

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



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

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

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

Fondations économiques des pylônes de lignes aériennes

Economical Foundations of Towers for High Voltage Transmission Lines

par Dr J. KILLER, Motor-Columbus S.A., Baden, Suisse

Summary

Owing to the steadily increasing demand for electric power, transmission lines of greater length and higher voltages are required. Because of the forces acting on the base of the towers of such transmission lines it became imperative to devise rational tower foundation methods.

In co-operation with the Laboratory for Soil Mechanics of the Swiss Federal Institute of Technology, Motor-Columbus Limited, Baden, developed a new method for the calculation of individual foundations, based on a series of experiments. This theory takes

into account the shearing stress value of the subsoil. The latter is defined as the average intensity of shear at the moment of rupture, calculated per unit area on a vertical surface circumscribing the foundation base. The shearing stress value has to be determined for every kind of soils by field tests. More than 60 tests were carried out in various types of soil.

By applying this new method it was possible to reduce the usual concrete volume by more than 50%. Substantial savings in the construction cost were also obtained.

Introduction

L'augmentation considérable de la consommation d'énergie électrique oblige les distributeurs à construire sans cesse de nouvelles lignes et à prévoir le transport de l'énergie à des tensions toujours plus élevées. Le problème des fondations de pylônes a pris, par conséquent, une grande importance et mérite d'être soigneusement étudié.

On considère généralement deux catégories principales de pylônes, à savoir: les pylônes d'alignement et les pylônes d'amarrage. Les premiers sont surtout soumis aux forces que le vent exerce sur la ligne, tandis que les seconds doivent aussi pouvoir résister aux tractions unilatérales qui se manifestent lors de ruptures de conducteurs.

Premières expériences et essais: Ancienne méthodes suisse pour le dimensionnement des fondations

Autrefois, en Suisse, une fondation de pylône consistait en un bloc unique de béton; les pieds des pylônes n'avaient des fondations individuelles que pour les larges empattements (Fig. 1). La participation des terres latérales à la tenue de la fondation n'entraînait pas encore en considération; ce n'est que pour la construction de lignes à haute tension que l'on commença à l'envisager. C'est ainsi qu'en vue d'élucider les questions que posait cette participation, l'ancienne «Motor S.A. pour les applications de l'électricité, Baden», fit procéder à des

essais sur des fondations ou la quantité de béton se trouvait volontairement réduite au minimum; chacun des pieds des pylônes d'essais était ancré dans un bloc tronconique ou dé de béton (*AG Motor, Baden, 1919*). Au cours des années qui suivirent, les fondations de ce genre furent utilisées avec succès sur plusieurs lignes: telles que la ligne de Bottmingen-Delle, à 110 kV et la ligne de Beznau-Allschwil, à 150 kV, qui sont encore en service. Des essais avec fondations massives, où les 4 pieds de chacun des pylônes d'essais étaient ancrés dans un bloc unique de béton, furent entrepris entre 1923 et 24, au voisinage de la centrale de Gösgen, avec la collaboration de M. *Sulzberger*, ingénieur contrôleur de l'Office fédéral des transports; les résultats de ces essais permirent de développer un nouveau procédé de calcul tenant compte de «l'encastrement élastique» (*Sulzberger, 1922, 1927, 1945*) et de déterminer les facteurs caractéristiques applicables aux différents genres de sous-sol: sablonneux, argileux ou de gravier. Les fondations massives calculées d'après ces essais firent leurs preuves. Lors des essais de Gösgen, on procéda aussi à des essais d'arrachement de dés de fondations. Il fut admis que la masse de terre participant, autour de chaque dé, à la résistance à l'arrachement, a la forme d'un tronc de pyramide renversé dont l'âme est constituée par le dé de béton considéré et dont la face supérieure s'inscrit dans la déchirure circulaire qui se produit à la surface du sol au moment de l'arrachement.

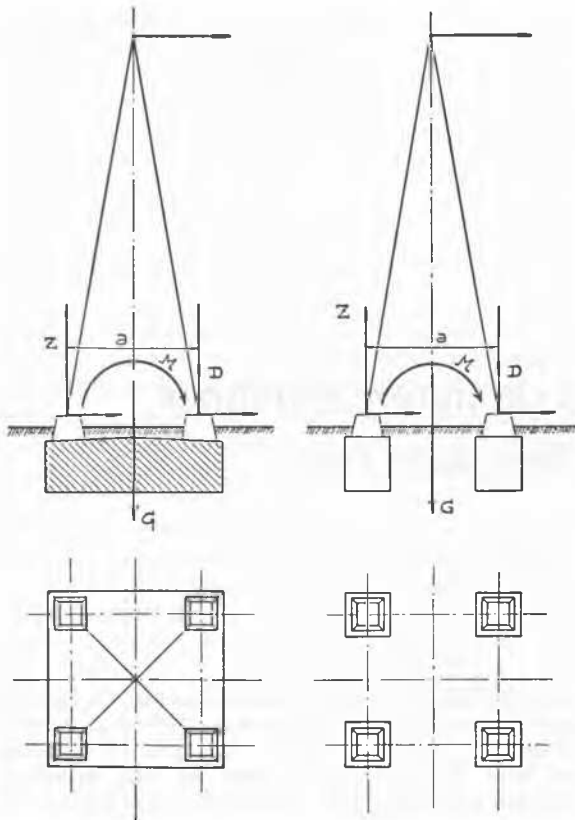


Fig. 1 Gauche: Fondation en un seul bloc
Left: Slab Foundation
Droite: Fondations individuelles
Right: Individual Foundations

L'angle β qui est le demi-angle au sommet de la pyramide a été déterminé dans plusieurs genres de sous-sols; il varie entre 5° et 30° (Fig. 2).

Chaque pays a développé ses méthodes de calcul sur la base de ses propres essais. Le plus souvent, ces méthodes ne sont pas comparables, car les sous-sols dans lesquels les essais ont eu lieu ne sont pas décrits de façon précise.

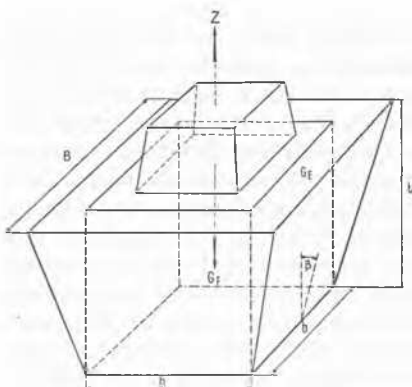


Fig. 2 Calcul de fondations individuelles basé sur le poids de la pyramide tronquée
Calculation of Individual Foundations Based on the Weight of a Truncated Soil Pyramid

$$Z = G_F + G_E \quad G_E = 2/3 \gamma_E \cdot t^2 \cdot \text{tg} \beta (2t \cdot \text{tg} \beta + 3b)$$

Z = Effort de soulèvement - Lifting Force
 G_F = Poids de la fondation - Weight of Foundation
 G_E = Poids du corps de terre arraché - Weight of Lifted Soil
 β = Angle des parois de la pyramide - Angle of Pyramid Walls
 γ_E = Poids spécifique de la terre - Unit Weight of Soil

Les essais de Gösgen avec forces de tractions de 2 à 3 t, ont été faits uniquement sur des fondations relativement faibles, mais les méthodes de calcul qui en furent déduites sont amplement suffisantes pour permettre de dimensionner les fondations de pylônes de lignes jusqu'à 150 kV. Les lignes de transport d'énergie à tensions plus élevées doivent être équipées de conducteurs à plus forte section dont l'écartement est plus grand; leurs pylônes, plus fortement chargés, s'appuient sur des fondations nécessairement plus volumineuses et profondes auxquelles les résultats des essais précités ne sauraient s'appliquer sans retouches. Les moments de renversement au pied du pylône atteignent, par exemple, suivant la portée et suivant les surcharges admises, les valeurs résumées dans le tableau ci-après:

Tableau 1

Tension en kV	M_T en tm	M_A en tm
150	40- 80	150- 300
225	150-200	350- 900
380	200-400	500-1500

M_T = Moment de renversement pour pylônes d'alignement
 M_A = Moment de renversement pour pylônes d'amarrage

On sait que, lorsqu'un moment de renversement s'exerce sur un pylône avec fondations à quatre dés indépendants, deux d'entre eux sont soumis à la compression et les deux autres à la traction. La force verticale qui s'applique ainsi à chacun de ces derniers a pour expression:

$$Z = \frac{M}{2a} - \frac{G}{4} \quad (1)$$

où a représente la valeur de l'empatement, G le poids du pylône y compris celui des conducteurs, celui de la ou des lignes de terre et celui des chaînes d'isolateurs, et M le moment de renversement au pied du pylône. Conformément aux prescriptions suisses, chacun des dés de fondation doit être calculé avec un coefficient de sécurité de 1,5 contre l'arrachement. En outre, sous la charge maximum, la valeur de l'angle d'inclinaison du pylône par rapport à la verticale ne doit jamais dépasser $0,64$ g.

Nouvelle formule de dimensionnement

a) Pour ancrage dans le sous-sol

Avant d'entreprendre, au printemps de 1948, la construction en haute montagne d'une ligne de transport d'énergie, avec fondations de pylônes à dés séparés soumises à de grandes forces d'arrachement, la Motor-Columbus S.A. chargea le Laboratoire de recherches hydrauliques et de mécanique des terres, annexé à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Zurich, de déterminer la mesure dans laquelle le sous-sol lui-même participe effectivement à la résistance à l'arrachement des fondations soumises à des forces de traction; en même temps le Laboratoire fut chargé de lui soumettre un mode de calcul tenant mieux compte des divers facteurs en présence que cela n'avait été le cas jusqu'alors, et sur la base duquel les fondations nécessaires pourraient être établies au plus juste prix. Il n'était pas possible de répondre à ces desiderata avant de s'être livré à de nouveaux essais; ceux-ci eurent lieu entre 1948 et 1949, sous le signe d'une étroite collaboration entre le Laboratoire de mécanique des terres et les ingénieurs de Motor-Columbus S.A.

Des essais en laboratoire et sur le terrain montrèrent comment se produisent les ruptures, et les mesures qui furent faites permirent de tracer des diagrammes du soulèvement d'un dé de fondation en fonction de la traction appliquée (Fig. 4). Ces diagrammes montrent qu'avant que la résistance du sous-sol au cisaillement ait cédé, l'efficacité de l'ancrage passe par un maximum. La rupture du sous-sol par cisaillement a lieu progressivement, à partir de la base de la fondation jusqu'à la surface du sol, la résistance du sous-sol au cisaillement n'est donc dépassée qu'en un certain nombre de petites surfaces à la fois. De ce fait, la résistance moyenne du sous-sol au cisaillement est inférieure à la valeur déterminée au moyen d'une sonde. La surface de rupture est d'autant plus verticale que la cohésion du sous-sol est plus faible, ce que montre nettement l'essai sur un modèle placé derrière une paroi transparente (Fig. 9). Comme il serait très difficile de tenir compte, dans le calcul, de tous les facteurs en présence, on doit procéder à des simplifications. Les essais ont montré que l'on obtient des résultats tout à fait utilisables en admettant que l'on a affaire à une surface fictive verticale de rupture.

La résistance totale S_B du sous-sol au cisaillement est déterminée au moyen d'essais sur le terrain. Cette résistance rapportée à l'unité de surface du prisme (ou cylindre) droit défini ci-dessus donne la valeur « s_B » (Fig. 3).

En appliquant ce qui précède aux fondations sollicitées à la traction, on obtient:

$$Z_B = G_F + S_B = G_F + s_B A_0 \quad \dots \quad (2)$$

où Z_B = force de traction, à la rupture

G_F = poids propre de la fondation avec sa charge de terre

S_B = force de cisaillement totale en tonnes

s_B = résistance au cisaillement en $t/m^2 = S_B/A_0$

$A_0 = Ut$ = surface théorique de cisaillement (surface du prisme [cylindre] droit)

U = périmètre du pied de la fondation (périmètre du prisme [cylindre] droit)

t = profondeur de fouille.

On a simplifié autant que possible la formule qui sert à dimensionner les fondations, en négligeant volontairement des facteurs d'importance secondaire, afin que l'ingénieur de chantier puisse faire ses calculs sur place et rapidement.

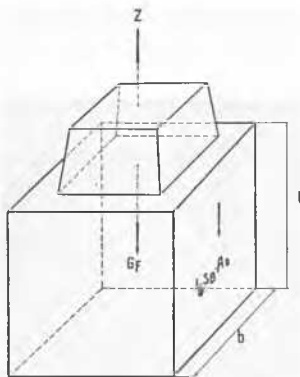


Fig. 3 Calcul de fondations individuelles basé sur la valeur de cisaillement
Calculation of Individual Foundations Based on Shear Stress Value

$$Z = G_F + s_B A_0; A_0 = Ut; U = 4b$$

Z = Effort de soulèvement - Lifting Force

G_F = Poids de la fondation - Weight of Foundation

s_B = Valeur de cisaillement en t/m^2 - Shear Stress in t/m^2

$A_0 = Ut$ = Surface de cisaillement - Shear Stress Surface

$U = 4b$ = Périmètre - Perimeter

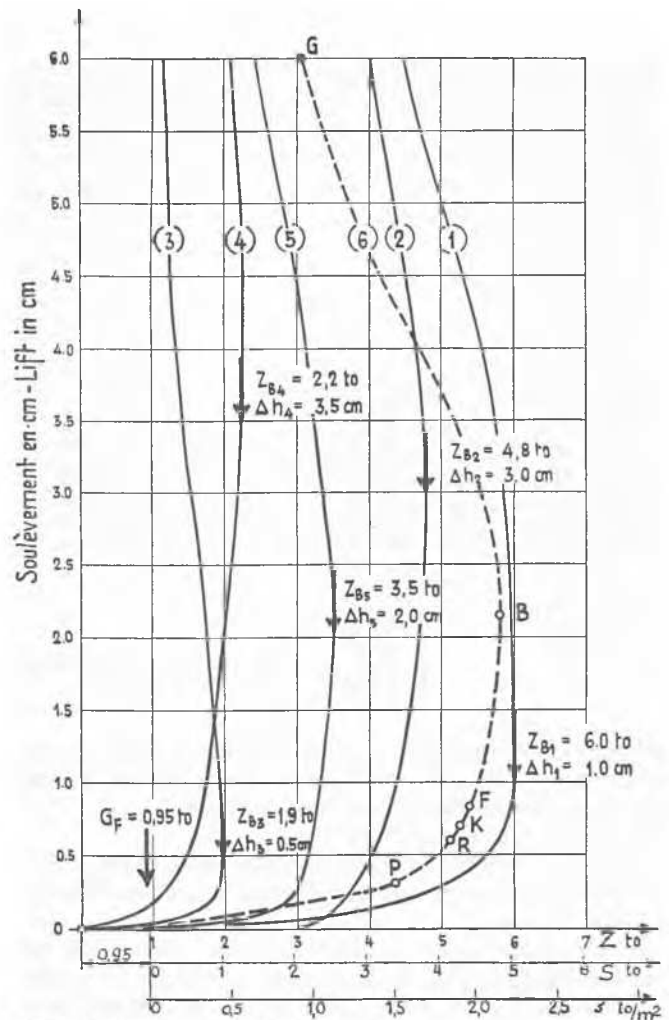


Fig. 4 Diagrammes typiques de soulèvement
Typical Traction / Lift Diagrams

Diagramme illustrant le soulèvement d'une fondation témoin de 70/70/80 cm présentant une surface de cisaillement $A_0 = 2,24 \text{ m}^2$ dans les sous-sols suivants: - Diagram Illustrating Lift in Small-scale Test-foundations 70/70/80 cm with Shearing Surface $A_0 = 2.24 \text{ m}^2$ in the Following Types of Soils:

1. Gravier légèrement argileux contenant un peu de sable - Slightly Loamy Gravel Including Some Sand
2. Argile à blocs grasse et fortement comprimée - Adhesive Boulder-clay, Consolidated
3. Sable limoneux - Silt
4. Tourbe et craie lacustre - Peat and Lake Marl
5. Argile à blocs maigre - Lean Boulder-clay
6. Diagramme de soulèvement schématisé présentant les points caractéristiques suivants: - Schematic Traction / Lift Diagram Showing the Following Characteristic Points:

P Limite de proportionnalité (d'après Sulzberger). Limite du domaine dans lequel le soulèvement est proportionnel aux forces de traction - Limit of Proportionality (after Sulzberger). Limit of Diagram Section within which the Lift Increases in Proportion to the Applied Traction

K Point où la courbe charge/déformation présente une courbure minimum - Point of Minimum Curvature of the Curve Load/Strain Curve

F Limite de striction (d'après Sulzberger) - Yield Point (after Sulzberger)

R Apparition des premières fissures à la surface du sol entre la fondation et le terrain, Z_R - Appearance of First Cracks on the Surface Between Foundation Block and Soil, Z_R

B Point où l'effort de traction atteint son maximum et prend le nom de charge de rupture, Z_B - Maximum Traction Termed Ultimate Strength, Z_B

G Effort résiduel de traction égal au poids propre de la fondation majoré du poids de la terre qui y reste attachée - Residual Traction Resistance Equivalent to the Weight of the Foundation Block + Adhering Soil

b) *Ancrage dans le rocher*

En montagne, où le transport des matériaux est onéreux, il importe de réduire les dimensions des fondations au minimum, c'est pourquoi, toutes les fois que du rocher sain est accessible, les dés indépendants sont ancrés au moyen de tiges bétonnées dans des forages. Les ancrages de ce type, lorsqu'il

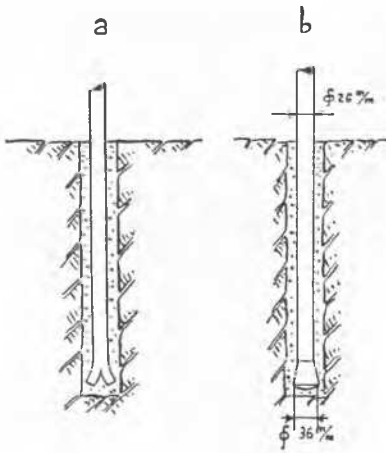


Fig. 5 Ancrages dans le rocher
Rock Anchors

sont soumis à la traction, peuvent présenter 3 genres de rupture, ainsi que l'ont montré les essais pratiqués dans les grès du Plateau Suisse (molasse) et dans le granit:

- 1° Rupture dans le rocher même;
- 2° Rupture entre le mortier de scellement et le rocher;
- 3° Rupture entre le mortier de scellement et la surface lisse des fers d'ancrage.

Jusqu'à maintenant, on a utilisé le plus souvent des fers ronds d'ancrage à pied fendu (pied de chèvre, Fig. 5) et seule la valeur de l'adhérence entre fer et mortier de scellement était considérée dans le calcul. Par contre, lorsque ces fers présentent un renflement à leur extrémité inférieure, comme ceux que l'on emploie actuellement, et que leur section est assez grande pour que la rupture ne se produise pas dans les fers eux-mêmes, c'est le rocher qui se rompt, de la même manière que dans les essais de traction sur un dé de béton.

Si l'on admet que la rupture a lieu simultanément dans le rocher et dans le fer d'ancrage, on peut poser que:

$$Z_B = s_B A_0 = \sigma_e f, \text{ et que } t = \frac{\sigma_e f}{s_B U} \quad (3)$$



Fig. 6 Etat juste avant la rupture complète
State Just Before Complete Rupture

puisque $A_0 = tU$

où Z_B = force de traction au moment de la rupture du rocher

$A_0 = tU$: profondeur du forage x périmètre de ce dernier

σ_B = résistance spécifique à la rupture du fer employé pour les ancrages

f = section du fer d'ancrage

s_B = résistance spécifique au cisaillement de la fondation dans le rocher (la surface de référence est ici celle des parois du forage).

Essais de contrôle à l'aide de la nouvelle formule pour dimensionner les fondations soumises à la traction

Les essais énumérés ci-après ont servi à définir dans quelles limites il est possible d'appliquer la méthode de calcul proposée plus haut et à déterminer la valeur de « s_B » dans différents sous-sols; ce sont:

- a) essais sur modèle, en laboratoire;
- b) essais sur le terrain portant sur des fondations réelles;
- c) essais sur le terrain portant sur des fondations de dimensions réduites;
- d) essais de traction sur des fers d'ancrage scellés dans le rocher.

a) *Essais sur modèles, en laboratoire*

On a utilisé, dans ces essais, un récipient cylindrique rempli: une fois de terre glaise et une autre fois de sable sec. On s'est servi, comme fondations, de corps cylindriques, prismatiques ou à section en forme de croix, avec base droite ou évasée, ainsi que de dalles. Un système de poids et de poulies permettait d'exercer les forces de traction voulues sur les corps de fondations du modèle. Le soulèvement des fondations était mesuré au moyen d'appareils de précision.

Lorsque la traction atteignait la moitié de la force de rupture, des fissures radiales croissant en nombre, en longueur et en largeur, apparaissaient sur la surface de glaise figurant, dans le modèle, le terrain environnant la fondation à étudier, puis la rupture se produisait.

Dans les essais où le terrain de fondation (Fig. 6 et 7) était constitué par du sable glaiseux, on a pu constater que la force de traction provoquant la rupture atteignait sa valeur maximum lorsque ce sable glaiseux était légèrement humide; par contre, lorsqu'il était sec et pulvérulent, cette force de traction diminuait de 30%.

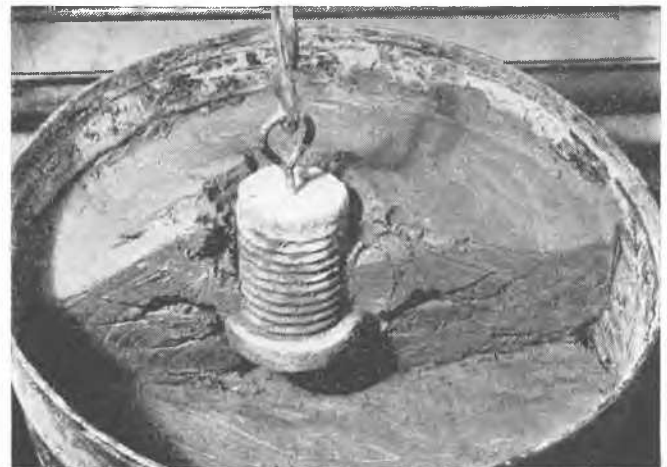


Fig. 7 Bloc de fondation mis partiellement à jour après l'essai
Foundation Block Partly Dug out after Test

Des essais ont montré que, si la durée d'application de la force de traction était de 21 jours, la force causant la rupture était inférieure de 30% à celle qui la provoquait dans un essai de 5 minutes.

Dans un terrain pâteux recouvert d'eau, la valeur de la force de cisaillement tend vers 0, même lorsque la durée d'application de la force de traction est brève.

Les essais faits derrière une paroi transparente montrèrent que, dans un sable pulvérulent, les lignes de rupture sont presque verticales, alors qu'elles se rapprochent toujours plus de l'horizontale, au fur et à mesure qu'augmentent la consistance et la cohésion du terrain (Fig. 8 et 9).

b) Essais de fondations réelles sur le terrain

Comme il était impossible d'utiliser tous les résultats des essais en laboratoire pour prévoir le comportement des fondations réelles, il a fallu procéder à des essais sur ces dernières. On disposa à cet effet d'un appareillage prévu pour exercer sur les fondations un effort de traction allant jusqu'à 200 t (Fig. 10). Il consistait en une presse hydraulique qui agissait, d'un côté, sur une traverse horizontale à laquelle la fondation à étudier était reliée au moyen de câbles d'acier, et, de l'autre, sur une robuste et courte colonne qui, passant à travers une ouverture ménagée dans la fondation, allait s'appuyer sur une large dalle de béton sous-jacente.

La force exercée par la presse était lisible sur le cadran d'un manomètre, tandis que la valeur du soulèvement de la fondation et de la portion du sous-sol environnant, de même que l'enfoncement de la dalle d'appui, étaient mesurés à l'aide d'instruments de nivellement et de comparateurs gradués en $\frac{1}{10}$ de millimètre. La formation des fentes à la surface du sol était décelée au moyen de bandes de plâtre disposées en rayons sur le sol avec la fondation comme centre (Fig. 11). La durée d'un essai était de 2 à 4 heures et l'accroissement de la force de traction de 5 à 10 t par 30 minutes.

Lors d'un essai de traction sur un bloc de béton de 40 cm de hauteur, coulé dans de la molasse, la rupture du sous-sol se produisit le long d'une ligne de cisaillement inclinée à 45° sur l'horizontale, lorsque la traction atteignit 170 t.

On a procédé à des essais de traction, dans un terrain de moraine aux environs de Zurich. Ces essais portaient sur des corps de fondation de béton en forme de champignon renversé avec ouverture cylindrique centrale, tige façonnée par coffrage et évasement de base directement coulé dans la fouille, puis sur

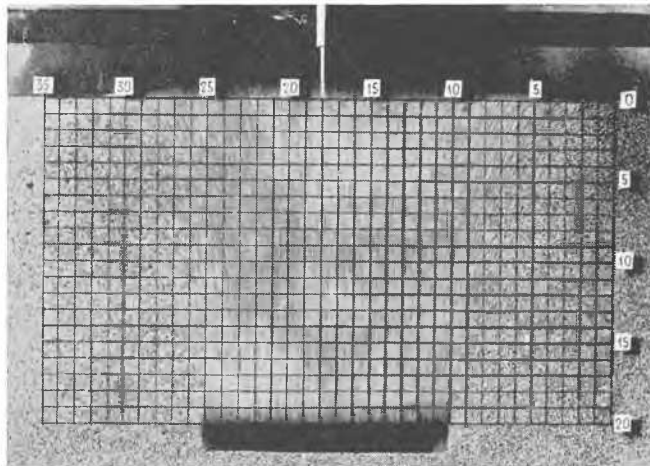


Fig. 8 Essai dans du sable derrière une paroi de verre
Test in Sand Behind Glass

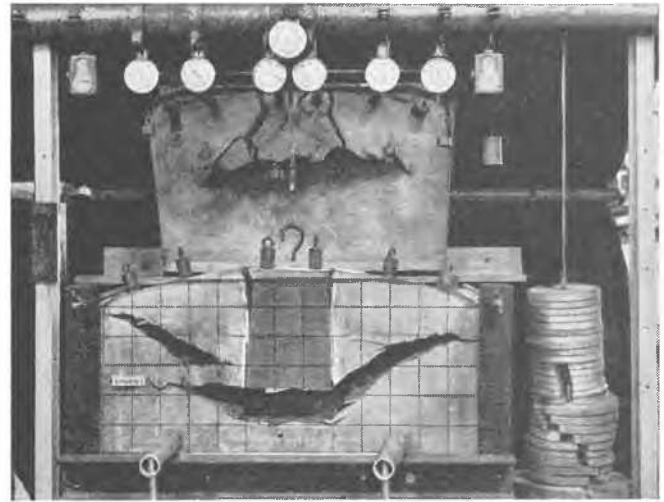


Fig. 9 Essai sur modèle dans de l'argile grasse, derrière une paroi de verre
Traction Test with Model in Adhesive Clay, Behind Glass

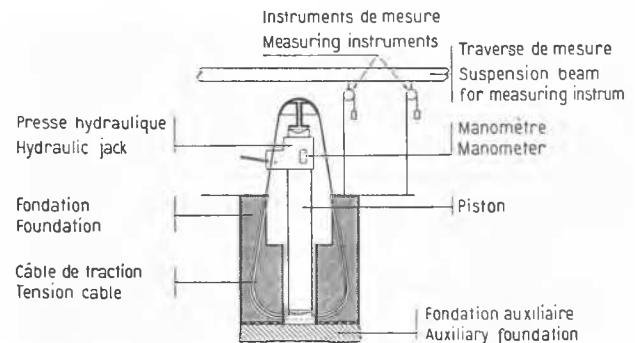


Fig. 10 Installation d'essais pour 200 t
Test Arrangement for 200 t

des corps de fondation massifs prismatiques, également en béton et directement coulés dans des fouilles de 1,5 à 2,5 m de profondeur (voir Fig. 12).

Bien que le matériel de remblayage autour des fondations-champignons des essais Nos b et c (Fig. 12) ait été soigneusement compacté, un contrôle au moyen d'une sonde montra que la compacité du nouveau sous-sol ainsi formé n'atteignait que le $\frac{1}{6}$ de celle du terrain primitif; dans ces conditions, les fondations-champignons présentèrent des valeurs de « s_B » assez faibles.

Pour imiter les fondations faites dans les Alpes (voir essais Nos f et g de la Fig. 12), on tassa des débris de moraine autour des blocs-champignons. La valeur « s_B » accusa, dans ce cas, une valeur de 1,4 à 1,8 t/m².

Dans les fondations prismatiques, et dans de bonnes conditions de sous-sol, les forces agissant dans le plan horizontal sont facilement transmises à ce dernier en raison de la grande surface de contact entre sous-sol et fondation. Par contre, dans le cas des blocs-champignons à surface extérieure plus réduite, la limite de désagrégation du sous-sol est atteinte, surtout le long de la tige du champignon, même avec des forces horizontales assez faibles. La qualité des fondations de ce genre est notablement influencée par le degré de compactage du matériel de remblayage et par le soin apporté à l'armature du béton.

c) Essais de fondations réelles récentes sur le terrain

Certains tronçons de lignes aériennes récentes ayant dû être déplacés, les fondations et leurs pylônes, le long du tracé pri-



Fig. 11 Installation d'essais pour 200 t
Test Arrangement for 200 t

mitif, fondations qui avaient été calculées selon la nouvelle méthode précitée devinrent disponibles pour des essais.

1° *Essai près de St-Gall.* On avait à disposition les 4 massifs indépendants, à base évasée, de la fondation d'un pylône. Chacun présentait une surface de base carrée de 1,7 m de côté et un fût prismatique, à section carrée également, de 1 × 1 m²

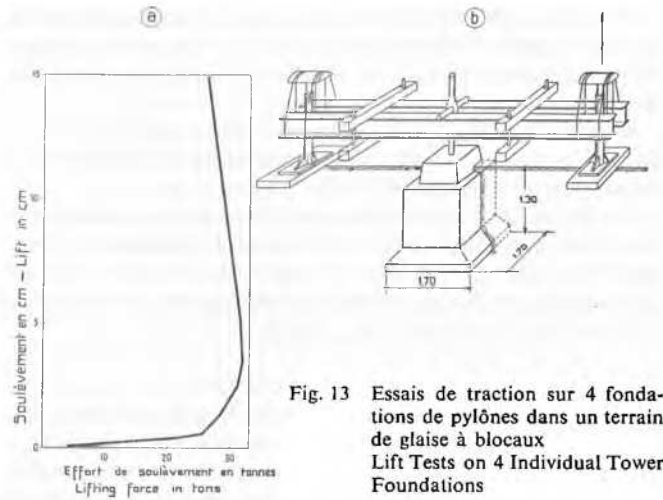


Fig. 13 Essais de traction sur 4 fondations de pylônes dans un terrain de glaise à blocs
Lift Tests on 4 Individual Tower Foundations

(Fig. 13). Ces massifs étaient encastés sur 1,3 m dans un sous-sol de glaise à blocs. Afin de ne pas déranger le terrain, on utilisa, comme poutre transversale, une poutre de 8 m de long, composée de 2 profils normaux à double T, à laquelle le massif à étudier pouvait être accroché. La force de levage était fournie par deux presses hydrauliques. La force nécessaire à la rupture du sous-sol atteignit 30 t d'où l'on déduisit pour «s_B»: 2,1 à 2,5 t/m². La résistance de la glaise au cisaillement, préalablement estimée au moyen d'essais de pression et à la sonde, s'avéra être de 4,5 à 6,0 t/m² (essai de brève durée),

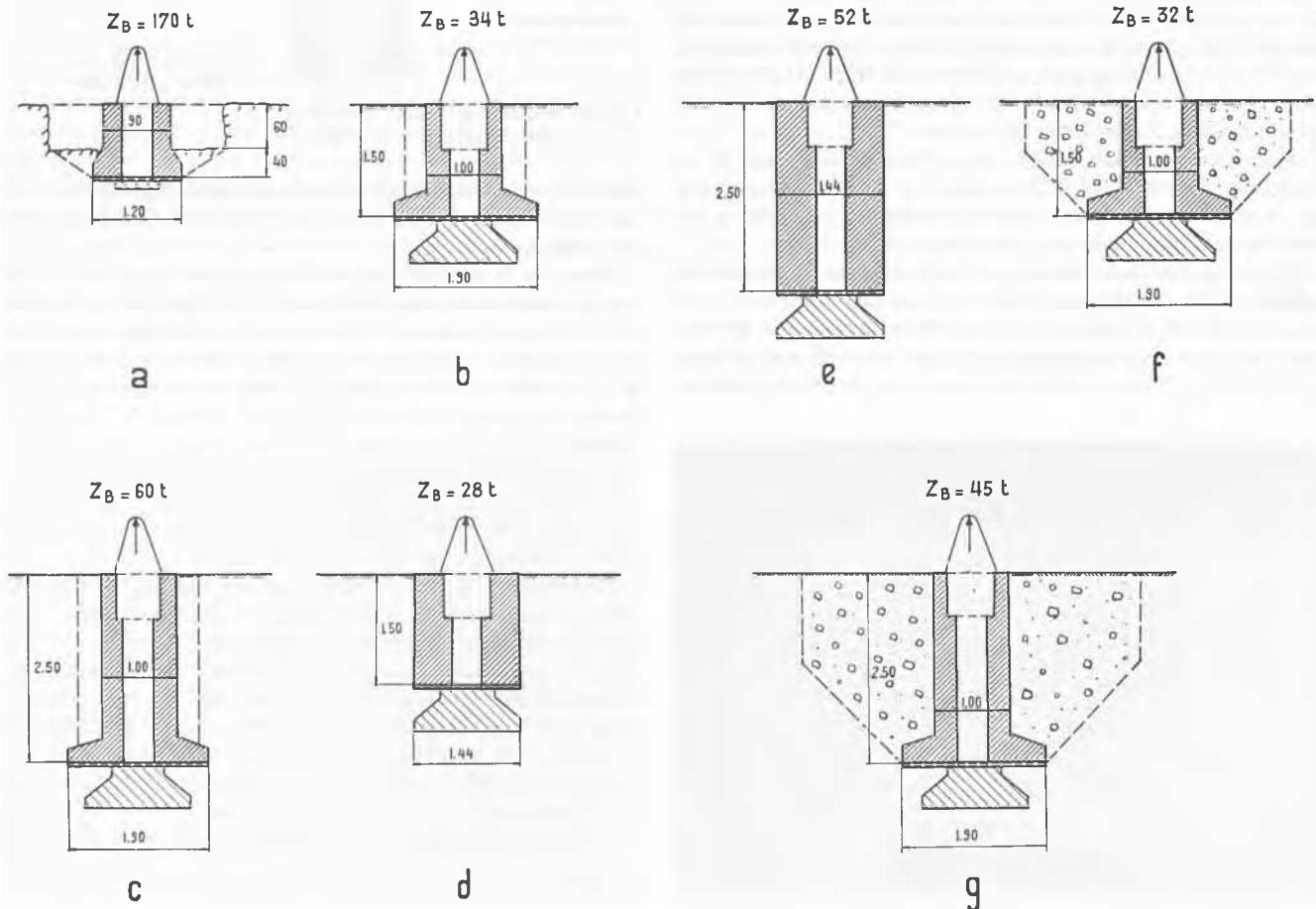


Fig. 12 Essais en molasse (a, f, g) et moraine glaiseuse (b, c, d, e) près de Zurich
Tests in Molasse (a, f, g) and Loamy Moraine (b, c, d, e) near Zurich

c'est-à-dire 3 fois plus élevée environ que la valeur de « s_B » déterminée par les essais en question.

2° *Essai de Gösigen*. Il porta sur deux massifs de fondation indépendants, présentant chacun une base évasée carrée de $1,6 \times 1,6 \text{ m}^2$ et un fût prismatique de $0,8 \times 0,8 \text{ m}^2$ de section; encastés, chacun, dans une fouille de 1,2 m de profondeur, creusée dans un terrain de glaise mélangée à de l'humus. La disposition adoptée fut la même que pour l'essai précédent. La force de traction, au moment de la rupture du terrain, s'éleva à 23 t pour l'un des massifs et à 18 t pour l'autre, d'où l'on tira pour « s_B »: 2,1 et 1,4 t/m². Le soulèvement de chacun des massifs fut de 5 à 6 cm. L'essai du deuxième massif, plusieurs jours après l'essai du premier, a fourni des valeurs plus faibles, car, au cours de ce deuxième essai, on fit varier la force de traction 4 fois de suite entre 10 et 0 t. Il y a lieu de remarquer que le terrain avait été détrempé au cours des quelques journées pluvieuses qui précédèrent l'essai. Chacun des deux massifs de fondation en question avait été prévu pour une valeur d'ancrage de 13,8 t.

d) Essais sur le terrain de fondations de dimensions réduites

On édifia 60 massifs de fondation, en grande partie prismatiques, de dimensions comprises entre $50 \times 50 \times 50 \text{ cm}^3$ et $70 \times 70 \times 80 \text{ cm}^3$; afin de déterminer les valeurs de « s_B » dans un grand nombre de terrains différents.

Comme l'appareillage pour une traction de 200 t précédemment décrit avait donné toute satisfaction lors des essais de massifs de fondation importants, un appareillage basé sur le même principe fut utilisé pour les essais des fondations précitées (Fig. 14), il se composait d'un cric pour auto, d'une force de 12 t, avec 17 cm de course, qui servait d'engin de levage, d'une traverse démontable en tubes d'acier pour la mesure des valeurs de soulèvement et de pieds d'aluminiums pour l'appui de cette traverse. Tout l'appareillage d'essai pouvait être mis en place en 30 minutes, même en terrain difficile.

Pour disposer d'une échelle de comparaison, on avait pris le soin, lors des essais des fondations réelles au Milchbuck à Zurich, de construire à proximité des gros massifs une série de massifs de fondations de dimensions réduites et de les mettre à l'essai. Il ressort du tableau 2 que la valeur « s_B » du terrain augmente avec la profondeur (Fig. 20).

Au cours des essais des fondations de dimensions réduites, auxquels on procéda sur le tracé de la ligne électrique du Luk-



Fig. 14 Presse de 12 t pour essais sur le terrain
12 t Jack for Field Tests

Tableau 2 Essais de traction sur un dé de fondation prismatique, encastré dans le sous-sol de moraine argileuse du terrain d'essais de Milchbuck à Zurich
Tests with Single Prismatic Foundations in a Morainal Clayey Test Soil at Milchbuck in Zurich

Nombre des essais Number of Tests	Profondeur de fouille Foundation Depth m'	Valeur de s_B Value of s_B	
		en/in t/m ²	en/in %
2 ¹⁾	0,8	2,1	100%
1 ²⁾	1,5	2,6	124%
1 ²⁾	2,5	3,0	143%

1) Essais à échelle réduite - Tests on reduced scale
2) Essais grandeur naturelle - Natural scale tests
 s_B Tension de cisaillement à la rupture - Shear stress rupture

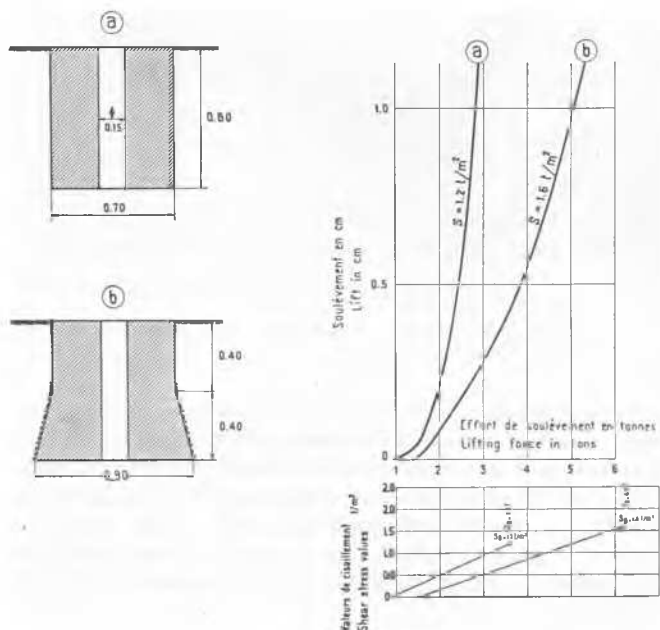


Fig. 15 Influence de la base évasée des fondations sur le soulèvement
Effect of Enlarged Base on Lift

manier, il s'avéra que les grosses pierres du terrain qui faisaient saillie dans les massifs de béton augmentaient notablement la résistance à l'arrachement des fondations. On observa de même dans des terrains de gravier que la résistance à l'arrachement d'une fondation n'est pas donnée par la seule résistance du sous-sol au cisaillement, mais aussi par la résistance à l'écrasement que présentent les sortes de voûtes qui se forment au sein des masses de gravier. On a renoncé à tenir compte de l'influence des voûtes en question, lors de l'établissement de la méthode de calcul.

Contrairement à ce qu'il avait donné d'observer dans des terrains de gravier de granulation grossière, les essais d'arrachement d'un massif de fondation dans les terrains de gravier fin et légèrement argileux ont prouvé que, pour un massif prismatique sans base évasée, ce n'est pas la résistance du terrain au cisaillement qui doit être vaincue, mais la force de frottement entre les parois du massif et celles de la fouille. La Fig. 15 montre que l'évasement de la base d'une fondation prismatique améliore considérablement l'efficacité de la dite fondation.

Les premières fissures à la surface du sol apparurent dans les deux types de fondations pour $s_B = 0,45 \text{ t/m}^2$. Dans la fon-



Fig. 16 Essai dans de l'argile grasse – Bloc de fondation à parois verticales $S = 1,20 \text{ t/m}^2$
Test in Adhesive Clay—Foundation Block with Vertical Walls $S = 1.20 \text{ t/m}^2$



Fig. 17 Essai dans de l'argile grasse – Bloc de fondation à base évasée $S = 1,60 \text{ t/m}^2$
Test in Adhesive Clay—Foundation Block with Enlarged Base $S = 1.60 \text{ t/m}^2$

dation prismatique, le passage des conditions de frottement au repos aux conditions de frottement en mouvement se fit brusquement pour une force correspondant à « s_B » = $1,2 \text{ t/m}^2$, tandis que dans la fondation prismatique à base évasée, la rupture du sous-sol commença pour « s_B » = $1,6 \text{ t/m}^2$ et se poursuivit progressivement. Les avantages d'une fondation avec massif à base évasée sont ainsi mis en lumière (Fig. 15, 16 et 17).

La variation de la valeur « s_B » d'un sous-sol, en fonction de la durée d'application de la force de traction exercée sur une fondation encastree dans le dit sous-sol, a été étudiée sur le terrain; on avait en effet constaté en laboratoire, sur un modèle, que la résistance à l'arrachement d'un pieu de section circulaire planté dans de l'argile diminuait de 30% si la durée d'application de la force de traction était de plusieurs jours. Les essais sur le terrain portèrent sur deux fondations prismatiques de dimensions réduites (section de $50 \times 50 \text{ cm}^2$), encastrees, l'une, dans l'argile maigre, l'autre, dans du gravier légèrement argileux. Les mesures montrèrent qu'une traction agissant pendant 15 jours avait provoqué un écoulement net de l'argile, donc un soulèvement appréciable du massif de fondation, tandis que le soulèvement du massif encastree dans le gravier argileux était pratiquement nul (Fig. 18).

e) Essais de traction sur des fers ancrés dans du rocher

18 fers ronds firent l'objet de 6 séries d'essais comprenant 3 fers chacune. Les trous d'ancrages dans le rocher avaient un diamètre de 32 à 40 mm et une profondeur de 25, 50 et 100 cm. Le mortier de scellement était fait d'un mélange, à poids égaux, de sable et de ciment. Les fers étaient pincés à leur extrémité supérieure entre 2 fers profilés formant une poutre horizontale reposant, d'un côté, sur un appui et, de l'autre, sur un vérin hydraulique de 12 t de force de levage (Fig. 19).

Tous les ancrages résistèrent à une force de traction correspondant à une sollicitation de 2000 kg/cm^2 des fers. Avec l'augmentation de la force de traction et par suite de la contraction du diamètre progressant de la surface du rocher jusqu'au fond du trou d'ancrage, contraction due à l'allongement du fer, l'adhésion entre ce dernier et le mortier devenait nulle. Des fers normaux à extrémité fendue en pied-de-chèvre et même des fers-Isteg scellés sur une longueur de 50 diamètres, mais sans extrémité travaillée, purent être extraits intacts. Par contre, les fers à extrémité évasée par refoulement du métal résistèrent à l'extraction jusqu'à leur rupture. Ces essais ont ainsi montré que la résistance d'un ancrage à l'extraction dépend avant tout de la forme de son pied.

Si l'on admet que la rupture se produit entre mortier de scellement et rocher ou dans ce dernier, la résistance spécifique au cisaillement se calcule suivant la formule

$$s_B = \frac{Z_B}{tU} \quad (4)$$

où t = la longueur d'ancrage

U = le périmètre du trou foré dans le rocher

et Z_B = valeur de la force de traction au moment de l'arrachement.

Les résultats des essais d'ancrage dans le rocher sont groupés dans le Tableau 3. La colonne de droite de ce tableau contient les valeurs de cisaillement obtenues au cours d'essais de fondations de pylônes dans des rochers semblables à ceux des essais d'ancrage. La grande différence entre les valeurs de la première et de la deuxième colonne du Tableau 3 est certainement due, en bonne partie, au fait que le rapport entre la profondeur de la fouille et la surface de sa section horizontale, dans le cas des ancrages précités, est très différent de celui qui

Tableau 3 Résultats des essais sur ancrages et fondations dans le rocher
Results of Tests with Anchors and Foundations in Rock

Genre de rocher Kind and Quality of Rock	Valeurs de s_B pour ancrages Value of s_B for Anchor Bolts t/m ²	Valeurs de s_B pour fondations Value of s_B for Foundations t/m ²
Molasse de mauvaise qualité Molasse of bad quality	155	40
Molasse de bonne qualité Molasse of good quality	265	90
Granit compact de bonne qualité Compact granite of good quality	900	—

s'établit dans le cas des fondations de pylônes. La comparaison entre les valeurs de cisaillement fournies par les essais de fondations de pylônes à dés indépendants et les valeurs de fondations massives (AG Motor, Baden, 1919), révèle des différences notables qui sont à l'avantage des fondations à dés indépendants.

En appliquant la même hypothèse que précédemment, au genre de rupture qui se produit pour les ancrages dans le rocher, on peut déterminer la profondeur à prévoir pour le forage par la relation

$$t = \frac{\sigma_B d}{4 a s_B} \quad (5)$$

où $a = D/d$

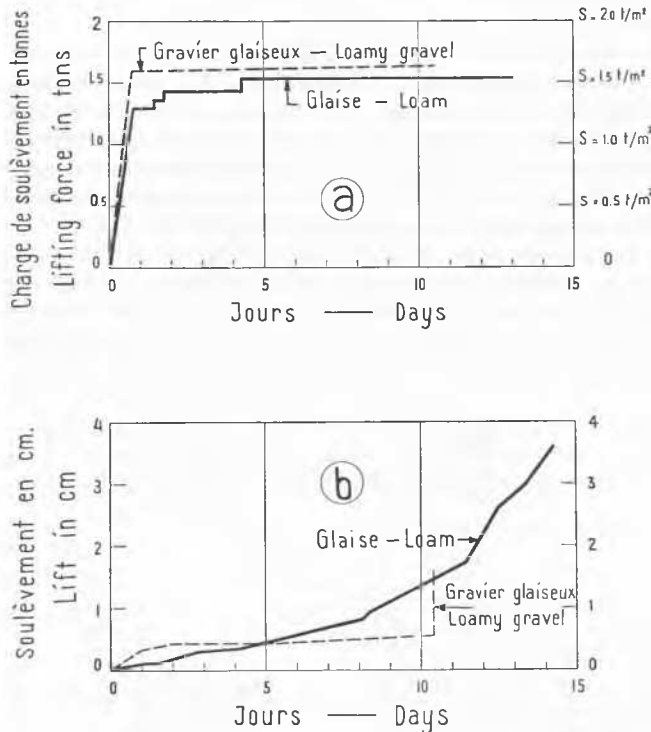


Fig. 18 Essais de durée
(a) Force verticale en fonction du temps pour essais d'arrachement
(b) Soulèvement vertical en fonctions du temps
Long-duration Tests
(a) Applied Lifting Force Versus Time
(b) Lift Versus Time

D = le diamètre du forage
 d = le diamètre du fer rond ancré
 σ_B = la résistance spécifique à la rupture par traction du fer d'ancrage.

Pour $a = 1,25$, $\sigma_B = 3000$ kg/cm² et $s_B = 155$ t/m², on trouve ainsi que le forage doit avoir une profondeur minimum $t = 39d$. Cette profondeur ne devrait jamais être inférieure à $12d$, même dans le cas d'une roche de bonne qualité.

Dans le calcul, on peut aussi considérer une surface fictive de cisaillement inscrivant les fers extérieurs d'ancrage et pour laquelle on estimera la valeur « s_B ».

Si un massif de fondation encastré dans la roche (généralement assez plat) est pourvu de tiges d'ancrage partant de la base du dit massif et scellées dans des forages sous-jacents, dans le prolongement des parois de la fouille, on peut considérer comme surface de rocher soumise au cisaillement, la surface fictive donnée par le périmètre inscrivant les tiges d'ancrage, multipliée par la profondeur d'ancrage.

Conclusions et directives pour le dimensionnement de massifs de fondation soumis à la traction

a) Influence de divers facteurs sur les ancrages soumis à la traction

Le sous-sol oppose à l'arrachement des fondations une résistance au cisaillement qui dépend de sa contexture.

Pour utiliser pleinement cette résistance au cisaillement et pour dimensionner convenablement des massifs de fondations de pylônes, et cela surtout lorsque l'on a affaire à des sous-sol de types différents, il est nécessaire de procéder sur l'emplace-

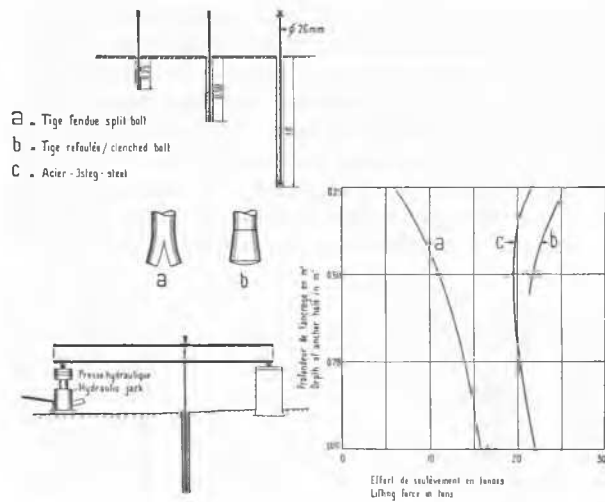


Fig. 19 Essais de traction sur ancrages dans le rocher
Tests with Rock Anchors

ment des futures fondations à des sondages que l'on poussera jusqu'à la profondeur probable de la fouille des dites fondations. C'est seulement ainsi qu'il sera possible d'évaluer la valeur de « s_B ».

Dans des terrains humides, sablonneux ou argileux par exemple, la résistance au cisaillement est fonction de la teneur en eau du terrain considéré. Plus le terrain est argileux, plus la teneur en eau influe sur la résistance en question. Il ne faut pas oublier que, lors d'un retrait du sous-sol par suite d'une éventuelle diminution de sa teneur en eau, des fentes pourront se produire entre le dit sous-sol et le béton de la fondation. On

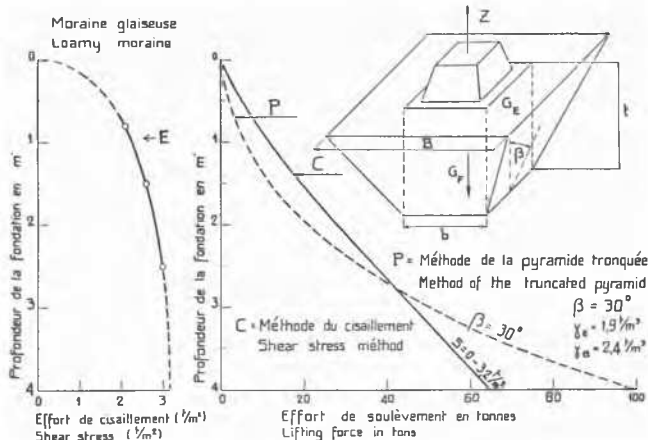


Fig. 20 Comparaison de la méthode de calcul basée sur la pyramide de terre avec celle qui tient compte du cisaillement
 Comparison Between the Truncated Pyramid and Shear Stress Methods

- E Effort de cisaillement en fonction de la profondeur pour moraine glaiseuse
 Shear Stress Versus Depth in Loamy Moraine
- P Effort de soulèvement d'après la méthode de la pyramide pour $\beta = 30^\circ$
 Lifting Force when Applying the Method of the Truncated Pyramid for $\beta = 30^\circ$

devra tenir compte de cette éventualité lors du dimensionnement du massif de fondation.

Dans les fondations de pylônes en terrain humide, il y aura lieu non seulement de soustraire la poussée hydraulique du poids du massif de fondation, mais encore de réduire de 50%, au moins, la valeur de « s_B ». La ligne suivant laquelle se produit le cisaillement est d'autant moins inclinée par rapport à l'horizontale, et par conséquent la masse de terre arrachée par le massif de fondation est d'autant plus volumineuse, que la cohésion du sous-sol est plus grande. Dans un sous-sol sans cohésion, cette ligne de cisaillement est, comme on l'a vu, à peu près verticale; il y a cependant lieu de relever qu'un terrain de gravier à granulation grossière fait exception à cette règle (bien que la cohésion du gravier puisse être considérée

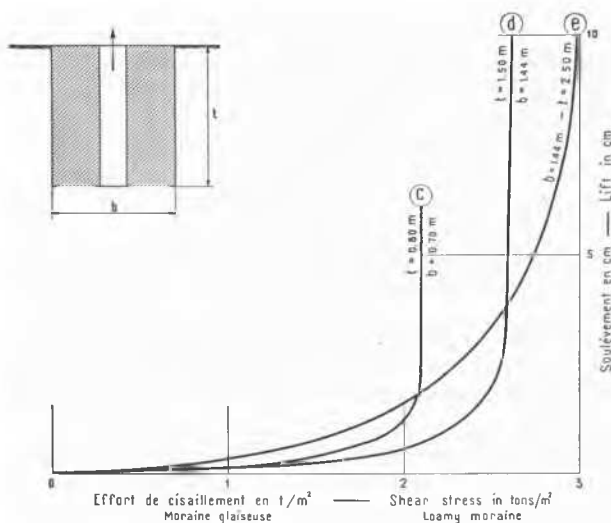


Fig. 21 Influence de la profondeur des fondations sur le soulèvement — Effort de cisaillement en t/m^2 — Moraine glaiseuse
 Influence of Foundation Depth on Lift—Shear Stress in t/m^2 —Loamy Moraine

comme faible), en raison de la formation des voûtes dont il est parlé plus haut.

Lorsque la profondeur de la fondation dans un sous-sol de contecture donnée augmente, la valeur de « s_B » s'accroît, et cela de 20 à 25% pour une profondeur double, et de 30 à 40% pour une profondeur triple (Fig. 20), mais les soulèvements seront d'autant plus considérables au moment de la rupture (Fig. 21).

La valeur de « s_B » décroît plus ou moins selon le genre de sous-sol et selon la durée de l'effort de traction sur une fondation. Comme les charges maxima transmises à la fondation par le pylône — effet du vent sur la ligne, traction unilatérale consécutive à une rupture de conducteur, etc... — n'apparaissent que rarement et que leur action ne se fait en général sentir que pendant un temps relativement court, les essais de brève durée pour la détermination de la valeur de « s_B » donnent des résultats parfaitement valables.

Lorsque l'on a affaire à des terrains imperméables et cohérents, on peut en pratique poser comme règle que les valeurs fournies pour « s_B » par les essais de brève durée doivent être réduites de 30 à 50% pour tenir compte de l'écoulement du terrain sous l'effet d'une sollicitation de longue durée. Les terrains de graviers ne sont pas notablement affectés par une sollicitation de longue durée.

Il y a encore lieu de remarquer qu'une traction brusque sur un massif de fondation produit, en terrain rocheux, une rupture également brusque, c'est-à-dire une véritable cassure avec faible soulèvement du massif tandis que, dans un terrain plus malléable, on observe une rupture par écoulement d'autant plus progressive que le terrain est plus malléable et que sa granulation est plus faible, et par conséquent aussi un soulèvement notable du massif (Fig. 22).

b) Avantages de la nouvelle méthode de calcul

La Fig. 20, en montrant quelles sont les résistances d'ancrage d'une fondation de $1 m^2$ à la base, pour les différentes profondeurs de fouille de 1, 2, 3 et 4 m, prouve que, pour les profondeurs de fouille jusqu'à 2,5 m généralement adoptées en construction de lignes, la méthode de calcul basée sur le cisaillement est celle qui donne les meilleurs résultats.

La nouvelle méthode, qui est très simple, permet une meilleure adaptation des dimensions de fondations soumises à la traction aux conditions réelles du sous-sol. On dispose en effet des résultats de nombreux essais de sous-sol très variés allant de la tourbe au granit compact et dur, en passant par la vase,

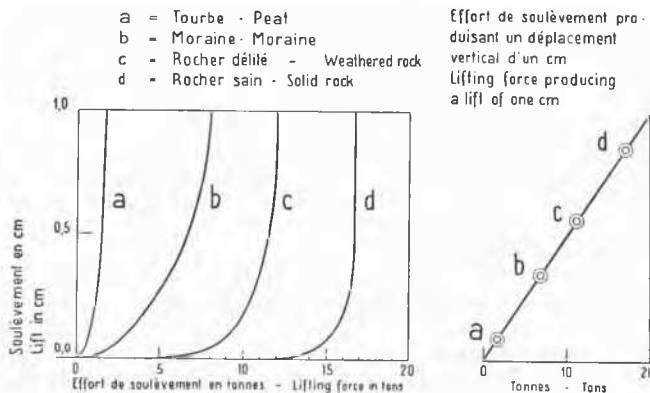


Fig. 22 Comparaison du soulèvement dans des terrains meubles et des terrains rocheux
 Lift in Loose Ground Compared with Lift in Hard Ground (Rock)

la craie lacustre, l'argile, le gravier, ainsi que par des sous-sols composés de roches tendres feuilletées et fendillées.

Pour se rendre compte de l'influence de la nouvelle méthode de calcul sur la réduction des quantités de béton nécessaires à l'établissement des fondations, on s'est livré à des comparaisons sur un certain nombre de lignes construites par Motor-Columbus S.A., Baden. La participation du poids du béton d'une fondation dans la résistance à l'arrachement prévue dans les prescriptions constitue un critère de l'efficacité de la fondation en question. La Fig. 23 indique, en ordonnée, pour chacune des lignes examinées, la participation en pourcent du poids de béton de l'ensemble des fondations à la somme des forces d'ancrage nécessaires (soit la somme de toutes les forces d'ancrage agissant sur les 4 montants de tous les pylônes). Il ressort de cette Fig. 23 que, depuis l'introduction de la nouvelle méthode de calcul, en 1948, la part revenant au poids du béton dans la valeur des ancrages est en forte régression. Le poids du béton qui représentait autrefois 80%, en moyenne, de la force de l'ancrage, ne représente plus aujourd'hui, dans les dernières lignes établies, que 30% de cette force; il s'agit là, en général, de fondations à dés séparés, bétonnés à même la fouille et non pas de fondations en béton armé projetées aux fins de réduire au minimum la quantité de béton. Pour une ligne de 225 kV dont les pylônes étaient ancrés dans des dés de béton séparés de ce dernier genre, c'est-à-dire en béton armé avec plaque de fondation et fût façonné par coffrage, la part du béton dans la valeur de l'ancrage a pu être réduite à 7,7%. Les frais d'établissement des fondations ne diminuent évidemment pas proportionnellement à la réduction du poids du béton utilisé, mais cette réduction permet cependant de réaliser de substantielles économies.

Ce bon résultat est dû au fait que le nouveau genre de fondation mobilise la force de cisaillement du sol et que la construction elle-même des fondations a été améliorée.

Il ne faut cependant pas oublier que les résultats précités ne peuvent être obtenus que s'il a été possible, avant de dimensionner les fondations, de déterminer la valeur « s_B » des différents sous-sols qui se présentent. En outre, chaque fondation doit être dimensionnée individuellement. L'établissement du projet et la direction des travaux imposent donc au personnel technique un surcroît de travail. Mais les dépenses qu'occasionne ce supplément d'efforts sont largement compensées par les économies qu'elles permettent de réaliser sur les frais de construction.

c) Choix des types de fondation

Les fondations de pylônes en un seul bloc massif n'entrent plus guère en considération que pour les lignes à basse tension ou que si la contexture du terrain est particulièrement défavo-

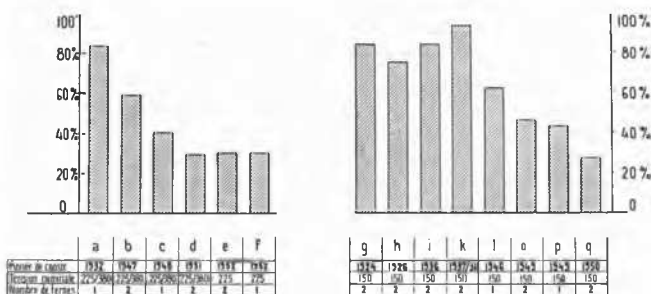


Fig. 23 Rapport entre le poids de béton et la force d'arrachement
Relationship Between Weight of Concrete Foundation and Maximum Lifting Force

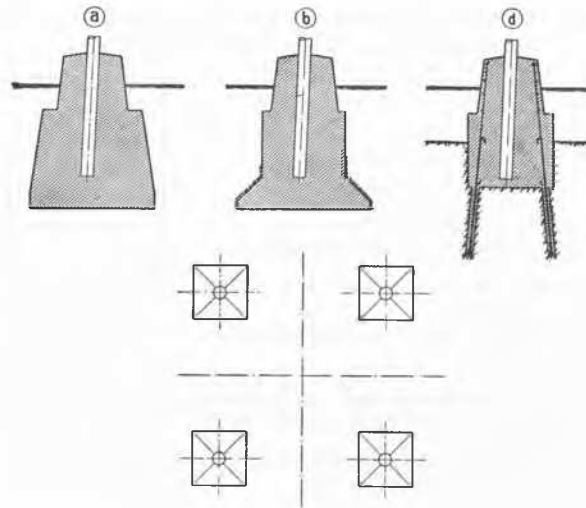


Fig. 24 Divers types de fondations
Various Types of Foundations

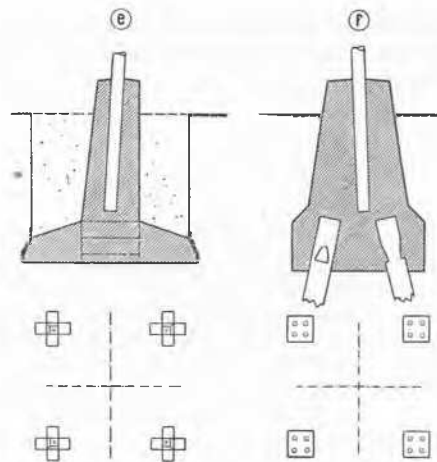


Fig. 25 Divers types de fondations
Various Types of Foundations

nable, dans le cas, par exemple, où la nappe phréatique se rencontre à très faible profondeur. Pour les lignes à 150 kV, les fondations à dés indépendants sont déjà nettement préférables. Les fondations en forme de cadre constituent une solution intermédiaire laissant subsister le noyau central de sous-sol (Killer, 1953).

Lorsque les dés indépendants d'une fondation sont reliés entre eux au moyen d'entretoises en béton armé, leur résistance augmente notablement (Sulzberger, 1925).

Lorsque le terrain est mauvais, on peut, soit renforcer une fondation en la reliant à un système de pieux battus dans le sol, soit employer la fondation à tube. Il est enfin des cas où il a fallu consolider le terrain sous une fondation au moyen d'injections de ciment.

Il existe plusieurs types de massifs pour les fondations à dés indépendants (Figs. 24-27): massifs prismatiques, à base évasée, en forme de champignon, à section en croix, tubes armés en béton centrifugé, etc. Bien que les dés prismatiques nécessitent un assez grand volume de béton, c'est cette forme de massif qui est généralement choisie, en Suisse, pour les fondations à dés indépendants, car les dés de formes plus compliquées à volume moindre de béton ne constituent pas une solution plus économique, en raison des armatures plus onéreuses

Tableau 4 Valeurs de s_B pour divers genres de sous-sols
Shear Stress Values for Various Kinds of Soil

Cat.	Genre de sous-sol – Subsoil	s_B t/m ²
I	Roche saine et compacte Solid, compact rock	> 80
II	Rocher délité et fendillé Weathered and fissured rock	4,0 ÷ 40
III	Moraine, argile, sable fin et gravier grossier Moraine, clay, fine sand and coarse gravel	1,5 ÷ 4,0
IV	Sable fortement tassé, sable argileux Compact sand, clayey sand	1,0 ÷ 1,5
V	Sable non tassé, sable fin Loose sand, fine sand	0,5 ÷ 1,0
VI	Craie lacustre, tourbe Lake marl, peat	0,2 ÷ 0,6

et des coffrages compliqués qu'ils exigent. Les fondations avec traverses de bois et de fer n'ont été employées, en Suisse, que dans de rares cas spéciaux.

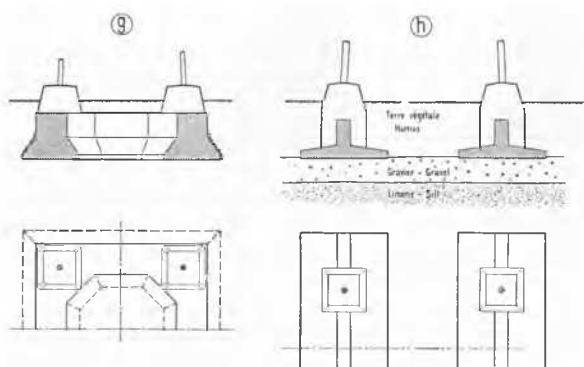


Fig. 26 Divers types de fondations
Various Types of Foundations

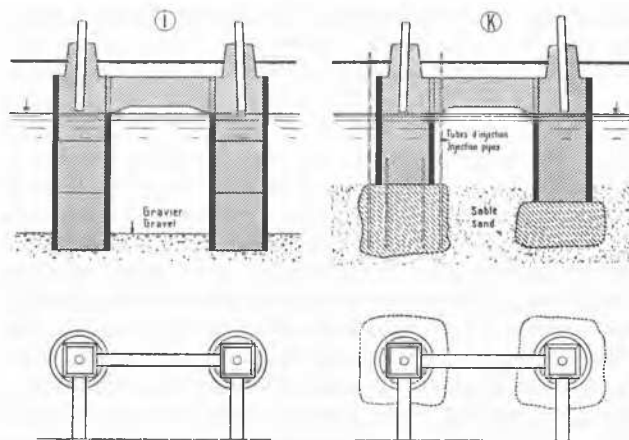


Fig. 27 Divers types de fondations
Various Types of Foundations

Le Tableau 4 présente une liste des valeurs de « s_B » pour différents terrains et pour des profondeurs de fouille de 0,5 m à 1,0 m.

La nouvelle méthode de calcul s'applique non seulement aux fondations de pylônes, mais aussi aux ancrages dans tous les genres de sous-sol, même dans le rocher.

Références

- AG Motor, Baden (1919): Ein neues Verfahren für die Verankerung von Tragwerken für Fernleitungen, mit Angabe der Resultate von Belastungsversuchen. «Bull. SEV» Nr. 9, Zürich.
- Killer, J. (1953): Entwicklung im Mastfundamentbau. «Bull. SEV» Nr. 17, Zürich.
- Müller, A. G. und Haefeli, R. (1953): Die Zugverankerung im Baugrund, unter besonderer Berücksichtigung der Fundationsprobleme des Freileitungsbaues. «Bull. SEV» Nr. 21, Zürich.
- Sulzberger, G. (1922, 1927, 1945): Die Fundierung von Freileitungstragwerken und ihre Berechnung. «Bull. SEV» 1922, Nr.10; 1927, Nr.6, und 1945, Nr. 10. Zürich.
- Sulzberger, G. (1925): Die Fundamente der Freileitungstragwerke und ihre Berechnung. «Bull. SEV» Nr. 10, Zürich.