Zeitschrift: Bulletin de l'Association suisse des électriciens

Herausgeber: Association suisse des électriciens

Band: 10 (1919)

Heft: 9

Artikel: Ein neues Verfahren für die Verankerung von Tragwerken für Fernleitungen : mit Angabe der Resultate von Belastungsversuchen

Autor: [s.n.]

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-1057151

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

SCHWEIZ. ELEKTROTECHNISCHER VEREIN

BULLETIN

ASSOCIATION SUISSE DES ÉLECTRICIENS

Erscheint monatlich mit den Jahres-Beilagen „**Statistik der Starkstromanlagen der Schweiz**" sowie „**Jahresheft**" und wird unter Mitwirkung einer vom Vorstand des S. E. V. ernannten Redaktionskommission herausgegeben.

Alle den Inhalt des „Bulletin" betreffenden Zuschriften sind zu richten an das

Generalsekretariat
des Schweiz. Elektrotechnischen Vereins,
Neumühlequai 12, Zürich 1 - Telephon: Hottingen 37.08

Alle Zuschriften betreffend Abonnement, Expedition und Inserate sind zu richten an den Verlag:

Fachschriften-Verlag & Buchdruckerei A.-G.,
Hirschengraben 80/82 Zürich 1 Telephon Hottingen 36.40

Publié sous la direction d'une Commission de Rédaction nommée par le Comité de l'A. S. E.

Ce bulletin paraît mensuellement et comporte comme annexes annuelles la „**Statistique des installations électriques à fort courant de la Suisse**", ainsi que l'„**Annuaire**".

Prière d'adresser toutes les communications concernant la matière du „Bulletin" au

Secrétariat général
de l'Association Suisse des Electriciens
Neumühlequai 12, Zurich 1 - Telephon: Hottingen 37.08

Toutes les correspondances concernant les abonnements, l'expédition et les annonces, doivent être adressées à l'éditeur:

Fachschriften-Verlag & Buchdruckerei S. A.
Hirschengraben 80/82 Zurich 1 Téléphone Hottingen 36.40

Abonnementspreis
für Nichtmitglieder inklusive Jahresheft und Statistik:
Schweiz Fr. 15.—, Ausland Fr. 25.—.
Einzelne Nummern vom Verlage Fr. 1.50 plus Porto.

Prix de l'abonnement annuel (gratuit pour les membres de l'A. S. E.), y compris l'Annuaire et la Statistique, Fr. 15.— pour la Suisse, Fr. 25.— pour l'étranger.
L'éditeur fournit des numéros isolés à Fr. 1.50, port en plus.

X. Jahrgang
Xe Année

Bulletin No. 9

September
Septembre 1919

Ein neues Verfahren für die Verankerung von Tragwerken für Fernleitungen,

mit Angabe der Resultate von Belastungsversuchen.

Von der *A.-G. Motor,* Baden.

Die meistverbreitete Art der Verankerung eines Gittermastes (im Terrain) ist diejenige mittelst des massiven Betonklotzes. In den schweizerischen Bundesvorschriften sind keine Angaben über die Form der Fundation enthalten; dieselben verlangen jedoch nach Art. 56 „dass die Tragwerke ohne Berücksichtigung des Erddruckes nach jeder Richtung mindestens einfache Sicherheit gegen Kippen bieten", woraus sich für die üblichen Gittermasten von selbst das Klotzfundament ergibt.

Solche Fundamente erfordern, um der Vorschrift zu genügen, selbst bei einer Formgebung, die auf ein minimales Volumen abzielt, viel Beton. Eine Volumenersparnis lässt sich durch Vergrösserung der Breite auf Kosten der Tiefe der Klötze und durch Abstufung erreichen, wodurch jedoch der seitliche Erddruck, welcher die, über die in den Vorschriften verlangte, einfache Standsicherheit gewährleisten soll, mit abnehmender Tiefe und zunehmender Breite verringert wird. Der grosse Betonaufwand machte sich wenig fühlbar, solange nur einzelne Gittermasten in auf Holzmasten verlegten Leitungen zur Aufstellung kamen; um so mehr ist dies aber heute der Fall, wo für Fernleitungen nach dem Weitspannsystem fast durchwegs eiserne Tragwerke in Anwendung kommen.

Die bestehenden Bundesvorschriften tragen dieser neuen Art des Leitungsbaues im allgemeinen nicht genügend Rechnung, aus dem einfachen Grunde, weil bei ihrer Abfassung diese Bauweise noch kaum bekannt war. Eine Revision derselben soll nach Mitteilung des Starkstrominspektorates des Schweiz. Elektrotechnischen Vereins bevorstehen. Die Vorschrift für Fundamente in der heutigen Form nimmt auf die Bodenbeschaffenheit nur insofern Rücksicht, als es in Art. 55 heisst: „alle Tragwerke sind der Bodenbeschaffenheit entsprechend solid zu fundieren." Eine Verstärkung der Fundamente gegenüber Art. 56 wird in üblicher Weise in sumpfigem Boden, in Terrain wo Rutschgefahr besteht, ferner unter Berücksichtigung

des Auftriebes bei Sockeln, die im Grundwasser stehen, vorgenommen. Bei normaler Bodenbeschaffenheit, wie Kies, fester Lehm etc. werden für gleiche Kippmomente gleiche Sockel ausgeführt. Dies hat zur Folge, dass die Standsicherheit der Maste einer Leitung zweifellos je nach der Bodenbeschaffenheit sehr stark variiert. Ein Fundament in Lehm wird besonders nach völliger Durchnässung des Terrains bei weitem nicht die Standsicherheit eines gleichen Fundamentes in gewachsenem Kiesboden haben. Wenn das nach schweizerischer Vorschrift dimensionierte Fundament im Lehm seiner Aufgabe gewachsen ist, was vieljährige Erfahrung bestätigt hat, so muss daraus geschlossen werden, dass die Fundamente, die in besserem Boden z. B. in Kies stehen, unnötig viel Beton aufweisen.

Da die Vorschriften bei Bahnkreuzungen für die Maste vierfache, gegen normal dreifache Sicherheit verlangen, die Fundamente aber wiederum für einfache Sicherheit ohne Berücksichtigung des Erddruckes zu berechnen sind, so wird vorausgesetzt, dass der Erddruck zur Erlangung vierfacher Standsicherheit ohne weiteres ausreicht. Wenn die Bedingung vierfacher Sicherheit durch den Erddruck tatsächlich erfüllt wird, so sollte bei den für dreifache Sicherheit gebauten normalen Leitungsmasten logischerweise eine entsprechende Reduktion des Betonvolumens zulässig sein. Diese Ueberlegungen zeigen, dass die Anpassung der Vorschriften namentlich auch in bezug auf Mastfundamente, welche einen wichtigen und kostspieligen Bestandteil moderner Fernleitungen bilden, in dem Sinne angezeigt sein dürfte, dass für sämtliche normalen Stützpunkte einer Leitung ein möglichst gleicher Sicherheitsgrad sowohl für Oberbau als Fundation verlangt und gewährleistet wird.

Die Betonpreise haben in den letzten Jahren eine derartige Höhe erreicht, dass Umschau nach einer weniger kostspieligen Fundierungsart geboten war. Studien über Konstruktionen in armiertem Beton unter Herbeiziehung des Gewichtes der auflagernden Erde führten in wirtschaftlichem Sinne zu keinem befriedigenden Resultat. Bei würfelförmigen oder gar flachen Klotzfundamenten wird die Festigkeit des gewachsenen Bodens im Gegensatz zu Holzstangen in recht bescheidenen Grenzen ausgenützt. Anderseits erfordern, der immerhin beträchtlichen Basis der Gittermaste wegen, tiefe Fundamente grosse Betonvolumen.

Biegungsbeanspruchungen von Tragwerken, seien sie durch Winddruck oder Zug durch die Leiter hervorgerufen, haben Zug- und Druckkräfte in den Eckpfosten bezw. den Füssen zur Folge. Es genügt daher, wenn jeder Fuss einen Anker erhält, der geeignet ist, diese Kräfte mit dem gewünschten Sicherheitsgrad auf das Erdreich zu übertragen. Ein solcher *Einzelanker* lässt sich in der Weise herstellen, dass *in ein in gewachsenem Boden im Verhältnis zur Tiefe enges, sich nach unten erweiterndes Loch* (Form eines abgestumpften Kegels mit grösserer Basis unten) *ein Ankereisen eingebracht und das Loch mit Beton ausgestampft wird.* Dieser Betonkörper ist geeignet, in Richtung seiner Längsachse sowohl Zug- wie Druckkräfte aufzunehmen, welche je nach der Bodenbeschaffenheit ein sich änderndes Vielfaches seines Eigengewichtes sind. Einzelverankerung der Füsse wurde bei weitgespreizten Masten stets in Anwendung gebracht, jedoch ohne bisher die Belastbarkeit des gewachsenen Bodens in der vorerwähnten weitgehenden Weise auszunützen.

Nachstehend seien daher die Resultate einiger Belastungsproben von Fundamenten nach vorstehender Idee angegeben, wovon die reinen Zugversuche bei der A.-G. Buss & Cie. in Pratteln ausgeführt wurden, welche Firma in verdankenswerter Weise deren Vornahme auf ihrem Werkplatz gestattete.

Erster Versuch, vom 24. Oktober und 7. November 1918 bei der A.-G. Buss & Cie. in Pratteln.

1. Erstellung des Ankers. Auf obigem Lagerplatz unter dem Portalkran wurde der aus Fig. 1 ersichtliche Anker in der Weise ausgeführt, dass zuerst von einem Leitungsmonteur mittelst Lochgeschirr, wie es beim Lochen für Leitungsstangen üblich ist, das nach unten konisch erweiterte Loch im Boden ausgehoben wurde, worauf am 8. Oktober die Betonierung erfolgte. Die Beschaffenheit des gewachsenen Bodens ist aus der genannten Figur ersichtlich.

2. Erste Probe. Am 24. Oktober wurde eine erste Zugprobe vorgenommen. Der Versuch konnte nur bis zu einer Zugkraft von 10 t durchgeführt werden, da der Laufkran,

sowie auch der daran gehängte Schraubenflaschenzug eine höhere Belastung nicht zuliess. Der Flaschenzug griff direkt, d. h. ohne Hebelübersetzung am Anker an. Eine Bewegung des Sockels konnte mit dem Theodolit nicht festgestellt werden.

3. Zweite Probe. Am 7. November wurde in Anwesenheit von Vertretern des Starkstrominspektorates des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereins ein weiterer Versuch unter

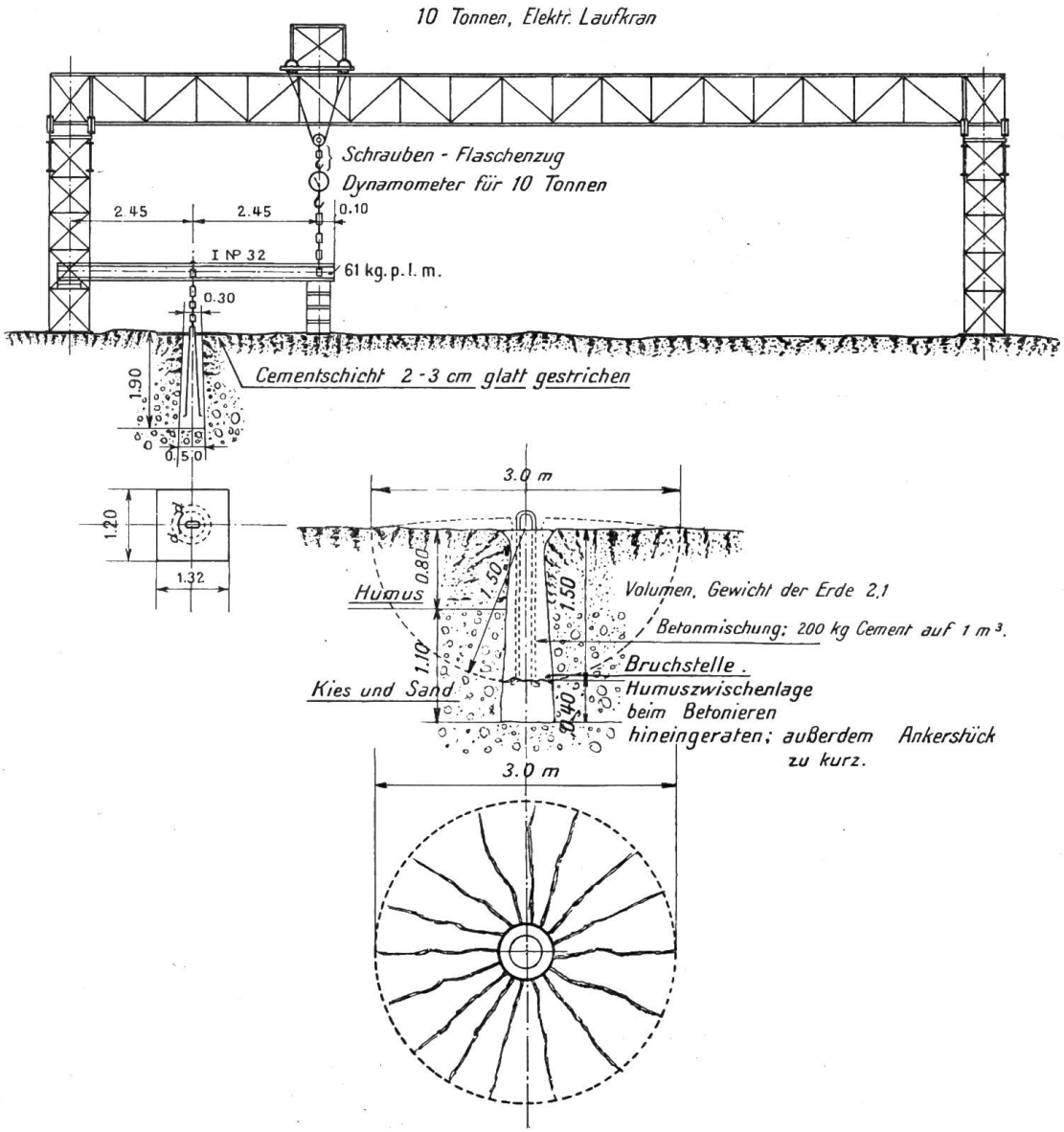

Fig. 1.

Anwendung eines Hebels vorgenommen. Um nebst den Ablesungen am Theodolit eine Kontrolle für den Anfang der Bewegung des Sockels zu haben, war an der Oberfläche des Bodens um den Sockel herum eine dünne, glatt gestrichene Zementschicht angebracht worden. Der Versuch fand von 10 bis 11^{45} Uhr vormittags statt. Die Resultate der Ablesungen bei dieser Probe sind aus Tabelle I ersichtlich.

Nach diesem Versuch wurde der Betonklotz mit dem Kran gänzlich aus dem Boden gezogen, wobei konstatiert werden musste, dass die untersten 40 cm des Betonkörpers sich abgelöst hatten und in der Grube stecken geblieben waren. An der Bruchstelle war eine dünne Schicht Humus zu sehen, die vermutlich während dem Einstampfen des Betons von der Lochwandung gefallen war und die Loslösung herbeiführte. Die Bruchstelle wies nur ca. 1 dm^2

Ergebnisse der 2. Probe beim ersten Versuche. Tabelle I.

Zugkraft am Anker[1]	Vertikalbewegung des Betonfundamentes in mm	Bemerkungen
0		
6 000		
8 000		
6 000		
10 000	+ 1	
8 000		
12 000	+ 3	Nach 1½ Minuten Dauer der Kraftwirkung.
12 000	+ 5	Nach 5 Minuten Dauer der Kraftwirkung.
10 000	+ 3	Nach 10 Minuten Rückgang auf 10 Tonnen.
1 000	+ 3	
6 000	+ 3	
10 200	+ 4	
12 000	+ 5	Nach ca. 3 Minuten Beginn der feinen Rissbildung in der Platte, siehe Fig. 1.
13 000	+ 6	
13 000	+ 6	Nach 5 Minuten Dauer der Kraftwirkung.
0	+ 3	
13 000	+ 8,5	Ablösung der Platte bei *d — d* (siehe Fig. 1). Hierauf wurde die Platte entfernt, um die Risse im Boden direkt zu beobachten.
14 000	+ 10,5	Deutliche Bodenrissbildung radial vom Kern ausgehend.
14 000	+ 10,5	Nach 5 Minuten Dauer der Kraftwirkung.
12 000	+ 10,5	
15 000	+ 14,5	Gänzliche Loslösung des Betons von der Erde am obern Umfang.
15 000	+ 17,5	Nach 3 Minuten Dauer der Kraftwirkung.
15 000	+ 18,5	Nach 5 Minuten Dauer der Kraftwirkung.
15 800	+ 97,5	*Beginn der gänzlichen Loslösung des Betonfundaments vom Erdboden.*
7 000	+ 98,5	Von dieser Zugkraft an geht der Zeiger des Dynamometers allmählich zurück bis auf:

gesunde Haftfläche auf, welche zudem exzentrisch gelegen war. Es konnte leider nachträglich nicht mehr festgestellt werden, bis zu welcher Belastung dieser abgebrochene Stumpf beim Versuch mitbeteiligt war, da während des Versuches kein Ruck wahrgenommen wurde Da dieser unterste Teil des Sockels wegen der Tiefenlage im Boden sehr wirksam sein dürfte, gibt dieser Bruch eine Unsicherheit in das erhaltene Versuchsresultat.

Zweiter Versuch, vom 30. November und 5. Dezember 1918 bei der A.-G. Buss & Cie. in Pratteln.

Die Abmessungen des Sockels, die Bodenbeschaffenheit, sowie die Belastungsresultate, letztere in graphischer Darstellung, sind aus Fig. 2 ersichtlich.

Dritter Versuch, vom 26. November 1918, am Mast No. 39 der Leitung Bottmingen-Delle, in Hofstetten.

Sockelabmessungen und Versuchsanordnung sind aus Fig. 3 ersichtlich. Die Vertikalbewegung der vier einbetonierten Ankereisen wurde mittelst Nivellierinstrument und die Horizontalbewegung an der Angriffsstelle der Kraft 12,3 m über Sockeloberkante mittelst Theodolit abgelesen. In das Zugseil war ein Dynamometer eingebaut.

[1]) Für die Zugkräfte am Anker kommt das vom Hebel herrührende Gewicht von ca. 300 kg in Abzug.

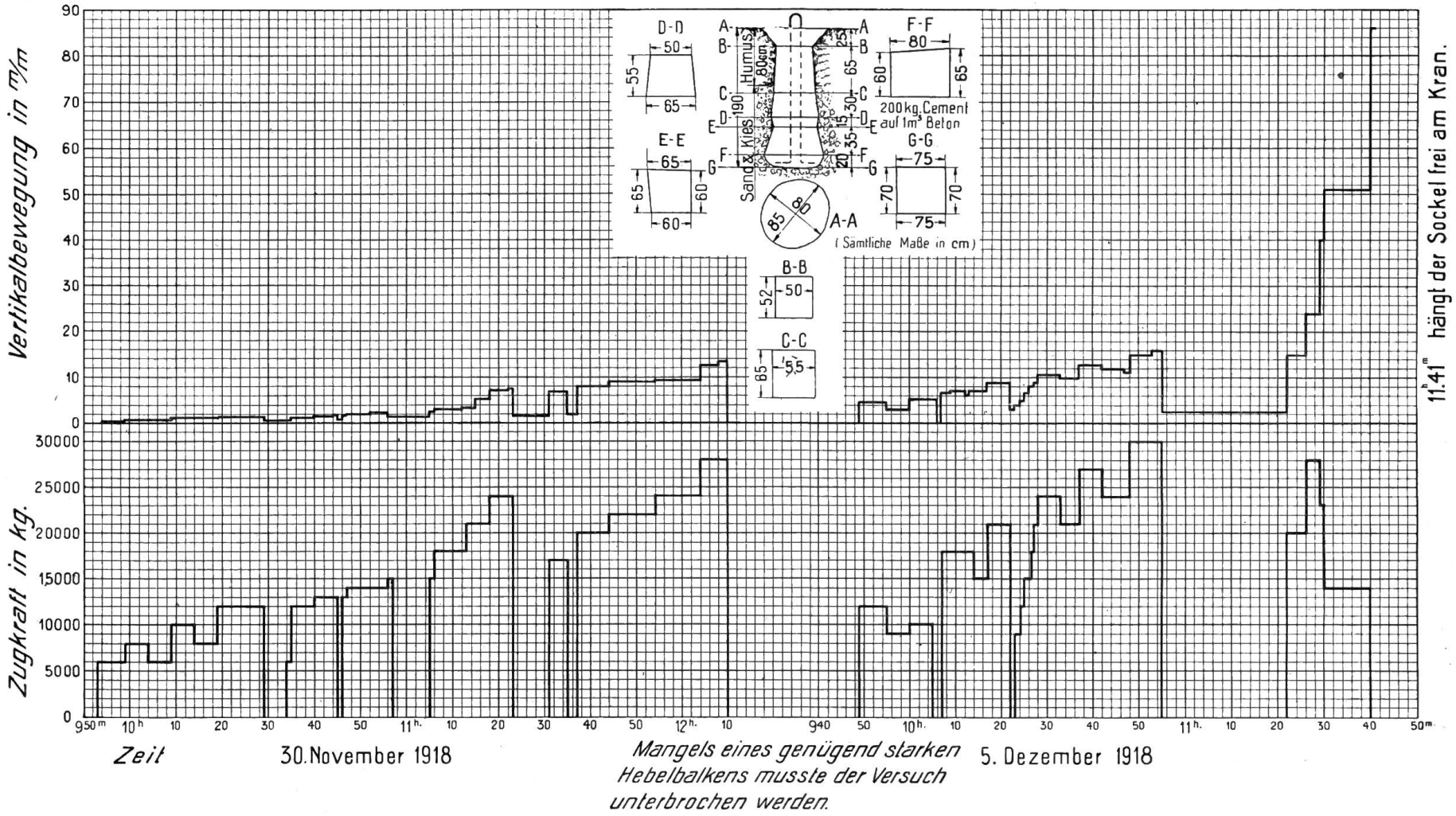
Vertikalbewegung in m/m
Zugkraft in kg.
Zeit
30. November 1918
5. Dezember 1918
Mangels eines genügend starken Hebelbalkens musste der Versuch unterbrochen werden.
11h.41m hängt der Sockel frei am Kran.
D-D
E-E
F-F
G-G
B-B
C-C
A-A
Humus
Sand & Kies
200 kg. Cement auf 1 m³ Beton
(Sämtliche Maße in cm)

Fig. 2.

Tabelle II.

Ergebnisse des dritten Versuches.

a) Zug in Richtung Bottmingen.

Zugkraft am Dynamometer in kg	Dauer der Belastung in Min.	Horizontalbewegung in 12,3 m Höhe in mm.[1]
0	—	0
600	5	31 B
0	10	0
1200	8	72 B
0	4	13 B
1660	8	105 B
0	4	25 B
1800	6	120 B
0	5	35 B
2220	18	160 B
0	—	50 B
b) Zug in Richtung Delle.		
0	—	50 B
1660	3	40 D
0	1	20 D [2]
2220	7	70 D
0	—	20 B

c) Totales vertikales Spiel der 4 Fusswinkel in mm, gemessen nach den maximalen Belastungen in Richtung Bottmingen resp. Delle.

Mast No.	1	2	3	4
Zug	6,9	6,0	9,5	11,0
Druck	3,0	1,7	0,5	2,0
Total	9,9	7,7	10,0	13,0

Die Belastung erfolgte zuerst in Richtung Bottmingen und nachher in Richtung Delle, und zwar stufenweise, unter jeweiligem Zurückgehen auf Null, bis zu einer Zugkraft von 2200 kg in 12,3 m Höhe entsprechend einem Biegungsmomente von 27 000 kgm. Das maximale Biegungsmoment nach Bundesvorschrift bei 260 m Spannweite auf jeder Seite beträgt 20 000 kgm.

Die Resultate sind aus Tabelle II ersichtlich.

Vierter Versuch, vom 10. April 1919, am Winkelmast No. 8 der Leitung Bottmingen-Delle in Oberwil.

Sockelabmessungen, Versuchsanordnnng und graphische Darstellung der Resultate siehe in Fig. 4.

Entgegen den bisher mit konischen Betonsockeln gemachten Belastungsversuchen stellte sich hier eine wesentlich grössere Aenderung in der Höhenlage der vier Sockel ein. Der Grund hierfür ist zweifellos in der Bodenbeschaffenheit zu suchen. Durch die gründliche Durchnässung des Lettbodens infolge anhaltendem Schnee- und Regenwetter lagen Verhältnisse vor, wie sie ungünstiger kaum auftreten dürften. Bei 1,6 kg/cm² Druckbelastung trat bereits eine Einsenkung der Drucksockel um 3 mm ein. Bemerkenswert ist, dass bei sämtlichen Belastungsstufen nach Einstellung der betreffenden Zugkraft eine Aenderung in der Höhenlage der Sockel nicht mehr zu verzeichnen war. Da jeweils auf eine Belastungsperiode eine Periode gänzlicher Entlastung folgte, kann nicht festgestellt werden, wie sich die Aenderung der Höhenlage bei Belastungsschwankungen, welche ein gewisses minimales Biegungsmoment nicht unterschreiten (tatsächlich auftretende Beanspruchung eines Winkelmastes) einstellen würde.

Der Versuch hat gezeigt, dass bei Verwendung dieser Fundationsart für mit hohem Biegungsmoment arbeitende Masten, bei ungünstigen Bodenverhältnissen, wo gelegentliche abnormale Beanspruchungen eine Aenderung der Höhenlage der einzelnen Sockel um einige Zentimeter herbeiführen können, die Maste durch Gelenke, welche in Richtung des grössten Biegungsmomentes spielen, mit den Ankereisen zu verbinden sind. Da den Sockeln der grossen Länge wegen im Boden nur eine Vertikalbewegung möglich ist, die Zugfüsse aber um die Druckgelenke einen Kreisbogen beschreiben, ist es nötig, entweder die Zug- oder die Druckgelenke mit horizontalem Schlitz auszuführen, damit eine kleine seitliche Verschiebung möglich ist. Auf diese Art werden zusätzliche Biegungsspannungen sowohl in den Ankern, wie auch in den Eckpfosten der Maste vermieden, wie sie bei vorliegendem Versuch auftraten und zum vorzeitigen Bruch führten.

Fünfter Versuch, vom 28. Mai 1919, am Mast No. 6 der Leitungen Bottmingen-Delle in Oberwil.

Fig. 5 gibt allen wünschenswerten Aufschluss.

Sämtliche Versuche wurden in Anwesenheit einer Vertretung des Starkstrominspektorates des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereins ausgeführt; beim vierten

[1]) B bedeutet Zug in Richtung Bottmingen, D in Richtung Delle.

[2]) Die Ruhelage des Mastes war bei der Ablesung infolge ganz kurzzeitiger Entlastung nicht erreicht.

Versuch war ausserdem das Schweizerische Eisenbahndepartement und die Obertelegraphendirektion vertreten.

Leider liegen Resultate über gleichwertige Belastungsproben mit Klotzfundamenten nicht vor; es braucht wohl kaum besonderer Erwähnung, dass die stufenweise Belastung mit jeweiligem Rückgang auf Null ungleich höhere Anforderungen an die Standsicherheit stellt, als das einfache Auffahren auf Last. Die in der interessanten Arbeit von Dr. Ing. H. Fröhlich, „Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten", enthaltenen Resultate über Belastungsproben sind ohne Angaben über die jeweilige Belastungsdauer, ausserdem können jene Resultate auch deshalb nicht ohne weiteres zum Vergleich herbeigezogen werden, weil eben eine intermittierende Belastung dort nicht in Anwendung kam. Es wäre sehr zu begrüssen, wenn von behördlicher Seite aus durch Versuche ein Weg gesucht würde,

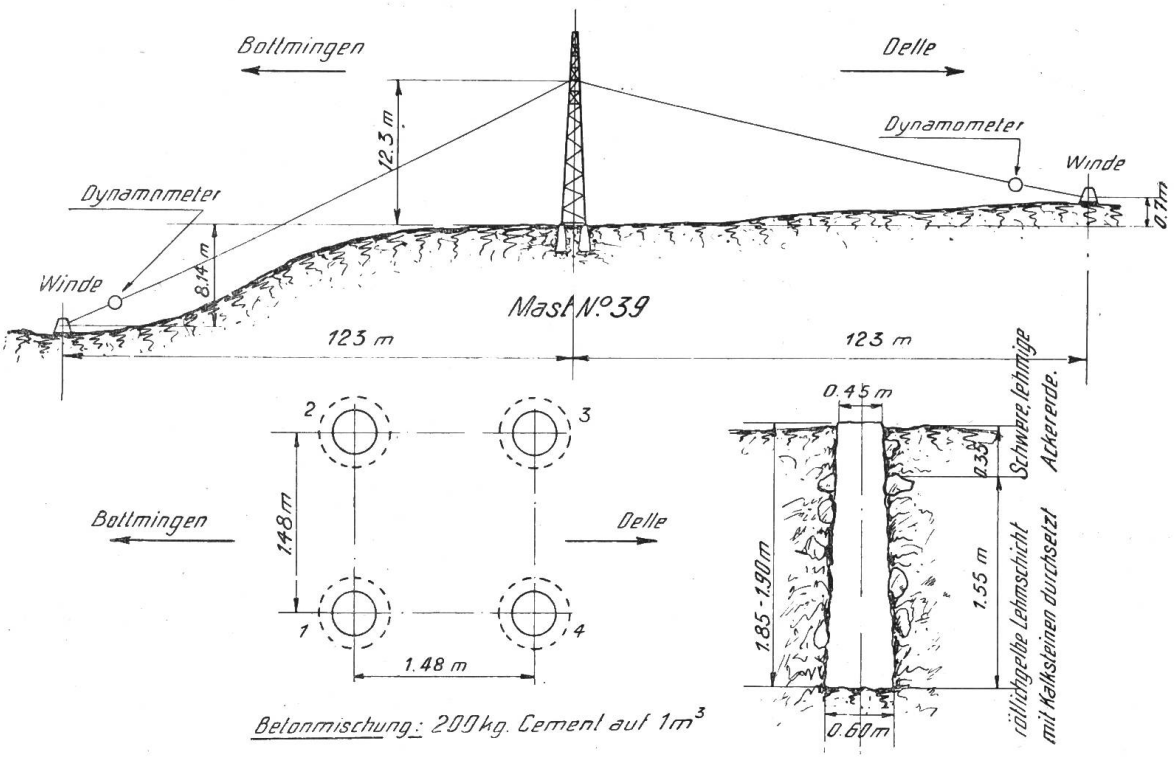

Fig. 3.

durch welchen unter Berücksichtigung verschiedener Bodenbeschaffenheit, künftig eine den tatsächlichen Verhältnissen Rechnung tragende Berechnung der Dimensionen von Mastfundamenten ermöglicht würde.

Die obigen Versuchsresultate lassen ohne weiteres die prinzipielle praktische Verwendbarkeit dieser Beton-Verankerungen in hierfür günstigem Boden erkennen, was auch die Ansicht der massgebenden behördlichen Organe ist. Weitere Versuche sind wünschenswert, um den Einfluss der Konizität und der Länge der Klötze, sowie das Verhalten in verschiedenem Erdreich besser erkennen zu können. Liegen genügend Versuchsresultate vor, so dürfte es möglich sein, Regeln aufzustellen zur Vorausbestimmung der bei einer gewissen Bodenart zur Erreichung eines gegebenen Widerstandes nötigen Sockelabmessungen.

Folgender Vorschlag ist der A.-G. Motor von berufener Seite zugegangen: Die Annahme liegt nahe, dass der Widerstand eines solchen Sockels gegen Herausreissen sich zusammensetzt aus dem Gewicht des Sockels plus demjenigen einer Erdmasse von der Form eines umgestülpten, abgeschnittenen Kegels, dessen Mantelfläche zur Lotrechten in einem von der Bodenbeschaffenheit abhängigen Winkel steht (siehe Fig. 6). Die obigen Proben ergaben für:

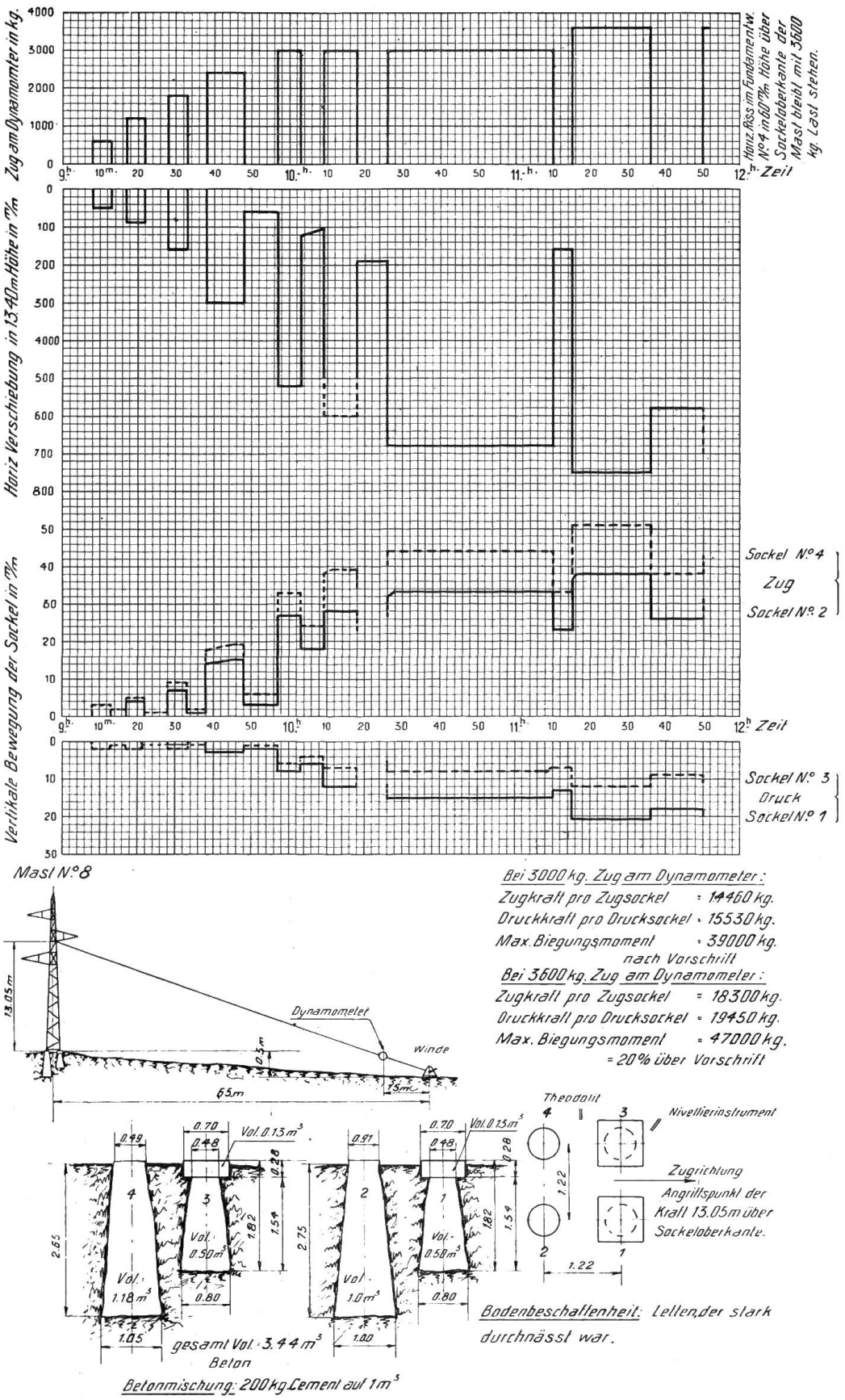
Zug am Dynamometer in kg.
Horiz. Riss im Fundament w. No. 4 in 60 % Höhe über Sockeloberkante der Mast bleibt mit 3600 kg. Last stehen.
Zeit
Horiz. Verschiebung in 13.40 m Höhe in ‰
Sockel N.° 4
Zug
Sockel N.° 2
Vertikale Bewegung der Sockel in ‰
Sockel N.° 3
Druck
Sockel N.° 1
Mast N.° 8
Dynamometer
Winde
Bei 3000 kg. Zug am Dynamometer:
Zugkraft pro Zugsockel = 14460 kg.
Druckkraft pro Drucksockel = 15530 kg.
Max. Biegungsmoment = 39000 kg.
nach Vorschrift
Bei 3600 kg. Zug am Dynamometer:
Zugkraft pro Zugsockel = 18300 kg.
Druckkraft pro Drucksockel = 19450 kg.
Max. Biegungsmoment = 47000 kg.
= 20 % über Vorschrift
Theodolit
Nivellierinstrument
Zugrichtung
Angriffspunkt der Kraft 13.05 m über Sockeloberkante.
Bodenbeschaffenheit: Lettender stark durchnässt war.
gesamt Vol. = 3.44 m³ Beton
Betonmischung: 200 kg Cement auf 1 m³

Fig. 4.

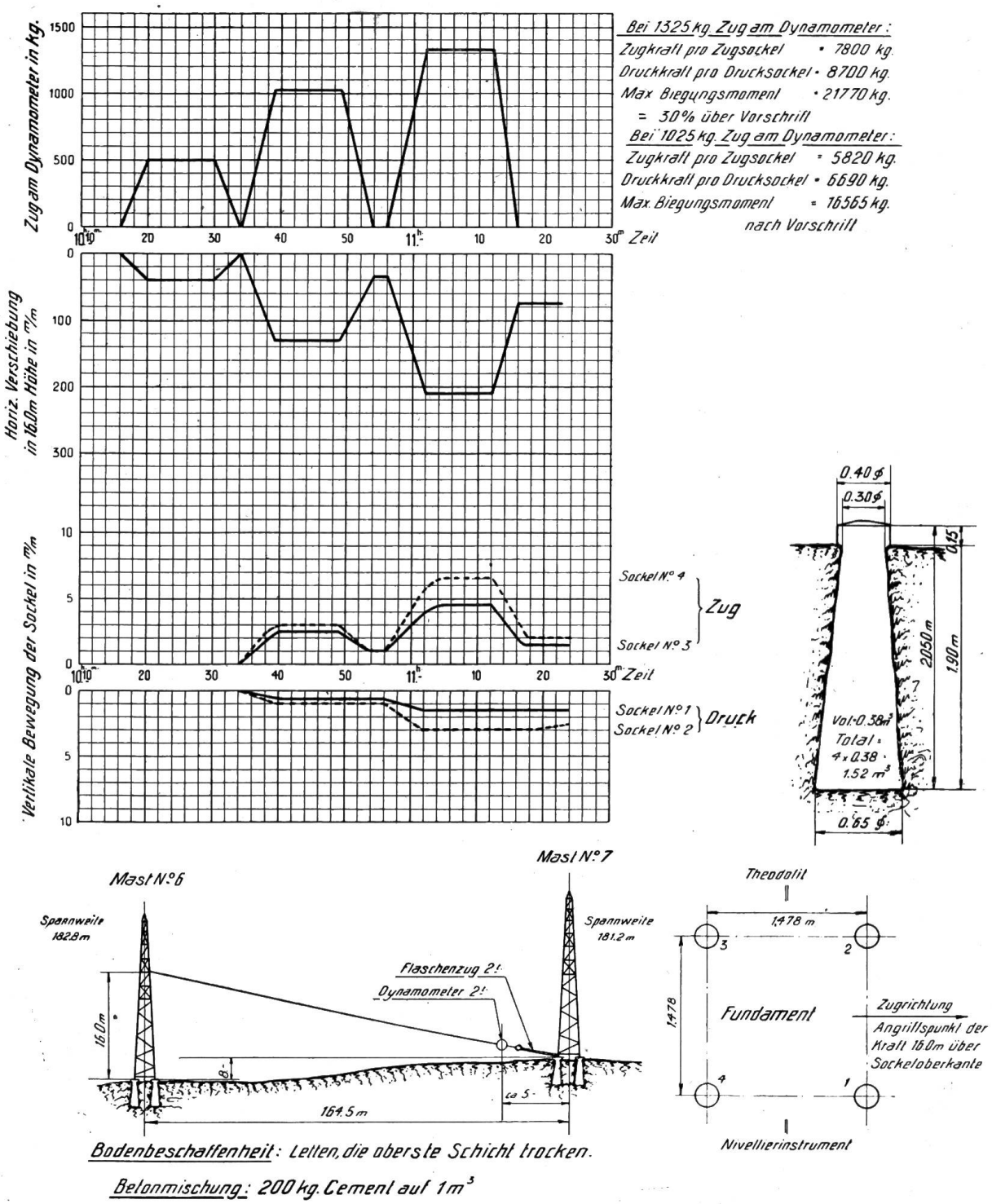

Fig. 5.

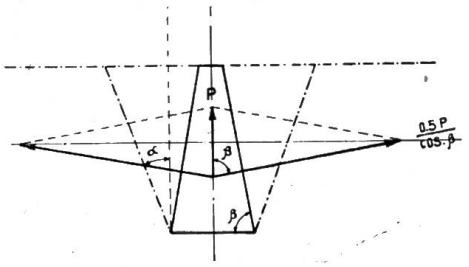

Fig. 6.

Kiesboden in Pratteln	$\alpha = 53^0$
Lehmige Ackererde in Hofstetten	$\alpha = 39^0$
Reinen Lehm in Bottmingen	$\alpha = 30^0$

bei Annahme eines spezifischen Gewichtes der Erde von 1,9 kg/dm³.

Empfehlenswert dürfte es sein, ausserdem den spezifischen Flächendruck p auf die Mantelfläche als Kriterium für die Zugfestigkeit in Berücksichtigung zu ziehen.

$$p = P \frac{1}{F \cos \beta} \qquad F = \text{Mantelfläche}$$

Die zulässigen Werte von p wären für verschiedene Bodenbeschaffenheit, eventuell unter Berücksichtigung der Sockeltiefe, festzulegen. Für die zulässige Bodenpressung an der Basis, bei Druckbelastung der Sockel, können die für Bauwerke üblichen Werte Verwendung finden.

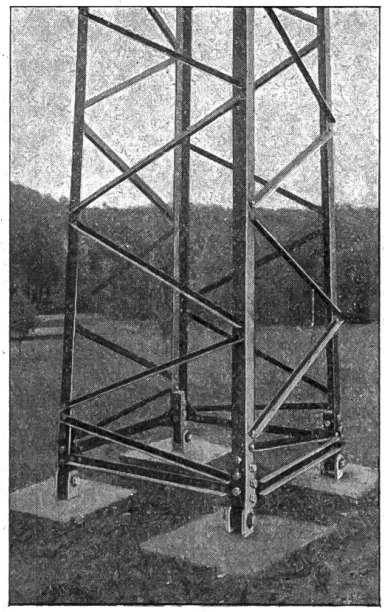

Fig. 7.

Der *Aufwand an Beton* beträgt beispielsweise bei einem Tragmast mit 14 m Abstand des untersten Leiters von der Sockeloberkante der Leitung Bottmingen-Delle (3 Leiter zu je 80 mm² Kupferquerschnitt) für Spannweiten von 260 m auf jeder Seite, 7,4 m³ für einen Klotz nach Bundesvorschrift bei einer Klotztiefe von 1,3 m. Bei Verwendung der neuen Sockel mit 1,9 m Tiefe, einem oberen Durchmesser von 300 mm, einem unteren von 650 mm, welche in festgelagertem Kiesboden pro Sockel zirka 30 Tonnen Zug- und Druckfestigkeit aufweisen, werden für vier solche Betonkörper zirka $4 \cdot 0{,}38 = 1{,}52$ m³ Beton benötigt. Da der maximale Zug in einem Eckpfosten (1,45 m Distanz zwischen zwei Pfosten) nach Vorschrift 7190 kg beträgt, erhält man bei $\frac{30000}{7190}$ = zirka 4 facher Sicherheit, für die neuen Sockel eine Betonersparnis von $7{,}4 - 1{,}52 = 5{,}88$ m³, d. h. man kommt mit zirka $^1/_5$ des Betonvolumens aus, welches für das Klotzfundament nötig ist.

Bei einem angenommenen Betonpreis von Fr. 80.— pro m³ fertig erstelltes Klotzfundament und Fr. 100.— pro m³ fertig erstellte Einzelanker, ergibt sich für einen Tragmast bei obigen Annahmen und Verwendung der letzteren Verankerungsart, gegenüber dem Klotzfundament folgende Geldersparnis:

Klotzfundament 7,4 m³ · 80.— Fr.	=	Fr. 592.—
4 Einzelanker 1,52 m³ · 100.— Fr.	=	Fr. 152.—
Also eine Ersparnis bei Anwendung von Einzelankern per Mast von		Fr. 440.—

Da die Eisenmaste für 3 fache Sicherheit gebaut werden müssen, würde auch eine 3 fache Standsicherheit des Fundamentes genügen, d. h. jeder der obigen Betonkörper dürfte mit $\frac{30000}{3} = 10000$ kg Zug beansprucht werden, was bei 1,45 m Pfostendistanz einem Biegungsmoment an Oberkante Sockel von $2 \cdot 1{,}45 \cdot 10000 = 29000$ kgm gleichkäme. Ein Klotzfundament, das dieses Biegungsmoment aufzunehmen hat, würde nach Vorschrift zirka 9,8 m³ Betonvolumen erfordern, was in diesem Falle also einer Ersparnis von $9{,}8 - 1{,}52 = 8{,}28$ m³ gleichkäme, d. h. der Betonwand wäre, beim Klotzfundament 6,5 mal grösser. In Boden geringerer Tragfähigkeit wird dieses Verhältnis allerdings weniger günstig. Da über die Standfestigkeit der Klotzfundamente keine entsprechenden Versuchsdaten vorliegen, ist ein einwandfreier Vergleich der Belastbarkeit vorerst nicht möglich.

Der vierte Versuch hat gezeigt, dass im Lehm unter besonders ungünstigen Bedingungen eine wesentliche Bewegung der Sockel eintreten kann, weshalb in solchen Fällen zu empfehlen ist, die Füsse mit Scharnieren auszubilden (siehe Fig. 7), um eine zusätzliche Beanspruchung der Eisenkonstruktion auf Biegung zu vermeiden.

Beim Bau langer Leitungen dürfte zum Ausheben der Löcher eine Erdbohrmaschine, wie sie in Amerika mit gutem Erfolg für das Bohren von Stangenlöchern verwendet wird, sehr vorteilhaft sein. Es sind fahrbare Maschinen im Betrieb, welche Löcher bis 0,6 m Durchmesser und 2,7 m Tiefe ausheben. In Fig. 8 sind die ausgehobenen Löcher für einen Bahnkreuzungsmast und in Fig. 9 die betonierten Zapfen für einen Tragmast ersichtlich. Zum Vergleich der beiden Fundierungsarten ist in Fig. 10 ein Klotzfundament wiedergegeben.

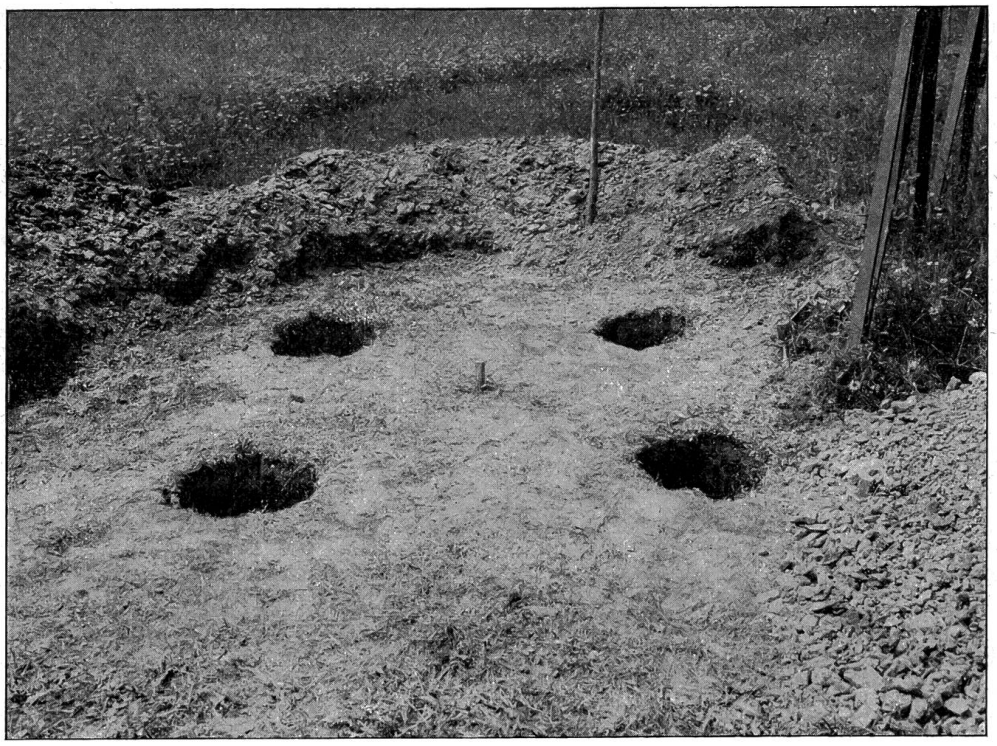

Fig. 8.

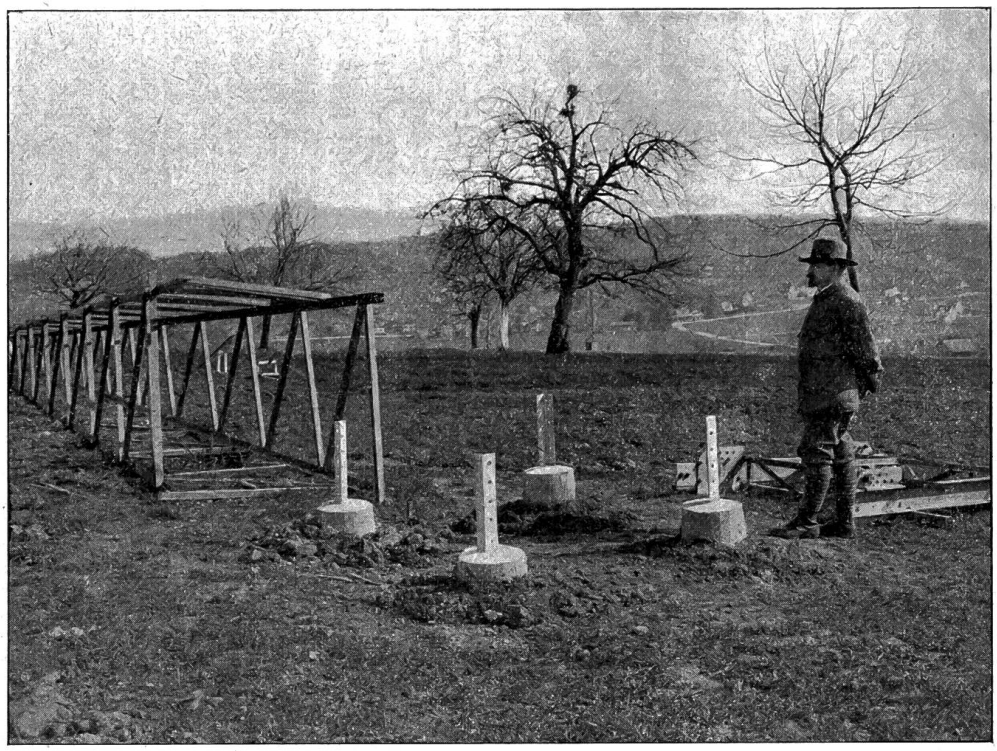

Fig. 9.

Als Vorteile der neuen Verankerung gegenüber derjenigen mit massiven Fundamenten sind zu nennen:

1) Bei Masten mit der üblichen Basisbreite von 1 ÷ 2 m kann je nach Bodenbeschaffenheit der Betonaufwand bis zu 6 mal kleiner werden als bei Ausführung mit

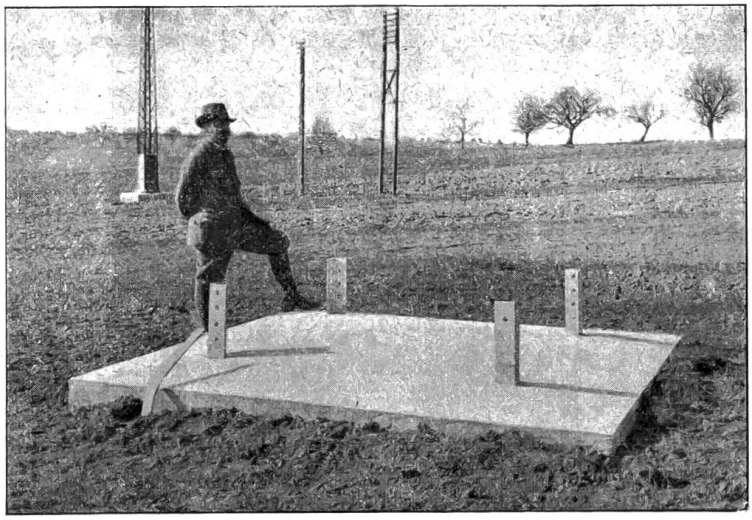

Fig. 10.

massiven Fundamenten. Der Bau derselben erfordert daher wesentlich weniger Zeit und Geld.

2) Der Materialtransport, d. h. die Zufuhr des Betonmaterials und die Abfuhr des Aushubes verringert sich in gleichem Verhältnis und damit auch der Kulturschaden.

3) Der Umstand, dass nur vier Betonköpfe von je zirka 40 ÷ 50 cm Durchmesser aus dem Boden hervorragen, dazwischen aber der Boden kulturfähig ist, dürfte sich bei Erwerbung der Durchleitungsrechte vorteilhaft erweisen.

Das beschriebene neue Verankerungsverfahren ist Herrn G. Hoffmann, Abteilungsvorstand bei der A.-G. Motor, patentrechtlich geschützt.

Ueber den Einfluss des Skalencharakters auf die Reibungsfehler elektrischer Messinstrumente.

Von *A. Imhof*, Dipl.-Ing., Zürich.

1. Einleitung.

Verfolgt man die Geschichte der elektrischen Messinstrumente, so bemerkt man die Tendenz, den Energieverbrauch derselben möglichst herabzusetzen. Die Gewichte der beweglichen Systeme wurden im Laufe der Zeit immer mehr reduziert, so dass man auch die Richtmomente, d. h. die den Zeiger in die Nullage zurückführenden Drehmomente verkleinern konnte. Infolge der auch bei feinster Lagerung von Stahlspitzen in Edelsteinen unvermeidlichen Reibung kann das System-Drehmoment nicht beliebig reduziert werden, da sonst eine exakte Einstellung durch die Reibung verhindert wird. Diese sogen. Verstellung wird natürlich umso geringer, je grösser das Richtmoment in bezug auf das Systemgewicht ist. Zur raschen und oberflächlichen Beurteilung eines Instrumentes in mechanischer Hinsicht wurde der Begriff des Gütefaktors γ [1]) eingeführt:

$\gamma = \frac{D_r}{G}$, worin D_r = Richtmoment in $cm \cdot g$; G = Gewicht des beweglichen Systems in g

bedeutet. Gute Werte von γ sind für horizontale Achsen etwa oberhalb 0,07 cm bei Schalttafelinstrumenten und 0,1 cm bei Präzisionsinstrumenten. Etwas kleinere Werte gelten für vertikale Achsen. Da die Reibung nicht genau proportional dem Gewicht ist und ausserdem sehr von der Ausbildung der Steine und Spitzen abhängt, wird diese Erfahrungszahl mit Recht nur als etwas sehr Ungefähres bewertet. Zur genaueren Beurteilung muss die Lagerbeschaffenheit, das Gewicht des beweglichen Systems an und für sich berücksichtigt werden, dann aber auch noch eine Reihe weiterer Beziehungen, deren Einfluss nicht vernachlässigbar ist. Vergleicht man zwei Instrumente auf Grund ihres Gütefaktors, so ist namentlich auch der Skalencharakter zu berücksichtigen.

Die Einführung einiger Namen für die graphische Darstellung von Funktionen geschieht im Interesse der kürzern und präziseren Darstellungsweise.

[1]) In Heinke: „Handbuch der Elektrotechnik, Die Messtechnik 2“, Fünfte Abt. S. 37 erwähnt unter dem Namen „mechanischer Sicherheitsfaktor“.