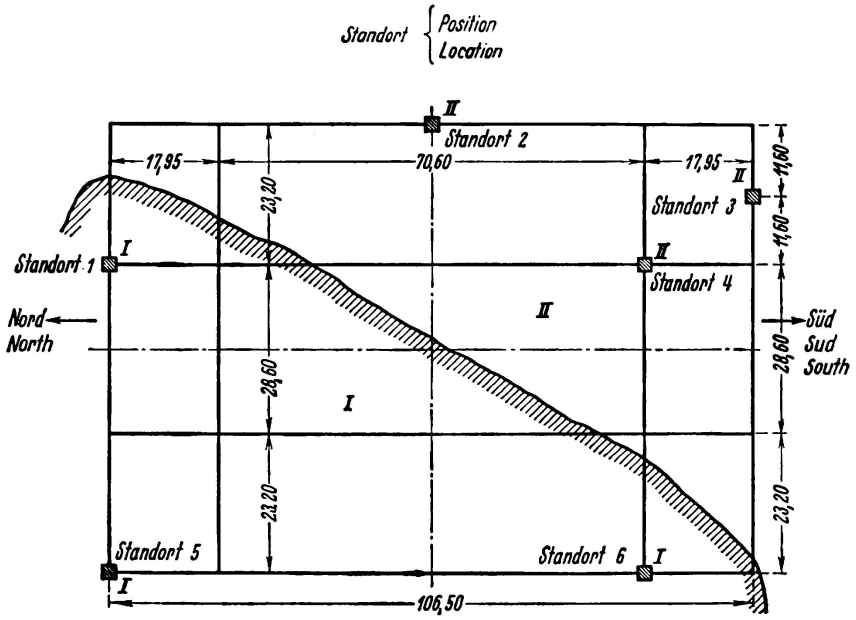


Fig. 9.

Plan de situation pour un examen dynamique du sol: Emplacement du pulsateur dans le plan de l'immeuble projeté, La ligne pointillée délimite le bon sol du moins bon.

sol. Ici la machine et le bloc de fondation forment un seul corps rigide reposant sur le sol considéré comme élastique. Les fréquences propres des 6 degrés de liberté du corps rigide dépendent de la répartition des masses et de la constante élastique du sol. Pour de pareilles fondations, les coefficients α se rapportant à la portion du terrain oscillant avec la machine, et la constante élastique ont été plusieurs fois déterminés.

En tenant compte que le plus souvent on a affaire à un corps symétrique, on ramène le calcul au cas d'un problème se rapportant à un plan, soit à une plaque à appuis élastiques avec 2 ou 3 degrés de liberté, suivant les particularités de la symétrie (35).

Les cas pratiques ont donnés une parfaite concordance entre les calculs préliminaires et les mesures de fréquence propre calculées par la suite. Les fré-

quences propres sont aussi déterminées au moyen d'un vibrateur et par le rapport des courbes de résonnance. Si l'on a des instruments assez précis, on peut déterminer directement au moyen d'un vibrateur de 2000 kg les courbes de résonance des amplitudes pour des machines et des fondations de plusieurs milliers de tonnes. L'effet de compression artificielle peut être controllé par les mesures des coefficients α et des tassements. Dans les fig. 10a et 10b sont reproduites les courbes d'amplitudes et de tassements qui furent faites sur une digue avant et après le pilotage. Par suite du pilotage le nombre α a passé de 22,6 à 23

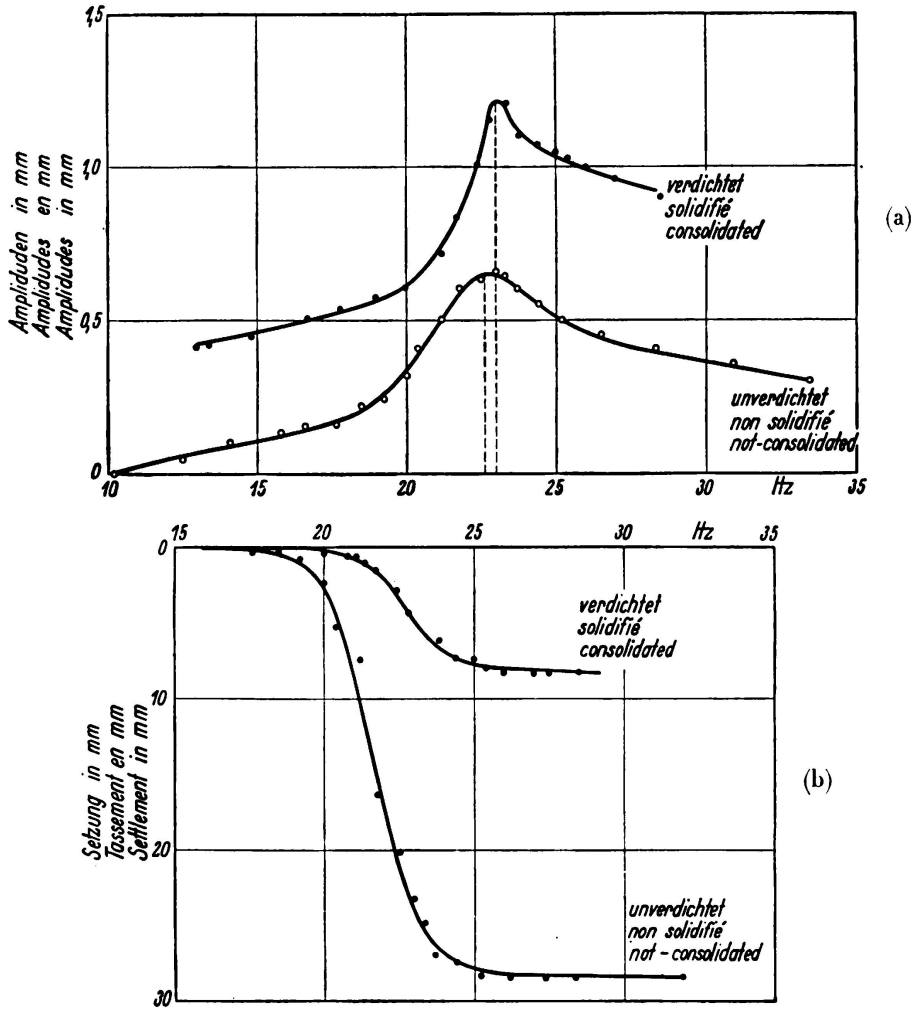


Fig. 10.
a) Amplitudes et
b) affaissement du pulsateur en fonction de la fréquence avant et après le tassement.

(fig. 10a) donc a peu augmenté. Les tassements par contre sont descendus de 28 mm à 8 mm (fig. 10b). Les courbes du tassements montrent la marche déjà connue. Le tassement se fait principalement à l'intérieur de la zone de résonance. La courbe d'amplitude du sol non solidifié présente par rapport à celle du terrain solidifié une différence remarquable. Le maximum de résonance est beaucoup plus aigu que dans le sol non solidifié, c'est un signe que l'amortissement intérieur a diminué. Dans un terrain meuble une bien plus grande partie de l'énergie est absorbée que dans un terrain rendu plus compacte et plus élastique.

2° *Détermination des vitesses.*

Si l'on a à étudier la qualité du sol sur une grande surface, on aura avantage à fixer ces qualités par des mesures de vitesse que l'on prend en divers endroits et suivant diverses directions (voir fig. 7). Si le sol est parfaitement régulier et non comprimé, on trouvera donc pour tous les points et pour toutes les directions les mêmes vitesses. Si le sol n'est pas uniforme, les courbes de vitesse auront des brisures (fig. 6b). Dans la fig. 7 on a dessiné, sur la base de ces mesures, un plan des diverses qualités du sol. Nous avons déjà dit que la brisure provient aussi de conclus de terrains divers. On reconnait que c'est un terrain non homogène ou un terrain à couches superposées, par comparaison des mesures prises aux différents endroits.

La détermination de la vitesse de propagation est encore employée avec succès dans beaucoup de cas pratiques. La solidification des remblais pour routes, dignes, est aujourd'hui à l'ordre du jour. Nous avons eu le cas suivant: Il s'agissait de 2 voies ferrées supportées par des remblais en sable de la «Mark» et construits il y a 12 ans. Sur l'une des voies il n'y eu jamais de trafic et le talus ne fut soumis qu'aux influences du temps, sur l'autre il y avait un trafic normal. Les mesures de propagation de vitesse dans les 2 talus, mesures faites près de la zone d'appuis des talus sur le terrain en place, ont montrés des différences très instructives. La vitesse de propagation des ondes dans le talus non tassé par le passage des trains est de 180 m/s et est moindre que celle du sol de base qui donne 230 m/s.

Pour le talus placé sous la voie utilisée et tassé jusqu'à l'écrasement, cette vitesse atteint 340 m/s. Malheureusement la vitesse pour le talus fraichement construit est inconnue. En prenant le cas le plus défavorable, et sur la base d'autres mesures, on peut admettre cette vitesse égale à la moitié de la valeur de celle du terrain en place. Ces résultats montrent que le fait de laisser simplement un talus à l'action du temps et des intempéries n'a qu'une influence très lente sur le tassement, et que celui-ci n'atteint jamais les valeurs que lui donneraient des ébranlements.

Les mesures de vitesse ont également fait leur preuve pour reconnaître la valeur relative des divers modes de solidification de terrain par l'epport de boues, par cylindrage, pilonnage, ébranlement. Un exposé sur des expériences de ce genre est développé dans «Die Strasse» N° 18, 1935.

La mesure de vitesse rend aussi des services pour l'étude des terrains apportés supportant des chaussées, et pour l'étude de la chaussée elle-même. En général, l'effet d'une chaussée en béton sur un talus apporté est d'élever la valeur de la vitesse moyenne entre les vitesses du talus et de la chaussée en béton. Dans un seul cas on a pu établir que la chaussée et le sous-sol oscillent chacune séparément. Il s'agit ici d'un talus rapporté constitué par du ballast ayant une extraordinaire bonne répartition granuleuse, disposé en lit d'environ 30 m et comprimé par cylindrage et damage. Les ondes élastiques avaient une vitesse de 420 m/s dans le ballast en place à la gravière. Cette vitesse passait à 560 m/s dans le talus construit comme indiqué ci-dessus. Lorsque l'on avait une chaussée en béton de 25 cm d'épaisseur, le talus, pour une longueur d'onde de 22 m, ne donna pas de valeur nouvelle pour la vitesse de propagation des ondes (donc 560 m).

Dans d'autres cas, dans un terrain rapporté en talus, les ondes avaient une vitesse de 125 m/s; dans ce talus avec sa chaussée en béton de 25 cm cette vitesse passe à 270 m/s. De ces observations on tire la conclusion que dans le 1er cas, talus et chaussée oscillent comme un corps unique, dans le 2e cas, la chaussée en béton se trouve sur un terrain plus ou moins élastique sur lequel la chaussée exerce des ondes de flexion.

Pour finir, on fit des expériences pour étudier l'influence de l'épaisseur de la chaussée en béton pour un sous-sol donné. La fig. 11 montre l'augmentation de la vitesse de propagation des ondes pour une épaisseur de béton croissante, le sous-sol restant le même.

Si l'on avait assez de résultats d'essais, on pourrait dire, en se basant sur la vitesse obtenue dans le talus, quelle devrait être l'épaisseur minimale de la dalle en béton. Le sol d'appui du talus joue naturellement aussi un rôle dans le résultat final, mais on l'a négligé pour plus de simplicité.

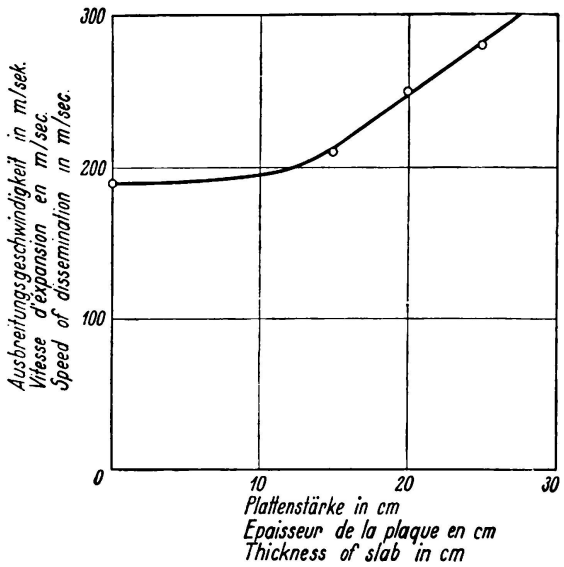


Fig. 11,
Vitesse de propagation des ondes élastiques dans un remblai de route recouvert de dalles de béton, en fonction de l'épaisseur des dalles.

3° *Etude des sols à lits superposés.*

Veut-on utiliser d'une façon positive les interférences d'ondes pour déterminer l'épaisseur des divers lits de terrain, on doit faire des hypothèses diverses, comme on l'a fait jusqu'à présent, et passablement arbitraires sur l'origine de ces interférences.

Dans des cas particuliers, l'une ou l'autre hypothèse conduit à des résultats exacts. Dans d'autres cas, particulièrement lorsqu'il y a plus de deux lits, les résultats des calculs sont encore très incertains. On n'ira de l'avant que lorsqu'on aura une plus grande connaissance sur les différentes natures des ondes produites, les travaux nécessaires sont entrepris actuellement. On rapportera plus tard sur les résultats obtenus et leur emploi dans la pratique.

Remarques finales.

Après 6 ans de recherches, après de très nombreuses applications dans la pratique, nous croyons que l'étude des terrains par procédé dynamique est une méthode précieuse. Ce n'est naturellement pas une méthode qui peut donner seule

les indications complètes quand à toutes les propriétés d'un terrain. Comme nous l'avons déjà dit, pour les terrains liés, d'autres procédés et méthodes sont aussi nécessaires pour reconnaître l'influence du temps sur le tassement de tels terrains; entre autre citons les travaux de *Terzaghi* et de ses élèves (20 et 40).[2]

Les mesures d'amplitude, de puissance, etc. et la théorie extraordinairement simplifiée du point matériel oscillant suivant un seul degré de liberté ont donné l'explication et montré une concordance satisfaisante de beaucoup de phénomène.

Le travail d'*Erich Reissner* (36) sur: «l'oscillation stationnaire symétrique par rapport à un axe, oscillation créée par une masse en ébranlement en vue d'étudier le terrain par procédé dynamique» a confirmé la justification de la théorie simplifiée. Ce travail paraîtra sous peu dans la publication du «Degebo» cahier 5.

Littérature.

(1) *Engesser:* Theorie des Baugrundes, Zentralbl. d. Bauverw. 1893, p. 306.
(2) *Kögler:* Über Baugrund-Probebelastungen. Bautechnik 1931, fasc. 24.
(3) *Preß:* Baugrundbelastungsversuche. Bautechnik 1930, fasc. 42, 1931, fasc. 50, 1932, fasc. 30.
(4) *Görner:* Über den Einfluß der Flächengröße auf die Einsenkung von Gründungskörpern. Zeitschr. f. Geologie und Bauwesen 1932, fasc. 2.
(5) *Aichhorn:* Über die Zusammendrückung des Bodens infolge örtlicher Belastung. Geologie und Bauwesen 1932, fasc. 1.
(6) *Kögler* et *Scheiding:* Druckverteilung im Baugrunde. Bautechnik 1928, fasc. 15, 17; Bautechnik 1929, fasc. 18, 52.
(7) *Lord Rayleigh:* The theory of sound. London 1894/6.
(8) *H. Lamb:* Phil. Trans. (A) vol. 203, 1904. Proc. Roy. Soc. A 93, London 1917.
(9) *E. Pfeiffer:* Handbuch der Physik IV, Kap. 4, Elastokinetik.
(10) *G. Angenheister:* Handbuch der Physik IV, Kap. 8, Seismik.
(11) *H. Martin:* Handbuch der Experimentalphysik XVII, 1, Schwingungslehre.
(12) *A. E. H. Love:* Probl. of Geodynamics. Cambridge 1911.
(13) *O. Fröhlich:* Druckverteilung im Baugrund. Jul. Springer, Vienne 1934.
(14) Veröffentlichung der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, fasc. 1. Jul. Springer, 1933.
(15) Veröffentlichung der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, fasc. 4. Jul. Springer, 1936.
(16) *A. Hertwig:* Die dynamische Bodenuntersuchung. Bauing. 12, 1931.
(17) *A. Hertwig:* Baugrundforschung. Zeitschr. d. V.D.I. 77, 1933.
(18) *A. Hertwig* et *H. Lorenz:* Das dynamische Bodenuntersuchungsverfahren. Bauingenieur 16, 1935.
(19) *H. Lorenz:* Neue Ergebnisse der dynamischen Baugrunduntersuchung. Zeitschr. d. V.D.I. 78, 1934.
(20) *W. Loos:* Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen. Jul. Springer 1935.
(21) *P. Müller:* Druckverteilung und Einsenkungen im Erdreich. Bautechnik 12, 1934.
(22) *P. Müller:* Tragfähigkeit und Formänderungswiderstand des Bodens. Bautechnik 13, 1935.
(23) *R. Köhler:* Zeitschr. f. Geophysik 10, 1934.
(24) *R. Köhler:* Nachr. Geo. Wiss. II. Göttingen 1934, Nr. 2.
(25) *R. Köhler:* Zeitschr. techn. Phys. 16, 1935.
(26) *R. Köhler* et *A. Ramspeck:* Zeitschr. techn. Phys. 14, 1933.
(27) *A. Ramspeck:* Zeitschr. Geophys. 10, 1934.
(28) *G. A. Schulze:* Zeitschr. Geophys. 11, 1935.

} Publications sismographiques de l'Institut de géophysique de l'Université de Göttingen.

[2] Remarque: Les procédés de recherches dynamiques de sols sont appliqués actuellement par la Société Seismos à Hannovre. Elle possède les instruments et l'expérience des mesures du fait qu'elle est spécialisée dans la recherche des gîtes suivant le précédé de «Mintrop».

(29) *A. Ramspeck:* Dynamische Bodenuntersuchungen an der Reichsautobahn Stuttgart-Ulm, Die Straße 18, 1935.
(30) *A. Ramspeck:* Dynamische Untersuchung von Straßendecken. Die Betonstraße 11, 1936, Nr. 2.
(31) *R. Müller* et *A. Ramspeck:* Verdichtung geschütteter Dämme. Die Straße 18, 1935.
(32) *F. Meister:* Die dynamischen Eigenschaften von Straßen. Thèse, Stuttgart, Ed. M. Boerner, Halle 1935.
(33) *K. Schwien:* Über die Ausbreitung von Erschütterungen. Thèse, Hannover 1932.
(34) *Hort, Martin, Geiger:* Zur Frage der Schutzwirkung eines Grabens gegen Erschütterungen. Schalltechnik 2, 1932.
(35) *R. Rausch:* Berechnung von Maschinenfundamenten als elastisch gestützte schwingende Scheiben. Bauingenieur 11, 1930, fasc. 13—14. Z. d. V. D. I. 75, 1931.
(36) *E. Reißner:* Über die stationäre, achsialsymmetrische, durch eine schüttelnde Masse erregte Schwingung eines homogenen elastischen Halbraumes, insbesondere in Beziehung zu dynamischen Bodenuntersuchungen. Thèse, Charlottenburg. (Paraîtra prochainement.)
(37) *L. Mintrop:* Über die Ausbreitung der von den Massendrucken einer Großgasmaschine erzeugten Bodenschwingungen. Thèse, Göttingen 1911.
(38) *A. Heinrich:* Über die Ausbreitung von Bodenschwingungen in Abhängigkeit von der Beschaffenheit des Untergrundes. Thèse, Breslau 1930.
(39) *G. Bornitz:* Über die Ausbreitung der von Großkolbenmaschinen erzeugten Bodenschwingungen in die Tiefe. Jul. Springer, Berlin 1931.
(40) *v. Terzaghi:* Erdbaumechanik, Leipzig 1925.

Tableau 1.

No.	Type de sol	Vitesse de propagation	Nombre de fréquence propre	Compression admissible du sol kg/cm²
1	3 m de terre de marais sur du sable . .	80 m/sec	4,0 Hz	—
2	Sable fin	110 ,,	19,3 ,,	1,0
3	Argile tertiaire, humide	130 ,,	21,8 ,,	—
4	Sable fin avec terre glaise	140 ,,	20,7 ,,	—
5	Sable moyen, humide	140 ,,	21,8 ,,	2,0
6	Argile jurassique, humide	150 ,,	—	—
7	Ancien remblais en sable et scorie . .	160 ,,	—	—
8	Sable moyen avec eau souterraine . . .	160 ,,	—	2,0
9	Sable moyen, sec	160 ,,	22,0 ,,	2,0
10	Sable avec terre glaise sur de la marne caillouteuse	170 ,,	22,6 ,,	2,5
11	Gravier avec grosses pierres	180 ,,	23,5 ,,	2,5
12	Terre glaise, humide	190 ,,	23,5 ,,	—
13	Marne caillouteuse	190 ,,	23,8 ,,	3,0
14	Sable fin avec 30 % de sable moyen . .	190 ,,	24,2 ,,	3,0
15	Terre glaise, sèche, avec des pierres calcaires	200 ,,	25,3 ,,	—
16	Sable moyen en position originelle . . .	220 ,,	—	4,0
17	Marne	220 ,,	25,7 ,,	4,0
18	Loess diluvial, sec	260 ,,	—	—
19	Gravier sous 4 m de sable	330 ,,	—	4,5
20	Sable grossier compact	420 ,,	30,0 ,,	4,5
21	Grès bigarré (décomposé à l'air) , . .	500 ,,	32,0 ,,	⅔ de la compression admissible
22	Grès irrisé de solidité moyenne . . . ,	650 ,,	—	
23	Grès bigarré (non décomposé à l'air) . .	1100 ,,	—	

Résumé.

L'examen dynamique des sols peut se faire de deux manières. Premier procédé: on détermine une certaine constante d'élasticité du sol, dont la grandeur croît à peu près comme le taux de fatigue (pression admissible) du sol, basé sur l'expérience. Deuxième procédé: on mesure la vitesse de propagation des ondes élastiques contraintes car elle peut également servir de critère pour la résistance des sols. Lors de ces mesures, on détermine simultanément la courbe du tassement en fonction de la fréquence de la force perturbante; cette courbe permet de prévoir la variation du tassement sous des charges statiques et dynamiques. Cet essai dynamique est supérieur à l'essai de charge purement statique, car il a ce qu'il manque à ce dernier.

VIII 4

Etats limites de l'équilibre dans les masses de terre et de dépôt.

Grenzzustände des Gleichgewichtes in Erd- und Schüttmassen.

Limits of Equilibrium of Earths and Loose Materials.

Dr. M. Ritter,
Professor an der Eidg. Technischen Hochschule, Zürich.

Dans ce rapport nous allons établir les conditions auxquelles doivent satisfaire les contraintes à l'intérieur d'une masse de terre ou de dépôt sans cohésion, lorsque la masse se trouve à l'état limite de l'équilibre. Nous limitons nos considérations aux états plans de tension, avec l'hypothèse fondamentale que les tensions varient d'une façon continue avec l'endroit considéré. La loi classique du frottement est valable; on a donc l'état limite d'équilibre en un point quelconque lorsque, par ce point, passe une surface de glissement, c'est-à-dire une surface dans laquelle la contrainte résultante q forme avec la normale à la surface l'angle de frottement ρ.

Avec les hypothèses que nous avons indiquées, *Rankine* a déjà analysé en 1857 ce qu'il a appelé l'état de tension classique à l'intérieur d'une masse de terre latéralement illimitée avec terrain horizontal; *Winkler, Mohr, Weyrauch, Lévi* et d'autres encore ont complété plus tard cette théorie. *Boussinesq* et *Résal*[1] ont étendu la théorie de Rankine à d'autres conditions de surface et ont essayé de donner l'état de tension derrière un mur de soutènement, lorsque la poussée des terres s'écarte de la direction exigée par la théorie de Rankine. Ce problème a suscité plus tard bien des discussions dans les revues techniques, spécialement dans ses relations avec la théorie de la poussée des terres de Coulomb. *F. Kötter* a donné en 1893 l'équation différentielle de la pression sur une surface de glissement incurvée.[2] Quoique beaucoup d'Ingénieurs aient traité plus tard les questions de la poussée des terres en admettant des surfaces de glissement incurvées, ces relations n'ont trouvé, à notre conaissance, aucune application pratique. Dans un travail très étendu, *H. Reissner*[3] a pris position en 1924 sur le problème de la poussée des terres et il a exposé les difficultés que présente l'analyse de l'état limite général en tenant compte du poids de la masse de terre. Dernièrement *A. Caquot*[4] a exposé la théorie dans son ensemble et l'a appliquée

[1] *J. Résal:* Poussée des terres, 2 vol., Paris 1903.

[2] *H. Müller-Breslau:* Erddruck auf Stützmauern, Stuttgart 1906.

[3] *H. Reißner:* Zum Erddruckproblem. Sitzungsberichte der Berliner Mathematischen Gesellschaft, 1924.

[4] *A. Caquot:* Equilibre des massifs à frottement interne, Paris 1934.

à une série de cas pratiques. Comme application la plus importante il faut citer, à coté du calcul des murs de soutènement, la détermination de la résistance des semelles de fondation à l'état limite de l'équilibre, problème dont Rankine avait déjà recherché la solution. Grâce à l'explication du principe de la cohésion, donnée par *K. Terzaghi*,[5] pour les masses de terre et de dépot, le calcul peut être étendu dans certains cas à la masse de terre liée; c'est ainsi que Caquot étend la formule de la résistance des semelles de fondation au massif de terre avec cohésion apparente.

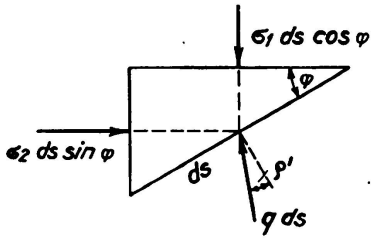
1° *Principes.*

Avec l'hypothèse que les tensions à l'intérieur d'un massif de terre varient d'une façon continue d'un point à l'autre, l'angle ρ' que la tension q d'un élément quelconque de surface forme avec la normale à cet élément, est une fonction continue de l'angle φ de l'élément de surface par rapport à une direction fixe. Dans les surfaces de glissement, l'angle ρ' atteint la valeur maxima ρ; les surfaces de glissement sont définies par la relation fondamentale

$$\frac{d\rho'}{d\varphi} = 0 \tag{1}$$

Cette relation suffit, en liaison avec les conditions d'équilibre, pour déterminer la position des surfaces de glissement par rapport à la direction des tensions principales, ainsi que pour donner le rapport des tensions principales, qui doit exister à l'état limite de l'équilibre.

Fig. 1.



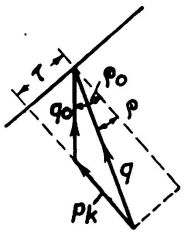


Fig. 2.

Désignons par σ_1 et σ_2 les tensions principales, les conditions d'équilibre d'un prisme de terre infiniment petit de longueur = 1 sont d'après la fig. 1:

$$q \sin \rho' = (\sigma_1 - \sigma_2) \sin \varphi \cos \varphi$$
$$q \cos \rho' = \sigma_1 \cos^2 \varphi + \sigma_2 \sin^2 \varphi,$$

d'où

$$\operatorname{tg} \rho' = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \operatorname{tg} \varphi}{\sigma_1 + \sigma_2 \operatorname{tg}^2 \varphi} \tag{2}$$

Le maximum $\rho' = \rho$ se produit d'après l'éq. (1) pour

$$\frac{d\rho'}{d\varphi} = \frac{d \operatorname{tg} \rho'}{d \operatorname{tg} \varphi} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)(\sigma_1 \quad \sigma_2 \operatorname{tg}^2 \varphi)}{(\sigma_1 + \sigma_2 \operatorname{tg}^2 \varphi)^2} = o; \tag{3}$$

il en résulte d'abord que

$$\sigma_1 = \sigma_2 \operatorname{tg}^2 \varphi \tag{3a}$$

et l'éq. 2 donne pour la surface de glissement

$$\operatorname{tg} \rho = -\operatorname{cotg} 2\varphi.$$

[5] *K. Terzaghi:* Erdbaumechanik, Wien 1925.

Nous avons ainsi $\varphi = 45^0 + \frac{\rho}{2}$; les surfaces de glissement forment avec la surface sur laquelle agit σ_1 l'angle $\pm \left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right)$, mais elles se coupent sous l'angle $90^0 - \rho$. La relation (3a) se transforme ainsi en

$$\sigma_2 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right); \tag{4}$$

ce rapport des deux tensions principales doit exister en chaque point qui appartient à une surface de glissement, c'est-à-dire qui se trouve à l'état limite de l'équilibre. La pression q à la surface de glissement peut être facilement exprimée au moyen de σ_1 ou σ_2, elle est:

$$q = \sigma_1 \operatorname{tg}\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right) \tag{5}$$

Les relations que nous avons établies sont faciles à appliquer à une *masse de terre avec cohésion,* en admettant que la cohésion apparente existe dans le sens indiqué par *Terzaghi.* Elle est produite par la pression de l'eau capillaire qui colle le matériau ensemble et qui le soumet à un état de tension spatial avec les tensions de compression p_k, dans tous les sens, qui dépassent les autres tensions. L'angle de frottement existe aussi longtemps que l'on tient compte de l'état de tension, y compris les pressions p_k. La loi du frottement s'exprime maintenant:

$$\tau = (\sigma + p_k) \operatorname{tg}\rho = p_k \operatorname{tg}\rho + \sigma \operatorname{tg}\rho. \tag{6}$$

Coulomb déjà avait en principe calculé avec cette loi, en ce sens qu'il avait introduit un module de cohésion et écrit la loi du frottement $\tau = c + \sigma \operatorname{tg}\rho$.

Comme les contraintes de pression p_k sont des tensions propres et sont en équilibre dans une partie quelconque de la masse de terre, on doit exclure la pression p_k lorsque l'on veut établir une relation entre les tensions σ_1, σ_2 et q et les forces extérieures. La relation (4) s'écrit donc pour un matériau avec cohésion

$$\sigma_2 + p_k = (\sigma_1 + p_k) \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right),$$

où

$$\sigma_2 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right) - p_k\left[1 - \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right)\right]. \tag{7}$$

La pression q à la surface de glissement se transforme d'après la fig. 2, après suppression de la tension normale p_k en

$$q_0 = q\frac{\sin\rho}{\sin\rho_0} \text{ d'où } \operatorname{tg}\rho_0 = \frac{\operatorname{tg}\rho}{1 - \frac{p_k}{q\cos\rho}} \tag{8}$$

Il existe donc à la surface de glissemet un angle de frottement apparent (plus grand) ρ_0, tandis que l'angle $45^0 + \frac{\rho}{2}$ entre la surface de glissement et la tension principale est conservé.

On obtient de la façon la plus simple une appréciation sur les valeurs prati-

quement possibles de p_k en observant les parois verticales d'une fouille de fondation qui tiennent souvent, ainsi qu'on le sait, jusqu'à une hauteur importante h.

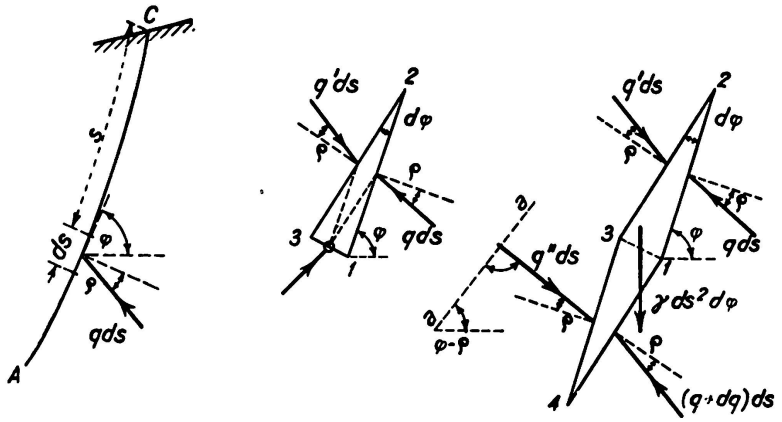


Fig. 3.

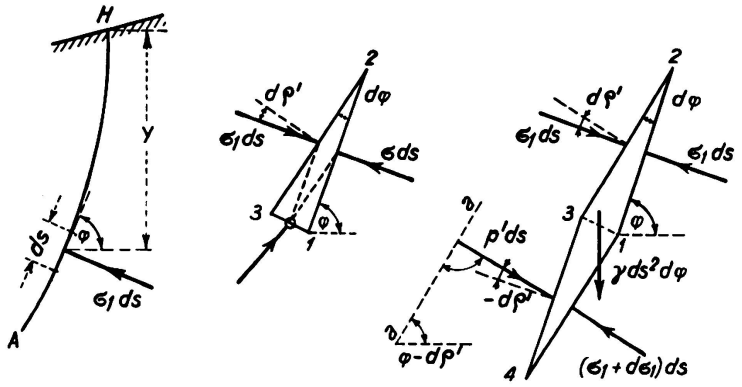


Fig. 4.

A la surface d'une telle paroi on a $\sigma_1 = \gamma h$ et $\sigma_2 = o$, c'est pourquoi le matériau doit posséder d'après l'éq. (7) une pression capillaire d'au moins

$$p_k = \gamma h \frac{1}{tg^2\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right) - 1} \tag{9}$$

On peut souvent observer des pressions $p_k = 0{,}3$ à $0{,}5$ kg/cm² dans du gravier limoneux.

2° *La pression à la surface de glissement.*

Dans ce qui suit nous allons établir l'équation de *F. Kötter* pour la pression à une surface de glissement incurvée, dans une forme simple et spéciale pour l'Ingénieur.[6] Nous considérons un prisme de terre infiniment petit qui se trouve sur une surface de glissement incurvée AC, à la distance s de la surface C (cf. fig. 3). Le prisme a une longueur = 1 perpendiculairement au plan de la figure. Admettons qu'une surface 1 — 2 = ds · 1 se trouve sur la surface

[6] *M. Ritter:* „Zur Theorie des Erddruckes auf Stützmauern." Schweizerische Bauzeitung 1910. L'exposé d'alors ne s'étendait qu'aux matériaux sans cohésion.

de glissement et que l'autre surface 2 — 3 soit tournée d'un angle $d\varphi$. Sur la surface 1 — 2 agit la pression $q \cdot ds$ sous l'angle de frottement ρ et sur la surface 2 — 3 la pression q' ds également sous l'angle de frottement ρ par suite de l'éq. (1). La condition d'équilibre contre une rotation autour de l'axe o dans la surface 1 — 3 s'exprime:

$$q\,ds \cdot \frac{ds}{2} \cos(\rho - d\varphi) = q'\,ds \cdot \frac{ds}{2} \cos(\rho + d\varphi);$$

d'où l'on tire

$$q' = q \frac{\cos(\rho - d)}{\cos(\rho + d)} = q \frac{\cos\rho \cos d\varphi + \sin\rho \sin d\varphi}{\cos\rho \cos d\varphi - \sin\rho \sin d\varphi}$$

ou avec $\cos d\varphi = 1$ et $\sin d\varphi = d\varphi$

$$q' = q\,(1 + 2\,\mathrm{tg}\rho \cdot d\varphi) \tag{10}$$

Le poids propre du prisme de terre fournit un moment infiniment petit d'ordre supérieur et peut par conséquent être négligé. Nous ajoutons maintenant à la surface 1 — 3 le prisme congruent 1 — 3 — 4 avec la surface 1 — 4 dans la surface de glissement. La pression $(q + dq)$ agit alors sur la surface 1 — 4 sous l'angle de frottement ρ et la pression q'' ds sur la surface 3 — 4, également sous l'angle ρ en tenant compte de l'éq. (1). Le prisme 1 — 2 — 3 — 4 a le poids $\gamma\,ds^2\,d\varphi \cdot 1$, où γ désigne le poids de la terre par unité de volume. Nous pouvons facilement éliminer q'' en posant la condition d'équilibre contre un déplacement dans la direction de l'axe a — a perpendiculaire à la tension q''; elle s'exprime:

$$(q + dq)\;ds\,d\varphi - q\,(1 + 2\,\mathrm{tg}\rho\,d\varphi)\;ds\,d\varphi = \gamma \sin\,(\varphi - \rho)\;ds^2\,d\varphi$$

et fournit l'équation différentielle de *F. Kötter*

$$\frac{dq}{ds} - 2\,q\,\mathrm{tg}\,\rho \cdot \frac{d\varphi}{ds} = \gamma \sin(\varphi - \rho). \tag{11}$$

L'intégration donne

$$q = \gamma\, e^{2\varphi\,\mathrm{tg}\,\rho} \int_0^s e^{-2\varphi\,\mathrm{tg}\,\rho} \sin(\varphi - \rho)\,ds + C$$

où C désigne la pression q au point C. Dans le cas d'une surface de glissement plane $d\varphi/ds$ disparaît et l'on obtient

$$q = \gamma s \sin\,(\varphi - \rho) + C. \tag{12}$$

Pour un matériau avec cohésion il est possible de calculer q_o et ρ_o en partant de q et ρ avec l'éq. (8) où il faut observer que ρ_o varie le long de la surface de glissement avec un rapport oscillant p_k/q; l'application de l'équation devient ainsi beaucoup plus compliquée.

3° *Les tensions principales.*

Pour la tension principale σ_1 ou σ_2 il est possible d'établir, de la même manière que pour la pression q à la surface de glissement, une relation qui permette de calculer très facilement σ_1 et σ_2 à une profondeur quelconque au-dessous de la surface. A la fig. 4, A H est une surface de tension principale dont les tangentes doivent avoir la direction de la tension principale σ_2. Considérons le prisme de terre infiniment petit 1 — 2 — 3 de longueur = 1, dont une surface

1 — 2 = ds. 1 se trouve dans la surface principale A H et qui forme l'angle $d\varphi$ avec la surface 2 — 3. Sur la surface 1 — 2 agit la tension principale σ_1, sur la surface 2 — 3 la tension p qui se distingue de σ_1 par une grandeur infiniment petite du deuxième ordre. Comme les contraintes principales sont, ainsi qu'on le sait, des valeurs maxima, on a à la surface principale $d\sigma/d\varphi = o$. Il faut remarquer que p n'agit pas normalement à la surface 2 — 3, mais sous un angle $d\rho'$ qu'il est facile de calculer. Pour un prisme de terre avec un angle quelconque φ il résulte de l'éq. (2) que:

$$\frac{d\rho'}{d\varphi} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)(\sigma_1 - \sigma_2 \operatorname{tg}^2 \varphi)}{(\sigma_1 + \sigma_2 \operatorname{tg}^2 \varphi)^2};$$

si l'on tourne la surface ds. 1 dans le plan principal, c'est-à-dire si l'on pose $\varphi = o$, on obtient:

$$\left(\frac{d\rho'}{d\varphi}\right)_{\varphi = o} = 1 - \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1 - \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right) \tag{13}$$

A la surface 1 — 3 nous adjoignons le prisme congruent 1 — 3 — 4 dont la surface 1 — 4 se trouve dans la surface principale A M et contient la tension principale $\sigma_1 + d\sigma_1$, tandis que sur la surface 3 — 4 agit la pression p'ds sous l'angle — $d\rho'$ (on voit aisément que $d^2\rho'/d\varphi^2$ disparaît pour $\varphi = o$). Le poids propre du prisme 1 — 2 — 3 — 4 se monte a $\gamma\, ds^2\, d\varphi \cdot 1$. La condition contre un déplacement dans la direction de l'axe a-a inclinée de l'angle $\varphi - d\rho'$, perpendiculaire à p' s'exprime:

$$(\sigma_1 + d\sigma_1)\, ds\, (d\varphi - d\rho') - \sigma_1\, ds\, d\rho' - \sigma_1\, ds\, (d\varphi - 2\, d\rho')$$
$$= \gamma\, ds^2\, d\varphi \sin\, (\varphi - d\varphi);$$

d'où il résulte que

$$\frac{d\sigma_1}{ds} = \frac{\gamma \sin \varphi}{1 - \frac{d\rho'}{d\varphi}} = \gamma \operatorname{tg}^2\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right) \sin \varphi. \tag{14}$$

L'intégration à partir de la surface donne

$$\sigma_1 = \gamma \operatorname{tg}^2\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right) \int_0^s \sin \varphi\, ds = \gamma \operatorname{tg}^2\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right) \cdot y + \sigma_{a1}, \tag{15}$$

où σ_{a1} désigne la tension principale σ_1 (engendrée par la surcharge) à la surface. L'éq. (15) indique que la tension principale σ_1, engendrée à la profondeur y par le poids, correspond à la pression d'un liquide de poids spécifique $\gamma \operatorname{tg}^2\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right)$.

De la même façon on peut calculer la tension principale σ_2. La condition d'équilibre pour un prisme de terre infiniment petit est ici:

$$\frac{d\sigma_2}{ds} = \frac{\gamma \sin \varphi}{1 + \frac{d\rho'}{d\varphi}};$$

où il faut introduire

$$\left(\frac{d\rho'}{d\varphi}\right)_{\varphi = 90^0} = \operatorname{tg}^2\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right) - 1.$$

On obtient par intégration

$$\sigma_2 = \gamma \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right) \cdot y + \sigma_{a2}, \tag{16}$$

où σ_{a2} représente la tension principale σ_2 à la surface.

Pour de la terre avec cohésion l'éq. (15) s'écrit:

$$\sigma_1 + p_k = \gamma \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right) \cdot y + (\sigma_{a1} + p_k).$$

L'éq. (15), de même que l'éq. (16) sont conservées en ce sens que les pressions p_k disparaissent; l'influence de la cohésion s'exprime par la variation de σ_{a1} suivant l'éq. (7).

4° *Résistance de la semelle de fondation.*

Les relations développées dans les paragraphes 2 et 3 permettent le calcul de la plus grande surcharge possible d'une semelle de fondation, compatible avec l'équilibre. C'est la surcharge pour laquelle la terre s'écoule latéralement par suite de la formation de lignes de glissement. Admettons que la surface de fondation se trouve à la profondeur h au-dessous de la surface, que sa largeur égale 2b et que sa longueur est si grande que l'on puisse traiter le problème comme un problème plan de tension. A la fig. 5 nous avons esquissé le caractère approximatif de l'état de tension à l'état limite. Désignons par σ la pression spécifique de la fondation et admettons qu'il existe en dehors de la fondation une surcharge p à la surface.

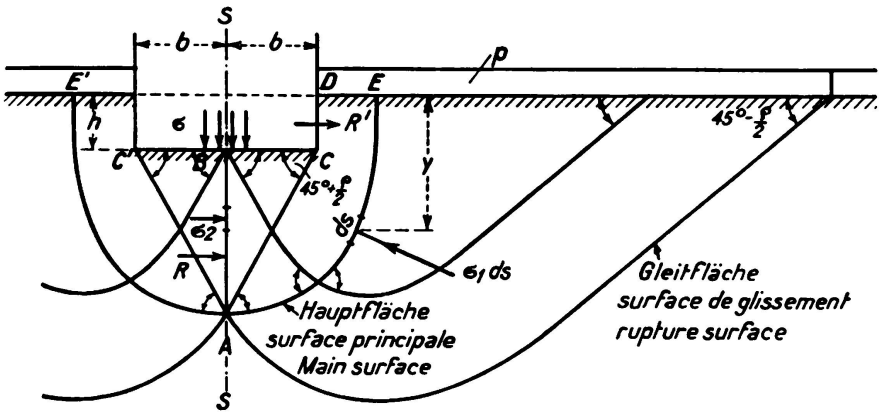


Fig. 5.

Le plan s — s est, pour des raisons de symétrie, une surface principale dans le sens donné au paragraphe 3; par conséquent à la profondeur y agit, d'après l'éq. (16), la tension principale horizontale:

$$\sigma_2 = \gamma \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right) \cdot y + \sigma \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right). \tag{17}$$

Les surfaces de glissement doivent former l'angle $45^0 - \frac{\rho}{2}$ avec le plan principal s — s et l'angle $45^0 + \frac{\rho}{2}$ avec la base de la fondation. Au-dessous de la fon-

dation règne donc à l'intérieur de la zone CAC′ l'état de tension classique de Rankine avec surfaces de glissement planes et l'on a:

$$z = b \operatorname{tg}\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right). \tag{18}$$

A l'extérieur des surfaces de glissement AC et AC′ l'allure des tensions est plus compliquée; ainsi que l'on peut le voir d'après la fig. 5 il existe des surfaces de glissement incurvées dont un faisceau coupe la surface libre sous l'angle de $45^0 - \frac{\rho}{2}$ car la surface chargée de p représente une surface principale. La surface principale des tensions σ_1 qui passe par A coupe ce faisceau de surfaces de glissement sous l'angle $45^0 + \frac{\rho}{2}$ et forme par conséquent en coupe avec le plan de la figure la courbe EAE′ qui, par raison de symétrie, possède une tangente horizontale en A et coupe verticalement la surface en E et E′.

Quoique l'allure du plan principal EAE′ ne soit pas exactement fixée, il est facile de calculer la tension principale σ_1 en partant de l'éq. (15) car σ_1 ne dépend pas de l'allure de la surface, mais seulement de la profondeur y. D'après l'éq. (4) on a à la surface la relation

$$p = \sigma_{a1} \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right),$$

d'où il faut tirer σ_{a1} pour l'introduire dans l'éq. (15). On a donc à la profondeur y

$$\sigma_1 = \gamma \operatorname{tg}^2\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right) \cdot y + p \operatorname{tg}^2\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right). \tag{19}$$

Nous décomposons la pression $\sigma_1 \, ds \cdot 1$ en une composante horizontale $\sigma_1 \cdot ds \cdot \sin\varphi = \sigma_1 \cdot dy$ et une composante verticale $\sigma_1 \cdot ds \cdot \cos\varphi$. La condition d'équilibre du massif de terre ABCDE contre le déplacement en direction horizontale fournit la pression σ de la fondation à l'état limite de l'équilibre. Cette condition s'exprime:

$$R + R' = \int_0^{h+z} \sigma_1 \, dy. \tag{20}$$

La résultante R dans la surface AB est, d'après l'éq. (17), après intégration

$$R = \frac{1}{2} \gamma z^2 \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right) + \sigma z \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right).$$

Pour la résultante R′ il faut par contre utiliser l'éq. (18); elle fournit:

$$R' = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right) + p\, h \operatorname{tg}^2\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right).$$

La somme des forces horizontales à la surface principale incurvée AE est

$$\int_0^{h+z} \sigma_1 \, dy = \int_0^{h+z} \gamma \operatorname{tg}^2\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right) y \, dy + \int_0^{h+z} p \operatorname{tg}^2\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right) dy$$

$$= \frac{1}{2} \gamma (h+z)^2 \operatorname{tg}^2\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right) + p\,(h+z) \operatorname{tg}^2\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right).$$

Si l'on introduit ces expressions dans l'éq. (20) et si l'on exprime z d'après l'éq. (18) en fonction de b, on obtient pour la pression σ de la fondation à l'état limite de l'équilibre

$$\sigma = \frac{1}{2}\gamma\, b\left[\mathrm{tg}^5\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right) - \mathrm{tg}\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right)\right] + (\gamma\, h + p)\ \mathrm{tg}^4\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right). \quad (21)$$

Le premier terme représente la résistance lorsque la fondation est placée directement sur une surface libre. Le second terme, qui exprime l'influence de la profondeur de la fondation lorsqu'existe une surcharge à la surface, a déjà été déduit par Rankine lui-même et se trouve dans bien des manuels.

Pour de la terre avec cohésion il faut introduire dans l'éq. (21) $\sigma' + p_k$ à la place de σ et $p + p_k$ à la place de p. On obtient ainsi la pression σ' relevée de la fondation pour l'état limite de l'équilibre,

$$\sigma' = \sigma + p_k\left[\mathrm{tg}^4\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right) - 1\right]. \quad (22)$$

L'utilisation des surfaces principales pour le calcul de la résistance σ, resp. σ' présente l'avantage que l'allure des surfaces principales en dehors de la zone ACC′ ne doit pas être connue exactement. On peut cependant aussi chercher à utiliser la surface de glissement AF passant par A pour la détermination des tensions. *A. Prandtl, H. Reissner* et *A. Caquot* (l. c.) ont déduit, pour h = o et en négligeant le poids γ, la relation

$$\sigma = p\ \mathrm{tg}^2\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right) \cdot e^{\pi\, \mathrm{tg}\, \rho} \quad (23)$$

qui pour de la terre avec cohésion (où l'on a posé $\sigma' + p_k$ à la place de p) se transforme en

$$\sigma' = \sigma + p_k\left[\mathrm{tg}^2\left(45^0 + \frac{\rho}{2}\right) e^{\cdot\, \pi\, \mathrm{tg}\, \rho} - 1\right]. \quad (24)$$

On arrive à ces relations en se basant sur l'état de tension esquissé à la fig. 6 pour lequel l'exigence de l'allure continue des tensions est satisfaite. Dans les zones ACC′ et CFG on a admis les états de tension de Rankine avec surfaces de glissement planes, dans la zone ACF on se sert pour la transition continue

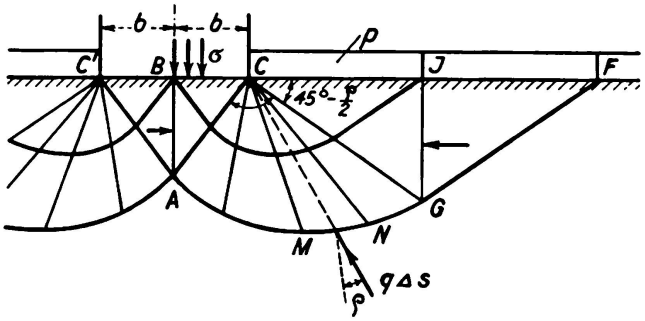


Fig. 6.

de l'état de tension donné par *Résal* dans lequel un faisceau de lignes de glissement est représenté par un faisceau de rayons et l'autre (croisant sous l'angle $90^0 - \rho$) par des spirales logarithmiques. On voit aisément que les pressions passent par le point C à la surface de glissement AG et que l'angle ACG est

un angle droit. L'équation des moments pour le point C sur le massif de terre ABCJG fournit sans autre les relations (23) et (24). En outre cette relation qui conduit à des charges limites beaucoup plus élevées que l'éq. (21) nous paraît très incertaine. D'une part il n'est absolument pas démontré que l'état de tension (en soi possible et sans contradiction) de la fig. 6 corresponde aux valeurs minima de σ et σ'. D'autre part un développement du calcul pour tenir compte du poids de la terre γ est impossible, car l'équilibre des forces sur l'élément CMN est détruit lorsque les pressions sur les surfaces CM et CN sont déterminées d'après l'éq. (12) et lorsque l'on tient compte du poids propre dans le calcul.

5° *Poussée des terres sur les murs de soutènement.*

Les relations générales indiquées dans les paragraphes 2 et 3 permettent le calcul de la poussée des terres E qui agit sous un angle quelconque, c'est-à-dire dans le sens de l'angle d'incidence ρ' ($\rho' < \rho$) donné par Coulomb sur la paroi AB d'un mur de soutènement (cf. fig. 7). Cette hypothèse de surfaces de glissement planes conduit, on le sait, lors d'une disposition arbitraire de la

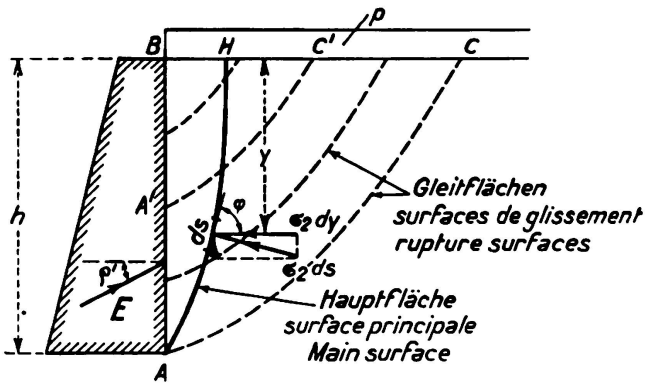


Fig. 7.

direction de E à des contradictions dans l'équilibre des forces qui agissent sur le prisme de terre glissant, c'est pourquoi *H. Müller-Breslau* et *H. Reissner* (l. c.) se sont vus contraints de calculer avec des surfaces de glissement incurvées. Le problème principal, détermination de l'allure de la surface de glissement, qui, pour assurer l'équilibre, exige la plus grande poussée des terres E, n'est à l'heure actuelle pas encore résolu.

Nous nous limiterons dans la suite à un sol horizontal et à une paroi verticale du mur. Les surfaces de glissement AC, A'C' de forme inconnue sont coupées sous l'angle $\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right)$ par la surface principale AH, sur laquelle agissent les tensions principales σ_2 qu'il faut calculer à partir de l'éq. (16). A la profondeur y on a donc:

$$\sigma_2 = \gamma \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right) \cdot y + p \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right),$$

où p désigne une surcharge uniformément répartie. Nous décomposons σ_2 ds en la composante horizontale $\sigma_2 \cdot ds \cdot \sin\varphi = \sigma_2\, dy$ et la composante verticale $\sigma_2 \cdot ds \cdot \cos\varphi$. L'équilibre des forces sur le massif de terre ABH contre un

déplacement dans le sens horizontal fournit:

$$E \cos \rho' = \int_A^H \sigma_2 \, dy = \gamma \, tg^2 \left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right) \cdot \int_0^h y \, dy + p \, tg^2 \left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right) \cdot \int_0^h dy,$$

d'où

$$E = \left(\frac{1}{2} \gamma h^2 + p h\right) \frac{tg^2 \left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right)}{\cos \rho'} \tag{25}$$

D'après cette formule qui repose sur la forme incurvée des surfaces de glissement on obtient des poussées de terre sensiblement plus élevées que d'après la formule de Coulomb de la poussée des terres, qui admet des surfaces planes de glissement.

S'il s'agit de terre avec cohésion, il faut écrire dans l'éq. (25) $p + p_k$ à la place de p et introduire $p_k h$ pour $E' \cos \rho'$. On obtient ainsi

$$E' = E - p_k h \frac{1 - tg^2 \left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right)}{\cos \rho'}. \tag{26}$$

Les relations (25) et (26) partent de l'hypothèse que l'état limite de l'équilibre est atteint dans tous les points du massif de terre ABC. Nous ne pouvons pas dire si cet état fournit la plus grande poussée des terres ou si le cas où il ne se forme qu'une seule surface de glissement est plus défavorable.

Résumé.

Pour l'état limite de l'équilibre, dans lequel chaque point du massif de terre appartient à une surface de glissement (incurvée), l'auteur déduit et intègre les équations différentielles de la pression à la surface de glissement et à la surface principale (tensions principales). Ces relations établies pour de la terre sans et avec cohésion, sont appliquées au calcul de la résistance d'une semelle de fondation, ainsi qu'à la détermination de la poussée des terres sur un mur de soutènement, en admettant des surfaces de glissement incurvées.

Leere Seite
Blank page
Page vide