

Zeitschrift: Bulletin des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereins

Herausgeber: Schweizerischer Elektrotechnischer Verein ; Verband Schweizerischer Elektrizitätswerke

Band: 36 (1945)

Heft: 10

Artikel: Die Fundamente der Freileitungstragwerke und ihre Berechnung

Autor: Sulzberger, G.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-1060219>

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: 16.01.2026

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

SCHWEIZERISCHER ELEKTROTECHNISCHER VEREIN

BULLETIN

REDAKTION:

Sekretariat des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereins
Zürich 8, Seefeldstrasse 301

ADMINISTRATION:

Zürich, Stauffacherquai 36 ♦ Telephon 25 17 42
Postcheck-Konto VIII 8481

Nachdruck von Text oder Figuren ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit Quellenangabe gestattet

XXXVI. Jahrgang

Nº 10

Mittwoch, 16. Mai 1945

Die Fundamente der Freileitungstragwerke und ihre Berechnung

Von G. Sulzberger, Bern.

621.315.66 - 218

Die folgende Abhandlung stellt eine Neubearbeitung der im Bulletin SEV 1922 Nr. 10, 1924 Nrn. 5 und 7, 1925 Nr. 10 und 1927 Nr. 6 erschienenen Aufsätze über das im Titel bezeichnete Thema dar. Die dort, namentlich in den beiden zuletzt genannten Nummern entwickelten Berechnungsverfahren haben sich seither in der Praxis des schweizerischen Freileitungsbaues gut eingelebt und bewährt. Sie sind daher im folgenden grundsätzlich beibehalten worden. Änderungen wurden nur in der Darstellungsweise und soweit getroffen, als es auf Grund der dem Verfasser bekannt gewordenen Fragen und Wünsche und der in andern Zeitschriften erschienenen Aufsätze über den gleichen Gegenstand geboten schien. Um den praktischen Bedürfnissen tunlichst Rechnung zu tragen, wurden die vorwiegend theoretischen Fragen und die nur in besondern Fällen anzuwendenden Berechnungsarten in einem Anhang zusammengefasst. Das Literaturverzeichnis wurde durch die Angabe der wichtigsten in andern Zeitschriften über den gleichen Gegenstand erschienenen Veröffentlichungen ergänzt.

Cet article est une révision des articles parus sous ce titre dans le Bulletin ASE 1922, No. 10, 1924, Nos. 5 et 7, 1925, No. 10, et 1927, No. 6. Les procédés de calcul mentionnés dans ces articles, notamment dans les deux derniers numéros indiqués, ont été appliqués depuis lors avec succès à la construction des lignes aériennes en Suisse. Ils ont donc été maintenus en principe dans le présent article. Seul, le mode de représentation a subi quelques modifications, en tenant compte de certains points de détail et de certains desiderata, ainsi que des articles parus à ce sujet dans d'autres revues techniques. Les questions essentiellement théoriques et les modes de calcul applicables à des cas spéciaux ont été reportés en annexe. La bibliographie a été complétée par l'indication des principales publications parues depuis lors sur ce même sujet.

Einleitung.

Die Fundamente der Tragwerke elektrischer Freileitungen haben die gleiche Aufgabe wie diejenigen anderer Bauwerke: Sie dienen dazu, die von ihrem Eigengewicht herrührenden und die von aussen auf sie einwirkenden Kräfte auf den Erdboden zu übertragen. Somit gelten auch für die Berechnung solcher Fundamente grundsätzlich die einschlägigen Gesetze und Regeln der Baustatik. Die auf dem Gebiet des Freileitungsbaues in Betracht fallenden Besonderheiten machen jedoch eine ihnen angepasste Betrachtungs- und Berechnungsweise nötig. Es handelt sich dabei in der Hauptsache um folgendes:

a) Die von aussen auf die Tragwerke einwirkenden Kräfte röhren weit vorwiegend vom Zug der an ihnen befestigten Leiter und vom Winddruck auf diese und die Tragwerke her. Sie haben entweder waagrechte Richtung oder lassen sich in eine solche und eine lotrecht gerichtete Komponente zerlegen. Ihre in Rechnung zu stellende Grösse und Angriffsweise ist i. a. durch amtliche oder andere Vorschriften bestimmt. Die Stelle ihres Angriffs am Tragwerk befindet sich in verhältnismässig grosser Höhe über der Bodenoberfläche. Sie üben deshalb auf die Tragwerkfundamente eine ausgespro-

chene Hebelwirkung aus, wie sie in diesem Masse bei andern Baukonstruktionen nicht häufig vorkommt.

b) Während es sich bei den Fundamenten der Bauwerke des Hoch- und Tiefbaus meist um Baukörper von verhältnismässig grossen Abmessungen handelt, die vorwiegend durch Eigengewichtbelastung beansprucht und dementsprechend berechnet und bemessen werden müssen, können die Fundamente der Freileitungstragwerke aus den unter a) genannten Gründen je nach ihrer besondern Art auf Zug, Druck und Drehung um eine waagrechte Achse, in gewissen Fällen auch auf Biegung beansprucht werden. Die Berechnung muss diesen Besonderheiten angepasst werden.

c) Während es sich bei den Bauwerken des Hoch- und Tiefbaus in der Regel nur darum handelt, übermässige und namentlich ungleichmässige Setzungen der Fundamente zu verhüten, müssen die Fundamente der Freileitungstragwerke so ausgebildet und bemessen werden, dass diese unter den grössten darauf wirkenden Kräften keine schädlichen Lagenveränderungen (Schieflistung) erleiden, die gefährliche Durchhangsvergrösserungen der Leiter zur Folge hätten. Eine zweckmässige Methode der Berechnung derartiger Fundamente sollte somit in erster Linie ermöglichen, die bei verschiedenen Be-

lastungen der Tragwerke eintretenden Lagenänderungen ihrer Fundamente rechnerisch festzustellen und zu verfolgen. In Ermangelung einer dieser Forderung entsprechenden Berechnungsmethode müsste der gleiche Zweck durch die rechnerische Gewährleistung einer gewissen Sicherheit gegen das Umstürzen der Tragwerke bei ihrer stärksten Belastung zu erreichen gesucht werden. Man darf sich dabei bewusst bleiben, dass es sich im letztern Fall um einen Notbehelf handelt. Der wirklich vorhandene Sicherheitsgrad gegen den Tragwerksumsturz lässt sich rechnerisch im allgemeinen nicht bestimmen, da mit zunehmender Schiefstellung des Tragwerks die vom Leiterzug herrührenden Kräfte und Angriffsmomente infolge des damit zunehmenden Leiterdurchhanges eine stark fortschreitende Veränderung erfahren, die aber rechnerisch nicht mit genügender Zuverlässigkeit verfolgt werden kann.

d) Bei den Fundamenten der Freileitungstragwerke handelt es sich meistens um verhältnismässig kleine Baukörper, die ohne grosse Vorbereitungen mit einfachen Mitteln an weit auseinanderliegenden Stellen in den verschiedensten Bodenarten ausgeführt werden müssen. Häufig kommen sogar in ein und derselben Baugrube verschiedene Bodenarten vor. Es ist daher praktisch meist nicht möglich, umständliche, einen grossen Aufwand an Zeit und Geld erfordерnde Bodenproben in den verschiedenen Baugruben vorzunehmen, wie sie bei der Gründung wichtiger Bauwerke nicht nur möglich, sondern durchaus angezeigt sind. Die für die Berechnung und Ausführung der Tragwerksgründungen nötigen Feststellungen der in den Baugruben vorhandenen Bodeneigenschaften müssen mit einfachen Mitteln an Ort und Stelle rasch gemacht werden können. Weitergehende Bodenuntersuchungen sollen nur in wichtigen Ausnahmefällen nötig sein.

e) Infolge der Schwierigkeit einer strengen Klassierung der verschiedenen Bodenarten und der grossen Verschiedenheit ihrer Eigenschaften bei verschiedenen Zuständen haften allen Berechnungen, in welchen dafür die zu ihrer Bewertung nötigen bestimmten Zahlen eingesetzt werden müssen, gewisse Unsicherheiten an. Dazu kommt, dass auch über die Druckverteilung im Boden vereinfachende Annahmen gemacht werden müssen. Unter diesen Umständen ist es sinnlos, die Rechnungen durch weitgetriebene Genauigkeit zu erschweren. Die mit dem Rechenschieber erzielbare Genauigkeit, unter Weglassung von Dezimalen, ist völlig ausreichend.

Bei der Ausführung zu beachtende Regeln.

Verhütung von Frostschäden.

Grössere Fundamente sind so zu erstellen, dass sich ihre Sohle in frostfreier Tiefe unter der Bodenoberfläche befindet. Als geringste erforderliche Tiefe gilt 1 m. Bei langdauernder Kälte kann der Boden bis in Tiefen von 130...150 cm gefrieren. Das Mass von 1 m ist daher als Mindestmass der erforderlichen Eingrabtiefe zu betrachten (s. Anhang).

Schutz vor Rost und Fäulnis.

Im Boden versenkte Teile von Tragwerken aus Stahl sind mit Beton zu ummanteln oder durch andere Mittel, z. B. durch mehrmaligen Anstrich mit säurefreiem, heissem Teer, vor Verrostung zu schützen. Im Boden eingegrabene Teile von hölzernen Tragwerken müssen durch bekannte Mittel vor Fäulnis geschützt werden. Das Einbetonieren von Holz wirkt fäulnisfördernd.

Bezeichnungen.

Zur Charakterisierung der Tragwerke bezüglich der Ausbildung ihres im Boden zu befestigenden Teiles werden nachstehend bezeichnet als

einstielig: Tragwerke, deren unteres Ende ungeteilt im Boden befestigt wird, wie Holz-, Rohr-, Beton- und Gittermaste mit ungeteiltem Fundament (Blockfundamente) ;

mehrstielig: Tragwerke, deren unteres Ende in mehrere, mit unabhängigen Einzelfundamenten versenkte Teile (Füsse) aufgelöst ist (aufgelöste Fundamente).

In den folgenden Abschnitten werden in der Reihenfolge der in der Einleitung unter lit. b) genannten Beanspruchungen der Fundamentkörper die für deren Berechnung geeigneten Methoden unter Berücksichtigung der in der eidg. Verordnung über elektrische Starkstromanlagen vom 7. Juli 1933 enthaltenen Vorschriften angegeben. Die in Betracht fallenden Bestimmungen lauten:

Art. 104.

Die Tragwerkfundamente von Starkstromfreileitungen müssen unter den in Art. 94 und 95 festgesetzten Belastungsannahmen folgende Bedingungen erfüllen:

a) Die Sicherheit gegen Umsturz muss wenigstens 1,5fach sein.

b) Die bei der grössten zulässigen Beanspruchung eintretende Schiefstellung der Tragwerke infolge der Lagenveränderung der Fundamente darf kein so hohes Mass erreichen, dass dadurch die Sicherheit des öffentlichen Verkehrs oder anderer Anlagen beeinträchtigt wird.

Erläuterung: Die gebräuchlichsten Fundamente können in zwei Hauptgruppen eingeteilt werden:

1. in Fundamente, deren Standsicherheit ganz oder vorwiegend auf Gewichtsstabilität beruht (plattenförmige Blockfundamente mit keiner oder nur geringer seitlicher Einspannung im Erdboden sowie aufgelöste Fundamente) ;

2. in Fundamente, deren Standsicherheit vorwiegend auf der einspannenden Wirkung der das Fundament seitlich umgebenden Erdmassen beruht (tiefgründige Blockfundamente).

Die Anforderungen, welche allgemein an die Fundamente der Freileitungstragwerke gestellt werden müssen, scheinen zwar durch lit. b) dieses Artikels ausreichend umschrieben zu sein. Danach darf die Schiefstellung der Tragwerke auch bei den grössten Belastungen das für die Sicherheit erforderliche Mass nicht überschreiten, etwa soweit, dass Leiter zu nahe an den Boden kommen oder dass Berührungen mit andern kreuzenden Leitungen zu befürchten sind. Trotzdem ist weiter die Vorschrift eines gewissen Sicherheitsgrades gegen eigentlichen Umsturz der Tragwerke entsprechend lit. a) namentlich bei den Fundamenten der ersten Gruppe nötig. Bei diesen tritt bei Zunahme der am Tragwerk angreifenden Kräfte bei verhältnismässig geringer Mastneigung ein labiler Gleichgewichtszustand und ein eigentlicher, plötzlicher Umsturz ein. Da dies nicht vorkommen darf, muss mit jenem vorgeschriebenen Sicherheitsgrad gerechnet werden. Ferner ist bei solchen Fundamenten, die ganz oder teilweise im

Wasser (Grundwasser) stehen, dem beim normalen Hochwasserstand auftretenden Auftrieb Rechnung zu tragen.

Bei den Fundamenten der zweiten Gruppe tritt ein Tragwerksumsturz erst bei viel grössern, abnormalen Angriffsmomenten ein als bei denen der ersten Gruppe, weil die das Fundament umschliessenden Erdmassen den Umschlag verhindern, bis ihre Widerstandsfähigkeit infolge Lockerung erschöpft ist.

Aus diesen Gründen ist für die Berechnung der Fundamente der ersten Gruppe lit. a), für diejenigen der zweiten Gruppe lit. b) im allgemeinen massgebend und genügend, obgleich grundsätzlich alle Arten von Fundamenten beider Bestimmungen entsprechen müssen. Angaben über die Berechnung von Fundamenten nach vorstehenden Gesichtspunkten, wie sie nach dem heutigen Stande der Technik als richtig anzusehen sind, finden sich z. B. im Bulletin des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereins 1925, Heft 10, und 1927, Heft 6 (siehe nun diese Neubearbeitung).

Art. 105.

¹ Die Eingrabetiefe von Holzstangen soll wenigstens beragen:

Für Stangen bis 8 m Länge über Boden . . . 130 cm,
für je einen Meter Mehrlänge 10 » mehr.

² Die Stangen sind den örtlichen Verhältnissen entsprechend mit Steinkränen im Boden gut zu verrammen.

³ Werden besondere Fundamente angebracht, so sind dafür im Boden verrammte oder auf andere Weise sicher fundierte Stangenfüsse aus Material zu verwenden, das gegen die Einwirkungen des Erdbodens widerstandsfähig ist und auf denen die Stangen auswechselbar und vor Erdfeuchtigkeit geschützt befestigt sind. Die Stangenfüsse müssen wenigstens gleiche Festigkeit besitzen wie die Tragwerke. Die unmittelbare Einbetonierung von Holzstangen ist nur bei kurzzeitigen Anlagen zulässig.

Erläuterungen: zu Ziffer ². Um die Stangen gut zu verrammen, wird zweckmäßig ein Steinkranz am untern Ende und ein zweiter ungefähr im oberen Drittel der Eingrabetiefe angebracht. Dabei wird die Höhe der Kränze wenigstens gleich dem Stangendurchmesser bemessen. In besonders weichem Boden sind bei sehr stark beanspruchten oder bei mehr als 2 m tief eingegrabenen Stangen mehr als zwei Steinkräne erforderlich, oder es kann durch andere Mittel dafür gesorgt werden, dass die auftretenden Bodenpressungen das zulässige Mass nicht übersteigen. Für die Steinpackungen verweise man möglichst großes, hartes Material.

Zu Ziffer ³. Werden Holzstangen unmittelbar im Boden einbetoniert, so wird der einbetonierte Teil meist nach verhältnismässig kurzer Zeit von Kernfäulnis befallen. Bei der Stangenauswechselung kann das Betonfundament nicht wieder verwendet werden. Diese beiden Uebelstände werden vermieden durch Verwendung von Stangenfüssen, d. h. über den Erdboden hinaufreichende und das Holz über diesem haltende Konstruktionen aus Material, das den Einwirkungen des Erdbodens dauernd zu widerstehen vermag, wie z. B. Eisenbeton, Eisen, Guss-eisen und dgl.

I. Auf Zug beanspruchte Fundamentkörper.

Gestützt auf die im Bulletin SEV 1925, Nr. 10, veröffentlichten Versuchsergebnisse (s. Anhang) kann der Widerstand, den Tragwerke, bzw. ihre Fundamentkörper dem Ausziehen aus dem Boden entgegensetzen, wie folgt berechnet werden:

1.

Im Boden eingegrabene, mit Steinkränen nach Vorschrift verrammte Holzmaste:

a) Mit annähernd zylindrischer Form des Bodenteils.

Der Widerstand gegen das Ausziehen setzt sich zusammen aus dem Eigengewicht des Mastes samt Ausrüstung und der Reibung zwischen seiner Ober-

fläche und dem sie umgebenden Erdreich. Erreicht der Zug das Mass, bei welchem die Reibung der Ruhe überwunden ist, tritt ein mehr oder weniger rasches Nachgeben ein, ohne dass dabei nennenswerte Erdmassen mitgehoben würden. Die Grösse des Nachgebens ist von der Zeitdauer der Krafteinwirkung abhängig. Zahlenmässig ist somit der Widerstand, den solche Maste oder ähnliche Tragwerke mit glatter Oberfläche dem Ausziehen aus dem Boden entgegensetzen, gleich dem Eigengewicht des Tragwerkes zuzüglich dem Produkt aus der Oberfläche seines Erdteils in cm^2 und einem Reibungskoeffizienten, der je nach Art und Zustand des Bodens zu 0,03 bis 0,06 für Holzmaste und zu 0,05 bis 0,1 für glatte Fundamentkörper (z. B. Stangenfüsse) aus Beton angenommen werden kann. Die niedrigeren Reibungsbeiwerte gelten für lehmige, feuchte («bindige»), die höheren für sand- und kieshaltige Bodenarten.

b) Im untern Bodenteil erheblich verdickte Maste und ähnlich geformte, glatte Fundamentkörper.

Beim Ausziehen solcher Maste aus dem Boden wird je nach ihrer Oberflächen- und der Bodenbeschaffenheit ein Teil des umgebenden Erdreichs mitgehoben und seitlich verdrängt. Durch den dadurch entstehenden Reaktionsdruck des Erdreichs wird die Reibung und dadurch der Widerstand gegen das Ausziehen beträchtlich vergrössert. Eine genaue Berechnung der dafür nötigen Kraft ist nicht möglich. Für eine ungefähre Berechnung kann angenommen werden, die beim Durchgang des verdickten Erdteils des Mastes durch die Steinkräne und die umgebende Erde entstehende radial gemessene Verdrängung derselben (in cm) bewirke einen dem Produkt der letztern und der in Betracht fallenden Baugrundziffer entsprechenden Reaktionsdruck auf den Erdteil des Mastes und eine entsprechend vergrösserte Reibung.

In Anbetracht der grossen Verschiedenartigkeit der Bodenarten und ihrer Beschaffenheit tut man gut, die nach lit. a) und b) berechneten Widerstände als Maximalwerte zu betrachten, bei deren Ueberschreitung ein von der Zeit der Krafteinwirkung abhängiges Nachgeben (Fliessen) eintritt. Nähere Anhaltspunkte liefern die im Anhang wiedergegebenen Versuchsergebnisse. Jedenfalls ist es aber vorteilhaft, dem Erdteil dauernd oder häufig auf Zug beanspruchter Maste und ähnlicher glatter Tragwerke eine nach unten verbreiterte Form zu geben, bzw. Holzmaste mit unten verdicktem Ende zu wählen (Wurzelstock).

Beispiele.

1. Eine zylindrische Stange sei 150 cm tief eingegraben und in üblicher Weise festgerammt. Der Durchmesser an der Bodenoberfläche betrage 20 cm. Somit ist $F = 20 \cdot 3,14 \cdot 150 = 9420 \text{ cm}^2$. Wird die Reibungsziffer zu 0,04, das Eigengewicht der Stange zu 250 kg angenommen, so beträgt der Widerstand gegen Ausziehen $0,04 \cdot 9420 + 250 = 627 \text{ kg}$.

2. Stange gemäss Fig. 1.

Der Widerstand gegen Ausziehen unter der Annahme, die Stange habe zylindrische Form mit 20 cm Durchmesser, beträgt wie im 1. Beispiel 627 kg.

Die Keilwirkung des untern, verdickten Stangenteils erzeugt bei dessen Ausziehen aus dem Boden eine bedeutende, zusätzliche Reibung zwischen der Stangoberfläche und den seitlich verdrängten Steinkränen und Erdmassen. Nach den in Tabelle VIII wiedergegebenen Versuchsergebnissen erreicht der zusätzliche Reibungswiderstand meist ein Mehr-

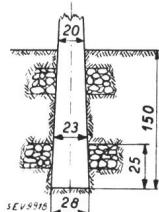


Fig. 1.

Mit 2 Steinkränzen im Boden befestigte Stange mit verdicktem Ende

faches desjenigen zylindrischer Stangen, im vorliegenden Fall z. B. ca. 2 t. Der Betrag schwankt aber je nach den besondern Verhältnissen in weiten Grenzen und lässt sich rechnerisch nur ganz ungefähr zum voraus bestimmen. Als feststehend kann gelten, dass die zusätzliche Reibung bedeutend und um so grösser ist, je ausgeprägter die Verdickung des untern Stangenendes und dessen Durchmesser und je fester die Verkeling mit kantigem Steinmaterial ist. Anhaltspunkte hierüber sind in der erwähnten Tabelle VIII zu finden.

21

Fundamentkörper in Form von *Platten, Rosten, im untern Teil stark verbreiterten Zapfen.*

Der Widerstand, den Fundamentkörper dieser Art dem Ausziehen aus dem Boden entgegensetzen, setzt sich zusammen:

- a) aus ihrem Eigengewicht, einschliesslich demjenigen des damit verbundenen Tragwerkes,
 - b) dem Gewicht der unmittelbar über dem verbreiterten Teil lagernden Erdmasse,
 - c) dem Gewicht der durch Reibung und Kohäsion seitlich mitgehobenen Erdmasse.

Handelt es sich um Fundamentkörper, die in die offene Baugrube eingelegt oder auf dem Grund derselben betoniert worden sind, so besteht die unmittelbar darüber befindliche Erdmasse (lit. b) notwendigerweise aus mehr oder weniger losem Einfüllmaterial. Wird dieses durch Feststampfen künstlich verdichtet, so können dafür folgende ungefähren Raumgewichte in Rechnung gestellt werden (Einheitsgewicht einschliesslich der Hohlräume):

Raumgewichte gelockerter, durch Feststampfen verdichteter Erdmassen Tabelle I.

Kat.	Bodenart	trocken t/m ³	feucht t/m ³
I	Sand, grob	1,2 ... 1,5	1,5 ... 1,9
II	Sand, fein	1,2 ... 1,65	1,6 ... 2,0
III	Erde, mager	1,2 ... 1,5	1,5 ... 1,8
IV	Erde, lehmig	1,6 ... 1,9	1,8 ... 2,0
V	Lehm	1,5 ... 1,8	1,7 ... 2,0
VI	Kies	1,6 ... 1,8	1,8 ... 2,0
VII	Schotter mit etwas Sand . . .	1,8 ... 2,0	1,9 ... 2,1

Vorsichtshalber tut man gut, mit den Trocken- gewichten zu rechnen. In wichtigen Fällen empfiehlt es sich, den einzusetzenden Betrag durch Wägung zu ermitteln. Bei Fundamenten, die im Grundwasser stehen, ist dem Gewichtsverlust durch den Auftrieb Rechnung zu tragen.

Bemerkung zu lit. c.

Durch den Aushub der für das Eingraben des Fundamentkörpers nötigen Grube wird die Struktur der ausgehobenen Erdmasse und damit deren natür-

liche Dichte, deren Kohäsion und innerer Reibungswinkel herabgemindert und der Zusammenhang mit den umgebenden, ungestörten Erdmassen mehr oder weniger aufgehoben. Er wird in der Hauptsache nur noch durch Reibung aufrechterhalten. Durch diese Störung der natürlichen Lagerung wird die Menge der am Widerstand gegen das Ausziehen beteiligten Erdmassen um so mehr vermindert, je kohärenter der Boden ist. Dieser Nachteil kann durch Verwendung von Fundamentkörpern, deren Unterbringung im Boden ohne vollständige oder weitgehende Aenderung seiner natürlichen Struktur möglich ist, bis zu einem gewissen Grade ausgeglichen werden. Es seien beispielsweise folgende Arten solcher Fundamentkörper erwähnt: Zapfen aus (armiertem) Beton mit durch Aussprengung erzielter unterer Ausweitung der Grube (Verfahren der «Sprengkultur-Gesellschaft», System «Malone» u. a.), kegel- oder pyramidenförmige, in Baugrube von entsprechender Form einbetonierte Zapfen, in offene Grube mit möglichst starker Unterschneidung der Seitenwände einbetonierte Körper, deren unterer, seitlich auskragender Teil in den gewachsenen Boden eingreift (Fig. 2).



Fig. 2.

Fundament mit unterer Auskragung

Durch den auskragenden, in den unge-
lockerten Boden eingreifenden Kranz wird
die Verankerung des Fundamentes ver-
stärkt.

In welchen Fällen und in welchem Ausmaße von solchen Mitteln Gebrauch gemacht werden kann, um an Beton und Arbeitszeit zu sparen, hängt von den in Betracht fallenden Bodenarten und ihrer Beschaffenheit ab.

Es kann angenommen werden, die in lit. c erwähnten Erdmengen seien begrenzt durch eine die Grundfläche des Fundamentkörpers seitlich umhüllende, gegen dessen Hauptachse um einen Winkel β nach aussen geneigte Mantelfläche.

Werte von β . Tabelle II.

Kate- gorie	Bodenart	Durch Betonierung in rauhwandigen Gruben hergest. Fundamentkörper			In offene Bau- grube ein- gelegte Körper
		ohne aus- gesproch. obere Ver- jüngung, Platten	nach oben verjüngt bzw. mit starker Un- terschnei- dung der Gruben- wände	Zapfen un- ten zwie- belförmig in ausge- sprengten Gruben betoniert	
I	Moorboden, feiner Sand, Schüttungen leichter Erde	40	B0	C0	D0
II	Lehm- und sandhaltiger Boden mit wenig Stei- nen	5	8	12	3
III	Kies mit grobem Sand und wenig Lehm . .	8	12	20	6
IV	Sehr fester Sandboden mit wenig Lehm und Kies	12	19	25	10
V	Sehr fester Kies mit gro- bem Sand	15	20	26	12
VI	V: In stark kohärenzen Böden bis 5° mehr.	20	25	30	20

Bezüglich des *Sicherheitsgrades*, den Fundamentkörper gegen das *Ausziehen* aus dem Boden bieten sollen, ist folgendes zu sagen:

Ein beträchtliches Nachgeben solcher Fundamente muss in den meisten Fällen als gleichbedeutend mit einer starken Schiefstellung des Tragwerkes, mit Bruch einzelner Teile desselben oder sogar mit seinem Umsturz betrachtet werden. Es ist daher angezeigt, den diesbezüglichen Berechnungen einen wenigstens 1,5fachen Sicherheitsgrad zu-

grunde zu legen. Das *Mass des Nachgebens* ist von so vielen nicht genau zu erfassenden Faktoren abhängig, dass eine einigermassen genaue Vorausbestimmung nicht möglich ist. Bruchgefährdet beim Nachgeben der auf Zug beanspruchten Fundamente sind haupt-

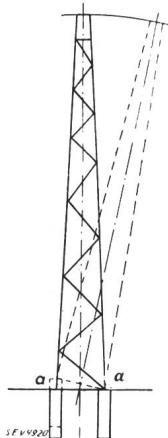


Fig. 3.

Gittermast mit Einzelfundamenten der Eckwinkel

Geben die auf Zug beanspruchten Fundamente nach, entsteht an den Austrittstellen (a) der Eckwinkel wegen der durch den Boden gebildeten Geradeführung der Sockel ein Biegungsmoment.

sächlich mehrstielige Tragwerke, in deren Gurtungen in diesem Falle gefährliche Biegungsbeanspruchungen auftreten können. Es ist daher angezeigt, der Berechnung der Fundamente dieser Tragwerksart einen verhältnismässig hohen Sicherheitsgrad zu grunde zu legen, damit auch bei den grössten Beanspruchungen kein Nachgeben zu befürchten ist (s. Fig. 3.)

II. Auf Druck durch lotrecht gerichtete Kräfte beanspruchte Fundamente.

Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf Druckbelastungen von Fundamenten durch ganz oder annähernd lotrecht gerichtete Kräfte, im allgemeinen also durch zentrische Gewichtsbelastungen. Bezüglich der Belastungsfälle durch andere Druckkräfte wird auf Abschnitt III verwiesen.

Die Druckkräfte werden in der Hauptsache durch die reaktiven Kräfte des belasteten Baugrundes (passiver Erddruck) im Gleichgewicht gehalten. Die daneben noch wirksamen Reibungskräfte zwischen den seitlichen Umhüllungsflächen der Fundamentkörper und dem sie umgebenden Erdboden werden besser nicht in Rechnung gestellt, da sichere Unterlagen meist fehlen. Sie wirken entlastend auf die Grundfläche und können, wenn dies nötig und gerechtfertigt erscheint, in besondern Fällen unter Nachweis ihres entlastenden Einflusses berücksichtigt werden.

Bei den Freileitungstragwerken handelt es sich fast ausnahmslos um Fundamentkörper von verhältnismässig kleinen Abmessungen. Sie sind meist statisch bestimmt gelagert. Ihre Grundflächen sind so zu bemessen, dass die als gleichmässig verteilt angenommene Druckbeanspruchung des Baugrundes unter der Fundamentsohle das in Tabelle III an-

gegebene Mass der «zulässigen Belastung» nicht überschreitet.

«Zulässige Belastung» des Baugrundes durch lotrecht gerichtete Kräfte.
(Siehe auch Anhang.)

Tabelle III.

Kategorie	Bodenart	Belastung in kg/cm ²	Bemerkungen
I	Torf, Moor und dgl. . .	$\leq 0,5$	
II	Aufgeschütteter Boden . .	0,5 ... 1,0	
III	Lehm und Ton, feucht . .	1,0 ... 2,0	Je nach Grad der Setzung abnehmend mit zunehmendem Feuchtigkeitsgehalt
IV	Sand mit Lehm, fester Ton, mittelfeiner Sand . . .	2,0 ... 3	
V	Grober Sand, fest gelagert .	3 ... 5	
VI	Kies mit Sand, fest gelagert	5 ... 7	
VII	Weiches Gestein . . .	7 ... 20	Je nach Struktur und Härte

Diese Zahlen entsprechen ungefähr den in den DIN E 1054 II angegebenen (s. «Hütte», Bd. III). Als «zulässige Belastung» gilt ein Bruchteil $1/n$ der «Tragfähigkeit» des Baugrundes. Unter Tragfähigkeit ist diejenige lotrechte Grenzbelastung zu verstehen, bei der das Fundament infolge seitlichen Ausweichens des Bodens in diesen einzusinken beginnt. Den in Tabelle III enthaltenen Zahlen entspricht ein Sicherheitsgrad n von ungefähr 1,5. Dieser Betrag ist üblich für Einzelbauwerke, Türme, steife Eisen- und Eisenbetonhochbauten und andere statisch bestimmt gelagerte Bauwerke.

III. Auf Verdrehung um eine waagrechte Achse beanspruchte, im Boden eingespannte Fundamente (Blockfundamente).

Unter diese Kategorie fallen die Fundamente aller einstieligen Tragwerke.

III a. Holzmaste.

Wie Holzmaste und die dazu gehörenden sog. Stangenfüsse im Boden zu befestigen sind, ist in Art. 105 der eidg. Verordnung über Starkstromanlagen vom 7. Juli 1933 angegeben (s. Einleitung). Kleine, wenig beanspruchte Stahlrohr- und Eisenbetonmaste können in genügend widerstandsfähigem Boden wie Holzmaste behandelt werden.

Eine Berechnung erübrigt sich in diesen Fällen.

III b. Stahl- und Eisenbetonmaste.

Für die Befestigung von grösseren, einstieligen Tragwerken aus Stahl und Eisenbeton im Boden sind im allgemeinen Blockfundamente nötig. Für ihre Berechnung ist der in der Einleitung abgedruckte Art. 104 der hievor genannten Verordnung vom 7. Juli 1933 massgebend. Darnach müssen solche Fundamente unter den in den Art. 94 und 95 dieser Verordnung festgesetzten Belastungen der Tragwerke

- eine wenigstens 1,5fache Sicherheit gegen das Umstürzen bieten und
- dürfen die Tragwerke infolge Lagenveränderung ihrer Fundamente keine grössere Schiefstel-

lung erfahren als die einer Neigung von $1/100$ ihrer Länge ($\tan \alpha = 0,01$) entsprechende (Fahrleitungsmaste $1/200$).

Die unter a) aufgestellte Forderung gilt hauptsächlich für Fundamente, deren Standsicherheit vorwiegend auf Gewichtsstabilität beruht (plattenförmige, wenig tiefgründige Blöcke), die unter b) angeführte für tiefgründige Fundamente, deren Lagenbeständigkeit vorwiegend durch die einspannende Wirkung der seitlichen Grubenwände bewirkt wird. Da sich aber die Sohle aller derartigen Fundamente in frostsicherer Tiefe befinden muss, also wenigstens 1 m unter der Bodenoberfläche, kommen tatsächlich immer beide Wirkungen mehr oder weniger zur Geltung. Je mehr der von der seitlichen Einspannung des Blockes herrührende Einfluss vorherrscht, desto geringere Bedeutung kommt dem Begriff der Sicherheit gegen das Umstürzen zu. Der für den Grenzfall ganz geringer seitlicher Einspannung gültige Sicherheitsfaktor von 1,5 kann daher mit zunehmender Tiefe der Gründung entsprechend herabgesetzt werden, da in solchen Fällen der wichtigeren Begrenzung der Tragwerks-Schiefstellung die Hauptbedeutung zukommt, während die Sicherheit gegen Umsturz zur Fiktion herabsinkt.

Die meisten bekannt gewordenen Berechnungsverfahren für Blockfundamente stellen auf die Begrenzung der grössten spezifischen Bodenpressungen ab, die auftreten, wenn ein solches Fundament durch die am Tragwerk angreifenden Kräfte auf Verdrehung im Boden beansprucht wird. Alle diese Methoden lassen die Grösse der in solchen Fällen tatsächlich eintretenden Lagenveränderung des Fundamentes und die entsprechende Schiefstellung des Tragwerkes ausser acht oder begnügen sich damit, durch Begrenzung der grössten Bodenpressungen sie in «mässigen Grenzen» zu halten. Auf dem Sondergebiet des Freileitungsbau ist aber die Frage nach der Grösse dieser Änderungen am wichtigsten, denn davon hängt die Grösse und die Möglichkeit der Begrenzung der dadurch verursachten Zunahme der Leiterdurchhänge ab, der in sicherheitstechnischer Hinsicht die grösste Bedeutung zukommt. Die Grösse der auftretenden Bodenpressungen an sich bietet dagegen nur untergeordnetes Interesse.

Ein weiterer Mangel der meisten bekannt gewordenen Berechnungsverfahren besteht darin, dass die verschiedenen Bodenpressungen unabhängig voneinander ermittelt werden. Da sie aber durch die Drehung ein und desselben Blockes hervorgerufen werden, müssen sie auch einheitlich als Funktion der Fundamentverdrehung dargestellt werden, da sie sonst nicht richtig sein können.

Die nachstehend beschriebene, auf Grund der im Bulletin SEV 1924, Nrn. 5 und 7, erläuterten Gösgener Versuche aufgestellte Berechnungsmethode ist frei von diesen Mängeln. Sie beruht auf folgenden Grundlagen:

1. Es wird angenommen, der den Fundamentblock umschliessende Erdboden weise in den Grenzen der kleinen zugelassenen Lagenveränderungen ein elastisches Verhalten auf, die Bodenreaktionskräfte

seien somit dem Produkt aus den örtlichen Lagenveränderungen des Blockes und der zugehörigen Elastizitätskonstanten proportional. Als Mass für diese dient die Baugrund- oder Bettungsziffer, die dem Druck entspricht, der nötig wäre, um mit einer Druckfläche von 1 cm^2 eine Einsenkung von 1 cm zu bewirken. Dimension der Ziffer somit kg/cm^3 (s. hiezu Anmerkung im Anhang).

Bildlich gesprochen wäre nach dieser Betrachtungsweise der Block in Federn eingebettet, deren Federkonstante der Baugrundziffer an den betreffenden Stellen entspricht.

2. Es wird angenommen, in den praktisch in Betracht fallenden Grenzen wachse im Erdboden einheitlicher Art und Beschaffenheit die Baugrundziffer vom Werte 0 an der Bodenoberfläche annähernd proportional mit zunehmender Tiefe. Angaben über die Grösse der für verschiedene Bodenarten und -Zustände in Betracht fallenden Ziffern sind in Tabelle V zu finden.

Auf dieser Grundlage baut sich die Rechnung grundsätzlich wie folgt auf:

Der Widerstand, der sich der Verdrehung des Fundamentes entgegenstellt, setzt sich zusammen aus:

III c. Dem Widerstand gegen Schiefstellung des Fundamentes, herrührend von der seitlichen Einspannung im Boden.

Wird ein flächenförmiges Fundament durch eine in der Höhe l über der Bodenoberfläche am Tragwerk angreifende Kraft Z gemäss Fig. 4 um den Winkel α um die Achse $x-x$ gedreht, so erfährt ein

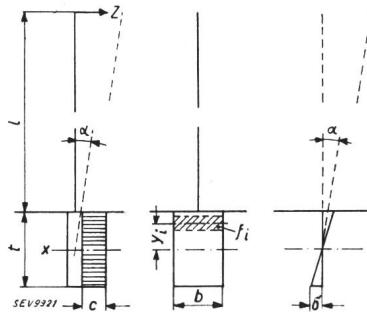


Fig. 4.

Auf Verdrehung im Boden beanspruchtes, flächenförmiges Fundament
Darstellung der Bodenreaktionskräfte.

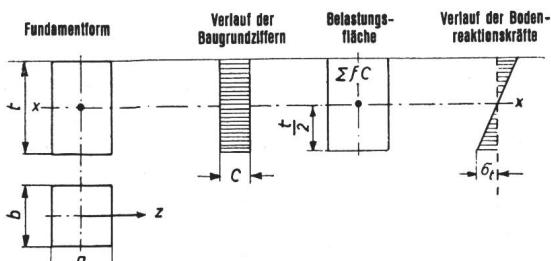
im Abstande y_i von der Drehachse liegender Flächenstreifen f_i eine Querverschiebung $\lambda_i = y_i \cdot \tan \alpha$, wobei auf dem Flächenstreifen ein Gegendruck $p_i = f_i C_i y_i \tan \alpha$ entsteht, wenn C_i die Baugrundziffer der Grubenwand im Abstande y_i von der Drehachse bedeutet. Das durch die Querverschiebung des Flächenstreifens f_i entstehende Gegenmoment M_i beträgt somit:

$$M_i = p_i y_i = f_i C_i y_i^2 \tan \alpha.$$

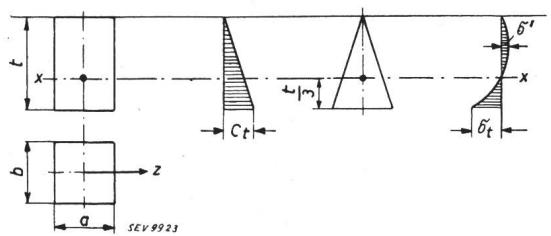
In gleicher Weise werden durch die Querverschiebung der übrigen Flächenstreifen der Fundamentseitenfläche Gegenmomente erzeugt. Das Gesamtmoment derselben beträgt:

$$M_s = \sum f_i C_i y_i^2 \tan \alpha. \quad (1)$$

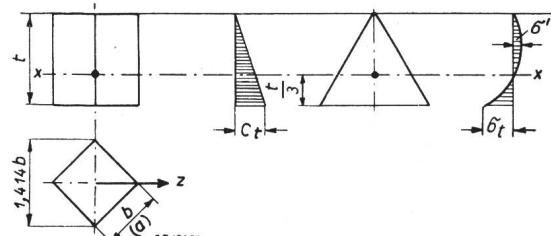
Das so berechnete Erddruck-Reaktionsmoment ist um so genauer, je grösser die Zahl der Flächen-



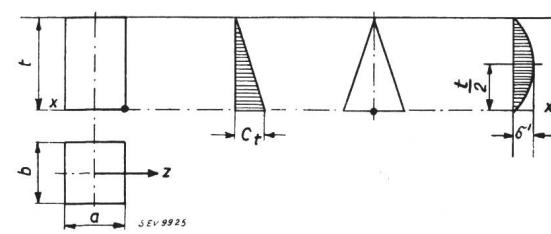
$$J_s = \frac{C b t^3}{12} \quad M_s = \frac{b t^3}{12} \cdot C \operatorname{tg} \alpha \quad \sigma_t = C \frac{t}{2} \cdot \operatorname{tg} \alpha$$



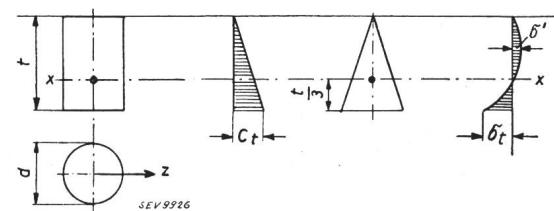
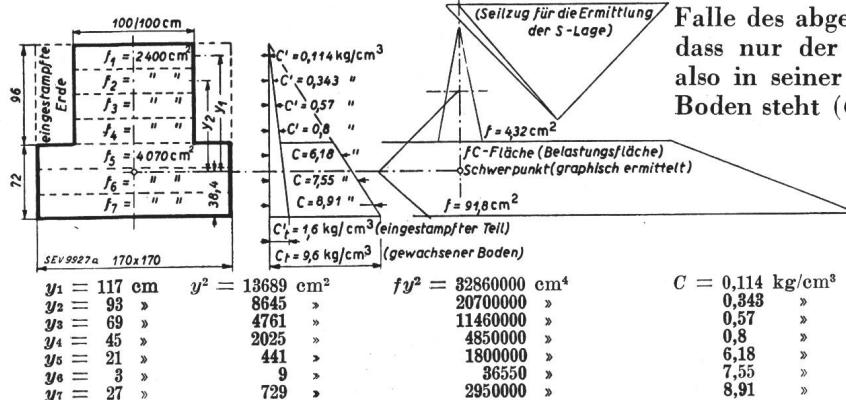
$$J_s = \frac{C_t b t^3}{36} \quad M_s = \frac{b t^3}{36} \cdot C_t \operatorname{tg} \alpha \quad \sigma_t = C_t \frac{t}{3} \cdot \operatorname{tg} \alpha; \quad \sigma' = \frac{\sigma_t}{3}$$



$$J_s = \frac{C_t \cdot 1,414 \cdot b t^3}{36} \quad M_s = \frac{b t^3}{25,5} \cdot C_t \operatorname{tg} \alpha \quad \sigma_t = C \cdot \frac{t}{3} \cdot \operatorname{tg} \alpha, \quad \sigma' = \frac{\sigma_t}{3}$$



$$J_s = \frac{C_t \cdot b t^3}{12} \quad M_s = \frac{b t^3}{12} \cdot C_t \operatorname{tg} \alpha \quad \sigma' = \frac{C}{2} \cdot \frac{t}{2} \cdot \operatorname{tg} \alpha = C_t \cdot \frac{t}{4} \cdot \operatorname{tg} \alpha$$



$$J_s = \frac{C_t dt^3}{52,8} \quad M_s = \frac{dt^3}{52,8} C_t \operatorname{tg} \alpha$$

Fig. 5...9.

Belastungsflächen und Reaktionskräfte für verschiedene Verlauf der Baugrundziffern

J_s Trägheitsmoment der Belastungsfläche
 M_s Einspannmoment
 σ_t Spezifische Pressung in der Tiefe t

streifen, bzw. je kleiner die Höhe der einzelnen Streifen gewählt wird. Soll das Ergebnis auch bei einer kleineren Zahl von Flächenstreifen genügend genau sein, so müsste für jeden Flächenstreifen von der Höhe h_i und der Breite b_i zum Betrage $f_i C_i y_i^2$ noch der Betrag $\frac{h_i^3 b_i C_i}{12}$ addiert werden (gemäß

der Beziehung $J = f y^2 + J_s$ für das Trägheitsmoment einer Fläche mit dem Trägheitsmoment J_s in bezug auf die durch ihren Schwerpunkt gehende und J bezogen auf eine im Abstande y parallel dazu gelegene Achse).

Der Ausdruck $\sum f_i C_i$ stellt in graphischer Darstellung eine Fläche dar («Belastungsfläche»), durch deren Schwerpunkt die Resultierende aller durch eine Parallelverschiebung der Gesamtfläche entstehenden Erddruck-Reaktionskräfte geht. Die Schwerpunktslage der Fläche gibt daher zugleich die Höhe der Drehachse des Fundamentblocks über seiner Sohle an. Die Form der Belastungsfläche hängt ab von der Gestalt des Fundamentes und vom Verlauf der Baugrundziffern der seitlichen Grubewände von der Erdoberfläche bis zur Sohle. In Fig. 5...9 sind einige der am häufigsten vorkommenden Fälle dargestellt.

Für andere Formen und Verhältnisse führt die graphische Methode am raschesten und übersichtlichsten zum Ziele. Das folgende Beispiel mag diese Methode für einen abgestuften Fundamentblock nach Fig. 10 näher erläutern. In diesem Falle des abgestuften Fundamentes ist zu beachten, dass nur der untere Blockteil im «gewachsenen», also in seiner natürlichen Struktur nicht gestörten Boden steht ($C_t = 9,6 \text{ kg/cm}^3$), der obere Teil aber

Fig. 10.

Verlauf der Baugrundziffern, Belastungsfläche (Reaktionsmoment) für Fundamente mit Abstufung

$$C = 0,114 \text{ kg/cm}^3$$

$$0,343 \text{ »}$$

$$0,57 \text{ »}$$

$$0,8 \text{ »}$$

$$6,18 \text{ »}$$

$$7,55 \text{ »}$$

$$8,91 \text{ »}$$

$$C f y^2 = 3750000 \text{ cmkg}$$

$$7090000 \text{ »}$$

$$6501000 \text{ »}$$

$$3880000 \text{ »}$$

$$11100000 \text{ »}$$

$$275000 \text{ »}$$

$$26300000 \text{ »}$$

$$\sum C f y^2 = 58896000 \text{ »}$$

$$\sum \frac{b h^3 C_i}{12} = 4650800 \text{ »}$$

$$M_s = 63546800 \cdot \operatorname{tg} \alpha \text{ cmkg}$$

in eingeschüttetem Boden ($C_t = 1,6 \text{ kg/cm}^3$). Diese Ziffern sind zwar willkürlich gewählt, sie zeigen aber den grossen Unterschied, der immer mehr oder weniger zwischen Boden von ungestörter und gestörter Struktur besteht.

In gleichartiger Weise kann das Reaktionsmoment M_s für ganz beliebige andere Fundamentformen und Baugrundverhältnisse bestimmt werden.

III d. Widerstand, herührend von der Reibung zwischen dem Fundament, den Grubenwandungen und der Grubensohle.

Als weiteren Widerstand, den ein im Erdboden eingespanntes Fundament der Drehung durch eine am Tragwerk angreifende Kraft entgegenseetzt, ist die Reibung zwischen dem Fundament und den in der Richtung der Angriffskraft liegenden seitlichen Grubewänden und der Grubensohle zu erwähnen. Die Grösse dieses Reibungswiderstandes hängt für ein gegebenes Fundament ab von der Reibungsziffer zwischen der Fundamentoberfläche und den Grubewänden und der Sohle. Die Ziffern selbst sind abhängig vom Rauhigkeitsgrad der Flächen und von der Bodenart und Beschaffenheit. Während sie z. B. in feuchtem, tonhaltigem Boden verhältnismässig klein sind, können sie in stark kieshaltigem Boden ganz beträchtliche Werte annehmen. In allen Fällen sinkt der Reibungswiderstand stark, sobald eine nennenswerte Bewegung des Fundamentes eintritt.

Eine rechnerische Erfassung dieser Reibungswiderstände stösst auf grosse Schwierigkeiten, um so mehr, als die Ziffern nicht konstant sind, sondern mit zunehmender Bewegung stark abnehmen. Werden sie in der Berechnung vernachlässigt, so hat das zur Folge, dass die Drehung des Fundamentes im Anfangsstadium der Bewegung kleiner ist als die berechnete. Wird umgekehrt unter Vernachlässigung der Reibung aus der wirklich beobachteten Drehung auf die Baugrundziffern der das Fundament umgebenden Grubenwände geschlossen, so müssen die so berechneten Baugrundziffern grösser sein als die in Wirklichkeit vorhandenen.

Die Reibung zwischen Fundament und Grubensohle bewirkt eine um so tiefere *Lage der Drehachse*, je grösser der Reibungswiderstand ist. Im Grenzfalle, d. h. wenn die Fundament- und die Grubensohle keine gegenseitige Verschiebung zulassen, liegen die Verhältnisse so, wie sie in Fig. 8 dargestellt sind. In diesem Falle muss die Drehachse in der Reibungsfläche selbst liegen und z. B. bei rechteckigem Grundriss des Fundamentes mit seiner unteren, auf Seite der Angriffskraft, aber quer dazu stehenden Kante zusammenfallen. Auch dieser Reibungswiderstand wird im allgemeinen stark abnehmen, sobald die Reibung der Ruhe überwunden ist, also Bewegung eintritt. Sobald dies der Fall ist, verschiebt sich die Drehachse nach aufwärts. Somit ist der sich bei der Belastung eines solchen Fundamentes abspielende Vorgang folgender:

Im ersten Belastungsstadium, in welchem die Reibung zwischen dem Fundament und der Grubensohle noch nicht überwunden ist, befindet sich die

Drehachse annähernd auf der Höhe der Fundamentsohle. Wird die Angriffskraft weiter gesteigert, bis die Sohlenreibung überwunden wird, so nimmt die Drehachse eine höhere Lage ein, wobei gleichzeitig die Beanspruchung der quer zur Angriffskraft liegenden Grubenwände ziemlich rasch zunimmt. Die Grenzhöhenlage der Drehachse hängt ab vom Verhältnis der Baugrundziffern der Grubenwände in den verschiedenen Höhen über der Grubensohle unter sich. Es liegen somit z. B. für ein prismatisches Fundament von quadratischem Grundriss nacheinander die in Fig. 8 und 6 dargestellten Fälle vor, in der Weise, dass ein mehr oder weniger rascher Uebergang von Fall 8 zu Fall 6 stattfindet, sobald die Sohlenreibung überwunden ist. Liegen genügend sichere Anhaltpunkte für die Bewertung dieser Reibung vor, so lässt sich der Drehwinkel, bei welchem die Drehachse beginnt, sich von der Fundamentsohle nach aufwärts zu ver-

Fig. 11. Abhangigkeit der Drehachsenlage von den Reibungsverhaltnissen Beginn der Lagenverschiebung.

schieben, für ein Fundament von z. B. quadratischem Grundriss folgendermassen berechnen:

Unter Hinweis auf Fig. 11 gilt:

$$\frac{bt^3}{12} \cdot C_t \operatorname{tg} \alpha = R \cdot \frac{t}{2},$$

somit:

$$R = \frac{bt^2}{6} \cdot C_t \operatorname{tg} \alpha.$$

Bezeichnet μ die Reibungsziffer zwischen Fundament und Grubensohle, so ist im Zeitpunkt, wo die Sohlenreibung überwunden wird:

$$\mu G = \frac{bt^2}{6} \cdot C_t \operatorname{tg} \alpha$$

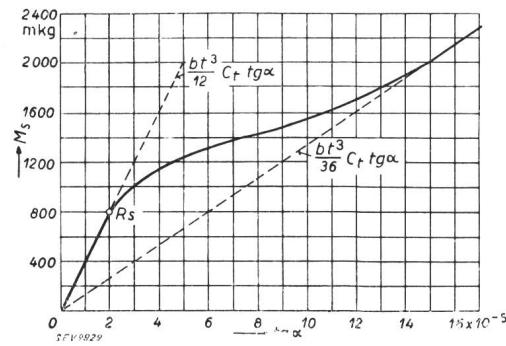


Fig. 12.

Abhangigkeit der Drehachsenlage von den Reibungsverhaltnissen

Reibungsverhältnissen Änderung des Widerstandsmomentes mit der momentanen Drehachsenlage.

R_s Überwindung der Sohlenreibung.

und somit der Drehwinkel, bei welchem dies eintritt und die Drehachse beginnt, sich nach aufwärts zu verschieben:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{6 \mu G}{bt^2 C} . \quad (2)$$

Da die Reaktionsmomente der ersten und zweiten Phase (vor und nach Verschiebung der Drehachse) sich wie 3 : 1 verhalten, würde bei plötzlichem Uebergang von einer zur andern Phase dieses Moment auf einen Drittels seines Betrages sinken. Die Versuchsergebnisse weisen darauf hin, dass der Uebergang ein allmählicher ist. Graphisch lassen sich diese Verhältnisse nach Fig. 12 darstellen.

III e. Widerstand, herührend von der vom Gewicht des Fundamentes (samt Tragwerk und Leitungen) hervorgerufenen Bodenreaktion.

Durch das Gewicht G des Fundamentes samt Tragwerk und Leitungen erfährt die Grubensohle von der Grundfläche F eine gleichmässige spezifische Druckbelastung $\sigma_b = \frac{G}{F}$. Bezeichnet C_b die

als gleichmässig vorausgesetzte Bettungsziffer (= Baugrundziffer in bezug auf senkrecht wirkende Lasten), so erfolgt unter dieser Druckbelastung eine gleichmässige Einsenkung:

$$\lambda_b = \frac{\sigma_b}{C_b}.$$

Wird nun das Fundament durch eine am Tragwerk angreifende Kraft Z gedreht, so findet eine Änderung der Lastverteilung auf der Grubensohle statt, indem der kraftabseitige Teil derselben entlastet, der in der Richtung der Angriffskraft gelegene Teil dagegen mehr belastet wird. Die dadurch an der Grubensohle auftretenden Reaktionskräfte bilden einen Spannungskeil, dessen Inhalt jederzeit

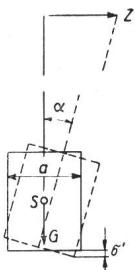


Fig. 13...15.

Darstellung der Sohlenreaktionsmomente bei verschiedenen Neigungen der Mastachse

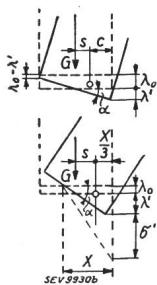
Fig. 13.
Ruhezustand.Fig. 14.
Bereich vollen Aufruhens des Fundamentes auf der Grubensohle.

Fig. 15.

Bereich blass teilweisen Aufruhens des Fundamentes auf der Grubensohle.

gleich G sein muss und der mit zunehmender Neigung kürzer wird. Die Drehachse des Fundamentes muss sich senkrecht über dem Schwerpunkt des Spannungskeiles befinden. Somit wirkt das der Angriffskraft Z entgegenwirkende Gewicht G am Hebelarm von der Länge des Abstandes der Wirklinie von G vom Schwerpunkt des Spannungskeiles.

Fasst man ein Fundament von rechteckigem Grundriss ins Auge, so ergibt sich unter Hinweis auf Fig. 13...15 folgendes:

Sei

S der Schwerpunkt der Gesamtmasse G ,

C_b die als gleichmässig vorausgesetzte Bettungsziffer der Grubensohle in kg/cm^3 ,

λ_0 die Zusammendrückung der Fundamentsohle durch G im Ruhezustand ($\lambda_0 = \frac{G}{a b C_b}$) in cm,

λ' die grösste zusätzliche Zusammendrückung der Sohle nach erfolgter Drehung des Fundamentes in cm,

so gilt

a) Für denjenigen Bereich der Drehung, innert welchem das Fundament noch mit seiner ganzen Grundfläche auf der Sohle aufruht (siehe Fig. 14):

$$M_b = G s; \quad s = \frac{a}{2} - c.$$

$$c = \frac{a}{3} \cdot \frac{(\lambda_0 + \lambda') + 2(\lambda_0 - \lambda')}{(\lambda_0 + \lambda') + (\lambda_0 - \lambda')} = a \left(0,5 - \frac{\lambda'}{6 \lambda_0} \right)$$

$$\lambda' = \frac{a}{2} \operatorname{tg} \alpha; \quad \lambda_0 = \frac{G}{a b C_b};$$

somit:

$$c = \frac{a}{2} - \frac{b a^3 C_b \operatorname{tg} \alpha}{12 G}; \quad s = \frac{b a^3 C_b \operatorname{tg} \alpha}{12 G}.$$

somit:

$$M_b = G \cdot s = \frac{b a^3}{12} \cdot C_b \operatorname{tg} \alpha = J C_b \operatorname{tg} \alpha. \quad (3)$$

In der letzten Formel bedeutet J das Trägheitsmoment der Fundamentgrundfläche in bezug auf die quer zur Angriffskraft gelegene Hauptachse.

Die vorstehend abgeleiteten Formeln gelten für Neigungswinkel, deren grösster Betrag sich wie folgt berechnen lässt:

$$a \cdot \operatorname{tg} \alpha = 2 \lambda_0; \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{2 \lambda_0}{a}; \quad \lambda_0 = \frac{G}{a b C_b},$$

woraus folgt

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2 G}{a^2 b C_b} \quad (4)$$

b) Für grössere Neigungen, also für den Bereich, innert welchem das Fundament nicht mehr mit seiner ganzen Grundfläche auf der Grubensohle aufruht (s. Fig. 15), gilt:

$$M_b = G \cdot s = G \left(\frac{a}{2} - \frac{x}{3} \right)$$

$$G = \sigma_0 a b = \sigma' b \frac{x}{2}; \quad x = \frac{2 a \sigma_0}{\sigma'}$$

$$\sigma' = C_b (\lambda_0 + \lambda'); \quad \lambda_0 + \lambda' = x \operatorname{tg} \alpha; \quad \sigma_0 = \frac{G}{a b};$$

somit

$$x = \frac{2 a G}{a b C_b x \operatorname{tg} \alpha}$$

woraus

$$x = \sqrt{\frac{2 G}{b C_b \operatorname{tg} \alpha}} = 1,414 \sqrt{\frac{G}{b C_b \operatorname{tg} \alpha}}$$

Für diesen Bereich ist somit

$$\underline{M_b} = G \left(\frac{a}{2} - \frac{1,414}{3} \sqrt{\frac{G}{b C_b \operatorname{tg} \alpha}} \right) = \\ = G \left(\frac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{G}{b C_b \operatorname{tg} \alpha}} \right) \quad (5)$$

In gleicher Weise können die entsprechenden Formeln für Fundamente mit anderer Grundrissform abgeleitet werden.

Das Gesamtwiderstandsmoment eines im Erdboden eingespannten Blockfundamentes setzt sich zusammen aus der Summe der verschiedenen, sich der Drehung widersetzenden Einzelreaktionsmomente, wie sie in den Abschnitten III c bis III e, durchwegs als Funktion der Tangente des Drehungswinkels, abgeleitet worden sind. Damit ist die Möglichkeit gegeben, beliebig geformte Fundamente in Bodenarten beliebiger Art und Beschaffenheit in der Weise zu berechnen, dass für gegebene Angriffskräfte die davon hervorgerufenen Lagenänderungen des Fundamentes und damit die entsprechenden Schiefstellungen des Tragwerkes bestimmt werden können. Die für die üblichsten Fundamentformen gültigen Berechnungsformeln sind in Tabelle IV zusammengestellt.

mehr überwiegt der Einfluss ihrer seitlichen Einspannung (Moment M_s). Das Gesamtwiderstandsmoment ist $M_b + M_s$, entsprechend den hievor entwickelten Formeln. M_s ist hauptsächlich massgebend für die Begrenzung der Tragwerksschiefstellung, M_b für die Sicherheit gegen Umsturz. Ist M_s gegen M_b unbedeutend, müsste somit das Moment M_k der am Tragwerk in horizontaler Richtung angreifenden Kräfte (Leiterzug und Winddruck) mit 1,5 multipliziert werden. Mit zunehmendem Ueberwiegen des Momentes der seitlichen Einspannung M_s kann dieser Sicherheitsfaktor herabgesetzt werden.

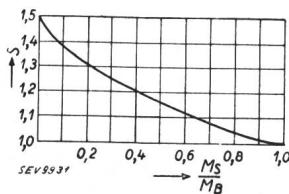


Fig. 16.
Diagramm der Verminderung des Sicherheitsfaktors s in Abhängigkeit von $\frac{M_s}{M_b}$. Verlauf zwischen den Grenzwerten 1 und 1,5.

den. Für das Mass seiner Verminderung, in Abhängigkeit von $\frac{M_s}{M_b}$ wurde seinerzeit (willkürlich) das Diagramm Fig. 16 gewählt. Danach ist bei Blockfundamenten, bei welchen $\frac{M_s}{M_b}$ kleiner ist als 1, das

Berechnungsformeln der üblichsten Fundamentformen.

Tabelle IV.

Nr.	Fundamentform (Nicht abgestuft)		Verlauf der Baugrundziffern der seitlichen Grubenwände	Reaktionsmoment der seitlichen Einspannung M_s				Sohlen-Reaktionsmoment M_b				
	Allgemein	Grundriss		Im Bereich von $\operatorname{tg} \alpha \leq$	M_s cmkg	Im Bereich von $\operatorname{tg} \alpha >$	M_s cmkg	Im Bereich von $\operatorname{tg} \alpha \leq$	M_b cmkg	Im Bereich von $\operatorname{tg} \alpha >$	M_b cmkg	
				4	5	6	7	8	9	10	11	
1	Prismatisch		3	$\frac{6 \mu G}{b t^2 C_t}$	$\frac{b t^3}{12} C_t \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{6 \mu G}{b t^2 C_t}$	$\frac{b t^3}{36} C_t \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{2 G}{a^2 b C_b}$	$\frac{b a^3}{12} C_b \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{2 G}{a^2 b C_b}$	$G \left(\frac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{G}{b C_b \operatorname{tg} \alpha}} \right)$	
2	Prismatisch											
3	Prismatisch			$\frac{4,5 \mu G}{a t^2 C_t}$	$\frac{1,414 a t^3}{12} C_t \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{4,5 \mu G}{a t^2 C_t}$	$\frac{1,414 a t^3}{36} C_t \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{1,414 G}{a^5 C_b}$	$\frac{a^4}{12} C_b \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{1,414 G}{a^3 C_b}$	$G \left(0,707 a - \frac{\sqrt[3]{3 G}}{C_b \operatorname{tg} \alpha} \right)$	
4	Zylindrisch			$\frac{8,8 \mu G}{d t^2 C_t}$	$\frac{d t^3}{17,6} C_t \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{8,8 \mu G}{d t^2 C_t}$	$\frac{d t^3}{52,8} C_t \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{5,1' G}{d^3 C_b}$	$\frac{\pi d^4}{64} C_b \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{5,1 G}{d^3 C_b}$		

Wie im Abschnitt III b angedeutet wurde, ist bei plattenförmigen Fundamenten, deren Standfestigkeit vorwiegend auf Gewichtsstabilität beruht (Moment M_b), die Sicherheit des Tragwerkes gegen Umsturz nachzuprüfen. Nach Art. 104 der Verordnung vom 7. Juli 1933 (s. Einleitung) soll dabei mit einem Sicherheitsgrad von wenigstens 1,5 gerechnet werden. Je tiefgründiger die Fundamente sind, desto

Angriffsmoment mit einem zwischen 1 und 1,5 liegenden Faktor zu vervielfachen.

Die vorstehenden Betrachtungen fussen auf der Voraussetzung, die am Tragwerk angreifenden Kräfte erzeugen ein reines Drehmoment. Die diesen Kräften entsprechende, auf den Fundamentblock wirkende Schubkraft wurde nicht berücksichtigt. Im Anhang wird gezeigt, dass diese Schubkraft keine

Wirkung auf die Schiefstellung des Tragwerkes hat und dass sie bei Tragwerken mit einem Verhältnis zwischen Höhe des äussern Kraftangriffes über Boden und der Tiefe des Fundamentes $\left(\frac{l}{t}\right) \geq 5$

von so geringem Einfluss auf die Bodenpressungen ist, dass sie vernachlässigt werden kann. In der Regel sind übrigens die Reibungskräfte zwischen Fundament und der umgebenden Erde grösser als die Querkraft, Grund mehr, sich nicht weiter damit zu befassen.

Durch die vorstehenden Ausführungen ist der Nachweis erbracht, dass die entwickelte Berechnungsmethode die klassischen Gleichgewichtsbedingungen erfüllt: Σ aller Horizontal- und aller Vertikalkräfte und Σ aller Drehmomente = 0. Darüber hinaus ist aber der Weg gewiesen für die Lösung der im vorliegenden Falle wichtigen Aufgabe der Vorausbestimmung der Grösse der unter verschiedenen Belastungszuständen eintretenden Lagerveränderung von Blockfundamenten und ihrer Begrenzung. Dabei ist die für die Richtigkeit der Rechnung unerlässliche Bedingung erfüllt, dass alle an der Stabilität beteiligten Bodenreaktionsmomente einheitlich als Funktion der Drehung des Fundamentblockes in Rechnung gestellt werden müssen. Es ist ferner gezeigt worden, dass jedem neuen Belastungszustand eines Freileitungstragwerkes mit Blockfundament eine andere Lage der Achse, um welche sich dieses dreht, entspricht. Die Faktoren, welche diese Achsenverschiebung bewirken, werden aufgezeigt. Dadurch wird ermöglicht, für alle Phasen der zunehmenden Tragwerksbelastung die der Schiefstellung des Tragwerkes entgegenwirkenden Faktoren zu kontrollieren und so den Drehvorgang in Abhängigkeit von der Tragwerksneigung zu analysieren. Die entwickelte Berechnungsmethode ist für Blockfundamente jeder Form und Grösse und für beliebige Einspannungsverhältnisse (Tiefe und Bodenbeschaffenheit) anwendbar. Sie ist somit universell brauchbar. Voraussetzung ist die genügende Kenntnis der Baugrundziffern des in Betracht fallenden Bodens. Nähere Angaben hierüber sind im nächsten Abschnitt und im Anhang zu finden.

IV. Praktische Berechnung von Blockfundamenten.

a) Baugrundziffern.

Es kann angenommen werden, in einigermassen fest gelagertem Baugrund nehme die Baugrundziffer der seitlichen Baugrubenwände vom Werte 0 an der Bodenoberfläche bis auf die praktisch in Betracht fallende Tiefe direkt proportional mit dieser zu. Für die Baugrundziffer der Grubenohle (Bettungs- ziffer) kann der 1...1,2fache Betrag der am Grund der seitlichen Wände vorhandenen Ziffern in Rechnung gestellt werden. In Tabelle V sind Mittelwerte für die in verschiedenen Bodenarten in $z = 2$ m Tiefe unter der Bodenoberfläche in Betracht fallenden Baugrundziffern angegeben. Die niedrigeren Werte gelten für verhältnismässig feuchten Boden.

Ungefährer Wert der Baugrundziffer seitlicher Grubenwände in verschiedenen Bodenarten in $z = 2$ m Tiefe unter der Bodenoberfläche.

Tabelle V.

Kat.	Bodenart	Baugrundziffer C in kg/cm^3
I	Leichter Torf- und Moorböden	0,5 ... 1,0
II	Schwerer Torf- und Moorböden, feiner Ufersand	1,0 ... 1,5
III	Schüttungen von Humus, Sand, Kies	1,0 ... 2,0
IVa	Lehmboeden, nass	2,0 ... 3,0
b	feucht	4,0 ... 5,0
c	trocken	6,0 ... 8,0
d	trocken hart	10,0
Fest gelagerter:		
V	Humus mit Sand, Lehm und wenig Steinen	6 ... 8
VI	Dasselbe mit viel Steinen	8 ... 10
VII	Feiner Kies mit viel feinem Sand	7 ... 9
VIII	Mittlerer Kies mit feinem Sand	9 ... 11
IX	Mittlerer Kies mit grobem Sand	11 ... 13
X	Grober Kies mit viel grobem Sand	13 ... 16
XI	Grober Kies mit wenig grobem Sand	13 ... 16
XII	Grober Kies mit wenig grobem Sand (sehr fest gelagert)	16 ... 20

Die praktische Anwendung der Berechnungsmethode sei an Hand von zwei ausgeführten und durch Belastungsproben untersuchten Blockfundamenten erläutert. Es handelt sich also in diesen beiden Beispielen um die Analysierung des Verhaltens ausgeführter Fundamente unter verschiedenen Belastungen.

1.

Nr. II der im Jahre 1923 in Gösgen erprobten Fundamente (siehe Bulletin SEV 1924, Nr. 5).

Es ist $a = b = 135$ cm; $t = 150$ cm; $G = 8940$ kg; C_t und C_b können zu $3,5 \text{ kg}/\text{cm}^3$ angenommen werden. Die Reibungsziffer μ sei mit 0,33 eingesetzt. Man findet mit diesen Zahlen folgendes:

1. Belastungsphase (Drehachse auf Sohlenhöhe).

$$M_s = \frac{b \cdot t^3}{12} \cdot C_t \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{135 \cdot 150^3}{12} \cdot 3,5 \cdot \operatorname{tg} \alpha = 133 \cdot 10^6 \cdot \operatorname{tg} \alpha \text{ cmkg},$$

gültig für Neigungen bis $\operatorname{tg} \alpha = \frac{6 \cdot \mu \cdot G}{b \cdot t^2 \cdot C_b} = \frac{6 \cdot 0,33 \cdot 8940}{135 \cdot 150^2 \cdot 3,5} = 0,00167$, entspr. $\alpha = 5' 34''$.

$$M_b = \frac{b \cdot a^3}{12} \cdot C_b \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{135^4 \cdot 3,5 \cdot \operatorname{tg} \alpha}{12} = 97,2 \cdot 10^6 \cdot \operatorname{tg} \alpha \text{ cmkg},$$

gültig für Neigungen bis $\operatorname{tg} \alpha = \frac{2 \cdot G}{a^2 \cdot b \cdot C_b} = \frac{2 \cdot 8940}{135^3 \cdot 3,5} = 0,00208$; entsprechend $\alpha = 7' 08''$.

$$M_b + M_s = 230,2 \cdot 10^6 \cdot \operatorname{tg} \alpha \text{ cmkg}.$$

2. Belastungsphase. (Verschiebung der Drehachse von Sohlenhöhe nach $\frac{t}{3}$).

Es ist

$$M_s = \frac{b \cdot t^3}{36} \cdot C_t \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{135 \cdot 150^3}{36} \cdot 3,5 \cdot \operatorname{tg} \alpha = 44,3 \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot 10^6 \text{ cmkg}$$

$$M_b = G \left(\frac{a}{2} - 0,47 \cdot \sqrt{\frac{G}{b \cdot C_b \cdot \operatorname{tg} \alpha}} \right) = c \cdot G.$$

Der Klammerausdruck obiger Formel (c) wird für

$$\operatorname{tg} \alpha = 0,002 \quad 0,004 \quad 0,006 \quad 0,008 \quad 0,01 \quad 0,015$$

$$c = 22 \quad 35 \quad 41,2 \quad 44,7 \quad 45,8 \quad 50 \text{ cm.}$$

Diese Beziehung ist in Fig. 17 zur Erleichterung der Interpolation graphisch dargestellt.

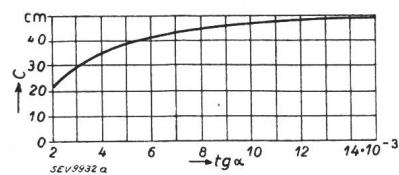


Fig. 17.
Diagramm für c

gültig für Neigungen bis $\tan \alpha = \frac{2 \cdot G}{a^2 b C_b} = \frac{2 \cdot 64000}{330^3 \cdot 7} = 0,00051$, entsprechend $\alpha = 1' 45''$
 $M_s + M_b = 7360 \cdot 10^6 \tan \alpha \text{ cmkg}$.

Für die zweite Belastungsphase (Drehachse in $\frac{t}{3}$ über Sohlenhöhe)

Tabelle VI.

Z kg	$M_{\text{eff}} = Z \left(1 + \frac{2}{3} t\right)$ mkg	$\tan \alpha$	Berechnungsergebnisse				Bemerkungen
			M_s mkg	M_b mkg	$M_s + M_b$ mkg	Auf Reibung entfallen mkg	
215	2800	0,00087	1155	846	2001	799	28,5
475	6171	0,00152	1355*	1478	2833	3338	54,2
590	7661	0,00218	1600*	2190	3790	3871	50,5
670	8700	0,00524	2330	3525	5855	2845	32,7
800	10400	0,0089	3950	4155	8105	2295	22,1
920	11970	0,0152	6740	4700	11440	530	4,5
1040	13500	0,0255	11260	4760	16020	—	—
1150	14950	0,0367	16200	4780	20980	—	—

Daraus ergibt sich Tabelle VI.

In graphischer Darstellung ergibt dieser Vergleich das aus Fig. 18 ersichtliche Bild. Es ist daraus zu entnehmen, dass unter den gemachten Annahmen hinsichtlich der Baugrundziffern sich Uebereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung

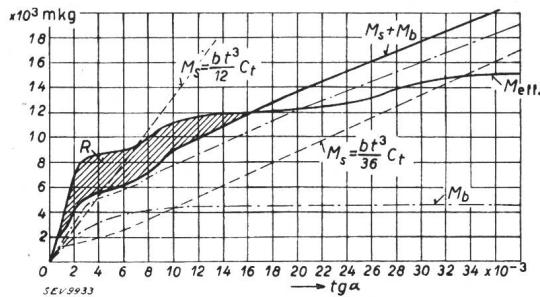


Fig. 18.

Graph. Darstellung der Versuchs- und Berechnungsergebnisse
Schraffierte Fläche: Reibung (R).

ergibt bei einer Drehung des Fundamentes um einen Winkel, dessen Tangente 0,0161 ist. Wäre die Ziffer C_b zu 3 kg/cm^3 angenommen worden, statt zu $3,5 \text{ kg/cm}^3$, so würde sich dieser Punkt bei $\tan \alpha = 0,02$ befinden (siehe —·—·— Kurve, für $M_s + M_b$ mit $C_t = 3 \text{ kg/cm}^3$).

2.

Fundament des Abspannmastes Nr. 47 der Hochspannungsleitung Bex-Montcherand in der Rhoneebene bei Aigle.

Es ist $a = b = 330 \text{ cm}$; $t = 200 \text{ cm}$; $G = 64000 \text{ kg}$; C_t kann zu nur 2 kg/cm^3 angenommen werden, da der Boden bis auf 2 m Tiefe aus äußerst feinem Schwemmsand besteht. $C_b = 7 \text{ kg/cm}^3$, weil fester Kies und Sand. μ sei angenommen zu 0,3. Höhe des Kraftangriffes über Fundamentoberkante = 18 m. Dies ergibt:

Für die erste Belastungsphase (Drehachse auf Sohlenhöhe)

$$M_s = \frac{b t^3}{12} \cdot C_b \cdot \tan \alpha = \frac{330 \cdot 200^3 \cdot 2}{12} \cdot \tan \alpha = 440 \cdot 10^6 \cdot \tan \alpha \text{ cmkg},$$

gültig für Neigungen bis

$$\tan \alpha = \frac{6 \mu \cdot G}{b t^2 C_t} = \frac{6 \cdot 0,3 \cdot 64000}{330 \cdot 200^2 \cdot 2} = 0,0044,$$

entsprechend $\alpha = 15' 06''$

$$M_b = \frac{b a^3}{12} \cdot C_b \cdot \tan \alpha = \frac{330^4 \cdot 7 \cdot \tan \alpha}{12} = 6920 \cdot 10^6 \cdot \tan \alpha \text{ cmkg},$$

$$M_s = \frac{b t^3}{36} \cdot C_t \cdot \tan \alpha = \frac{330 \cdot 200^3 \cdot 2}{36} \cdot \tan \alpha = 147 \cdot 10^6 \cdot \tan \alpha \text{ cmkg}$$

$$M_b = G \left(\frac{a}{2} - 0,47 \cdot \sqrt{\frac{G}{b \cdot C_b \cdot \tan \alpha}} \right) = c \cdot G$$

Der Klammerausdruck (c) obiger Gleichung ergibt für

$$\begin{array}{lllll} \tan \alpha & 0,0004 & 0,001 & 0,005 & 0,01 & 0,02 \\ c & 41 & 86,5 & 132,3 & 141,8 & 149 \text{ cm.} \end{array}$$

Diese Beziehung ist in Fig. 19 graphisch dargestellt.

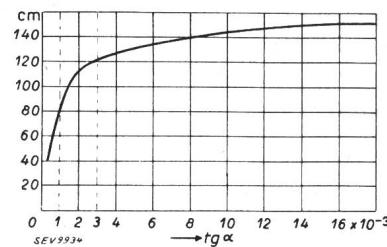


Fig. 19.

Diagramm für c

Daraus ergibt sich Tabelle VII, die eine vergleichende Zusammenstellung zwischen berechneten und Versuchsergebnissen enthält.

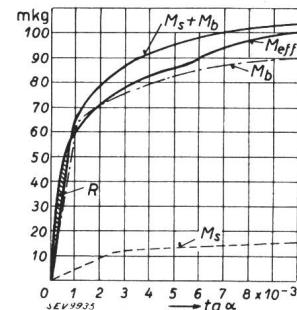


Fig. 20.

Graphische Darstellung der Versuchs- und Berechnungsergebnisse

Schraffierte Fläche:
Reibung (R).

Bei der Beurteilung dieses Ergebnisses ist folgendes zu beachten:

Bei $\tan \alpha = 0,01$ beträgt rechnungsmässig $M_s + M_b = 104700 \text{ mkg}$. Da aber $\frac{M_s}{M_b} = \frac{14700}{90000} = 0,163$ ist, beträgt die zulässige Spitzenkraft nicht $\frac{104700}{18 + \frac{2}{3}} = 5400 \text{ kg}$, sondern nur

Tabelle VII.

Z kg	$M_{\text{eff}} = Z \left(1 + \frac{2t}{3}\right)$ mkg	tg α	Berechnungsergebnisse				Bemerkungen
			M_s mkg	M_b mkg	$M_s + M_b$ mkg	Auf Reibung entfallen	
						mkg	
1 000	19 300	—	—	—	—	—	
1 600	30 900	0,000106	440	7 335	7 775	23 125	75,3
2 000	38 600	0,000274	1 200	18 960	20 160	18 440	46,9
2 400	46 350	0,0004	1 760	27 680	29 440	16 910	35,2
2 800	54 000	0,000718	3 150	50 000	53 150	850	1,6
3 200	61 800	0,00117	5 400	64 000	69 400	—	—
3 600	69 300	0,00182	8 000	67 000	75 000	—	—
4 000	77 100	0,00285	11 000*	74 000	85 000	—	—
4 400	84 900	0,00470	13 500*	82 000	95 500	—	—
4 800	92 600	0,00654	14 000*	86 000	100 000	—	—
5 200	100 000	0,01	14 700	90 000	104 700	—	—

Graphische Darstellung siehe Fig. 20.

$5400 = 4060$ kg, entsprechend dem Diagramm Fig. 16. Mit $1,33$ diesem Spitzenzug wird $M_k = 77 700$ mkg und die virtuelle Sicherheit gegen Umstürzen $= \frac{104 700}{77 700} = 1,322$. Der Fehlbetrag bis 1,5 wird reichlich aufgewogen durch die nicht berücksichtigten Reibungswiderstände und die nur teilweise in Rechnung gestellte seitliche Einspannung.

In den beiden hievor aufgeführten Beispielen handelte es sich darum, die Belastungsfähigkeit von Fundamenten gegebener Abmessung und ihr Verhalten unter verschiedenen Belastungen zu prüfen. Liegt die umgekehrte Aufgabe vor, für ein gegebenes Tragwerk mit bekannten Belastungsverhältnissen die nötigen Abmessungen eines prismatischen, nicht abgestuften Fundamentes von rechteckigem Grundriss in Baugrund von bekannten Eigenschaften zu berechnen, kann folgendermassen vorgegangen werden:

Die kleinste erforderliche Seitenlänge des Fundamentblocks ergibt sich aus den Abmessungen der Tragwerksgrundfläche. Sie muss so gross gewählt werden, dass die Verankerungsorgane des Tragwerks (Bolzen, Eckwinkel) die nötige Sicherheit gegenüber den auftretenden Beanspruchungen bieten. Je nach den besondern Verhältnissen wird man somit das Fundament 20...30 cm breiter wählen, als die Tragwerksgrundfläche. Dann bleibt nur noch die nötige Eingrabtiefe zu bestimmen übrig. Massgebend hiefür ist das Moment der seitlichen Einspannung. Dieses Moment muss mindestens gleich sein dem Angriffsmoment M_k abzüglich dem Moment M_b der Bodenreaktion an der Sohle. Für die Bestimmung des Momentes M_b muss aber das Gesamtgewicht G bekannt sein oder zunächst ein gewisser Betrag angenommen werden. Das Tragwerksgewicht wird als bekannt vorausgesetzt. Um nun das ungefähre Gewicht des passenden Fundamentblocks zu bestimmen, wird vorerst schätzungsweise eine genügend scheinende Tiefe angenommen. Damit lässt sich das Blockgewicht und daraus M_b und das Angriffsmoment M_k für eine Neigung entsprechend $\text{tg } \alpha = 0,01$ in einer ersten Annäherung bestimmen. Das Moment der seitlichen Einspannung M_s muss gleich oder grösser sein als $M_k - M_b$. Bei

plattenförmigen Fundamenten ist dabei M_k nach Diagramm Fig. 16 mit dem entsprechenden Sicherheitsfaktor zu multiplizieren. Aus Formel (Fig. 6)

$$M_s = \frac{b \cdot t^3}{36} \cdot C_t \cdot \text{tg } \alpha, \text{ on a } t = \sqrt[3]{\frac{36 \cdot M_s}{b \cdot C_t \cdot \text{tg } \alpha}} \quad (6)$$

Setzt man für $\text{tg } \alpha$ den zulässigen Höchstwert von 0,01 und bezeichnet man mit $m_s = \frac{M_s}{b}$ das Moment der seitlichen Einspannung für eine senkrechte Lamelle des Blockes von 1 cm Dicke, wird

$$t = 15,34 \sqrt[3]{\frac{m_s}{C_t}} \quad (7)$$

Diese Formel für t wird zweckmässig graphisch als Hilfstafel dargestellt (Fig. 21). Sie erleichtert die rasche Bestimmung der nötigen Blocktiefen. Zur Erläuterung dieser Hilfstafel Fig. 21 diene folgendes:

Entsprechend Tabelle V wird als Bezugsebene für die Baugrundziffern der seitlichen Grubenwände die Tiefe von 2 m unter der Bodenoberfläche gewählt und angenommen, diese Ziffern nehmen vom Werte 0 an der Bodenoberfläche direkt proportional mit der Tiefe zu. Dies kommt durch die von der Ecke links oben in der Tafel schräg abwärts verlaufenden Strahlen zum Ausdruck. Die Zahlen am rechten Ende der Kurven entsprechen den m_s in mkg der Gl. (7), diejenigen am linken Rande dienen zur Ermittlung der gesuchten Blocktiefen.

Der Gebrauch der Hilfstafel möge an folgenden Beispielen gezeigt werden:

Beispiel 1

Es seien die Fundamentabmessungen für den in Fig. 22 dargestellten Gittermast zu bestimmen. Baugrund nach Kat. VII der Tabelle V, $C_t = 7 \text{ kg/cm}^3$, $C_b = 9 \text{ kg/cm}^3$, Z in 15 m über Boden $= 2000 + 400 \cdot \frac{6,5}{15} = 2173$ kg. Gewicht des ausgerüsteten Mastes $= 2500$ kg.

t sei schätzungsweise zu 200 cm angenommen. Dann ist $G = 20 \cdot 21 \cdot 21 \cdot 2,2$ (Block) + 2500 (Mast) $= 21900$ kg.

Die Gleichung (5) gibt für den nicht abgestuften Block und $\text{tg } \alpha = 0,01$ annäherungsweise $M_b = (0,36 \dots 0,44) \cdot a \cdot G$. Der

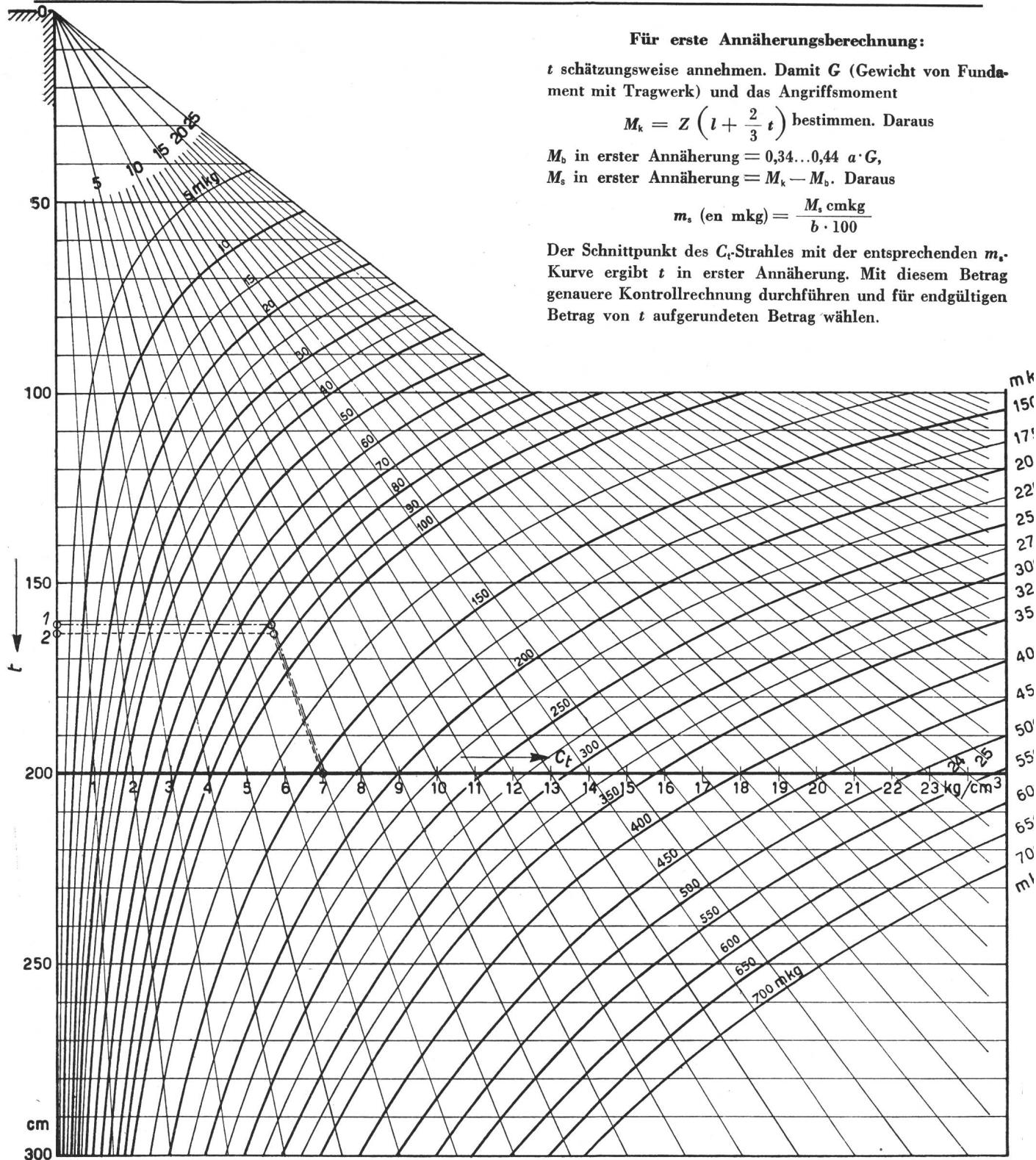


Fig. 21.
Hilfstafel für die Ermittlung der Fundamenttiefen t .
Graphische Darstellung der Gleichung (7).

Bedeutung der Zahlenreihen:

Linker Rand (von oben nach unten): Tiefen t unter der Bodenoberfläche in cm.

Rechter Rand (Kurven): Erddruck-Reaktionsmomente der seitlichen Einspannung pro cm Breite des Fundamentes in mkg

$$(m_s = \frac{M_s}{b})$$

— · — · Erste Annäherung. — — — Zweite Annäherung.

niedrigere Wert gilt für Boden mit kleineren, der höhere für solchen mit grösseren Baugrundziffern. Im vorliegenden Fall sei 0,4 gewählt. Mit diesem Betrag kann für die erste nähe-

Bezugsebene in $t = 200$ cm: Baugrundziffern für die verschiedenen Bodenarten nach Tabelle V, in kg/cm^3 . Die Werte wachsen von 0 an der Bodenoberfläche proportional mit der Tiefe (schräge Strahlen).

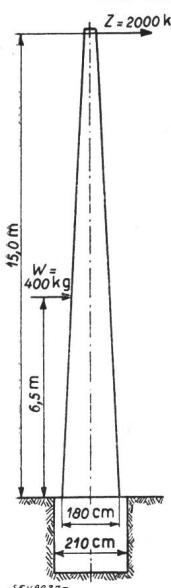
Punktierte Linien: Darstellung des Rechnungsganges für Beispiel 1.

rungsweise Berechnung des M_b solcher Fundamente allgemein gerechnet werden. Somit $M_b \approx 0,4 \cdot 21900 \cdot 210 = 1,840 \cdot 10^6 \text{ cmkg}$. Das Angriffsmoment wird

$$M_k = 2173 \left(1500 + \frac{200 \cdot 2}{3} \right) = 3,55 \cdot 10^6 \text{ cmkg. Erforderliches}$$

$$M_s = M_k - M_b = (3,55 - 1,84) \cdot 10^6 = 1,71 \cdot 10^6 \text{ cmkg.}$$

$$m_s = \frac{1,71 \cdot 10^6}{210 \cdot 100} = 81,5 \text{ mkg.}$$



Folgt man nun in der Hilfstafel dem Ziffer 7 kg/cm³ in 2 m Tiefe entsprechenden Strahl bis zum Schnittpunkt mit der dem Wert 81,5 am nächsten liegenden Kurve, so lässt sich durch Interpolation die gesuchte Tiefe auf der Höhe dieses Schnittpunktes am linken Rande der Tafel ablesen. Man findet so t in erster Annäherung zu ~ 161 cm.

Eine Kontrollrechnung mit den in erster Annäherung gefundenen Zahlen ergibt folgendes:

Da das Fundament aus bekannten Gründen wenigstens 20 cm über die Bodenoberfläche hinausragen muss, wird seine Gesamthöhe für die zweite Annäherung 181 cm und

$$G = 18,1 \cdot 21 \cdot 21 \cdot 2,2 + 2500 = 20060 \text{ kg}$$

Fig. 22.
Zeichnung zum Berechnungsbeispiel
Anwendung des Diagrammes Fig. 21.

$$M_k = 2173 \left(1500 + 161 \cdot \frac{2}{3} \right) = 3,49 \cdot 10^6 \text{ cmkg}$$

$$M_b = 20060 \left(\frac{210}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{20060}{210 \cdot 9 \cdot 0,01}} \right) = 1,79 \cdot 10^6 \text{ cmkg}$$

$$\text{Sollbetrag } M_s = M_k - M_b = 1,70 \cdot 10^6 \text{ cmkg}$$

$$m_s = \frac{1,70 \cdot 10^6}{210 \cdot 100} = 80,9 \text{ mkg}$$

Nach der Hilfstafel (Fig. 21) entspricht diesem Betrag eine Tiefe t von 161 cm. Damit wird $\frac{M_s}{M_b} = \frac{1,70 \cdot 10^6}{1,79 \cdot 10^6} = 0,95$, der Sicherheitsfaktor nach Fig. 16 $\approx 1,05$ und der berichtigte Sollbetrag für $m_s = 80,9 \cdot 1,05 = 85 \text{ mkg}$. Nach der Hilfstafel entspricht diesem Betrag eine Tiefe t von 163 cm. Eine weitere Kontrollrechnung erübrigtsich.

Müsste das Fundament in Boden der Kategorie IV b der Tabelle V mit $C_t = 4 \text{ kg/cm}^3$ und $C_b = 5 \text{ kg/cm}^3$ erstellt werden, so ergibt die Rechnung eine erforderliche Tiefe t von 190 cm. Aus diesen Zahlen ist der Einfluss der Baugrundverhältnisse auf die Fundamentabmessungen ersichtlich und zugleich auch, wie anpassungsfähig an diese Verhältnisse die Berechnungsmethode ist.

Beispiel 2

Es soll untersucht werden, ob an Stelle des in Fig. 10 abgebildeten Fundamentes ein solches ohne Abstufung nicht wirtschaftlicher wäre?

Für das Fundament mit Abstufung beträgt:

das Gewicht des Betonblocks $2,2 (17^2 \cdot 7,2 + 10^2 \cdot 9) = 6600 \text{ kg}$
dasjenige der eingefüllten Erde $1875 \text{ dm}^3 \cdot 1,5 = 2800 \text{ kg}$
das angenommene Mastgewicht $= 1500 \text{ kg}$
 $= 10900 \text{ kg}$

$$M_b = 11000 \left(\frac{170}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{11000}{170 \cdot 10 \cdot 0,01}} \right) = 864000 \text{ cmkg}$$

$$M_s \text{ nach Fig. 10} = 635468 \text{ cmkg}$$

$$M_s + M_b = 1499468 \text{ cmkg}$$

Da $\frac{M_s}{M_b} = 0,736$ ist, genügt der Block nur für ein Angriffs-

moment M_k von $\frac{1,50}{1,07} \cdot 10^6 = 1,4 \cdot 10^6 \text{ cmkg}$.

Würde das Fundament ohne Abstufung mit $100 \times 100 \text{ cm}$ Grundfläche erstellt, käme es ganz in «gewachsenen» Boden mit $C_t = 9,6 \text{ kg/cm}^3$ und $C_b = 10 \text{ kg/cm}^3$ zu stehen. Rechnet

man zur ersten, annäherungsweisen Ermittlung von G mit der gleichen Tiefe wie im Fall der Fig. 10, also mit $t = 168 \text{ cm}$, wird das Betongewicht $= 10^2 \cdot 16,8 \cdot 2,2 = 3700 \text{ kg}$. Somit $G = 3700 + 1500 = 5200 \text{ kg}$. Damit wird

$$M_b = 5200 \left[\frac{100}{2} - 0,47 \left(\sqrt{\frac{5200}{100 \cdot 10 \cdot 0,01}} \right) \right] = 186000 \text{ cmkg}$$

$$M_s = \frac{100 \cdot 168^3}{36} \cdot 9,6 \cdot 0,01 = 1265000 \text{ cmkg}$$

$$M_s + M_b = 1451000 \text{ cmkg}$$

$M_s > 1$. Ein Sicherheitszuschlag nach Fig. 16 ist somit nicht erforderlich.

Die Rechnung zeigt, dass im vorliegenden Fall das Fundament ohne untere Verbreiterung sogar mit einer Eingrabetiefe t von nur 165 cm ebenso widerstandsfähig wäre wie dasjenige mit Abstufung nach Fig. 10. Dabei würden sich die erforderlichen Betonmengen verhalten wie $1,65 : 2,98$. Abgesehen von dem kleineren Betonbedarf für das nicht abgestufte Fundament ($-1,3 \text{ m}^3 = 45\%$) wäre seine Herstellung bedeutend leichter und wirtschaftlicher. Wären auch unter den gemachten Annahmen (hohe C -Werte) die Verhältnisse für das Fundament ohne Abstufung besonders günstig, so zeigt dieses Beispiel doch deutlich, wie die Ausnutzung der natürlichen Bodenfestigkeit beträchtliche technische und wirtschaftliche Vorteile bietet.

Müsste jedoch ein Fundament ungefähr gleicher Standfestigkeit in Baugrund von $C_t = 2 \text{ kg/cm}^3$ und $C_b = 2,8 \text{ kg/cm}^3$ erstellt werden, so müsste der nicht abgestufte Block eine Tiefe haben von annähernd:

$$t = \sqrt{\frac{36 \cdot 1385000}{100 \cdot 2,7 \cdot 0,01}} = 267 \text{ cm [s. Gl. (6)]}$$

mit einer Gesamtlänge von $\sim 267 + 23 = 290 \text{ cm}$, was die Ausschachtung der Grube erschwert und verteuert. In solchen

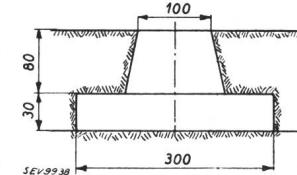


Fig. 23.

Fundamenttyp für Boden mit niedrigen Baugrundziffern.

Zeichnung zum Berechnungsbeispiel.

Fallen kann ein Fundament wie z. B. nach Fig. 23 rationeller sein. Es würde damit

$$\begin{aligned} V \text{ Beton} &\approx 3,5 \text{ m}^3, G \approx 7800 \text{ kg} \\ V \text{ Erdauflast} &\approx 6,35 \text{ m}^3, G \approx 9500 \text{ kg} \\ \text{Mast} &\approx 1500 \text{ kg} \\ G \text{ total} &\approx 18800 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$M_b = 18800 \left(\frac{300}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{18800}{300 \cdot 2 \cdot \frac{1,1}{2} \cdot 0,01}} \right) = 2130000 \text{ cmkg.}$$

M_s ist gegenüber M_b verschwindend. Das Fundament genügt für ein $M_k = \frac{2130000}{1,5} = 1420000 \text{ cmkg}$. Die Platte wäre

auf Eigenfestigkeit zu untersuchen. Ein wirtschaftlicher Vorteil gegenüber dem nicht abgestuften Block bestünde nur bezüglich der leichteren Herstellungsmöglichkeit wegen geringerer Tiefe der Baugrube.

Blockfundamente von anderer Form als der hier vor behandelten (rechteckiger Grundriss) können unter Benutzung der in Tabelle IV zusammengestellten Formeln in gleicher Weise berechnet werden wie diese. Da diese Form jedoch vorherrschend ist, ist davon abgesehen worden, für andere, selten verwendete Formen Hilfsmethoden für abgekürzte Berechnungen aufzustellen.

Aus wirtschaftlichen Gründen wird man der Berechnung von Blockfundamenten im allgemeinen die bei grösster Belastung zulässige grösste Neigung, also $\tan \alpha = 0,01$, zugrunde legen. Mit den angegebenen Formeln kann die Berechnung jedoch für jede beliebige zulässige Neigung durchgeführt oder für ein Fundament von gegebenen Abmessungen in

Baugrund von bekannten Eigenschaften der Vorgang der Neigungszunahme bei wachsender Belastung rechnerisch verfolgt werden.

Handelt es sich darum, für eine grössere Zahl von Tragwerken von einheitlichem Typ die Fundamente zu entwerfen, wird man zwar aus praktischen Gründen suchen, auch für diese mit einem Einheitstyp auszukommen und an Standorten mit nur wenig verschiedenen Baugrundverhältnissen diesen durch entsprechende Veränderung der Eingrabtiefen Rechnung zu tragen. Liegen aber besonders ungünstige Verhältnisse vor, kann die Wahl eines besondern Fundamenttyps für die betreffenden Tragwerke aus technischen und wirtschaftlichen Erwägungen angezeigt sein¹⁾). Es empfiehlt sich somit, bei der Projektierung längerer Freileitungen die Baugrundverhältnisse am Standort der Tragwerke durch Sondierungen zu prüfen und gestützt darauf Art und Abmessungen der Fundamente festzusetzen.

Anhang

(Bemerkungen zu einzelnen Fragen)

Gründungstiefe mit Rücksicht auf Frostgefahr

Die Frostgefahr ist verhältnismässig gering in Grob- und Feinkies, reinem Ton; grösser ist sie in wasser durchlässigem Grund mit Sand, Löss und Lehm, besonders wenn mit starkem Zufluss von Sicker- oder gar Grundwasser gerechnet werden muss. Von ganz besondern Fällen abgesehen, sind jedoch bei Tragwerksfundamenten besondere Schutzmassnahmen, wie Ersatz frostgefährdeten Bodens durch Kies und Sand, Drainierungen und dergleichen nicht nötig. Bei einer genügend bemessenen Tieflage der Fundamentsohle (100...150 cm) sind Schäden nicht zu befürchten.

Widerstand von Fundamentkörpern gegen das Ausziehen aus dem Boden

Es seien die im Bulletin SEV 1925, Nr. 10, hierüber veröffentlichten Versuchsergebnisse auszugsweise wiedergegeben (Tabellen VIII und IX).

Bewegung an Holzstangen in Funktion der Zugkraft in Richtung ihrer Achse.

Tabelle VIII.

Nr.	Eingrab-tiefe cm	Stangendurchmesser an der Bodenoberfläche cm	Grösster erreichter Zug $Z_{\max}^{\text{momen-tan}}$ kg	Weg der Stange nach Errei-chung von $Z_{\max}^{\text{momen-tan}}$ cm
		am untern Ende cm	$Z_{\max}^{\text{blei-bend}}$ kg	
1	170	19,8	22,5	1 650 45,3
2	153,5	20,8	24,0	1 250 5,5
3	157	18,3	23,0	1 200 60,5
4	155	20,0	20,8	650 20,6
5	155	20,1	21,2	700 26,6
6	153	20,4	23,5	1 200 19,28
7	153	18,9	23,5	1 400 51,9
8	146	19,5	23,0	1 050 49,0
9	150	19,4	22,1	1 000 850 12,25
10	170	21,3	28,0 ¹⁾	3 900 3 500 40,4
11	163	23,7	27,7 ²⁾	1 600 — 24,4
12	152	19,4	21,0	800 750 13,6
13	149	19,6	23,1	2 100 2 000 31,1
14	150	19,4	21,6	1 200 1 100 17,7
15	150	17,7	20,4	950 850 26,2
16	215	31,9	38,9 ³⁾	4 200 3 450 12,4
17	210	29,5	35,0 ⁴⁾	3 500 3 000 98,95
18	210	19,9 / 21,8 ⁵⁾	24,3 / 27,1	3 750 3 450 28,0

¹⁾ Durchmesser in halber Eingrabtiefe = 21,5 cm.

²⁾ Durchmesser in halber Eingrabtiefe = 24,6 cm.

³⁾ Durchmesser in halber Eingrabtiefe = 32,5 cm.

⁴⁾ Durchmesser in halber Eingrabtiefe = 30,0 cm.

⁵⁾ Kuppelstange.

Baugrundbelastung durch lotrecht wirkende Kräfte

Trotz zahlloser, häufig bedeutender Schäden an Hoch-, Tief- und Kunstdämmen, die durch mangelhafte Fundamente verursacht wurden, wurde der Erforschung der erdphysikalischen und erdbautechnischen Eigenschaften des Baugrundes erst in neuerer Zeit die gebührende Aufmerksamkeit geschenkt. In den letzten Jahrzehnten wurden vielerorts Erdbeulaboratorien geschaffen und die auf diesem Gebiet zu lösenden Fragen wurden durch Versuchs- und Forschungsarbeit auf wissenschaftliche Grundlage gestellt. Es liegt darüber eine ausgedehnte Literaturverzeichnis am Schluss).

Bei der ausserordentlich grossen Mannigfaltigkeit und Verschiedenheit der Art und Beschaffenheit des Baugrundes ist eine strenge Klassierung der Bodenarten und der zahlenmässigen Abgrenzung ihrer physikalischen Eigenschaften praktisch mit Schwierigkeiten verknüpft. Immerhin ist dieses Ziel, wenigstens theoretisch, weitgehend erreicht worden. Das kommt z. B. durch folgenden Ausspruch eines Vertreters dieses Wissenschaftsgeiges zum Ausdruck: «Die Baugrundforschung hat gezeigt, dass man den Baugrund nicht nur mit Worten kennzeichnen kann, sondern dass dafür, wie für andere Baustoffe, Zahlen nötig sind.» Was insbesondere die Druckbelastung des Bodens anbelangt, äussert sich der erwähnte Autor folgendermassen: «Im Gegensatz zu Angaben in Handbüchern und amtlichen Erlassen hängt der zulässige Bodendruck nicht nur von der Bauart, sondern auch von der Grösse des Bauwerkes ab. Die Tragfähigkeit und die Einsenkung unter grossen Bauwerken sind grösser als unter kleinen²⁾.» Das hängt eng mit der Druckverteilung im Boden zusammen.

Es ist hier nicht der Ort, auf diese Fragen näher einzutreten, als es im Zusammenhang mit dem vorliegenden Thema nötig erscheint. In diesem Sinne sei folgendes bemerkt:

«Zulässige Bodenpressung.» Im hievor angeführten Werk von Kögler und Scheidig wird dieser Begriff als überholt bezeichnet, trotzdem er noch in den meisten Handbüchern und amtlichen Erlassen beibehalten ist. «Wichtig ist nicht die Grösse der Pressung an sich, sondern die dadurch bewirkte Formänderung.» «Zulässig ist jede Pressung, bei welcher keine für das Bauwerk schädlichen Setzungen (oder allgemein Formänderungen) eintreten.» Diese Definition deckt sich durchaus mit den in diesem Aufsatz vertretenen Grundsätzen. Wenn dennoch in Tabelle III Zahlen für die «zulässige Belastung» des Baugrundes angegeben worden sind, so geschah es nur in bezug auf lotrecht wirkende Kräfte (Gewichtsbelastungen), die nur Setzungen bewirken können, welchen jedoch bei Blockfundamenten der üblichen Abmessungen keine grössere Bedeutung zukommt.

Baugrund- und Bettungsziffern. Da für die Berechnung der Lagenänderungen von Blockfundamenten infolge von Aenderungen der auf das Tragwerk wirkenden Angriffsmomente die Baugrundziffern der Sohle und namentlich der Seitenwände der Fundamentgrube von ausschlaggebender Bedeutung sind, mögen zu diesem Begriff folgende Erläuterungen gegeben werden:

Wie in Abschnitt III b angeführt, liegt der hier entwickelten Berechnungsmethode die Annahme zugrunde, der Fundamentblock sei von einem elastischen Medium umschlossen, also gewissermassen zwischen Federn eingebettet. Sind die Elastizitätskonstanten dieser Federn — der Federmaßstab — bekannt, so ist damit die Grundlage für eine einwandfreie rechnerische Behandlung des Problems gegeben. Die Bettungs- oder allgemein Baugrundziffern haben nun die Bedeutung eines solchen Federmaßstabes. Unter der Voraussetzung, der Boden sei elastisch, geben sie an, welcher Druck in kg/cm^2 nötig ist, um eine Einsenkung von 1 cm zu bewirken. Die Baugrundziffern haben somit auch eine ähnliche Bedeutung wie der Elastizitätsmodul in der Festigkeitslehre. Wie für alle Berechnungen, in welchen es sich um die Grösse

¹⁾ Siehe z. B.: Kleinlogel, Zur Frage der Berechnung von Mastgründungen grosser Abmessungen unter schwierigen Bodenverhältnissen. Forschungsarbeit VDI-Verlag 1927.

²⁾ Siehe z. B. «Baugrund und Bauwerk» von Franz Kögler und Alfred Scheidig, Erdbeulaboratorium der Bergakademie Freiberg i. S. — W. Ernst & Sohn, Berlin 1938.

Widerstand verschiedener Betonfundamente gegen Ausziehen aus dem Boden.

Tabelle IX.

No.	Bodenart	Grösse und Form des Körpers	„Proportionalitäts-grenze“		„Fliessgrenze“		Grösster erreichter Zug		Oberer Durchmesser des Erd-fliess-kegels ¹⁾ cm
			Z kg	Weg mm	Z kg	Weg mm	kg	Weg mm	
1	Kies mit viel feinem Sand . . .		400	0	1600	11,5	2200	47	~ 120
2	do.		1000	0	2200	6,5	2550	19	140
3	do.		1200	0	2200	2,0	2600	8	105
4	do.		1200	0,5	2500	6,0	2500	6,0	120
5	do.		1500	0,6	3000	7,0	3600	41	130
6	Gewachsener Humus mit wenig Sand und Lehm		6000	3,5	6000	3,5	8000	39	220
7	do.		700	0,5	1700	6,5	1950	36	170
8	do.		1000	1,0	2100	14,0	2200	44,5	120
9	do.		1000	0,5	2100	8,5	2300	17,0	170
10	do.		800	0,5	2000	17,0	2100	45	170
11	do.		600	0,5	1600	7,0	1700	23,0	110
12	do.		750	0,5	1600	8,5	2000	61,0	70
13	Fester, reiner Lehm		1550	0,5	2500	3,5	2700	9,0	140
14	do.		2000	0,5	3500	2,0	3700	4,0	200
15	do.		1300	0,5	2000	14,0	2050	36,5	130
16	do.		1400	0,7	2000	3,0	2200	6,5	145
17	Kies mit viel Sand		1400	0,5	2000	3,7	3000	36,7	²⁾
18	do.		1400	1,5	2000	8,0	3000	47	²⁾
19	do.		600	1,0	1000	2,5	1300	20	80
20	do.		4200 ³⁾	1,1	—	—	—	—	
21	do.		400	0,5	750	3,0	1250	31	70

¹⁾ Der «obere Durchmesser des Erdfliesskegels» gibt nur ungefähr an, bis zu welcher Ausdehnung die Erdoberfläche durch die Sockelbewegung in Mitleidenschaft gezogen wurde. Nach Ueberschreitung der Fliessgrenze hörte im allgemeinen die Adhäsion zwischen Sockel und Erdreich auf, weshalb das letztere nur in geringem Masse ganz ausgezogen wurde.

²⁾ Eingestampfter Stangenfuss von Hunziker & Cie. $t = 130$ cm. $G \approx 300$ kg.

³⁾ Versuch abgebrochen, da Zugvorrichtung ungenügend.

elastischer Formänderungen handelt, die Kenntnis des Elastizitätsmoduls des in Betracht fallenden Materials nötige Voraussetzung ist, so ist auch für die Berechnung der Formänderung des Baugrundes, die bei der Lagenänderung von Blockfundamenten eintritt, eine möglichst zutreffende Kenntnis der Baugrundziffern des betreffenden Bodens nötig. Da über die Bedeutung dieser Ziffern vielerorts Unklarheit besteht, mögen hierüber folgende Erläuterungen dienen:

Zimmermann führte erstmals den Begriff der «Bettungsziffer» für die Berechnung des Eisenbahnoberbaues im Zusammenhang mit der Theorie des durchgehend elastisch gestützten Balkens ein. Diese Theorie nimmt u. a. an, der Baugrund werde an jeder Stelle proportional mit dem dort herrschenden Druck zusammengepresst. Diese Annahme trifft

in Wirklichkeit aus verschiedenen Gründen nur in eng begrenztem Masse zu. Es ist hier nicht der Ort, auf diese Fragen näher einzutreten. Wer sich dafür interessiert, findet in der Fachliteratur, z. B. in den sehr lobenswerten Werken von Kögler und Scheidig sowie von Loos (s. Literaturverzeichnis) ausführlichen Aufschluss. Hier sei nur kurz erwähnt, dass die Grösse der durch Versuch ermittelten Baugrundziffern unter gegebenen Verhältnissen von der Grösse der Lastfläche und von der i. a. nicht kontrollierbaren und selbst wieder von vielen Faktoren beeinflussten Druckverteilung im Boden abhängig ist. Durch diese komplizierten Zusammenhänge wird eine streng zahlenmässige Definition dieser Ziffern und ihre experimentelle Ermittlung erschwert. Nach Kögler und Scheidig können die Baugrundziffern überhaupt nicht als

klare physikalische Eigenschaft des Baugrundes, sondern nur als Rechengrösse im Rahmen der Theorie des durchgehend elastisch gestützten Balkens gelten. Sie haben dabei die Bedeutung der Federkonstante für den elastischen Bereich der Bodenzusammendrückung. Dass ein solches elastisches Verhalten des Baugrundes tatsächlich vorhanden ist, wenn auch in sehr engen Grenzen, geht sowohl aus den mit Blockfundamenten vorgenommenen Versuchen (s. Bulletin SEV 1924, Nrn. 5 und 7, 1927, Nr. 6 u. a.) als auch aus den mit dem Köglerschen Seitendruckapparat erhaltenen Ergebnissen deutlich hervor (s. das erwähnte Buch von Kögl und Scheidig). Dieser Apparat besteht aus einem ca. 1 m langen Gummizylinder, der in ein Versuchshohrloch eingeführt, hernach mit Pressluft von bekanntem Druck aufgeweitet und so lückenlos an die Seitenwand des in seiner Struktur nur unbedeutend gestörten Bohrloches angepresst wird. Zweifellos können mit diesem Apparat verhältnismässig zuverlässige Ergebnisse erzielt werden. Leider begegnet aber seine Anwendung bei den weit auseinanderliegenden Baugruben von Tragwerksfundamenten aus praktischen Gründen Hindernissen.

Wie die Erfahrung beweist, erlauben aber die beim Ausheben der Baugruben durch den Augenschein und durch den Widerstand, den der Boden den Grabwerkzeugen entgegengesetzt, sich ergebenden Feststellungen eine genügend zutreffende Beurteilung der in Rechnung zu stellenden Baugrundziffern. Sind Berechnungen ohne Bodensondierungen nur auf Grund der in Tabelle V angegebenen Zahlen gemacht worden, ist es angezeigt, sie nachträglich den Sondierungsergebnissen entsprechend zu berichtigen.

Stellt man die durch Probebelastung von Blockfundamenten erhaltenen Lagerveränderungen (Abszissen: $\tan \alpha$) in Abhängigkeit vom Angriffsmoment (Ordinaten) graphisch dar, so haben die diesen Zusammenhang darstellenden Kurven einen ähnlichen Verlauf, wie das Zerreissdiagramm eines Metalls: Nach kurzem, ziemlich geradlinigem Anstieg (elastischer Bereich) allmähliche Abbiegung (Streckgrenze), anschliessend fast flacher Verlauf (plastische Verformung, Fließbereich). Selbstredend muss man sich bei diesem Vergleich bewusst bleiben, dass es sich dabei um gänzlich verschiedene Verhältnisse handelt. Immerhin besteht hinsichtlich der drei genannten Phasen eine gewisse Analogie. Der Verlauf der Kurve im «elastischen Bereich» wird nicht nur durch das Verhalten des Bodens gegenüber den Pressungen, sondern auch durch die Reibung zwischen dem Block und dem ihn umschliessenden Baugrund bestimmt. Für das Verhalten des Baugrundes sind hauptsächlich massgebend: Seine «Steifezahl», eine grundlegende, von der Gestalt des Bauwerkes unabhängige Bodeneigenschaft, auf die hier nicht näher eingetreten werden kann, und seine Scherfestigkeit, die ihrerseits wieder abhängig ist von der innern Reibung und der Kohäsion (Haftung der Körner durch molekulare Anziehungs- kraft). Wird die natürliche Struktur eines Erdstoffes gestört, so verschwinden diese Eigenschaften zum guten Teil. Vom elastischen geht der Stoff in den plastischen Zustand über. Das ist z. B. der Fall bei gelockertem oder geschüttetem Erdreich, auch wenn es nachträglich festgestampft wird. Das zeigt, wie wichtig es ist, bei der Erstellung von Fundamenten in Baugrund mit beträchtlichen natürlichen Festigkeits-eigenschaften seine Struktur möglichst wenig zu stören. Bei abgestuften Blöcken, deren oberer Teil von gelockertem, weil eingefülltem Material umgeben ist, ist diese Störung unvermeidlich.

Zur weiteren Verdeutlichung des Gesagten sei auf Fig. 18 und 20 hingewiesen, aus welchen ersichtlich ist, wie gross im Einzelfall der Anteil der Reibung und derjenige der Bodenfestigkeit an der Standfestigkeit des Blockes ist. Vom Schnittpunkt der berechneten Kurve $M_b + M_s$ mit der durch Versuch erhaltenen Kurve M_{eff} weg sind nicht nur die Reibungswiderstände in der Hauptsache überwunden, sondern es ist auch die Kohäsion des Baugrundes weitgehend zerstört und damit die Grenze erreicht, über die hinaus jede weitere, wenn auch unbedeutende Belastungssteigerung eine verhältnismässig starke Zunahme der Lagänderung des Blockes und damit der Schieflage des Tragwerks bewirkt (Fließbereich). Wie aus den Bemerkungen zu den Tabellen VI und VII hervorgeht, sinken die Baugrundziffern nach Erreichung dieser Grenze rasch und in nicht mehr kontrollierbarer Weise. Berechnungen mit konstanten Baugrundziffern sind somit nur

für den Belastungs- bzw. Drehungsbereich unterhalb der «Fließgrenze» genügend zuverlässig. Es ist interessant, festzustellen, dass nach Massgabe der bekannten Ergebnisse von Belastungsproben an Blockfundamenten diese Grenzbelastung erst bei Drehungen des Blockes von mehr als $\tan \alpha = 0,01$ erreicht wird und dass somit bis zu dieser Grenze das Rechnen mit konstanten Baugrundziffern i. a. zulässig erscheint. Bei erheblich grösseren Drehungen tritt zunehmend Zermalmung des Kerngefüges der natürlichen Bodenstruktur und entsprechende Zerstörung der Kohäsion ein. Für diesen Belastungsbereich (Fließbereich) fehlt jede Grundlage für eine zuverlässige Berechnung. Das ist insofern ohne Bedeutung, weil Tragwerksneigungen von erheblich mehr als $1/100$ aus Sicherheits- und ästhetischen Gründen ausgeschlossen werden müssen.

Einfluss der vom Spitzenzug herrührenden Querkraft

Bei der hier vor entwickelten Berechnungsmethode wurde angenommen, die auf das Tragwerk wirkenden Kräfte aus Leiterzug und Winddruck erzeugen ein reines Drehmoment auf den Fundamentblock, dies unter der Voraussetzung, das Verhältnis zwischen der Höhe des Kraftangriffes über Boden und der Blocktiefe sei nicht kleiner als ungefähr 5. Tatsächlich wirkt aber auf den Block auch eine dem Spitzenzug entsprechende Querkraft. Zwar könnte mit Recht angenommen werden, die Reibungswiderstände zwischen dem Block und dem umgebenden Erdreich seien genügend gross, um diese Kraft im Gleichgewicht zu halten. Um aber zu beweisen, dass die Vernachlässigung der

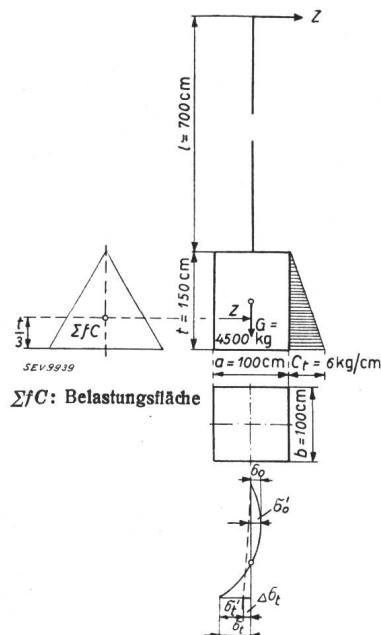


Fig. 24.
Graphik zur Prüfung
des Einflusses des
Spitzenzuges als
Querkraft
Zeichnung zum
Berechnungsbeispiel.

Querkraft auch ohne Berücksichtigung der Reibungswiderstände ohne nennenswerte Wirkung auf das Endresultat ist, sei an Hand eines Beispiels diese Frage kurz geprüft.

Unter Hinweis auf Fig. 24 ist bei $\tan \alpha = 0,01$

$$M_b = 4500 \left(50 - 0,47 \cdot \sqrt{\frac{4500}{100 \cdot 6 \cdot 0,01}} \right) = 167\,000 \text{ cmkg}$$

$$M_s = \frac{100 \cdot 150^3 \cdot 6 \cdot 0,01}{36} = 562\,500 \text{ cmkg}$$

$$M_b + M_s = 729\,500 \text{ cmkg}$$

$$\text{Somit zulässiger Spitzenzug } Z = \frac{729\,500}{700 + \frac{2}{3} \cdot 150} = 912 \text{ kg.}$$

Die diesem Spitzenzug entsprechende, gleich grosse Querkraft greift den Block im Schwerpunkt der Belastungsfläche (s. Fig. 24) an. Da Baugrund mit proportional mit der Tiefe zunehmenden Baugrundziffern vorausgesetzt wird, befindet sich dieser Schwerpunkt in der Höhe $\frac{t}{3}$ über der Fundamentsohle. Die Bodenpressungen haben den in Fig. 24 angedeuteten Verlauf und es ist

$$\sigma_t = C_t \cdot \frac{t}{3} \cdot \operatorname{tg} \alpha = 6 \cdot \frac{150}{3} \cdot 0,01 = 3,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_o = \frac{\sigma_t}{3} = 1,0 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Querkraft Z erzeugt einen zusätzlichen Druck auf den Fundamentblock, der von Null an der Bodenoberfläche auf

$$\Delta \sigma_t = \frac{2 \cdot Z}{b \cdot t} = \frac{2 \cdot 912}{100 \cdot 150} = 0,12 \text{ kg/cm}^2 \text{ an der Fundamentsohle}$$

ansteigt. Somit wird

$$\sigma_o' = 1,0 + \frac{0,12}{3} = 1,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t' = 3,0 - 0,12 = 2,88 \text{ kg/cm}^2$$

Somit bewirkt die Vernachlässigung der Querkraft einen Fehler, der beträgt

$$\text{für } \sigma_o = \frac{0,04 \cdot 100}{1,0} = + 4,0 \%$$

$$\text{für } \sigma_t = \frac{0,12 \cdot 100}{2,88} = - 4,17 \%$$

Ist das Verhältnis $\frac{1}{t}$ grösser als $\frac{7}{1,5}$, wie es gewöhnlich der Fall ist, wird der Fehler immer kleiner. Die Vernachlässigung der Querkraft ist daher praktisch belanglos, dies um so mehr, weil sie überhaupt keinen Einfluss auf die Schiefstellung des Tragwerks hat, da sie im Schwerpunkt der Belastungsfläche angreift. Theoretisch hätte sie höchstens eine durchaus unbedeutende Parallelverschiebung des Blockes zur Folge, die aber wegen der erwähnten Reibungswiderstände gleich 0 ist.

Eigenfestigkeit der Fundamentkörper

Die Fundamentkörper sind als Bestandteil des Tragwerkes aufzufassen. Sie müssen daher die gleiche Sicherheit gegen Bruch durch die auf sie wirkenden grössten Kräfte bieten wie die übrigen Tragwerksteile und entsprechend berechnet und bemessen werden. Das gilt namentlich für Fundamentkörper besonderer Form, wie z. B. abgestufte, auf Biegung beanspruchte Körper, deren unterer Teil in dem festen Boden verhältnismässig starr eingespannt ist, während sich der obere Teil in gelockertem Erdreich befindet, dann auch für plattenförmige, durch grosse Zug- und Druckkräfte beanspruchte Körper, Verankerungsplatten u. dgl. Diese Spezialfrage wurde durch Stötzner und Hajnal-Kónyi näher behandelt (siehe Literaturverzeichnis).

Literaturverzeichnis

1. *Ullmann*. Ueber den Einfluss der Einspannung im Erdreich auf die Stabilität der Wände. *Beton und Eisen* 1909, Nr. 1.
2. *H. Fröhlich*. Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten. Verlag: Wilh. Ernst und Sohn, Berlin (1. Auflage 1915) 3. Auflage 1936.
3. *G. Sulzberger*. Die Fundierung von Freileitungstragwerken und ihre Berechnung. *Bulletin SEV* 1922, Nr. 10; 1925, Nr. 10; 1927, Nr. 6.
4. *G. Sulzberger*. Bericht über die Erprobung von Freileitungstragwerken in Gösgen. *Bulletin SEV* 1924, Nrn. 5 und 7.
5. *A.-G. Motor*. Ein neues Verfahren für die Fundierung von Tragwerken für Freileitungen. *Bulletin SEV* 1919, Nr. 9.
6. *W. L. Andréa*. Zur Berechnung von Mastfundamenten. *Eisenbau* 1920, Nr. 12.
7. *H. Dörr*. Die Standsicherheit der Masten und Wände im Erdreich. Verlag: Wilh. Ernst und Sohn, Berlin 1922.
8. *H. Dörr*. Von den Füssen der Leitungsmaste. *Bautechnik* 1924, Nrn. 5...7.
9. *Commission technique du Syndicat professionnel des Producteurs et Distributeurs d'Energie électrique*, Paris (H. Antranikian). Calcul mécanique des lignes aériennes. *Revue générale d'Electricité*, vol. IX (1921), Nos. 11 et 16.
10. *O. Stötzner*. Fundamentsberechnung von Masten. *ETZ* 1924, Heft 19.
11. *O. Stötzner*. Die Berechnung abgestufter Blockfundamente für Freileitungsmaste. *Der Stahlbau* 1932, Heft 19.
12. *A. Kleinlogel*. Zur Frage der Berechnung von Mastgründungen grosser Abmessungen unter schwierigen Bodenverhältnissen. *VDI-Forschungsheft* Nr. 295 (1927), VDI-Verlag.
13. *A. Kleinlogel*. Maste und Mastgründungen. *Handbuch für Eisenbetonbau*, 4. Aufl., Bd. IX, 1. Teil, Kap. 2, 1934. Verlag: Wilh. Ernst und Sohn, Berlin.
14. *Th. Müller*. Vorschlag zur Berechnung von Mastfundamenten. *ETZ* 1929, Nr. 45.
15. *Th. Müller*. Ueber Pfähle im Freileitungsbau. *Bautechnik* 1932, Nr. 54.
16. *F. Knepler*. Bemessung von Blockfundamenten von Leitungsmasten mit Rücksicht auf deren Standfestigkeit. *E. u. M.* 1930, Nr. 27.
17. *K. Stöckinger*. Die Hochspannungsfreileitungen. Verlag: Jul. Springer, Berlin 1931.
18. *W. Dietrich*. 50-kV-Freileitung Guttannen-Innertkirchen. *Schweiz. Bauztg.*, Bd. 97 (1931), Nr. 25.
19. *Hajnal-Kónyi*. Zur Frage der Berechnung abgestufter Blockfundamente. *Der Stahlbau* 1932, Nr. 25.
20. *M. Süberkrüb*. Die Gründung von Masten für Freileitungen und für Bahnfahr- und Speiseleitungen. Verlag: Jul. Springer, Berlin 1932.
21. *W. Rier*. Mast-Bauarten und -Gründungen. *ETZ* 1936, S. 1384.
22. *K. Girkmann* und *E. Königshofer*. Die Hochspannungsfreileitungen. Verlag: Julius Springer, Wien 1938.
23. *Roux*. Fondations à ancrage Malone pour supports de lignes électriques. *Electricien* 1938, No. 1687.
24. *Bürklin*. Berechnung von Mastgründungen (besonders grosse, abgestufte). *ETZ* 1940, Nr. 50. — Auch: *Beton und Eisen* 1940, Nrn. 13 und 17.
25. *E. Sariban*. Fondations pour supports de lignes aériennes pour distribution d'énergie électrique à haute tension. *Conférence Internationale des Grands Réseaux Electriques (CIGRE)* 1933, Rapp. No. 35.
26. *R. Demogue*. Etablissement d'un projet de pylône *). *Annales PT* 1936, Nos. 6 et 7.
27. *Märkisches Elektrizitätswerk*. Hochspannungs-Leitungsbau unter besonderer Berücksichtigung der Gründungen. *Elektrizitätswirtschaft* 1936, Nr. 19.
28. *F. Klaus*. Neuartige Gründung von Freileitungsmasten in wenig tragfähigem Boden. *ETZ* 1937, Nr. 13.
29. *P. Perlick*. Wirtschaftliche Gründungen für Hochspannungsleitungen. *VDE-Fachberichte* 1937.
30. *E. Gigli*. Un nouveau type de massif pour pylônes de lignes électriques aériennes. *Conférence Internationale des Grands Réseaux Electriques (CIGRE)* 1937.
31. *M. K. Süberkrüb*. Gründung von Masten entsprechend der zulässigen Bodenbeanspruchung. *AEG-Mitteilungen* 1938, Nr. 2 *).
32. *K. Kohler*. Die Erddruckverteilung an Freileitungs-Einspannfundamenten in natürlich gelagertem Boden und ihre Auswirkung auf die Standsicherheit. *Dtsch. Wasserwirtschaft* 1939, Nrn. 1...3.
33. *E. Sariban*. Etude comparative de divers types de fondations pour pylônes de lignes à haute tension. *Conférence Internationale des Grands Réseaux Electriques (CIGRE)* 1939, Rapp. No. 234.

*). Mit ausführlichem Literaturverzeichnis.

34. *E. Sariban*. Butée et frottement des terres contre les massifs de fondations. Conférence Internationale des Grands Réseaux Electriques (CIGRE) 1939, No. 233.
35. *K. Kohler*. Bestimmung des Grenzfallspitzenzuges prismatischer Einspannfundamente von Freileitungen. ETZ 1940, Nr. 22.
36. *C. Avril et M. Jaquet*. Contribution à l'étude de l'unification des divers types d'ouvrages utilisés pour la construction des lignes de transport d'énergie à haute tension. Electricité 1942, No. 91.
37. *K. Machens*. Ueber die Eingrabitie von Ankerklötzen. Telegr., Fernsprech- und Funktechnik (TFT) 1942, Nr. 1.
38. *A. Bürklin*. Bemessung von Einblockgründungen von Freileitungsmasten. Elektrizitätswirtschaft 1943, Nr. 9.
39. *H. Carpentier*. Les fondations superficielles des pylônes de lignes aériennes de transmission d'énergie électrique *). Revue générale de l'Electricité 1943, No. 9.
- *) Mit ausführlichem Literaturverzeichnis.
40. *Ch. Lavanchy*, Etudes et Construction des lignes électriques aériennes, p. 547—616. J.-B. Baillière et fils, Paris 1932.
41. *H. Fröhlich*. Calcul des massifs de fondation pour pylônes. Traduction de H. Croutelle. Librairie Béranger, Paris 1923.
42. *R. Norsa*. Il calcolo del Condutture (Nota sulle fondazioni), Elettrotecnica, 15+25 mai 1923, p. 303+327.
43. *K. v. Terzaghi*. Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Verlag: Fr. Deuticke, Wien 1925.
44. *Kögler*. Ueber Baugrund-Probebelastungen. Bautechnik 1931, Nr. 24.
45. *W. Loos*. Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen bei Entwurf und Beurteilung von Erdbauten und Gründungen. Verlag: Julius Springer, Berlin 1935.
46. *Krey*. Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. Verlag: Wilh. Ernst und Sohn, Berlin 1936 (5. Auflage).
47. *F. Kögler und A. Scheidig*. Baugrund und Bauwerk. Verlag: Wilh. Ernst und Sohn, Berlin. 2. Aufl., 1939.

Diskussion vor dem SEV über elektrisches Schweißen

vom 5. Mai 1943 in Basel

621.791.7

Am 5. Mai 1943 hielt der SEV im Rahmen der Schweizer Mustermesse Basel den ersten Teil der Schweisstagung ab. Die Referate erschienen im Jahrgang 1943 des Bulletin SEV. Wir lassen nun noch das Wesentliche aus der Diskussion folgen, bevor der Bericht über den zweiten Teil der Schweisstagung, der am 24. 5. 1945 in Zürich stattfinden wird, erscheint (siehe S. 332).

(Zum Vortrag «Beziehungen zwischen Schweißstrom, Schweisszeit, Energiekonsum, Elektrodenverbrauch und Schweisskosten», von R. Müller, Zürich-Genf, Bulletin SEV 1943, Nr. 19, S. 559...566.)

M. P. Misslin, Ingenieur der Maschinenfabrik Oerlikon, Zürich: Es dürfte vielleicht von Interesse sein, zu vernehmen, wie bei einer andern Firma im Grossmaschinenbau der prozentuale Anteil des Schweissnahtgutes im Verhältnis zum Gesamtgewicht ausfällt.

Bei dem grossen Generator, den die MFO 1931/32 für das Kraftwerk Beauharnois (Kanada) erstellte ¹⁾ — ein Generator von 45 000 kVA, 25 Hz und 585 Tonnen Gewicht —, betrug der Anteil der Schweisskonstruktion 120 Tonnen. Er war weniger gross als beim Verbois-Generator, weil bei diesem der Radkranz geschweisst ist, während er beim Beauharnois-Generator aus Stahlgussringen zusammengesetzt wurde. Das Gewicht des Schweissnahtgutes betrug rund 1400 kg; das macht ungefähr 1,2 % der geschweißten Konstruktion, also eine gute Annäherung an die 1,7 %, die Herr Müller bei Verbois herausgefunden hat.

Es ist dabei zu bemerken, dass diese prozentualen Angaben natürlich nur statistischen Wert haben und keineswegs irgendwie für eine Kalkulation benutzt werden dürfen; für statistische Zwecke sind sie sicher wertvoll.

Zu den Bewertungen, die Herr Müller bezüglich Gleichstrom und Wechselstrom macht, ist darauf hinzuweisen, dass doch jede dieser Techniken ein spezielles Anwendungsgebiet hat. Alles kann mit Wechselstrom nicht geschweisst werden; da und dort hat der Gleichstrom entscheidende Vorteile. Es muss dem einzelnen Betrieb überlassen werden, selber zu beurteilen, welche Schweissart für seine Zwecke am besten ist.

M. Revaclier, ingénieur-conseil, Genève: Le conférencier, M. Müller, nous a montré des diagrammes qui supposent une utilisation d'électrodes jusqu'à 8 mm. Or, en réalité, dans la pratique et dans les ateliers, on a beaucoup de peine à faire admettre par les soudeurs des électrodes de ce diamètre. J'aurais voulu demander au conférencier et à ces Messieurs les producteurs d'électrodes, quelles sont les règles qu'il faut prévoir pour l'admission d'électrodes de gros diamètre et quel est, lorsqu'il s'agit de faire une soudure en angle — comme la plupart des cas dans les soudures qui viennent de

nous être montrées — le nombre minimum de couches qu'il faut pour obtenir une soudure parfaite, en fonction de la section totale de la soudure, qui dépend à son tour naturellement des épaisseurs des pièces à joindre. Sur cette base il pourrait alors être déterminé dans quel cas les électrodes de gros diamètre pourraient être utilisées.

Je voudrais donc préciser ma question: quelles sont les règles qu'on doit admettre comme minimum de couches dans les soudures électriques?

Vorsitzender: Je remercie M. Revaclier. Il va sans dire qu'à sa question — très indiquée à poser — il est très difficile de répondre. La solution dépend entièrement des conditions, qui varient de cas en cas. Mais quand même, je crois que M. Müller va pouvoir répondre.

R. Müller, Ingenieur der S. A. des Ateliers de Sécheron, Genf, Referent: Um vorerst einmal abzuklären, wie grosse Schweisslagen man mit einer Elektrode in eine Eckfuge einfüllen kann, habe ich in die sieben Eckfugen der Fig. 1 die Schweissnahtdicken *a* eingezeichnet, die sich ergeben, wenn man mit verschiedenen aufeinanderfolgenden Elektrodennummern je mit einer ganzen Elektrode eine 20 cm lange Naht schweissst.

Die Dicke einer einlagigen Schweissung hängt aber nicht nur vom Elektrodendurchmesser ab, sondern in erster Linie von der Schweissnahtlänge. Bei einer 40 cm langen Schweissnaht würde der Schweissquerschnitt nur halb so gross, und die Schweissnahtdicke nur das $1 : \sqrt{2}$ fache.

Je nach der Schweisspraxis und der Elektrodenart kann eine Kehlnaht konkav oder konvex ausfallen. Nach VSM ist aber für die Berechnung immer die kleinste Nahtdicke *a* massgebend, weshalb man am zweckmässigsten ebene Nähte erzeugt, weil so das Schweissgut am besten ausgenützt wird.

Da diese Ausführungen im Anhang an mein Referat über Schweisskostenberechnungen erfolgen, möchte ich die Gelegenheit benutzen und als Beispiel die Selbstkosten der vorliegenden Schweissnähte berechnen.

Ich nehme an, dass die Schweissnähte 1 m lang seien und in einem Grossbetriebe ausgeführt würden, wo im 6-Minuten-spiel gearbeitet wird; ferner werde vorausgesetzt, dass der Betrieb die Elektroden mit dem max. Rabatt bekommt, dem Schweisser einen Stundenlohn von Fr. 1.70 bezahlt und für die kWh 8 Rp. ausgibt (Vorkriegspreise).

Nachdem man die Schweissnahtgewichte ausgerechnet hat, ist also Fig. 7 ²⁾ zu verwenden, wo für jeden Elektrodendurchmesser die Selbstkosten pro kg Schweissgut direkt abgelesen werden können. Diese Werte sind mit den Schweissnahtgewichten zu multiplizieren und ergeben dann die Schweisskosten für die Naht.

¹⁾ Bull. SEV 1939, Nr. 18, S. 539, Fig. 3.

²⁾ Bull. SEV 1943, Nr. 19, S. 563.