

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

Autor(en): **Bretting, A.E.**

Objektyp: **Article**

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

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **06.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-2995>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

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 «Storstrømmen», 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

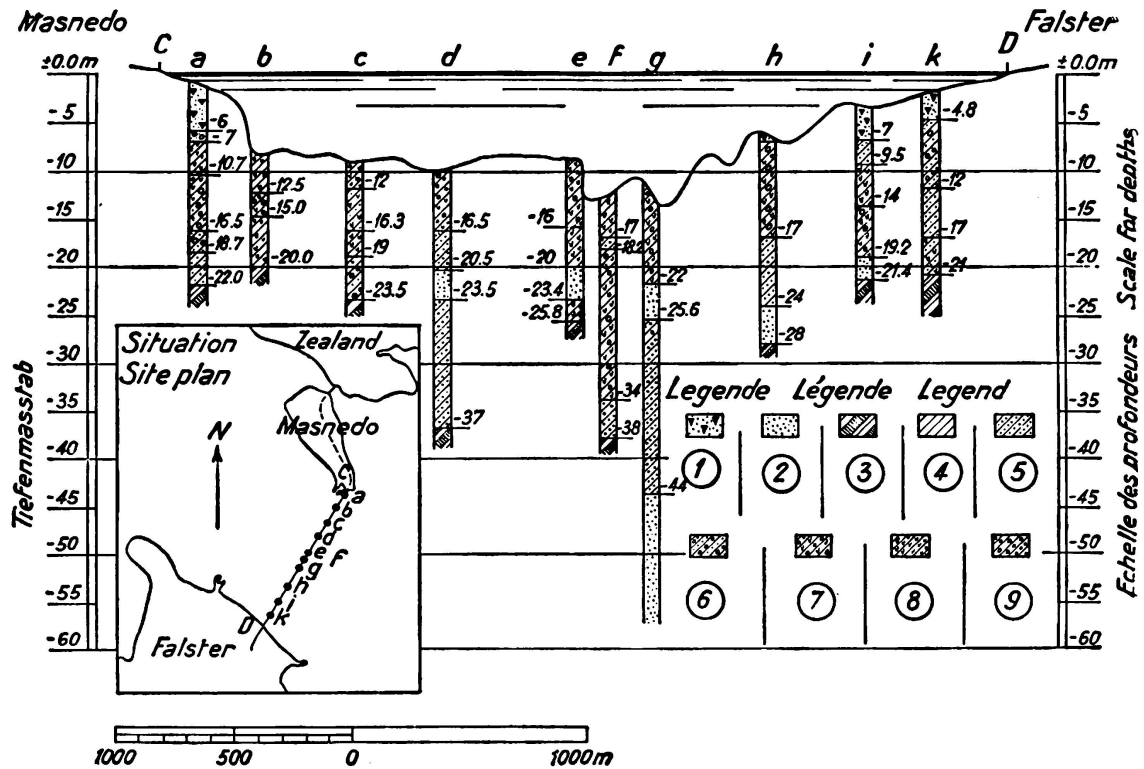


Fig. 1.

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

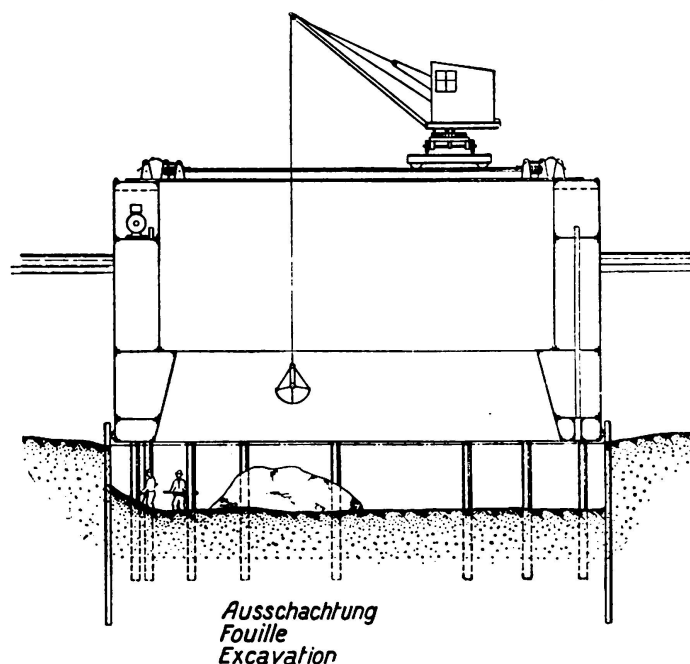


Fig. 2.

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'a 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 provoquait 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 considérée 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 essais 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'échantillonnage 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

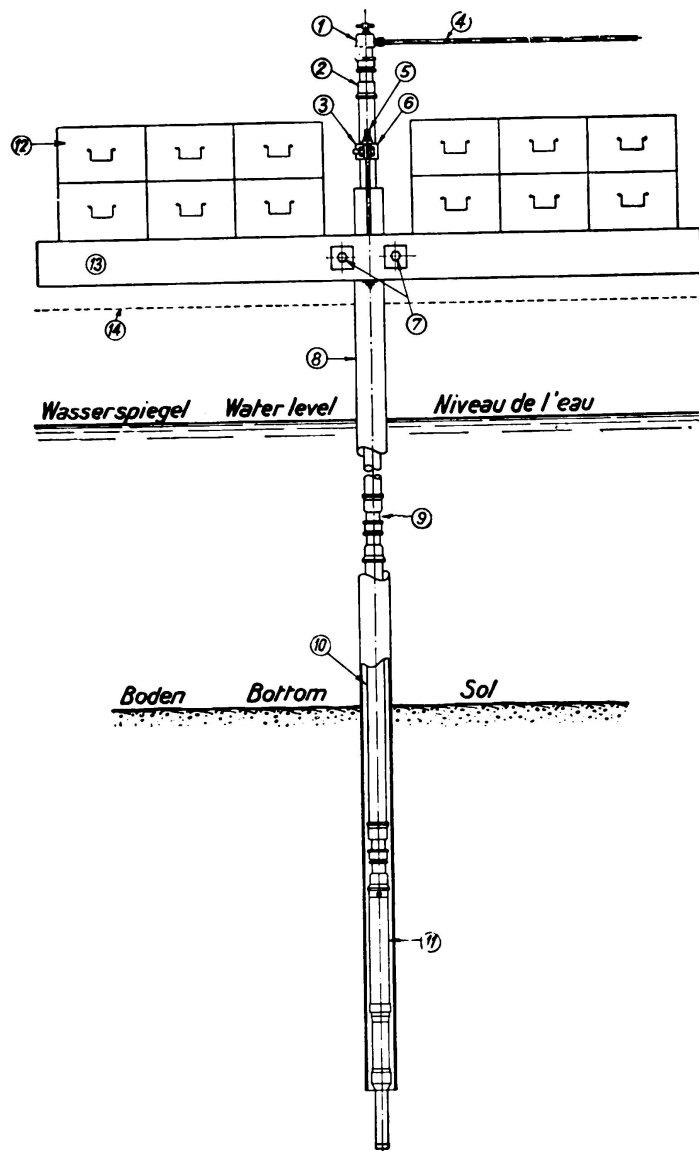


Fig. 3.

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.

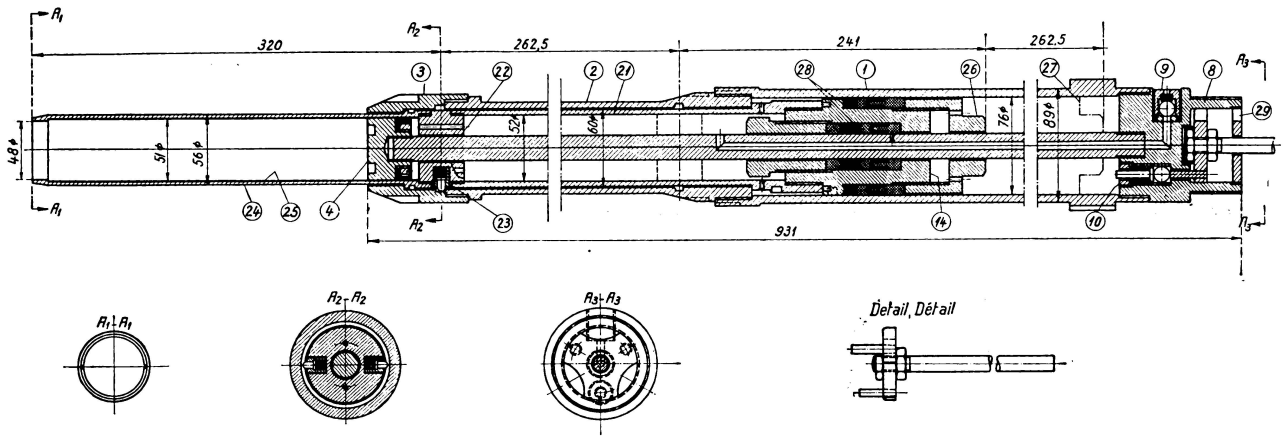


Fig. 4.

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.
- 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 manière 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

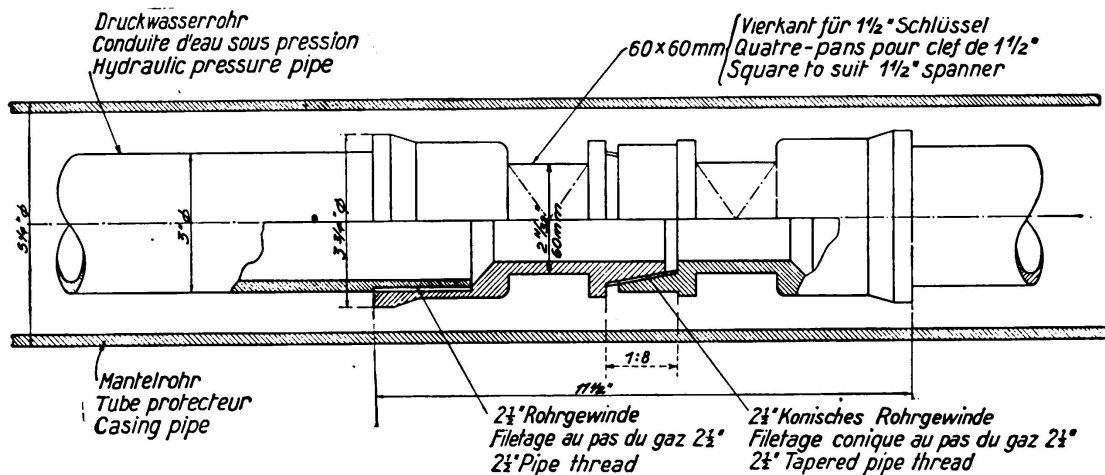


Fig. 5.

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 dernier atteigne le fond.

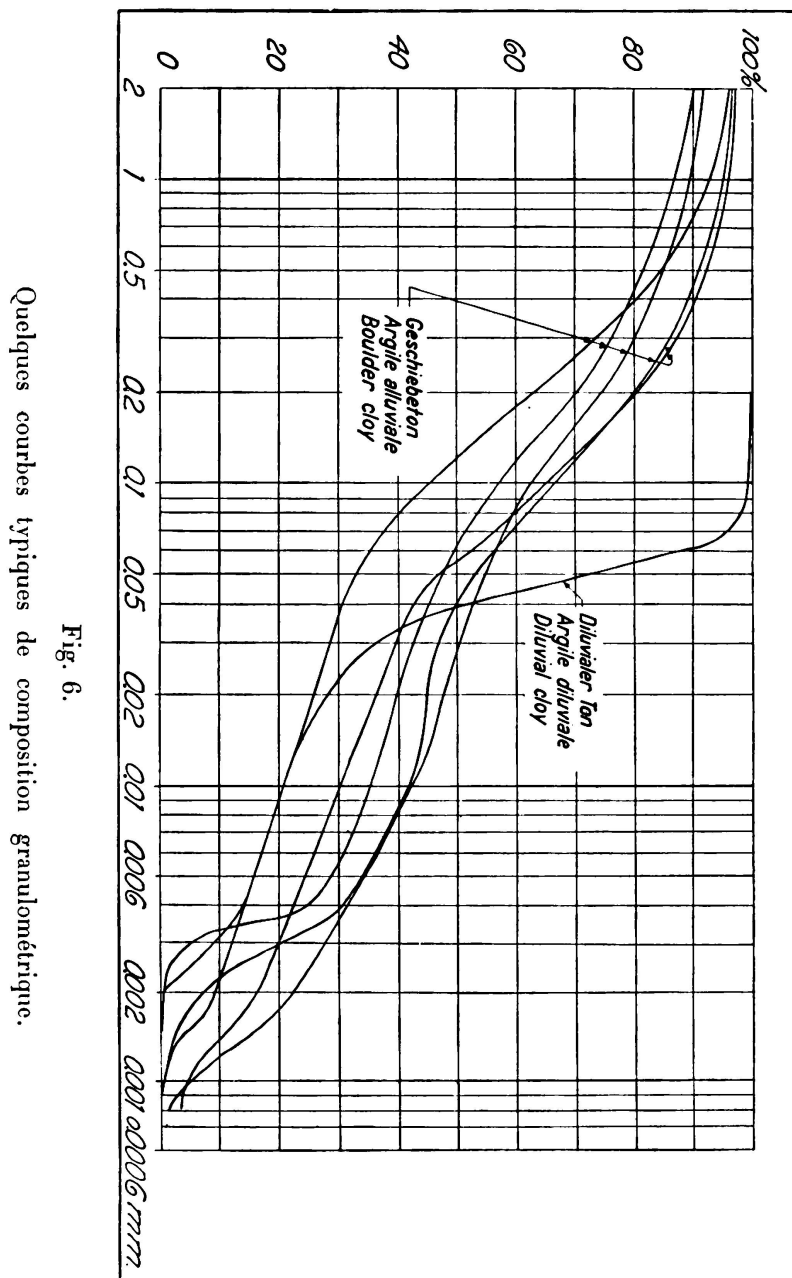
On boulonne ensuite une bride sur la canalisation sous pression et on la relie à des poutres de mise en charge boulonnées elles-mêmes sur le tube extérieur. Ces poutres sont alors mises en charge à l'aide de caisses de sable ou de gueuses en fonte, afin de fournir la réaction à la pression nécessaire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



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 soumis 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

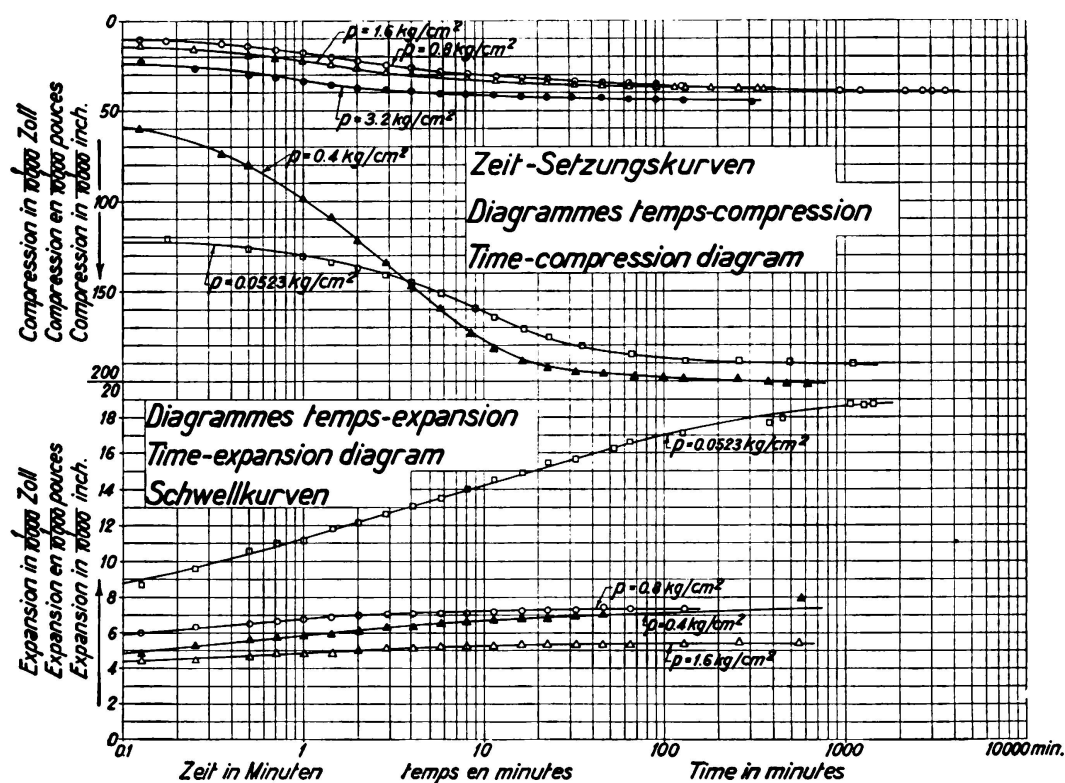


Fig. 7.

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 Service Géologique Danois.

L'argile du Storstrømmen est une argile glaciaire à blocs 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 blocs 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 blocs 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 blocs 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 par 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 blocs 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.

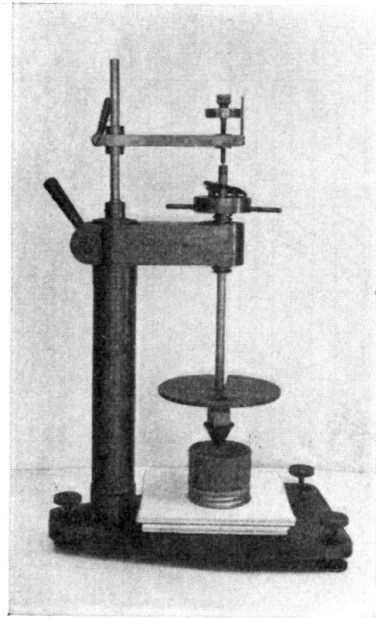


Fig. 8.
Appareil d'essai à cône
(cliché d'ensemble).

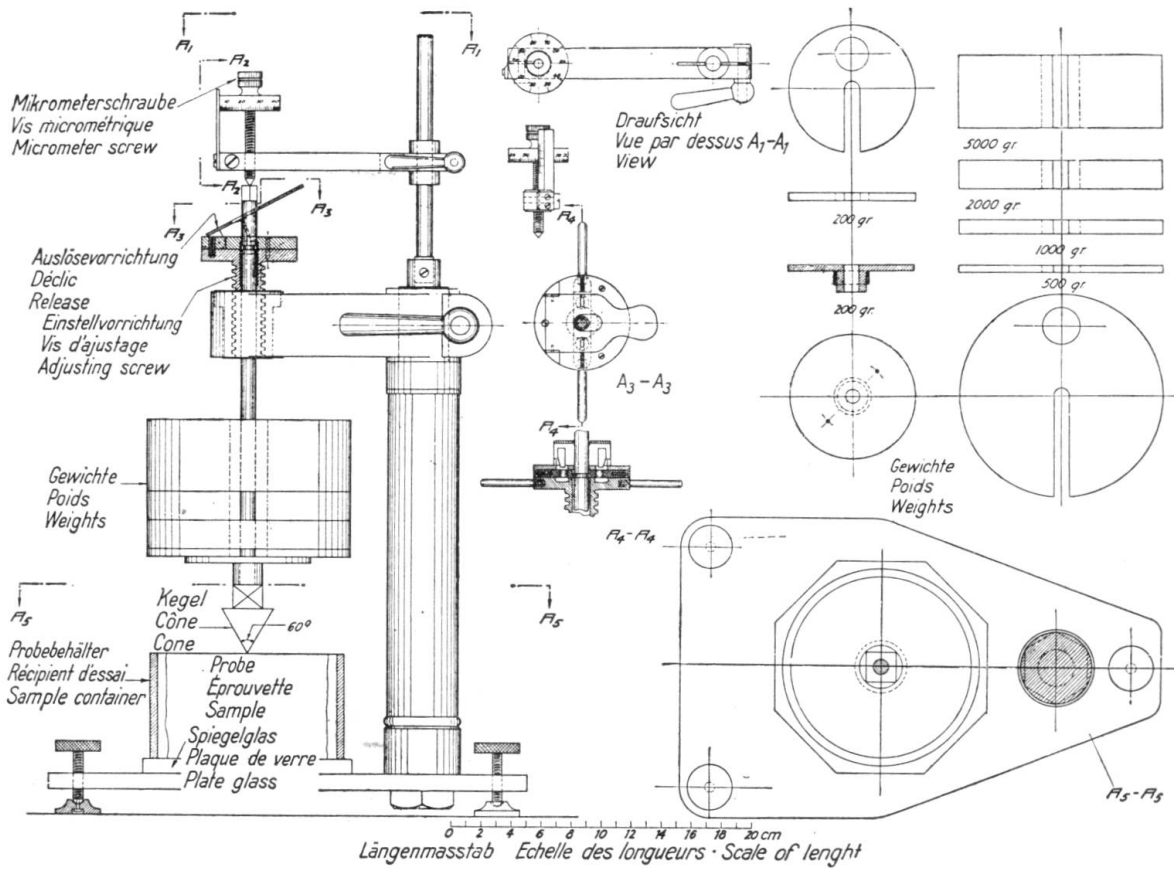
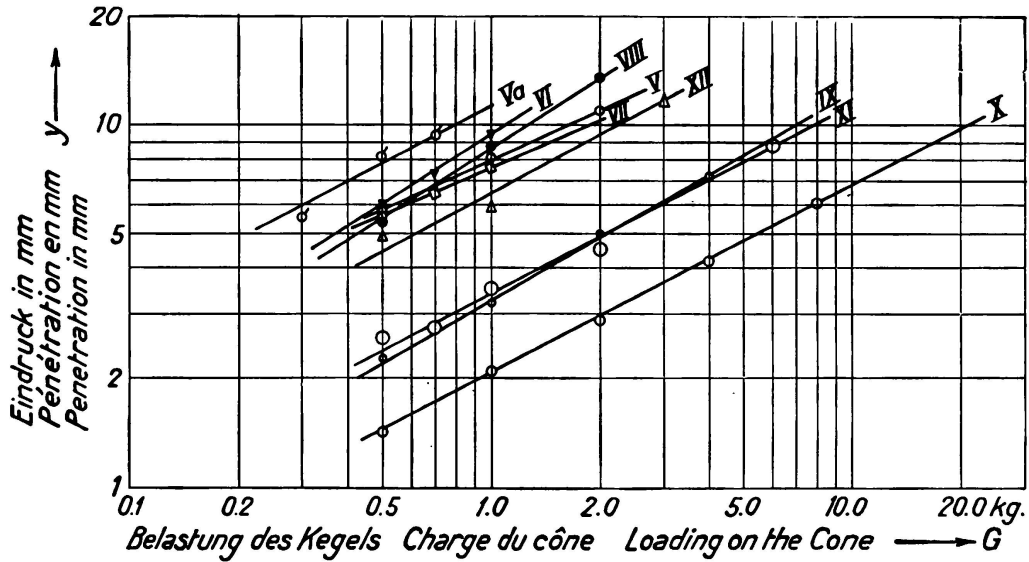


Fig. 9.
Appareil d'essai à cône (détails).

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.



Symbol	Probe	Essai	Sample	N ^o	V	K	kg.
○	"	"	"	"	Va	K = 0.8	"
♂	"	"	"	"	VI	K = 1.1	"
▼	"	"	"	"	VII	K = 1.85	"
□	"	"	"	"	VIII	K = 1.25	"
●	"	"	"	"	IX	K = 7.0	"
○	"	"	"	"	X	K = 21	"
○	"	"	"	"	XI	K = 7.8	"
△	"	"	"	"	XII	K = 2.3	"

K = Konsistenz Consistance Consistency

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.

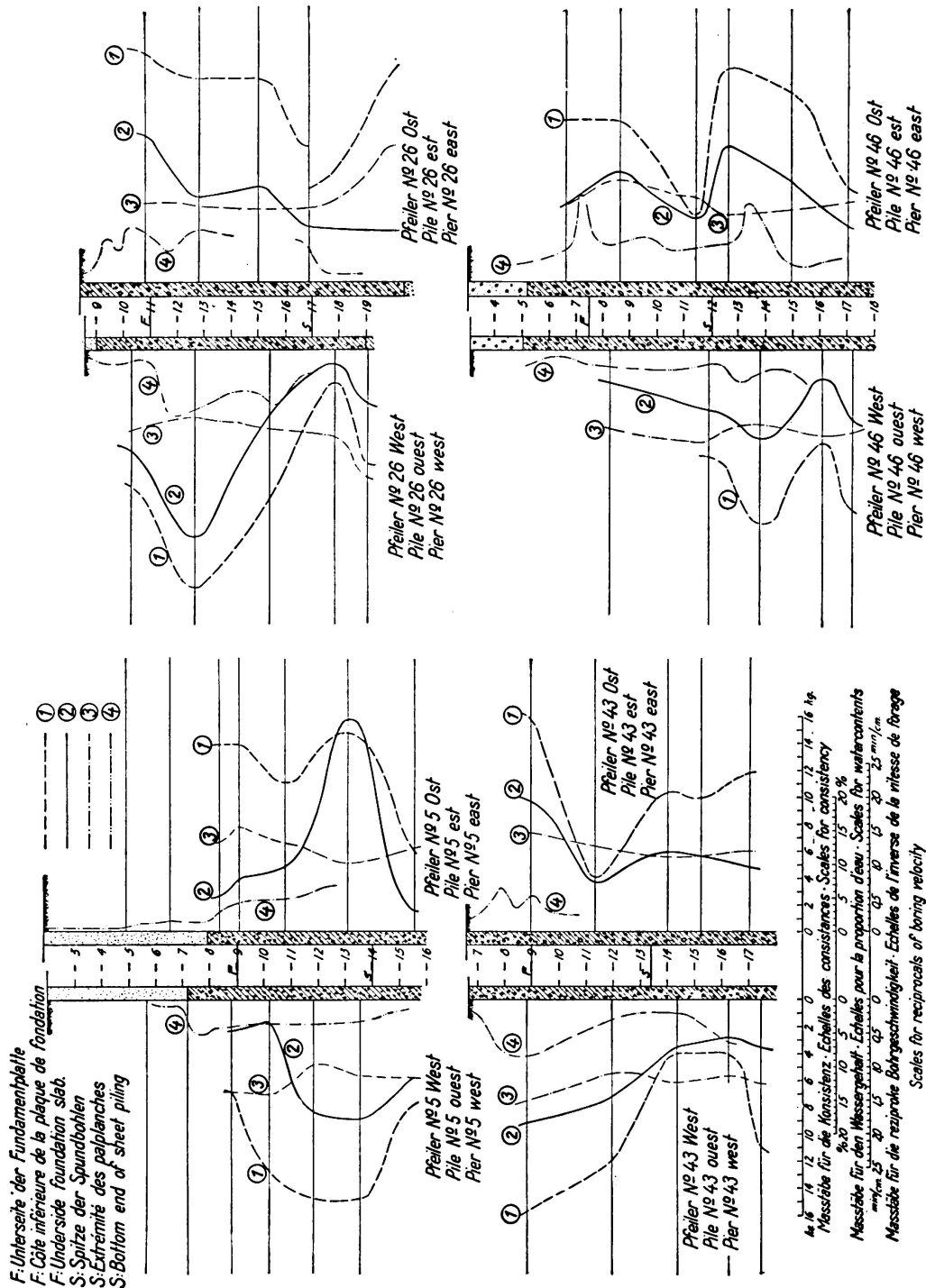


Fig. 11.

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 :

$$\begin{aligned} c &= 0,50 d && \text{et on aura par suite:} \\ c &= 0,25 K \end{aligned}$$

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:

$$c = \frac{2}{3} \cdot 0,1 K$$

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

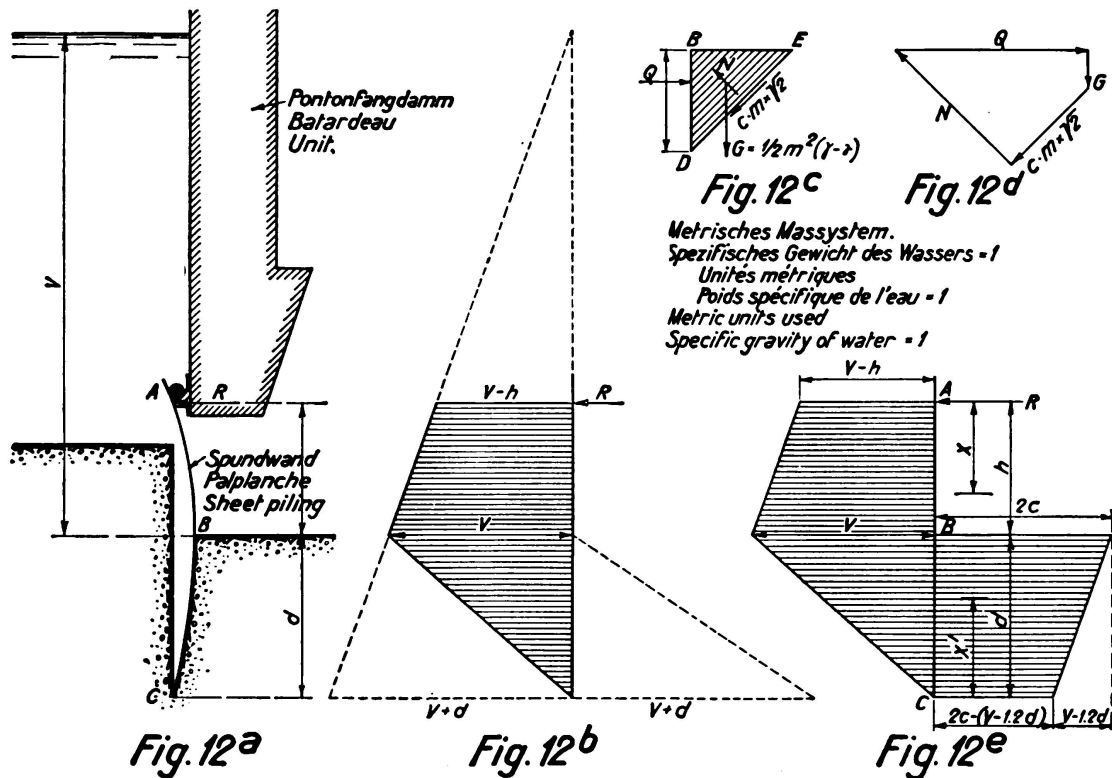


Fig. 12.

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 $(1 + \frac{v}{d})$.

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 45^0 . 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:

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

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

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

ou bien:

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

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

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

$$\begin{array}{l} \text{d'où pour } m = 0 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad q = 2c \\ m = d \quad . \quad . \quad . \quad . \quad q = 2c - v + 1,2d. \end{array}$$

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

On a pour les moments en A:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \frac{h^2}{3} (v - h) + \frac{h^2 v}{3} + \frac{1}{3} dv \left(h + \frac{d}{3} \right) \\ & = 2c d \left(h + \frac{d}{2} \right) - \frac{1}{2} d (v - 1,2d) \left(h + \frac{2}{3} d \right) \end{aligned}$$

ce qui donne:

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

Par projection sur une ligne horizontale, on obtient:

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

Le moment fléchissant à la profondeur $x \leq h$ 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

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

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

auquel cas on a :

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

Le moment fléchissant à une distance $x' \leq d$ 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 :

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

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

On obtient ainsi :

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

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

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

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 :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\frac{M'_{\max}}{h^3} = 0,1 \left(\frac{x'_0}{h} \right)^3 \quad (\text{VIa})$$

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.

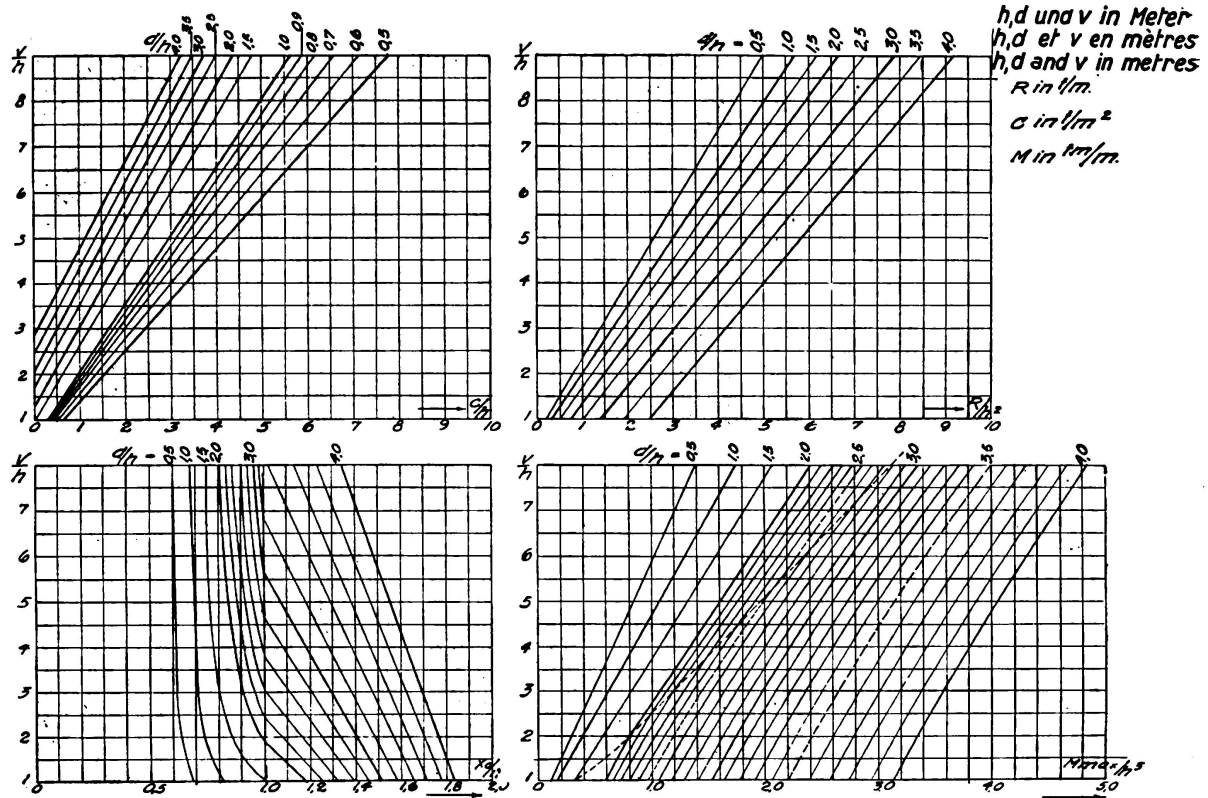


Fig. 13.

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:

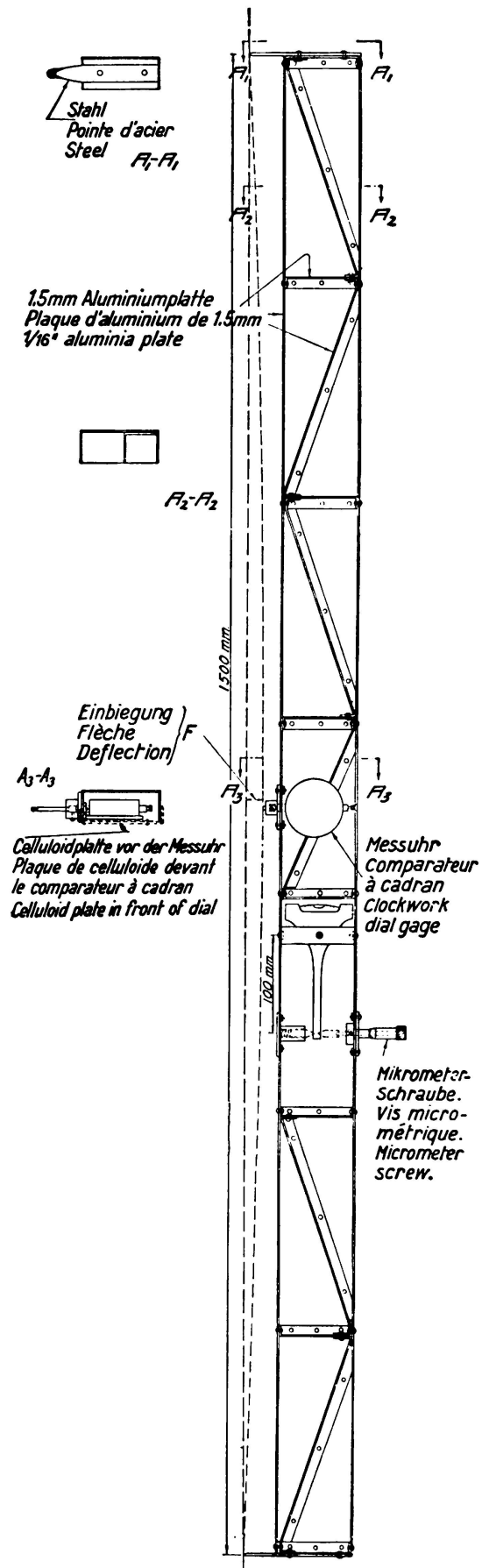


Fig. 14.

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'appareil 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

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

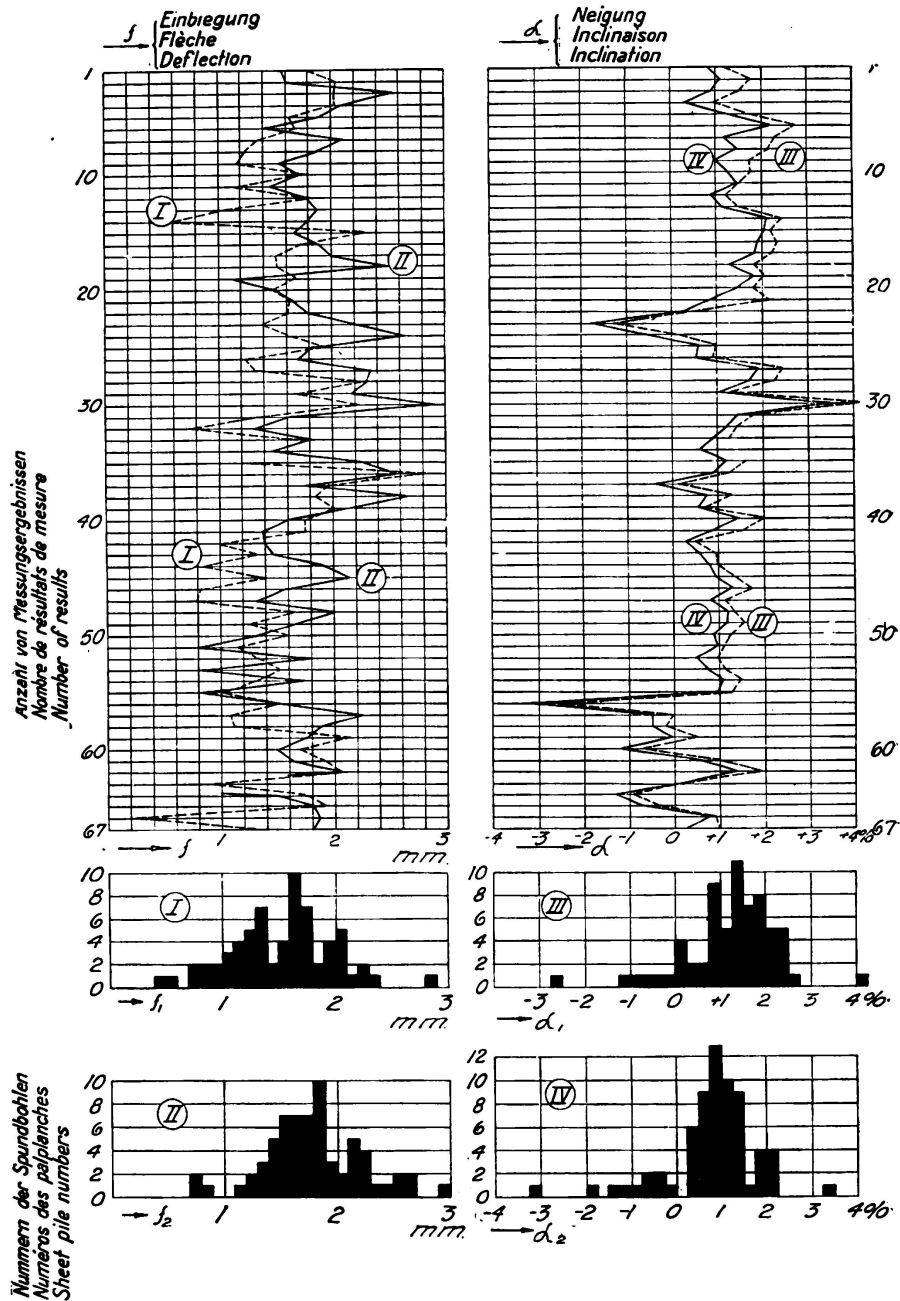


Fig. 15.

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:

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

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.

File N°	emplacements de mesure	date	longueur totale des palplanches	Matériau	consistance moyenne	contraintes théoriques		contrainte mesurée σ ₂
						σ _{max.}	σ ₂ au point des mesures	
13	à toutes les palplanches	11-5-34	8,5 m.	Mild steel	5,0 Kg.	1815 Kg/cm ²	1700 Kg/cm ²	1880 Kg/cm ²
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	8,5 "	"	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 "	3590 "	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						1980 "
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	"	12-9-35	9,5 "	"	3,8 "	1770 "	1650 "	1500 "
37	extrémité ouest	12-10-35		"	4,7 "			2370 "
	" est	14-10-35	12,0 "	"	3,0 "	3680 "	3180 "	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:

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

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