

Bericht über die Erprobung der Fundamente von Freileitungstragwerken in Gösgen [Schluss]

Autor(en): **Sulzberger, G**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Technische Mitteilungen / Schweizerische Telegraphen- und
Telephonverwaltung = Bulletin technique / Administration des
télégraphes et des téléphones suisses = Bollettino tecnico /
Amministrazione dei telegrafi e dei telefoni svizzeri**

Band (Jahr): **2 (1924)**

Heft 5

PDF erstellt am: **22.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-873951>

Nutzungsbedingungen

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

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

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

Haftungsausschluss

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

Technische Mitteilungen

der schweizerischen Telegraphen- und Telephon-Verwaltung

Bulletin Technique



Bollettino Tecnico

de l'Administration des
Télégraphes et des Téléphones suisses

dell'Amministrazione dei
Telegrafi e dei Telefoni svizzeri

Herausgegeben im Auftrage
der Obertelegraphendirektion

Publié par ordre de la
Direction Générale des Télégraphes

Publicato per ordine della
Direzione Generale dei Telegrafi

Bericht über die Erprobung der Fundamente von Freileitungstragwerken in Gösgen (Schluss).

Von G. Sulzberger, Bern.

C. Statische Verhältnisse.

Die Bodenreaktionen stehen im engsten Zusammenhange mit den Elastizitäts- bzw. Plastizitätsverhältnissen der Grubenwände. Nimmt man mit Andree 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:

Bedeutung 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

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

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

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 $a_2 \sigma_1$ gegen-

über $a_1 \sigma_2$ 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

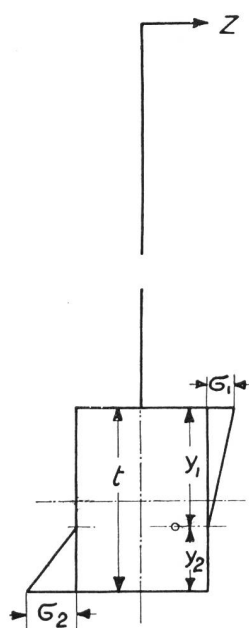


Fig. 13.

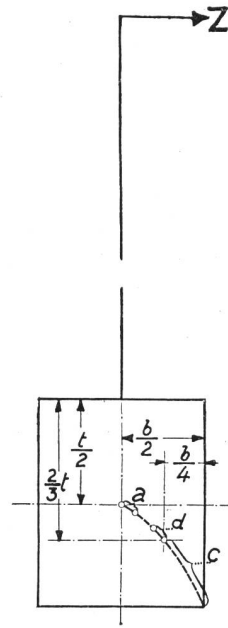


Fig. 14.

- 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.

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 bzw. an der Sohle ab. Nach den Versuchen ist zwar dieses Verhältnis in erster Linie von der Bodenbeschaffenheit der Baugrube abhängig. In-

dessen 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.

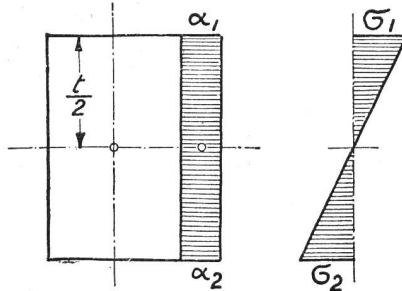


Fig. 15.

Das Verhältnis der Baugrunderkennwerte 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 $\frac{2}{3}$ 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 diesen letzteren Fundamenten die Baugrunderkennwerte direkt proportional mit der Tiefe unter der Bodenoberfläche anwachsen. Die mit den beschriebenen Instrumenten ermittelten Baugrunderkennwerte 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.¹⁾ 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⁾ Siehe „Beton und Eisen“, No. 1, 1909: „Ueber den Einfluss der Einspannung im Erdreich auf die Stabilität der Wände“. Von Ullmann.

1. Fall (Fig. 15).

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

$$Z\left(l + \frac{t}{2}\right) = \sigma_1 \frac{bt^2}{12} + \sigma_2 \frac{bt^2}{12}; \quad \frac{\sigma_1}{a_1} = \frac{\sigma_2}{a_2}; \quad \sigma_1 = \sigma_2 \frac{a_1}{a_2}.$$

Somit $Z\left(l + \frac{t}{2}\right) = M = \sigma_2 \frac{bt^2}{12} \left(\frac{a_1}{a_2} + 1\right)$ und da nach Voraussetzung $a_1 = a_2$, $M = \sigma_2 \frac{bt^2}{6}$. (1)

2. Fall (Fig. 16).

(Plastische Bodenarten „gewachsen“.)

$$Z\left(l + \frac{2t}{3}\right) = \sigma_1 \frac{4bt^2}{27} + \sigma_2 \frac{bt^2}{28} + G \frac{b}{4}; \quad \frac{\sigma_1}{a_1} : \frac{t}{3} = \frac{\sigma_2}{a_2} : \frac{t}{3}; \quad \sigma_1 = \sigma_2 \frac{a_1}{a_2}.$$

Somit $Z\left(l + \frac{2t}{3}\right) - G \frac{b}{4} = M = \sigma_2 \frac{bt^2}{28} \left(\frac{4a_1}{a_2} + 1\right)$ und da nach Voraussetzung $a_2 = 3a_1$, $M = \sigma_2 \frac{bt^2}{12}$. (2)

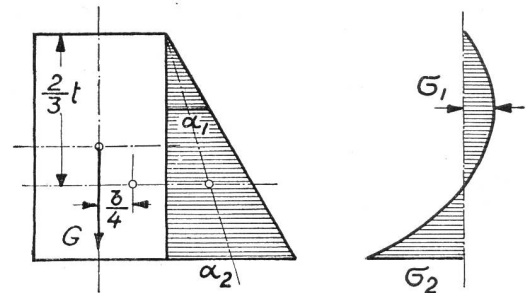


Fig. 16.

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

Grösse der Fundamentverdrehung.

Bezeichne	Fall 1:	Fall 2:
M das Moment	$Z\left(l + \frac{t}{2}\right)$	$Z\left(l + \frac{2t}{3}\right) - G \frac{b}{4}$ kgcm
W	$\frac{bt^2}{6}$	$\frac{bt^2}{12}$ cm ³
V die Verschiebung der Mastspitze, ohne Rücksicht auf Eigendurchbiegung in cm, so gilt	$M = \sigma_2 W$	
$V : \left(l + \frac{t}{2}\right) = \delta_2 : \frac{t}{2}$	$V : \left(l + \frac{2t}{3}\right) = \delta_2 : \frac{t}{3}$	
$V = \frac{2\delta_2 \left(l + \frac{t}{2}\right)}{t}$	$V = \frac{3\delta_2 \left(l + \frac{2t}{3}\right)}{t}$	
$= \frac{2\sigma_2 \left(l + \frac{t}{2}\right)}{a_2 t}$	$= \frac{3\sigma_2 \left(l + \frac{2t}{3}\right)}{a_2 t}$	
$V = \frac{2M \left(l + \frac{t}{2}\right)}{a_2 W t}$	$V = \frac{3M \left(l + \frac{2t}{3}\right)}{a_2 W t}$	(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. $\frac{bt^2}{7}$ bzw. $\frac{bt^2}{10}$. 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 Sonder-

fällen 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 rechnermässig 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 rechnermässig 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.

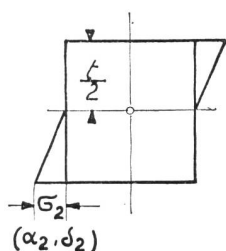


Fig. 17.

Berechnete Bodenpressungen und Baugrundziffern.

(Fundament I wurde wegen unzuverlässigen Angaben weggelassen.)

Fundament II.

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

(„Humusdeponie“)

Tabelle IX.

Z kg	M kg cm	σ_2 kg/cm ²	δ_2 cm	a_2 kg/cm ³	V in cm		Bemerkungen
					gemessen ¹⁾	berechnet ²⁾	
215	274 000	0,54	0,075	7,21	2,0	1,28	¹⁾ Einschliesslich Eigendurchbiegung und Spiel in den Anschlusslaschen. (~ 2 cm/t).
590	752 000	1,49	0,164	9,11	4,0	2,78	
670	855 000	1,69	0,404	4,18	8,0	6,86	²⁾ Ohne den unter ¹⁾ genannten Betrag.
800	1 020 000	2,02	0,65	3,1	13,8	11,2	
920	1 175 000	2,32	1,14	2,03	22,5	19,4	
1040	1 312 000	2,64	1,91	1,38	36,0	32,0	
1150	1 462 000	2,90	2,77	1,05	50,0	47,0	
1200	1 530 000	3,03	4,10	0,74	74,0	70,0	
1230	1 566 000	3,07	5,98	0,51	103,0	104,0	

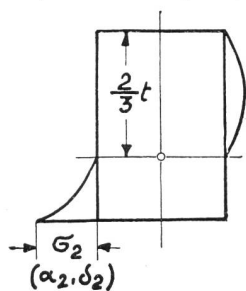


Fig. 18.

Fundament III.

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

(„Humusdeponie“)

Tabelle X.

Z kg	M kg cm	σ_2 kg/cm ²	δ_2 cm	a_2 kg/cm ³	V in cm		Bemerkungen
					gemessen ¹⁾	berechnet ²⁾	
1000	1 333 000	2,95	0,51	5,8 ³⁾	12,7	10,2	¹⁾ Einschliesslich Eigendurchbiegung und Spiel in den Anschlusslaschen (~ 2 cm/t).
1350	1 800 000	4,0	0,58	6,9	14,0	11,6	
1700	2 260 000	5,05	0,888	5,7	20,0	17,7 ⁴⁾	²⁾ Ohne den unter ¹⁾ genannten Betrag.
1900	2 540 000	5,64	1,27	4,45	27,9	25,4	
2200	2 930 000	6,5	2,43	2,675	52,0	48,5	³⁾ Verlauf beeinflusst durch zu grossen Anfangszug.
2200	2 930 000	6,5	2,59	2,52	55,3	51,8 ⁵⁾	
2400	3 196 000	7,08	3,94	1,8	82,5	78,8	⁴⁾ Fliessgrenze (ungefähr).
2400	3 196 000	7,08	4,33	1,64	93,1	86,6	
2530	3 465 000	7,7	6,28	1,23	132,0	125,0	⁵⁾ Fliesen.

Fundament IV.

(„Humusdeponie“).

Tabelle XI.

Z kg	M kg cm	σ_2 kg/cm ²	δ_2 cm	a_2 kg/cm ²	V in cm	
					gemessen ¹⁾	berechnet ²⁾
500	688 000	0,98	0,0242	40,6	0,9	0,414
850	1 162 000	1,66	0,0696	23,8	2,1	1,15
1100	1 510 000	2,15	0,128	16,8	3,5	2,1
1500	2 050 000	2,92	0,326	8,95	7,7	5,38
1800	2 465 000	3,5	0,66	5,3	13,2	10,9
2000	2 745 000	3,9	0,89	4,38	17,4	14,7
2400	3 290 000	4,68	1,57	2,98	29,0	25,8
2700	3 700 000	5,28	2,7	1,96	47,5	44,5
3000	4 110 000	5,87	3,93	1,49	68,4	65,0
3250	4 450 000	6,35	5,85	1,09	99,5	96,2
3450	4 753 000	6,75	8,44	0,8	142,0	139,0

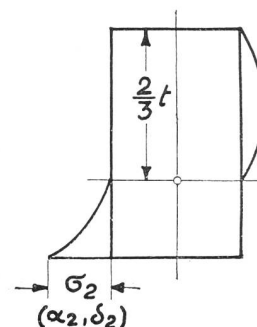


Fig. 19.

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

Fundament V.

(„Flußschotterdeponie“).

Tabelle XII.

Z kg	M kg cm	σ_2 kg/cm ²	δ_2 cm	a_2 kg/cm ²	V in cm	
					gemessen ¹⁾	berechnet ²⁾
250	325 000	0,36	0,03	12,0	0,6	0,39
350	455 000	0,505	0,055	9,2	1,0	0,715
500	650 000	0,722	0,181	4,0	2,9	2,35
700	910 000	1,01	0,385	2,63	5,6	5,0
900	1 170 000	1,3	0,84	1,55	11,9	10,9
1100	1 430 000	1,59	1,75	0,91	24,0	22,8
1200	1 560 000	1,73	2,19	0,792	30,0	28,4
1300	1 690 000	1,87	2,46	0,76	34,0	32,0
1400	1 820 000	2,02	3,52	0,573	48,0	45,8
1500	1 950 000	2,16	4,5	0,48	69,8	58,5
1600	2 075 000	2,3	5,14	0,447	75,5	67,0
1700	2 210 000	2,45	6,23	0,393	93,5	81,0
1800	2 340 000	2,59	8,45	0,307	118,0	107,0
1900	2 470 000	2,74	8,75	0,314	135,5	112,0
2000	2 600 000	2,89	9,88	0,294	161,5	128,0

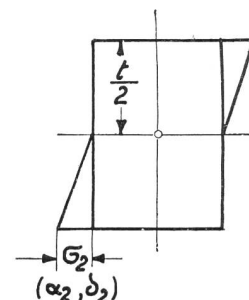


Fig. 20.

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

Fundament VI.

(Fester, gewachsener Boden)

Tabelle XIII.

Z kg	M kg cm	σ_2 kg/cm ²	δ_2 cm	a_2 kg/cm ²	V in cm	
					gemessen ¹⁾	berechnet ²⁾
490	276 000	0,613	0,0187	32,8	1,3	0,374
735	603 000	1,34	0,0195	68,9	1,5	0,39
1025	890 000	1,98	0,0256	78,0	1,9	0,51
1460	1 565 000	3,49	0,09	38,7	4,1	1,8
1760	1 970 000	4,38	0,199	22,1	7,7	4,0
2050	2 355 000	5,25	0,354	14,9	11,8	7,1
2450	2 895 000	6,42	0,544	11,8	17,0	11,0
2840	3 415 000	7,6	0,84	9,1	28,5	16,8
3230	3 925 000	8,72	1,28	6,82	38,2	25,6
3570	4 375 000	9,72	1,75	5,57	48,3	35,0
3900	4 825 000	10,7	2,64	4,07	64,9	53,0
4100	5 075 000	11,3	3,64	3,1	88,0	73,0
4200	5 220 000	11,6	6,09	1,91	101,0	120,0
4100	5 075 000	11,3	7,08	1,58	139,5	141,0

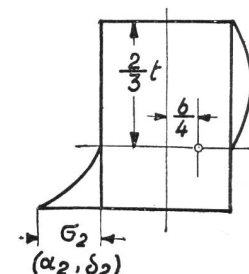


Fig. 21.

$$M = Z \left(l + \frac{2t}{3} \right) - G \frac{b}{4}; \quad \sigma_2 = \frac{12 M}{b t^2}; \quad V = \frac{3 M \left(l + \frac{2t}{3} \right)}{a_2 W t}.$$

¹⁾ Einschliesslich Eigendurchbiegung und Spiel in den Anschlusslaschen ($\sim 2 \text{ cm/t}$).

²⁾ Ohne den unter ¹⁾ genannten Betrag.

Fundament VII.

(Sehr fester Flußschotter „gewachsen“)

Tabelle XIV.

Z kg	M kg cm	σ_2 kg/cm ²	δ_2 cm	a_2 kg/cm ³	V in cm	
					gemessen ¹⁾	berechnet ²⁾
490	286 000	0,636	0,0064	99,0	0,8	0,128
735	614 000	1,37	0,0084	163,0	1,1	0,168
980	945 000	2,1	0,0135	156,0	1,4	0,271
1220	1 256 000	2,78	0,0282	99,0	2,5	0,564
1460	1 475 000	3,27	0,0322	102,0	3,4	0,645
1760	1 980 000	4,4	0,0483	93,0	4,7	0,97
1950	2 228 000	4,95	0,0561	87,0	5,8	1,13
2200	2 563 000	5,7	0,0714	80,0	6,6	1,43
2450	2 890 000	6,4	0,0895	71,7	7,5	1,8
2690	3 213 000	7,13	0,108	64,0	8,8	2,1
2940	3 540 000	7,85	0,129	61,0	9,7	2,58
3180	3 875 000	8,6	0,156	55,0	10,9	3,12
3430	4 205 000	9,35	0,184	51,0	12,1	3,7
3670	4 515 000	10,0	0,218	45,8	13,3	4,37
3920	4 845 000	10,78	0,260	41,4	14,5	5,2
4160	5 160 000	11,45	0,319	36,0	16,5	6,38
4410	5 520 000	12,0	0,377	31,9	18,0	7,5
4650	5 830 000	13,0	0,450	29,0	19,8	9,0
4900	6 150 000	13,65	0,523	26,2	22,0	10,5
5140	6 485 000	14,35	0,64	22,4	24,7	12,8
5380	6 805 000	15,1	0,82	18,4	29,1	16,4
5630	7 135 000	15,9	1,085	14,6	34,8	21,8
5090	6 415 000	14,2	1,75	8,13	55,5	35,0
4410	5 520 000	12,0	2,88	4,27	98,5	57,8
3920	4 845 000	10,78	5,54	1,94	124,0	111,0

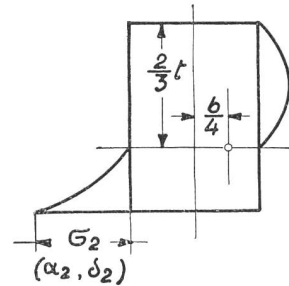


Fig. 22.

$$M = Z \left(l + \frac{2t}{3} \right) - G \frac{b}{4}; \quad \sigma_2 = \frac{12 M}{b t^2}; \quad V = \frac{3 M \left(l + \frac{2t}{3} \right)}{a_2 W t}.$$

Fundament IX.

(Reiner Lehm)

Tabelle XV.

Z kg	M kg cm	σ_2 kg/cm ²	δ_2 cm	a_2 kg/cm ³	V in cm	
					gemessen ¹⁾	berechnet ²⁾
245	—	—	—	—	0,6	—
494	304 000	0,673	0,0148	45,5	0,9	0,296
741	624 000	1,38	0,015	93,3	1,0	0,3
988	953 000	2,1	0,029	72,4	1,6	0,58
1235	1 283 000	2,85	0,055	51,9	2,8	1,1
1478	1 597 000	3,54	0,122	31,6	4,2	2,25
1730	1 935 000	4,29	0,21	20,4	6,8	4,2
1975	2 265 000	5,0	0,392	12,8	11,2	7,83
2225	2 595 000	5,75	0,633	9,08	16,9	12,7
2470	2 915 000	6,48	0,91	7,12	22,7	18,2
2715	3 255 000	7,2	1,37	5,27	32,1	27,4
2965	3 585 000	7,95	2,28	3,5	50,0	45,6
3210	3 915 000	8,7	3,825	2,275	80,5	76,5
3360	4 115 000	9,1	5,4	1,69	110,5	108,0
3360	4 115 000	—	—	—	137,5	—

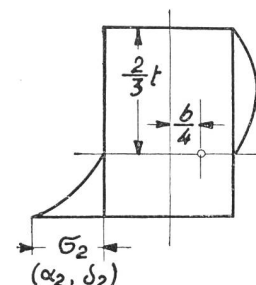


Fig. 23.

$$M = Z \left(l + \frac{2t}{3} \right) - G \frac{b}{4}; \quad \sigma_2 = \frac{12 M}{b t^2}; \quad V = \frac{3 M \left(l + \frac{2t}{3} \right)}{a_2 W t}.$$

¹⁾ Einschliesslich Eigendurchbiegung und Spiel in den Anschlusslaschen ($\sim 2 \text{ cm/t}$).

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.

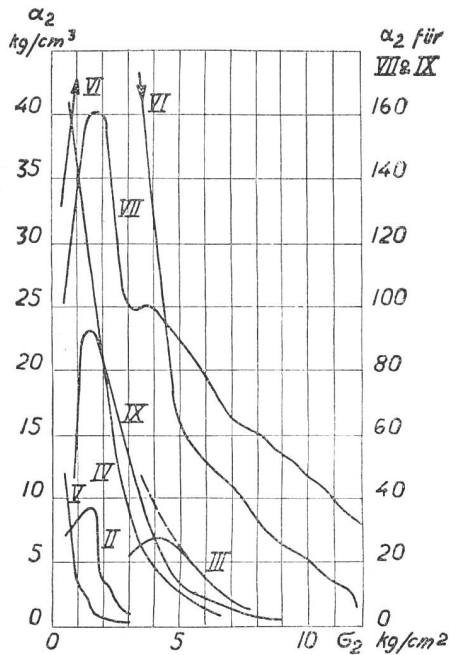


Fig. 24.

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 α_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

zeigt, dass nach Erreichung einer gewissen Tragwerksbelastung der Zug im Zugseil nach kurzer Zeit nachlässt, dass somit bei den entsprechenden Bodenpressungen ein „Fliesen“ eintritt. Dass dem so ist, ist übrigens auch aus den Diagrammen Fig. 10 und 12 erkenntlich. Diese Fließgrenze darf jedenfalls bei den grössten rechnermässig 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 α_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 α_2 beispielsweise wie folgt dargestellt werden:

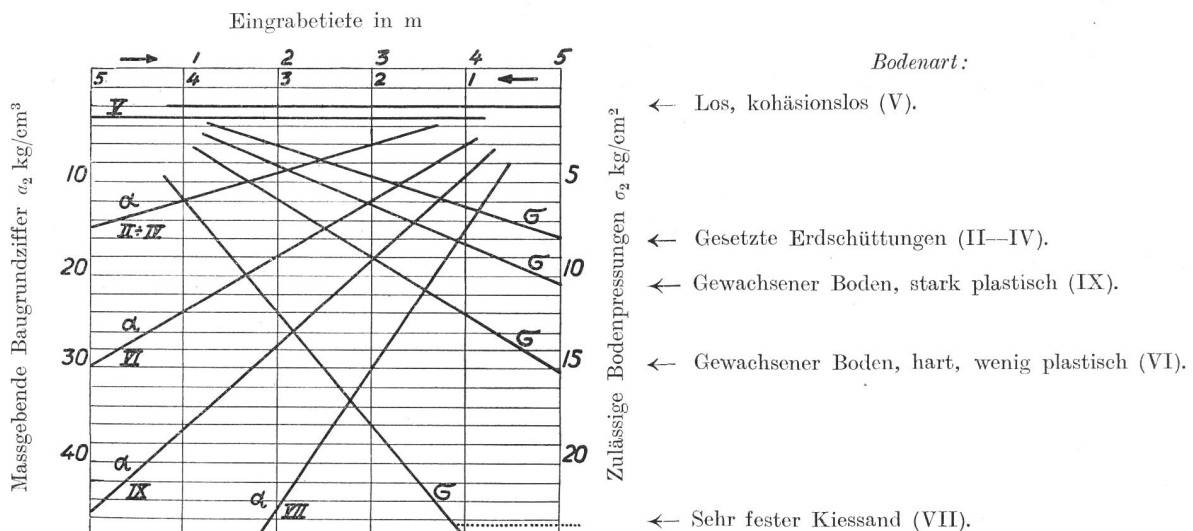


Fig. 25.

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 ge-

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 $\sigma_2 = 6 \text{ kg/cm}^2$.

$$\text{Somit } \frac{6bt^2}{12} = 4\,500\,000 \text{ kgcm.}$$

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

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

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

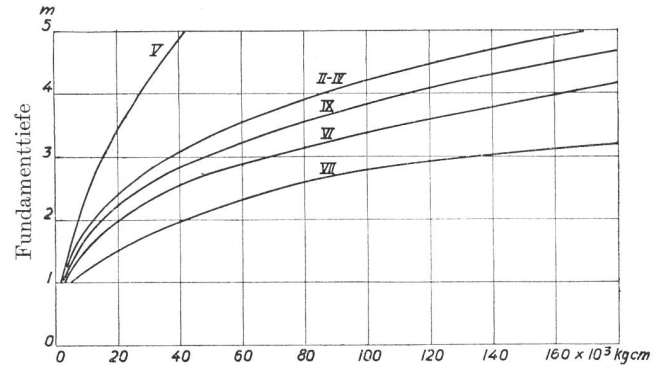
$$t = 198 \text{ cm.}$$

Nach Fig. 25 ist $a_2 = 12 \text{ kg/cm}^3$. Somit Spitzenverschiebung ohne Eigendurchbiegung des Mastes

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

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 XVI ersichtlich.



Moment aus Zug auf Mastspitze $\times$ Höhe von Z über Sockeloberkante, bezogen auf 1 cm Fundamentbreite.

Fig. 26.

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

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

Fundament VIII.

Tabelle XVI.

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

Nr.	Züge in kg		Ver- schie- bung der Mast- spitze cm	Klinometerangaben						Verschiebung der Punkte (Stoppni-Messuhren)					Verschiebung der Punkte (Schreibvorrichtung)				Lage der Drehachse				
				(Längs)						a' ↓ a''		b'' ↓ b'		→ c'	→ a ↓	→ b ↓	aus a', b', a'', b'', c'		aus a, b				
	Nr. 11			Nr. 12				Nr. 11	Nr. 14	Nr. 13	Nr. 16	Nr. 15					c	d	c	d			
	Z	Z'			0	'	"	0	'	"	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1	300	ca.	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	—	—	—	—	—	—	—	—	—
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	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	2250	—	3,3	—	—	60	—	—	59	0,675	0,40	0,57	0,40	0,51	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	2500	2470	3,7	—	1	10	—	1	18	0,675	0,40	0,66	0,60	0,64	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	2750	—	4,2	—	1	42	—	1	52	0,675	0,40	1,04	0,93	0,90	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	3000	2962	4,9	—	2	30	—	2	33	0,675	0,40	1,44	1,30	1,23	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13	3250	—	5,5	—	4	—	—	4	2	0,675	0,50	2,09	1,90	1,78	—	—	—	—	—	—	—	—	—
14	3500	3460	6,7	—	6	12	—	6	13	0,675	0,52	3,15	2,92	2,68	—	—	—	—	—	—	—	—	—
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	—	—	—	—	—
16	4000	3950	12,0	—	19	—	—	19	10	1,20	1,40	10,57	9,25	7,33	10	—0,3	9	10,4	—	—	—	—	—
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	?	—	—	—	—

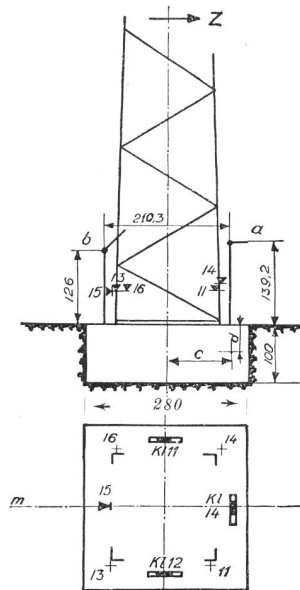


Fig. 27.

Nr. 11, 13, 14, 15 und 16: Stoppani-Messuhren, Messgenauigkeit $\frac{1}{100}$ mm. Kl. 11, Kl. 12 und 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: $G = 18\,350$ kg.

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.

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 druck-

festem 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 André angegebene Berechnungsweise die bei den Versuchen in Göschen 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 Nr. 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 Übung 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.

Graphische Darstellung des Widerstandes von Fernleitungen zum Zwecke der Störungseingrenzung.

Von D. Linder, Basel.

Wohl jeder, der sich mit der Eingrenzung von Leitungsstörungen zu befassen hat, empfindet das Bedürfnis nach einem Hilfsmittel, welches ihm ermöglicht, an Hand der Messresultate, die den Widerstand der Leitung von der Meßstation bis zum Ort der Störung angeben, rasch und mit möglichster Sicherheit die geographische Lage der Störungsstelle festzustellen, bzw. direkt abzulesen, unter Ausschluss von in der Eile begangenen Rechnungsfehlern.

Ein solches Hilfsmittel bietet die graphische Darstellung des Widerstandes der Fernleitungen.

Als Grundlage für die graphische Darstellung des Leitungswiderstandes müssen bekannt sein:

1. Einige charakteristische Punkte des geographischen Verlaufs der Fernleitungen, zu ersehen aus den Trasseplänen der Linienbaubureaux.

2. Die von den Linienbaubureaux erhältlichen oder aus den Drahtkreuzungsplänen ersichtlichen Daten betreffend Material, Durchmesser und Länge der Leitungsdrähte auf den einzelnen Leitungsteilstrecken.

3. Die Leitungswiderstände pro km für die verschiedenen zur Anwendung kommenden Draht-