Zeitschrift: Bulletin de l'Association suisse des électriciens

Herausgeber: Association suisse des électriciens

Band: 15 (1924)

Heft: 5

Artikel: Bericht über die Erprobung der Fundamente von Freileitungstragwerken in Gösgen

Autor: Sulzberger, G.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-1057070

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: 22.08.2025

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

SCHWEIZ. ELEKTROTECHNISCHER VEREIN

BULLETIN

ASSOCIATION SUISSE DES ÉLECTRICIENS

Erscheint monatlich,
im Januar dazu die Beilage „Jahresheft".

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

Generalsekretariat
des Schweiz. Elektrotechnischen Vereins
Seefeldstrasse 301, Zürich 8 — Telephon: Hottingen 7320,
welches die Redaktion besorgt.

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

Fachschriften-Verlag & Buchdruckerei A.-G.
Stauffacherquai 36/38 Zürich 4 Telephon Selnau 7016

Ce bulletin paraît mensuellement. — „**L'Annuaire**" est distribué comme supplément dans le courant de janvier.

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

Secrétariat général
de l'Association Suisse des Electriciens
Seefeldstrasse 301, Zurich 8 — Telephon: Hottingen 7320
qui s'occupe de la rédaction.

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

Fachschriften-Verlag & Buchdruckerei S. A.
Stauffacherquai 36/38 Zurich 4 Telephon Selnau 7016

Abonnementspreis (für Mitglieder des S. E. V. gratis)
für Nichtmitglieder inklusive Jahresheft:
Schweiz Fr. 20.—, Ausland Fr. 25.—
Einzelne Nummern vom Verlage Fr. 2.— plus Porto.

Prix de l'abonnement annuel (gratuit pour les membres de l'A. S. E.), y compris l'Annuaire Fr. 20.—
pour la Suisse, Fr. 25.— pour l'étranger.
L'éditeur fournit des numéros isolés à Fr. 2.—, port en plus.

XV. Jahrgang
XVe Année

Bulletin No. 5

Mai
Mai 1924

Bericht über die Erprobung der Fundamente von Freileitungstragwerken in Gösgen.

Von *G. Sulzberger*, Bern.

Der Verfasser berichtet im Auftrag der Untergruppe für Fundamentfragen der Kommission für die Revision der Bundesvorschriften betreffend elektrische Anlagen über die Versuche betreffend die Widerstandsfähigkeit von Tragwerksfundamenten, welche die genannte Untergruppe in Gösgen vorgenommen hat.

L'auteur rend compte du résultat des essais entrepris à Gösgen, en vue de la revision des prescriptions fédérales, par la sous-commission pour les questions de fondation des pylones.

Die Vorarbeiten für die Revision der die Fundierung von Freileitungstragwerken regelnden Bestimmungen der Bundesvorschriften betreffend elektrische Anlagen vom 14. Februar 1908 sind von der Revisionskommission des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereins (S.E.V.) und des Verbandes Schweizerischer Elektrizitätswerke (V.S.E.) einer Untergruppe übertragen worden. Diese beschloss die Vornahme von Versuchen zur weiteren Abklärung der Frage der Widerstandsfähigkeit verschiedenartiger Fundamentkörper gegen Verdrehung, Zug und Druck [1]). In erster Linie wurden Versuche mit Blockfundamenten in Aussicht genommen, da diese als Grundtyp für Tragwerksfundamente anzusprechen sind und einzeln oder in Kombination am häufigsten Verwendung finden. An zweiter Stelle wurden Versuche mit einem aus vier annähernd starr unter sich verbundenen Einzelsockeln bestehenden Fundament, wie es zu jener Zeit für die Tragwerke einer Weitspannleitung vorgesehen war, in Betracht gezogen. In einer zweiten Serie sollten noch Versuche über den Widerstand von Holzstangen und andern glatten Tragwerken und von verschiedenartigen, eigentlichen Verankerungskörpern gegen das Ausziehen aus dem Boden vorgenommen werden.

Dank der kräftigen finanziellen Unterstützung durch die Obertelegraphendirektion, die Schweizerischen Bundesbahnen (S.B.B.), den S.E.V. und V.S.E. und durch eine

[1]) Siehe über den gleichen Gegenstand Bulletin S.E.V. 1922, No. 10, Seite 429 u. ff.

grössere Zahl der bedeutenderen Elektrizitätswerke konnte die erste Versuchsreihe im Laufe des Frühjahrs 1923 durchgeführt werden, nachdem die ziemlich umfangreichen und kostspieligen Vorbereitungen im Spätherbst 1922 getroffen worden waren. Im nachstehenden soll über diese ersten Versuche kurz berichtet werden.

Versuche mit Blockfundamenten.

Bevor an die Feststellung des Versuchsplanes gegangen werden konnte, musste man sich über die an solche Fundamente zu stellenden Sicherheitsanforderungen und die zu deren rechnungsmässigen Prüfung am besten geeigneten Verfahren Rechenschaft geben, um bei den Versuchen die zweckdienlichen Feststellungen machen zu können.

Es liegt auf der Hand, dass unter gleichen Belastungsannahmen die *wirkliche* Sicherheit eines Tragwerkfundamentes gegen Umsturz oder starke Schiefstellung nicht kleiner sein darf als die wirkliche Sicherheit des Tragwerkes selbst gegen Bruch. Ist es leicht, diese Sicherheit bei einem freistehenden Fundamentblock rechnungsmässig zu bestimmen, so ist dies nicht mehr der Fall bei tief in den Boden hinabreichenden Fundamenten, da alsdann der Einfluss der seitlichen Einspannung im Boden immer mehr überwiegt. Anderseits steht es ausser Zweifel, dass durch die Ausnutzung der natürlichen Festigkeitseigenschaften des Erdbodens durch tiefreichende Fundamente an Material für den eigentlichen Fundamentkörper gespart werden kann. Somit erscheint es angezeigt, überall wo druckfester Boden zur Verfügung steht, tiefreichende, schlanke Fundamente zu verwenden. Bei derartigen Fundamenten tritt aber mit zunehmender Belastung nicht ein plötzlicher Umsturz ein, wie bei freistehenden Fundamenten, sondern nur eine fortschreitende Verdrehung, unter entsprechender Schiefstellung des Tragwerkes, die ein hohes Mass erreichen kann, bis ein eigentlicher Umsturz erfolgt. Nun soll aber ein Tragwerk bei den grössten wirklich zu gewärtigenden Belastungen nicht bloss nicht umstürzen, sondern sich höchstens in geringem Masse schiefstellen. Somit kommt bei der Beurteilung der „Güte" eines Fundamentes das Mass seines „Nachgebens" im Boden unter einer bestimmten Beanspruchung in Betracht.

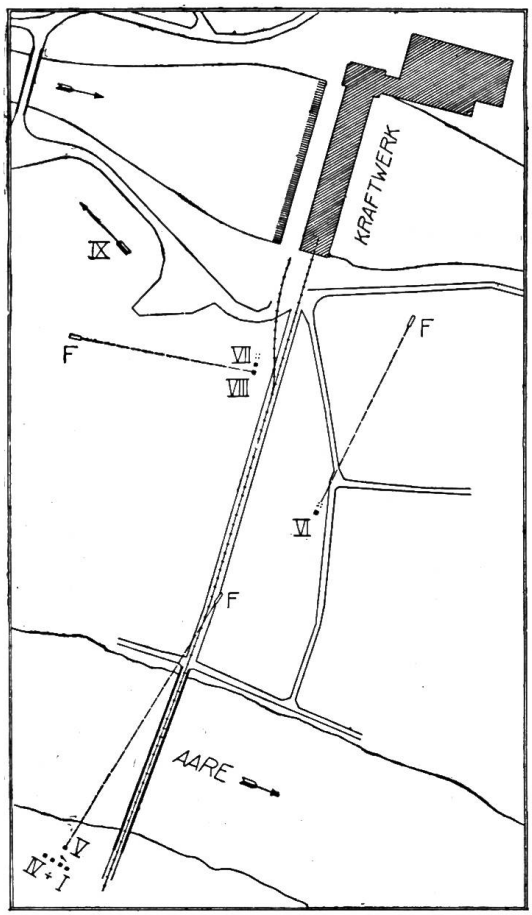


Fig. 1.
Situationsplan der Versuchsanlage im Gebiete des Kraftwerkes Gösgen, Masstab 1 : 5000.

Legende:
I÷IX = Lage der Fundamente.
F = Flaschenzug.

Bodenbeschaffenheit am Versuchsort:
I÷IV = Humusaufschüttung.
V = Kiesaufschüttung.
VI = Lehm und Sand bis 1,90 m, dann Kies.
VII u. VIII = Humus 10 cm, dann Kies.
IX = Lehmboden.

Nach dem Gesagten war bei den Versuchen das Hauptaugenmerk auf die Klarstellung folgender Punkte zu richten:

A. Einfluss der Länge der Einspannung des Fundamentes bei gleichen übrigen Abmessungen auf seine Widerstandsfähigkeit gegen Verdrehung im Boden durch eine in horizontaler Richtung auf die Tragwerkspitze wirkende Kraft bei gleicher Bodenart und -Beschaffenheit..

B. Einfluss der verschiedenen Druckfestigkeitseigenschaften verschiedener Bodenarten auf die Widerstandsfähigkeit von Fundamentkörpern gleicher Abmessungen gegen Verdrehung.

C. Statische Verhältnisse (Berechnung).

Im Hinblick auf das unter *A* gesagte musste ein Versuchsort gewählt werden, an welchem sich bis auf genügende Tiefe Erdboden möglichst gleichmässiger Beschaffenheit vorfand, wogegen die Rücksicht auf *B* möglichst verschiedene Bodenarten bedingte. Dabei musste auch auf leichte Zufuhrmöglichkeit für die Versuchsmaste, leichte Erreichbarkeit des Ortes und das Vorhandensein des zum Betonieren nötigen Materials Bedacht genommen werden. Diesen Bedingungen entsprach das Gelände südlich des Kraftwerkes Gösgen, das vom Elektrizitätswerk Olten-Aarburg in entgegenkommender Weise zur Verfügung gestellt wurde und das Geleiseanschluss besitzt. Das Nähere über die Anordnung der einzelnen Fundamente ist aus dem Situationsplan ersichtlich (Fig. 1).

Die Fundamente I – IV dienten zur Abklärung der unter *A* genannten, die Nummern III, V, VI, VII und IX zur Abklärung der unter *B* gestellten Frage. Fundament VIII war ein zu Vergleichszwecken hergestelltes Plattenfundament.

Zum besseren Verständnis der vorgenommenen Beobachtungen ist es erforderlich, den späteren Ausführungen über die Berechnung solcher Fundamente etwas vorzugreifen.

Den bis jetzt bekannt gewordenen Berechnungsmethoden liegen zwei verschiedene Annahmen zugrunde:

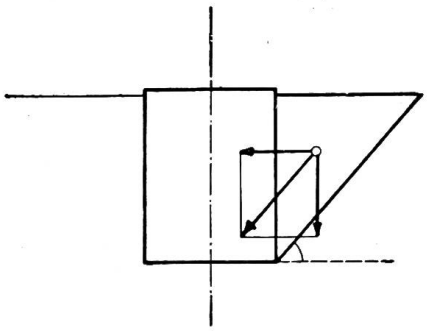


Fig. 2

Nach der einen, mehr verbreiteten Methode beruht der Widerstand des Fundamentes gegen Verdrehung auf der Annahme eines passiven und eines aktiven Erddruckes. Der letztere käme zustande durch den Druck eines Erdkeiles, infolge Abgleitens desselben auf einer unter einem bestimmten Reibungs- oder Böschungswinkel gegen den Horizont geneigten Ebene (Fig. 2). Bei der zweiten, hauptsächlich von Andrée[2]) eingeführten Methode wird von der Annahme eines aktiven Erddruckes abgesehen und nur mit passivem Widerstand des Erdbodens gegen lotrecht und wagrecht gerichtete Druckkräfte gerechnet. Der Erdboden wird nach dieser letzteren Annahme als mehr oder weniger druckfester und plastischer Körper angesehen. Die zweite Methode bietet gewisse Vorzüge und scheint auch den wirklichen Verhältnissen besser zu entsprechen. In der Regel können nämlich beim Ausheben von Fundamentgruben die Voraussetzungen für das Auftreten aktiven Erddruckes nicht festgestellt werden. Die Grubenwände erweisen sich meist als standsicher und zwar um so mehr, je härter der Boden ist. Bei der zweiten Methode ist es möglich, die Druckfestigkeits- und Plastizitätsverhältnisse des Erdbodens durch unmittelbare Messung annähernd zu ermitteln und gestützt darauf die bei bestimmten Belastungen entstehenden Verschiebungen (Nachgeben) mit praktisch ausreichender Genauigkeit vorauszubestimmen.

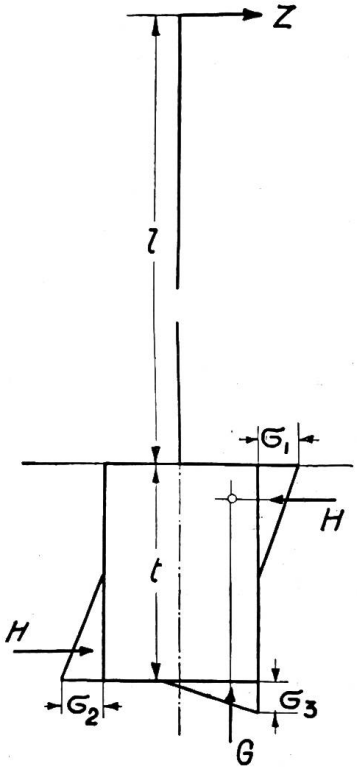


Fig. 3.

Aus diesen Gründen entschied sich die Untergruppe grundsätzlich für die Andréesche Berechnungsweise. Andrée nahm an, ein im Boden eingespanntes Blockfundament, dessen Tragwerk durch eine Kraft *Z* beansprucht werde, erzeuge im Boden ungefähr der Fig. 3 entsprechende Reaktionen, indem es sich um eine Axe drehe, die Andrée willkürlich als im Schnittpunkt der Kräfte *G* und *H* liegend annahm. Er stellte die für diese Annahmen gültigen

[2]) Zur Berechnung von Mastfundamenten von W. L. Andrée, „Der Eisenbau", No. 12, vom 15. Juni 1920.

Momentengleichungen auf und leitete daraus Formeln für die Berechnung solcher Fundamente ab. In diesen Formeln spielt das Verhältnis der Baugrundziffern $\frac{a_1}{a_2}$ an den Stellen der grössten Pressungen σ_1 und σ_2 eine wichtige Rolle. Unter Baugrundziffer ist dabei der Druck in kg zu verstehen, unter dessen Einwirkung eine senkrecht dazu stehende Fläche von 1 cm² einen cm tief in den Erdboden eindringt. Auch für dieses Verhältnis setzte Andrée willkürliche Werte ein. Es erschien nun ohne weiteres gegeben, bei den Versuchen diejenigen Feststellungen zu machen, die nötig waren, um an Stelle der willkürlichen Annahmen Andrées die tatsächlichen Verhältnisse berücksichtigen zu können. Zu diesem Zwecke wurden bei den Versuchen folgende Feststellungen gemacht:

1. Der auf die Mastspitze ausgeübte Zug wurde mit einem registrierenden Dynamometer der S. B. B. gemessen. Dieser Zug war etwas schräg abwärts gerichtet.
2. Die den verschiedenen Belastungen entsprechende Lage der Drehachse der Fundamente.
3. Die Baugrundziffern der seitlichen Grubenwände in verschiedenen Tiefen unter der Bodenoberfläche.

Ferner wurden gemessen:

4. Die Längs- und Querneigung der Sockeloberfläche mittels Präzisionswasserwagen (Klinometern).
5. Die seitliche Verschiebung der Mastspitze in der Zugrichtung.

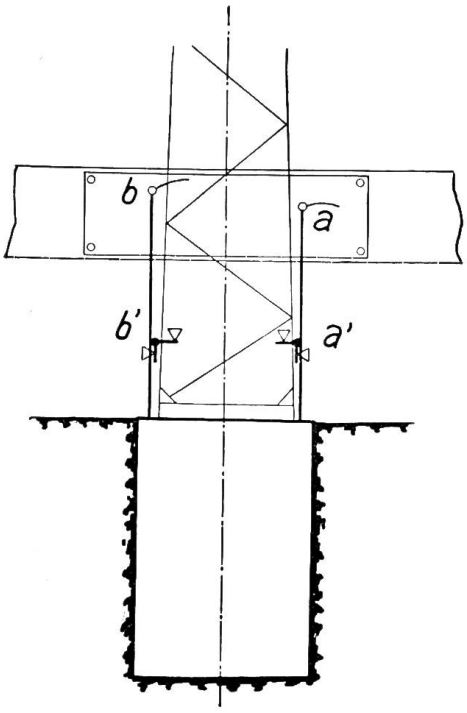


Fig. 4.

Zur Bestimmung der Drehachsenlage der Fundamente wurden die Verschiebungen von je zwei mit dem Fundament, bezw. mit dem Mast fest verbundenen Punkten *a* bezw. *a'* und *b* bezw. *b'* bestimmt (Fig. 4). An den Punkten *a* und *b* waren Schreibstifte angebracht, welche ihre Bewegung auf ein unabhängig vom Mast und Fundament aufgestelltes Zeichenbrett aufzeichneten. Die Horizontal- und Vertikalbewegungen der Punkte *a'* und *b'* wurden mit Präzisionsmessuhren, die an einem festen Rahmen angebracht waren, gemessen. Die letztere Messung wurde vorgenommen, weil die Bewegungen der Schreibstifte bei den kleineren Belastungen zu gering waren, um daraus die Drehachsenlage ermitteln zu können. Die beiden Messungen sollten sich so ergänzen, dass diejenigen an den Punkten *a'* und *b'* für die kleinen, die Angaben der Schreibvorrichtung für die grösseren Belastungen massgebend sein sollten. Es sei vorweg bemerkt, dass die Zahlen betreffend die Verschiebungen von *a'* und *b'* bei den grösseren Belastungen mit Fehlern behaftet sind.

Für die Bestimmung der Baugrundziffern wurden zwei gleiche Instrumente benützt, welche die Obertelegraphendirektion auf Anregung des Eisenbahndepartementes hat anfertigen lassen. Die Messvorrichtung besteht aus runden Stempeln von wahlweise 30, 40 und 113 cm² Fläche, die mittels einer Schraube, unter Zwischenschaltung einer geeichten Feder, gegen die Grubenwände gepresst wurden. So konnte der auf den Stempel ausgeübte Druck, sein Vorschub und sein Eindringen in den Boden und durch eine einfache Rechnung die Baugrundziffer an der Messstelle ermittelt werden. Unmittelbar nach dem Ausheben der Baugruben wurden in jeder derselben, soweit sie sich nicht im festen Kies befanden, in verschiedenen Tiefen drei Reihen von Messungen mit den verschiedenen Stempeln vorgenommen. Im ganzen

wurden so ungefähr an 100 Stellen Messungen ausgeführt. Bezüglich des Ergebnisses derselben sei auf die späteren Ausführungen verwiesen. Eine Wiedergabe der einzelnen Zahlen ist hier nicht möglich, weil dies zu viel Platz beanspruchen würde.

Mit Ausnahme von Fundament No. VIII wurden sämtliche Fundamente mit quadratischem Grundriss von 135 cm Seitenlänge erstellt. Dieses Mass wurde gewählt, weil es bereits bei den von Fröhlich [3]) beschriebenen Versuchen angewendet worden ist und diese Uebereinstimmung besser einen Vergleich ermöglicht. Der Beton wurde unmittelbar nach Vornahme der Baugrundziffermessungen in die senkrecht und glatt ausgehobenen Gruben eingefüllt und mässig gestampft. Nach oben verjüngte Fundamente wurden absichtlich nicht erprobt, weil bei dieser Fundamentform der Erdboden seitlich gelockert und dadurch der Widerstand gegen Verdrehung sehr stark vermindert ist. Der Zug erfolgte bei allen Versuchen parallel zu den in der Zugrichtung gelegenen Seiten der Fundamente.

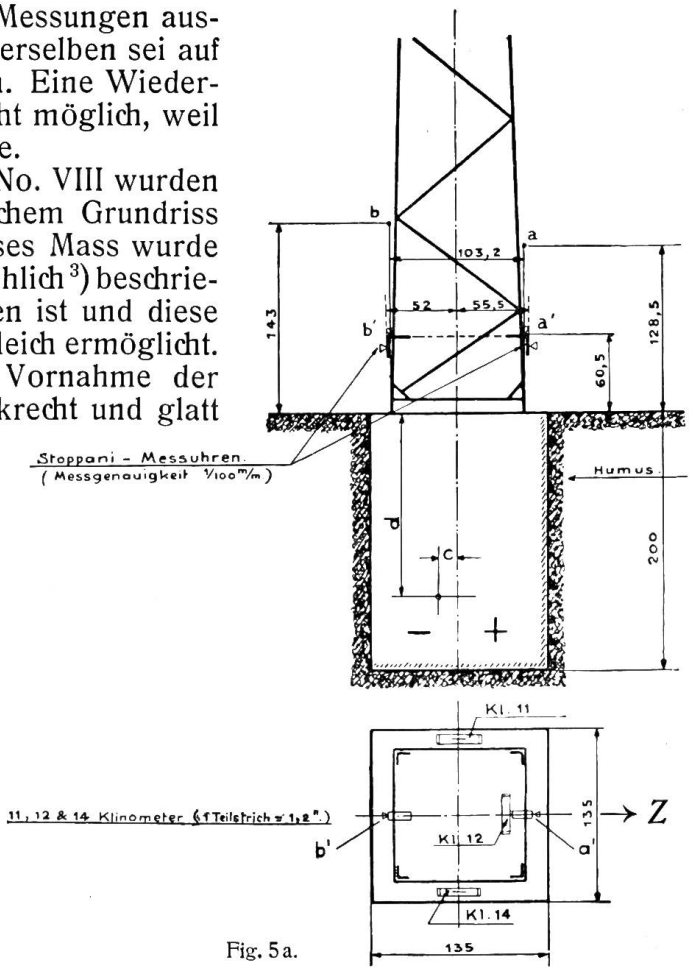


Fig. 5a.

A. Einfluss der Eingrabtiefe.

Die zur Abklärung dieser Frage benutzten Fundamente I – IV wurden in einer 8 Jahre alten Deponie steinfreier, etwas sand- und lehmhaltiger Erde („Humusdeponie"), die selbst auf einer Aareschotterdeponie lagerte, erstellt. Das spezifische Gewicht dieser Erde betrug:

feucht ausgehoben 1,96 kg/dm³ getrocknet 1,65 kg/dm³.

Kies und Sand für den Beton wurden in guter Qualität der Schotterdeponie entnommen. Auf 1 m³ Beton wurden 200 kg Portlandzement verwendet.

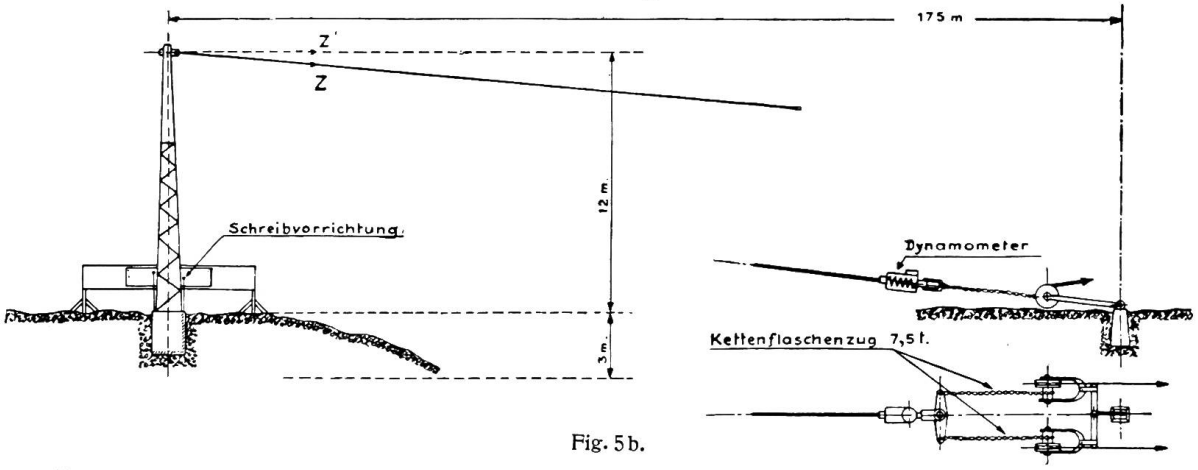


Fig. 5b.

Der 12 m lange, besonders hergestellte, sehr kräftige Gittermast wurde durch Laschen mit den einbetonierten Fusswinkeln verschraubt. Die Versuchsanordnung ist aus Fig. 5a und 5b, die Versuchsergebnisse sind aus den nachfolgenden Tabellen ersichtlich.

[3]) „Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten". Von Dr. ing. H. Fröhlich. Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin.

Fundament I.

Angaben über Lageveränderungen und Lage der Drehachse (berechnet), in Funktion des Spitzenzuges.

Tabelle I.

No.	Züge in kg		Verschiebung der Mastspitze	Klinometerangaben (Längs*) No. 14			(Längs*) No. 11			(Quer**) No. 12			Verschiebung der Punkte (Stoppani-Messuhren) → a' ↓		→ b' ↑		Verschiebung der Punkte (Schreibvorrichtung) → a ↓		→ b ↑		Lage der Drehachse aus a', b'		aus a, b	
															No. $\frac{12+13}{2}$	No. $\frac{11+14}{2}$					c	d	c	d
	Z	Z'	cm	0	'	"	0	'	"	0	'	"			mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm	cm	cm	cm
1	100	96	0,8	—	2	12	—	2	12	—	—	36	Keine Messvorrichtung angebracht	Keine Messvorrichtung angebracht	0,85	0,05	—	—	—	—	—	—	—	—
2	500	480	6,9	—	16	49	—	16	37	—	7	36			6,22	1,20	—	—	—	—	—	—	—	—
3	700	675	15,7	—	39	10	—	38	37	—	12	36			14,02	4,30	10,0	3,2	6,9	—	—	—	—	—
4	900	865	28,3	1	10	12	1	13	6	—	15	48			24,68	10,00	22,9	7,3	22,8	2,8	—	—	— 12	56
5	1000	965	38,9	1	38	—	1	41	35	—	17	36			34,44	14,85	45,9	11,0	42,0	7,8	—	—	+ 12	85
6	1100	1060	49,2	2	5	48	2	9	35	—	19	24			43,80	19,70	64,1	14,0	58,2	12,1	—	—	+ 15	81
7	1150	1110	64,7	2	52	30	2	50	45	—	21	12			58,00	27,70	82,3	16,5	75,0	16,6	—	—	+ 17,5	84
8	900	865	84,2	3	39	—	3	37	—	—	23	12			—	—	107,3	20,0	100,0	23,8	—	—	+ 25	89
9	900	865	99,2	4	19	—	4	12	20	—	24	—			—	—	141,4	25,0	133,0	33,4	—	—	+ 28	85
10	550	530	119,0	5	15	—	5	1	—	—	24	48			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	500	480	130,0	5	28	—	5	31	—	—	25	12			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	—	—	156,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

*) In Richtung des Zuges. **) Quer zur Zugrichtung.

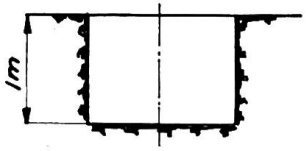


Fig. 6.

Fundament I (Fig. 6).

Datum der Erstellung 22. November 1922.
Datum der Erprobung 4. April 1923.

Gesamtgewicht (Fundament + Mastfuss + Mast + halbe Seillänge) $G = 7000$ kg.

Bemerkung. Der Mast wurde bereits durch das Anlegen des schweren Stahldrahtseiles schiefgezogen und darauf quer zur ursprünglichen Zugrichtung mit einem leichten Seil, das 8,5 m über dem Boden am Mast befestigt war, gezogen. Das bei diesem Versuch verwendete Dynamometer war sehr ungenau. Aus diesen Gründen sind die mit diesem Fundament erhaltenen Ergebnisse unzuverlässig.

Fundament II.

Angaben über Lageveränderungen und Lage der Drehachse (berechnet), in Funktion des Spitzenzuges.

Tabelle II.

No.	Züge in kg		Verschiebung der Mastspitze	Klinometerangaben (Längs) No. 14			(Längs) No. 11			(Quer) No. 12			Verschiebung der Punkte (Stoppani-Messuhren) → a' ↓		→ b' ↓		Verschiebung der Punkte (Schreibvorrichtung) → a ↓		→ b ↓		Lage der Drehachse aus a', b'		aus a, b	
															No. $\frac{11+12}{2}$	No. $\frac{14+15}{2}$					c	d	c	d
	Z	Z'	cm	0	'	"	0	'	"	0	'	"			mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm	cm	cm	cm
1	230	215	2,0	–	3	6	–	2	54	–	–	6	Keine Messvorrichtung angebracht	Keine Messvorrichtung angebracht	*0,4* 1,54	1,31	2,00	0,20	2,5	1,8	–	–	–	–
2	490	475	2,0	–	5	32	–	5	–	–	–	6			–	2,11	2,50	0,60	2,5	3,6	–	–	–	–
3	460	440	3,0	–	–	–	–	–	–	–	–	–			*1,50* 2,59	*2,55*	4,30	1,20	3,5	3,8	+ 1,7	10	–	–
4	590	590	4,0	–	7	36	–	7	24	–	–	12			*2,5* 3,61	2,17	5,50	2,00	4,5	4,0	+ 1,0	58	–	–
5	670	670	8,5	–	18	2	–	18	10	–	–	30			*5,0* 8,44	3,55	12,30	3,60	12,0	6,1	+ 1,5	69	+ 8,5	77
6	800	800	13,8	–	30	–	–	31	20	–	1	–			14,49	6,02	21,80	5,80	20,8	8,4	+ 1,8	76	+ 7,0	75
7	920	920	22,5	–	52	30	–	51	15	–	2	12			22,0	9,12	36,80	9,30	35,6	12,1	–	–	+ 8,0	73
8	1040	1040	36,0	1	27	30	1	28	20	–	3	48			37,3	14,7	61,80	15,10	59,1	17,9	–	–	+ 11,5	72
9	1150	1150	50,0	2	6	40	2	7	–	–	5	36			52,9	31,2	87,80	20,90	82,6	23,8	–	–	+ 15,0	74
10	1200	1200	74,0	3	–	–	3	1	–	–	7	47			77,5	42,3	132,30	30,90	125,6	34,6	–	–	+ 18,5	78
11	1230	1230	103,0	4	21	30	4	22	30	–	11	23			93,0	58,0	191,80	45,10	182,1	47,9	–	–	+ 22,0	83

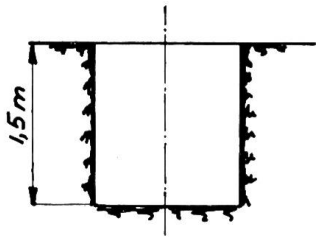


Fig. 7.

Fundament II (Fig. 7).

Datum der Erstellung 21. November 1922.
Datum der Erprobung 6. April 1923.
Gesamtgewicht G = 8940 kg.

Fundament III.

Angaben über Lageveränderungen und Lage der Drehachse (berechnet), in Funktion des Spitzenzuges.

Tabelle III.

No.	Züge in kg		Verschiebung der Mastspitze	Klinometerangaben (Längs) No. 14			(Längs) No. 11			(Quer) No. 12			Verschiebung der Punkte (Stoppani-Messuhren) → a' ↓		→ b' ↑		Verschiebung der Punkte (Schreibvorrichtung) → a ↓		→ b ↑		Lage der Drehachse aus a', b'		aus a, b	
													No. 14	No. 16	No. 13	No. 15					c	d	c	d
	Z	Z'	cm	0	'	"	0	'	"	0	'	"	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm	cm	cm	cm
1	1000	1000	12,7	0	26	12	0	26	54	–	–	–	15,64	6,4	15,7	3,75	21,0	5,0	23,0	3,5	– 11,5	106	– 8,8	129
2	1350	1350	14,0	0	29	36	0	31	18	–	–	–	17,64	5,78	17,7	3,88	25,0	6,5	26,0	3,8	–	–	– 25,5	85
3	1700	1700	20,0	0	43	48	0	48	12	–	–	–	24,79	6,83	27,5	6,18	35,5	9,0	38,5	5,8	+ 16,0	218	– 4,5	125
4	1900	1900	27,9	1	3	12	1	8	6	–	–	–	36,79	10,33	38,0	7,88	52,5	13,0	54,0	8,0	– 10,0	175	– 5,9	139
5	2200	2200	52,0	2	2	48	2	9	30	–	–	–	59,79	17,03	71,85	17,03	98,5	22,0	105,0	16,0	+ 5,5	129	– 1,0	124
6	2200	2200	55,3	2	54	36	2	41	30	–	–	–	75,79	21,53	87,85	14,03	125,5	29,0	130,0	19,0	–	–	– 5,0	140
7	2400	2400	82,5	3	20	48	3	26	54	–	–	–	100,79	26,53	114,85	23,33	157,5	36,0	163,0	25,0	+ 26,0	132	+ 12,5	122
8	2400	2400	93,0	3	39	0	3	48	6	–	–	–	112,29	28,53	128,35	27,23	178,0	41,5	191,0	28,0	+ 27,0	168	– 2,5	142
9	2530	2530	132,0	5	21	0	5	26	30	0	11	20	167,79	47,33	185,85	–	256,0	60,5	269,0	39,0	+ 5,0	134	+ 11,5	132

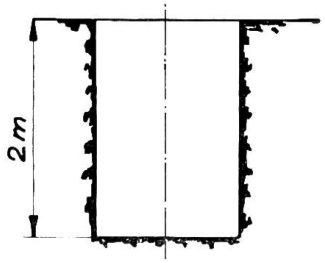


Fig. 8.

Fundament III (Fig. 8).

Datum der Erstellung 21. November 1922.
Datum der Erprobung 4. April 1923.
Gesamtgewicht $G = 10\,900$ kg.

Fundament IV.

Angaben über Lageveränderungen und Lage der Drehachse (berechnet), in Funktion des Spitzenzuges.

Tabelle IV.

No.	Züge in kg		Verschiebung der Mastspitze	Klinometerangaben (Längs) No. 14			(Längs) No. 11			(Quer) No. 12			Verschiebung der Punkte (Stoppani-Messuhren) → a' ↓ No. 16	No. 14	→ b' ↑ No. 11	No. 13	Verschiebung der Punkte (Schreibvorrichtung) → a ↓		→ b ↑		Lage der Drehachse aus a', b' c	d	aus a, b c	d
	Z	Z'	cm	0	'	"	0	'	"	0	'	"	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm	cm	cm	cm
1	500	500	0,9	0	0	51	0	1	9	–	–	–	0,60	0,30	0,58	0,17	1,0	0,5	1,0	0,5	– 13,0	69	– 3,0	– 33
2	850	850	2,1	0	2	42	0	2	55	–	–	–	2,00	0,70	2,07	0,90	3,0	1,0	2,0	0,7	+ 14,0	72	– 7,0	92
3	1100	1100	3,5	0	5	42	0	5	1	–	–	–	3,57	0,85	3,70	1,29	5,5	1,3	4,0	1,0	+ 23,0	248	+ 5,0	244
4	1500	1500	7,7	0	13	48	0	13	13	–	–	–	8,85	2,18	8,95	2,22	12,5	3,0	11,8	2,0	– 8,0	180	– 16,0	139
5	1800	1800	13,2	0	27	18	0	26	7	–	–	–	17,45	4,45	17,90	3,57	25,0	5,0	22,0	3,5	– 12,0	187	– 1,5	198
6	2000	2000	17,4	0	37	18	0	36	25	–	–	–	24,45	6,70	24,55	4,72	35,0	7,0	31,0	4,5	– 13,0	147	– 12,5	191
7	2400	2400	29,0	1	5	18	1	3	43	–	–	–	41,45	12,90	44,05	8,07	60,0	12,5	56,5	7,5	– 15,0	130	– 12,0	167
8	2700	2700	47,5	1	51	42	1	50	19	–	–	–	68,45	22,40	74,55	14,12	101,0	20,0	95,0	13,0	– 8,0	125	+ 1,0	180
9	3000	3000	68,4	2	42	0	2	41	25	–	–	–	100,45	26,80	110,75	21,72	148,0	30,0	140,5	18,5	+ 20,0	230	– 2,5	172
10	3250	3250	99,5	–	–	–	4	0	58	–	–	–	151,45	37,50	162,05	28,00	218,0	45,0	207,5	26,0	– 2,0	242	+ 2,0	181
11	3450	3450	142,0	–	–	–	5	47	28	–	–	–	217,45	53,70	229,95	34,42	315,0	68,0	298,0	36,5	– 2,0	242	+ 8,0	157

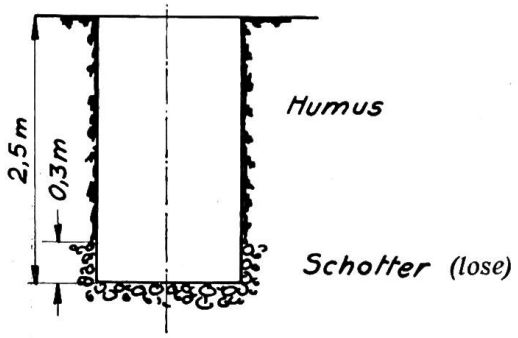


Fig. 9.

Fundament IV (Fig. 9).

Datum der Erstellung 23. November 1922.
Datum der Erprobung 10. April 1923.
Gesamtgewicht $G = 12\,900$ kg.

Um die in den Tabellen I÷IV enthaltenen Angaben etwas übersichtlicher zu gestalten, sind in Fig. 10 die Mastspitzenverschiebungen in Abhängigkeit von dem auf die Mastspitze ausgeübten Zuge (volle Linie) bezw. von dem auf den Drehpunkt des Fundamentes bezogenen Momente dieser Kraft (strichpunktierte Linie) dargestellt.

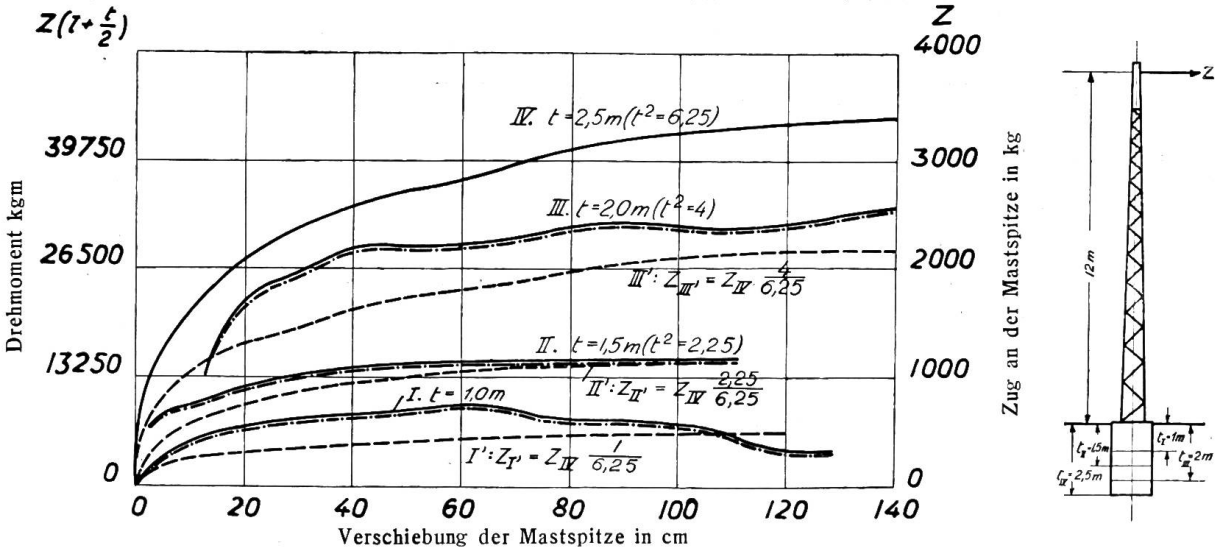


Fig. 10.

Die gestrichelt eingetragenen Kurven zeigen den Verlauf der Mastspitzenverschiebung, die sich ergeben müsste, wenn der Widerstand gegen Verdrehung, so wie angenommen, direkt mit dem Quadrate der Eingrabtiefe zunehmen würde, wobei Fundament IV als Grundlage benutzt wurde, weil dieses Fundament wegen seiner grossen Tiefe von Zufälligkeiten am wenigsten beeinflusst wird. Die Mastspitzenverschiebung infolge Durchbiegung des Mastes und Spiel in den Laschen ist in dieser Darstellung vernachlässigt. Das Bild wird dadurch nur unwesentlich geändert, da die davon herrührende Verschiebung nur ungefähr 2 cm/t ausmacht.

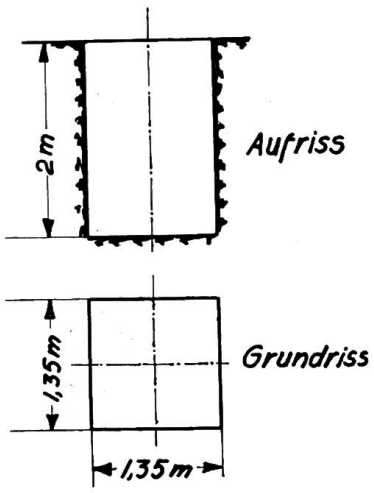


Fig. 11.

Die Richtigkeit der das Fundament I betreffenden Linie ist aus bereits erwähnten Gründen sehr zweifelhaft. Sieht man von diesem Fundament ab, so zeigt die Darstellung, dass die Widerstandsfähigkeit derartiger Blockfundamente *annähernd* proportional mit dem Quadrat der Eingrabtiefe zunimmt.

B. Einfluss der Druckfestigkeitseigenschaften verschiedener Bodenarten.

Die zur Prüfung dieser Frage verwendeten fünf Fundamente waren alle gleich bemessen und waren gleich wie die ersten Fundamente unmittelbar in die frisch ausgehobenen Gruben einbetoniert worden (Fig. 11). Die Ergebnisse sind aus den Tabellen V÷VIII ersichtlich.

Fundament II.

Humusdeponie. Siehe unter Kapitel *A*.

Fundament V.

Angaben über Lageveränderungen und Lage der Drehachse (berechnet), in Funktion des Spitzenzuges.

Tabelle V.

No.	Züge in kg		Verschiebung der Mastspitze	Klinometerangaben (Längs) No. 14			(Längs) No. 11			(Quer) No. 12			Verschiebung der Punkte (Stoppani-Messuhren) → a' ↓		→ b' ↑		Verschiebung der Punkte (Schreibvorrichtung) → a ↓		→ b ↑		Lage der Drehachse aus a', b'		aus a, b	
													No. 14	No. 16	No. 15	No. 11					c	d	c	d
	Z	Z'	cm	0	'	"	0	'	"	0	'	"	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm	cm	cm	cm
1	250	250	0,6	0	1	6	0	1	6	–	–	–	0,35	0,15	0,68	0,33	–	–	–	–	+ 4,0	51	–	–
2	350	350	1,0	0	1	48	0	2	0	–	–	–	0,65	0,30	1,03	0,44	–	–	–	–	– 11,0	64	–	–
3	500	500	2,9	0	6	18	0	6	12	–	–	–	3,00	1,40	3,48	0,65	–	–	–	–	– 34,0	123	–	–
4	700	700	5,6	0	13	18	0	13	12	–	–	–	5,80	2,90	7,10	0,94	10,0	3,5	8,0	1,0	– 36,0	105	– 29,0	61
5	900	900	11,9	0	29	6	0	29	0	–	–	–	14,00	6,60	15,50	2,05	22,0	7,0	20,0	2,5	– 26,0	114	– 20,0	110
6	1100	1100	24,0	0	59	54	0	60	42	–	–	–	29,00	12,20	32,00	5,15	45,0	13,0	39,0	6,0	– 13,0	121	– 7,0	96
7	1200	1200	30,0	1	14	42	1	15	48	–	–	–	35,00	14,20	39,10	7,30	57,0	16,0	50,5	7,5	+ 2,0	99	– 13,0	138
8	1300	1300	34,0	1	24	54	1	25	48	–	–	–	40,50	16,20	44,50	8,45	64,5	17,5	57,0	9,0	– 8,0	116	+ 8,0	106
9	1400	1400	48,0	2	0	54	2	1	48	–	–	–	57,00	21,20	62,00	13,85	91,5	24,0	82,0	14,0	+ 7,0	105	+ 2,0	98
10	1500	1500	69,8	2	34	12	2	35	48	–	–	–	71,50	26,10	77,80	17,55	116,0	29,0	105,5	18,5	– 1,5	117	+ 8,0	127
11	1600	1600	78,5	2	56	42	2	57	12	–	–	–	81,00	28,70	89,00	20,85	131,0	32,5	122,0	22,0	+ 11,0	117	+ 9,0	99
12	1700	1700	93,5	3	33	54	3	34	24	–	–	–	99,50	33,80	107,70	26,95	159,0	39,0	147,0	26,5	+ 15,0	107	+ 7,0	117
13	1800	1800	118,0	4	47	42	4	53	36	–	–	–	136,50	44,55	143,70	40,05	217,0	53,5	203,0	36,0	+ 20,0	93	+ 7,0	113
14	1900	1900	135,5	4	58	6	5	4	12	–	–	–	142,50	46,45	149,70	–	224,0	55,0	212,0	37,0	–	–	+ 5,0	184
15	2000	2000	161,5	5	36	6	5	41	48	0	11	50	159,50	50,85	166,70	–	249,0	61,5	236,0	41,0	–	–	+ 11,0	108

Fundament V.

Bodenart: Fluss-Schotterdeponie (Kies mit Sand).

Datum der Erstellung 31. November 1922.
Datum der Erprobung 11. April 1923.

Gesamtgewicht $G = 10\,800$ kg

Bemerkung. Es war dies das einzige Fundament, das in einer Schalung hergestellt werden musste, da die Grubenwände nicht standsicher waren. Nach Erhärtung des Fundamentes wurde dasselbe wieder vollständig eingeschüttet. Böschungswinkel der eingestürzten Grubenwände ungefähr 45°.

Fundament VI.

Angaben über Lageveränderungen und Lage der Drehachse (berechnet), in Funktion des Spitzenzuges.

Tabelle VI.

No.	Züge in kg		Verschiebung der Mastspitze	Klinometerangaben (Quer) No. 14			(Längs) No. 12			No. 11			Verschiebung der Punkte (Stoppani-Messuhren) ← b' ↓ No. 14	No. 16	← a' ↑ No. 15	No. 11	Verschiebung der Punkte (Schreibvorrichtung) ← b ↓		← a ↑		Lage der Drehachse aus a' b' c	d	aus a, b c	d
	Z	Z'	cm	0	'	"	0	'	"	0	'	"	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm	cm	cm	cm
1	500	490	1,3	0	0	0	0	0	51	0	1	3	0,60	0,10	0,73	0,297	1,0	0,1	0,8	0,3	+ 22,0	115,0	+ 34,0	98,5
2	750	735	1,5	0	0	0	0	0	59	0	1	8	0,75	0,125	0,86	0,35	1,5	0,2	1,6	0,6	+ 22,0	117,0	+ 34,0	98,5
3	1050	1025	1,9	0	0	0	0	1	20	0	1	26	0,90	0,149	1,10	0,448	2,0	0,3	2,4	0,9	+ 23,0	118,0	+ 35,5	101,0
4	1500	1460	4,1	0	0	2	0	4	42	0	4	40	2,80	0,444	3,37	1,378	5,0	0,8	3,2	1,2	+ 23,0	120,0	+ 35,5	101,0
5	1800	1760	7,7	0	0	5	0	10	11	0	10	22	6,70	0,999	7,30	2,998	11,0	1,1	9,2	3,2	+ 26,0	121,0	+ 38,0	136,0
6	2100	2050	11,8	0	0	7	0	17	58	0	18	22	11,50	1,649	12,27	5,108	18,0	1,3	15,2	5,2	+ 28,0	123,0	+ 41,0	144,0
7	2500	2450	17,0	0	0	12	0	27	0	0	29	16	17,90	2,549	18,57	7,658	27,0	1,8	22,7	8,0	+ 38,5	127,0	+ 40,0	45,0
8	2900	2840	28,5	0	0	40	0	42	46	0	44	16	27,70	3,434	27,70	11,548	39,0	2,3	34,7	12,0	+ 36,5	157,0	+ 42,0	139,0
9	3300	3230	38,2	0	1	25	1	4	34	1	6	40	39,45	3,70	40,70	17,05	58,0	3,3	51,7	17,0	+ 42,5	143,0	+ 41,0	146,0
10	3650	3570	48,3	0	2	25	1	29	22	1	31	22	53,95	4,50	55,50	24,00	79,0	4,3	71,7	24,0	+ 48,0	137,0	+ 45,0	143,0
11	4000	3900	64,9	0	4	55	2	11	10	2	21	8	75,95	6,15	78,70	33,75	103,0	5,5	102,7	34,0	+ 45,0	147,0	+ 46,0	148,0
12	4200	4100	88,0	0	7	43	3	1	15	3	15	28	106,95	8,55	94,20	47,25	151,0	9,5	148,7	47,0	+ 53,0	83,0	+ 41,0	152,0
13	4300	4200	101,0	0	11	55	5	20	0	5	6	16	154,95	13,15	142,70	68,65	221,0	16,5	215,7	67,0	+ 49,0	130,0	+ 43,0	123,0
14	4200	4100	139,5	0	14	7	6	5	34	6	7	16	185,95	21,05	174,70	81,55	267,0	24,5	250,7	78,0	+ 49,0	136,0	+ 33,0	107,0

Fundament VI.

Bodenart: Bis 1,70 m Tiefe gewachsener, etwas lehmiger und stark sandhaltiger Ackerboden mit wenig Steinen, darunter fester Fluss-Schotter.

Spezifisches Gewicht der oberen Schicht:

feucht ausgehoben 2,0 kg/dm³
getrocknet . . . 1,7 kg/dm³

Grubenwände vollkommen standsicher.

Datum der Erstellung 24. November 1922.
Datum der Erprobung 13. April 1923.

Gesamtgewicht G = 10 800 kg.

Fundament VII.

Angaben über Lageveränderungen und Lage der Drehachse (berechnet), in Funktion des Spitzenzuges. Tabelle VII.

No.	Züge in kg		Verschiebung der Mastspitze	Klinometerangaben (Längs) No. 14			(Längs) No. 12			(Quer) No. 11			Verschiebung der Punkte (Stoppani-Messuhren) → a' ↓		→ b' ↓		Verschiebung der Punkte (Schreibvorrichtung) → a ↓		→ b ↓		Lage der Drehachse aus a', b'		aus a, b	
													No. 14	No. 13	No. 16	No. 11					c	d	c	d
	Z	Z'	cm	0	'	"	0	'	"	0	'	"	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm	cm	cm	cm
1	500	490	0,8	0	0	19	0	0	26	0	0	0	0,21	0,01	0,22	0,01	0,2	0,06	0,5	0,05	+ 35,0	126,0	+ 28	108
2	750	735	1,1	0	0	27	0	0	25	0	0	0	0,31	0,15	0,30	0,03	0,5	0,15	1,0	0,09	+ 34,0	129,0	+ 28	108
3	1000	980	1,4	0	0	54	0	0	30	0	0	0	0,38	0,19	0,34	0,04	1,1	0,35	1,5	0,13	+ 39,0	129,0	+ 28	108
4	1250	1220	2,5	0	1	24	0	1	8	0	0	4	0,91	0,44	0,82	0,05	1,4	0,45	2,0	0,18	+ 36,0	131,0	+ 28	108
5	1500	1460	3,4	0	1	38	0	1	42	0	0	4	1,33	0,64	1,12	0,07	1,7	0,55	2,8	0,22	+ 38,0	132,0	+ 28	108
6	1800	1760	4,7	0	2	37	0	2	24	0	0	8	2,01	0,92	1,72	0,12	2,2	0,75	3,3	0,29	+ 36,0	133,0	+ 29	111
7	2000	1950	5,8	0	2	56	0	2	58	0	0	11	2,51	1,15	2,17	0,15	2,7	0,95	4,5	0,39	+ 39,0	137,0	+ 32	109
8	2250	2200	6,6	0	3	51	0	3	34	0	0	11	3,08	1,40	2,62	0,16	3,0	1,05	6,0	0,48	+ 37,0	139,0	+ 29	113
9	2500	2450	7,5	0	4	49	0	4	28	0	0	11	3,69	1,70	3,17	0,20	3,6	1,25	7,5	0,56	+ 37,0	139,0	+ 31	113
10	2750	2690	8,8	0	5	46	0	5	25	0	0	18	4,43	2,02	3,92	0,24	3,7	1,45	9,0	0,64	+ 39,0	139,0	+ 30	116
11	3000	2940	9,7	0	6	57	0	6	26	0	0	24	5,14	2,37	4,52	0,26	4,3	1,65	10,5	0,77	+ 40,0	140,0	+ 29	114
12	3250	3180	10,9	0	8	15	0	7	51	0	0	24	6,06	2,70	5,32	0,30	4,6	1,75	12,0	0,90	+ 39,0	142,0	+ 32	114
13	3500	3430	12,1	0	9	44	0	9	19	0	0	30	6,96	3,20	6,12	0,35	4,9	1,85	13,0	0,97	+ 41,0	142,0	+ 32	120
14	3750	3670	13,3	0	11	42	0	11	1	0	0	38	8,01	3,70	7,12	0,42	6,4	2,35	14,0	1,07	+ 40,0	143,0	+ 32	120
15	4000	3920	14,5	0	13	44	0	12	50	0	0	42	9,16	4,22	8,12	0,49	7,0	2,65	17,0	1,27	+ 42,0	143,0	+ 24	121
16	4250	4160	16,5	0	16	56	0	16	13	0	0	57	10,90	5,00	9,97	0,60	10,0	3,65	19,0	1,47	+ 41,0	145,0	+ 34	115
17	4500	4410	18,0	0	19	54	0	19	7	0	1	9	12,43	5,70	11,32	0,65	13,0	4,65	22,0	1,77	+ 41,0	146,0	+ 33	117
18	4750	4650	19,8	0	23	3	0	22	25	0	1	9	14,27	6,55	13,12	0,75	16,0	5,85	24,0	1,97	+ 41,0	147,0	+ 34	122
19	5000	4900	22,0	0	26	2	0	27	1	0	1	13	16,58	7,65	15,42	0,90	19,0	7,05	28,0	2,27	+ 43,0	147,0	+ 35	123
20	5250	5140	24,7	0	33	16	0	32	49	0	1	18	19,60	9,07	18,12	1,05	23,0	8,35	32,0	2,57	+ 44,0	149,0	+ 34	124
21	5500	5380	29,1	0	41	38	0	44	20	0	1	33	22,55	10,47	21,60	1,25	30,0	10,65	41,0	3,27	+ 43,0	150,0	+ 36	123
22	5750	5630	34,8	0	55	2	0	57	46	0	2	10	45,90	22,17	27,10	1,57	39,0	13,65	50,0	3,77	+ 43,0	152,0	+ 36	124
23	5200	5090	55,5	1	51	50	1	14	40	0	7	20	69,40	32,13	53,10	3,10	76,0	26,65	87,0	6,27	+ 45,0	152,0	+ 40	92
24	4500	4410	98,5	2°	30'	} aus Spitzenverschiebung ermittelt.							93,45	33,56	89,10	10,90	133,0	44,15	145,0	14,67	− 40,0	370,0	+ 36	93
25	4000	3920	124,0	4°	40'								—	—	—	—	176,0	55,15	191,0	23,87	—	—	+ 21	93

Fundament VII.

Bodenart: Bis 50 cm Tiefe wie bei No. VI. Darunter sehr fester Fluss-Schotter mit einem spezifischen Gewicht von 2,15 kg/dm³.

Grubenwände vollkommen standsicher.

Datum der Erstellung 1. Dezember 1922.
Datum der Erprobung 18. April 1923.

Gesamtgewicht $G = 10\,800$ kg

Fundament IX.

Angabe über Lageveränderungen und Lage der Drehachse (berechnet), in Funktion des Spitzenzuges.

Tabelle VIII.

No.	Züge in kg		Verschiebung der Mastspitze	Klinometerangaben (Längs) No. 11			Klinometerangaben (Quer) No. 12			Verschiebung der Punkte (Stoppani-Messuhren) → a' ↓		Verschiebung der Punkte (Stoppani-Messuhren) → b' ↓		Verschiebung der Punkte (Schreibvorrichtung) → a ↓		Verschiebung der Punkte (Schreibvorrichtung) → b ↓		Lage der Drehachse aus a', b'		Lage der Drehachse aus a, b	
										No. 16	No. 14	No. 15	No. 11					c	d	c	d
	Z	Z'	cm	0	'	"	0	'	"	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm	cm	cm	cm
		ca.																			
1	250	247	0,6	–	–	32	–	–	–	0,23	0,028	0,28	0,16	0	0	0	0	34	90	–	–
2	500	494	0,9	–	–	46	–	–	–	0,42	0,05	0,5	0,28	0,5	0	0	0	34,5	96	–	–
3	750	741	1,0	–	–	46	–	–	–	0,42	0,05	0,5	0,28	1	0	0,5	0,2	34,5	96	–	–
4	1000	988	1,6	–	1	30	–	–	–	0,8	0,088	0,89	0,49	1,5	0,1	1	0,3	36,5	102	–	–
5	1250	1235	2,8	–	2	53	–	–	5	1,6	0,16	1,76	0,92	3	0,3	2,5	0,5	36,5	117	–	–
6	1500	1478	4,2	–	5	48	–	–	10	3,3	0,3	3,55	1,55	5	0,5	4,5	1	33	175	–	–
7	1750	1730	6,8	–	10	54	–	–	17	6,5	0,55	6,93	2,76	10,2	0,8	9,3	2	33,5	174	–	–
8	2000	1975	11,2	–	20	22	–	–	22	12,2	0,9	12,52	4,98	18	1,2	16,5	4,3	38,5	164	–	–
9	2250	2225	16,9	–	32	39	–	–	22	19,3	1,25	19,93	8,11	28,5	2	26	7,5	37,5	149	–	–
10	2500	2470	22,7	–	47	1	–	–	22	26,3	1,6	28,01	12,48	41	2,75	38	11	43,5	105	36,5	141
11	2750	2715	32,1	1	10	12	–	–	–8	39,3	2,2	40,81	18,58	61	4	57	16,8	43	135	37,5	130
12	3000	2965	50,0	1	57	42	–	–	–10	62,3	3,6	65,1	31,38	97	6,6	93	27,2	–	–	37,5	136
13	3250	3210	80,5	3	16	24	–	–1	30	103	6,2	105,1	50,78	161	13	155	44	–	–	35,5	127
14	3400	3360	110,5	4	37	48	–	–3	30	147	10,5	150,6	71,08	227	22	219	59	–	–	32	127
15	3400	3360	137,5	–	–	–	–	–	–	185	12,7	186,1	86	282	31	274	70,5	–	–	31	126
16	3500	3460	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	314	37,5	307	77	–	–	–	–

Fundament IX.

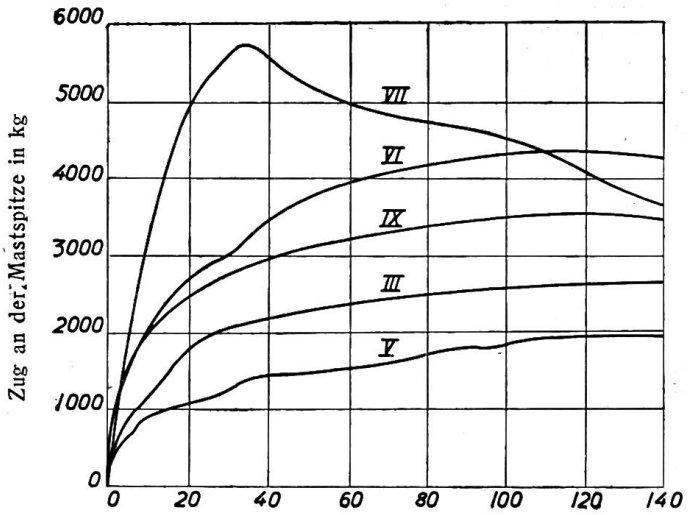
Bodenart: Reiner, steinfreier Lehmboden, im unteren Teil trocken und hart, im mittleren Teil feucht-plastisch.

Grubenwände vollkommen standsicher.

Datum der Erstellung 1. Dezember 1922.
Datum der Erprobung 24. April 1923.

Gesamtgewicht $G = 10\,800$ kg.

Zur besseren Uebersicht sind die Versuchsergebnisse in Fig. 12 in der unter *A* gewählten Darstellungsweise graphisch aufgetragen.



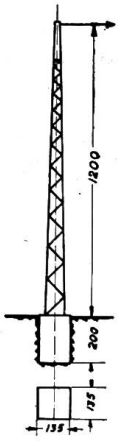


Fig. 12.

Kurve III: für Humusdeponie, 8 Jahre alt.
„ V: „ Schotterdeponie (Flussgeröll mit Sand), 8 Jahre alt.
„ VI: „ festen, lehmhaltigen Sandboden.
„ VII: „ festen, mit Sand gemischten Fluss-Schotter.
„ IX: „ festen, reinen Lehm.

Kurve V entspricht einem kohäsionslosen („schlechten") Boden. Ungünstigere Verhältnisse bestehen nur in Sumpf- u. Moorboden, in losem Schwemmsand und dergleichen. Demgegenüber stellt Kurve VII (gewachsener, sehr fester Flussschotter) sehr günstige Verhältnisse dar, wie sie, abgesehen von eigentlichem Felsboden, in der Regel nicht vorkommen. Die Kurven spiegeln deutlich die sehr stark verschiedenen Druckfestigkeitseigenschaften der verschiedenen Bodenarten und deren ebenso verschiedene Plastizität wider. Sie zeigen deutlich, wie durchaus gerechtfertigt es ist, bei der Anordnung und Bemessung der Fundamente auf diese Besonderheiten Rücksicht zu nehmen. Der Vergleich der Kurven V und VII zeigt drastisch den Unterschied zwischen geschüttetem und gewachsenem Boden. Die Bodenart ist nämlich in beiden Fällen die gleiche, allein bei Fundament V handelt es sich um eine 8 Jahre alte Schüttung, bei Fundament VII dagegen um vollständig festen, gewachsenen Boden.

Es ist aus diesen Ergebnissen ersichtlich, dass namentlich in den stark plastischen Bodenarten schon bei kleinen Belastungen kleine Fundamentverdrehungen stattfinden, dass somit, von eigentlichem Felsboden abgesehen, eine völlig starre Einspannung des Fundamentes nicht zu erreichen ist.

C. Statische Verhältnisse.

Die Bodenreaktionen stehen im engsten Zusammenhange mit den Elastizitäts- bezw. Plastizitätsverhältnissen der Grubenwände. Nimmt man mit Andrée an, der vom Zuge herrührende Schub werde durch die Reibung zwischen Fundamentsohle und Grube aufgenommen, so vollführt das Fundament eine reine Drehbewegung, wenn die an der Mastspitze wirkende Kraft gesteigert wird. Ist die Lage der Drehachse bekannt, so kann leicht die für das Gleichgewicht der Kräfte gültige Momentengleichung aufgestellt werden. Nun ist aus den Zusammenstellungen der Versuchsergebnisse ersichtlich, dass die Lage der Drehachse sich mit zunehmender Belastung im allgemeinen verschiebt. Um zu prüfen, von welchen Faktoren diese Lagenveränderung hauptsächlich beeinflusst wird, genügt in erster Annäherung folgende einfache Ueberlegung:

Bedeuten gemäss Fig. 13

σ_1 und σ_2 die grössten spezifischen Bodenpressungen,
a_1 und a_2 die Baugrundziffern an den Stellen dieser Pressungen,
δ_1 und δ_2 die Verschiebung der Fundamentkanten an diesen Stellen,

so gilt $\delta_1 = \frac{\sigma_1}{a_1}$; $\delta_2 = \frac{\sigma_2}{a_2}$; $\frac{\delta_1}{\delta_2} = \frac{y_1}{y_2}$

somit $y_1 = y_2 \frac{\sigma_1 a_2}{\sigma_2 a_1}$ und da $y_2 = t - y_1$

ist $y_1 = (t - y_1) \frac{\sigma_1 a_2}{\sigma_2 a_1} = t \frac{\sigma_1 a_2}{\sigma_2 a_1 + \sigma_1 a_2} = t \frac{1}{\frac{a_1 \sigma_2}{a_2 \sigma_1} + 1}$.

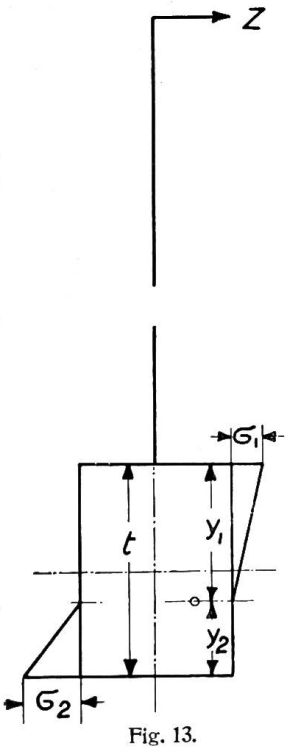


Fig. 13.

Ist somit $a_1 \sigma_2 = a_2 \sigma_1$, was einem in allen Tiefenlagen gleichmässig druckfesten und plastischen Boden entspricht, so wird $y_1 = \frac{t}{2}$. Je mehr $a_2 \sigma_1$ gegenüber $a_1 \sigma_2$ überwiegt, desto grösser wird y_1, desto tiefer befindet sich also die Drehachse. Für den Grenzfall $\frac{a_2}{a_1} = \infty$ würde $y_1 = t$. Dies gilt für die Verschiebung in lotrechter Richtung. Die Sohlenreaktion bewirkt aber aus analogen Gründen auch eine Verschiebung in wagrechter Richtung und zwar in der Richtung der Kraft Z. Im Grenzfall $\frac{a_1}{a_3} = 0$ wird sich die Drehachse in der Nähe der rechten unteren Fundamentkante befinden, wenn der Zug nach rechts gerichtet ist. Somit hängt die Drehachsenlage vom *Verhältnis* der Baugrundziffern im oberen Teil der Grubenwände zu denjenigen am Grunde bezw. an der Sohle ab. Nach den Versuchen ist zwar dieses Verhältnis in erster Linie von der Bodenbeschaffenheit der Baugrube abhängig. Indessen ist es für eine und dieselbe Grube nicht konstant, sondern es verändert sich im allgemeinen mit zunehmender Belastung. Das erklärt die festgestellten Verschiebungen der Drehachsenlage. Sobald über das Verhältnis $\frac{a_1}{a_2}$ und $\frac{a_1}{a_3}$ bestimmte Annahmen gemacht werden, so ist dadurch auch die Drehachsenlage und damit auch der bei Belastung auftretende Verlauf der Bodenpressungen eindeutig bestimmt, was ausdrücklich hervorgehoben werden muss.

Das Verhältnis der Baugrundziffern für verschiedene Belastungen zum voraus genau zu bestimmen, ist im allgemeinen nicht möglich. Dagegen können mit einer für den vorliegenden Spezialfall und für gewöhnliche Verhältnisse genügenden Genauigkeit die Hauptlagen der Drehachse aus den Versuchsergebnissen bestimmt werden.

Die Voraussetzungen für den Grenzfall, wo $y_1 = \frac{t}{2}$, sind namentlich bei Fundament V erfüllt, in etwas geringerem Masse auch bei Fundament II. Tatsächlich gruppieren sich bei diesen Fundamenten die Drehachsenlagen um einen in der Nähe des Schwerpunktes der Fläche befindlichen Punkt. Bei den Fundamenten III, IV, VI, VII und IX gruppieren sich die Drehachsenlagen um einen Punkt, der ungefähr in $^2/_3$ der Tiefe unter Sockeloberkante, bei drei ungefähr in der Hälfte, bei den übrigen im ersten Viertel der Breite des Fundamentes, von der auf der Zugseite befindlichen Aussenkante aus gemessen, liegt. Das lässt darauf schliessen, dass bei

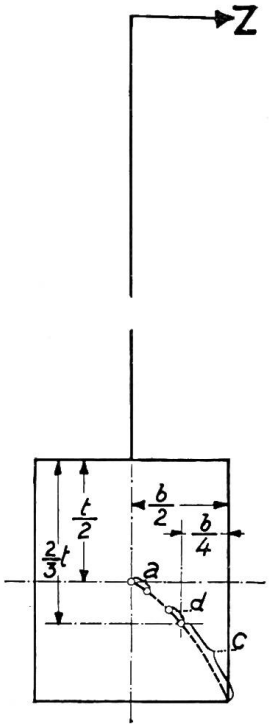


Fig. 14.

a: Lose, kohäsionslose Bodenarten (loses Gerölle und Geschiebe, loser Sand).
d: Plastische, feste Bodenarten (gewachsener Boden).
c: Extreme Fälle mit *sehr* starkem Anwachsen der Baugrundziffer im unteren Teil der Grube.

diesen letzteren Fundamenten die Baugrundziffern direkt proportional mit der Tiefe unter der Bodenoberfläche anwachsen. Die mit den beschriebenen Instrumenten ermittelten Baugrundziffern stimmen hiermit annähernd überein. In diesem Falle ist $y_1 = \frac{2}{3} t$. Die Druckverteilung im Boden müsste dabei nach einer quadratischen Parabel verlaufen[4]). Somit kann mit einer für praktische Zwecke genügenden Annäherung an die wirklichen Verhältnisse angenommen werden, die Drehachse habe bei Blockfundamenten der erprobten Art und bei den in Frage kommenden Belastungen ungefähr die aus Fig. 14 ersichtlichen Lagen.

Unter diesen, für die meist vorkommenden Bodenarten mit genügender Annäherung gültigen Annahmen gilt folgendes:

1. Fall (Fig. 15).

(Loser Sand, Kies, Geröll und dergleichen, kohäsionslose Bodenarten)

$$Z\left(l+\frac{t}{2}\right) = \sigma_1 \frac{b\,t^2}{12} + \sigma_2 \frac{b\,t^2}{12};$$

$$\frac{\sigma_1}{a_1} = \frac{\sigma_2}{a_2}; \qquad \sigma_1 = \sigma_2 \frac{a_1}{a_2}.$$

Somit $$Z\left(l+\frac{t}{2}\right) = M = \sigma_2 \frac{b\,t^2}{12}\left(\frac{a_1}{a_2}+1\right)$$

und da nach Voraussetzung $a_1 = a_2$,

$$M = \sigma_2 \frac{b\,t^2}{6}. \qquad (1)$$

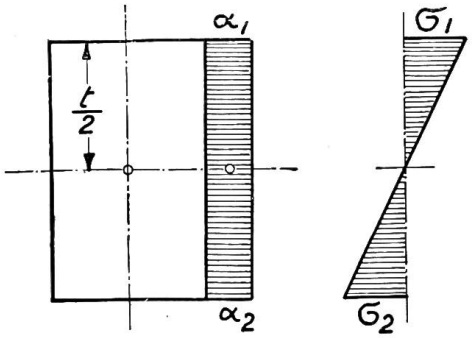


Fig. 15.

2. Fall (Fig. 16).

(Plastische Bodenarten, „gewachsen".)

$$Z\left(l+\frac{2t}{3}\right) = \sigma_1 \frac{4\,b\,t^2}{27} + \sigma_2 \frac{b\,t^2}{28} + G\frac{b}{4};$$

$$\frac{\sigma_1}{a_1} : \frac{t}{3} = \frac{\sigma_2}{a_2} : \frac{t}{3}; \qquad \sigma_1 = \sigma_2 \frac{a_1}{a_2}.$$

Somit

$$Z\left(l+\frac{2t}{3}\right) - G\frac{b}{4} = M = \sigma_2 \frac{b\,t^2}{28}\left(\frac{4\,a_1}{a_2}+1\right)$$

und da nach Voraussetzung $a_2 = 3\,a_1$,

$$M = \sigma_2 \frac{b\,t^2}{12}. \qquad (2)$$

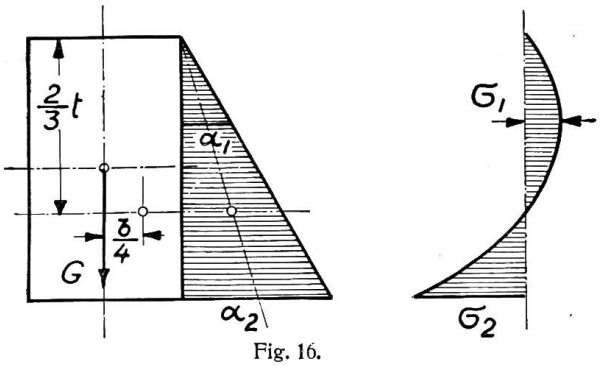


Fig. 16.

In besonderen, wichtigen Fällen mit wesentlich anderen Verhältnissen der Baugrundziffern müssten die letztern durch direkte Messung ermittelt und die Gleichungen dementsprechend aufgestellt werden.

[4]) Siehe „Beton und Eisen", No. 1, 1909: „Ueber den Einfluss der Einspannung im Erdreich auf die Stabilität der Wände". Von Ullmann.

Grösse der Fundamentverdrehung.

Bezeichne	*Fall 1:*	*Fall 2:*
M das Moment	$Z\left(l+\frac{t}{2}\right)$	$Z\left(l+\frac{2}{3}t\right)-G\frac{b}{4}$ kgcm
W	$\frac{b\,t^2}{6}$	$\frac{b\,t^2}{12}$ cm³

V die Verschiebung der Mastspitze, ohne Rücksicht auf Eigendurchbiegung in cm,

so gilt

$$M = \sigma_2\, W$$

$$V:\left(l+\frac{t}{2}\right)=\delta_2:\frac{t}{2} \qquad V:\left(l+\frac{2t}{3}\right)=\delta_2:\frac{t}{3}$$

$$V=\frac{2\,\delta_2\left(l+\frac{t}{2}\right)}{t} \qquad V=\frac{3\,\delta_2\left(l+\frac{2t}{3}\right)}{t}$$

$$=\frac{2\,\sigma_2\left(l+\frac{t}{2}\right)}{a_2\,t} \qquad =\frac{3\,\sigma_2\left(l+\frac{2t}{3}\right)}{a_2\,t}$$

$$V=\frac{2\,M\left(l+\frac{t}{2}\right)}{a_2\,W\,t} \quad (3) \qquad V=\frac{3\,M\left(l+\frac{2t}{3}\right)}{a_2\,W\,t} \quad (4)$$

Aus den Tabellen IX÷XV sind die nach diesen Formeln berechneten Bodenpressungen σ_2 und Baugrundziffern a_2 ersichtlich. Es sei ausdrücklich hervorgehoben, dass bei der Beurteilung und namentlich Anwendung dieser Ziffern berücksichtigt werden muss, dass sie nicht absolute Gültigkeit haben. Sie gelten nur unter Beachtung der Berechnungsvoraussetzungen. Man könnte gegen die Formeln (1) und (2) einwenden, es wäre richtiger, im Nenner nicht die den Grenzfällen entsprechenden, sondern dazwischen liegende Ziffern einzusetzen, z. B. $\frac{b\,t^2}{7}$ bezw. $\frac{b\,t^2}{10}$. Dies ist bis zu einem gewissen Grade richtig. Allein es handelt sich im vorliegenden Falle darum, eine für die gewöhnlichen Fälle ausreichende, *einheitliche* Berechnungsgrundlage und dafür gültige Ziffern zu gewinnen. Von diesem Gesichtspunkte aus betrachtet scheint es besser, die angegebenen Grundformeln beizubehalten. Damit ist natürlich keineswegs ausgeschlossen, dass in wichtigen Sonderfällen auf Versuche und Messungen gestützte genauere Berechnungen angestellt werden.

Uebrigens sei hier erwähnt, dass in den obigen Berechnungen die Reibung der zur Zugrichtung parallelen Fundamentflächen an den Grubenwänden und die Sohlenreibung nicht berücksichtigt worden sind. Diese Widerstände kommen dadurch zum Ausdruck, dass die rechnungsmässig ermittelten Pressungen und Baugrundziffern etwas grösser sind, als der Wirklichkeit entsprechen würde.

In den Formeln (3) und (4) kommt die absolute Grösse der Baugrundziffer am seitlichen Grunde der Fundamentgrube vor. Anhaltspunkte dafür geben die mit den Messapparaten vorgenommenen direkten Messungen. Sie können aber auch rechnerisch aus den Versuchsergebnissen bestimmt werden, indem man die an dieser Stelle rechnungsmässig auftretenden Bodenpressungen durch die seitliche Verschiebung der Fundamentkante dividiert. Die in den Tabellen IX÷XV enthaltenen Werte der Baugrundziffern a_2 sind durch Rechnung erhalten worden.

Berechnete Bodenpressungen und Baugrundziffern.

(Fundament I wurde wegen unzuverlässigen Angaben weggelassen.)

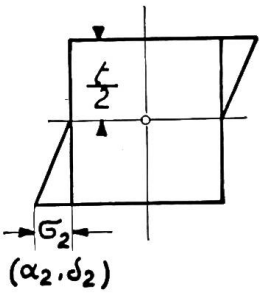


Fig. 17.

Fundament II.

$$M = Z\left(l + \frac{t}{2}\right); \quad \sigma_2 = \frac{6\,M}{b\,t^2}; \quad V = \frac{2\,M\left(l + \frac{t}{2}\right)}{a_2\,W\,t}$$

(„Humusdeponie")

Tabelle IX.

Z kg	M kg cm	σ_2 kg/cm²	δ_2 cm	a_2 kg/cm³	V in cm gemessen[1])	V in cm berechnet[2])	Bemerkungen
215	274000	0,54	0,075	7,21	2,0	1,28	[1]) Einschliesslich Eigendurchbiegung und Spiel in den Anschlusslaschen. (∼ 2 cm/t).
590	752000	1,49	0,164	9,11	4,0	2,78	
670	855000	1,69	0,404	4,18	8,0	6,86	
800	1020000	2,02	0,65	3,1	13,8	11,2	
920	1175000	2,32	1,14	2,03	22,5	19,4	[2]) Ohne den unter [1]) genannten Betrag.
1040	1312000	2,64	1,91	1,38	36,0	32,0	
1150	1462000	2,90	2,77	1,05	50,0	47,0	
1200	1530000	3,03	4,10	0,74	74,0	70,0	
1230	1566000	3,07	5,98	0,51	103,0	104,0	

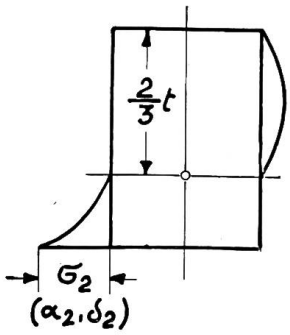


Fig. 18.

Fundament III.

$$M = Z\left(l + \frac{2\,t}{3}\right); \quad \sigma_2 = \frac{12\,M}{b\,t^2}; \quad V = \frac{3\,M\left(l + \frac{2\,t}{3}\right)}{a_2\,W\,t}$$

(„Humusdeponie")

Tabelle X.

Z kg	M kg cm	σ_2 kg/cm²	δ_2 cm	a_2 kg/cm³	V in cm gemessen[1])	V in cm berechnet[2])	Bemerkungen
1000	1333000	2,95	0,51	5,8[3])	12,7	10,2	[3]) Verlauf beeinflusst durch zu grossen Anfangszug.
1350	1800000	4,0	0,58	6,9	14,0	11,6	
1700	2260000	5,05	0,888	5,7	20,0	17,7[4])	
1900	2540000	5,64	1,27	4,45	27,9	25,4	[4]) Fliessgrenze (ungefähr).
2200	2930000	6,5	2,43	2,675	52,0	48,5	
2200	2930000	6,5	2,59	2,52	55,3	51,8	Fliessen.
2400	3196000	7,08	3,94	1,8	82,5	78,8	
2400	3196000	7,08	4,33	1,64	93,1	86,6	
2530	3465000	7,7	6,28	1,23	132,0	125,0	

[1]) Einschliesslich Eigendurchbiegung und Spiel in den Anschlusslaschen (∼ 2 cm/t).
[2]) Ohne den unter [1]) genannten Betrag.

Fundament IV.

(„Humusdeponie")

Tabelle XI.

Z kg	M kg cm	σ_2 kg/cm²	δ_2 cm	a_2 kg/cm³	V in cm gemessen[1])	V in cm berechnet[2])
500	688000	0,98	0,0242	40,6	0,9	0,414
850	1162000	1,66	0,0696	23,8	2,1	1,15
1100	1510000	2,15	0,128	16,8	3,5	2,1
1500	2050000	2,92	0,326	8,95	7,7	5,38
1800	2465000	3,5	0,66	5,3	13,2	10,9
2000	2745000	3,9	0,89	4,38	17,4	14,7
2400	3290000	4,68	1,57	2,98	29,0	25,8
2700	3700000	5,28	2,7	1,96	47,5	44,5
3000	4110000	5,87	3,93	1,49	68,4	65,0
3250	4450000	6,35	5,85	1,09	99,5	96,2
3450	4753000	6,75	8,44	0,8	142,0	139,0

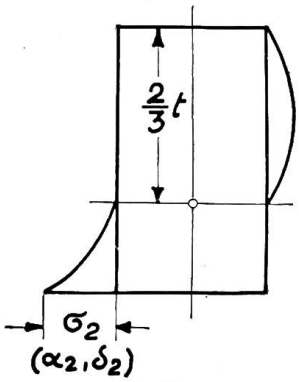


Fig. 19.

$$M = Z\left(l + \frac{2t}{3}\right);$$

$$\sigma_2 = \frac{12\,M}{b\,t^2};$$

$$V = \frac{3\,M\left(l + \frac{2t}{3}\right)}{a_2\,W\,t}.$$

Fundament V.

(„Flusschotterdeponie")

Tabelle XII.

Z kg	M kg cm	σ_2 kg/cm²	δ_2 cm	a_2 kg/cm³	V in cm gemessen[1])	V in cm berechnet[2])
250	325000	0,36	0,03	12,0	0,6	0,39
350	455000	0,505	0,055	9,2	1,0	0,715
500	650000	0,722	0,181	4,0	2,9	2,35
700	910000	1,01	0,385	2,63	5,6	5,0
900	1170000	1,3	0,84	1,55	11,9	10,9
1100	1430000	1,59	1,75	0,91	24,0	22,8
1200	1560000	1,73	2,19	0,792	30,0	28,4
1300	1690000	1,87	2,46	0,76	34,0	32,0
1400	1820000	2,02	3,52	0,573	48,0	45,8
1500	1950000	2,16	4,5	0,48	69,8	58,5
1600	2075000	2,3	5,14	0,447	75,5	67,0
1700	2210000	2,45	6,23	0,393	93,5	81,0
1800	2340000	2,59	8,45	0,307	118,0	107,0
1900	2470000	2,74	8,75	0,314	135,5	112,0
2000	2600000	2,89	9,88	0,294	161,5	128,0

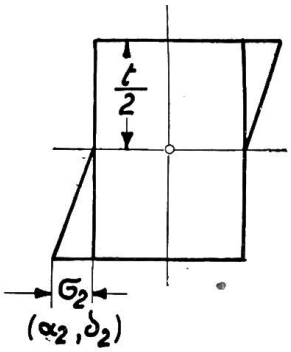


Fig. 20.

$$M = Z\left(l + \frac{t}{2}\right);$$

$$\sigma_2 = \frac{6\,M}{b\,t^2};$$

$$V = \frac{2\,M\left(l + \frac{t}{2}\right)}{a_2\,W\,t}.$$

[1]) Einschliesslich Eigendurchbiegung und Spiel in den Anschlusslaschen. (∽ 2 cm/t.)
[2]) Ohne den unter [1]) genannten Betrag.

Fundament VI.

(Fester, gewachsener Boden)

Tabelle XIII.

Z kg	M kg cm	σ_2 kg/cm²	δ_2 cm	a_2 kg/cm³	V in cm gemessen[1])	V in cm berechnet[2])
490	276000	0,613	0,0187	32,8	1,3	0,374
735	603000	1,34	0,0195	68,9	1,5	0,39
1025	890000	1,98	0,0256	78,0	1,9	0,51
1460	1565000	3,49	0,09	38,7	4,1	1,8
1760	1970000	4,38	0,199	22,1	7,7	4,0
2050	2355000	5,25	0,354	14,9	11,8	7,1
2450	2895000	6,42	0,544	11,8	17,0	11,0
2840	3415000	7,6	0,84	9,1	28,5	16,8
3230	3925000	8,72	1,28	6,82	38,2	25,6
3570	4375000	9,72	1,75	5,57	48,3	35,0
3900	4825000	10,7	2,64	4,07	64,9	53,0
4100	5075000	11,3	3,64	3,1	88,0	73,0
4200	5220000	11,6	6,09	1,91	101,0	120,0
4100	5075000	11,3	7,08	1,58	139,5	141,0

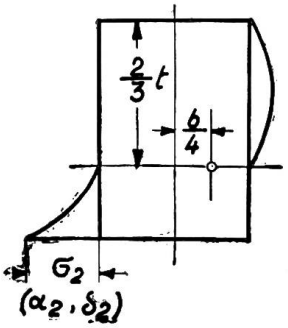


Fig. 21.

$$M = Z\left(l + \frac{2t}{3}\right) - G\frac{b}{4};$$

$$\sigma_2 = \frac{12\,M}{b\,t^2};$$

$$V = \frac{3\,M\left(l + \frac{2t}{3}\right)}{a_2\,W\,t}.$$

Fundament VII.

(Sehr fester Flusschotter „gewachsen")

Tabelle XIV.

Z kg	M kg cm	σ_2 kg/cm²	δ_2 cm	a_2 kg/cm³	V in cm gemessen[1])	V in cm berechnet[2])
490	286000	0,636	0,0064	99,0	0,8	0,128
735	614000	1,37	0,0084	163,0	1,1	0,168
980	945000	2,1	0,0135	156,0	1,4	0,271
1220	1256000	2,78	0,0282	99,0	2,5	0,564
1460	1475000	3,27	0,0322	102,0	3,4	0,645
1760	1980000	4,4	0,0483	93,0	4,7	0,97
1950	2228000	4,95	0,0561	87,0	5,8	1,13
2200	2563000	5,7	0,0714	80,0	6,6	1,43
2450	2890000	6,4	0,0895	71,7	7,5	1,8
2690	3213000	7,13	0,108	64,0	8,8	2,1
2940	3540000	7,85	0,129	61,0	9,7	2,58
3180	3875000	8,6	0,156	55,0	10,9	3,12
3430	4205000	9,35	0,184	51,0	12,1	3,7
3670	4515000	10,0	0,218	45,8	13,3	4,37
3920	4845000	10,78	0,260	41,4	14,5	5,2
4160	5160000	11,45	0,319	36,0	16,5	6,38
4410	5520000	12,0	0,377	31,9	18,0	7,5
4650	5830000	13,0	0,450	29,0	19,8	9,0
4900	6150000	13,65	0,523	26,2	22,0	10,5
5140	6485000	14,35	0,64	22,4	24,7	12,8
5380	6805000	15,1	0,82	18,4	29,1	16,4
5630	7135000	15,9	1,085	14,6	34,8	21,8
5090	6415000	14,2	1,75	8,13	55,5	35,0
4410	5520000	12,0	2,88	4,27	98,5	57,8
3920	4845000	10,78	5,54	1,94	124,0	111,0

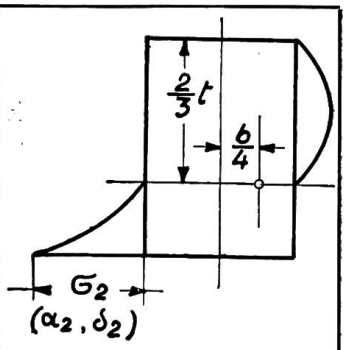


Fig. 22.

$$M = Z\left(l + \frac{2t}{3}\right) - G\frac{b}{4};$$

$$\sigma_2 = \frac{12\,M}{b\,t^2};$$

$$V = \frac{3\,M\left(l + \frac{2t}{3}\right)}{a_2\,W\,t}.$$

[1]) Einschliesslich Eigendurchbiegung und Spiel in den Anschlusslaschen. (∽ 2 cm/t.)
[2]) Ohne den unter [1]) genannten Betrag.

Fundament IX.

(Reiner Lehm)

Tabelle XV.

Z kg	M kg cm	σ_2 kg/cm²	δ_2 cm	a_2 kg/cm³	V in cm gemessen[1])	V in cm berechnet[2])
245	–	–	–	–	0,6	–
494	304000	0,673	0,0148	45,5	0,9	0,296
741	624000	1,38	0,015	93,3	1,0	0,3
988	953000	2,1	0,029	72,4	1,6	0,58
1235	1283000	2,85	0,055	51,9	2,8	1,1
1478	1597000	3,54	0,122	31,6	4,2	2,25
1730	1935000	4,29	0,21	20,4	6,8	4,2
1975	2265000	5,0	0,392	12,8	11,2	7,83
2225	2595000	5,75	0,633	9,08	16,9	12,7
2470	2915000	6,48	0,91	7,12	22,7	18,2
2715	3255000	7,2	1,37	5,27	32,1	27,4
2965	3585000	7,95	2,28	3,5	50,0	45,6
3210	3915000	8,7	3,825	2,275	80,5	76,5
3360	4115000	9,1	5,4	1,69	110,5	108,0
3360	4115000	–	–	–	137,5	–

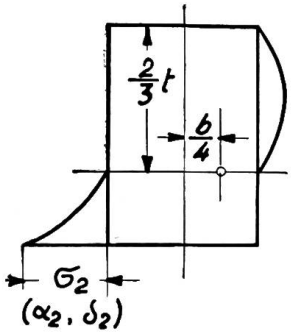


Fig. 23.

$$M = Z\left(l + \frac{2t}{3}\right) - G\frac{b}{4};$$

$$\sigma_2 = \frac{12\,M}{b\,t^2};$$

$$V = \frac{3M\left(l + \frac{2t}{3}\right)}{a_2\,W\,t};$$

[1]) Einschliesslich Eigendurchbiegung und Spiel in den Anschlusslaschen. (∽ 2 cm/t.)
[2]) Ohne den unter [1]) genannten Betrag.

In Fig. 24 sind die berechneten Baugrundziffern a_2 in Abhängigkeit von den spezifischen Bodenpressungen dargestellt. Nach dieser Darstellungsweise ist der Verlauf der berechneten und der mit den Instrumenten ermittelten a ein ähnlicher. Die Ziffern nehmen mit zunehmenden Pressungen ab bis zur völligen Erschöpfung der Festigkeit. Eine völlige Uebereinstimmung ist nicht festzustellen und auch nicht zu erwarten. Bei der Messung der Baugrundziffern mit den Instrumenten hat sich gezeigt, dass das Messergebnis von mehreren Faktoren erheblich beeinflusst wird, so z. B. von der Grösse der Druckflächen, der Schnelligkeit des Vorschubes, von allfälligen Vorpressungen und vom Feuchtigkeitsgehalt des Bodens. Geben die mit den Instrumenten ermittelten Ziffern aus diesen Gründen streng genommen nicht die absoluten Baugrundziffern an, so erlauben doch die Messungen, das *Verhältnis* dieser Ziffern an verschiedenen Stellen der Baugruben mit genügender Zuverlässigkeit zu ermitteln. Leider gestattet der zur Verfügung stehende Raum nicht, hier näher auf diese Fragen einzutreten.

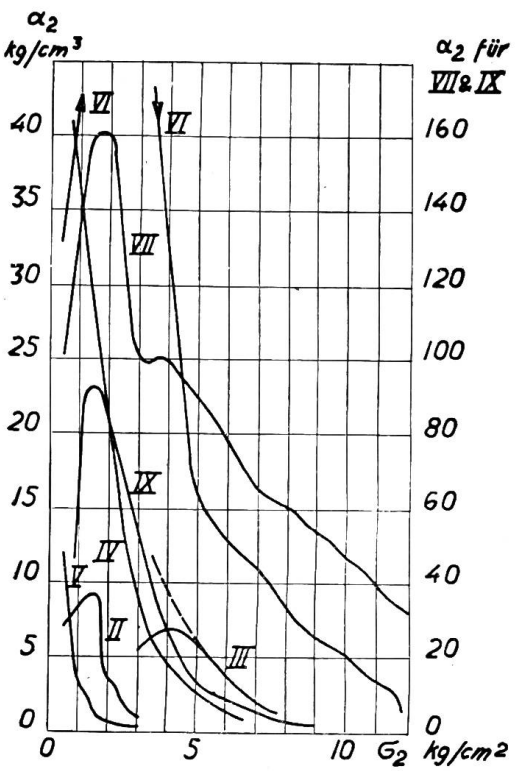


Fig. 24.

Grösse der zulässigen Bodenpressungen und der Baugrundziffern.

Bei der Benützung der Formeln (1), (2), (3) und (4) entsteht die Frage, welche Werte für die Bodenpressung σ_2 und die Baugrundziffer a_2 eingesetzt werden sollen. Diese Frage könnte indirekt damit beantwortet werden, dass vorgeschrieben würde, ein gegebenes

Fundament dürfe sich bei einer bestimmten Tragwerksbelastung nicht über ein gewisses Mass verdrehen. Wäre zwar eine solche Vorschrift in vielen Fällen durchaus zweckmässig, so wäre sie doch als Berechnungsgrundlage nicht geeignet. Es ist vielmehr wünschbar, für die gewöhnlichen Fälle direkt die zulässigen Bodenpressungen für die verschiedenen, meist in Frage kommenden Bodenarten festzusetzen. Nun hat sich bei den Versuchen gezeigt, dass nach Erreichung einer gewissen Tragwerksbelastung der Zug im Zugseil nach kurzer Zeit nachlässt, dass somit bei den entsprechenden Bodenpressungen ein „Fliessen" eintritt. Dass dem so ist, ist übrigens auch aus den Diagrammen Fig. 10 und 12 erkenntlich. Diese Fliessgrenze darf jedenfalls bei den grössten rechnungsmässig auftretenden Bodenpressungen nicht erreicht werden, denn sie ist gleichbedeutend mit der Erschöpfung der Bodenfestigkeit. Zu diesem Zwecke könnten entweder die Rechnungen mit den der Fliessgrenze entsprechenden Bodenpressungen, aber unter Einsetzung eines Sicherheitsfaktors, durchgeführt werden, oder es könnte von dem letztern abgesehen, dafür aber ein kleinerer Wert für die zulässigen Bodenpressungen vorgeschrieben werden. Im ersteren Falle könnte nur ein kleiner Sicherheitsgrad in Betracht kommen, weil sonst die Fundamente grösser und entsprechend teurer ausfallen würden als nötig wäre. Dabei bestünde der Uebelstand, dass für a_2 höhere Ziffern eingesetzt werden müssten, als die den angegebenen Pressungen entsprechenden. Die Untergruppe hat hierüber noch keinen endgültigen Beschluss gefasst. Um jedoch zu zeigen, wie sich die Berechnung derartiger Blockfundamente nach den neuen Grundsätzen gestalten würde, sei im folgenden der Rechnungsgang nach der zweiten Methode kurz angedeutet.

Nach dem früher Gesagten ist für lose und kohäsionslose Bodenarten eine gleichmässige Baugrundziffer und Druckfestigkeit auf alle praktisch in Frage kommenden Tiefen, für „gewachsene" Bodenarten dagegen eine mit der Tiefe proportionale Zunahme beider Grössen vorausgesetzt. Somit können die zulässigen Bodenpressungen σ_2 am Grund der seitlichen Grubenwände und die an dieser Stelle massgebenden Baugrundziffern a_2 beispielsweise wie folgt dargestellt werden:

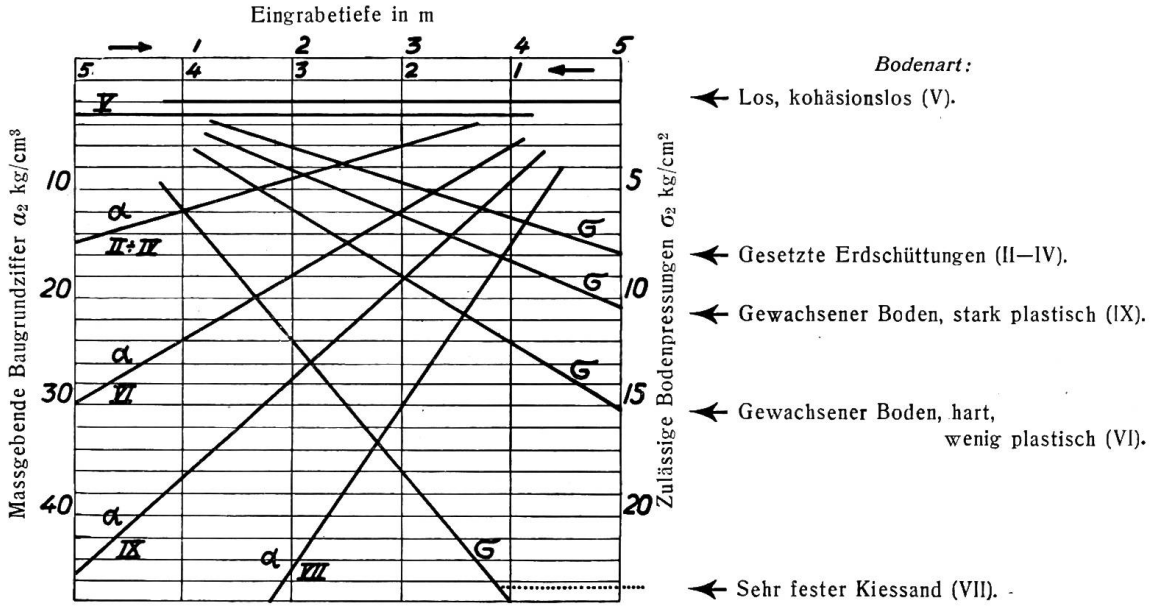


Fig. 25.

Gestützt auf die obigen Angaben diene zur Erläuterung des Gesagten folgendes Beispiel:

Für einen 15 m hohen Mast, auf dessen Spitze ein Zug von 3000 kg wirke, soll ein Blockfundament berechnet werden, das in Boden der bei Fundament VI vorhandenen Beschaffenheit zu erstellen sei. Das Mastgewicht betrage 2000 kg. Die

untere Breite des Mastes sei 150 cm. Dementsprechend habe das Fundament eine Breite von 200 cm.

Es ist in erster Annäherung

$$M = 3000 \cdot 1500 = 4\,500\,000 \text{ kgcm.}$$

Nimmt man die erforderliche Tiefe schätzungsweise zu 200 cm an, so ergibt Fig. 25 für $\sigma_2 = 6$ kg/cm². Somit $\frac{6\,b\,t^2}{12} = 4\,500\,000$ kgcm.

Daraus in erster Annäherung

$$t = 212 \text{ cm und } G = 20 \cdot 20 \cdot 21{,}2 \cdot 2{,}2 = 18\,620 \text{ kg.}$$

Die genauere Ausrechnung ergibt nun

$$M = 3000\left(1500 + \frac{2}{3} \cdot 212\right) - \frac{200}{4}(18\,620 + 2000) = 3\,892\,000 \text{ kgcm.}$$

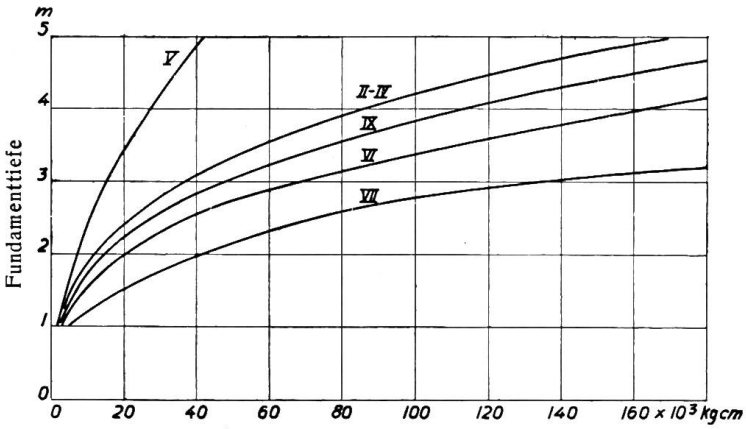
Somit

$$6\,\frac{200\,t^2}{12} = 3\,892\,000$$

$$t = 198 \text{ cm.}$$

Nach Fig. 25 ist $a_2 = 12$ kg/cm³. Somit Spitzenverschiebung ohne Eigendurchbiegung des Mastes

$$V = \frac{3 \cdot 3\,892\,000 \cdot 1633}{12 \cdot 653\,000 \cdot 198} = 12{,}4 \text{ cm.}$$



Moment aus Zug auf Mastspitze × Höhe von Z über Sockeloberkante, *bezogen auf 1 cm Fundamentbreite.*

Fig. 26.
(Die römischen Ziffern weisen auf die in Frage kommende Bodenart hin.)

Für die erste, näherungsweise Bestimmung der Tiefe t kann zweckmässigerweise eine Kurventafel benützt werden, wie in Fig. 26 abgebildet. Um diese Tafel für Fundamente von beliebiger Breite verwenden zu können, ist dieselbe auf einen Zentimeter Fundamentbreite bezogen.

Um nachzuweisen, dass es in druckfestem Boden ökonomischer ist, die nötige Sicherheit durch tiefreichende, längliche als durch plattenförmige Fundamente zu erzielen, wurde neben Fundament VII ein plattenförmiges Fundament VIII erstellt. Die damit erhaltenen Ergebnisse sind aus Tabelle XIV ersichtlich.

Die Standfestigkeit dieses Fundamentes war bei einem Spitzenzug von rund 4000 kg vollständig erschöpft. Sein Gewicht betrug 16 400 kg. Beim gleichen Zug wies der auf Fundament VII aufgestellte Mast nur ungefähr 15 cm Spitzenverschiebung auf. Dieses letztere Fundament hatte ein Gewicht von 7600 kg. Seine Standfestigkeit war bei ungefähr 5600 kg Spitzenzug erschöpft. Die Ausnützung des Betongewichtes der beiden Fundamente war also:

Fundament VII (135/135/200 cm).
Auf 1000 kg Spitzenzug kommen 1360 kg Beton.

Plattenfundament VIII (280/280/100 cm).
Auf 1000 kg Spitzenzug kommen 4100 kg Beton.

Fundament VIII.

Angabe über Lageveränderungen und Lage der Drehachse (berechnet), in Funktion des Spitzenzuges.

Tabelle XVI.

No.	Züge in kg		Verschiebung der Mastspitze	Klinometerangaben (Längs) No. 11			No. 12			Verschiebung der Punkte (Stoppani-Messuhren) a' ↓ a''		b'' ↓ b'		→ c'	Verschiebung der Punkte (Schreibvorrichtung) → a ↓		→ b ↓		Lage der Drehachse aus a', b', a'', b'', c'		aus a, b	
										No. 11	No. 14	No. 13	No. 16	No. 15					c	d	c	d
	Z	Z'	cm	0	'	''	0	'	''	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm	cm	cm	cm
		ca.																				
1	300	—	0,4	—	—	0	—	—	0	0,30	0,1	0,04	0,02	0,04	—	—	—	—	—	—	—	—
2	500	—	0,5	—	—	0	—	—	0	0,55	0,35	0,2	0,2	0,05	—	—	—	—	—	—	—	—
3	750	—	0,9	—	—	5	—	—	5	0,55	0,35	0,2	0,2	0,07	—	—	—	—	—	—	—	—
4	1000	987	1,4	—	—	14	—	—	13	0,65	0,40	0,2	0,2	0,13	—	—	—	—	—	—	—	—
5	1250	—	1,8	—	—	22	—	—	19	0,70	0,40	0,2	0,2	0,18	—	—	—	—	—	—	—	—
6	1500	1480	2,2	—	—	30	—	—	25	0,70	0,40	0,21	0,2	0,24	—	—	—	—	} 87,5	} 103,5	—	—
7	1750	—	2,5	—	—	36	—	—	34	0,70	0,40	0,44	0,35	0,33	—	—	—	—			—	—
8	2000	1975	2,9	—	—	49	—	—	44	0,70	0,40	0,45	0,38	0,40	—	—	—	—	87,5	81,5	—	—
9	2250	—	3,3	—	—	60	—	—	59	0,675	0,40	0,57	0,40	0,51	—	—	—	—	86,0	74,5	—	—
10	2500	2470	3,7	—	1	10	—	1	18	0,675	0,40	0,66	0,60	0,64	—	—	—	—	87,5	86	—	—
11	2750	—	4,2	—	1	42	—	1	52	0,675	0,40	1,04	0,93	0,90	—	—	—	—	87,5	78,5	—	—
12	3000	2962	4,9	—	2	30	—	2	33	0,675	0,40	1,44	1,30	1,23	—	—	—	—	87,5	83,5	—	—
13	3250	—	5,5	—	4	—	—	4	2	0,675	0,50	2,09	1,90	1,78	—	—	—	—	97,5	95,5	—	—
14	3500	3460	6,7	—	6	12	—	6	13	0,675	0,52	3,15	2,92	2,68	—	—	—	—	103,5	98,5	—	—
15	3750	—	8,1	—	9	—	—	9	1	0,95	0,80	4,85	4,42	3,78	4,5	−0,15	3,7	4,4	108	66,5	—	—
16	4000	3950	12,0	—	19	—	—	19	10	1,20	1,40	10,57	9,25	7,33	10	−0,3	9	10,4	101	61,5	—	—
Max.	4200	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
17	3800	—	31,5	1	12	10	—	—	—	4,80	—	—	—	24,18	39	−1,5	36,2	43	—	—	115	53,5
18	3650	—	50,0	—	—	—	—	—	—	7,65	—	—	—	—	66,5	−1,5	62,7	74,7	—	—	110,5	43
19	3500	—	78,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	105,8	−0,2	100,5	119,7	—	—	107,5	36
20	3100	—	118,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	162	4	157,3	181,2	—	—	106	42,5
21	2800	—	168,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	229	13	229	254,7	—	—	101,5	34,5
22	2700	—	206	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	279	22	281 ?	304 ?	—	—	—	—

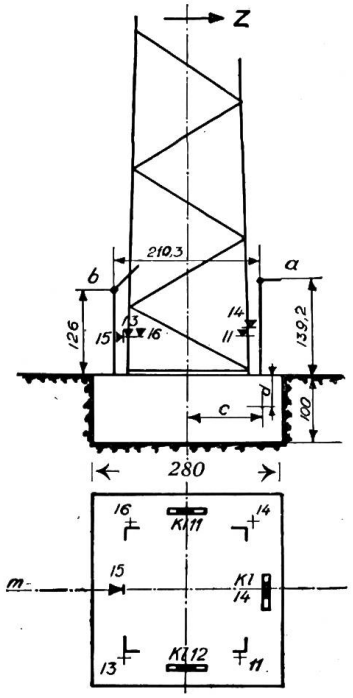


Fig. 27.
No. 11, 13, 14, 15 u. 16: Stoppani-Messuhren, Messgenauigkeit 1/100 mm.

Kl. 11, Kl. 12 u. Kl. 14 = Klinometer 1 Teilstrich = 1,2''.
(Klinometer 14 defekt)

Fundament VIII.

Datum der Erstellung
2. Dezember 1922

Datum der Erprobung
18. April 1923.

Gesamtgewicht: $G = 18350$ kg.

Dabei ist jedoch zu bemerken, dass die Bodenbeschaffenheit für die Widerstandsfähigkeit des Plattenfundamentes sehr günstig war, weil der im groben, festen Schotter einbetonierte untere Teil des Fundamentes eine sehr feste Verbindung mit diesem ergab. Wäre das Fundament in weniger druckfestem Erdreich erstellt worden, so wäre seine Widerstandsfähigkeit wahrscheinlich nicht viel grösser gewesen als die sich aus dem Gewichtsstabilitätsmoment ergebende.

Zum Schlusse sei ausdrücklich betont, dass mit den vorstehenden Ausführungen nicht beabsichtigt ist, eine vollständige Theorie des Verhaltens und der Berechnung von Blockfundamenten aufzustellen. Es handelte sich vielmehr darum, in Anlehnung an die von Andrée angegebene Berechnungsweise die bei den Versuchen in Gösgen erhaltenen Ergebnisse einer kritischen Betrachtung zu unterziehen und diese Berechnungsweise auf bestimmtere Grundlagen zu stellen und möglichst zu vereinfachen. Neu hinzugekommen ist dabei die Rücksichtnahme auf das Mass der Fundamentverdrehung bei einer bestimmten Belastung.

Bei der Beurteilung der Ergebnisse und Ausrechnungen ist folgendes zu berücksichtigen:

Alle Fundamente mit Ausnahme von No. V wurden unter satter Anbetonierung an den gewachsenen Boden erstellt.

Die Reibung der zur Zugrichtung parallelen Fundamentflächen an den Grubenwänden und die Sohlenreibung wurden nicht besonders berücksichtigt.

Es wurde eine für die massgebende Belastung gültige, feste Drehachsenlage angenommen.

Ueber den Druckverlauf im Boden wurden vereinfachende Annahmen gemacht.

Es ist daraus ersichtlich, dass die berechneten Ziffern nicht absolute Gültigkeit haben. Sie sind vielmehr nur unter den gemachten Voraussetzungen zutreffend. Mit einiger Uebung wird es in den gewöhnlichen Fällen möglich sein, die Bodenziffern annähernd richtig zu schätzen. Jedenfalls ist es angezeigt, dieselben eher zu niedrig als zu hoch anzunehmen. Handelt es sich in wichtigeren Fällen darum, Blockfundamente so zu bemessen, dass ihr Widerstand gegen Verdrehung genau vorausbestimmt werden kann, so ist dies durch die versuchsweise Bestimmung der Baugrundziffern der Fundamentgrube mittels eines passenden Instrumentes möglich. Unter dieser Voraussetzung würde der beschriebene Rechnungsgang in allen Fällen genügend genaue Ergebnisse liefern.

Directives pour le choix des interrupteurs des installations à courant alternatif à haute tension[1].

Etablies par le groupe *a* (protection contre les surintensités)[2]
de la commission de l'Association Suisse des Electriciens et de l'Union de Centrales Suisses d'électricité
pour l'appareillage à haute tension et pour la protection contre les surtensions
et l'incendie, en collaboration avec M. *G. Brühlmann,* Baden.

Préface.

Par M. le Dr. *B. Bauer,* président de la commission.

Depuis quelque temps déjà, l'A. S. E. et l'U. C. S. se sont demandées comment il serait possible d'augmenter la sécurité de fonctionnement de l'appareillage électrique, en particulier des interrupteurs à huile. Les premiers essais et études furent entrepris avec l'aide des maisons de construction dès 1914. Il fallait d'abord étudier

[1]) Présentées à l'assemblée générale de l'A.S.E. du 22 juin 1924.

[2]) Le groupe *a* se compose de M. Dr. Roth-Baden, président; et de MM. Dr. Bauer-Berne, Egg-Berne, Glaser-Oerlikon, Gysel-Zurich, Heusser-Aarau, Schmidt-Lausanne et d'office du secrétaire général; Collaborateur: M. G. Brühlmann-Baden.