

# Die Hochspannungsfreileitung

ihr Durchhang, ihre Stützpunkte, ihre  
Fundierung und deren Berechnung

Von

**Karl Stöckinger †**

Ingenieur

Mit 114 Textabbildungen und 18 Tabellen



**Berlin**  
Verlag von Julius Springer  
1931

ISBN-13:978-3-642-90435-6 e-ISBN-13:978-3-642-92292-3  
DOI: 10.1007/978-3-642-92292-3

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung  
in fremde Sprachen, vorbehalten.

## **Vorwort.**

Nach vielseitigem Drängen habe ich mich dazu entschlossen, auf Grund der neuesten Vorschriften des Verbandes Deutscher Elektrotechniker vorliegendes Werk zu schreiben. Der Zweck der Herausgabe soll vor allem der sein, mit diesem Buch allen Ingenieuren und Bauleitern von Hochspannungsfreileitungen einen Leitfaden und ein Handbuch für den täglichen Gebrauch zu schaffen. Ich habe mich daher bemüht, alles unbedingt Erforderliche und Wichtige in kurzer und leichtverständlicher Form zusammenzufassen und mittels leichtverständlicher Tabellen und Beispiele übersichtlich zu gestalten und zu erklären. Möge es nun auch in gedachtem Sinne bei allen meinen Freunden und Kollegen Aufnahme finden.

Mannheim, April 1931.

**Der Verfasser<sup>1</sup>.**

---

<sup>1</sup> Der Verfasser ist während der Drucklegung seines Buches am 18. 4. 1931 in Cluj (Rumänien) verstorben.

## Inhaltsverzeichnis.

	Seite
Einleitung . . . . .	1
1. Das Leitungsmaterial und seine Beanspruchung . . . . .	3
2. Die Feldspannweite . . . . .	7
3. Die Anordnung der Leitungen . . . . .	9
a) Der Abstand von der Erde S. 9. — b) Der Abstand der Drähte untereinander S. 10. — c) Die Gruppierung der Leiter S. 14.	
4. Der Leitungsdurchhang und seine Berechnung . . . . .	18
5. Die Stützpunkte. . . . .	35
a) Der Kreuzungsmast steht in gerader Leitungsrichtung S. 39. — b) Der Kreuzungsmast steht in einem Winkelpunkt S. 40.	
6. Die Bestimmung der Mastspitzenzüge . . . . .	44
a) Abspannmaste S. 44. — b) Tragemaste S. 49.	
7. Die Bestimmung der Masthöhen . . . . .	52
a) Bestimmung der Masthöhe für Abspannmaste S. 52. — b) Bestimmung der Masthöhe für Tragemaste S. 53.	
8. Die Gittermast-Berechnung. . . . .	58
a) Die Berechnung des Winddruckes auf die Kopfausrüstung S. 64. — b) Die Mastberechnung S. 64.	
9. Die Befestigung der Maste im Erdreich . . . . .	96
a) Die Betonblockfundierung S. 97. — b) Die Schwellenfundierung S. 101.	
Anhang 1: Die Holzmasten. . . . .	111
a) Der Einfachholzmast S. 111. — b) Der Doppelmast S. 113. — c) Der A-Mast S. 113.	
Anhang 2: Der U-Eisen-Mast . . . . .	117
Anhang 3: Tabellen über gleichschenkelige Winkeleisen-Profile, ungleichschenkelige Winkeleisen-Profile, U-Eisen-Profile . . . . .	120
Anhang 4: Kurven über Erdaufasten bei Schwellenfundamenten mit geteilten Erdplatten . . . . .	125
Anhang 5: Kurven über erforderliche und vorhandene Erdaufast bei Einzelblockfundamenten . . . . .	127

## Berichtigungen.

- S. 12, zwischen Tabelle 6 und Letzten Endes . . . fehlt der Satz: Bei Masten mit Hängeketten schreiben die Verbandsvorschriften vor, daß bei Ruhen der Kette der Abstand zwischen den Leitungen und den geerdeten Bauteilen mindestens  $0,1 + \frac{U}{150}$  und bei ausgeschwungener Kette mindestens noch  $\frac{U}{150}$  betragen muß, wobei ein Winddruck von  $125 \text{ kg/m}^2$  auf Kette und Leitung zugrunde zu legen ist.
- S. 22, Tabelle 7 lies unter Aluminium:  $4,5 \text{ kg/mm}^2$  statt  $5,4 \text{ kg/mm}^2$ .
- S. 23, Tabelle 7, Spalte Stahl  $16 \text{ kg/mm}^2$  lies:  $80,80$  statt  $80,90$ .
- S. 23, 7. Zeile v. u. lies:  $\delta_0 = \text{Materialeigengewicht in kg/cm}^3$  mit oder ohne Zusatzlast bei der Temperatur  $t_0$ .
- S. 24, 7. Zeile v. u. ist hinter Gleichungen einzuschalten: (für die Fälle, in denen keine Zusatzlast vorhanden ist).
- S. 25, Tabelle 8, Spalte Eisen lies:  $0,03336$  statt  $0,03363$ .
- S. 26, Tabelle 9, Spalte Kupfer, letzte Zahl lies:  $10,17$  statt  $11,17$ .
- S. 27, 12. u. 13. Zeile v. o. lies:  $\delta$  das Materialeigengewicht ohne Zusatzlast bei der Temperatur  $t$ ,  $\delta_0$  das Materialeigengewicht mit oder ohne Zusatzlast bei der Temperatur  $t_0$ .
- S. 28, 3. Zeile v. u. u. f.: Neue Fassung:

$$t = 0,194 \cdot \frac{6000^2}{p^2} - 0,0452 p - 0,194 \cdot \frac{6000^2}{1600^2} + 0,0452 \cdot 1600 - 20.$$

Diese Gleichung ergibt ausgewertet:

$$t = \frac{6984000}{p^2} - 0,0452 p + 49,59.$$

- S. 29, 3. Zeile v. o. u. f.: Die Tabelle muß lauten:

$p =$	500	600	700	800	900	$1000 \text{ kg/cm}^2$
$t = +$	54,91	+ 41,88	+ 32,22	+ 24,33	+ 17,53	+ 11,37 ° C
$p =$	1100	1200	1300	1400	1500 $\text{kg/cm}^2$	
$t = +$	5,67	+ 0,24	- 5,03	- 10,01	- 15,10 ° C	

S. 29, 13. Zeile v. o. u. f. Die Tabelle muß lauten:

$t = -20^{\circ}$	$-10^{\circ}$	$\pm 0^{\circ}$	$+10^{\circ}$	$+20^{\circ}$	$+30^{\circ}$	$+40^{\circ}$	C
$p = 1600$	$1400$	$1205$	$1024$	$862$	$730$	$618$	kg/cm <sup>2</sup> .

Abb. 22 wird deshalb durch die untenstehende Abbildung ersetzt.

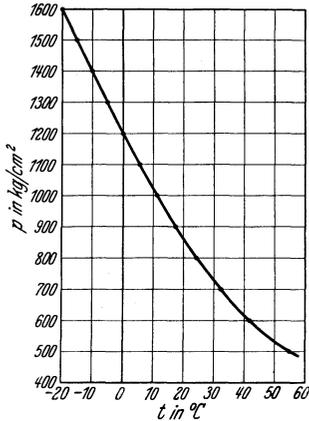


Abb. 22.

- S. 29, 20. Zeile v. o. Die Formel heißt richtig:  $f_{\pm 0} = \frac{39960}{1205} = 33,14$  cm.  
 Die dann folgende Tabelle vor Beispiel 7 wird:
- |                   |               |                 |               |               |               |               |     |
|-------------------|---------------|-----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|-----|
| $t = -20^{\circ}$ | $-10^{\circ}$ | $\pm 0^{\circ}$ | $+10^{\circ}$ | $+20^{\circ}$ | $+30^{\circ}$ | $+40^{\circ}$ | C   |
| $f = 24,95$       | $28,55$       | $33,14$         | $39,0$        | $46,35$       | $54,75$       | $64,62$       | cm. |
- S. 34, 2. Zeile v. o. muß es in der Klammer heißen:  $(-5^{\circ} + \text{Zusatzlast})$ .
- S. 54, 9. u. 10. Zeile v. o. lies:  $q_L = 50 \text{ mm}^2$  Cu statt  $q_L = 16 \text{ mm}^2$  Cu und  $p_L = 16 \text{ kg/mm}^2$  statt  $p_L = 50 \text{ kg/mm}^2$ .
- S. 71, 3. Zeile v. u. lies:  $D_4 = \frac{Q_4}{\cos \gamma_4} = \text{ kg}$  statt  $D_2 =$ .
- S. 80, 2. Zeile v. o. lies: 746 kg statt 476 kg.
- S. 80, 17. Zeile v. o. lies:  $S_{a1} = 40152 + 445 = 40597$  statt 40125 und  $S_{z1} = 40152 - 445 = 39707$  statt 40125.
- S. 83, 12. Zeile v. o. lies:  $\sigma_s = \frac{40597}{8 \cdot 5,07} = 1000 \text{ kg/cm}^2$  statt 8·50,7.
- S. 86, Abb. 68 lies:  $l_1 = 250 \text{ cm}$  statt  $l_1 = 206 \text{ cm}$ .
- S. 86, 9. Zeile v. u. lies: 73 kg statt 30 kg.
- S. 87, 5. Zeile v. u. lies:  $\frac{5}{8}$  statt  $\frac{3}{4}$ .
- S. 92, 2. Zeile v. o. lies:  $\sigma_i = \frac{240}{1,4 \cdot 0,4} = 430 \text{ kg/cm}^2$  statt  $\frac{230}{1,4 \cdot 0,4}$ .
- S. 92, 12. Zeile v. o. lies: 20/40/4 statt 20/20/4.
- S. 93, 8. Zeile v. u. lies: 20/40/4 statt 20/20/4.
- S. 103, letzte Zeile lies:  $P =$  die auf je eine Plattenseite wirkende Kraft  $= S_d$  oder  $S_z$  statt  $Z_z$ .

## Einleitung.

Die technische und vor allem die wirtschaftliche Entwicklung hat der Elektrizität, welche noch vor ca. 30 Jahren in der Hauptsache für Beleuchtungszwecke erzeugt wurde, heute als wichtigste Verwendungsart die Kraftübertragung zugewiesen. Durch die in den vergangenen Jahren erfolgten riesigen Fortschritte der Elektrotechnik, insbesondere auf dem Gebiete der Herstellung billiger und zweckmäßiger Motorentypen, war die Einführung der Elektrizität auch auf dem Lande und in allen Gewerbszweigen gesichert.

Infolge davon ging man bald dazu über, elektrischen Starkstrom auf Hunderte von Kilometern zu übertragen, und zwar mit Spannungen, welche man vor wenigen Jahren für praktische Verwendungszwecke noch für vollkommen unbrauchbar hielt. Die Benützung solch hoher Spannungen hat nun die Möglichkeit ergeben, große Energiemengen auch in die entlegensten Orte noch wirtschaftlich weiterzuleiten und so von einer Erzeugerstation aus immer größere Absatzgebiete mit elektrischer Energie zu versorgen.

Aus diesen Beweggründen heraus ist man deshalb auch nach dem Kriege dazu übergegangen, kleine Erzeugerstationen überhaupt nicht mehr zu bauen, sondern nur noch Kraftwerke zu erstellen, welche die elektrische Energie in großen Mengen zu erzeugen vermögen und die an den Gewinnungsorten der schwarzen und weißen Kohle erbaut werden, um von hier aus den Strom auf große Entfernungen an die Verbraucherstellen weiterzuleiten.

Bei der Ergründung der Wirtschaftlichkeit, wie solch große Energiemengen am günstigsten weitergeleitet werden können, hat sich gezeigt, daß bei dem heutigen Stand der Kabeltechnik die Freileitungen immer noch den Vorzug erhalten müssen. Diese unwiderlegbare Tatsache hat nun den Freileitungsanlagen erhöhte Bedeutung verschafft, aber auch mit der Zeit die Anforderungen wesentlich gesteigert, welche noch vor wenigen Jahren an den Bau von Freileitungen und deren Betriebssicherheit gestellt waren. Daß dies so kommen mußte, dürfte unverkennbar sein, hat doch der Stromverbraucher auch das Recht, Bürgschaft dafür zu verlangen, daß seine Stromzufuhr gleichmäßig und ununterbrochen ist. Aus diesem Grunde muß der Montage der Freileitungsanlagen mit Rücksicht auf die neuzeitigen Ausführungen und die heute

zugelassenen hohen Materialbeanspruchungen besondere Sorgfalt — Sachkenntnis vorausgesetzt — zugewandt werden. Solche Bedingungen können deshalb auch nur geschulte und äußerst gewissenhafte Monteure erfüllen, welche durch sachkundige, d. h. mit der Theorie und Praxis des Freileitungsbaues vertraute Ingenieure und Montageinspektoren zu beaufsichtigen und zu kontrollieren sind.

Der Bau von Hochspannungsfreileitungen ist im wesentlichen ein rein mechanisches Problem, weil der störungsfreie elektrische Betrieb, abgesehen von den Feinheiten des Erzeugungsprozesses, in der Hauptsache von drei Hauptfaktoren abhängig ist. Als diese können bezeichnet werden:

1. die Art und die Dimensionierung der Leiterseile, deren maximal zulässige Beanspruchung unter ausdrücklicher Berücksichtigung der auf die Leitungen einwirkenden mechanischen Belastungen durch Wind und Eislast,
2. die Sicherheit der Tragkonstruktionen, kurz Maste genannt,
3. die elektrische und mechanische Sicherheit und Festigkeit der Isolatoren.

In den folgenden Kapiteln sollen nun die beiden erstgenannten Punkte in anschaulicher und allgemein verständlicher Weise behandelt werden.

## 1. Das Leitungsmaterial und seine Beanspruchung.

Das Material für die Leiterseile soll größte Leitfähigkeit, große mechanische Festigkeit und möglichst geringes Gewicht besitzen, und außerdem ist bei dessen Auswahl noch auf die Widerstandsfähigkeit gegenüber mechanischen Einflüssen besondere Rücksicht zu nehmen. Nach dem augenblicklichen Stand der Technik kommen für Freileitungen nur noch Kupfer, Bronze, Aluminium und in Einzelfällen auch noch Eisen und Stahl in Frage. Nicht zuletzt seien auch die sog. Verbundseile aufgeführt, welche aus Stahl-Aluminium, d. h. aus einer Stahlseele und einem Aluminiummantel, bestehen.

Als Leitungen kommen eindrähtige und verseilte Einzeldrähte in Frage. Erstere sind jedoch nur, laut Vorschrift des Verbandes Deutscher Elektrotechniker (VDE), bis zu einer maximalen Spannweite von 80 m bei 10 mm<sup>2</sup> Querschnitt zugelassen. Eindrähtige Eisen- oder Stahlleitungen dürfen nur bei Niederspannungslinien Verwendung finden. Eindrähtige Aluminiumleitungen sind gänzlich unzulässig. Man kann behaupten, daß für Hochspannungsfreileitungen heute überhaupt nur noch verseilte Leitungen von 16 mm<sup>2</sup> Querschnitt an aufwärts zur Verlegung kommen.

Der Vorteil, welcher sich bei verseilten Leitungen gegenüber den massiven Drähten ergibt, liegt darin, daß erstgenannte bedeutend höher beansprucht werden können und dürfen, was sich, wie wir später noch sehen werden, auf den Durchhang und demzufolge auch auf die Höhe der Stützpunkte auswirkt, ferner in der leichteren Behandlung bei der Montage und nicht zuletzt noch darin, daß bei Verletzung der Drahtoberfläche, was bei schwieriger Montage sich selten ganz vermeiden läßt, solche Fehler von verseilten Leitungen leichter ertragen werden können als von eindrähtigen Leitungen.

Schon vor Jahren ist man von seiten des VDE dazu übergegangen, die bei Freileitungen zur Verwendung gelangenden Seilquerschnitte zu normen, d. h. auf eine einheitliche Basis zu bringen. Ebenso sind die Werte bezüglich des Eigengewichts, der Wärmedehnungszahl und der mechanischen Dehnung der verschiedenen Materialien genauestens festgelegt, worüber nachstehende Tabellen 1 bis 3 genauen Aufschluß geben.

Tabelle 1. Festwerte der Leitungsbaustoffe.

	Kupfer	Bronze (7000 kg/cm <sup>2</sup> Bruch- festigkeit)	Alu- minium	Stahl (7000 kg/cm <sup>2</sup> Bruch- festigkeit)	Eisen (4000 kg/cm <sup>2</sup> Bruch- festigkeit)	Stahl- Aluminium VDE-Seil
Eigengewicht in kg/cm <sup>3</sup> . . .	$8,9 \cdot 10^{-3}$	$8,65 \cdot 10^{-3}$	$2,70 \cdot 10^{-3}$	$7,80 \cdot 10^{-3}$	$7,79 \cdot 10^{-3}$	$3,45 \cdot 10^{-3}$
Wärmedehnungs- zahl $\theta$ f. 1° C.	$1,7 \cdot 10^{-5}$	$1,66 \cdot 10^{-5}$	$2,3 \cdot 10^{-5}$	$1,1 \cdot 10^{-5}$	$1,23 \cdot 10^{-5}$	$1,918 \cdot 10^{-5}$
Mech. Dehnung $\alpha$ in cm <sup>2</sup> /kg .	1 $\frac{1}{1,3 \cdot 10^6}$	1 $\frac{1}{1,3 \cdot 10^6}$	1 $\frac{1}{0,56 \cdot 10^6}$	1 $\frac{1}{1,96 \cdot 10^6}$	1 $\frac{1}{1,92 \cdot 10^6}$	1 $\frac{1}{0,745 \cdot 10^6}$
Bruchfestigkeit in kg/mm <sup>2</sup> .	40	70	18	70	40	—
Dauerzugfestig- keit in kg/mm <sup>2</sup>	34	54	12	—	34	—

Hierzu sei besonders bemerkt, daß bei Stahl-Aluminium-Seilen stets nur der Aluminiummantel als elektrisch leitend angesehen wird. Die angegebenen Seilnummern entsprechen genau den Seilquerschnitten

Tabelle 2. Normale Querschnitte.

## a) Eindrähtige Leitungen.

Querschnitt in mm <sup>2</sup>		Durchmesser in mm	Gewicht in kg/1000 m Kupfer
Nennwert	Istwert		
6	5,9	2,75	52,86
10	9,9	3,55	88,09
16	15,9	4,50	141,55

## b) Verseilte Leitungen.

Querschnitt in mm <sup>2</sup>	Querschnitt in mm <sup>2</sup>	Drähte nach DIN und VDE		Seildurch- messer $d$ in mm	Gewicht in kg/1000 m	
		Anzahl	Durchmesser in mm		Nennwert	Kupfer
10	10	7	1,35	4,1	91	—
16	15,9	7	1,7	5,1	145	44
25	24,2	7	2,1	6,3	216	68
35	34	7	2,5	7,5	313	96
50	49	7	3,0	9,0	453	138
50	48	19	1,8	9,0	453	136
70	66	19	2,1	10,5	603	183
95	93	19	2,5	12,5	854	260
120	117	19	2,8	14,0	1073	325
150	147	37	2,25	15,8	1350	413
185	182	37	2,5	17,5	1670	503
240	228	37	2,8	19,6	2090	638
240	243	61	2,25	20,3	2220	678
300	299	61	2,5	22,5	2745	838

## c) Die Zusammensetzung der Stahl-Aluminium-Seile.

VDE-Seile					Hiller-Seile				
Seil Nr.	Stahlseele		Aluminiummantel		Seil Nr.	Stahlseele		Aluminiummantel	
	Anzahl der Einzel- drähte	Einzel- draht- durch- messer mm	Anzahl der Einzel- drähte	Einzel- draht- durch- messer mm		Anzahl der Einzel- drähte	Einzel- draht- durch- messer mm	Anzahl der Einzel- drähte	Einzel- draht- durch- messer mm
35	7	1,40	26	1,75	25	7	1,50	8	2,7
50	7	1,65	26	2,10	35	7	1,6	8	3,1
					(8 Dr.)				
70	7	1,95	26	2,45	35	7	1,6	30	1,6
					(30 Dr.)				
95	7	2,25	26	2,85	50	7	2,0	30	2,0
120	7	2,55	26	3,20	70	7	2,3	30	2,3
150	7	2,85	26	3,60	95	7	2,7	30	2,7
185	7	3,20	26	4,00	120	7	3,0	30	3,0
240	19	2,15	26	4,55	150	7	3,3	30	3,3

der Kupferleitungen mit gleicher elektrischer Leitfähigkeit. Wie weiter aus vorstehenden Tabellen ersichtlich, unterscheidet man noch zwei Arten von Stahl-Aluminium-Seilen, und zwar die des VDE und die der Hiller-Konstruktion. Der Unterschied zwischen den beiden Seilen besteht darin, daß die Hiller-Seile durchweg eine größere Stahlseele besitzen als die VDE-Seile und daher bei Leitungen, bei welchen große zusätzliche Belastungen (Eis, Wind) zu erwarten sind, die Hiller-Seile den VDE-Seilen vorzuziehen sind.

Der Vollständigkeit wegen seien hier noch die Kupferpanzerstahlseile erwähnt, welche ebenfalls wieder besonderen Bedingungen unterworfen sind.

Es wäre noch darauf hinzuweisen, daß es für alle Leitermaterialien eine ganz bestimmte Grenze gibt, bis zu welcher Spannweite man die verschiedenen Querschnitte verlegen kann, ohne Gefahr zu laufen, daß die maximal zulässige Dauerzugspannung überschritten wird. Diese soeben genannte Dauerzugspannung ist insbesondere auch bei solchen Leitungsanlagen nachzuprüfen bzw. festzustellen, bei welchen schon vor dem Bau bekannt ist, daß mit außergewöhnlich hohen Zusatzlasten, wie Schnee und Wind, zu rechnen ist. In letzteren Fällen ist es dann immer ratsam, schon allgemein mit der Seilbeanspruchung herabzugehen, um dadurch schon im voraus eine gewisse Sicherheitsreserve im Seile zu haben. Bei Zugrundelegung der nach VDE zu berücksichtigenden Eiszusatzlast dürfen die normalen Leiterseile ohne besondere Nachrechnung bis zu den in Tabelle 4, S. 7 angegebenen Maximalspannweiten Verwendung finden.

Bezüglich der maximalen Beanspruchung der Seile selbst wäre zu sagen, daß hierüber in Deutschland, d. h. bei den verschiedenen Aufsichtsbehörden, noch verschiedene Vorschriften bestehen. Man hat in

Tabelle 3. Stahl-Aluminium-Seile. (Die Seil-Nr. entspricht dem jeweiligen Cu-Querschnitt.)

Seil Nr.	VDE-Seile						Hiller-Seile												
	Stahl- quer- schnitt mm <sup>2</sup>	Al- Quer- schnitt mm <sup>2</sup>	Gesamt- quer- schnitt mm <sup>2</sup>	Seil- durch- messer mm	Querschnitt- Verhältnis		Seil- durch- messer mm	Querschnitt- Verhältnis		Seil- gewicht kg/1000 m	Seil- Nr.	Stahl- quer- schnitt mm <sup>2</sup>	Al- Quer- schnitt mm <sup>2</sup>	Gesamt- quer- schnitt mm <sup>2</sup>	Seil- durch- messer mm	Querschnitt- Verhältnis		Seil- gewicht kg/1000 m	
					Al	St		Al	St							Al	St		
35	10,8	62,5	73,3	11,3	1,79	5,74	263	25	12,4	45,8	58,2	9,9	1,76	3,55	234	Al	St	1,76	3,55
50	15,0	90,1	105,1	13,5	1,80	5,91	374	35	14,1	60,5	74,6	10,6	1,72	4,29	308	Al	St	1,72	4,29
70	20,9	122,6	143,5	15,8	1,75	5,78	512	35 (8 Dr.)	14,1	60,3	74,4	11,2	1,72	4,29	307	Al	St	1,72	4,29
95	27,8	165,9	190,7	18,3	1,75	5,88	687	50 (30 Dr.)	22,0	94,2	116,2	14,0	1,88	4,28	451	Al	St	1,88	4,28
120	35,8	209,1	244,9	20,6	1,74	5,78	873	70	29,1	124,6	153,7	16,1	1,78	4,28	597	Al	St	1,78	4,28
150	44,6	264,7	309,3	23,1	1,76	5,87	1100	95	40,1	171,8	211,9	18,9	1,80	4,30	824	Al	St	1,80	4,30
185	56,2	326,7	382,9	25,7	1,77	5,75	1367	120	49,5	212,1	261,6	21,0	1,76	4,30	1016	Al	St	1,76	4,30
240	68,9	422,8	491,7	29,1	1,76	6,10	1740	150	59,5	256,6	316,1	23,1	1,71	4,30	1214	Al	St	1,71	4,30

dieser Beziehung grundsätzlich drei verschiedene Vorschriften zu beachten, und zwar 1. die des VDE, 2. die der Reichspost und 3. die der Deutschen Reichsbahn und der Reichswasserstraßen-Verwaltung.

Die VDE-Vorschriften lassen folgende maximale Materialbeanspruchungen zu:

für eindrähtige Leitungen 12 kg/mm<sup>2</sup>  
für verseilte Leitungen

(Kupfer) . . . . . 19 kg/mm<sup>2</sup>

für Aluminium-Leitungen 8 kg/mm<sup>2</sup>

für Stahl-Aluminium-Leitungen, auf den Gesamtquerschnitt bezogen . . . . . 11 kg/mm<sup>2</sup>

für große Leitungen BZ II 30 kg/mm<sup>2</sup>

und bei allen Leitungen aus anderen Werkstoffen mindestens 50% der Dauerzugfestigkeit des betreffenden Materials,

wobei für die zuletzt genannten Seile noch der Zusatz gemacht ist, daß bei allen Leitungsmaterialien, für welche noch keine ordnungsgemäß veröffentlichte Dauerzugfestigkeit festliegt, mindestens eine 2,5fache Sicherheit vorhanden sein muß.

Die Deutsche Reichspost hat nun in ihren Kreuzungsvorschriften bestimmt, daß die Seilbeanspruchungen in den Kreuzungsfeldern „die Hälfte der unter § 7 der VSF angegebenen Höchstspannungen nicht übersteigt“. Also kurz: Bei der Reichspost ist die Hälfte der VDE-Beanspruchungen zulässig.

Gegenüber diesen beiden Behörden verlangen nun nur noch

die Deutsche Reichsbahn und die Reichswasserstraßen-Verwaltung eine höhere Sicherheit, und zwar fordern diese „eine fünffache Sicherheit, bezogen auf die jeweilige Bruchfestigkeit des Materials“.

Tabelle 4.

Nenn- quer- schnitt  mm <sup>2</sup>	Grenzspannweiten									
	Kupfer	Bronze			Alumi- nium	Stahl- Alumi- nium	Stahl mit Prüffestigkeit in kg/mm <sup>2</sup>			
		Bz I	Bz II	Bz III			40	70	120	150
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	
10	260	*	420	*	—	—	*	*	*	*
16	350		550		—	—				
25	430		690		60	—				
35	510		810		80	160				
50	590		950		110	210				
70	670		1080		140	280				
95	760		1220		190	370				
120	810		1310		230	470				
150	870		1400		290	630				
185	920		1480		360	860				

## 2. Die Feldspannweite.

Die Wahl der Spannweite dürfte sich grundlegend auf zwei Faktoren aufbauen, und zwar 1. auf der Art der Leitung und 2. auf der Art des Geländeprofils. So ist es von ausschlaggebender Bedeutung, ob eine Fernleitung oder nur eine kurze Anschluß- oder Stichleitung erstellt werden soll. In den letzten Jahren ist man allgemein dazu übergegangen, Fernleitungen nur noch im Weitspannsystem, d. h. mit Spannweiten von mindestens durchschnittlich 180 bis 240 m, zu erstellen, da man längst erkannt hat, daß alle Stützpunkte in der Leitung nur als Fehlerquellen zu betrachten sind. Auch in bezug auf die Erstellungskosten wird hierdurch sehr viel eingespart, braucht man hierbei doch nur an die Einsparung der großen Porzellanmengen für die Isolation zu erinnern. Ganz besonders tritt dies bei Leitungen mit hohen Spannungen in Erscheinung. Beim Bau solcher Leitungen können daher auch, wie man später noch ersehen wird, nur Eisengittermaste Verwendung finden.

Ganz anders ist es dagegen bei Stromversorgungsleitungen von Gemeinden sowie Anschluß- und Stichleitungen zu Höfen und Industrieunternehmungen, wo ebenfalls wieder die Billigkeit eine ausschlaggebende Rolle spielt. Solche Leitungsstrecken werden auch heute noch größtenteils mit Holz- oder neuerdings auch mit Betonmasten ausgeführt. Als maximale Spannweite sollte der Wirtschaftlichkeit wegen in solchen Fällen höchstens 80 m in Frage kommen, welche Spannweite ja bei

\* Für Bz I, Bz III und Stahl können Werte erst nach Abschluß der eingeleiteten Versuche angegeben werden.

größeren Leitungsquerschnitten schon Doppelholzmaste erfordert und daher bereits wieder teurer zu stehen kommt.

Als zweiter wichtiger Punkt ist das Geländeprofil ausschlaggebend, über welches die betreffende Leitung hinwegziehen soll. Bei reichlich hügeligem Gelände wird es stets ratsam sein, die dazwischen liegenden Täler direkt zu überspannen, da in den meisten solchen Fällen in den Tälern eine Land- oder Kreisstraße hindurchführt, an deren Seite alsdann größtenteils noch Postleitungen führen, deren Überkreuzung ja doch besonderen Vorschriften unterliegt, welche bei direkter Überspannung sofort mitberücksichtigt werden können. In solchen Fällen können Spannweiten aller Längen vorkommen, wobei jedoch immer von Fall zu Fall besonders zu entscheiden ist, ob es nicht ratsam erscheint, als Leitungsmaterial nur solches mit hoher Bruchfestigkeit, wie Bronze- oder Stahlseil, zu benutzen. Dasselbe gilt auch für große Wasserstraßenkreuzungen, wobei ebenfalls außergewöhnlich große Spannfelder auftreten können.

Wie somit aus vorstehendem zusammenfassend hervorgeht, wird durch möglichst große Spannweiten die Betriebssicherheit einer Leitungsanlage wesentlich erhöht, weil durch diese die Isolatorenzahl und hiermit die Fehlerquellen vermindert werden. Die Entfernung der Stützpunkte kann aber nicht allein nach diesen Gesichtspunkten entschieden werden, da sich die Erstellungskosten einer Anlage mit der Spannweite oder, besser gesagt, mit der Anzahl der erforderlichen Stützpunkte ändern. Die geringsten Erstellungskosten werden sich daher bei der sog. „wirtschaftlichen Spannweite“ ergeben. Diese ist erreicht, wenn die durch Verringerung der Stützpunktzahl erzielte Ersparnis sich mit den wachsenden Unkosten für höhere und stärkere Maste deckt. Der Durchhang eines Leiterseils nimmt nämlich mit Vergrößerung der Spannweite nicht im linearen, sondern im quadratischen Verhältnis zu, was bei großen Spannweiten sich auf die Höhe und Beanspruchung der Maste nicht unwesentlich auswirkt. Hierbei ist stets die Einwirkung der Spannweite auf die Tragmaste zugrunde zu legen, da bei allen Leitungen diese Art von Masten das Hauptkontingent der Stützpunkte darstellt und deshalb die Erstellungskosten einer Anlage maßgebend beeinflusst.

Die wirtschaftliche Spannweite ist aber nicht für alle Leitungen gleich. In ebenem Gelände ist diese insbesondere abhängig von der Anzahl und dem Querschnitt der an den Masten verlegten Leitungen und deren Material. Bei gegebenem Leitermaterial ist die wirtschaftliche Spannweite lediglich durch die Wahl der Traversenausbildung bestimmt. Die Ermittlung der wirtschaftlichen Spannweite macht es aber nicht zur unbedingten Notwendigkeit, daß dieselbe auch zur Anwendung gelangt. Steigen die Anlagekosten über der wirtschaftlichen

Spannweite nur langsam an, so dürfte es in den allermeisten Fällen mit Rücksicht auf die Verringerung der Stützpunktzahl und der damit wieder verbundenen Erhöhung der Betriebssicherheit der Anlage ratsam sein, die Mastentfernungen größer als die bei der wirtschaftlichen Spannweite zu wählen. Auf Grund all dieser Vorprüfungen wird die endgültige Feldspannweite einer Anlage bestimmt.

### 3. Die Anordnung der Leitungen.

Bevor auf das eigentliche Kapitel hier eingegangen wird, muß vorausgeschickt werden, welche Arten von Leitungen an Hochspannungsgestängen vorkommen können. Haben wir z. B. eine Drehstromleitung mit 20000 Volt Betriebsspannung vor uns, so sind an dem hierzu erforderlichen Leitungsgestänge verlegt: 3 Hochspannungsleitungen aus irgendeinem Material auf Isolatoren. Weiterhin kann sich nun an demselben Gestänge noch befinden: 1 Blitzschutzseil, welches über den Leitungen angebracht ist und meistens aus verzinktem Eisen- oder Stahlseil besteht und, wie schon seine Benennung sagt, zum Auffangen eventueller Blitzschläge oder sonstiger atmosphärischer Entladungen dient, und ein oder zwei Betriebsfernsprechleitungen, welche letztere stets unterhalb der Hochspannungsleitungen angeordnet sind.

Hierbei ist besonders darauf zu achten, daß alle an Hochspannungsgestängen angebrachte Fernsprechleitungen laut VDE-Vorschriften in bezug auf Bodenabstand und Abstand aller an dem Gestänge verlegten Leitungen untereinander als Hochspannungsleitungen zu betrachten sind.

#### a) Abstand von der Erde.

Der Abstand der Hochspannungsfreileitungen von der Erde, auch Bodenabstand genannt, soll nach den Vorschriften des VDE am tiefsten Durchhangspunkte noch mindestens 6 m betragen, während bei befahrenen Wegen dieser Abstand mindestens 7 m betragen soll. Der Genauigkeit wegen sei hier noch erwähnt, daß sich dieser Mindestabstand nur auf spannungsführende Drähte bezieht, während Schutzdrähte und Schutznetze hierdurch nicht berührt werden. Bei Hochspannungsfreileitungen wäre es mehr als ratsam, obengenannte Abstände entsprechend der betreffenden Phasenspannung noch zu vergrößern. Der vorgenannte Mindestbodenabstand muß also noch vorhanden sein, wenn die Leitungsdrähte ihren maximalen Durchhang aufweisen, was je nach Leitungsstärke und Material bei  $+40^{\circ}\text{C}$  oder bei  $-5^{\circ}\text{C}$  plus der Eiszusatzlast auftreten kann. Der Mindestabstand zwischen der jeweiligen untersten Hochspannungsleitung und der höchsten evtl. zu überquerenden Reichspostleitung oder auch einer Eisenbahnlinie ist durch besondere Vorschriften dieser Behörden genauestens geregelt. Dasselbe gilt auch bei der Überquerung von Wasserstraßen.

### b) Der Abstand der Drähte untereinander.

Die gemachten Erfahrungen auf dem Gebiete des Freileitungsbaues haben gezeigt, daß man dem Punkte „Abstand der Leitungen untereinander“ eine ganz besondere Aufmerksamkeit schenken muß, insbesondere dann, wenn man eine möglichst störungsfreie Anlage erstellen will. Auch wäre es sehr ratsam und sollte man auf Grund der Erfahrungen bei neu zu erstellenden Hochspannungsfreileitungen grundsätzlich dazu übergehen, daß die spannungsführenden Leiterseile nicht mehr senkrecht untereinander angeordnet werden. Verschiedene Vorkommnisse haben es gelehrt, daß senkrecht untereinander angeordnete Leitungen bestimmt der Gefahr ausgesetzt sind, daß bei plötzlichem Eislastabwurf von einer tiefer gelegenen Leitung die untereinanderliegenden Leitungen infolge Hochschnellens der eisbefreiten Leitung zusammenschlagen können und auch tatsächlich schon zusammengeschlagen sind. Aus diesem Grunde sollte eine Versetzung der untereinanderliegenden Leitungen von mindestens dem Abstand des Überschlagspannungswertes vorgesehen werden.

Da nun diesem Kapitel besondere Aufmerksamkeit der Betriebssicherheit wegen zu schenken ist, ist der VDE auch dazu übergegangen, hierin ganz bestimmt lautende Mindestvorschriften zu erlassen, welche eine nahezu unbegrenzte Sicherheit gegenüber dem Zusammenschlagen der Leitungen gewährleisten. Nach diesen Bestimmungen müssen Starkstromleitungen einen solchen Abstand voneinander und von anderen Leitungen, wie z. B. Blitzschutzseilen, Prelldrähten usw., haben bzw. erhalten, daß ein Zusammenschlagen derselben oder eine Annäherung bis zur Überschlagspannung weitestmöglich vermieden wird. Diese Forderung kann nun laut VDE als erfüllt gelten, wenn bei Leitungen mit gleichen Baustoffen und gleichen Querschnitten der Abstand der einzelnen Seile voneinander bei Kupfer-, Bronze-, Eisen- und Stahl-Aluminium-Seilen wenigstens

$$0,75 \cdot \sqrt{f} + \frac{U}{150}$$

und bei reinen Aluminiumseilen dagegen wenigstens

$$\sqrt{f} + \frac{U}{150}$$

beträgt, mit dem ausdrücklichen Zusatz, daß bei Leitungen mit einer Betriebsspannung von 3000 Volt an aufwärts dieser Abstand bei erstgenannten Leitungen nicht weniger als 0,8 m und bei Aluminiumleitungen nicht unter 1,0 m betragen darf. In vorstehenden Formeln bedeuten:

$f$  = Durchhang der Leitungen bei  $+ 40^{\circ}$  C in m,  
 $U$  = Betriebsspannung in kV (verkettete Spannung).

Mit dem Formelglied  $\frac{U}{150}$  soll insbesondere bei Leitungen mit hohen Betriebsspannungen eine Vergrößerung des Leiterabstandes zur Gewährleistung einer größeren Betriebssicherheit erzielt werden.

Bei Leitungsanlagen, bei welchen verschiedene Leiterbaustoffe an ein und demselben Gestänge Verwendung finden, ist stets mit dem ungünstigsten auswirkenden Material oder Durchhang zu rechnen. Ebenso ist es ratsam, bei anormalen Boden- oder Beanspruchungsverhältnissen, wie z. B. in Sturmgebieten, durch Aufzeichnung des Leitungsausschwingungsbildes, wie in Kapitel 8 dargestellt, festzustellen, ob es erforderlich erscheint, die nach vorstehenden Formeln errechneten Leiterabstände noch zu vergrößern. Die gemachten Erfahrungen haben gelehrt, daß es im allgemeinen genügt, als Ausschwingwinkel bei Kupferleitungen rund  $30^\circ$  und bei Aluminiumleitungen rund  $45^\circ$  anzunehmen. Zur Aufzeichnung eines genauen Leiters Ausschwingungsbildes, insbesondere für Maste mit Hängeketten, ist es erforderlich, den genauen Ausschwingwinkel der verschiedenen Leitermaterialien und deren Querschnitte zu bestimmen, worüber nachstehende Tabellen 5 und 6 genauen Aufschluß geben.

Tabelle 5. Über Winddruck, Gewicht und Ausschwingwinkel für die allgemeinen Leitungsquerschnitte.

Leitungs- quer- schnitt	Leitungs- durch- messer	Winddruck in kg pro lfd. m bei Abrundungs- faktor 0,5	Gewicht in kg pro lfd. m Leitungsseil			Ausschwingwinkel $\alpha$ bei Abrundungs- faktor 0,5		
			Cu	Al	Fe-St	Cu	Al	Fe-St
mm <sup>2</sup>	mm	kg/m						
10	4,1	0,256	0,091	—	0,080	71°	84°	73°
16	5,1	0,319	0,145	0,044	0,127	66°	82°	68°
25	6,3	0,394	0,216	0,068	0,190	60°	80°	63°
35	7,5	0,469	0,313	0,096	0,267	56°	78°	59°
50	9,0	0,563	0,453	0,138	0,387	51°	76°	55°
70	10,5	0,656	0,603	0,183	0,201	46°	74°	49°
95	12,5	0,781	0,854	0,260	0,756	42°	72°	46°
120	14,0	0,875	1,073	0,325	0,943	39°	69°	43°
150	15,8	0,988	1,350	0,413	1,187	37°	67°	40°
185	17,5	1,093	1,670	0,503	1,470	33°	65°	37°
240	20,3	1,269	2,220	0,678	1,920	30°	62°	34°
300	22,5	1,406	2,745	0,838	2,480	27°	59°	30°

Bei Masten mit Hängeketten schreiben die Verbandsvorschriften vor, daß bei Ruhen der Kette der Abstand zwischen den Leitungen und den geerdeten Bauteilen mindestens  $0,1 + \frac{U}{150}$  und bei ausgeschwungener Kette mindestens noch  $\frac{U}{150}$  betragen muß, wobei ein Winddruck von  $125 \text{ kg pro m}^2$  auf Kette und Leitung zugrunde zu legen ist.

Tabelle 6. Über Winddruck, Gewicht und Ausschwingwinkel von Stahl-Al-Seil

VDE-Seile					Hiller-Seile				
Lei- tungs- quer- schnitt	Lei- tungs- durch- messer	Winddruck in kg pro lfd. m bei Abrundungs- faktor 0,5	Gewicht in kg pro lfd. m Leitungsseil	Aus- schwing- winkel bei Abrun- dungsfaktor 0,5	Lei- tungs- quer- schnitt	Lei- tungs- durch- messer	Winddruck in kg pro lfd. m bei Abrundungs- faktor 0,5	Gewicht in kg pro lfd. m Leitungsseil	Aus- schwi- winkel Abrun- dungsfa- ktor 0,5
mm <sup>2</sup>	mm	kg/m	kg/m		mm <sup>2</sup>	mm	kg/m	kg/m	
35	11,3	0,706	0,263	69°	25	9,9	0,619	0,234	69°
50	13,5	0,844	0,374	66°	35	10,6	0,662	0,308	65°
					(8 Dr.)				
70	15,8	0,987	0,512	63°	35	11,2	0,700	0,307	66°
					(30 Dr.)				
95	18,3	1,144	0,687	59°	50	14,0	0,875	0,451	62°
120	20,6	1,287	0,873	55°	70	16,1	1,006	0,597	59°
150	23,1	1,444	1,100	52°	95	18,9	1,181	0,824	55°
185	25,7	1,606	1,367	49°	120	21,0	1,313	1,016	52°
240	29,1	1,819	1,740	46°	150	23,1	1,444	1,214	49°

Letzten Endes ist hier noch darauf hinzuweisen, daß die Anbringung der Hochspannung führenden Leitungen so erfolgen muß, daß eine Gefährdung von Vögeln ausgeschlossen ist. Deshalb ist es ratsam, darauf zu achten, daß zwischen Hochspannung führender Leitung und mit Erde verbundenen Eisenteilen mindestens ein Abstand von 300 mm besteht. Auf diesen Abstand ist besonders bei Hochspannungsleitungen von 3000 Volt abwärts zu achten.

### Rechnungsbeispiele.

**Beispiel 1.** Bei einer 20000-Volt-Hochspannungsleitung, deren maximale Feldspannweite 250 m beträgt, sollen verlegt werden: 2 Blitzseile 50 mm<sup>2</sup> Eisenseilquerschnitt, mit 16 kg/mm<sup>2</sup> beansprucht, und 6 Hochspannungsleitungen 95 mm<sup>2</sup> Kupferquerschnitt, ebenfalls mit 16 kg/mm<sup>2</sup> beansprucht. Welchen Mindestabstand müssen a) die Blitzseile untereinander und von den nächsten Hochspannungsleitungen und b) die Hochspannungsleitungen unter sich haben? (Siehe Abb. 1.)

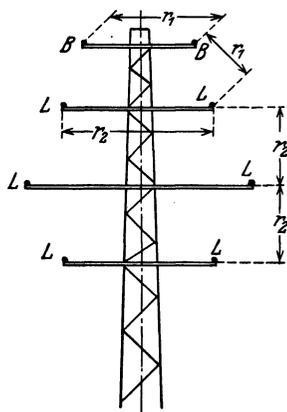


Abb. 1.

Zeichenerklärung: B = Blitzseil, L = Leiterseil,  $r_1$  = erforderlicher Abstand der Blitzseile,  $r_2$  = erforderlicher Abstand der Leiterseile.

Laut Durchhangsberechnung tritt der maximale Durchhang bei beiden Seilen bei der Temperatur von + 40° C auf. Der jeweilige Maximaldurchhang beträgt: für das Eisen-seil  $f = 9,25$  m, für das Kupferseil  $f = 7,99$  m. Demzufolge errech-

net sich:

$$r_1 = 0,75 \cdot \sqrt{f} + \frac{U}{150},$$

$$r_1 = 0,75 \cdot \sqrt{9,25} + \frac{20}{150} = 2,28 + 0,13 = 2,41 \text{ m}$$

und

$$r_2 = 0,75 \cdot \sqrt{7,99} + \frac{20}{150} = 2,12 + 0,13 = 2,25 \text{ m}.$$

**Beispiel 2.** Bei einer 110 000-Volt-Leitung sollen verlegt werden: 1 Blitzseil 50 mm<sup>2</sup> Eisenseil, mit 16 kg/mm<sup>2</sup> beansprucht, und 3 Hochspannungsleitungen mit 120 mm<sup>2</sup> Aluminiumquerschnitt und 7 kg/mm<sup>2</sup> Beanspruchung. Die maximale Feldspannweite ist mit 200 m festgelegt. Wie groß ist der erforderliche Mindestabstand  $r_1$  zwischen Blitzseil und Hochspannungsleitungen und der Abstand  $r_2$  der Leitungen untereinander? (Siehe Abb. 2.)

Die maximalen Durchhänge treten bei der Temperatur + 40° C auf und betragen: für das Blitzseil  $f = 5,94$  m, für das Leiterseil  $f = 6,44$  m. Somit muß werden:

$$r_1 = 0,75 \cdot \sqrt{5,94} + \frac{110}{150} = 1,83 + 0,73 = 2,56 \text{ m}$$

$$r_2 = \sqrt{6,44} + \frac{110}{150} = 2,54 + 0,73 = 3,27 \text{ m}.$$

**Beispiel 3.** Wie groß ist der Ausschwingwinkel  $\alpha$  eines 50-mm<sup>2</sup>-Kupferseils, wenn 1 m Seil 0,445 kg wiegt und der Winddruck bei dem Abrundungsfaktor von 0,5 auf 1 m Seil 0,563 kg beträgt? (Siehe Abb. 3.)

Durch Konstruktion wird:

$$\alpha = 51^\circ.$$

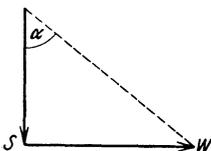


Abb. 3.

**Beispiel 4.** Wie groß muß die Traversenausladung  $x$  bei einer 110 000-Volt-Leitung werden bei Verlegung von 70 mm<sup>2</sup> Cu-Seil und einer maximalen Hängekettenlänge von 1 m, wenn der Ausschwingwinkel des Seiles 46° beträgt? (Siehe Abb. 4.)

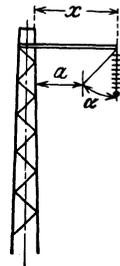


Abb. 4.

Nach Verbandsvorschrift muß der Mindestabstand zwischen Mastaußenseite und der ausgeschwungenen Leitung  $a = \frac{U}{150} = \frac{110}{150} = 0,73$  m sein.

Mittels Konstruktion findet man, daß die freie Traversenausladung

$$x = 1,50 \text{ m}$$

betragen muß.

**Beispiel 5.** Es ist der Ausschwingwinkel einer Isolatorenkette und eines Leiterseiles zu bestimmen, wenn folgende Daten gegeben sind:

$D$  = Wind auf die komplette Isolatorenkette = 10 kg,

$K$  = Gewicht der kompletten Isolatorenkette = 50 kg,

$W$  = Winddruck auf das Leiterseil bei 150 m Spannweite = 119 kg,

$G$  = Gewicht von 150 m Leiterseil = 127 kg.

Der Ausschwingwinkel der Hängekette bestimmt sich dann zu:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\frac{D}{2} + W}{\frac{K}{2} + G} = \frac{\frac{10}{2} + 119}{\frac{50}{2} + 127} = \frac{124}{152} = 0,817,$$

$$\alpha = 39^{\circ} 20'.$$

Der Ausschwingwinkel der Leitung wird:

$$\operatorname{tg} \alpha' = \frac{W}{G} = \frac{119}{127} = 0,938,$$

$$\alpha' = 43^{\circ} 20'.$$

### e) Gruppierung der Leiter.

Bei der Verlegung und Anordnung der Leitungen bei Gleichstromanlagen ist lediglich auf eine übersichtliche Anordnung Wert zu legen und daraufhin die erforderlichen Tragkonstruktionen weitestmöglich auszunutzen. So wird man z. B. die geerdeten und meistens auch schwächeren Leitungen stets oben und die stärkeren, Spannung führenden Leitungen immer unten anordnen.

Anders ist es bei den Wechselstrom-Hochspannungsleitungen, bei welchen darauf zu achten ist, daß die zwischen den Leitungen auftretende resultierende Induktion möglichst niedrig gehalten wird. Bei Verlegung von mehreren Freileitungssystemen an einem und demselben Gestänge können verschiedene Fälle eintreten, wobei vorausgeschickt sei, daß mehr als 2 Spannung führende Stromkreise, also 6 Leitungen, nur selten vorkommen dürften. Weiterhin kann der Fall eintreten, daß über den Leitungen der Betriebssicherheit und der Stabilität der Anlagen wegen noch ein oder gar zwei Blitzschutzseile geführt werden. Somit können also bei Wechselstrom-Hochspannungsleitungen die verschiedenartigsten Fälle vorkommen, von denen die gebräuchlichsten nachstehend angeführt und deren bestmögliche Anordnung gezeigt werden soll.

**1. Ein Stromkreis ohne Blitzschutzseil.** Mit den Abb. 5, 6 und 7 sind drei verschiedene Anordnungen dargestellt, von welchen die Anordnungen

nach Abb. 5 und 7 als die betriebssichersten angesprochen werden dürfen. In den Abbildungen bedeuten:  $a$  = Sicherheitsabstand =  $\frac{U}{150}$  und  $r$  = Abstand der Leitungen untereinander.

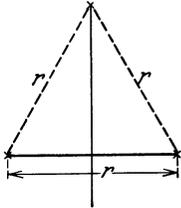


Abb. 5.

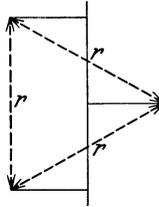


Abb. 6.

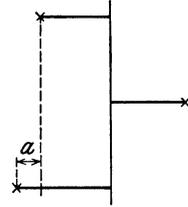


Abb. 7.

**2. Zwei Stromkreise ohne Blitzschutzseil.** In diesem Falle gibt es zwei Arten der Leitungsgruppierung, welche es ermöglichen, die Gesamtinduktanz auf ein Minimum herabzudrücken (Abb. 8 und 9). Diese Anordnung ist aber für den Betrieb äußerst ungünstig und daher auch unzulässig, da infolge der Vermischung der Leitungen der einzelnen Stromkreise untereinander die beiden Seiten des Leitungsgestänges unter Spannung stehende Leitungen tragen, auch wenn ein

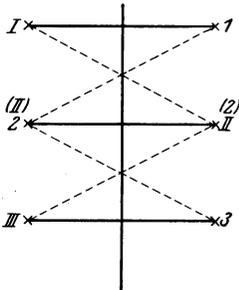


Abb. 8.

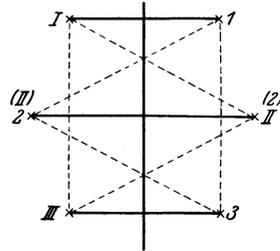


Abb. 9.

Stromkreis vollkommen abgeschaltet ist. Des Betriebes und der praktischen Handhabung der einzelnen Stromkreise wegen soll nun aber die Anordnung stets so getroffen werden, daß an einer Leitergruppe gefahrlos gearbeitet werden kann, auch wenn der andere Stromkreis unter Spannung ist. Deshalb erfolgt bei derlei Leiteranordnungen die Anordnung der zusammengehörigen Leiter nach der bei den jeweiligen Abbildungen in Klammern angegebenen Ordnung.

Am häufigsten findet man bei Verlegung von zwei Stromkreisen die Anordnung nach Abb. 9, 10 und 11. Die Anordnung nach Abb. 9 bezeichnet man ihrem Aussehen entsprechend als die tonnenförmige und die nach Abb. 10 als die tannenbaumförmige Anordnung.

**3. Annahme nach Pos. 1 und 2, jedoch mit einem Blitzschutzseil.**  
In diesem Falle wird das Blitzschutzseil stets in der Mitte über dem

Gestänge angeordnet. Es ist dabei nur darauf zu achten, daß der Blitzseilträger so hoch gewählt wird, daß der schon früher erwähnte und stets erforderliche

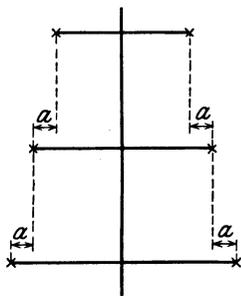


Abb. 10.

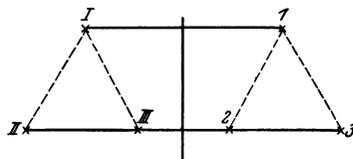


Abb. 11.

Leitungsabstand gewahrt wird. Eine Anordnung der Leitungen nach Abb. 5 kann deshalb im Falle einer Blitzseilverlegung nicht in Frage kommen, dagegen können alle übrigen Anordnungen restlos Anwendung finden. Es sei deshalb als Beispiel nur ein Kopfbild Abb. 12 angeführt.

**4. Annahme nach Pos. 1 und 2, jedoch mit zwei Blitzschutzseilen.**  
Die Verlegung von zwei Blitzschutzseilen kommt mit Ausnahme von

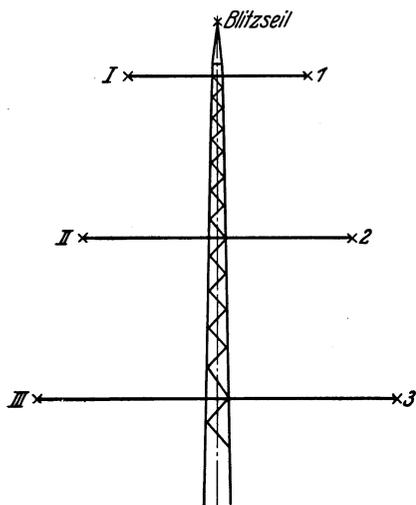


Abb. 12.

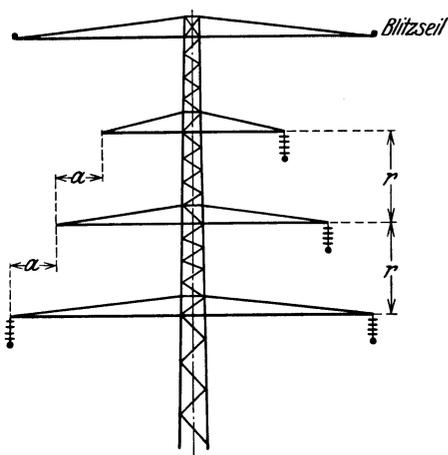


Abb. 13.

ganz vereinzelt Fällen nur bei Hochspannungsleitungen von 60 000 Volt an aufwärts vor. Desgleichen kann auch gesagt werden, daß in solchen Fällen das Leitungsgestänge ausschließlich aus Eisenbeton oder Eisengittermasten besteht, da die Beanspruchung für Holzgestänge zu groß werden würde. Weiterhin ist es hier insbesondere bei Abspannmasten

unbedingt erforderlich, daß für die beiden Blitzschutzseile eine besondere Traverse vorgesehen wird. Bei ausgesprochenen Tragmasten ist die Anbringung einer besonderen Blitzseiltraverse nicht immer erforderlich, da ja bei den Hochspannung führenden Leitungen die Befestigung derselben am Mast mittels Hängeisolatorenketten erfolgt und dadurch der erforderliche Leiterabstand größtenteils gewährleistet ist. Die nachstehenden Mastkopfbilder zeigen als Beispiele getrennt die Ausbildung des Mast-

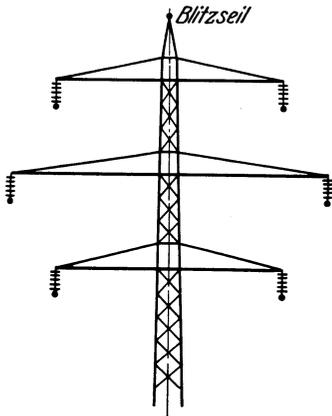


Abb. 14.

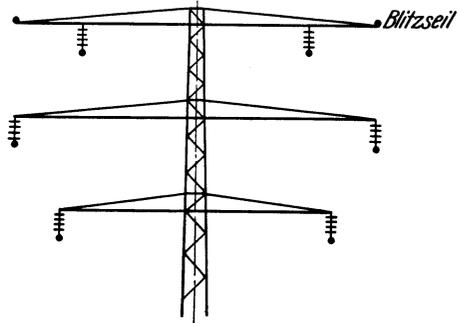


Abb. 15.

kopfes für Trag- bzw. Abspannmaste. Sollen an dem Hochspannungsgestänge noch die für einen Betriebsfernsprecher erforderlichen Leitungen verlegt werden, so befinden sich dieselben stets unterhalb der Hochspannungsleitungen, wie dies von seiten des VDE auch vorgeschrieben ist.

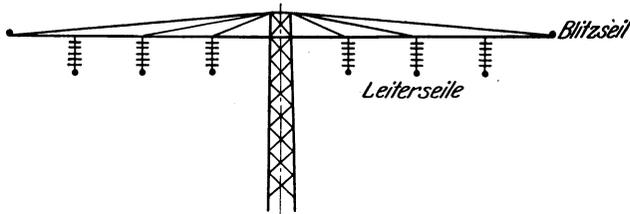


Abb. 16.

Ferner sei noch die neueste Leiteranordnung angegeben, bei welcher alle Leitungen in einer Ebene liegen. Diese Anordnung (Abb. 16) ist in bezug auf die Masthöhe äußerst vorteilhaft, wirkt sich jedoch in bezug auf die bei der Mastberechnung in Rechnung zu stellende Verdrehungsbeanspruchung bei Seilbruch wieder ungünstig aus. Es ist deshalb bei dieser Leiteranordnung stets von Vorteil, gegenüber einer anderen Leiteranordnung eine Vergleichsberechnung auf Wirtschaftlichkeit aufzustellen. So ist bezüglich der Wirtschaftlichkeit zu prüfen, ob diese Anordnung der Leitungen die Anlage wesentlich verbilligt, und es kann

wohl kurzerhand gesagt werden, daß bei Leitungen mit großen Spannungen bestimmt eine nennenswerte Ersparnis eintritt; es dürfte doch ohne weiteres klar sein, daß die erforderliche Verlängerung des Mastes bei Anordnung der Leitungen übereinander und die hierbei noch erforderlich werdenden ein oder zwei Traversen das Gewicht der langen Traverse, wie dieselbe bei Anordnung in einer Ebene erforderlich ist, bei weitem übersteigt, was sich bei einer großen Leitungsanlage ganz besonders ungünstig auswirkt. Die Benützung von Schwenktraversen bietet gegenüber den starren Traversen keine wesentlichen Vorteile.

#### 4. Der Leitungsdurchhang und seine Berechnung.

Wird eine Leitung über erhöhte Stützpunkte hinweggeführt und soll dieselbe in einem solchen Zustande mechanisch beurteilt werden, so sind hierbei insbesondere ihre Beanspruchung und ihr Durchhang zu beobachten. Die beiden soeben genannten Größen stehen in einem bestimmten Zusammenhang zueinander, denn schon das gewöhnliche Beispiel zeigt, daß irgendein Seil, welches an einem Festpunkte an einem Ende gehalten wird, sich je nach dem Zuge am anderen freien Ende mehr oder weniger stark durchhängt; d. h. also, je größer der Zug am freien Ende, desto kleiner der Durchhang. Selbstverständlich läßt sich dieser Zug auch nicht bis ins Unermeßliche steigern, sondern es ist demselben in der Materialfestigkeit eine bestimmte Grenze gesetzt. Aber nicht nur der auftretende Zug allein bedingt eine Vergrößerung oder Verkleinerung des Durchhangs, sondern auch die atmosphärischen Wärmegrade, welche auf den Leiter in nicht unerheblichem Maße einwirken.

Es soll nun in diesem Kapitel nicht grundlegend auf die Einzelheiten der Durchhangsberechnung eingegangen werden, da dies für den allgemeinen Praktiker nicht erforderlich ist. Sollte man sich für diese Abhandlung besonders interessieren, so sei auf das Buch „Beanspruchung und Durchhang von Freileitungen“ von R. Weil<sup>1</sup> hingewiesen.

Im folgenden sei nur kurz auf zwei allgemeine Formeln aufmerksam gemacht, welche für die Durchhangsberechnung von grundlegender Bedeutung sind.

In nachstehenden Abb. 17 und 18 bedeuten:

$A$  und  $B$  = Stützpunkte der Leitung,

$L$  = Seillänge zwischen  $A$  und  $B$ ,

$Q$  = Eigengewicht der Leitung,

$\delta$  = Eigengewicht des verlegten Materials in  $\text{kg}/\text{cm}^3$ ,

$f$  = Durchhang in  $\text{cm}$  bei der Beanspruchung  $p$ ,

$p$  = Beanspruchung in  $\text{kg}/\text{cm}^2$  in einem beliebigen Belastungsfall im Scheitel,

$s$  = Spannweite zwischen den Stützpunkten,

$q$  = Querschnitt des Leiterseiles in  $\text{mm}^2$ .

<sup>1</sup> Berlin: Julius Springer.

Nehmen wir nun bei Abb. 18 an, daß am tiefsten Seilpunkte (Scheitel) der auftretende Zug  $p$  kg/mm<sup>2</sup> beträgt, so ergibt sich auf Grund des Kräftegleichgewichts

$$p \cdot f = \frac{1}{2} \cdot s \cdot \delta \cdot \frac{1}{4} \cdot s$$

und hieraus

$$f = \frac{s^2 \cdot \delta}{8 \cdot p}. \quad (1)$$

Diese Formel ist ganz unabhängig von der Temperatur in irgendeinem Dehnungszustand des Drahtes.

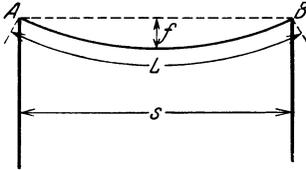


Abb. 17.

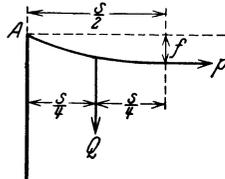


Abb. 18.

Der in einem Leiterseil auftretende Gesamtzug  $P$  errechnet sich alsdann zu:

$$P = q \cdot p. \quad (2)$$

Wollen wir nun noch eine ungefähr genaue Formel für die Errechnung der Länge des Leiterseils zwischen den beiden Stützpunkten erhalten, so müssen wir die Durchhangskurve in üblicher Weise als Parabel betrachten. Hiermit haben wir eine vollständig zulässige Annäherung, wodurch sich der Rechnungsgang bedeutend einfacher gestaltet als dies bei einer Berechnung unter Zugrundelegung der bei einem vollständig flexiblen Leiter richtigeren Kettenlinie möglich ist. Hierdurch finden wir den Ausdruck für die Bogenlänge der Parabel unter der Annahme, daß  $\frac{s}{2}$  und  $f$  die Variablen der Scheitelgleichung sind:

$$\frac{L}{2} = \frac{s}{2} \left[ 1 + \frac{2}{3} \left( \frac{f}{s} \right)^2 + \frac{2}{5} \cdot \left( \frac{f}{s} \right)^4 + \dots \right].$$

Da nun die Durchhangskurven stets sehr flache Parabeln darstellen und infolgedessen  $f$  im Verhältnis zu  $\frac{s}{2}$  sehr klein ist, so können wir die Formelglieder mit der vierten und den höheren Potenzen ruhig vernachlässigen. Demzufolge erhalten wir dann die allgemein als richtig anerkannte Formel:

$$L = s + \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{s}. \quad (3)$$

In den überwiegendsten Fällen geht man bei der Projektierung einer Freileitung von dem Grundsatz aus, den Durchhang der Leitungen so

gering wie möglich zu halten, um hierdurch möglichst niedrige Stützpunkte zu erhalten. Man geht hierbei so weit, d. h. wenn äußerst möglich und zulässig, daß man die größtmögliche Beanspruchung des zur Verlegung gelangenden Materials wählt, um dadurch wieder niedrige Maste zu erhalten, was die Leitungsanlage nicht unwesentlich verbilligt. Hieraus geht deutlich hervor, daß man bei der Berechnung von Leitungsdurchhängen stets von der maximal festgesetzten Materialbeanspruchung ausgeht, um darnach alsdann die Einwirkung von Temperatur und Zusatzlast auf den Durchhang abzuleiten.

Wenn im vorstehenden schon auf die Einwirkungen der Temperaturen auf das Leitermaterial in bezug auf Dehnung und somit auch deren Einwirkungen auf den Durchhang gesprochen wurde, so wurde jedoch im letzten Absatz erstmals die Zusatzlast genannt. Unter Zusatzlast oder Zusatzbelastung versteht man die durch atmosphärische Einflüsse wie Wind, Schnee und Eis zu dem Eigengewicht des Seiles noch hinzutretende Belastung. Tritt bei einer Leitung eine Zusatzlast auf oder ändert sich eine solche Zusatzlast während ihrer Auflage, so ändert sich im gleichen Sinne die innere Leiterbeanspruchung und durch die hierdurch veränderte Dehnung des Drahtes auch wieder dessen Durchhang.

Es ist nun selbstverständlich, daß sich diese auftretenden Zusatzbelastungen je nach dem Klima ändern, und so interessieren uns hier nur die Verhältnisse für Mitteleuropa. Hierfür sind vom „Verband Deutscher Elektrotechniker“ (VDE) für die Durchhangsberechnung genaue Vorschriften erlassen, welche lauten:

**§ 8. Durchhang.** a) Der Durchhang der Leitungen ist so zu bemessen, daß die nach § 7 zulässige Höchstzugspannung nicht überschritten wird. b) Bei der Berechnung des Durchhangs kommt zum Gewicht der Leitung die Belastung durch Eisbehang, Rauheif, Schnee und mäßigen Wind. Für normale Fälle ist diese Zusatzlast mit dem Wert  $180 \cdot \sqrt{d}$  in g für 1 m Leitungslänge — in Richtung der Schwerkraft wirkend — anzunehmen. Hierin ist  $d$  der Nennwert des Leitungsdurchmessers in mm. Bei Tragketten ist der Durchhang für die senkrechte Stellung der Ketten zu ermitteln. c) Als größter Durchhang gilt der größere der Werte, die sich für  $-5^\circ$  mit Zusatzlast oder für  $+40^\circ$  ohne Zusatzlast ergeben. d) Werden Leitungen verschiedenen Werkstoffes oder Querschnittes an einem Gestänge verlegt, so ist bei der Wahl des Durchhangs auf die größere Gefahr des Zusammenschlagens der Leitungen Rücksicht zu nehmen. e) Für die Durchhangsberechnung gelten die in Tabelle 2 (hier Tabelle 1, S. 4) enthaltenen Festwerte der Leitungswerkstoffe.

Bei der Durchhangsberechnung von Leitungen mit Schutzhülle ist darauf zu achten, daß das Mehrgewicht durch Isolation berücksichtigt wird.

In Gegenden, in denen nachweislich außergewöhnlich große Zusatzlasten zu erwarten sind, muß die Sicherheit der Anlage durch zweckdienliche Maßnahmen erhöht werden. Als solche sind zu empfehlen: Verringerung des Mastabstandes, Vergrößerung des Durchhangs bei

gleichzeitiger Vergrößerung der Leiterabstände und die Vermeidung massiver Leiter. Bezüglich der Verlegung von Leitungen verschiedenen Querschnitts auf ein und demselben Gestänge möchte ich hier ganz besonders noch anraten, den Durchhang des schwächsten Querschnitts als für alle übrigen Leiterquerschnitte maßgebend festzulegen, um dadurch die Gefahr des Zusammenschlagens der Leitungen von vornherein auszuschalten.

Besondere Beachtung ist auch der Durchhangsbestimmung bei verschieden hoch gelegenen Stützpunkten zuzuwenden. Hierzu ist zu sagen: Liegen die Stützpunkte nicht auf gleicher Höhe, so wird unter Spannweite die Entfernung der Stützpunkte waagrecht gemessen und unter Durchhang der Abstand zwischen der Verbindungslinie der Stützpunkte und der dazu parallelen Tangente an die Durchhangslinie senkrecht gemessen verstanden.

Aus Abb. 19 ist ersichtlich, wie bei Stützpunkten in verschiedener Höhe die Spannweite  $s$  und der Durchhang  $f$  zu messen sind.

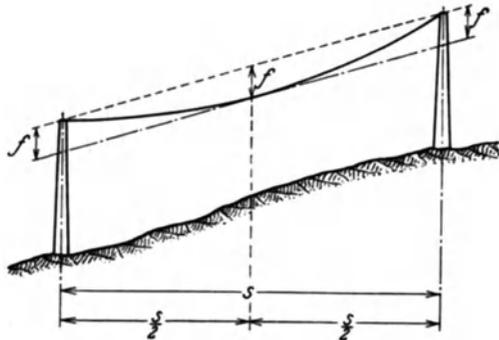


Abb. 19.

Der Vollständigkeit halber seien dann hier noch zwei Ziffern des § 3 der Verbandsvorschriften angeführt, welche lauten: g) Höchstzugspannung im Sinne dieser Vorschriften ist die Zugspannung im tiefsten Punkt der Leitungen, die nach dem bei der Verlegung gewählten Durchhang weder bei  $-5^{\circ}$  mit der der Berechnung zugrunde gelegten Zusatzlast noch bei  $-20^{\circ}$  ohne Zusatzlast überschritten wird. i) Durchhang der Leitung ist der Abstand der Mitte der Verbindungslinie ihrer beiden Aufhängepunkte von dem senkrecht darunter liegenden Punkt der Leitung.

Aus den vorgenannten Bestimmungen geht hervor, daß die Durchhangswerte einer jeden Leitungsanlage für eine Temperatur von  $-20^{\circ}\text{C}$  bis zu  $+40^{\circ}\text{C}$  mit dem besonderen Zwischenwert von  $-5^{\circ}\text{C}$  mit Zusatzlast zu bestimmen sind. Die für die Durchhangsberechnung bestimmten Begrenzungstemperaturen von  $-20^{\circ}\text{C}$  und  $+40^{\circ}\text{C}$  hat man deshalb gewählt, weil diese Temperaturen wohl das Maximum der sowohl auf der Minusseite als auch auf der Plusseite vorkommenden Temperaturen für Mitteleuropa darstellen dürften.

Wie nun aus den neuesten Vorschriften hervorgeht, ist zu prüfen und der Durchhang so zu bemessen, daß die zulässige Maximalspannung

weder bei  $-5^{\circ}\text{C}$  mit Zusatzlast noch bei  $-20^{\circ}\text{C}$  ohne Zusatzlast auftritt. Diese Spannweite bzw. diesen Durchhang, bei welchem die höchst zulässige Maximalspannung bei einem Material auftritt, nennt man „die kritische Spannweite“.

Tabelle 7. Kritische Spannweiten bei

Seilquer- schnitt in mm <sup>2</sup>	Kritische Spann-							
	Kupfer					Aluminium		
	8 kg/mm <sup>2</sup>	12 kg/mm <sup>2</sup>	14 kg/mm <sup>2</sup>	16 kg/mm <sup>2</sup>	19 kg/mm <sup>2</sup>	5,4 kg/mm <sup>2</sup>	7 kg/mm <sup>2</sup>	9 kg/mm <sup>2</sup>
10	14,08	21,12	24,64	28,16	33,44	10,49	16,31	20,97
16	18,80	28,20	32,90	37,60	44,65	14,54	22,61	29,07
25	24,00	36,00	42,00	48,00	57,00	19,26	29,96	38,52
35	28,88	43,32	50,54	57,76	68,59	24,03	37,38	48,06
50	35,12	52,68	61,46	70,24	83,41	30,33	47,18	60,66
50	34,64	51,96	60,62	69,28	82,27	29,84	46,41	59,67
70	40,80	61,20	71,40	81,60	96,90	36,32	56,49	72,63
95	48,18	72,24	84,28	96,32	114,38	44,51	69,23	89,01
120	53,60	80,40	93,80	107,20	127,30	50,81	79,07	101,61
150	59,60	89,40	104,30	119,20	141,55	57,69	89,74	115,38
185	65,52	98,28	114,66	131,04	155,61	64,80	100,80	129,60
240	72,48	108,72	126,84	144,96	172,14	72,99	113,54	145,98
240	74,32	111,48	130,06	148,64	176,51	75,38	117,25	150,75
300	81,36	122,04	142,38	162,72	193,23	83,93	130,55	167,85

**Die kritische Spannweite.** Wie bereits vorher schon gesagt, sind bei den verschiedenen Temperaturen die Seildurchhänge so groß zu bemessen, daß die Spannung des Seiles bei eintretender Kälte bis zu  $-20^{\circ}\text{C}$  die Grenze der zulässigen Beanspruchung keinesfalls überschreitet. Bei zunehmender Spannweite verliert die Temperaturerniedrigung bis zu  $-20^{\circ}\text{C}$  immer mehr an Einfluß, während die Belastung des Seiles mit Eis bei Rauhreifbildung anfängt, mehr und mehr eine Rolle zu spielen. Demzufolge wird bzw. muß es also eine Spannweite geben, bei welcher im Seil die höchstzulässige Beanspruchung entweder bei  $-20^{\circ}\text{C}$  oder aber im Falle der Eisbildung, also bei  $-5^{\circ}\text{C}$  mit Zusatzlast, erreicht wird und diese Spannweite bezeichnet Weil mit „kritischer Spannweite“. Diese Bezeichnung ist dem Wortlaut nach eigentlich nicht ganz richtig, da nicht die Spannweite, sondern die Temperatur und das auflastende Eis für das Seil verhängnisvoll wirken. Die einfachste Formel zur Errechnung der kritischen Spannweite lautet:

$$s_k = 6 \cdot p \sqrt{\frac{10 \cdot \vartheta}{\delta_0^2 - \delta^2}} \quad (4)$$

Hierin bedeutet:

- $s_k$  = kritische Spannweite,
- $p$  = zulässige Beanspruchung in  $\text{kg/mm}^2$ ,
- $\vartheta$  = Wärmeausdehnungskoeffizient,
- $\delta$  = Materialeigengewicht in  $\text{kg/mm}^2$  und m,
- $\delta_0$  = Materialeigengewicht + Zusatzlast in  $\text{kg/mm}^2$  und m.

Durch diese Bestimmung der kritischen Spannweite wird also ersichtlich, bei welcher Spannweite die Maximalbeanspruchung entweder bei  $-5^{\circ}\text{C}$  mit Zusatzlast oder aber bei  $-20^{\circ}\text{C}$  ohne Zusatzlast auftritt. Weiterhin ergibt sich daraus, wie aus vorgesehitem

Kupfer-, Aluminium-, Stahl- und Eisen-Leitungen.

weiten in m

Stahl (70 kg/mm <sup>2</sup> Festigkeit)					Eisen	
16 kg/mm <sup>2</sup>	19 kg/mm <sup>2</sup>	20 kg/mm <sup>2</sup>	24 kg/mm <sup>2</sup>	35 kg/mm <sup>2</sup>	16 kg/mm <sup>2</sup>	19 kg/mm <sup>2</sup>
23,04	27,36	28,80	34,56	50,40	24,64	29,26
31,04	36,86	38,80	46,56	67,90	32,80	38,95
39,68	47,12	49,60	59,52	86,80	42,08	49,97
48,00	57,00	60,00	72,00	105,00	51,04	60,61
58,36	69,54	73,20	87,84	128,10	61,92	73,53
57,60	68,40	72,00	86,40	126,00	61,28	72,77
68,00	80,75	85,00	102,00	148,75	72,48	86,07
80,90	95,95	101,00	121,00	176,75	85,92	102,03
90,24	107,16	112,80	135,36	197,40	96,16	114,19
100,00	118,75	125,00	150,00	218,75	106,40	126,35
110,40	131,10	138,00	165,60	241,50	117,92	140,03
122,40	145,35	153,00	183,60	267,75	130,40	154,85
125,60	149,15	157,00	188,40	274,75	133,76	158,84
138,08	163,97	172,60	207,12	302,05	146,88	174,42

schon deutlich hervorgeht, daß bei allen Spannweiten, welche größer sind als die kritische Spannweite, die ungünstigste Beanspruchung bei  $-5^{\circ}\text{C}$  mit Zusatzlast auftritt, während dies bei kleineren Spannweiten nur bei  $-20^{\circ}\text{C}$  ohne Zusatzlast der Fall ist.

Aus alledem geht nun hervor, daß vor Beginn der Durchhangsberechnung für eine bestimmte Spannweite festzulegen ist, ob die betr. Spannweite, für welche der Durchhang berechnet werden soll, über oder unter der kritischen Spannweite liegt. Außerdem ist weiter zu ersehen, daß bei den Durchhangsberechnungen überhaupt die Temperatur eine äußerst wichtige Rolle spielt. Nach Weil lautet nun die für die Temperaturbestimmung erforderliche Grundgleichung:

$$t = \frac{\delta^2}{24 \vartheta} \cdot \frac{s^2}{p^2} - \frac{\alpha}{\vartheta} \cdot p - \frac{\delta_0^2}{24 \vartheta} \cdot \frac{s^2}{p_0^2} + \frac{\alpha}{\vartheta} \cdot p_0 + t_0. \quad (5)$$

In dieser Formel bedeuten:

$t$  = die gesuchte Temperatur,

$t_0$  = Temperatur der kritischen Spannweite (entweder  $-5^{\circ}\text{C}$  oder  $-20^{\circ}\text{C}$ ),

$\delta$  = Materialeigengewicht ohne Zusatzlast in kg/cm<sup>3</sup>,

$\delta_0$  = Materialeigengewicht mit Zusatzlast in kg/cm<sup>3</sup>,

$p$  = Materialbeanspruchung bei der Temperatur  $t$ ,

$p_0$  = Materialbeanspruchung bei der Temperatur  $t_0$ , also gleich der höchstzulässigen Beanspruchung,

$s$  = Spannweite in m,

$\alpha$  = Dehnung in cm<sup>2</sup>/kg,

$\vartheta$  = Wärmedehnungskoeffizient.

Somit wären nun alle für eine Durchhangsberechnung erforderlichen Grundgleichungen gegeben. Diese nun für die verschiedenartigen Materialien ausgewertet, ergeben für den praktischen Gebrauch folgende Gleichungen:

1. Für Hartkupfer:

$$t = 0,194 \cdot \frac{s^2}{p^2} - 0,0452 p - 2451 \frac{\delta_0^2}{p_0^2} \cdot s^2 + 0,0452 p_0 + t_0.$$

2. Für Bronze:

$$t = 0,181 \cdot \frac{s^2}{p^2} - 0,0464 p - 2510 \frac{\delta_0^2}{p_0^2} \cdot s^2 + 0,0464 p_0 + t_0.$$

3. Für Aluminium:

$$t = 0,0137 \cdot \frac{s^2}{p^2} - 0,0610 p - 1811 \frac{\delta_0^2}{p_0^2} \cdot s^2 + 0,0610 p_0 + t_0.$$

4. Für Stahl:

$$t = 0,240 \cdot \frac{s^2}{p^2} - 0,0415 p - 3788 \frac{\delta_0^2}{p_0^2} \cdot s^2 + 0,0415 p_0 + t_0.$$

5. Für Eisen:

$$t = 0,205 \cdot \frac{s^2}{p^2} - 0,0428 p - 3387 \frac{\delta_0^2}{p_0^2} \cdot s^2 + 0,0428 p_0 + t_0.$$

6. Für Stahl-Alu (VDE-Seil bei Gesamtquerschnittsbeanspruchung):

$$t = 0,0259 \cdot \frac{s^2}{p^2} - 0,07 p - 2172,5 \cdot \frac{\delta_0^2}{p_0^2} \cdot s^2 + 0,07 p_0 + t_0.$$

7. Für Stahl-Alu (Hiller-Seil bei Gesamtquerschnittsbeanspruchung):

$$t = 0,0323 \cdot \frac{s^2}{p^2} - 0,0717 p - 2360,7 \frac{\delta_0^2}{p_0^2} \cdot s^2 + 0,0717 p_0 + t_0.$$

Nach Auswertung dieser Gleichungen erhält man auf Grund der Grundgleichung (1)

$$f = \frac{s^2 \cdot \delta}{8 \cdot p}$$

für den Durchhang der einzelnen Materialien die praktischen Gleichungen:

1. Für Hartkupfer:

$$f = 11,1 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{s^2}{p}.$$

2. Für Bronze:

$$f = 10,8 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{s^2}{p}.$$

3. Für Aluminium:

$$f = 3,44 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{s^2}{p}.$$

4. Für Stahl:

$$f = 9,95 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{s^2}{p}.$$

5. Für Eisen:

$$f = 9,75 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{s^2}{p}.$$

6. Für Stahl-Alu (VDE-Seil):

$$f = 4,3125 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{s^2}{p}.$$

7. Für Stahl-Alu (Hiller-Seil):

$$f = 4,625 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{s^2}{p}.$$

Nachstehend finden wir nun zwei Tabellen, aus welchen die für die Auswertung vorstehender Gleichungen erforderlichen Werte ersichtlich sind. Aus Tabelle 8 ist für die einzelnen Materialien getrennt das Eigengewicht  $\delta$ , die Zusatzlast  $\varrho$  und das Gesamtgewicht  $\delta_0$  ersichtlich, während aus der Tabelle 9 ebenfalls wieder für die verschiedenen Materialien getrennt ein errechneter Faktor entnommen werden kann, welcher, mit der in Frage stehenden Materialbeanspruchung multipliziert, die kritische Spannweite des betr. Materials ergibt.

Tabelle 8. Eigengewicht, Zusatzlast und Gesamtwert.

Seilquerschnitt		Seildurchmesser (Nennwert) $d$ mm	Zusatzlast $\varrho$ $\frac{180 \sqrt{d}}{1000 \cdot q_0}$ kg/mm <sup>2</sup> /m	Gesamtwert: $\delta_0 = \delta + \varrho$ in kg/mm <sup>2</sup> pro m ( $\delta$ = Materialeigengewicht)				
Nennwert $q$ mm <sup>2</sup>	Istwert $q_0$ mm <sup>2</sup>			Kupfer	Bronze (70 kg/mm <sup>2</sup> Bruchfestigkeit)	Aluminium	Stahl	Eisen (40 kg/mm <sup>2</sup> Bruchfestigkeit)
10	10	4,1	0,03645	0,04535	0,04510	0,03920	0,04440	0,04424
16	15,9	5,1	0,02557	0,03447	0,03422	0,02832	0,03352	0,03363
25	24,2	6,3	0,01866	0,02756	0,02731	0,02141	0,02661	0,02645
35	34	7,5	0,01450	0,02340	0,02315	0,01725	0,02245	0,02229
50	49	9,0	0,01102	0,01992	0,01967	0,01377	0,01897	0,01881
50	48	9,0	0,01125	0,02015	0,01990	0,01400	0,01920	0,01904
70	66	10,5	0,00884	0,01774	0,01749	0,01159	0,01679	0,01663
95	93	12,5	0,00684	0,01574	0,01549	0,00959	0,01479	0,01463
120	117	14,0	0,00576	0,01466	0,01441	0,00851	0,01371	0,01355
150	147	15,8	0,00487	0,01377	0,01352	0,00762	0,01282	0,01266
185	182	17,5	0,00414	0,01304	0,01279	0,00689	0,01209	0,01193
240	228	19,6	0,00350	0,01240	0,01215	0,00625	0,01145	0,01129
240	243	20,3	0,00334	0,01224	0,01199	0,00609	0,01129	0,01113
300	299	22,5	0,00285	0,01175	0,01150	0,00560	0,01080	0,01064

Weiter sei noch erwähnt, daß der Durchhang für Stahl-Aluminium-Seile auf Grund der neuesten Vorschriften nur unter Berücksichtigung einer Gesamtquerschnittsbeanspruchung (maximal 11 kg/mm<sup>2</sup>) bestimmt werden soll. Vor dieser soeben genannten Bestimmung war es

Tabelle 9. Faktor zur Berechnung der kritischen Spannweite.

Seilquerschnitt		Kupfer	Bronze	Aluminium	Stahl	Eisen
Nennwert mm <sup>2</sup>	Istwert mm <sup>2</sup>					
10	10	1,76	1,76	2,33	1,44	1,54
16	15,9	2,35	2,34	3,23	1,94	2,05
25	24,2	3,00	2,99	4,28	2,48	2,63
35	34	3,61	3,60	5,34	3,00	3,19
50	49	4,39	4,37	6,74	3,66	3,87
50	48	4,33	4,31	6,63	3,60	3,83
70	66	5,10	5,08	8,07	4,25	4,53
95	93	6,02	6,01	9,89	5,05	5,37
120	117	6,70	6,70	11,29	5,64	6,01
150	147	7,45	7,45	12,82	6,25	6,65
185	182	8,19	8,20	14,40	6,90	7,37
240	228	9,06	9,06	16,22	7,65	8,15
240	243	9,29	9,30	16,75	7,85	8,36
300	299	11,17	10,18	18,65	8,63	9,18

Vorschrift, den Durchhang für diese Seile derart zu bestimmen, daß man jeweils den Durchhang für den Querschnitt der inneren Stahlseele bestimmte und hierbei den Aluminiummantel als zusätzliche Belastung der Stahlseele in Rechnung stellte.

Bei all den vorstehenden Gleichungen war nun bestimmt, daß  $p$  die Beanspruchung der Seile im Scheitelpunkt der Durchhangskurve bedeuten soll. Es dürfte nun auch noch interessieren, wie groß die Beanspruchung der Seile in den Aufhänge- bzw. Abspannpunkten ist. Daß diese Beanspruchung größer als diejenige im Scheitelpunkt sein muß, dürfte ohne weiteres verständlich sein, wirkt doch in diesen Punkten auch noch das Eigengewicht der Seile selbst. Diese Beanspruchung im Aufhängepunkt, welche ich mit  $p'$  bezeichnen will, bestimmt sich nach folgender Gleichung:

$$p' = p + g \cdot f,$$

worin  $g$  das Eigengewicht von 1 m Seil und  $f$  den Durchhang in cm bedeuten (Abb. 20).

Dasselbe Resultat ergibt noch folgende Gleichung:

$$p' = \frac{s^2 \cdot g}{8 \cdot f} + f \cdot g,$$

worin  $s$  die Spannweite zwischen den fraglichen Masten bedeutet.

Bevor jedoch zu dem Berechnungsbeispiel übergegangen wird, ist noch zu sagen, daß die Durchhangsberechnung nach all den vorstehenden Formeln voraussetzt, daß das Seil innerhalb seiner beiden Aufhängepunkte mit keinerlei Sonder- oder Zusatzlasten belastet ist. Letzteres kann nun durch mehrgliedrige schwere Abspannisolatorenketten ein-

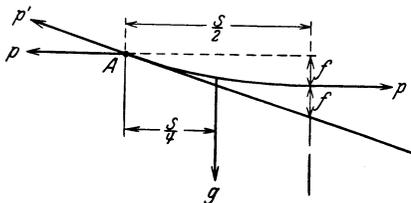


Abb. 20.

treten. In solchen Fällen wird das Leiterseil an seinen beiden Aufhänge-, oder besser gesagt, Abspannpunkten durch solch schwere Ketten aus seiner eigentlichen Durchhangskurve herausgebracht, wie dies in nachstehender Abb. 21 dargestellt ist. Aus diesem Grunde schreibt der VDE wie auch alle übrigen Behörden vor, daß in solchen Fällen der Leitungsdurchhang nach der Formel von Guerndt zu berechnen ist, welche der Vollkommenheit wegen hier ebenfalls angegeben sei. Diese Formel lautet:

$$t = \frac{1}{24 \cdot \vartheta \cdot p^2} \cdot \left( \frac{8 \cdot g^2 \cdot l}{q^2 \cdot s} + \frac{12 \cdot \delta \cdot g \cdot l}{q} + \delta^2 \cdot s^2 \right) - \frac{\alpha}{\vartheta} \cdot p \\ - \frac{1}{24 \cdot \vartheta \cdot p_0} \cdot \left( \frac{8 \cdot g_0 \cdot l}{q^2 \cdot s} + \frac{12 \cdot \delta_0 \cdot g_0 \cdot l}{q} + \delta_0^2 \cdot s^2 \right) + \frac{\alpha}{\vartheta} \cdot p_0 - t_0.$$

In vorstehender Formel bedeuten:

$\delta$  das Materialeigengewicht ohne Zusatzlast,

$\delta_0$  das Materialeigengewicht mit Zusatzlast,

$g$  das gesamte Isolatorenkettengewicht ohne Eislast an einem Aufhängepunkt,

$g_0$  das gesamte Isolatorenkettengewicht mit Eislast an einem Aufhängepunkt,

$l$  die Länge der Isolatorenkette.

Im übrigen sind die Bezeichnungen dieselben wie in den bereits bekannten Formeln. Für  $g_0$  gelten nur noch folgende Festwerte:

bei Einfach-Abspannketten ist:  $g_0 = g + 0,025 \cdot l$  und

bei Doppel-Abspannketten ist:  $g_0 = g + 0,05 \cdot l$ .

Nach dieser letztgenannten Formel ist der Leitungsdurchhang grundsätzlich nur dann zu bestimmen, 1. wenn an beiden aufeinander folgenden Aufhängepunkten schwere Abspannketten eingebaut sind und 2. bei Verwendung von mindestens mehr als vier Glieder einer schweren Isolatoren-

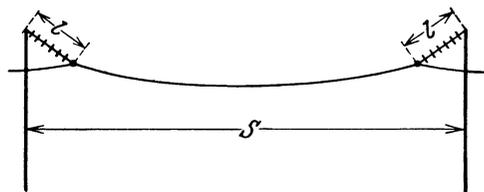


Abb. 21.

type. In allen anderen Fällen genügt es, wenn der Durchhang nach den ersten Formeln bestimmt bzw. errechnet wird.

Weiterhin kann aber auch eine Änderung der Seilbeanspruchung oder des Durchhanges eintreten, wenn zugrunde gelegt wird, daß die maximale Zusatzlast nicht gleich  $180\sqrt{d}$  ist, sondern größere Werte annimmt, alle übrigen Verhältnisse jedoch unverändert bleiben. Bei dieser Annahme müssen dann sowohl die maximale Spannweite und die maximalzulässige Materialbeanspruchung festliegen. Will man auf Grund der Annahmen die Seilbeanspruchung oder den Durchhang ermitteln, so muß man hierzu folgende Formeln anwenden:

$$\delta_0^2 = \delta^2 \cdot \frac{p_0^2}{p^2} - 24 \alpha \cdot \frac{p_0^2}{s^2} \cdot p + 24 \alpha \cdot \frac{p_0^3}{s^2} - 24 \vartheta (t - t_0) \cdot \frac{p_0^2}{s^2}$$

oder:

$$\delta_0^2 = 64 \cdot \frac{p_0^2}{s^2} \cdot f^2 - 3 \delta \alpha \cdot \frac{p_0^2}{f} + 24 \alpha \cdot \frac{p_0^3}{s^2} - 24 \vartheta (t - t_0) \cdot \frac{p_0^2}{s^2},$$

worin  $\delta_0$  das Eigengewicht des Materials plus der angenommenen Zusatzlast darstellt, während alle übrigen Werte gleich den bisher gebrauchten sind.

Will man nun die Beanspruchung eines Leiterseiles bei erhöhter Zusatzlast ermitteln, so geht man am vorteilhaftesten von dem Seilzustand bei  $-5^\circ \text{C} + \text{VDE-Zusatzlast}$  aus, bei welchem wir die maximale Seilbeanspruchung  $p_0$  und das Materialeigengewicht + Zusatzlast  $\delta_0$  haben. Entsprechend diesen Ausgangswerten muß man dann bei erhöhter Zusatzlast auch größere Werte als  $p_0$  und  $\delta_0$  erhalten, welche ich mit  $p_1$  und  $\delta_1$  bezeichnen will. Der Zusammenhang dieser verschiedenen Werte bei gleichbleibender Temperatur und Spannweite wird dann ausgedrückt durch die Gleichung:

$$\frac{\delta_0^2 \cdot s^2}{24 \cdot p_0^2} - \frac{1}{E} \cdot p_0 = \frac{\delta_1^2 \cdot s^2}{24 \cdot p_1^2} - \frac{1}{E} \cdot p_1.$$

In dieser Gleichung bedeuten:

- $\delta_0$  = Seileigengewicht + VDE-Zusatzlast,
- $\delta_1$  = Seileigengewicht + erhöhte Zusatzlast,
- $p_0$  = Seilbeanspruchung bei  $-5^\circ + \text{VDE-Zusatzlast}$ ,
- $p_1$  = Seilbeanspruchung bei  $-5^\circ + \text{erhöhter Zusatzlast}$ ,
- $s$  = Spannweite in m,
- $E$  = Elastizitätsmodul des Materials.

Mit Hilfe vorstehender Gleichung kann für jedes beliebige Material die erhöhte Beanspruchung bei abnormer Zusatzlast bestimmt werden.

### Rechnungsbeispiele.

**Beispiel 6.** Es soll der Durchhang bestimmt werden von einem Kupferseil mit  $70 \text{ mm}^2$  Querschnitt bei 60 m Feldspannweite und einer maximalen Beanspruchung von  $16 \text{ kg/mm}^2$ .

Somit ist gegeben:  $q = 70 \text{ mm}^2$ ;  $s = 60 \text{ m}$ ;  $p_0 = 16 \text{ kg/mm}^2$ .

Mittels des Faktors aus Tabelle 2 errechnet sich die kritische Spannweite zu:

$$s_k = 5,10 \cdot 16 = 81,60 \text{ m}.$$

Demzufolge ist, da  $s_k > s$ , in der Gleichung (5) der Wert  $t_0 = -20^\circ \text{C}$  einzusetzen. Somit schreibt sich dann die Gleichung:

$$t = 0,194 \cdot \frac{6000^2}{p^2} - 0,0452 p - 2451 \cdot \frac{0,01774^2}{1600^2} \cdot 6000^2 + 0,0452 \cdot 1600 - 20.$$

Diese Gleichung ergibt ausgewertet:

$$t = \frac{6984000}{p} - 0,0452 p + 41,47.$$

Durch Einsetzen der nachstehenden Werte von  $p$  erhält man die jeweils darunter stehenden Werte für  $t$ .

$$\begin{array}{cccccc}
 p = & 500 & 600 & 700 & 800 & 900 & 1000 \text{ kg/cm}^2 \\
 t = & +46,81^\circ & +33,75^\circ & +24,06^\circ & +16,22^\circ & +9,41^\circ & +3,25^\circ \text{ C}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{cccccc}
 p = & 1100 & 1200 & 1300 & 1400 & 1500 \text{ kg/cm}^2 \\
 t = & -2,48^\circ & -7,92^\circ & -13,16^\circ & -18,25^\circ & -23,23^\circ \text{ C}
 \end{array}$$

Trägt man nun die so gefundenen Werte in einem Koordinatensystem mit den Achsen  $p$  und  $t$  auf, so kann man alsdann hieraus die für die Auswertung der Gleichung (1) erforderlichen  $p$ -Werte für ganz bestimmte Temperaturen entnehmen und den Durchhang errechnen (siehe Abb. 22). Demzufolge ergibt sich:

$$\begin{array}{cccc}
 t = & -20^\circ & -10^\circ & \pm 0^\circ & +10^\circ \text{ C} \\
 p = & 1433 & 1238 & 1060 & 892 \text{ kg/cm}^2 \\
 t = & +20^\circ & +30^\circ & +40^\circ \text{ C} \\
 p = & 750 & 638 & 550 \text{ kg/cm}^2
 \end{array}$$

Nach vorgenannter Gleichung wird:

$$f = 11,1 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{6000^2}{p} = \frac{39960}{p} .$$

Zum Beispiel:

$$f_{\pm 0} = \frac{39960}{1060} = 37,7 \text{ cm} .$$

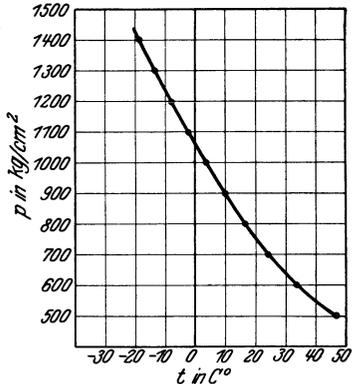


Abb. 22.

Sämtliche Werte ausgerechnet ergeben dann bei den bestimmten Temperaturen die jeweils darunterstehenden Durchhänge.

$$\begin{array}{ccccccc}
 t = & -20^\circ & -10^\circ & \pm 0^\circ & +10^\circ & +20^\circ & +30^\circ & +40^\circ \text{ C} \\
 f = & 27,89 & 32,28 & 37,70 & 44,80 & 53,28 & 62,62 & 72,66 \text{ cm}
 \end{array}$$

**Beispiel 7.** Es ist der Durchhang für ein Kupferhohlseil zu berechnen, dessen Querschnitt  $210 \text{ mm}^2$  und dessen Durchmesser  $28 \text{ mm}$  beträgt. Die maximale Beanspruchung des Seiles soll  $15,2 \text{ kg/mm}^2$  nicht überschreiten.

Der Berechnung sind folgende Festwerte zugrunde zu legen:

- Eigengewicht des Materials . . . . .  $\delta = 8,93 \cdot 10^{-3}$
- Eiszusatzlast laut VDE. . . . .  $\varrho = 180 \cdot \sqrt{d}$
- Wärmeausdehnungszahl für  $1^\circ \text{ C}$ . . .  $\vartheta = 1,7 \cdot 10^{-5}$
- Mechanische Dehnung in  $\text{kg/cm}^2$ . . .  $\alpha = \frac{1}{1,1 \cdot 10^6}$
- Maximale Spannweite. . . . .  $s = 340 \text{ m}$

Vorstehende Werte in Formel (5) eingesetzt ergibt:

$$t = \frac{0,00893^2}{24 \cdot 0,000017} \cdot \frac{34000^2}{p^2} - \frac{0,0000009}{0,000017} \cdot p - \frac{0,0137^2}{24 \cdot 0,000017} \cdot \frac{34000^2}{1520^2} + \frac{0,0000009}{0,000017} \cdot 1520 - 5.$$

Vorstehende Gleichung ausgewertet ergibt dann:

$$t = \frac{225940200}{p^2} - 0,0529 p - 154,96.$$

Setzt man in die letzte Gleichung für  $p$  verschiedene Werte ein, so erhält man:

$p = 950$	$1000$	$1050$	$1070$	$1100$	$\text{kg/cm}^2$
$t = +45,33^\circ$	$+18,08^\circ$	$-5,57^\circ$	$-14,21^\circ$	$-26,42^\circ$	$\text{C}$

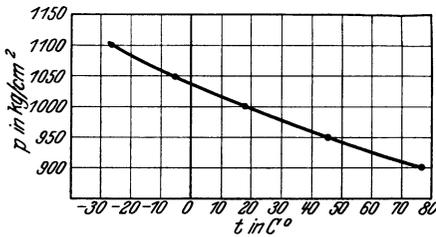


Abb. 23.

Mit Hilfe dieser Werte wird alsdann wieder die Kurve nach Abb. 23 aufgezeichnet und hieraus können wir wieder die Beanspruchungen des Materials für bestimmte Temperaturen herausnehmen und mittels dieser unter Zuhilfenahme der Formel (1) die Durchhänge errechnen. Letztere ergeben sich dann zu:

$t = -20^\circ$	$-10^\circ$	$\pm 0^\circ$	$+10^\circ$	$+20^\circ$	$+30^\circ$	$+40^\circ$	$\text{C}$
$f = 1189,06$	$1214,83$	$1241,75$	$1267,39$	$1292,82$	$1317,93$	$1342,65$	$\text{cm}$

Für den Sonderwert  $-5^\circ + z$  ergibt sich:

$$f_{-5^\circ + z} = \frac{340^2 \cdot 0,0137}{8 \cdot 15,2} = 1302,40 \text{ cm}.$$

**Beispiel 8.** Es soll der Durchhang bestimmt werden für ein Aluminiumseil von  $120 \text{ mm}^2$  Querschnitt bei  $150 \text{ m}$  Spannweite und einer maximalzulässigen Beanspruchung von  $9 \text{ kg/mm}^2$ .

Es wird:

$$s_k = 11,29 \cdot 9 = 101,69 \text{ m}.$$

Da nun  $s_k < s$ , so ist in der folgenden Gleichung  $t_0 = -5^\circ \text{C}$  einzusetzen. Somit wird:

$$t = 0,0137 \cdot \frac{15000^2}{p^2} - 0,0610 p - 1811 \cdot \frac{0,00851^2}{900^2} \cdot 15000^2 + 0,0610 \cdot 900 - 5,$$

$$t = \frac{2082500}{p^2} - 0,0610 p + 13,47.$$

Hierin  $p$  wieder wahlweise eingesetzt ergibt die Werte:

$p = 200$	$250$	$300$	$400$	$500$	$600$	$700$	$\text{kg/cm}^2$
$t = +53,33^\circ$	$+31,32^\circ$	$+18,31^\circ$	$+2,09^\circ$	$-8,70^\circ$	$-17,35^\circ$	$-24,98^\circ$	$\text{C}$

Mit Hilfe dieser Werte wird die Beanspruchungskurve (Abb. 24) auf-  
gezeichnet und hieraus alsdann die für die bestimmten Temperaturen  
maßgebenden Beanspruchungen entnommen. Dieselben sind:

$t = -20^{\circ}$	$-10^{\circ}$	$\pm 0^{\circ}$	$+10^{\circ}$	$+20^{\circ}$	$+30^{\circ}$	$+40^{\circ}$	C
$p = 630$	$515$	$415$	$342$	$295$	$255$	$225$	kg/cm <sup>2</sup>

Unter Zugrundelegung der Formel (1) erhalten wir alsdann folgende  
Durchhangswerte:

$t = -20^{\circ}$	$-10^{\circ}$	$\pm 0^{\circ}$	$+10^{\circ}$	$+20^{\circ}$	$+30^{\circ}$	$+40^{\circ}$	C
$f = 122,86$	$150,29$	$186,51$	$226,32$	$262,37$	$303,52$	$344,00$	cm

Den Durchhang bei  $-5^{\circ} +$  Zusatzlast erhält man aus der Gleichung

$$f_{-5^{\circ}+z} = \frac{\delta_0 \cdot s^2}{8 \cdot p_0} \quad p_0 = 9 \text{ kg/mm}^2,$$

$$f_{-5^{\circ}+z} = \frac{0,00851 \cdot 15000^2}{8 \cdot 900} = 265,94 \text{ cm}.$$

Eine ganz besondere Aufmerksamkeit erfordert die Berechnung  
des Durchhangs für Stahl-Aluminium-Leitungen.

Der Durchhang von Stahl-Aluminium-Seilen kann auf zwei ver-  
schiedene Arten berechnet werden. So einmal unter der Annahme, daß  
der gesamte Seilquerschnitt gleichmäßig beansprucht wird, wie es in den neuesten  
Vorschriften auch gefordert wird, und das zweitemal unter der Annahme, daß  
lediglich die innere Stahlseele bean-  
sprucht wird und hierbei der äußere  
Alu-Mantel als zusätzliche Belastung  
der Stahlseele bei der Durchhangs-  
berechnung zu berücksichtigen ist.

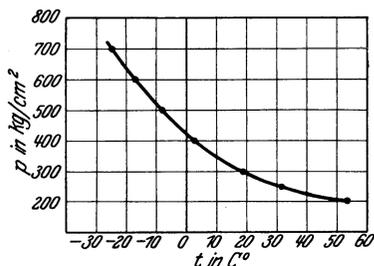


Abb. 24.

Allgemein kann nun gesagt wer-  
den, daß die erste Annahme die  
richtigere ist. Aus diesem Grunde hat sich auch der VDE in seinen  
neuesten Vorschriften dieser Art der Durchhangsberechnungen bei  
Stahl-Alu-Seil angeschlossen und als maximalzulässige Gesamtquer-  
schnittsbeanspruchung  $11 \text{ kg/mm}^2$  festgesetzt.

Die Durchhangsberechnung selbst wird auch hier nach unserer  
Grundformel (5) durchgeführt und es ist nur für die Bestimmung der  
Werte  $\delta$ ,  $\alpha$  und  $\vartheta$  besondere Vorsicht geboten. Diese Werte errechnen  
sich wie folgt:

$$\delta = \frac{\text{Gewicht der Stahlseele} + \text{Gewicht des Alu-Mantels}}{\text{Seilquerschnitt}}.$$

Die Werte  $\alpha$  und  $\vartheta$  bestimmen sich nach folgenden Formeln:  
Der Elastizitätsmodul des ganzen Seiles ist:

$$E = \frac{E_s \cdot q_s + E_a \cdot q_a}{q_s + q_a},$$

$$\alpha = \frac{1}{E \cdot 10^6}.$$

Hierin bedeuten:

- $E_s$  = Elastizitätsmodul des Stahls,
- $E_a$  = Elastizitätsmodul des Aluminiums,
- $q_s$  = Querschnitt des Stahlseiles,
- $q_a$  = Querschnitt des Alu-Seiles.

Die Wärmedehnungszahl des ganzen Seilquerschnitts bestimmt sich aus der Formel:

$$\vartheta = \vartheta_a - \frac{\vartheta_a - \vartheta_s}{m + n} \cdot m.$$

Hierin bedeuten:

- $\vartheta_a$  = Wärmedehnungszahl des Aluminiums,
- $\vartheta_s$  = Wärmedehnungszahl des Stahles,
- $m$  = Verhältniszahl der Elastizitätsmoduln =  $\frac{E_s}{E_a}$ ,
- $n$  = Verhältniszahl der Seilquerschnitte =  $\frac{q_a}{q_s}$ .

Sind diese Werte errechnet, so kann mit der Berechnung der Durchhänge nach unserer Formel (1) begonnen werden.

**Beispiel 9.** Es ist der Durchhang eines Stahl-Alu-Seiles der Hiller-Konstruktion Nr. 95 unter Zugrundelegung von  $6,5 \text{ kg/mm}^2$  Gesamtquerschnittsbeanspruchung zu berechnen.

Gesamtquerschnitt des Seiles . . . . .	$Q = 211,9 \text{ mm}^2$
Äußerer Seildurchmesser . . . . .	$d = 18,9 \text{ mm}$
Querschnitt der Stahlseele . . . . .	$q_s = 40,1 \text{ mm}^2$
Querschnitt des Alu-Mantels . . . . .	$q_a = 171,8 \text{ mm}^2$
Festigkeit des Stahls . . . . .	$120 \text{ kg/mm}^2$

Seilgewicht pro m: Stahl $40,1 \cdot 0,008$	$= 0,32080 \text{ kg/cm}^3$
Seilgewicht pro m: Alu $171,8 \cdot 0,0027$	$= 0,46386 \text{ kg/cm}^3$
	<u><math>0,78466 \text{ kg/cm}^3</math></u>

$$\delta = \frac{0,78466}{211,9} = 0,0037 \text{ kg/cm}^3.$$

Zusatzlast nach VDE:

$$\varrho = \frac{180 \cdot \sqrt{d}}{1000 \cdot Q} = \frac{180 \cdot \sqrt{18,9}}{1000 \cdot 211,9} = 0,003695 \text{ kg/cm}^3$$

und

$$\delta_0 = 0,0037 + 0,003695 = 0,007395 \text{ kg/cm}^3.$$

Die Elastizitätsmoduln der Materialien sind:

$$\begin{aligned} \text{Stahl } E_s &= 18600 \text{ kg/mm}^2, \\ \text{Alu } E_a &= 5400 \text{ kg/mm}^2. \end{aligned}$$

Verhältniszahl der Elastizitätsmoduln:

$$m = \frac{E_s}{E_a} = \frac{18600}{5400} = 3,444.$$

Wärmedehnungszahl der Materialien für 1° C:

$$\vartheta_s = 1,1 \cdot 10^{-5}, \quad \vartheta_a = 2,3 \cdot 10^{-5}.$$

Verhältniszahl der Querschnitte:

$$n = \frac{q_a}{q_s} = \frac{171,8}{40,1} = 4,28.$$

Somit bestimmt sich die Wärmedehnungszahl für den ganzen Seilquerschnitt zu:

$$\begin{aligned} \vartheta &= \vartheta_a - \frac{\vartheta_a - \vartheta_s}{m + n} \cdot m, \\ \vartheta &= \left( 2,3 - \frac{2,3 - 1,1}{3,444 + 4,28} \cdot 3,444 \right) \cdot 10^{-5}, \\ \vartheta &= (2,3 - 0,535) \cdot 10^{-5}, \\ \vartheta &= 1,765 \cdot 10^{-5}. \end{aligned}$$

Der Elastizitätsmodul des ganzen Seiles ist:

$$\begin{aligned} E &= \frac{E_s \cdot q_s + E_a \cdot q_a}{q_s + q_a}, \\ E &= \frac{18600 \cdot 40,1 + 5400 \cdot 171,8}{40,1 + 171,8} = \frac{1673580}{211,9}, \\ E &= 7898 \text{ kg/mm}^2, \\ \alpha &= \frac{1}{0,7898 \cdot 10^6}. \end{aligned}$$

Setzt man nun die vorstehend ermittelten Werte in unsere Gleichung (5) ein, so erhält man:

$$\begin{aligned} t &= \frac{0,0037^2}{24 \cdot 1,765 \cdot 10^{-5}} \cdot \frac{s^2}{p^2} - \frac{1}{1,765 \cdot 10^{-5}} \cdot p - \frac{0,007395^2}{24 \cdot 1,765 \cdot 10^{-5}} \cdot \frac{s^2}{p_0^2} \\ &\quad + \frac{1}{1,765 \cdot 10^{-5}} \cdot p_0^2 - t_0, \\ p_0 &= 6,5 \text{ kg/mm}^2, \\ t &= 0,0323 \cdot \frac{s^2}{p^2} - 0,0717 \cdot p - 0,1291 \cdot \frac{s^2}{650^2} + 0,0717 \cdot p_0 - t_0. \end{aligned}$$

Setzt man nun noch in diese Gleichung die Werte für  $s =$  Spannweite und  $p_0 (-5^0$  oder  $-20^0)$  ein, dann läßt sich die Formel genau so auswerten, wie in den vorstehenden Durchhangsberechnungsbeispielen gezeigt. Man konstruiert sich wieder die Beanspruchungskurve und errechnet alsdann die Durchhänge nach unserer Formel (1).

Für Stahl-Alu-Seil der Hiller-Konstruktion würde diese Formel dann allgemein lauten:

$$f = \frac{0,0037 \cdot s^2}{8 \cdot p} = 4,625 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{s^2}{p}$$

und für den Spezialwert  $-5^0 +$  Zusatzlast:

$$f_{-s+z} = \frac{0,007395 \cdot s^2}{8 \cdot p_0}.$$

**Beispiel 10.** Es ist die maximale Gleichspannung des im vorigen Beispiel genannten Stahl-Alu-Seiles bei  $-5^0 \text{ C} +$  Zusatzlast festzustellen unter der Voraussetzung, daß die maximale Materialbeanspruchung des Alu-Mantels  $p_a = 4 \text{ kg/mm}^2$  nicht überschritten wird. Die maximale Gleichspannung, d. h. die Gesamtquerschnittsbeanspruchung, bei  $t = -5^0 \text{ C}$  errechnet sich nach folgender Formel:

$$\sigma = p_a \cdot \frac{m+n}{n+1} - \frac{t'-t}{n+1} \cdot (\vartheta_a - \vartheta_s) \cdot E_s.$$

Die in dieser Formel noch unbekannte Größe  $t'$  bedeutet die Werkstatt- bzw. Herstellungstemperatur des Stahl-Alu-Seiles. Ist nun  $t' = +15^0 \text{ C}$ , so wird:

$$\sigma = 4 \cdot \frac{7,724}{5,28} - \frac{+15 - (-5)}{5,28} \cdot (2,3 \cdot 10^{-5} - 1,1 \cdot 10^{-5}) \cdot 18600,$$

$$\sigma = 4 \cdot 1,463 - \frac{20}{5,28} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 18600,$$

$$\sigma = 4 \cdot 1,463 - 3,788 \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 18600,$$

$$\sigma = 5,852 - 0,84548 = 5,00652 = \sim 5,00 \text{ kg/mm}^2.$$

Hierin ist dann  $\sigma$  die Gesamtbeanspruchung des Stahl-Alu-Seiles. Zum Schluß seien dann noch die Gleichungen angegeben, welche man benützt, um die Einzelbeanspruchungen der beiden Materialien zu bestimmen, wenn der Durchhang bereits auf Grund einer Gesamtquerschnittsbeanspruchung errechnet ist. Diese Formeln lauten:

$$p_a = \sigma \cdot \frac{n+1}{m+n} + \frac{t'-t}{m+n} \cdot (\vartheta_a - \vartheta_s) \cdot E_s$$

und 
$$p_s = \sigma \cdot (n+1) - p_a \cdot n.$$

In diesen Formeln bedeuten:

- $\sigma$  die Beanspruchung des Gesamtquerschnitts,
- $p_a$  die Beanspruchung des Alu-Mantels,
- $p_s$  die Beanspruchung der Stahlseele,
- $t$  die Temperatur, für welche die fraglichen Werte bestimmt werden sollen,
- $t'$  die Werkstatt- oder Seilherstellungstemperatur.

## 5. Die Stützpunkte.

Die Stützpunkte, oder besser gesagt die Trag- und Haltepunkte einer Leitung müssen alle die auf die daran befindlichen Leitungen einwirkenden Kräfte, wie Zug, Gewicht und Windbelastung, mit bestimmter Sicherheit aufnehmen können. Diese drei genannten Kräfte wirken nun bei den sog. Abspann-, Winkel- und Kreuzungsmasten gleichzeitig, aber in verschiedenen Richtungen. Den Gegensatz hierzu bilden die sog. Tragmaste, welche nur auf gerader Leitungsstrecke als Unterstützungspunkte, d. h. als Tragstützen der Leitungen, dienen. Da fernerhin bei



Abb. 25.

solchen Masten noch die beiderseitigen Spannfelder annähernd gleich groß sind, werden diese Stützpunkte durch den eigentlichen Seilzug nicht beansprucht. Auf diese wirkt lediglich der senkrecht zur Leitungsrichtung auftretende Winddruck auf die an den Masten befindlichen Leiterseile sowie auf die nach dieser Richtung zeigende Mastfläche. Das größte Widerstandsmoment dieser Maste muß deshalb nicht in Leitungsrichtung, sondern senkrecht zu derselben liegen. In Abb. 25 ist die Kräftewirkung auf einen Abspannmast dargestellt und es bedeutet:

$$P = \text{Zugkraft} + \text{Winddruck auf den Mast.}$$

Mit Abb. 26 ist die Kräftewirkung auf einen Tragmast dargestellt, und zwar bedeuten in dieser Abbildung:

$$W_L = \text{Winddruck auf die Leitung,}$$

$$W_M = \text{Winddruck auf den Mast.}$$

Hieraus ist also ersichtlich, daß man bei den Stützpunkten zwei Hauptgruppen von Masten unterscheiden muß, und zwar:

- a) die End-, Abspann-, Winkel- und Kreuzungsmaste und
- b) die Tragmaste.

Für jede Art von Masten ist es von größter Bedeutung und Wichtigkeit, daß dieselben weitestmöglich elastisch konstruiert sind. Je elasti-



Eine ganz besondere Bedeutung in bezug auf die Verdrehungsbeanspruchung haben die sog. Erd- oder Blitzschutzseile, und zwar insbesondere dann, wenn bei einer Leitungsanlage zwei solcher Seile verlegt sind. Die Anordnung von solch zwei Erdseilen an den Gestängen erfolgt in den häufigsten Fällen nach unseren Abb. 13, 15 und 16. In neuester Zeit sind diese Seile meistens verzinktes Stahlseil und besitzen somit stets eine viel größere Bruchfestigkeit als die an demselben Gestänge verlegten Leiterseile. Die zulässige Beanspruchung dieser Erdseile ist nun weiterhin in den allerseltensten Fällen bis zur Grenze ausgenützt, so daß in diesen Seilen immer noch eine bedeutende Sicherheitsreserve vorhanden ist. Unter Berücksichtigung dieser soeben genannten Sicherheitsreserve können solche Erdseile bei Leitungsbruch einen großen Teil, vielleicht aber auch die gesamte durch den Seilbruch auftretende Verdrehungsbeanspruchung aufnehmen, wodurch die Anlage ganz besonders stabil wird. Diese Stabilisierung der Leitungsanlage mittels Erdseilen ist besonders ratsam und für das Weitspannsystem sehr zu empfehlen, wobei ganz besonders noch auf Gebirgsstrecken und auf Strecken, bei welchen mit hohen Wind- und Zusatzbelastungen gerechnet werden muß, hingewiesen sei.

Bezüglich der Verdrehungsbeanspruchung lautet die dementsprechende VDE-Vorschrift wie folgt:

§ 17 Absatz c. Belastung bei Leitungsbruch. Stahlgittermaste, Stahlrohrmaste, Eisenbetonmaste und Holzgittermaste mit Kettenisolatoren sind ferner unter der Annahme zu berechnen, daß durch den Bruch einer Leitung ein Drehmoment hervorgerufen wird. Dabei ist bei Tragmasten der halbe, bei allen anderen Masten der volle einseitige Höchstzug der Leitung anzusetzen, für die sich in den einzelnen Bauteilen die größten Spannungen ergeben. Bei Tragmasten in Gegenden, in denen nachweislich größere Zusatzlasten als die normale regelmäßig aufzutreten pflegen, ist mit dem vollen Höchstzug der Leitung zu rechnen. Winddruck kann vernachlässigt werden. Der Bruch von Erdseilen, die so beschaffen und verlegt sind, daß sie einer größeren Zusatzlast als die spannungführenden Leitungen standhalten, kann unberücksichtigt bleiben.

Wie bereits gesagt, werden also die Leitungsmaste in zwei Hauptgruppen eingeteilt, und zwar in a) Abspannmaste und b) Tragmaste.

Die Gruppe a) der vorgenannten beiden Masthauptgruppen unterteilt sich nun noch in verschiedene Untergruppen, welche im nachstehenden einzeln aufgeführt seien. Es sind dies:

**1. Der Endmast.** Derselbe dient dazu, wie schon seine Bezeichnung besagt, um am Anfang oder Ende einer Leitung den gesamten einseitigen Leitungszug aufzunehmen. Er muß also so stark konstruiert sein, daß er alle nach einer Seite hin auftretenden Zugkräfte aufnehmen kann, da keinerlei Gegenzug in Rechnung gestellt werden darf.

**2. Der Abspannmast.** Laut Vorschrift des VDE soll in einer Freileitung mindestens alle 3 Kilometer ein Abspannmast eingebaut sein, um dadurch die Leitungsanlage stabiler zu machen. Man kann dieselben somit als Festpunkte der Leitungsanlage bezeichnen. Da diese Maste stets auf beiden Seiten durch Zug beansprucht sind, so genügt deren Festigkeitsberechnung nach VDE-Vorschrift für zwei Drittel des einseitig auftretenden Maximalzuges.

**3. Der Winkelmast.** Hier unterscheidet man zwei Arten von Winkelmasten. Diese sind a) Winkelmaste, welche lediglich dazu bestimmt sind, den resultierenden Zug  $R$  der beiderseitig auftretenden Leitungszüge aufnehmen zu können, und b) Winkelmaste, welche gleichzeitig als Abspannmaste dienen, wie unter Pos. 2 gesagt.

Da es nun überwiegend der Fall ist, daß die Winkelmaste gleichzeitig als Abspannmaste dienen, so seien auch nur diese hier näher erläutert. Für die Festigkeitsberechnung der Winkelmaste als Abspannmaste ist genau wie bei den Abspannmasten in der Geraden  $\frac{2}{3}$  des maximalen einseitigen Spitzenzuges als Mindestbeanspruchung zugrunde zu legen. Diese Bestimmung gilt jedoch nur soweit, solange der durch die beiderseitigen Leitungszüge auf Grund des Kräfteparallelogramms hervorgerufene resultierende Zug nicht größer ist oder wird als der vorstehend angenommene einseitige Zug. Dieser Fall tritt ein, sobald der Gesamtleitungswinkel größer als  $60^\circ$  wird. In solchen Fällen muß dann der Mastberechnung der resultierende Zug zugrunde gelegt werden, da der Mast dauernd mit diesem Zuge beansprucht wird. Nachstehende Abbildungen veranschaulichen das Wachsen des resultierenden Zuges bei zunehmendem Leitungswinkel. In diesen Abbildungen bedeuten:

$Z$  = der errechnete einseitige Spitzenzug,  
 $R$  = der resultierende Spitzenzug.

Aus diesen Abbildungen ergibt sich nun Abb. 27. In solchen Fällen ist der Mastberechnung als Spitzenzug, da  $Z$  größer als  $R$ , der Spitzenzug  $Z$  zugrunde zu legen. Also

$$Z_{\max} = Z,$$

worin  $Z_{\max}$  den für die Mastberechnung zugrunde zu legenden Spitzenzug bedeutet (Abb. 28). Da hier  $Z = R$  ist, wird

$$Z_{\max} = Z = R.$$

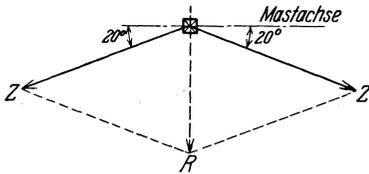


Abb. 27.

Aus Abb. 29 ergibt sich, daß  $Z$  kleiner ist als  $R$  und demzufolge wird

$$Z_{\max} = R.$$

Weiterhin ist hieraus ersichtlich, daß Winkelmaste in der Strecke, welche gleichzeitig als Abspannmaste dienen sollen, stets am günstigsten stehen, wenn dieselben immer

mit einer ihrer Hauptachsen in Richtung der Winkelhalbierenden stehen.

**4. Der Kreuzungsmast.** Als Kreuzungsmaste bezeichnet man alle diejenigen Maste, welche dazu bestimmt sind, die Leitungen über Bahnanlagen, Fernsprech- oder Telegraphenleitungen, Verkehrsstraßen, Täler oder Flüsse hinwegzuführen. Solche Überquerungen bezeichnet man allgemein als sog. bruchsichere Kreuzungen, und zwar deshalb,

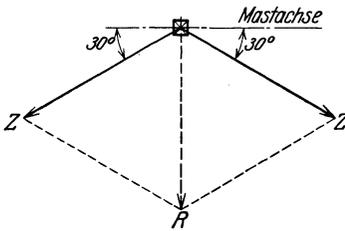


Abb. 28.

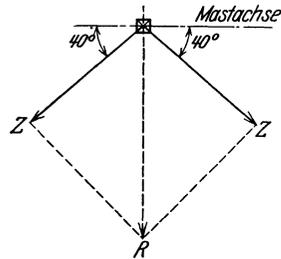


Abb. 29.

weil solche Überspannungen auf Grund besonders erlassener Vorschriften innerhalb der Leitungsanlage eine größere Sicherheit aufweisen müssen, als dies bei der übrigen Leitungsanlage erforderlich ist bzw. gefordert wird. Diese größere Sicherheit in den Leitungen wird nun dadurch erzielt, daß die Seile innerhalb des Kreuzungsspannfeldes mit einem kleineren Zug gespannt werden, als es in der übrigen Leitungsanlage der Fall ist. Es wurde hierauf bereits im Kapitel I meines Buches hingewiesen. Durch diese verschiedenen Leitungsbeanspruchungen ergibt sich, daß die beiderseitig auftretenden Mastbeanspruchungen (Spitzenzüge) verschieden groß sind, was bei der Festlegung des für die Mastberechnung zugrunde zu legenden Mastspitzenzuges sehr zu beachten ist. Weiterhin ist dabei zu berücksichtigen, ob der betreffende Kreuzungsmast in gerader Leitungsrichtung steht oder aber an einem Leitungswinkelpunkt und deshalb auch gleichzeitig als Winkelmast in Frage kommt. Im nachstehenden soll deshalb der Kreuzungsmast unter Benützung von Beispielen und unter Berücksichtigung dieser verschiedenen Möglichkeiten behandelt und besonders im zweiten Falle gezeigt werden, wie der günstigste Maststandort ermittelt wird.

#### a) Der Kreuzungsmast steht in gerader Leitungsrichtung.

Da in den meisten Fällen der Leitungszug im Kreuzungsfeld gleich der Hälfte des Leitungszuges im Nachbarfeld ist, so kann in diesem Falle ganz allgemein gesagt werden:

$$\text{Spitzenzug des Kreuzungsfeldes} = \frac{\text{Spitzenzug des Abspannmastes}}{2}$$

oder auch: „In gerader Leitungsrichtung stehende Kreuzungsmaste, welche lediglich als solche dienen sollen, sind für den maximal auftretenden Zug im Kreuzungsfelde zu berechnen“ (Abb. 30).

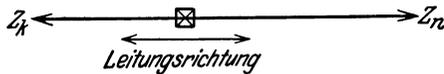


Abb. 30.

Dieser soeben geschilderte Fall dürfte aber nur in den allerseltensten Fällen vorkommen,

da nahezu immer die Kreuzungsmaste auch gleichzeitig als Abspannmaste für die Strecke dienen sollen und demzufolge den unter Pos. 2 angeführten „Abspannmasten“ entsprechen müssen. In solchen Fällen ist alsdann zu prüfen, welcher erforderliche Spitzenzug der größere ist, ob derjenige des Kreuzungsfeldes oder der des Nachbarfeldes, wobei bei letzterem nur  $\frac{2}{3}$  des maximal auftretenden Spitzenzuges in Rechnung zu stellen ist. Die beiden folgenden Beispiele sollen zeigen, wie in solchen Fällen der maximale Mastspitzenzug ermittelt wird.

### Rechnungsbeispiele.

**Beispiel 11.** Welchen maximalen Spitzenzug muß der Kreuzungsmast aushalten können, wenn folgende einseitige Leitungszüge gegeben sind: Zug im Kreuzungsfeld  $Z_k = 4500$  kg und der Zug im Nachbarfeld  $Z_n = 7500$  kg und der Mast gleichzeitig als Abspannmast für die Strecke dienen soll?

Als Abspannmast für die Strecke ist laut dem unter Pos. 2 Gesagten  $\frac{2}{3}$  des maximalen Nachbarfeldzuges ausreichend, also  $\frac{2}{3} Z_n = 5000$  kg. Da also  $\frac{2}{3} Z_n$  größer als  $Z_k$ , so ist der Mastberechnung ein erforderlicher Spitzenzug von

$$Z_{\max} = \frac{2}{3} Z_n = 5000 \text{ kg}$$

zugrunde zu legen.

**Beispiel 12.** Für welchen maximalen Spitzenzug ist der Kreuzungsmast, welcher gleichzeitig als Abspannmast dienen soll, zu berechnen, wenn folgende einseitige Leitungszüge gegeben sind: Zug im Kreuzungsfeld  $Z_k = 4500$  kg und Zug im Nachbarfeld  $Z_n = 6000$  kg?

Es wird  $\frac{2}{3} Z_n = 4000$  kg.

Da also hier  $Z_k$  größer als  $\frac{2}{3} Z_n$ , so ist hier der erforderliche Mastspitzenzug

$$Z_{\max} = Z_k = 4500 \text{ kg}$$

und für diesen Zug ist der Mast zu berechnen.

### b) Der Kreuzungsmast steht in einem Winkelpunkt.

In diesem Falle können nun drei verschiedene Arten von Maststandorten in Frage kommen. Diese sind:

1. Der Mast steht mit einer seiner Hauptachsen in Richtung der Winkelhalbierenden (Abb. 32).

2. Der Mast steht mit einer seiner Hauptachsen in Richtung des Kreuzungsfeldes (Abb. 33).

3. Der Mast steht mit einer seiner Hauptachsen in Richtung des Nachbarfeldes (Abb. 34).

Mit Abb. 31 sei gezeigt, was man unter Hauptachse eines Gittermastes versteht. Diese Hauptachsen sind bei der Bestimmung des maximalwirkenden Spitzenzuges, insbesondere bei Kreuzungsmasten, sehr wichtig, da alle nicht in Richtung dieser Mastachsen wirkenden Leitungszüge auf dieselben zu beziehen sind, um den sog. Differenzspitzenzug oder besser gesagt den maximal dauernd auftretenden Spitzenzug dadurch zu ermitteln. Im folgenden seien die vorstehenden drei Möglichkeiten durch Rechnungsbeispiele erläutert.

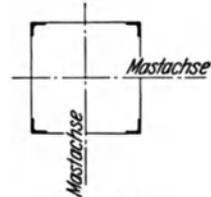


Abb. 31.

### Rechnungsbeispiele.

Für alle drei nachstehenden Beispiele gelten die folgenden Daten als gegeben:

Gesamtleitungswinkel  $\alpha = 40^\circ$

Zug im Kreuzungsfeld  $Z_k = 4500 \text{ kg}$

Zug im Nachbarfeld  $Z_n = 7500 \text{ kg}$

**Beispiel 13.** Der Kreuzungsmast soll mit einer Hauptachse in Richtung der Winkelhalbierenden stehen. Für welchen Spitzenzug ist der Mast zu berechnen?

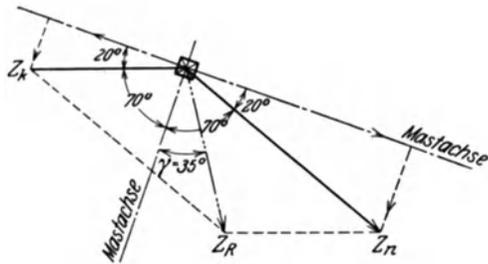


Abb. 32.

Auf Grund des Kräfteparallelogramms bestimmt sich der ständig auftretende resultierende Zug zu rund  $Z_R = 5000 \text{ kg}$ . Da jedoch dieser Zug nicht in Richtung einer der beiden Hauptachsen des Mastes wirkt, so ist er auf eine derselben zu beziehen. Der für die Mastberechnung zugrunde zu legende Spitzenzug oder, besser gesagt, Differenzspitzenzug wird also größer als  $Z_R$  und errechnet sich zu:  
Maximaler Zug im Kreuzungsfeld:

$$Z_k \cdot \sin \frac{\alpha}{2} = 4500 \cdot \sin 20^\circ = 4500 \cdot 0,3420 = 1540 \text{ kg}$$

$$Z_k \cdot \cos \frac{\alpha}{2} = 4500 \cdot \cos 20^\circ = 4500 \cdot 0,9397 = 4230 \text{ kg}$$

$$Z_k \text{ max} = 5770 \text{ kg}$$

Maximaler Zug im Nachbarfeld:

$$Z_n \cdot \sin \frac{\alpha}{2} = 7500 \cdot \sin 20^\circ = 7500 \cdot 0,3420 = 2565 \text{ kg}$$

$$Z_n \cdot \cos \frac{\alpha}{2} = 7500 \cdot \cos 20^\circ = 7500 \cdot 0,9397 = 7050 \text{ kg}$$

$$Z_n \text{ max} = 9615 \text{ kg}$$

Maximaler resultierender Zug:

$$Z_R \cdot \sin \gamma = 5000 \cdot \sin 35^\circ = 5000 \cdot 0,574 = 2870 \text{ kg}$$

$$Z_R \cdot \cos \gamma = 5000 \cdot \cos 35^\circ = 5000 \cdot 0,819 = 4090 \text{ kg}$$

$$Z_R \text{ max} = 6960 \text{ kg}$$

Hieraus der genaue Differenzzug:

$$Z_D = 7050 + 2565 + 1540 - 4230 = 6925 \text{ kg}$$

Bem.: Bei genauer rechnerischer Ermittlung von  $Z_R$  muß in diesem Falle stets  $Z_R \text{ max} = Z_D$  sein. Somit errechnet sich der für die Mastberechnung maßgebende Spitzenzug  $Z_e$  zu:

$$Z_e = Z_R \text{ max} = Z_D = 6925 \text{ kg}.$$

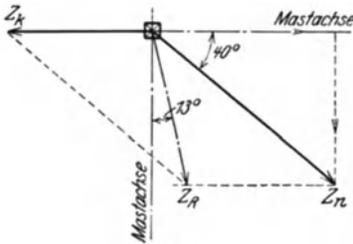


Abb. 33.

**Beispiel 14.** Der Mast soll mit einer Hauptachse in Richtung des Kreuzungsfeldes stehen. Welches ist der für die Mastberechnung zugrunde zu legende Spitzenzug (Abb. 33)?

Maßstäblich ergibt sich  $Z_R$  auf Grund des Kräfteparallelogramms zu  $Z_R = 5000 \text{ kg}$ .

Der maximale Zug im Kreuzungsfeld beträgt  $Z_k \text{ max} = 4500 \text{ kg}$ .

Der maximale Zug im Nachbarfeld errechnet sich zu:

$$Z_n \cdot \sin \alpha = 7500 \cdot \sin 40^\circ = 7500 \cdot 0,642 = 4825 \text{ kg}$$

$$Z_n \cdot \cos \alpha = 7500 \cdot \cos 40^\circ = 7500 \cdot 0,766 = 5745 \text{ kg}$$

$$Z_n \text{ max} = 10570 \text{ kg}$$

Demzufolge ergibt sich der Differenzzug zu:

$$Z_D = 4825 + 5745 - 4500 = 6070 \text{ kg}$$

Der maximale Spitzenzug ist also:

$$Z_e = Z_D = 6070 \text{ kg}.$$

**Beispiel 15.** Der Mast soll mit einer Hauptachse in Richtung des Nachbarfeldes stehen. Für welchen maximalen Spitzenzug ist der Mast zu berechnen? (Abb. 34.)



7. Die Holzmaste. Der Vollständigkeit halber seien auch diese hier kurz erwähnt. Da dieselben aber für große Überlandleitungen nicht in Frage kommen, so seien sie nicht an dieser Stelle, sondern im Anhang I besonders behandelt.

## 6. Die Bestimmung der Mastspitzenzüge.

Wie man schon aus dem vorstehenden Kapitel ersehen konnte, kann man die Stützpunkte einer jeden Freileitung in zwei Hauptgruppen einteilen, und zwar, wie bereits geschehen, in eine Gruppe „Abspannmaste“ und eine zweite Gruppe „Tragmaste“. Genau so wie der eigentliche Zweck dieser Mastarten innerhalb der Leitung von Grund auf verschieden ist, ebenso ist auch die Berechnung oder die Bestimmung der Spitzenzüge dieser beiden Masttypen grundsätzlich verschieden. Man teilt deshalb auch hier wieder die Berechnung der Spitzenzüge in zwei Hauptgruppen ein, und zwar sind dieselben:

- a) Die Berechnung des Spitzenzuges für Abspannmaste und
- b) Die Berechnung des Spitzenzuges für Tragmaste.

Bevor jedoch auf die Berechnung genauer eingegangen wird, muß hier einem späteren Kapitel kurz vorgegriffen und darauf hingewiesen werden, daß die Maste beider Gruppen auf zwei verschiedene Arten im Erdreich fundiert werden können, und zwar:

- $\alpha$ ) mittelst Betonfundament und
- $\beta$ ) mittelst Schwellenfundament.

Demzufolge muß vor Berechnung des Mastspitzenzuges genau bekannt sein, welche Art von Fundierung die Maste erhalten, da dadurch erst der Hebelarm der am Mast angreifenden Zugkräfte genau bestimmt werden kann. Die verschiedenen Hebelarme werden bei Betonfundamenten von Oberkante Fundament und bei Schwellenfundamenten von Oberkante der Schwelle ab gemessen, da hier die gefährlichen Querschnitte der beanspruchten Stäbe liegen.

Ganz allgemein kann nun noch gesagt werden, daß bei Hochspannungsleitungen alle Abspannmasten ein Betonfundament und nur ein großer Teil der Tragmaste Schwellenfundamente erhalten.

### a) Abspannmaste.

Abb. 35 stellt einen Abspannmast mit Betonfundament und Abb. 36 einen Abspannmast mit Schwellenfundament dar.

Für Abspannmaste gelten nun allgemein folgende Formeln, wobei zu bemerken ist, daß alle Spitzenzüge auf die Mastspitze bezogen werden. Somit kann gesagt werden: der auf die Mastspitze bezogene Zug beträgt bei Abspannmasten

1. ohne Blitz- oder Prellseile:

$$Z_{\max} = \frac{q \cdot p \cdot z \cdot h_m}{h} = \text{kg.}$$

2. mit Blitzseil:

$$Z_{\max} = \frac{q \cdot p \cdot z \cdot h_m}{h} + \frac{q_b \cdot p_b \cdot z_b \cdot h_b}{h} = \text{kg.}$$

3. mit Prellseil:

$$Z_{\max} = \frac{q \cdot p \cdot z \cdot h_m}{h} + \frac{q_p \cdot p_p \cdot z_p \cdot h_p}{h} = \text{kg.}$$

4. mit Blitz- und Prellseil:

$$Z_{\max} = \frac{q \cdot p \cdot z \cdot h_m}{h} + \frac{q_b \cdot p_b \cdot z_b \cdot h_b}{h} + \frac{q_p \cdot p_p \cdot z_p \cdot h_p}{h} = \text{kg.}$$

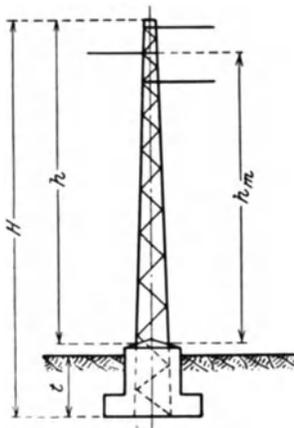


Abb. 35.

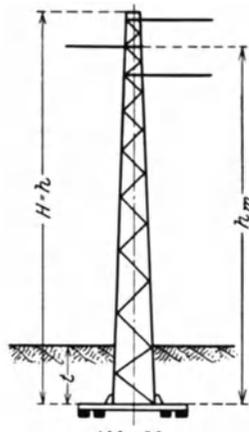


Abb. 36.

In diesen Formeln sowie in den Abb. 35 und 36 bedeuten:

- $q$  = Querschnitt der verlegten Leiterseile in  $\text{mm}^2$ ,
- $q_b$  = Querschnitt der verlegten Blitzseile in  $\text{mm}^2$ ,
- $q_p$  = Querschnitt der verlegten Prellseile in  $\text{mm}^2$ ,
- $p$  = Beanspruchung der verlegten Leiterseile in  $\text{kg}/\text{mm}^2$ ,
- $p_b$  = Beanspruchung der verlegten Blitzseile in  $\text{kg}/\text{mm}^2$ ,
- $p_p$  = Beanspruchung der verlegten Prellseile in  $\text{kg}/\text{mm}^2$ ,
- $z$  = Anzahl der verlegten Leiterseile,
- $z_b$  = Anzahl der verlegten Blitzseile,
- $z_p$  = Anzahl der verlegten Prellseile,
- $h_m$  = Länge des Hebelarmes von dessen Angriffspunkt bis zum mittleren Leiterseil,
- $h_b$  = Länge des Hebelarmes von dessen Angriffspunkt bis zum mittleren Blitzseil,
- $h_p$  = Länge des Hebelarmes von dessen Angriffspunkt bis zum Prellseil,
- $h$  = Gesamthöhe vom Angriffspunkt der Hebelarme bis Mastspitze,
- $Z_{\max}$  = maximal auftretender Spitzenzug,
- $t$  = Eingrabetiefe des Mastes.

Zu dem auf dieser Grundlage errechneten Mastspitzenzug ist alsdann noch der in Leitungsrichtung wirkende Winddruck auf alle am Mast vorhandenen Kopfausrüstungsstücke, wie Leitersiltraversen, Blitzsiltraversen oder nur Blitzbock und Prellsiltraverse hinzuzurechnen und man erhält dann hiermit den endgültig für die Mastberechnung zugrunde zu legenden erforderlichen Mastspitzenzug:

$$Z_e = Z_{\max} + W_k.$$

worin  $W_k$  den Winddruck auf die gesamte vorhandene Kopfausrüstung darstellt. Bezüglich der Bestimmung des Winddrucks auf die Kopfausrüstung und auf die Mastkonstruktion selbst lautet der diesbezügliche Paragraph der VDE-Vorschriften (§ 15) wie folgt:

**Äußere Kräfte.** a) Maste, Mastfundierungen und Querträger sind nach ihrem Verwendungszweck für die höchsten, gleichzeitig zu erwartenden äußeren Kräfte zu bemessen. Als solche kommen in Betracht:

1. Eigengewicht der Maste und Querträger, der Leitungen einschließlich Eisbehang, sowie der Isolatoren u. dgl. Bei Isolatorenketten ist eine Eislast von 2,5 kg für 1 m Kettenlänge anzunehmen.

2. Winddruck auf die vorgenannten Bauteile. a) Der Winddruck auf die Leitungen und auf Maste bis 40 m Höhe ist mit 125 kg/m<sup>2</sup> senkrecht getroffener Fläche ohne Eisbehang anzusetzen. Bei Masten von mehr als 40 m Höhe über Erde ist der Winddruck auf Maste mit Querträgern und Isolatoren mit nachstehenden Werten anzunehmen:

für die oberhalb von	40 m	liegenden Teile	150 kg/m <sup>2</sup> ,
.. .. ..	100 m	.. ..	175 kg/m <sup>2</sup> ,
.. .. ..	150 m	.. ..	200 kg/m <sup>2</sup> und
.. .. ..	200 m	.. ..	250 kg/m <sup>2</sup> .

Bei Bauteilen mit Kreisquerschnitt ist die Fläche mit 50% der senkrechten Projektion der wirklich getroffenen Fläche anzusetzen. Doppelmaste, bei denen der Zwischenraum kleiner als der mittlere Durchmesser eines Mastes ist, sind mit 80% zu rechnen, wenn der Wind senkrecht zu der Ebene wirkt, die durch die Längsachse beider Maste geht.

Werden ebene Flächen unter einem Winkel vom Wind getroffen, so ergibt sich die Windlast aus dem Produkt des Winddruckes und dem sin<sup>2</sup> des Einfallwinkels. Bei Leitungen ist mit dem sin zu rechnen.

Bei Fachwerk sind die im Windschatten liegenden Teile mit 50% der Vorderfläche in Rechnung zu setzen. Dieses gilt auch für fachwerkartige Querträger.

b) In besonders windgefährdeten Gegenden — namentlich an der Küste und im Gebirge — ist mit einem den örtlichen Verhältnissen entsprechenden höheren Winddruck auf Maste und Leitungen zu rechnen.

3. Höchstzug der Leitungen.

4. Widerstand der Fundierung (siehe §§ 27 bis 29).

b) Bei Masten, die vorläufig nur teilweise belegt werden, muß dieses bei der Berechnung berücksichtigt werden.

Nachstehendes Schema zeigt, wie am einfachsten und genauesten der maximal auftretende Spitzenzug eines jeden Abspann- oder Kreuzungsmastes errechnet wird.

Tabelle 10. Spitzenzug-Berechnung.

Mastart: .....  
 Gesamtlänge des Mastes:  $H = h + t =$  .....  
 Art der Mastfundierung: .....

Höhe des Angriffspunktes über Erde m	Äußere Kräfte	Anzahl $z$	Leitungsmaterial	Beanspruchung des Materials $p$ kg/mm <sup>2</sup>	Leitungsquerschnitt $q$ mm <sup>2</sup>	Zugkraft $Z$ kg	Biegemoment $M$ m kg
	Blitz- (Erd-) Seil . .						
	Starkstromleitung .						
	Starkstromleitung .						
	Starkstromleitung .						
	Betriebsfernsprechleitung . . . . .						
	Prelldraht . . . . .						

Der auf die Spitze bezogene Zug beträgt

$$Z_{\max} = \frac{M}{H \text{ bzw. } h} =$$

( $H$  bei Masten mit Schwellenfundierung;  $h$  bei Masten mit Betonfundierung)

$$Z_e = Z_{\max} + W_k =$$

Angriffspunkt des Spitzenzuges unter Mastspitze:

$$x = H \text{ bzw. } h - \frac{M}{Z} =$$

Kommt nun ein Winkelmast in Frage, so ist das nach diesem Schema errechnete Biegemoment  $M$  mit der Summe aus dem Sinus und Kosinus des betr. Winkels zu multiplizieren und alsdann erst  $Z_{\max}$  zu errechnen. Es gilt also für Winkelmaste:

$$Z_{\max} = \frac{M \cdot (\sin x + \cos x)}{H} = \text{ kg}$$

und

$$Z_e = Z_{\max} + W_k .$$

**Rechnungsbeispiel.**

**Beispiel 16.** Es soll eine 20000-Volt-Hochspannungsleitung gebaut werden, bei welcher folgende Seile verlegt werden: Ein Blitzseil (50 mm<sup>2</sup> Eisenseil) und drei Hochspannungsleitungen (70 mm<sup>2</sup> Cu-Seil). Beide Seile sollen mit 16 kg/mm<sup>2</sup> gespannt werden. Die maximale Feldspannweite beträgt 120 m und die Masthöhe über Erde 14 m. Alle Abspann-

Winkel- und Kreuzungsmaste werden mit Betonfundamenten ausgerüstet.

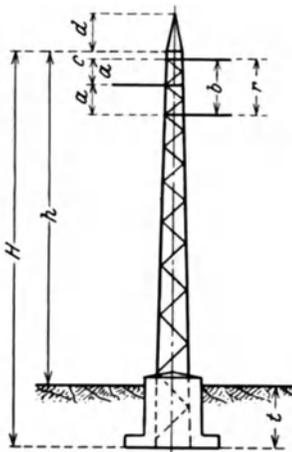


Abb. 37.

Welchen maximalen Spitzenzug muß a) ein End-Abspannmast, b) ein Abspannmast in der Geraden und c) ein Winkelmast bis 20° Abweichung aushalten können ?

In Abb. 37 bedeuten:

- $a$  = Traversenabstand = 0,60 m,
- $b$  = Phasenabstand = 1,20 m,
- $c$  = Höhe des Kopfbleches = 0,30 m,
- $d$  = Höhe der Blitzstütze über Mast = 1 m,
- $h$  = Höhe des Mastes über Erde = 14,0 m,
- $H$  = Gesamtlänge des Mastes ( $h + t$ ) = 16 m,
- $t$  = Eingrabetiefe des Mastes = 2,0 m,
- $r$  = erforderlicher Traversenabstand.

#### Spitzenzug-Berechnung.

Mastart: End-, Abspann- und Winkelmast bis 20°. Gesamtlänge des Mastes:  $H = h + t = 14 + 2 = 16,0$  m. Art der Fundierung: Beton

Höhe des Angriffspunktes über Erde m	Äußere Kräfte	Anzahl $z$	Leitungsmaterial	Beanspruchung des Materials $p$ kg/mm <sup>2</sup>	Leitungsquerschnitt $q$ mm <sup>2</sup>	Zugkraft $Z$ kg	Biegemoment $M$ mkg
15,0	Blitzseil . . . . .	1	Fe	16	50	800	12000
13,7	Starkstromleitung . .	1	Cu	16	70	1120	15344
13,1	Starkstromleitung . .	1	Cu	16	70	1120	14672
12,5	Starkstromleitung . .	1	Cu	16	70	1120	14000
							56016

**Lösung a).** Da der Mast als Endmast den gesamten maximalen Spitzenzug aufnehmen können muß, errechnet sich letzterer zu:

$$Z_{\max} = \frac{M}{h} = \frac{56016}{14} = 4000 \text{ kg.}$$

Demzufolge ist der Berechnung zugrunde zu legen:

$$Z_e = Z_{\max} + W_k = 4000 + W_k.$$

**Lösung b).** Für Abspannmaste in gerader Strecke ist, wie unter Abspannmaste im vorigen Kapitel erwähnt,  $\frac{2}{3}$  des maximal auftretenden Leitungszuges als Spitzenzug erforderlich. Somit ergibt sich für diesen Mast  $\frac{2}{3}$  des unter Lösung a) errechneten Spitzenzuges für den

Endmast. Es wird also hier:

$$Z_{\max} = \frac{2}{3} \frac{M}{h} = \frac{2}{3} \frac{56016}{14} = 2667 \text{ kg}$$

und

$$Z_e = Z_{\max} + W_k = 2667 + W_k.$$

**Lösung c)** Der einseitige maximale Leitungswinkel soll  $20^\circ$  betragen. Demzufolge wird:  $\sin 20^\circ + \cos 20^\circ = 0,34202 + 0,93969 = 1,28171$ . Das auf die Mastachse errechnete maximale Moment errechnet sich also zu:

$$M_{\max} = M \cdot (\sin 20^\circ + \cos 20^\circ),$$

$$M_{\max} = 56016 \cdot 1,28171 = 71796 \text{ m kg}.$$

Da nun jeder Winkelmast unter denselben Gesichtspunkten zu betrachten ist wie ein Abspannmast in der Geraden, so errechnet sich  $Z_{\max}$  zu:

$$Z_{\max} = \frac{2}{3} \frac{M_{\max}}{h} = \frac{2}{3} \frac{71796}{14},$$

$$Z_{\max} = 3418 \text{ kg}$$

und

$$Z_e = Z_{\max} + W_k = 3418 + W_k.$$

Diese Berechnungsart mit  $\frac{2}{3}$  des normal auftretenden Spitzenzuges gilt bei Winkelmasten jedoch nur so lange, als der auf Grund des Kräfteparallelogramms sich ergebende resultierende Zug nicht größer als  $\frac{2}{3} Z_{\max}$  und der einseitige Leitungswinkel nicht größer als  $30^\circ$  wird.

### b) Tragemaste.

Auch bei diesen Masten werden die angreifenden Züge jeweils auf die Mastspitze bezogen und deshalb gilt bezüglich der Bestimmung des Hebelarmes der angreifenden Belastungen das gleiche wie bei den Abspannmasten und es kann hier auf die Abb. 35 und 36 hingewiesen werden. Für die Berechnung der Tragemast-Spitzenzüge gelten nun wieder einheitlich folgende Formeln:

1. ohne Blitz- oder Prellseile:

$$Z_{\max} = \frac{s \cdot d \cdot 0,5 \cdot z \cdot h_m \cdot W_D}{h} \text{ kg}.$$

2. mit Blitzseil:

$$Z_{\max} = \frac{s \cdot d \cdot 0,5 \cdot z \cdot h_m \cdot W}{h} + \frac{s \cdot d_b \cdot 0,5 \cdot z_b \cdot h_b \cdot W_D}{h} \text{ kg}.$$

3. mit Prellseil:

$$Z_{\max} = \frac{s \cdot d \cdot 0,5 \cdot z \cdot h_m \cdot W_D}{h} + \frac{s \cdot d_v \cdot 0,5 \cdot z_v \cdot h_v \cdot W_D}{h} \text{ kg}.$$

4. mit Blitz- und Prellseil:

$$Z_{\max} = \frac{s \cdot d \cdot 0,5 \cdot z \cdot h_m \cdot W_D}{h} + \frac{s \cdot d_b \cdot 0,5 \cdot z_b \cdot h_b \cdot W_D}{h} + \frac{s \cdot d_v \cdot 0,5 \cdot z_v \cdot h_v \cdot W_D}{h} \text{ kg}.$$

In diesen Formeln bedeuten:

- $s$  = Feldspannweite in m,  
 $d$  = Leiterseildurchmesser in m,  
 $d_b$  = Blitzseildurchmesser in m,  
 $d_p$  = Prellseildurchmesser in m,  
 $z$  = Anzahl der verlegten Leiterseile,  
 $z_b$  = Anzahl der verlegten Blitzseile,  
 $z_p$  = Anzahl der verlegten Prellseile,  
 $h_m$  = Länge des Hebelarmes von dessen Angriffspunkt bis zum mittleren Leiterseil,  
 $h_b$  = Länge des Hebelarmes von dessen Angriffspunkt bis zum mittleren Blitzseil,  
 $h_p$  = Länge des Hebelarmes von dessen Angriffspunkt bis zum Prellseil,  
 $h$  = Gesamtlänge des Mastes vom Angriffspunkt der Hebelarme bis zur Mastspitze,  
 $W_D$  = Winddruck auf die Leitungen,  
 $Z_{\max}$  = maximal auftretender Spitzenzug,  
 $t$  = Eingrabetiefe des Mastes.

Zu dem auf diese Weise errechneten Spitzenzug ist dann ebenfalls wieder, genau wie bei den Abspannmasten, noch der senkrecht auf die vorhandene Kopfausrüstung wirkende Winddruck hinzuzuzählen und man erhält dann dadurch den für die Mastberechnung zugrunde zu legenden erforderlichen Mastspitzenzug. Es ist also auch hier:

$$Z_e = Z_{\max} + W_k,$$

worin  $W_k$  wieder den Winddruck auf die gesamte Kopfausrüstung senkrecht zur Leitungsrichtung darstellt.

Der für  $W_D$  einzusetzende Winddruck ergibt sich aus dem eingangs angeführten Paragraphen der VDE-Vorschriften bezüglich der Winddrücke. Darnach ist  $W_D$  bis zu 40 m Masthöhe jeweils gleich  $125 \text{ kg/m}^2$  Windfläche einzusetzen.

### Rechnungsbeispiele.

**Beispiel 17.** Bei einer 20000-Volt-Leitung soll verlegt werden: 1 Blitzseil  $50 \text{ mm}^2$  Eisen und 3 Hochspannungsleitungen von  $70 \text{ mm}^2$  Cu-Seil. Die Masten werden bei 2 m Eingrabetiefe mit Schwellenfundamenten versehen und die maximale Spannweite soll 80 m nicht überschreiten. Die freie Länge der Maste betrage 12 m. Welchen Spitzenzug müssen die hierzu erforderlichen Tragmaste aushalten können?

In Abb. 38 bedeuten:

- $a$  = Traversenabstand = 0,60 m,  
 $b$  = Phasenabstand = 1,20 m,  
 $c$  = Kopfblechhöhe = 0,30 m,  
 $d$  = Höhe des Blitzseilträgers = 0,50 m,  
 $h$  = Masthöhe über Erde = 12 m,  
 $H$  = Gesamtlänge des Mastes = 14 m,  
 $t$  = Eingrabetiefe des Mastes = 2,0 m.

Der für die Mastberechnung zugrunde zu legende Spitzenzug bestimmt sich also zu:

$$Z_{\max} = \frac{80 \cdot 0,0105 \cdot 0,5 \cdot 3 \cdot 13,1 \cdot 125}{14} + \frac{80 \cdot 0,009 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 14,5 \cdot 125}{14},$$

$$Z_{\max} = 148 + 47 = 195 \text{ kg}$$

und

$$Z_e = Z_{\max} \cdot W_k = 195 + W_k.$$

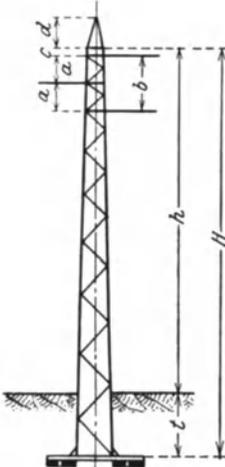


Abb. 38.

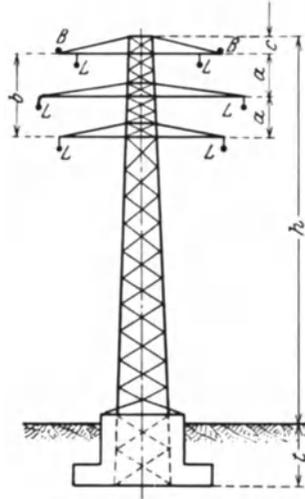


Abb. 39.

**Beispiel 18.** Bei einer 110000-Volt-Leitung seien folgende Leitungen verlegt: 2 Blitzseile 50 mm<sup>2</sup> Eisen und 6 Hochspannungsleitungen mit 120 mm<sup>2</sup> Querschnitt Cu-Seil. Die beiden Blitzseile sind derart angeordnet, daß dieselben an der obersten Leiterseiltraverse noch befestigt sind. Die Maste werden mit Betonfundamenten ausgerüstet, deren freie Länge 20 m betrage. Die maximale Spannweite ist zu 250 m bestimmt. Welchen maximalen Spitzenzug müssen die hierzu erforderlichen Tragmaste aushalten können?

In diesem Falle sei:

$$a = 2,5 \text{ m}, \quad b = 5,0 \text{ m}, \quad c = 0,50 \text{ m}, \quad h = 20,00 \text{ m}, \quad t = 2,5 \text{ m}.$$

Außerdem bedeuten in Abb. 39:

$$B = \text{Blitzseil und } L = \text{Leiterseil}.$$

Der Spitzenzug der Maste bestimmt sich zu:

$$Z_{\max} = \frac{250 \cdot 0,014 \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 17 \cdot 125}{20} + \frac{250 \cdot 0,009 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot 19,5 \cdot 125}{20},$$

$$Z_{\max} = 1116 + 274 = 1390 \text{ kg}$$

und

$$Z_e = Z_{\max} + W_k = 1390 + W_k.$$

### 7. Die Bestimmung der Masthöhen.

Die richtige Bestimmung der Masthöhen ist von nicht zu unterschätzender Bedeutung, denn einesteils dürfen die Maste wegen des vorgeschriebenen und genau einzuhaltenden Bodenabstandes nicht zu niedrig sein und andererseits verursachen die unerforderlichen Übermaße nicht unerhebliche Mehrkosten der gesamten Leitungsanlage. Hierbei ist es wohl selbstverständlich, daß einheitliche Typen von Masten nur unter bestimmten Voraussetzungen geschaffen werden können und es müssen deshalb auch vor der endgültigen Bestimmung der Masthöhe grundlegende Voraussetzungen oder Annahmen gegeben sein, auf Grund deren die Längenbestimmung vorgenommen wird. Ebenso selbstverständlich dürfte es sein, daß bei stark hügeligem Gelände oder Talüberspannungen oder bei Post- und Bahnkreuzungen niemals im voraus alles bestimmt werden kann, sondern vielmehr die direkte örtliche Lage und auch das direkt anschließende Gelände maßgebend sind. Es kann deshalb gesagt werden, daß einheitliche Mastlängen nur für bestimmte Spannweiten und bestimmte Bodenbeschaffenheiten geschaffen werden können. Hierbei ist es auch möglich, daß z. B. Maste, welche bei ebenem Gelände für die maximale Spannweite ausreichen, auch bei entsprechend kürzeren Spannweiten für hügeliges Gelände Verwendung finden können, was auf die Verringerung des Leitungsdurchhanges zurückzuführen ist. Bei all den soeben angeführten Voraussetzungen soll aber keineswegs vergessen werden, daß es bei Erstellung einer Leitungsanlage von einschneidender Bedeutung ist, wenn zur Erstellung der Anlage nur genormte Masttypen zur Verwendung gelangen. Es ist ganz selbstverständlich,

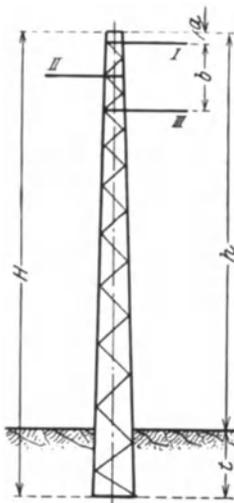


Abb. 40.

daß die Herstellung ganzer Serien von Masttypen viel billiger zu stehen kommt, als wenn nahezu jeder einzelne Mast eine andere Abmessung aufweist. Es ist also auch in dieser Beziehung der Wirtschaftlichkeit weitestgehend Rechnung zu tragen, und es ist immer zu prüfen, wie weit sich eine Zusammenlegung von erforderlichen Mastabmessungen in bestimmte Typen rechtfertigen läßt.

#### a) Bestimmung der Masthöhe für Abspannmaste.

Die Masthöhe bestimmt sich zu:

Kopfhöhe (a) . . . . .	=	m
Traversenabstand (b) . . . . .	=	m
Maximaler Leitungsdurchhang . . . . .	=	m
Bodenabstand . . . . .	=	m
Freie Masthöhe h . . . . .	=	m
Eingrabetiefe (t) . . . . .	=	m
Gesamte Mastlänge <u>H</u>		= <u>m</u>

## b) Bestimmung der Masthöhe für Tragmaste.

Die erforderliche Masthöhe bestimmt sich zu:

Kopfhöhe ( $a$ ) . . . . .	=	m
Traversenabstand ( $b$ ) . . . . .	=	m
Länge der senkrecht hängenden Tragketten ( $c$ ) . . . . .	=	m
Maximaler Leitungsdurchhang . . . . .	=	m
Bodenabstand (freie Durchfahrt) . . . . .	=	m
Freie Masthöhe $h$ . . . . .	=	m
Eingrabetiefe ( $t$ ) . . . . .	=	m
Gesamte Mastlänge $H = h + t$	=	m

Bezüglich der jeweils zu wählenden Eingrabetiefe bei beiden Mastarten dürften nachstehende Werte als allgemein üblich angesehen werden:

Bei Masten bis zu 10 m freier Länge	$t = 1,80$ m
„ „ „ „ 15 m „ „	$t = 2,00$ m
„ „ „ „ 20 m „ „	$t = 2,20$ m
„ „ „ „ 25 m „ „	$t = 2,50$ m
„ „ „ „ 30 m „ „	$t = 3,00$ m

Bei Masten mit Schwellenfundierung ist es mit Rücksicht auf die Abmessung der Schwellen ratsam, die jeweils größere Eingrabetiefe anzuwenden.

Besondere Umstände bei der Erstellung einer Leitungsanlage können es notwendig erscheinen lassen, die Maste nicht wie bisher in einem Stück herzustellen, sondern dieselben in zwei Hauptteile zu zerlegen, und zwar in den Mastfuß und den eigentlichen freien Mast. Diese Art der Mastherstellung wird hauptsächlich in solchen Fällen gewählt, wenn die Erstellung der Leitung in kurzer Frist erfolgen soll und man die Fertigstellung der kompletten Maste nicht abwarten will, da während dieser Zeit mit den Mastfundierungsarbeiten ganz bedeutend vorgearbeitet werden kann. Aber auch in Felsgelände oder Gegenden, bei denen die Mastfundierung große Schwierigkeiten bereitet, ist diese Art der Mastausbildung besonders zu empfehlen.

Die Verbindung der Mastfüße mit dem eigentlichen Mast kann auf verschiedene Arten vorgenommen werden. Einmal mittelst sog. Auflagerkränze, welche insbesondere bei Verwendung von Fußankern in Frage kommen oder aber auch durch direkte Verbindung an den Eckstielen selbst. Letztere Art ist in neuester Zeit die gebräuchlichste, da dieselbe die finanziell billigste Art darstellt. In solchen Fällen ist lediglich eine einfache Stoßverbindungsrechnung, wie wir dieselbe bei der Mastberechnung noch kennen lernen werden, erforderlich.

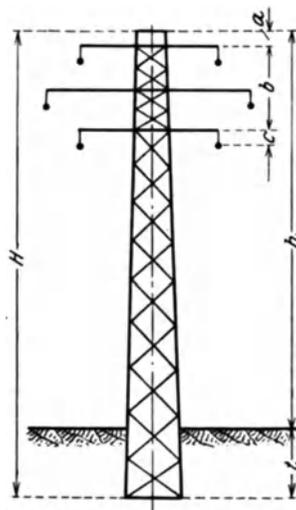


Abb. 41.

**Rechnungsbeispiele.**

**Beispiel 19.** Es sind für eine 20000-Volt-Leitung die erforderlichen Masthöhen für die Abspann- und Tragmaste zu bestimmen, unter der Annahme von 6 m freiem Bodenabstand und 120 m Feldspannweite. Es wird verlegt: 1 Blitzseil 50 mm<sup>2</sup> Eisenseil und 3 Hochspannungsleitungen 50 mm<sup>2</sup> Cu-Seil. Beide Seile werden mit 16 kg/mm<sup>2</sup> beansprucht. Die Aufhängung der Leiterseile an den Tragmasten erfolgt an 2 Hängeisolatoren, die Kettenlänge beträgt 0,6 m.

Somit ist gegeben:

Querschnitte . . . . .	$q_b = 50 \text{ mm}^2 \text{ Fe}$	$q_L = 16 \text{ mm}^2 \text{ Cu}$
Beanspruchungen . . . . .	$p_b = 16 \text{ kg/mm}^2$	$p_L = 50 \text{ kg/mm}^2$
Durchhänge . . . . .	$f_{b_{\max}} = 2,18 \text{ m}$	$f_{L_{\max}} = 2,31 \text{ m}$
Maximale Spannweite . . . . .	$s = 120 \text{ m}$	
Tragkettenlänge . . . . .	$c = 0,60 \text{ m}$	

**1. Bestimmung der Höhe für die Abspannmaste.**

Der erforderliche Traversenabstand bestimmt sich zu:

Für das Blitzseil:

$$b_b = 0,75 \cdot \sqrt{2,18} + \frac{20}{150} = 1,23 \text{ m}.$$

Für das Leiterseil:

$$b_L = 0,75 \cdot \sqrt{2,31} + \frac{20}{150} = 1,27 \text{ m}.$$

$$b_L = 1,25 \text{ gewählt.}$$

Bei beiden Mastarten wird das Blitzseil in der Mitte über den Masten angeordnet und an besonderen Blitzseilstützen befestigt. Somit ist auch der zwischen dem Blitzseil und dem obersten Leiterseil erforderliche Abstand von 1,23 m in bezug auf die freie Mastlänge nicht zu berücksichtigen, sondern ist lediglich die Höhe der vorgenannten Blitzseilstützen dementsprechend zu wählen.

Da diese Blitzseilstützen am Kopfblech der Maste befestigt werden, und das Blitzseil über der Mitte des Mastkopfes liegen soll, so errechnet sich die Höhe dieser Stützen zu:

Bei den Abspannmasten: Höhe der Blitzseilstütze =  $H_b = b_b - \text{Kopfblechhöhe } a$

$$1,23 - 30 = \text{rund } 0,90 \text{ m}$$

und bei den Tragmasten:

$$H_b = b_b - a - c = 1,23 - 0,30 - 0,60 = \text{rund } 0,30 \text{ m}.$$

Wie ersichtlich ist die Kopfblechhöhe  $a = 0,30$  m gewählt. Somit bestimmt sich die Masthöhe zu:

Kopfblechhöhe ( $a$ ) . . . . .	= 0,30 m
Traversenabstand <i>I</i> bis <i>III</i> ( $b$ ) . . . . .	= 1,25 m
Maximaler Durchhang ( $f_{+40^\circ}$ ) . . . . .	= 2,31 m
Bodenabstand (freie Durchfahrt) . . . . .	<u>= 6,00 m</u>
	Freie Masthöhe $h = 9,86$ m
Eingrabetiefe des Mastes ( $t$ ) . . . . .	<u>= 2,00 m</u>
	Erforderliche Gesamtmastlänge $H = 11,86$ m

Gewählt wird:  $H = h + t = 10,00 + 2,00 = 12,00$  m.

## 2. Bestimmung der Höhe der Tragmaste.

Kopfblechhöhe gewählt mit ( $a$ ) . . . . .	= 0,30 m
Traversenabstand <i>I</i> bis <i>III</i> ( $b$ ) . . . . .	= 1,25 m
Kettenlänge ( $c$ ) . . . . .	= 0,60 m
Maximaler Durchhang ( $f_{+40^\circ}$ ) . . . . .	= 2,31 m
Bodenabstand (freie Durchfahrt) . . . . .	<u>= 6,00 m</u>
	Masthöhe über Erde $h = 10,46$ m
Eingrabetiefe des Mastes ( $t$ ) . . . . .	<u>= 2,00 m</u>
	Gesamte Mastlänge $H = 12,46$ m

Gewählt wird:  $H = h + t = 10,50 + 2,00 = 12,50$  m.

**Beispiel 20.** Eine 110000-Volt-Leitung, bei der 2 Blitzseile  $50 \text{ mm}^2$  Eisen und 3 Hochspannungsseile  $95 \text{ mm}^2$  Cu verlegt sind, kreuzt eine Reichsbahnlinie, und demzufolge sind alle Seile laut Bahnkreuzungsvorschriften im Kreuzungsfelde mit  $8 \text{ kg/mm}^2$  gespannt. Der laut vorgenannten Vorschriften erforderliche Mindestabstand zwischen Schienenoberkante und unterster Hochspannungsleitung soll mit Rücksicht auf eine später erfolgende Elektrifizierung der Bahn 15 m betragen. Die Spannweite des Kreuzungsfeldes beträgt 80 m und die Mitte des Bahnkörpers ist vom rechten Kreuzungsmast 20 m entfernt, wie es aus nachstehender Abb. 42 ersichtlich ist. Welche freie Höhe müssen die beiden Kreuzungsmaste erhalten?

Somit ist gegeben:

$$\begin{aligned} q_b &= 50 \text{ mm}^2 \text{ Fe} \\ p_b &= 8 \text{ kg/mm}^2 \\ q_L &= 95 \text{ mm}^2 \text{ Cu} \\ p_L &= 8 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Spannweite: } s = 80 \text{ m.}$$

Mindestabstand zwischen Schienenoberkante und unterster Hochspannungsleitung:  $m = 15,00$  m.

Abstand zwischen Mitte Bahnkörper und Kreuzungsmast  $B:k = 20,00$  m.

Die Kopfausrüstung des Mastes ist in Abb. 43 dargestellt.

Die maximalen Durchhänge und die demnach erforderlichen Seilabstände betragen:

für das Blitzseil:  $f_{+40^\circ} = 2,05$  m, demzufolge wird der erforderliche Phasenabstand:

$$b_1 = 0,75 \cdot \sqrt{2,05} + \frac{110}{150} = 1,80 \text{ m}$$

und bei dem Leiterseil ist:  $f_{+40^\circ} = 1,87$  m.

Somit wird:

$$b_2 = 0,75 \cdot \sqrt{1,87} + \frac{110}{150} = 1,75 \text{ m}.$$

Da die Kreuzungsstelle nicht in der Mitte des Kreuzungsfeldes ist, aber der Durchhang an dieser Stelle kleiner als in der Mitte ist, so kann

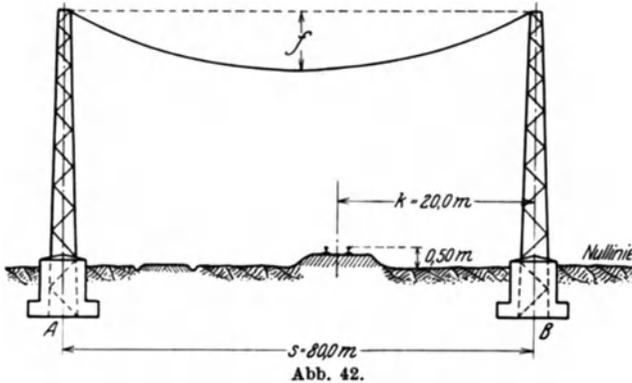


Abb. 42.

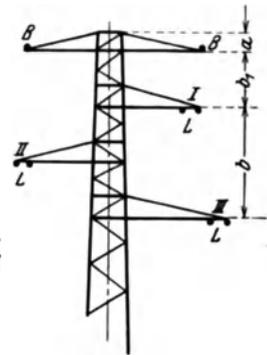


Abb. 43.

durch Ermittlung des Durchhangs an der Kreuzungsstelle an der Masthöhe etwas eingespart werden. Der genaue Durchhang an der Kreuzungsstelle errechnet sich mittelst der Gleichung:

Der Durchhang  $f_k$  in der Mitte der Kreuzungsstelle wird:

$$f_k = \frac{4 \cdot f_{+40^\circ} \cdot k(s-k)}{s^2},$$

$$f_k = \frac{4 \cdot 1,87 \cdot 20 \cdot (80 - 20)}{80^2} = 1,40 \text{ m}.$$

Es bestimmt sich nun die erforderliche Masthöhe zu:

Gewählte Kopfhöhe	= 0,30 m
Traversenabstand zwischen Blitzseiltraverse und Traverse I	= 1,70 m
Traversenabstand zwischen Traverse I bis III	= 1,70 m
Durchhang an der Kreuzungsstelle	= 1,40 m
Geforderter Mindestabstand zwischen Schienenoberkante und unterster Hochspannungsleitung	= 15,00 m
Höhenunterschied zwischen Schienenoberkante und Erdoberfläche an den Masten (Nulllinie)	= 0,50 m
Erforderliche freie Mastlänge $h$	= 20,60 m
Eingrabetiefe des Mastes $t$	= 2,40 m
Gesamtlänge des Mastes $\bar{h}$	= 23,00 m

Wenn mit vorstehendem auch grundsätzlich alle Arten der Bestimmung von Masthöhen behandelt sind, so ist es doch erforderlich, hier noch auf einen Sonderfall hinzuweisen, und zwar ist dies die Bestimmung der Mastlänge bzw. freien Höhe von Kreuzungsmasten, wenn letztere in hügeligem Gelände stehen und hierdurch deren Fußpunkte nicht auf ein und derselben Horizontale liegen, wie dies mit Abb. 44 dargestellt ist. In einem solchen Fall wird es meist erforderlich sein, daß der im Gelände tiefer stehende Mast eine Überhöhung erhalten muß, während der zweite Mast niedriger als ursprünglich angenommen gewählt werden kann.

Diese soeben geschilderte Voraussetzung tritt aber nicht bei allen Fällen ein, sondern die Lage des maßgebenden ungünstigsten Kreuzungspunktes spielt hierbei die ausschlaggebende Rolle. Will man diese hierdurch bedingte Mastüberhöhung bzw. die mögliche Masterniedrigung errechnen, so bedient man sich hierzu nachstehender Formeln:

$$a = -\frac{x}{s} \cdot s_a$$

und

$$b = +\frac{x}{s} \cdot s_b.$$

Diese Gleichungen sind mit ihren Vorzeichen auf Abb. 44 angewandt und würden also ergeben, daß der Stützpunkt *A* um *a* verkürzt, und der Stützpunkt *B* um *b* verlängert werden müßte, wobei natürlich Voraussetzung ist, daß bei der Bestimmung der Differenz *x* beide Stützpunkte als gleichhoch angenommen wurden. Hat man diese Rechnung durchgeführt, und die Masthöhen hiernach bestimmt, so ist alsdann noch bezüglich des kürzer gewordenen Mastes zu prüfen, ob derselbe nach seiner Verkürzung immer noch für das an das Kreuzungsfeld anschließende Nachbarfeld in seiner Höhe ausreicht, damit die vorgeschriebene freie Durchfahrt am tiefsten Durchhangspunkt der Leitung noch vorhanden ist.

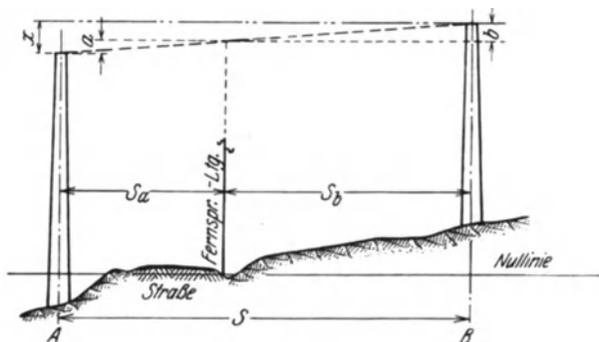


Abb. 44.

## 8. Die Gittermast-Berechnung.

Aus den vorstehenden Kapiteln ist zu ersehen, welche Vorarbeiten geleistet werden müssen, bis man zur eigentlichen Mastberechnung schreiten kann. Nachdem nun auf Grund der vorherbeschriebenen Berechnung freie Mastlänge, Eingrabetiefe und der Spitzenzug genau festgelegt sind, ist in Erwägung zu ziehen, welche maximale Breite der Mast an der Einspannstelle oder besser gesagt an der Erdaustrittsstelle erhalten soll bzw. kann. Diese Feststellung ist für die Bestimmung der Mastkopfbreite und der von hier nach unten zu erfolgenden Mastzunahme von größter Wichtigkeit. Aber nicht nur das allein soll ausschlaggebend sein, sondern vielmehr, daß, je breiter der Mastkopf und die Mastbreite an der Einspannstelle gewählt werden können, desto leichter der Mast wird, d. h. desto schwächer können die Gurtungsprofile am Mast gewählt werden.

Der Gittermast muß so berechnet werden, daß er den auf seine Spitze bezogenen und darnach berechneten Spitzenzug, sowie den gesamten, auf die freie und senkrecht getroffene Mastfläche wirkenden Winddruck, dessen Angriffspunkt in halber freier Mastlänge liegt, mit der hierzu vorgeschriebenen Sicherheit, welche man nach den augenblicklich bestehenden Vorschriften rund als eine zweifache bezeichnen kann, aufnehmen kann. Diese Sicherheit gilt als gegeben, wenn die Maste nach dem sog. Omega-Verfahren berechnet und die nachstehend angeführten zulässigen Beanspruchungen nicht überschritten sind. Diese zulässigen Spannungen sind aus folgender Tabelle 11 „Zulässige Beanspruchungen“ zu ersehen.

Tabelle 11. Zulässige Beanspruchungen.

Flußstahl St. 37/12 Normalgüte	Normal- belastung kg/cm <sup>2</sup>	Belastung bei Leitungs- bruch kg/cm <sup>2</sup>
Zug, Druck und Biegung $\sigma_{zul}$ . . . . .	1600	2000
Zugspannung von gedrehten Schraubenbolzen . . . . .	1200	1500
Zugspannung von gewöhnlichen (rohen) Schrauben- bolzen . . . . .	900	1100
Scherspannung der Niete und der eingepaßten Schraubenbolzen . . . . .	1280	1600
Scherspannung der rohen Schraubenbolzen . . . . .	1000	1280
Lochleibungsdruck der Niete und der eingepaßten Schraubenbolzen . . . . .	4000	5000
Lochleibungsdruck der rohen Schraubenbolzen . . . . .	2500	3100

Bei der Berechnung der Mastkonstruktion unterscheiden wir stets zwischen Druck- und Zugstäben, und da die auftretenden Druckspannungen stets größer sind als die Zugspannungen, so genügt der Nachweis, daß die Beanspruchung dieser Druckstäbe die in der Tabelle

angegebenen zulässigen Spannungen nicht überschreitet. Für die Berechnung der Druckstäbe lautet die diesbezügliche VDE-Vorschrift:

§ 24b. Bei der Berechnung von Druckstäben gilt als freie Knicklänge  $s_k$  im allgemeinen die Länge der Netzlinie des Stabes. Bei sich kreuzenden Stäben, von denen der eine Druck und der andere Zug erhält, ist der Kreuzungspunkt als ein in der Trägerebene und senkrecht dazu festliegender Punkt anzunehmen, falls die sich kreuzenden Stäbe in ihm ordnungsgemäß miteinander verbunden sind. Die Enden der freien Knicklänge sind als gelenkig geführt anzusehen.

c) Die Stabkraft  $S$  eines Druckstabes ist mit der Knickzahl  $\omega$  zu multiplizieren; im übrigen ist der Stab hinsichtlich der zulässigen Spannung wie ein Zugstab, jedoch ohne Nietabzug zu berechnen. Daher muß sein:

$$\frac{\omega \cdot S}{F} \leq \sigma_{zul}^*.$$

Für die verschiedenen Schlankheitsgrade von Stäben aus Flußstahl ist  $\omega$  aus den Zahlen der Tabelle 12, S. 60, zu entnehmen.

In dieser Tabelle bedeuten:

$$\lambda = \frac{s_k}{i} = \frac{l}{i}, \quad \text{wobei} \quad i = \sqrt{\frac{J}{F}}.$$

$J$  = das für die Berechnung in Frage kommende Trägheitsmoment des ungeschwächten Stabes,

$F$  = Querschnitt des ungeschwächten Stabes,

$l = s_k$  = freie Knicklänge,

$$\omega = \frac{\text{zulässige Zug- und Biegungsspannung}}{\text{zulässige Druckspannung}} = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{dzul}}.$$

Bei der Berechnung der umstehenden Tabelle sind:

Der Elastizitätsmodul  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$  und die Streckgrenze  $\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$  angenommen.

d) Ist die Ausknickung eines Stabes durch Anschlüsse innerhalb der Knicklänge an eine bestimmte Richtung gebunden, so ist das Trägheitsmoment auf die zu dieser Richtung senkrecht stehende Achse zu beziehen.

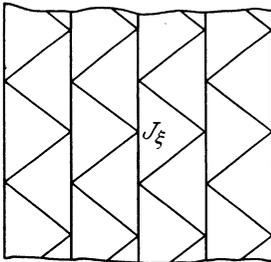


Abb. 45.

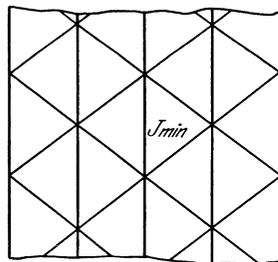


Abb. 46.

Sind bei einem Gittermast aus einfachem Winkelleisen die in der Abwicklung der Mastseiten in gleicher Höhe liegenden Streben parallel gerichtet, so kann bei der Berechnung der Eckstäbe (Gurtungen) das Trägheitsmoment auf die zu einem Winkelschenkel parallele Achse bezogen werden (Abb. 45). Bei nicht parallel gerichteten Streben ist das kleinste Trägheitsmoment einzusetzen (Abb. 46).

\* Siehe: Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken. Berlin: W. Ernst & Sohn 1925.

Tabelle 12. Über Knickzahlen von Flußeisen.  
 $\omega$ -Verfahren.

$\frac{l}{i}$	$\omega$										
0	1,00										
10	1,01										
20	1,02	60	1,26	100	2,36	140	4,63	180	7,66	220	11,44
21	1,02	61	1,27	101	2,41	141	4,70	181	7,75	221	11,55
22	1,03	62	1,29	102	2,46	142	4,77	182	7,83	222	11,65
23	1,03	63	1,30	103	2,51	143	4,84	183	7,92	223	11,76
24	1,03	64	1,31	104	2,56	144	4,91	184	8,01	224	11,87
25	1,04	65	1,33	105	2,61	145	4,98	185	8,09	225	11,98
26	1,04	66	1,34	106	2,66	146	5,05	186	8,18	226	12,08
27	1,04	67	1,35	107	2,71	147	5,11	187	8,27	227	12,19
28	1,04	68	1,36	108	2,76	148	5,18	188	8,36	228	12,30
29	1,05	69	1,38	109	2,81	149	5,25	189	8,44	229	12,40
30	1,05	70	1,39	110	2,86	150	5,32	190	8,53	230	12,51
31	1,06	71	1,41	111	2,92	151	5,39	191	8,62	231	12,62
32	1,06	72	1,43	112	2,97	152	5,47	192	8,72	232	12,73
33	1,07	73	1,45	113	3,02	153	5,54	193	8,81	233	12,84
34	1,07	74	1,47	114	3,08	154	5,61	194	8,90	234	12,95
35	1,08	75	1,49	115	3,13	155	5,68	195	8,99	235	13,07
36	1,08	76	1,51	116	3,19	156	5,76	196	9,09	236	13,18
37	1,09	77	1,53	117	3,24	157	5,83	197	9,18	237	13,29
38	1,09	78	1,55	118	3,29	158	5,90	198	9,27	238	13,40
39	1,10	79	1,57	119	3,35	159	5,98	199	9,37	239	13,51
40	1,10	80	1,59	120	3,40	160	6,05	200	9,46	240	13,62
41	1,11	81	1,62	121	3,46	161	6,13	201	9,56	241	13,74
42	1,11	82	1,65	122	3,52	162	6,21	202	9,65	242	13,85
43	1,12	83	1,68	123	3,58	163	6,28	203	9,75	243	13,97
44	1,13	84	1,71	124	3,64	164	6,36	204	9,85	244	14,08
45	1,14	85	1,74	125	3,70	165	6,44	205	9,95	245	14,20
46	1,14	86	1,76	126	3,76	166	6,52	206	10,04	246	14,32
47	1,15	87	1,79	127	3,82	167	6,60	207	10,14	247	14,43
48	1,16	88	1,82	128	3,88	168	6,67	208	10,24	248	14,54
49	1,16	89	1,85	129	3,94	169	6,75	209	10,33	249	14,66
50	1,17	90	1,88	130	4,00	170	6,83	210	10,43	250	14,78
51	1,18	91	1,93	131	4,06	171	6,91	211	10,53		
52	1,19	92	1,98	132	4,13	172	7,00	212	10,63		
53	1,20	93	2,02	133	4,19	173	7,08	213	10,73		
54	1,21	94	2,07	134	4,25	174	7,16	214	10,83		
55	1,22	95	2,12	135	4,32	175	7,24	215	10,94		
56	1,22	96	2,17	136	4,38	176	7,33	216	11,04		
57	1,23	97	2,22	137	4,44	177	7,41	217	11,14		
58	1,24	98	2,26	138	4,50	178	7,49	218	11,24		
59	1,25	99	2,31	139	4,57	179	7,58	219	11,34		

Die Herstellung der Maste erfolgt mittelst Winkeleisen, und zwar werden hieraus sowohl die Gurtungen (Eckwinkel) als auch die Streben (Diagonalen) gebildet. Hierbei ist zu erwähnen, daß Profilbreiten unter 35 mm und Eisenstärken unter 4 mm unzulässig sind.

Die Verbindung zwischen Gurtung und Streben erfolgt in der Hauptsache mittelst Nieten, und zwar sollen hier Nieten unter einem Durch-

messer von 13 mm neuerdings keine Verwendung mehr finden. Die größten zulässigen Durchmesser der geschlagenen Niete sind durch die Profildicken bestimmt und sind aus nachstehender Aufstellung, unter Berücksichtigung der neuesten Nietnormen, ersichtlich:

Mindestprofilbreite in mm . . . . .	35	45	60	70	80
Nietlochstärke in mm . . . . .	14	17	20	23	26
Nietdurchmesser in mm . . . . .	13	16	19	22	25

Außerdem kann die Verbindung zwischen Gurtung und Streben auch mittelst Schrauben und neuerdings auch mittelst Schweißung erfolgen.

Die Gurtungswinkel selbst bestehen unter Berücksichtigung des Trägheitsmoments ausschließlich nur aus gleichschenkeligen Winkel-eisen, während die Streben auch teilweise aus ungleichschenkeligen Winkeleisen bestehen können.

Bezüglich der Mastform gibt es zwei Arten von Gittermasten. Diese sind:

- a) die quadratischen Maste und
- b) die rechteckigen Maste.

Am häufigsten findet man die quadratischen Gittermaste und es kann gesagt werden, daß alle End-, Abspann-, Kreuzungs- und Winkel-maste quadratische Form besitzen, während lediglich die Tragmaste wegen ihrer zweierlei Beanspruchungen, wobei die größere Beanspruchung senkrecht zur Leitungsrichtung und die kleinere in Leitungsrichtung auftritt, auch rechteckigen Querschnitt erhalten können. Diese rechteckigen Maste sind alsdann so in die Leitung einzubauen, daß die schmale Mastseite in Richtung der Leitungsführung steht und die größere Mastseite senkrecht zur Leitungsführung, da die maximale Beanspruchung dieser Maste, wie bereits gesagt, immer senkrecht zur Leitungsrichtung auftritt (Abb. 47).



Abb. 47.

Nachdem der Mastquerschnitt endgültig festliegt, sind alsdann die restlichen Mastdaten zu bestimmen, welche in der Festlegung der Mastkopfbreite und in der nach unten erfolgenden Mastbreitenzunahme bestehen. Wie bereits eingangs dieses Kapitels erwähnt, ist die Bestimmung der Mastbreite von nicht zu unterschätzender Wichtigkeit; als Richtlinien sollen ungefähr folgende Zahlen dienen:

Bei allen Arten Abspannmasten wird die Kopfbreite zwischen 30 cm und größer gewählt, und zwar:

bei einem Spitzenzug bis zu 2000 kg 30 bis 40 cm  
 „ „ „ „ 4000 kg bis 50 cm

und für größere Spitzenzüge dementsprechend größer.

Bei den Tragmasten wählt man je nach Größe des Spitzenzuges die Kopfbreite zwischen 20 und 60 cm, wobei selbstverständlich bei großen Masttypen auch Mastkopfbreiten bis zu 150 cm nicht ausgeschlossen sind.

Ebenso wichtig wie die Bestimmung der Kopfbreite ist die Festlegung der Mastzunahme, welche genau, und zwar für den laufenden Meter Mastlänge, zu bestimmen ist. Auch hier sollen nachstehende Werte als ungefähre Richtlinien dienen.

Für Abspannmaste wählt man die Breitenzunahme zwischen 4,5 und 6 cm, bei Tragmasten zwischen 2,8 und 4 cm. Auch hier sind größere Mastzunahmen nicht unmöglich.

Nicht zuletzt sei erwähnt, daß man bei außergewöhnlich hohen Masten mit Rücksicht auf das Gesamtmastbild die Kopfbreite meistens etwas breiter und dafür die Breitenzunahme etwas kleiner wählt. Auch sonst wird es in Ausnahmefällen erforderlich sein, den Mast seiner näheren Umgebung wegen durch besondere Eigenkonstruktionen auszubilden.

Nachdem nun über die eigentliche Mastkonstruktion alles Erforderliche gesagt und erläutert ist, so wäre nur noch bezüglich der Ausleger oder der Traversen etwas zu sagen. Die freie Ausladung der Traversen von der Mastkante aus bestimmt sich größtenteils auf Grund des vorgeschriebenen und errechneten Leiterabstandes, wie dies in Kapitel 3 ausführlich behandelt ist. Trotzdem ist es aber bei allen Anlagen mehr als von Vorteil, wenn jedesmal ein genaues Leiterschwingbild aufgezeichnet wird. Wie ein vollständig und genau aufgezeichnetes Mastkopfbild mit der Leiterschwingung zwecks Bestimmung der erforderlichen Traversenlänge aussieht, soll uns nachstehende Abb. 48 zeigen.

Bei Abspannmasten ohne Verbindungshängeketten kommt der Sicherheitsabstand zwischen Mast und Leiterseil lediglich in bezug auf den der Mastkante am nächsten gelegenen Kettenbefestigungspunkt in Frage, wobei selbstverständlich auch auf das anschließende Spannungsfeld Rücksicht genommen werden muß, um dortselbst ein Zusammen schlagen der Leitungen auszuschalten, wodurch wieder die freie Traversenausladung gegeben ist.

Da in diesem Buche insbesondere die Berechnung von Eisenmasten aller Art behandelt sein soll, so sei der Vollständigkeit wegen auch auf die noch häufig vorkommenden  $\square$ -Eisenmaste hingewiesen; die Berechnung eines solchen Mastes ist im Anhang 2 durchgeführt. Die genannten  $\square$ -Eisenmaste können bei Freileitungen nur als Tragmaste Verwendung finden.

Die Maste selbst setzen sich nun größtenteils aus mehreren Mastschüssen zusammen, und zwar bezeichnet man als Mastschuß ein Stück



beim Schachtelstoß einmal die Stoßlaschen wegfällen und weiterhin auch nur die Hälfte der beim stumpfen Stoß erforderlichen Stoßverbindungs-schrauben benötigt wird. Aus diesem Grunde wird man daher in allen Fällen, wo es nur möglich ist, Schachtelstöße zur Ausführung bringen.

Im folgenden sei nun der Gang einer Gittermastberechnung ganz allgemein gezeigt, und zwar:

#### a) Die Berechnung des Winddruckes auf die Kopfausrüstung.

Wie bereits früher gesagt, ist bei der Berechnung des Winddruckes auf die Kopfausrüstung zu unterscheiden, ob es sich um die Kopfausrüstung für einen Abspann- oder für einen Tragmast handelt, und zwar deshalb, weil bei der Bestimmung des Winddruckes auf die Kopfausrüstung für einen Abspannmast der Winddruck auf die vollgetroffene Fläche der Traverse in Leitungsrichtung zu berechnen ist, während bei Tragmasten nur die senkrecht zur Leitungsrichtung getroffene Traversenfläche in Rechnung zu stellen ist. Bei der Bestimmung dieser Winddrücke darf nicht vergessen werden, daß für die jeweils im Windschatten liegenden Eisenteile 50% der vollgetroffenen Fläche ebenfalls mit in Rechnung zu stellen sind. Ein genaues Beispiel über die Berechnung des Winddruckes auf die Traversen läßt sich nicht gut anführen, da nahezu jede Traverse anders beschaffen ist. Es dürfte trotzdem keine Schwierigkeiten bereiten, diesen Winddruck jeweils bestimmen zu können.

#### b) Die Mastberechnung.

$$\text{Masttype: } \frac{Z_e}{h+t} \text{ kg.}$$

Festlegung der Schußlängen:

$$\begin{array}{lll} \text{Oberschuß:} & h_o = & \text{m} \\ \text{Mittelschuß:} & h_m = & \text{m} \\ \text{Unterschuß:} & h_u = & \text{m} \end{array}$$

Bestimmung der Gurtungen und Diagonalen der Mastschüsse.

Oberschuß. Gurtungen. Winkeleisenprofil:

Voller Querschnitt  $F =$

Durch Nietloch geschwächter Querschnitt  $F_n =$

Trägheitsmoment  $J_x =$

$$\text{Trägheitshalbmesser } i_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}} =$$

Schwerpunktsabstand  $\xi =$

Diagonalen. Winkeleisenprofil:

Voller Querschnitt  $F =$

Durch Nietloch geschwächter Querschnitt  $F_n =$

Trägheitsmoment  $J_{\min} =$

$$\text{Trägheitshalbmesser } i_{\min} = \sqrt{\frac{J_{\min}}{F}} =$$

Mittelschuß.

Gurtungen: Winkeleisen.

Diagonalen:  $\times$ -Eisen.

$$\begin{aligned} F &= \\ F_n &= \\ J_x &= \\ i_x &= \\ \xi &= \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F &= \\ F_n &= \\ J_{\min} &= \\ i_{\min} &= \end{aligned}$$

Unterschuß. Siehe Ober- und Mittelschuß.

Bestimmung des Winddrucks auf den Mast.

Wirksame Mastfläche des Oberschusses:

Gurtungen $2 \cdot h_o = \dots$	m <sup>2</sup>
Diagonalen $\dots$	m <sup>2</sup>
Kopfblech. $\dots$	m <sup>2</sup>
	m <sup>2</sup>
50% für die höhere Mastfläche $O \dots$	m <sup>2</sup>
$O = \dots$	m <sup>2</sup>

Winddruck:  $W_{D_o} = O \cdot P = \quad \text{kg}$ .

Es bedeutet:  $P =$  Winddruck in kg/m<sup>2</sup>. Bei Masten bis 40 m über Erde ist  $P = 125 \text{ kg/m}^2$  (siehe vorstehendes Kapitel).

Wirksame Mastfläche des Mittelschusses:

Gurtungen $2 \cdot h_m \dots$	m <sup>2</sup>
Diagonalen $\dots$	m <sup>2</sup>
	m <sup>2</sup>
50% für die hintere Mastfläche $\dots$	m <sup>2</sup>
Windfläche des Oberschusses $O = \dots$	m <sup>2</sup>
$M = \dots$	m <sup>2</sup>

$$W_{D_m} = M \cdot P = \quad \text{kg}$$

Wirksame Mastfläche des Unterschusses:

Gurtungen $2 \cdot h_u \dots$	m <sup>2</sup>
<small>(<math>h_u =</math> Gurtungslänge bis Erdoberfläche)</small>	
Diagonalen $\dots$	m <sup>2</sup>
	m <sup>2</sup>
50% für die hintere Mastfläche $\dots$	m <sup>2</sup>
Windfläche des Ober- und Mittelschusses $M = \dots$	m <sup>2</sup>
	m <sup>2</sup>

Winddruck auf den ganzen Mast:  $W_{D_u} = U \cdot P = \quad \text{kg}$ .

Bestimmung des Mastgewichts.

Hier ist zu bemerken, daß bei der Gewichtsbestimmung ein Abzug für die entstehenden Nietlöcher nicht erfolgt, dagegen ein Zuschlag für die hinzukommenden Nietköpfe stets generell gemacht wird, und zwar geschieht dies im allgemeinen so, daß man bei Tragmasten einen runden Zuschlag von 3% des errechneten Gesamtgewichts und bei Abspannmasten einen solchen von rund 5% des Gesamtmastgewichts

macht. In diesen generellen Zuschlägen ist auch das Mehrgewicht der Stoßverbindungs-schrauben mit enthalten.

Gewicht des Oberschusses. Dasselbe setzt sich zusammen aus:

Gewicht der 4 Gurtungswinkel + Gewicht der Diagonalen + Niet-zuschlag . . . . .	$g_o =$	kg
Gewicht des Mittelschusses . . . . .	$g_m =$	kg
Gewicht des Unterschusses (bis Erdoberfläche) . . . . .	$g_u =$	kg
Gewicht aller Querträger (Traversen) und der evtl. vorhandenen Blitzseilstütze . . . . .	$g_k =$	kg
Gewicht der Isolatoren . . . . .	$g_i =$	kg
Gewicht aller verlegten Seile inkl. Eislast . . . . .	$g_l =$	kg

Gesamtgewicht des Oberschusses:

$$G_1 = g_o + g_k + g_i + g_l = \text{ kg.}$$

Gesamtgewicht des Mittelschusses:

$$G_2 = G_1 + g_m = \text{ kg.}$$

Gesamtgewicht des Unterschusses:

$$G_3 = G_2 + g_u = \text{ kg.}$$

Da die vorstehenden Gewichte lediglich diejenigen des Mastes über Erde sind, so bedarf es zur Bestimmung des Gesamtmastgewichts noch der Bestimmung des fundierten Eisengewichts, also des im Erdboden oder im Betonfundament steckenden Eisengewichts, welches sich wie folgt zusammensetzt:

Gewicht der Gurtungen . . . . .	kg
Gewicht der Diagonalen . . . . .	kg
Genereller Nietzuschlag . . . . .	kg
Fußkranz bei Abspannmasten oder Fußkonstruktion bei Tragmasten mit Schwellenfundierung . . . . .	kg
Fundiertes Mastgewicht: $G_f =$ . . . . .	kg

und hiernach das Gesamtmastgewicht

$$G_{\max} = G_3 + G_f = \text{ kg}$$

und das Gesamteisengewicht des Mastes

$$G_e = G_3 + G_f - g_l - g_i = \text{ kg.}$$

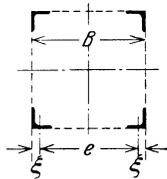


Abb. 49.

Berechnung der Gurtungseisen.  
Oberschuß.

Zugmoment: $Z_e \cdot h_o$ . . . . .	mkg
Windmoment: $W_{D_o} \cdot \frac{h_o}{2}$ . . . . .	mkg
Gesamtmoment $M_1 =$ . . . . .	mkg

$$\text{Mastspreizung am Stoß 1: } e_1 = B_1 - 2 \cdot \xi = \text{ cm.}$$

Kraft in einem Eckeseisen ohne Berücksichtigung des Mastgewichts:

$$S_1 = \frac{M_1}{2 \cdot e_1} = \text{ kg.}$$

Druckkraft in einem Eckseisen:

$$S_{d_1} = S_1 + \frac{G_1}{4} = \text{ kg.}$$

Zugkraft in einem Eckseisen:

$$S_{z_1} = S_1 - \frac{G_1}{4} = \text{ kg.}$$

Druckbeanspruchung:

$$\sigma_{d_1} = \frac{S_{d_1}}{F} = \text{ kg/cm}^2.$$

Zugbeanspruchung:

$$\sigma_{z_1} = \frac{S_{z_1}}{F_n} = \text{ kg/cm}^2.$$

Der Schlankheitsgrad oder auch Wert  $\lambda_1$  errechnet sich zu:

$$\lambda_1 = \frac{\text{max. Knicklänge}}{\text{Trägheitshalbmesser}} = \frac{h_{k_1}}{i}.$$

Hierin bedeutet  $h_{k_1}$  die Knicklänge des Stabes.

Unter Zuhilfenahme des vorstehenden Wertes  $\lambda_1$  findet man aus der vorstehenden „Tabelle über Knickzahlen“ (Omega-Tabelle) den Wert  $\omega_1$ . Und hiernach ergibt sich die maximale Druckbeanspruchung des Stabes zu:

$$\sigma_{\max_1} = \sigma_{d_1} \cdot \omega_1 = \text{ kg/cm}^2.$$

Maximal zulässig ist:  $\sigma_{\max} = 1600 \text{ kg/cm}^2$ .

Mittelschuß.

$$\text{Zugmoment: } Z_e \cdot (h_o + h_m) \dots \text{ mkg}$$

$$\text{Windmoment: } W_D \cdot \frac{h_o + h_m}{2} \dots \text{ „}$$

$$\text{Gesamtmoment } M_2 = \underline{\text{ mkg}}$$

Spreizung:  $e_2 = B_2 = 2 \cdot \xi = \text{ cm}$

$$S_2 = \frac{M_2}{2 \cdot e_2} = \text{ kg,}$$

$$S_{d_2} = S_2 + \frac{G_2}{4} = \text{ kg,} \quad S_{z_2} = S_2 - \frac{G_2}{4} = \text{ kg,}$$

$$\sigma_{d_2} = \frac{S_{d_2}}{F} = \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{z_2} = \frac{S_{z_2}}{F_n} = \text{ kg/cm}^2,$$

$$\lambda = \frac{h_{k_2}}{i} =$$

Hiermit findet man aus der Tabelle den Wert  $\omega_2$  und

$$\sigma_{\max_2} = \sigma_{d_2} \cdot \omega_2 = \text{ kg/cm}^2.$$

Unterschuß.

$$\text{Zugmoment: } Z_e \cdot (h_o + h_m + h_u) \dots \text{ mkg}$$

$$\text{Windmoment: } W_D \cdot \frac{h_o + h_m + h_u}{2} \dots \text{ „}$$

$$\text{Gesamtmoment } M_3 = \underline{\text{ mkg}}$$

Bezüglich der hier einzusetzenden Länge  $h_3$  ist zu bemerken: Bei Masten mit Betonfundament ist  $h_3$  gleich der Länge von Stoßstelle Schuß *II* bis *III* bis Oberkante Betonfundament und bei Masten mit Schwellenfundament ist  $h_3$  gleich der Länge von Stoßstelle *II* bis *III* bis Oberkante Fußkonstruktion einzusetzen.

Spreizung:  $e_3 = B_3 - 2 \cdot \xi = \quad \text{cm}$

$$S_3 = \frac{M_3}{2 \cdot e_3} = \quad \text{kg},$$

$$S_{d_3} = S_3 + \frac{G_3}{4} = \quad \text{kg}, \quad S_{z_3} = S_3 - \frac{G_3}{4} = \quad \text{kg}.$$

Auch  $G_3$  ist gemäß der Fundierung einzusetzen, d. h. bei Masten mit Betonfundament das Mastgewicht bis Oberkante Fundament und bei Masten mit Schwellenfundierung das gesamte Mastgewicht ausschließlich des Gewichts der Fußkonstruktionen.

$$\sigma_{d_3} = \frac{S_{d_3}}{F} = \quad \text{kg/cm}^2, \quad \sigma_{z_3} = \frac{S_{z_3}}{F_n} = \quad \text{kg/cm}^2,$$

$$\lambda_3 = \frac{h_{k_3}}{i} =$$

und hiermit aus der Tabelle der Wert  $\omega_3$  und

$$\sigma_{\max_3} = \sigma_{d_3} \cdot \omega_3 = \quad \text{kg/cm}^2.$$

#### Berechnung der Diagonalen.

Bei der Berechnung der Diagonaleisen wird noch sehr häufig der große Fehler begangen, beim Oberschuß lediglich die alleroberste und unterste Schräge oder Diagonale zu berechnen. Wohl hat die Berechnung der untersten Diagonale ihre Richtigkeit und sie muß bei allen vorhandenen Mastschüssen unbedingt berechnet werden, jedoch kann die Berechnung der obersten Diagonalen als nutzlos bezeichnet werden, sofern man nicht von dem Standpunkte ausgeht, an Eisen zu sparen, es sei denn, daß nur eine Traverse, wie in Abb. 16 dargestellt, vorhanden ist, da diese Diagonale in den sonstigen Fällen die wohl geringste Beanspruchung aufzunehmen hat. Eine genaue Berechnung dieser obersten Diagonale ist nur dann erforderlich, wenn bei Verlegung von zwei Erdseilen eine Stabilisierung der Leitung durch dieselben in Frage kommen soll. Im allgemeinen ist es aber von allergrößter Wichtigkeit, mit Rücksicht auf die Verdrehung die erste Diagonale unterhalb der untersten bzw. längsten Traverse zu berechnen, da gerade diese Diagonale als erste die gesamte durch die Querträger hervorgerufene Querkraft aufzunehmen hat. Aus diesem Grunde sei im folgenden die Berechnung all der Diagonalen gezeigt, welche für eine einwandfreie Mastberechnung erforderlich ist. Als solche kommen in Frage:

im Oberschuß: die oberste, die erste unterhalb der untersten Traverse und die unterste im Schuß;

im Mittelschuß: die unterste am Schuß und  
am Unterschuß: bei Masten mit Betonfundament die erste oberhalb  
des Betonfundaments und bei Masten mit Schwellenfundierung die  
unterste am Schuß, also die letzte am Mastende.

Bezüglich der untersten Diagonalen an allen Mastschüssen kann man  
auch sagen: „An allen Mastschüssen ist jeweils die Diagonale mit der  
größten Knicklänge auf ihre Festigkeit nachzuprüfen“, was ja auch  
stets bei den untersten Diagonalen der Fall ist.

Bevor jedoch die eigentliche Diagonal- oder Strebenberechnung ge-  
zeigt wird, muß noch darauf hingewiesen werden, daß die Diagonalen auf  
zwei verschiedene Arten berechnet werden können, und zwar einmal  
nur unter Zugrundelegung der an den jeweiligen Angriffsstellen auf-  
tretenden Querkraft in der Mastkonstruktion und das zweitemal unter  
Berücksichtigung der bei evtl. eintretendem Leiterseilbruch auftretenden  
Verdrehungsbeanspruchung. Nach den neuesten Vorschriften des VDE  
müssen in Deutschland alle Masten unter Berücksichtigung der Ver-  
drehungsbeanspruchung berechnet werden. Trotzdem aber soll hier auch  
der erste Fall behandelt sein, um daraus zu ersehen, welche große Kräfte  
in den Diagonalen bei Leitungsbruch auftreten können.

Wie nun bereits gesagt, ist der Gittermast als Fachwerk zu bezeich-  
nen und daher sollten mit Rücksicht auf die Lehre der Statik alle Kraft-  
linien stets in einem Punkte zusammenlaufen (Netzlinien), d. h. die eine  
Diagonale sollte da enden, wo die nächste beginnt, wie  
es in Abb. 50 dargestellt ist. Diese Art der Diagonal-  
befestigung ist bei Anwendung des Einfach-Diagonalen-  
Systems und mit Rücksicht auf das äußere Ansehen des  
Mastes nicht gut möglich, da man in solchen Fällen stets  
alle Diagonalen auf der Innenseite der Eckwinkel zu be-  
festigen bestrebt ist. Aus diesem Grunde ist man unter  
zulässiger Außerachtlassung der statischen Regel dazu  
übergegangen, in solchen Fällen die Diagonalanschlüsse  
um einige cm zu versetzen. Ein solcher Nietabstand, wie  
dieser aus Abb. 52 ersichtlich ist, darf aber keinesfalls un-  
nötig groß gewählt werden, und man kann sagen, daß derselbe auch  
bei den größten Nietdurchmessern 15 cm nicht überschreiten soll, da  
widrigenfalls in den Eckstielen zu große Zusatzkräfte auftreten.

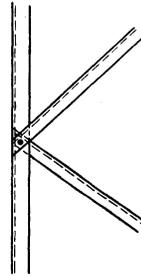


Abb. 50.

Anders ist es bei dem sog. Doppeldiagonalsystem, wie es in Abb. 51  
dargestellt ist, bei welchem von jedem Diagonalanschlußpunkt aus  
stets zwei Diagonalen abgehen, und zwar derart, daß jeweils eine der  
Diagonalen auf der Außenseite des Gurtungsschenkels und die andere auf  
der Innenseite des Gurtungsschenkels zu liegen kommt. Am Kreuzungs-  
punkt werden alsdann die Diagonalen durch Beilegen eines sog. Futter-  
stückes in Stärke der Gurtungsschenkel mittels eines Niets verbunden,

wodurch gleichzeitig eine Halbierung der freien Knicklänge erzielt wird. In diesem Falle werden dann die anzuschließenden Diagonalen an jedem

Befestigungspunkt durch einen gemeinsamen Niet, wie in nebenstehender Abb. 51 dargestellt, gehalten, was auf die Nietbeanspruchung keinerlei Einfluß ausübt, da zwei verschieden gelegene Querschnitte des Niets auf Abscherung beansprucht werden. Eine andere Befestigungsart ist in diesem Falle nur dann zu empfehlen bzw. auszuführen, wenn für den Anschluß am Eckstiel mehr als ein Niet erforderlich ist und dieserhalb ein gemeinsamer Anschluß unmöglich wird.

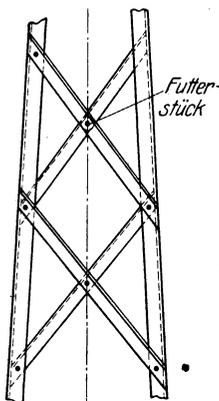


Abb. 51.

Im folgenden sollen nun nachstehende drei Fälle von Diagonalberechnungen allgemein gezeigt werden.

- Berechnung von Diagonalen des Einfach-Diagonal-Systems ohne Verdrehungsberücksichtigung,
- Berechnung von Diagonalen des Einfach-Diagonal-Systems mit Verdrehungsberücksichtigung und
- Berechnung der Diagonalen beim Doppel-Diagonal-System mit Verdrehungsberücksichtigung.

Fall a) ohne Verdrehungsberücksichtigung.

Oberste Schräge im Oberschuß

Querkraft:

$$Q_1 = \frac{Z_e}{2} = \text{kg}.$$

Kraft in einer Schräge bei einem Neigungswinkel derselben gegen die Waagrechte von  $\gamma =$  (siehe Abb. 52)

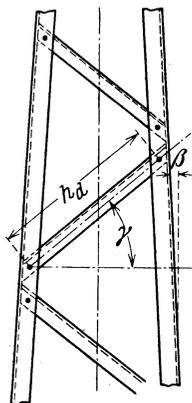


Abb. 52.

$$D_1 = \frac{Q_1}{\cos \gamma} = \text{kg}.$$

Druckbeanspruchung:

$$\sigma_{d_1} = \frac{D_1}{F} = \text{kg/cm}.$$

Zugbeanspruchung:

$$\sigma_{z_1} = \frac{D_1}{F_n} = \text{cm}.$$

Der Wert  $\lambda_1$  errechnet sich aus:

$$\lambda_1 = \frac{\text{max. Knicklänge}}{\text{Trägheitshalbmesser}} = \frac{h_{d_1}}{i_{\min}}$$

worin  $h_{d_1}$  die Knicklänge der Diagonale bedeutet.

Der Wert  $\omega_1$  wird entsprechend  $\lambda_1$  wieder aus der bekannten Tabelle entnommen und demzufolge errechnet sich die max. Beanspruchung zu:

$$\sigma_{\max_1} = \sigma_{d_1} \cdot \omega_1 = \text{kg/cm}^2.$$

Erste Diagonale unterhalb der untersten Traverse.

Querkraft:

$$Q_2 = \frac{Z_e + W}{2} - 2 \cdot \sin \beta \cdot S.$$

Hierin bedeuten:

$Z_e$  = max. Spitzenzug,

$W$  = Winddruck auf den Mast bis zum untersten Angriffspunkt der zu berechnenden Diagonale,

$S$  = Kraft in einem Eckeisen ohne Berücksichtigung des Mastgewichtes bis zur untersten Diagonalangriffsstelle,

$\beta$  = Neigungswinkel des Eckeisens gegen die Lotrechte.

Stabkraft:

$$D_2 = \frac{Q_2}{\sin \gamma_2} = \text{kg}.$$

Druckbeanspruchung:

$$\sigma_{d_2} = \frac{D_2}{F} = \text{kg/cm}^2.$$

Zugbeanspruchung:

$$\sigma_{z_2} = \frac{D_2}{F_n} = \text{kg/cm}.$$

Schlankheitsgrad:

$$\lambda_2 = \frac{h_{d_2}}{i_{\min}} =$$

Tabellenwert:  $\omega_2 =$

$$\sigma_{\max_2} = \sigma_{d_2} \cdot \omega_2 = \text{kg/cm}^2.$$

Unterste Diagonale am Oberschuß

Querkraft:

$$Q_3 = \frac{Z_e + W_{D_1}}{2} - 2 \cdot \sin \beta \cdot S_1,$$

$$D_3 = \frac{Q_3}{\cos \gamma_3} = \text{kg},$$

$$\sigma_{d_3} = \frac{D_3}{F} = \text{kg/cm}^2, \quad \sigma_{z_3} = \frac{D_3}{F_n} = \text{kg/cm}^2,$$

$$\lambda_3 = \frac{h_{d_3}}{i_{\min}} =$$

und Tabellenwert:  $\omega_3 =$

$$\sigma_{\max_3} = \sigma_{d_3} \cdot \omega_3 = \text{kg/cm}^2.$$

Unterste Diagonale im Mittelschuß:

Querkraft:

$$Q_4 = \frac{Z_e + W_{D_2}}{2} - 2 \cdot \sin \beta \cdot S_2,$$

$$D_4 = \frac{Q_4}{\cos \gamma_4} = \text{kg},$$

$$\sigma_{d_4} = \frac{D_4}{F} = \text{kg/cm}^2, \quad \sigma_{z_4} = \frac{D_4}{F_n} = \text{kg/cm}^2,$$

$$\lambda_4 = \frac{h}{i_{\min}} =$$

und Tabellenwert:  $\omega_4 =$

$$\sigma_{\max_4} = \sigma_{d_4} \cdot \omega_4 = \quad \text{kg/cm}^2.$$

Unterste Diagonale am Unterschuß:

Der Rechnungsgang ist hier derselbe wie beim Mittelschuß, nur mit den entsprechenden Werten.

Die Berechnung der Mastdiagonalen kann auch noch auf folgende Art vorgenommen werden (System Ritter):

Man verlängert, wie aus Abb. 53 ersichtlich, die Richtung der Eckstiele bis zu ihrem Schnittpunkt und verbindet diesen Schnittpunkt in einem Winkel von  $90^\circ$  mit der Verlängerung der Diagonale. Hierdurch erhält man die Größe  $x$ , welche sich nach der Gleichung:

$$x = h_x \cdot \cos \alpha - \frac{a}{2} \cdot \sin \alpha$$

bestimmen läßt. Weiterhin ist:

$$h_x = h \cdot \frac{a}{a-b},$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h_1}{2a-c},$$

$$c = \frac{h_1}{h} \cdot (a-b).$$

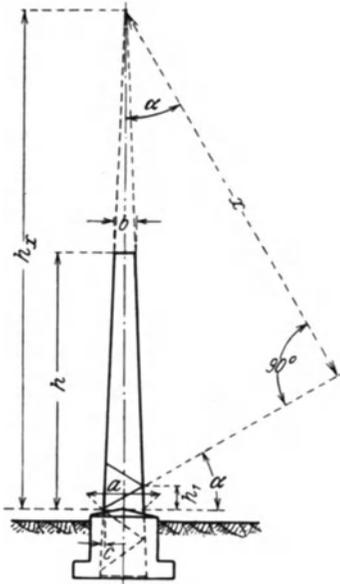


Abb. 53.

Ist nun  $M$  das am untersten Diagonalangriffspunkt wirkende Biegemoment, so errechnet sich die in der Diagonale wirkende Kraft zu

$$S = \frac{M}{2 \cdot x}$$

welche sowohl als Druck- und Zugkraft auftreten kann. In vorstehenden Formeln bedeuten:

$h$  = Masthöhe bzw. die Länge von Mastspitze bis zum untersten Angriffspunkt der jeweils zu berechnenden Mastdiagonale,

$h_x$  = die Länge vom Angriffspunkt der jeweils zu berechnenden Diagonale bis zum Schnittpunkt der Verlängerungen der Eckstiele,

$a$  = die Mastbreite am untersten Diagonalangriffspunkt,

$b$  = die Mastkopfbreite,

$c$  = die halbe Mastzunahme pro laufendem Meter Mastlänge,

$h_1$  = die halbe Knicklänge des Eckstiels,

$\alpha$  = der Winkel zwischen Diagonale und Horizontale.

Fall b) mit Verdrehung.

Wie bereits schon früher behandelt, sollen nach den neuesten VDE-Vorschriften die Maste so bemessen sein, daß dieselben die bei evtl.

eintretendem Leiterbruch auftretenden, den Gittermast in sich selbst zu verdrehen suchenden Kräfte ohne besondere Materialbeeinflussung aufnehmen können. Diese Drehkräfte wirken nun desto stärker, je weiter das das verdrehende Moment hervorrufende Leiterseil von der Mastachse entfernt ist. Also kurz gesagt: Je länger der Hebelarm, desto größer das Drehmoment. Aus diesem Grunde lautet auch die Vorschrift, daß als verdrehendes Moment jeweils das ungünstigste vorkommende der Berechnung zugrunde zu legen ist.

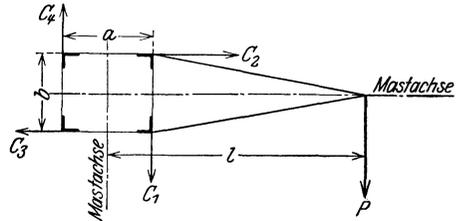


Abb. 54.

Rückfolgend ist hiermit gegeben, daß man die Traversenausladungen mit Rücksicht auf die Verdrehung auf das allernotwendigste Maß beschränken soll.

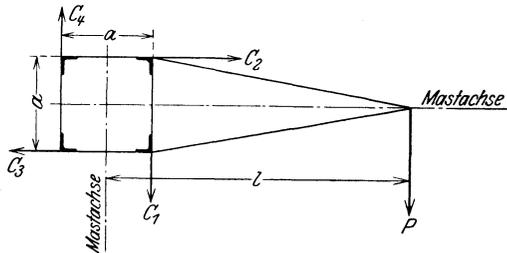


Abb. 55.

Zur Bestimmung des auftretenden Drehmoments gilt folgende Grundgleichung:

Drehmoment = Zugkraft · Hebelarm

$$M_d = P \cdot l.$$

In den Abb. 54 und 55 bedeuten:

$P$  = Zugkraft aus Leiterquerschnitt · Materialbeanspruchung.

$l$  = Länge des Hebelarmes,

$a$  und  $b$  = Mastwände,

$C_1$  bis  $C_4$  = die in den verschiedenen Mastwänden wirkenden Kräfte.

Die in den verschiedenen Mastwänden wirkenden Kräfte bestimmen sich zu:

$$C_1 = \frac{M_d}{2 \cdot a} + \frac{P}{2},$$

$$C_2 = C_3 = \frac{M_d}{2 \cdot b},$$

$$C_4 = \frac{M_d}{2 \cdot a} - \frac{P}{2}.$$

Hieraus ist somit ersichtlich, daß in der Mastwand  $A - B$  die größte Beanspruchung auftritt, also  $C_1$  die größte Kraft ist, welche durch die Diagonalen zu übertragen ist. Demzufolge sind auch die Mastdiagonalen für diese Kraft auf Verdrehung zu berechnen.

Wie schon früher gesagt, tritt das größte Drehmoment jeweils unterhalb der längsten Traverse auf, weshalb auch in unserem Beispiel mit der Berechnung der ersten Diagonale unterhalb dieser Traverse begonnen werden soll.

Die hier auftretende Querkraft wird nun (Abb. 56):

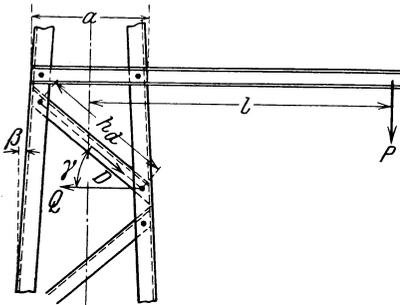


Abb. 56.

$$Q = \frac{M_a}{2 \cdot a} + \frac{P}{2}$$

worin  $M_a = P \cdot l$  ist.

Stabkraft:

$$D = \frac{Q}{\cos \gamma},$$

$$\sigma_a = \frac{D}{F} = \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_z = \frac{D}{F_n} = \text{ kg/cm}^2,$$

$$h_a = \text{ cm} \quad \lambda = \frac{h_a}{i_{\min}} =$$

$\omega =$  und hiermit ergibt sich die max. Stabbeanspruchung zu:

$$\sigma_a \cdot \omega = \text{ kg/cm}^2 \leq 2000 \text{ kg/cm}^2.$$

Unterste Diagonale im Mastschuß.

Hier bestimmt sich die Querkraft aus folgender Formel:

$$Q = \frac{M_a}{2 \cdot a} + \frac{P}{2} - 2 \cdot \sin \beta \cdot \frac{P \cdot h}{2 \cdot a},$$

worin  $h$  die Höhe vom Schußende bis zum Angriffspunkt der Zugkraft bedeutet, wie mit Abb. 57 dargestellt.

Stabkraft:

$$D = \frac{Q}{\cos \gamma} = \text{ kg},$$

$$\sigma_a = \frac{D}{F} = \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_z = \frac{D}{F_n} = \text{ kg/cm}^2,$$

$$h_a = \text{ cm}, \quad \lambda = \frac{h_a}{i_{\min}}$$

und hiermit  $\omega =$

$$\sigma_{\max} = \sigma_a \cdot \omega = \text{ kg/cm}^2 \leq 2000 \text{ kg/cm}^2.$$

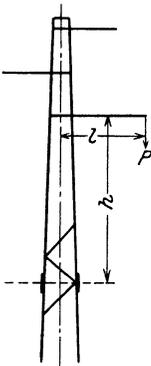


Abb. 57.

Die weiter nach unten folgenden Diagonalen berechnen sich alsdann auf dieselbe Art wie die zuletzt gezeigte.

Fall c) mit Verdrehung und Doppel-Diagonalsystem.

Die Berechnung der Diagonalen dieses Systems erfolgt nach denselben Grundsätzen wie der unter Fall b) behandelten. Lediglich ist hier, wie schon aus dem Ausdruck „Doppel“-Diagonalsystem hervorgeht, jeweils für die Berechnung der Stabkräfte nur die Hälfte der vor-

handenen Querkraft einzusetzen, da ja diese Kraft in jedem Punkte von zwei verschiedenen Stäben aufgenommen wird. Demzufolge lauten hier die Formeln:

Für die oberste Diagonale (Diagonale unterhalb der längsten Traverse):

$$Q = \frac{1}{2} \left( \frac{M_d}{2 \cdot a} + \frac{P}{2} \right)$$

und für die jeweils unterste Diagonale eines Mastschusses:

$$Q = \frac{1}{2} \left( \frac{M_d}{2 \cdot a} + \frac{P}{2} - 2 \cdot \sin \beta \cdot \frac{P \cdot h}{2 \cdot a} \right).$$

Die weitere Berechnung und die Bezeichnung der Buchstaben ist genau dieselbe, wie unter Fall b) gezeigt.

### Die Berechnung der Traversen.

Die Berechnung der Traversen hat nach den VDE-Vorschriften für den größten einseitig auftretenden Leitungszug zu erfolgen. Trotzdem unterscheiden wir aber auch hier wieder zwei Arten von Traversen, und zwar solche für Abspannmaste und solche für Tragmaste.

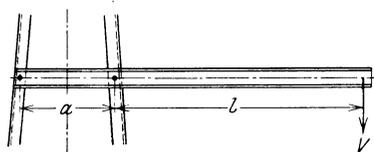


Abb. 58.

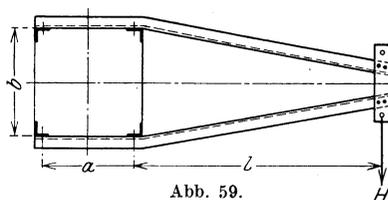


Abb. 59.

Bei ersteren sind alle auf eine Traverse wirkenden Horizontalkräfte, also alle Leitungszüge voll in Rechnung zu stellen, wozu dann noch die Vertikalkräfte, bestehend aus Leiterseilgewicht, Isolatorgewicht, Eiszusatzlast, das Traverseneigengewicht und eine bestimmte, sog. Montagelast hinzukommen. Unter letzterer versteht man zum mindesten das Gewicht eines Arbeiters, welcher ja immer bei der Montage die Traverse belastet und mindestens mit rund 75 kg einzusetzen ist.

Bei den Tragmasttraversen ist nach den neuesten VDE-Vorschriften als Horizontalzug zum mindesten der halbe Seilzug am äußersten Traversenaufhängepunkt anzunehmen. Als Vertikalkräfte kommen auch hier dieselben Lasten in Frage, wie diese bereits bei den Abspannmasten angegeben sind.

Weiterhin unterscheidet man einfache Traversen und solche, welche noch zur Aufnahme der Vertikalkräfte mit Zugstreben versehen sind. Aus diesem Grunde sei auch im folgenden die Berechnung dieser beiden Traversenarten gezeigt.

#### 1. Berechnung der einfachen Traverse (Abb. 58 und 59).

Die vertikale Last  $V$  bestimmt sich zu:

Seilgewicht + Eislast . . . . .	kg
Gewicht der Isolatoren . . . . .	kg
Traversen-Eigengewicht . . . . .	kg
Montagelast . . . . .	kg
	$V =$ kg

Die horizontale Last  $H$  wird:

a) Bei Abspannmasten:

$$H = \text{Seilquerschnitt} \cdot \text{Beanspruchung}$$

$$H = q \cdot p.$$

b) Bei Tragmasten, jedoch nur bei Verdrehungsberücksichtigung

$$H = \frac{1}{2} \cdot q \cdot p.$$

Wie nun aus den beiden Abbildungen ersichtlich ist, wird die Traverse durch die  $V$ -Kraft auf Biegung und durch die  $H$ -Kraft auf Druck bzw. Knickung beansprucht. Demzufolge sind also die beiden Traversen- $\square$ -Eisen für eine Gesamtbeanspruchung von Biegung und Druck bzw. Knickung zu berechnen.

Beanspruchung durch vertikale Lasten:

Biegemoment:

$$M_b = \frac{V \cdot l}{2} = \text{ mkg.}$$

Bieigungsbeanspruchung:

$$\sigma_b = \frac{M_b}{W_x} = \text{ kg/cm}^2,$$

worin  $W_x$  das Widerstandsmoment der U-Eisen ist.

Beanspruchung durch die Horizontalkraft:

$$S = \frac{H \cdot l}{b} = \text{ kg,}$$

$$\sigma_d = \frac{S}{F} = \text{ kg/cm}^2.$$

$l =$  Knicklänge der U-Eisen = cm     $\lambda = \frac{l}{i_{\min}} =$     und     $\omega =$

Knickbeanspruchung:

$$\sigma_k = \sigma_d \cdot \omega = \text{ kg/cm}^2.$$

Hierin ist  $i_{\min}$  der Abstand der Trägheitsachse im U-Eisen ( $Y$ -Achse).  
Gesamtbeanspruchung:

$$\sigma_{\max} = \sigma_b + \sigma_k = \text{ kg/cm}^2$$

Berechnung der Befestigungsschrauben.

Beanspruchung durch die vertikalen Lasten:

$$S_1 = \frac{V \cdot \left(1 + \frac{a}{2}\right)}{z \cdot a} =$$

worin  $z =$  Schraubenanzahl.

Beanspruchung durch die Horizontalkraft:

$$S_2 = \frac{S}{z}.$$

Resultierende Tragkraft:

$$S_{\max} = \sqrt{S_1^2 + S_2^2} =$$

Scherspannung:

$$\sigma_s = \frac{S_{\max}}{z \cdot f} = \text{kg/cm}^2.$$

Lochleibung:

$$\sigma_l = \frac{S_{\max}}{z \cdot d \cdot s} = \text{kg/cm}^2.$$

In den beiden letzten Formeln bedeuten:

- $f$  = Schraubenquerschnitt,
- $d$  = Durchmesser des Schraubenbolzens,
- $s$  = Stegstärke der U-Eisen.

2. Berechnung einer Traverse mit Zugstrebe (Abb. 60 und 61). Vertikale Lasten an einem Aufhängepunkt:

Gewicht des Leiterseiles	
inkl. Eislast . . . . .	kg
Gewicht der Isolatoren .	kg
Traverseneigengewicht. .	kg
Montagelast . . . . .	kg
$V =$	kg

Horizontale Beanspruchung an einem Aufhängepunkt:

a) Bei Abspannmasten:

$$H = q \cdot p.$$

b) Bei Tragmasten:

$$H = \frac{1}{2} \cdot q \cdot p.$$

Berechnung der Zugstrebe bzw. der Obergurt:

$$O = \frac{V \cdot l}{2 \cdot e} = \text{kg}.$$

2 = Anzahl der Zugstreben nach einer Traversenseite.

Diese Gurtung ist lediglich auf Zug beansprucht, was aus der Zeichnung ersichtlich ist. Daher ist zur Ermittlung der max. Materialbeanspruchung der durch das Schraubenloch geschwächte Stabquerschnitt festzustellen. Hiermit ergibt sich dann die Zugbeanspruchung:

$$\sigma_z = \frac{O}{F_n} = \text{kg/cm}^2.$$

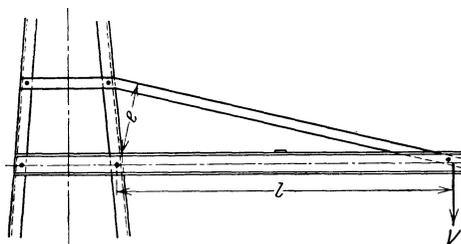


Abb. 60.

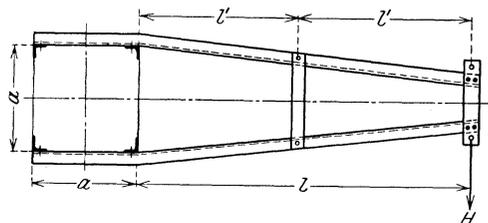


Abb. 61.

Befestigungsschrauben:  
 Scherbeanspruchung:

$$\sigma_s = \frac{O}{f} =$$

Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{O}{z \cdot d \cdot s} =$$

worin bedeuten:  $f$  = Schraubenquerschnitt,  $d$  = Schraubenbolzendurchmesser,  $s$  = Stärke des Profileisens und  $z$  = Schraubenanzahl.

Berechnung der Untergurt:  
 Beanspruchung durch die Vertikallasten:

$$S_V = \frac{V \cdot l}{2 \cdot e} = \text{kg}.$$

Beanspruchung durch die Horizontalkraft:

$$S_H = \frac{H \cdot l}{a} = \text{kg}.$$

Gesamtbeanspruchung:

$$S_{\max} = S_V + S_H = \text{kg}.$$

Wie nun aus den Abb. 60 und 61 hervorgeht, ist das die Untergurt bildende U-Eisen zur Verkürzung der freien Knicklänge in bezug auf sein kleineres Trägheitsmoment  $i_{\min}$  in der Mitte durch Flacheisen ausgesteift. Daher ist bei der Untersuchung auf Ausknickung mit zwei verschiedenen Fällen zu rechnen, und zwar einmal in bezug auf die  $i_{\min}$ -Achse mit der Knicklänge  $l'$  und das zweitemal in bezug auf die andere Trägheitsachse  $i_x$  unter Einsetzung der ganzen Knicklänge von  $l$ . Es muß also sein:

$$l' = \quad \lambda' = \frac{l'}{i_{\min}} = \quad (1)$$

somit  $\omega' =$

$$\sigma' = \sigma_d \cdot \omega' = \text{kg/cm}^2,$$

$$l = \quad \lambda = \frac{l}{i_x} = \quad (2)$$

somit  $\omega =$

$$\sigma = \sigma_d \cdot \omega = \text{kg/cm}^2,$$

worin jeweils:

$$\sigma_d = \frac{S_{\max}}{F} = \text{kg/cm}^2$$

ist.

Nachrechnung der Befestigungsschrauben.  
 Scherspannung:

$$\sigma_s = \frac{S_{\max}}{z \cdot f} = \text{kg/cm}^2.$$

Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{S_{\max}}{z \cdot s \cdot d} = \text{kg/cm}^2,$$

worin  $s$  die kleinste vorkommende Schenkelstärke darstellt.

Mit Hilfe dieser beiden Allgemein-Beispiele lassen sich alle vorkommenden Traversenarten berechnen.

**Rechnungsbeispiele.**

**Beispiel 21.** Es ist ein Eisengittermast nach folgenden Angaben zu berechnen: Spitzenzug  $Z_e = 6100$  kg, freie Mastlänge  $h = 14$  m, Eingrabetiefe  $t = 2,2$  m mit Beton-Fundament, Mastkopfbreite  $b = 30$  cm, Breitenzunahme pro lfd. m Mastlänge 5 cm. Der Mast ist mit Einfachdiagonalen ausgerüstet.

Der zu berechnende Mast soll nach Abb. 62 ausgeführt werden. Hiernach ist also derselbe in zwei Schüsse geteilt, wovon der Oberschuss  $h_1 = 8,0$  m und der Unterschuss  $h_2 = 6,0$  m über Erde lang sein soll.

Berechnung des Oberschusses.

Als Gurtungs- oder Eckeisen werden gewählt: Winkeleisen 120/120/13.

Voller Querschnitt:  $F = 29,7$  cm<sup>2</sup>.

Durch Niet geschwächter Querschnitt:

$$F_n = 29,7 - 2,0 \cdot 1,3 = 26,32 \text{ cm}^2.$$

Demzufolge beträgt der Nietdurchmesser 20 mm.

Trägheitsmoment in der  $\xi$ -Achse:  $J_\xi = 394$  cm<sup>4</sup>.

Schwerpunktsabstand:  $\xi = 3,44$  cm.

Trägheitshalbmesser:  $i_\xi = \sqrt{\frac{J_\xi}{F}} = 3,64$  cm.

Als Schrägen oder Diagonalen sind gewählt: Winkeleisen 60/60/6.

$$F = 6,91 \text{ cm}^2, \quad F_n = 6,91 - 2,6 \cdot 0,6 = 5,71 \text{ cm}^2,$$

$$J_{\min} = 9,43 \text{ cm}^4, \quad i_{\min} = \sqrt{\frac{J_{\min}}{F}} = 1,12 \text{ cm}.$$

Wirksame Mastfläche des Oberschusses:

Gurtungen: $2 \cdot 8 \cdot 0,12$ . . . . .	1,92 m <sup>2</sup>
Diagonalen: $9,9 \cdot 0,06$ . . . . .	0,594 m <sup>2</sup>
	2,514 m <sup>2</sup>
+ 50% für hintere Mastfläche . . . . .	1,257 m <sup>2</sup>
	O = 3,771 m <sup>2</sup>

Winddruck:  $W_o = 125 \cdot 3,771 = 472$  kg.

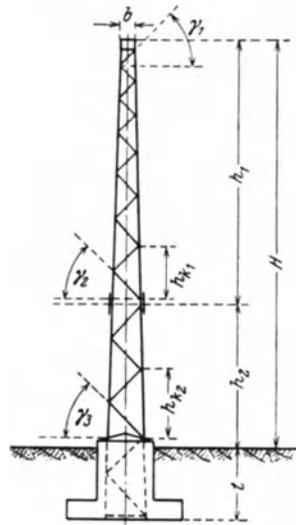


Abb. 62.

Mastgewicht:

Gurtungen . . . . .	476 kg
Schrägen . . . . .	215 kg
Traversen . . . . .	200 kg
Isolatoren . . . . .	60 kg
Leitungen + Eislast . . . . .	480 kg
Montagelast . . . . .	79 kg
	<u><math>G_1 = 1780</math> kg</u>

$$\frac{1}{4} G_1 = 445 \text{ kg.}$$

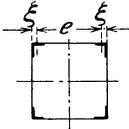


Abb. 63.

Schwerpunktsabstand der Eckisen am Stoß (Abb. 63):

$$e_1 = (30 + 8 \cdot 5) - 2 \cdot 3,44 = 63,12 \text{ cm.}$$

Momente:

$$6100 \cdot 8 \dots = 48800 \text{ mkg}$$

$$472 \cdot 4 \dots = 1888 \text{ ,,}$$

$$M_1 = \underline{50688 \text{ mkg}} = 5068800 \text{ cmkg}$$

$$S_1 = \frac{5068800}{2 \cdot 63,12} = 40125 \text{ kg,}$$

$$S_{d_1} = 40125 + 445 = 40597 \text{ kg,} \quad S_{z_1} = 40125 - 445 = 39707 \text{ kg,}$$

$$\sigma_{d_1} = \frac{40597}{29,7} = 1367 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{z_1} = \frac{39707}{26,32} = 1508 \text{ kg/cm}^2,$$

$$h_{k_1} = 140 \text{ cm,} \quad \lambda_1 = \frac{140}{3,64} = 38,46 \approx 39, \quad \omega_1 = 1,10.$$

$$\sigma_{\max_1} = \sigma_{d_1} \cdot \omega_1 = 1367 \cdot 1,1 = 1504 \text{ kg/cm}^2.$$

Unterschuß.

Gurtungen:  $\angle 130/130/16,$ 

$$F = 39,3 \text{ cm}^2,$$

Diagonalen:  $\angle 65/65/7,$ 

$$F = 8,7 \text{ cm}^2,$$

$$F_n = 39,3 - 2,0 \cdot 1,6 = 36,1 \text{ cm}^2, \quad F_n = 8,7 - 2,0 \cdot 0,7 = 7,3 \text{ cm}^2,$$

$$J_\xi = 605 \text{ cm}^4,$$

$$J_{\min} = 13,8 \text{ cm}^4,$$

$$i_\xi = 3,92 \text{ cm,}$$

$$i_{\min} = 1,26 \text{ cm.}$$

$$\xi = 3,80 \text{ cm.}$$

Windfläche:

$$\text{Gurtungen } 2 \cdot 6 \cdot 0,13 \dots \dots \dots 1,56 \text{ m}^2$$

$$\text{Schrägen } 8,3 \cdot 0,065 \dots \dots \dots 0,54 \text{ m}^2$$

$$\text{Oberschuß} \dots \dots \dots \underline{2,52 \text{ m}^2}$$

$$4,62 \text{ m}^2$$

$$+ 50\% \text{ für hintere Mastfläche} \dots \dots \dots \underline{2,31 \text{ m}^2}$$

$$6,93 \text{ m}^2$$

$$W_2 = 125 \cdot 6,93 = 866 \text{ kg.}$$

Mastgewicht:

Gurtungen . . . . .	742 kg
Schrägen. . . . .	227 kg
Oberschuß . . . . .	1780 kg
	$G_2 = 2749$ kg
	$\frac{1}{4} G_2 = 687$ kg

$$e = 100 - 2 \cdot 3,80 = 92,40 \text{ cm.}$$

Momente:  $6100 \cdot 14 = 85400$  mkg

$$866 \cdot 7 = 6062 \text{ mkg}$$

$$M_2 = 91462 \text{ mkg} = 9146200 \text{ cmkg.}$$

$$S_2 = \frac{9146200}{2 \cdot 92,4} = 49492 \text{ kg,}$$

$$S_{d_2} = 49492 + 687 = 50179 \text{ kg,} \quad S_{z_2} = 49492 - 687 = 48805 \text{ kg,}$$

$$\sigma_{d_2} = \frac{50179}{39,3} = 1277 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{z_2} = \frac{48805}{36,1} = 1352 \text{ kg/cm}^2,$$

$$h_{k_2} = 180 \text{ cm,} \quad \lambda_2 = \frac{180}{3,92} = 45,92 = \sim 46, \quad \omega_2 = 1,14.$$

$$\sigma_{\max_2} = \sigma_{d_2} \cdot \omega_2 = 1277 \cdot 1,14 = 1456 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Vollständigkeit wegen ist hier noch zu sagen, daß bei Masten mit Doppeldiagonalen zur Bestimmung der Momente für die Berechnung der Gurtungseisen die Länge der Hebelarme nicht wie im vorstehenden Beispiel bis zum untersten Angriffspunkt der untersten Diagonale des jeweiligen Mastschusses einzusetzen ist, sondern jeweils nur die Länge bis zum Kreuzungspunkt des hier in Frage kommenden untersten Diagonalkreuzes, und zwar gilt diese Annahme so weit, solange der Kreuzungspunkt  $A$  der Hauptdiagonalen im Unterschuß oberhalb oder mindestens in der Mitte der Gesamtlänge des Unterschusses liegt, welcher letzter Fall nur in den allerseltensten Fällen vorkommen dürfte (siehe Abb. 64). Vorweg sei aber hier schon bezüglich der Fundamentberechnung gesagt, daß für dieselbe stets nur das Moment am untersten Diagonalangriffspunkt eingesetzt werden darf.

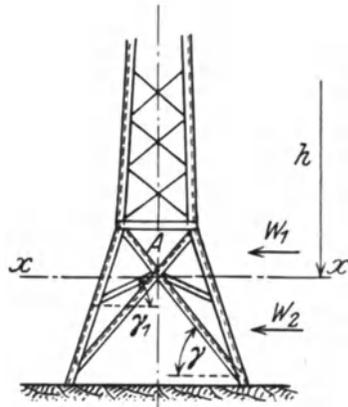


Abb. 64.

Weiterhin ist bei der Berechnung solcher weitgespreizter Mastunterchüsse noch von besonderer Bedeutung, daß ein Winddruck auf diesen

Mastschuß nicht berücksichtigt zu werden braucht. Zu dieser Erklärung betrachten wir Abb. 64, in welcher bedeuten:

$x$  bis  $x$  = die Hauptachse, auf welche das Gesamtbiegemoment für den Unterschuß zu beziehen ist,

$h$  = ganz allgemein die Hebelarme der am Mast angreifenden Kräfte,

$W_1$  = der auf die obere Mastschußhälfte wirkende Winddruck,

$W_2$  = der auf die untere Mastschußhälfte wirkende Winddruck.

Wie also aus dieser Abbildung hervorgeht, zerfällt der Mastunterschuß durch die Systemachse  $x-x$  in zwei Hälften, und zwar in eine obere kleine Hälfte und eine untere größere Hälfte. Auf jede dieser beiden Hälften wirkt nun der Winddruck  $W_1$  bzw.  $W_2$ . Denkt man sich den Mastunterschuß freidrehend um seinen Systempunkt  $A$  und beide Mastschußhälften durch ihren jeweiligen Winddruck beansprucht, so wird sich ergeben, daß der größere Winddruck  $W_2$  dem Winddruck  $W_1$  durch die Drehung um den Systempunkt  $A$  entgegenwirkt, ja noch mehr, den Winddruck  $W_1$  sogar vollkommen aufhebt. Aus dieser Tatsache heraus, daß der Winddruck  $W_2$  immer größer, zum mindesten aber gleich groß ist wie der Winddruck  $W_1$ , erklärt sich, daß ein Winddruck auf den Unterschuß bei weitgespreizten Masten nach dargestelltem System bei der Mastberechnung nicht zu berücksichtigen ist. Im übrigen entspricht die Berechnung der einzelnen Stäbe genau der Berechnung, wie im vorstehenden Beispiel gezeigt.

Bei der Berechnung der Diagonalen unterscheidet man in solchen Mastunterschüssen die sog. Hauptdiagonalen und die Aussteifungsdiagonalen, welche lediglich zur Unterteilung der Knicklänge sowohl bei den Eckstielen als auch bei den Hauptdiagonalen dienen. Bei den Hauptdiagonalen errechnet sich wieder die

$$\text{Stabkraft} = \frac{\text{Querkraft}}{\cos \gamma},$$

worin  $\gamma$  den Neigungswinkel zwischen Hauptdiagonale und der Horizontalen bedeutet. Für die Verstrebuingsdiagonalen errechnet sich deren Stabkraft aus der Allgemeinformel

$$S = \frac{P}{50},$$

worin  $P$  die größtauftretende Kraft in dem Stab bedeutet, dessen ganze Knicklänge unterteilt werden soll. So ist z. B. bei der Annahme der Unterteilung der freien Knicklänge der Eckstiele

$$S = \frac{S_d}{50}$$

und die der Berechnung zugrunde zu legende maximale Stabkraft

$$D = \frac{S}{\cos \gamma_1},$$

worin  $\gamma_1$  wieder den Neigungswinkel zwischen Verstrebungsdiagonale und der Horizontalen darstellt. Hierbei sei jedoch noch erwähnt, daß man unter Berücksichtigung der vorgenannten Allgemeinformel für die Bestimmung der auftretenden Stabkraft nicht bis an die äußerste Grenze der maximal zulässigen Beanspruchung geht.

Berechnung der Stoßverbindungserschrauben zwischen Ober- und Unterschuß.

Maximale Kraft in einem Eckenisen des Oberschusses:

$$S_d = 40597 \text{ kg.}$$

Gewählt: 8 Schrauben 1" mit je  $f = 5,07 \text{ cm}^2$  und  $d = 2,54 \text{ cm}$ .

Scherspannung:

$$\sigma_s = \frac{40597}{8 \cdot 50,7} = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{40597}{8 \cdot 2,54 \cdot 1,3} = 1537 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Diagonalen.

**Beispiel 22.** Für die Berechnung der Diagonalen wird der Drehzug eines vollen Seilzuges zugrunde gelegt und nachstehende Annahmen als gegeben betrachtet (Abb. 65):

$$\begin{aligned} a_1 &= 30 \text{ cm} \\ b &= 24 \text{ cm} \\ l &= 75 \text{ cm} \\ \gamma &= 33^\circ \\ h_{d_1} &= 32 \text{ cm} \end{aligned}$$

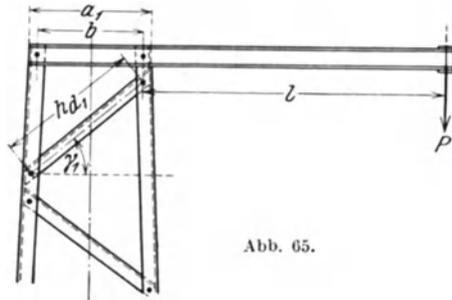


Abb. 65.

Es sei verlegt:  $50 \text{ mm}^2$  Kupferseil mit  $16 \text{ kg/mm}^2$  beansprucht. Somit wird:

$$\begin{aligned} P &= 50 \cdot 16 = 800 \text{ kg,} \\ M_d &= 800 \cdot 75 = 60000 \text{ cmkg,} \\ Q_1 &= \frac{60000}{2 \cdot 30} + \frac{800}{2} = 1400 \text{ kg,} \\ D_1 &= \frac{1400}{\cos \gamma_1} = \frac{1400}{0,83867} = 1670 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Gewählt:  $\angle 40/40/4$ ;  $F = 3,08 \text{ cm}^2$ ;  $F_n = 3,08 - 1,4 \cdot 0,4 = 2,52 \text{ cm}^2$ .

$$\begin{aligned} i_{\min} &= 0,78 \text{ cm,} \\ \sigma_{d_1} &= \frac{1670}{3,08} = 543 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{z_1} = \frac{1670}{2,52} = 663 \text{ kg/cm}^2. \\ h_{d_1} &= 75 \text{ cm,} \quad \lambda_1 = \frac{75}{0,78} = 96, \quad a_1 = 2,17. \\ \sigma_{\max_1} &= \sigma_{d_1} \cdot \omega_1 = 543 \cdot 2,17 = 1178 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Berechnung des Diagonalanschlusses.

Gewählt ein Niet mit 13 mm Durchmesser.  $f = 1,32 \text{ cm}^2$ .

$$\sigma_s = \frac{1670}{1,32} = 1265 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_l = \frac{1670}{1 \cdot 1,3 \cdot 0,4} = 3212 \text{ kg/cm}^2.$$

Unterste Diagonale im Oberschuß (siehe Abb. 66):

$$a_2 = 48 \text{ cm}, \quad \gamma_2 = 35^\circ, \quad h_{d_2} = 68 \text{ cm}.$$

Breitenzunahme des Mastes pro m:

$$2 \cdot \sin \beta = 0,03 \text{ m}.$$

Bem.: Abb. 66 zeigt auch die Ausführung eines stumpfen Stoßes.

$$Q_2 = \frac{60000}{2 \cdot 48} + \frac{800}{2} - 0,03 \cdot \frac{800 \cdot 600}{2 \cdot 48}$$

$$= 625 + 400 - 0,03 \cdot 5000 = 875 \text{ kg}.$$

$$D_2 = \frac{875}{\cos \gamma_2} = \frac{875}{0,819} = 1068 \text{ kg}.$$

Gewählt:  $\angle 40/40/4$ ;

$$F = 3,08 \text{ cm}^2, \quad F_n = 3,08 - 1,4 \cdot 0,4 = 2,52 \text{ cm}^2, \quad i_{\min} = 0,78 \text{ cm},$$

$$\sigma_{d_2} = \frac{1068}{3,08} = 347 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{z_2} = \frac{1068}{2,52} = 424 \text{ kg/cm}^2,$$

$$h_{d_2} = 68 \text{ cm}, \quad \lambda_2 = \frac{68}{0,78} = 87, \quad \omega_2 = 1,79,$$

$$\sigma_{\max_2} = \sigma_{d_2} \cdot \omega_2 = 347 \cdot 1,79 = 621 \text{ kg/cm}^2.$$

Diagonalanschuß: Vorgesehen ist ein Niet mit 14 mm Durchmesser. Querschnitt:  $f = 1,32 \text{ cm}^2$ .

$$\sigma_s = \frac{1068}{1,32} = 809 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_l = \frac{1068}{1 \cdot 1,3 \cdot 0,4} = 2054 \text{ kg/cm}^2.$$

Unterste Diagonale.

Die Berechnung dieser Diagonale erfolgt nach derselben Methode wie die Berechnung der untersten Diagonale im Oberschuß, nur mit den entsprechenden Zahlenwerten.

Berechnung einer einfachen Abspanntraverse.

**Beispiel 23.** Es ist eine Abspanntraverse zu berechnen, an welcher bei einer freien Ausladung von 1,60 m ein 35 mm<sup>2</sup>-Cu-Seil befestigt ist.

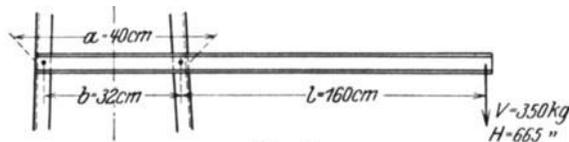


Abb. 67.

Die Beanspruchung des Cu-Seiles betrage  $19 \text{ kg/mm}^2$ . Welches U-Eisen-Profil ist erforderlich und wie stark müssen die Befestigungsschrauben sein? (Abb. 67.)

Gewählt werden U-Eisen NP 10.

$$F = 13,5 \text{ cm}^2, \quad F_n = 13,5 - 2,0 \cdot 0,6 = 12,3 \text{ cm}^2,$$

$$i_{\min} = 1,47 \text{ cm}, \quad i_x = 3,91 \text{ cm}, \quad W_x = 41,2 \text{ cm}^3.$$

Als Anschlußschrauben sind  $\frac{3}{4}$ "-Schrauben vorgesehen.

Vertikale Lasten an der Traverse:

Gewicht des verlegten Cu-Seiles inkl. Eislast . . .	136 kg
2 Doppel-Abspannketten . . . . .	94 kg
Traverseneigengewicht am Abspannpunkt . . . .	40 kg
Montagelast . . . . .	80 kg
	$V = 350 \text{ kg}$

Horizontale Beanspruchung der Traverse:

$$H = 35 \cdot 19 = 665 \text{ kg}.$$

Vertikale Beanspruchung:

$$M_b = \frac{350 \cdot 160}{2} = 28000 \text{ cmkg},$$

$$\sigma_b = \frac{28000}{41,2} = 680 \text{ kg/cm}^2.$$

Horizontale Beanspruchung:

$$S = \frac{665 \cdot 160}{40} = 2660 \text{ kg},$$

$$\sigma_a = \frac{2660}{13,5} = 200 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_z = \frac{2660}{12,3} = 216 \text{ kg/cm}^2,$$

$$l' = 160 \text{ cm}, \quad \lambda' = \frac{160}{1,47} = 109, \quad \omega' = 2,81,$$

$$\sigma_1 = \sigma_a \cdot \omega' = 200 \cdot 2,81 = 562 \text{ kg/cm}^2,$$

$$l = 160 \text{ cm}, \quad \lambda = \frac{160}{3,91} = 41, \quad \omega = 1,11,$$

$$\sigma_2 = \sigma_a \cdot \omega = 200 \cdot 1,11 = 222 \text{ kg/cm}^2.$$

Größtvorkommende Gesamtbeanspruchung:

$$\sigma_{\max} = \sigma_b + \sigma_1 = 680 + 562 = 1242 \text{ kg/cm}^2$$

Befestigungsschrauben:

Gewählt sind pro U-Eisen 2 Stück Schrauben  $\frac{3}{4}$ ".

$$f = 2,84 \text{ cm}^2, \quad d = 1,905 \text{ cm}^2.$$

Beanspruchung durch Vertikallasten:

$$S_1 = \frac{350 \cdot 176}{2 \cdot 32} = 963 \text{ kg}.$$

Beanspruchung durch die Horizontalkraft:

$$S_2 = \frac{2660}{2} = 1330 \text{ kg}.$$

Resultierende Tragkraft:

$$S_R = \sqrt{963^2 + 1330^2} = 1642 \text{ kg,}$$

$$\sigma_s = \frac{1642}{2 \cdot 2,84} = 289 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_l = \frac{1642}{2 \cdot 0,6 \cdot 1,9} = 720 \text{ kg/cm}^2.$$

**Beispiel 24.** Es ist die Traverse eines Tragmastes zu berechnen, wie dieselbe mit Abb. 68 und 69 dargestellt ist. An der Traverse sei außen ein Erdseil von 35 mm<sup>2</sup> Stahl und als Leiter ein 70 mm<sup>2</sup>-Cu-Seil

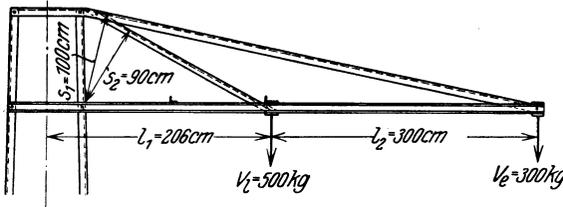


Abb. 68.

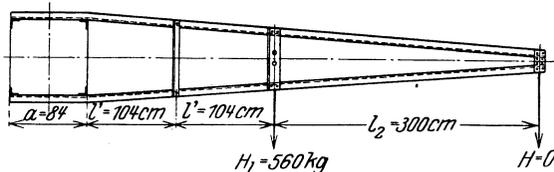


Abb. 69.

verlegt. Die maximale Spannweite ist 250 m und als Zusatzlast wird die normale VDE-Eislast  $180 \cdot \sqrt{d}$  zugrunde gelegt. Weiterhin ist der halbe Leiterseilzug bei 16 kg/mm<sup>2</sup> Beanspruchung in Rechnung zu stellen. Aus welchen Eisenprofilen ist die Traverse zu konstruieren? Es wird:

$$P = 70 \cdot 16 = 1120 \text{ kg, \quad somit \quad } \frac{1}{2} P = 560 \text{ kg.}$$

Die Vertikallasten bestimmen sich zu:

a) Am Erdseilbefestigungspunkt:

250 m Erdseil 35 mm <sup>2</sup> Stahl . . . . .	70 kg
Eislast bei 250 m . . . . .	127 kg
Traverseneigengewicht . . . . .	30 kg
Montagelast . . . . .	30 kg
	<u>300 kg</u>

$$V_e = 300 \text{ kg}$$

b) Am Befestigungspunkt der Leiterseile:

250 m Cu-Seil 70 mm <sup>2</sup> . . . . .	155 kg
Eislast bei 250 m . . . . .	156 kg
Eine Einfachhängekette . . . . .	60 kg
Traverseneigengewicht . . . . .	50 kg
Montagelast . . . . .	79 kg
	<u>79 kg</u>

$$V_1 = 500 \text{ kg}$$

Berechnung der Untergurt.

Durch Vertikallasten:

$$S_V = \frac{300 \cdot 5,08}{2 \cdot 1,0} + \frac{500 \cdot 2,08}{2 \cdot 0,9} = 762 + 578 = 1340 \text{ kg.}$$

Durch die Horizontalbeanspruchung:

$$S_H = \frac{560 \cdot 2,08}{0,84} = 1387 \text{ kg,}$$

somit größte Beanspruchung im Untergurt:

$$S_{\max} = 1340 + 1387 = 2727 \text{ kg.}$$

Gewählt wird U-Eisen NP 6½  $F = 9,03 \text{ cm}^2$ ;  $i_{\min} = 1,25 \text{ cm}$ ,

$$\sigma_{d_1} = \frac{2727}{9,03} = 302 \text{ kg/cm}^2,$$

$$l' = 104 \text{ cm}, \quad \lambda' = \frac{104}{1,25} = 83, \quad \omega' = 1,68,$$

$$\sigma_{\max_1} = \sigma_d \cdot \omega' = 507 \text{ kg/cm}^2,$$

$$l_2 = 300 \text{ cm}, \quad \lambda_2 = \frac{300}{1,25} = 240, \quad \omega_2 = 13,6,$$

$$\sigma_{d_2} = \frac{762}{9,03} = 84 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{\max_2} = \sigma_{d_2} \cdot \omega_2 = 1142 \text{ kg/cm}^2.$$

Befestigung der Untergurt am Mastkörper. Vorgesehen sind zwei Schrauben  $\frac{3}{4}$ ". Querschnitt:  $f = 2,84 \text{ cm}^2$ .

$$\sigma_s = \frac{2727}{2 \cdot 2,84} = 479 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_l = \frac{2727}{2 \cdot 1,9 \cdot 0,55} = 1305 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der langen Zugstreben:

$$M = 300 \cdot 5,08 = 1524 \text{ mkg.}$$

Zug in einer Strebe:

$$Z = \frac{1524}{2 \cdot 1,0} = 762 \text{ kg.}$$

Gewählt:  $\angle 35/35/4$   $F_n = 2,67 - 1,7 \cdot 0,4 = 1,99 \text{ cm}^2$ .

Der Anschluß der Zugstrebe am Mast sowie am Untergurt erfolgt jeweils mit einer Schraube  $\frac{3}{4}$ ".  $f = 1,97 \text{ cm}^2$ .

Beanspruchung der Zugwinkel:

$$\sigma_z = \frac{762}{1,99} = 383 \text{ kg/cm}^2.$$

Scherbeanspruchung der Befestigungsschrauben:

$$\sigma_s = \frac{762}{1,97} = 387 \text{ kg/cm}^2.$$

Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{762}{1,58 \cdot 0,4} = 1206 \text{ kg/cm}^2.$$

Kurze Zugstreben:

$$M = 500 \cdot 2,08 = 1040 \text{ mkg},$$

$$Z = \frac{1040}{2 \cdot 0,9} = 578 \text{ kg}.$$

Gewählt:  $\angle 35/35/4$  wie bei der langen Zugstrebe.

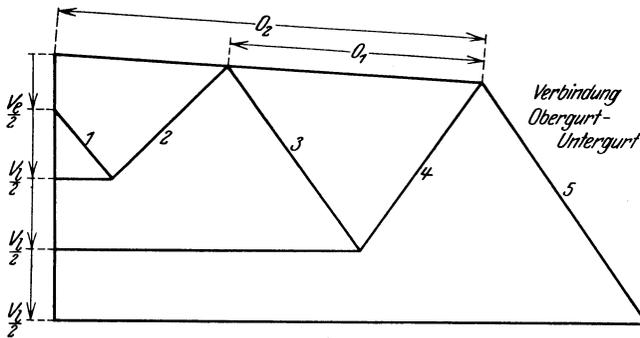
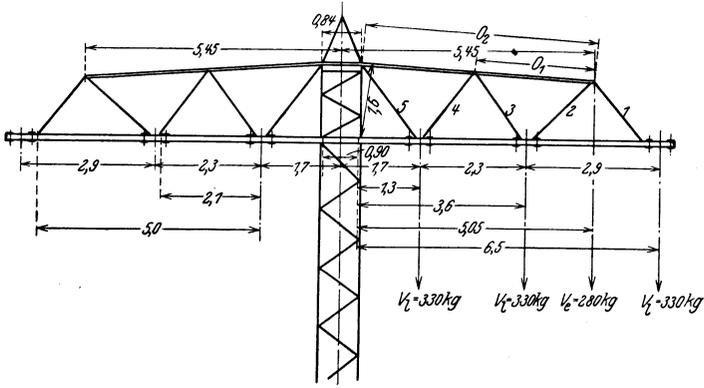
Zugbeanspruchung:

$$\sigma_z = \frac{578}{1,99} = 291 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Anschluß erfolgt mittelst einer Schraube  $\frac{5}{8}$ ".

$$\sigma_s = \frac{578}{1,97} = 281 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_l = \frac{578}{1,58 \cdot 0,4} = 906 \text{ kg/cm}^2.$$

**Beispiel 25.** Es ist die Traverse für einen Abspannmast zu berechnen, welche, wie mit den Abb. 70, 72 und 74 dargestellt, beschaffen sein soll.



An dieser Traverse seien abgespannt oben ein Erdseil  $35 \text{ mm}^2$  Stahl mit  $16 \text{ kg pro mm}^2$  beansprucht und an der Untergurt jeweils 3 Leiter-

seile 35 mm<sup>2</sup> Cu-Seil ebenfalls mit 16 kg/mm<sup>2</sup> beansprucht. Die maximale Feldspannweite betrage 180 m, bei welcher mit der normalen

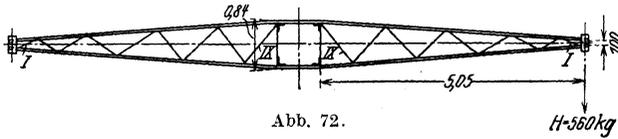


Abb. 72.

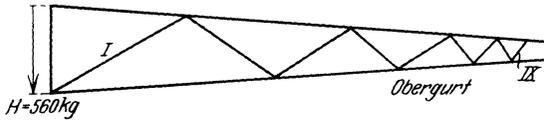


Abb. 73.

Eiszusatzlast zu rechnen ist. Mit welchen Eisenprofilen muß die Traverse konstruiert werden?

Vertikale Belastungen.

1. Am Erdseilbefestigungspunkt:

180 m Stahlseil, 35 mm <sup>2</sup> + Eiszusatzlast . . . . .	142 kg
Traverseneigengewicht am Seilbefestigungspunkt . . . . .	60 kg
Montagelast . . . . .	78 kg
	<u>280 kg</u>
	$V_e = 280 \text{ kg}$

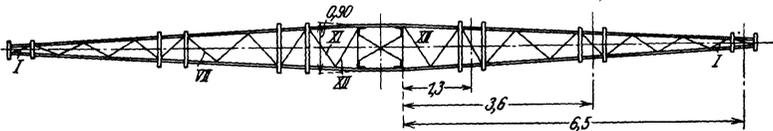


Abb. 74.

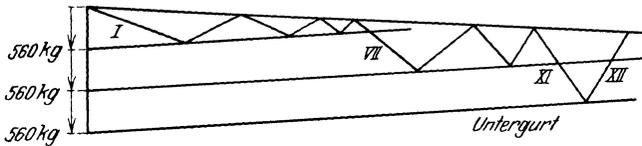


Abb. 75.

2. Am Leiterseilbefestigungspunkt:

180 m Cu-Seil 35 mm <sup>2</sup> + Eiszusatzlast . . . . .	148 kg
2 Doppel-Abspannketten . . . . .	100 kg
Traverseneigengewicht . . . . .	82 kg
	<u>330 kg</u>
	$V_1 = 330 \text{ kg}$

Horizontale Beanspruchungen.

1. Am Abspannpunkt des Erdseils:

$$H_e = 35 \cdot 16 = 560 \text{ kg} .$$

2. An den Abspannpunkten der Leiterseile:

$$H_1 = 35 \cdot 16 = 560 \text{ kg}.$$

Berechnung der Obergurt.

Beanspruchung durch Vertikallasten:

$$S_V = \frac{330(2,1 + 5,0) + 280 \cdot 5,05}{2 \cdot 1,6} = 1176 \text{ kg}.$$

Beanspruchung durch die Horizontalkraft des Erdseils:

$$S_H = \frac{560 \cdot 5,05}{0,84} = 3367 \text{ kg}.$$

Hiernach ergibt sich die Gesamtbeanspruchung auf Zug:

$$S_z = 1176 + 3367 = 4543 \text{ kg}.$$

Die Gesamtbeanspruchung auf Druck bzw. Knickung beträgt:

$$S_d = S_H = 3367 \text{ kg}.$$

Gewählt ist U-Eisen NP 6½, welches zur Verkleinerung der Knicklänge mittelst sog. Füllglieder, wie aus Abb. 74 ersichtlich, ausgesteift ist.

$$F_n = 9,03 - 2,0 \cdot 0,55 = 7,93 \text{ cm}^2; \quad i_{\min} = 1,25 \text{ cm}; \quad i_x = 2,52 \text{ cm}.$$

Zugbeanspruchung:

$$\sigma_z = \frac{4543}{7,93} = 573 \text{ kg/cm}^2.$$

Druckbeanspruchung:

$$\sigma_d = \frac{3367}{9,03} = 373 \text{ kg/cm}^2.$$

Knickbeanspruchung bezogen auf die kleine Trägheitsachse (Y-Achse):

$$l_y = 120 \text{ cm}, \quad \lambda = \frac{120}{1,25} = 96, \quad \omega = 2,17.$$

$$\sigma_d \cdot \omega = 373 \cdot 2,17 = 809 \text{ kg/cm}^2.$$

Knickbeanspruchung in der x-Achse:

$$l_x = 240 \text{ cm}, \quad \lambda = \frac{240}{2,52} = 95, \quad \omega = 2,12.$$

$$\sigma_d \cdot \omega = 373 \cdot 2,12 = 791 \text{ kg/cm}^2.$$

Anschluß: 2 Schrauben ¾".  $f = 2,84 \text{ cm}^2$ .

$$\sigma_s = \frac{4543}{2 \cdot 2,84} = 800 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_l = \frac{4543}{2 \cdot 1,9 \cdot 0,55} = 2174 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Untergurt.

Beanspruchung durch Vertikallasten:

$$S_V = \frac{330 \cdot (1,3 + 3,6 + 6,5) + 280 \cdot 5,05}{2 \cdot 1,6} = 1618 \text{ kg}.$$

Beanspruchung durch die Horizontalkräfte der Leiterseile:

$$S_H = \frac{560 \cdot (1,3 + 3,6 + 6,5)}{0,9} = 7094 \text{ kg} .$$

Gesamtbeanspruchung:

$$S_{\max} = 1618 + 7094 = 8712 \text{ kg} .$$

Gewählt U-Eisen NP10 mit  $F = 13,5 \text{ cm}^2$ ;  $i_{\min} = 1,47 \text{ cm}$ ;  $i_x = 3,91 \text{ cm}$ .

$$\sigma_d = \frac{8712}{13,5} = 645 \text{ kg/cm}^2 ,$$

$$l_y = 100 \text{ cm} , \quad \lambda = \frac{100}{1,47} = 68 , \quad \omega = 1,36 ,$$

$$\sigma_d \cdot \omega = 877 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$l_x = 110 \text{ cm} , \quad \lambda = \frac{110}{3,91} = 28 , \quad \omega = 1,04 ,$$

$$\sigma_d \cdot \omega = 670 \text{ kg/cm}^2 .$$

Anschluß der Untergurt am Mast mittels 4 Schrauben  $\frac{3}{4}$ ''.

$$\sigma_s = \frac{8712}{4 \cdot 2,84} = 767 \text{ kg/cm}^2 , \quad \sigma_t = \frac{8712}{4 \cdot 1,9 \cdot 0,6} = 1910 \text{ kg/cm}^2 .$$

Berechnung der Verbindungsstreben zwischen Ober- und Untergurt.

Zu diesem Zwecke zeichnet man sich einen Cremonaplan auf (Abb.71), aus welchem alsdann die auftretenden Stabkräfte direkt entnommen werden können. Aus diesem Kräfteplan ist dann weiter ersichtlich, welche Streben lediglich auf Zug und welche auf Zug und Druck beansprucht werden. Alle auf Druck beanspruchten Stäbe sind bei der Berechnung auch gleichzeitig auf Knickung zu untersuchen. Wie nun aus vorgenannter Abbildung hervorgeht, werden die Stäbe 1, 3 und 5 auf Zug und die Stäbe 2 und 4 auf Druck beansprucht. Somit ergeben sich für genannte Stäbe folgende Beanspruchungen und Stablängen:

Zug:	Stab 1	Beanspruchung	240 kg	Stablänge	170 cm
	„ 3	„	580 kg	„	180 cm
	„ 5	„	750 kg	„	200 cm
Druck:	„ 2	„	420 kg	„	180 cm
	„ 4	„	530 kg	„	180 cm

Demzufolge bestimmen sich die erforderlichen Profilstärken zu:

Stab 1: Gewählt  $\angle 20/40/4$  mit 14 mm-Anschlußniet.

Nutzquerschnitt:

$$F_n = 2,25 - 1,4 \cdot 0,4 = 1,69 \text{ cm}^2 .$$

Zugbeanspruchung:

$$\sigma_z = \frac{240}{1,69} = 142 \text{ kg/cm}^2 .$$

Anschluß:

$$\sigma_s = \frac{240}{1,54} = 154 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_l = \frac{230}{1,4 \cdot 0,4} = 430 \text{ kg/cm}^2.$$

Stab 2: Gewählt  $\angle 45/45/5$  mit 14 mm-Anschlußniet.

$$F_n = 4,30 = 1,4 \cdot 0,5 = 3,6 \text{ cm}^2; \quad i_{\min} = 0,87 \text{ cm}.$$

$$\sigma_z = \frac{420}{3,60} = 117 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_a = \frac{420}{4,30} = 98 \text{ kg/cm}^2.$$

Knicklänge:

$$l = 180 \text{ cm}, \quad \lambda = \frac{180}{0,87} = 207, \quad \omega = 10,13.$$

Knickbeanspruchung:

$$\sigma_k = 98 \cdot 10,13 = 993 \text{ kg/cm}^2.$$

Festigkeit des Anschlusses:

$$\sigma_s = \frac{420}{1,54} = 273 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_l = \frac{420}{1,4 \cdot 0,5} = 600 \text{ kg/cm}^2.$$

Stab 3: Gewählt  $\angle 20/20/4$  wie bei Stab 1.

$$\sigma_z = \frac{580}{1,69} = 344 \text{ kg/cm}^2.$$

Anschluß mit einem Niet 14 mm Durchmesser:

$$\sigma_s = \frac{580}{1,54} = 377 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_l = \frac{580}{1,4 \cdot 0,4} = 1036 \text{ kg/cm}^2.$$

Stab 4: Gewählt  $\angle 45/45/5$  wie bei Stab 2:

$$\sigma_z = \frac{530}{3,74} = 142 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_a = \frac{530}{4,3} = 123 \text{ kg/cm}^2.$$

$$l = 180 \text{ cm}, \quad \lambda = \frac{180}{0,87} = 207, \quad \omega = 10,13.$$

$$\sigma_k = 123 \cdot 10,13 = 1246 \text{ kg/cm}^2.$$

Stab 5: Gewählt  $\angle 20/40/4$  wie bei Stab 1 und 3.

$$\sigma_z = \frac{750}{1,69} = 444 \text{ kg/cm}^2.$$

Anschluß mit einem Niet 14 mm Durchmesser.

$$\sigma_s = \frac{750}{1,54} = 487 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_l = \frac{750}{1,4 \cdot 0,4} = 1340 \text{ kg/cm}^2.$$

### Berechnung der Füllglieder im Obergurt.

Auch hier ist es am vorteilhaftesten, wenn man sich den entsprechenden Cremonaplan aufzeichnet und hieraus alsdann die in den einzelnen Stäben auftretenden Stabkräfte bestimmt. Ist dies, wie mit Abb. 72 und 73 gezeigt, geschehen, so können die Profilabmessungen wieder ohne weiteres bestimmt werden. Hierbei ist jedoch noch zu bemerken,

daß alle Füllglieder auf Knickung untersucht, d. h. berechnet werden müssen, da auf beiden Traversenseiten der maximale Leitungszug auftreten kann. Aus vorgenannten Abbildungen können nun nachstehende Kräfte und Stablängen leicht entnommen werden:

Stab <i>I</i>	Beanspruchung	1020 kg	Stablänge	30 cm
„ <i>II</i>	„	720 kg	„	40 cm
„ <i>III</i>	„	580 kg	„	55 cm
„ <i>IV</i>	„	420 kg	„	70 cm
„ <i>V</i>	„	420 kg	„	70 cm
„ <i>VI</i>	„	240 kg	„	75 cm
„ <i>VII</i>	„	220 kg	„	85 cm
„ <i>VIII</i>	„	180 kg	„	95 cm
„ <i>IX</i>	„	160 kg	„	100 cm

Stab *I*: Gewählt  $\angle 20/40/4$ .

$$F_n = 2,25 - 1,4 \cdot 0,4 = 1,69 \text{ cm}^2, \quad i_{\min} = 0,42 \text{ cm},$$

$$\sigma_d = \frac{1020}{2,25} = 454 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_z = \frac{1020}{1,69} = 603 \text{ kg/cm}^2,$$

$$l = 30 \text{ cm}, \quad \lambda = \frac{30}{0,42} = 72, \quad \omega = 1,43.$$

$$\sigma_k = \sigma_d \cdot \omega = 454 \cdot 1,43 = 649 \text{ kg/cm}^2.$$

Anschluß mit einem Niet 14 mm Durchmesser.  $f = 1,54 \text{ cm}^2$ .

$$\sigma_s = \frac{1020}{1,54} = 662 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_l = \frac{1020}{1,4 \cdot 0,4} = 1820 \text{ kg/cm}^2.$$

Hieraus ist ersichtlich, daß das kleinstmögliche Profil ausreicht. Sollte dasselbe auch für das längste Füllglied genügen, so würde sich eine Berechnung eines jeden dazwischen liegenden Füllstabes erübrigen.

Stab *IX*: Gewählt  $\angle 20/40/4$  wie bei Stab *I*.

$$\sigma_d = \frac{160}{2,25} = 71 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_z = \frac{160}{1,69} = 95 \text{ kg/cm}^2,$$

$$l = 100 \text{ cm}, \quad \lambda = \frac{100}{0,42} = 238, \quad \omega = 13,38,$$

$$\sigma_k = 71 \cdot 13,38 = 950 \text{ kg/cm}^2.$$

Demzufolge sind alle Füllglieder aus  $\angle 20/20/4$  herzustellen und mit 14 mm-Nieten anzuschließen. Alle Beanspruchungen liegen weit unter der maximal zulässigen.

#### Berechnung der Füllglieder im Untergurt.

Die Berechnung dieser Füllglieder erfolgt auf derselben Grundlage wie die Berechnung der Füllglieder im Obergurt. Auch hier zeichnet man sich den entsprechenden Cremonaplan Abb. 75 auf, woraus man sich die einzelnen Stabkräfte entnehmen kann. Aus Abb. 74 kann man

von Mitte Niet zu Mitte Niet die einzelnen Stabkräfte herausmessen und alsdann mit Hilfe dieser Werte die erforderlichen Stabprofile bestimmen, wobei jeder Stab wieder gegen Knickung zu untersuchen ist. Aus den Abb. 74 und 75 erhält man nun die folgenden Werte:

Stab	Beanspruchung	kg	Stablänge	cm
<i>I</i>		1400	40	
„ <i>II</i>	„	850	50	
„ <i>III</i>	„	700	60	
„ <i>IV</i>	„	500	60	
„ <i>V</i>	„	350	55	
„ <i>VI</i>	„	250	55	
„ <i>VII</i>	„	1060	70	
„ <i>VIII</i>	„	950	80	
„ <i>IX</i>	„	750	85	
„ <i>X</i>	„	670	80	
„ <i>XI</i>	„	1200	90	
„ <i>XII</i>	„	1080	95	

Stab *I*: Gewählt  $\angle 20/40/4$ .

$$F_n = 2,25 - 1,4 \cdot 0,4 = 1,69 \text{ cm}^2, \quad i_{\min} = 0,42 \text{ cm},$$

$$\sigma_a = \frac{1400}{2,25} = 623 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_z = \frac{1400}{1,69} = 829 \text{ kg/cm}^2,$$

$$l = 40 \text{ cm}, \quad \lambda = \frac{40}{0,42} = 95, \quad \omega = 2,12,$$

$$\sigma_a \cdot \omega = 1320 \text{ kg/cm}^2.$$

Stab *VI*: Gewählt  $\angle 20/40/4$  wie bei Stab *I*.

$$\sigma_a = \frac{250}{2,25} = 111 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_z = \frac{250}{1,69} = 148 \text{ kg/cm}^2,$$

$$l = 55 \text{ cm}, \quad \lambda = \frac{55}{0,42} = 131, \quad \omega = 4,06.$$

$$\sigma_a \cdot \omega = 451 \text{ kg/cm}^2.$$

Stab *VII*: Gewählt  $\angle 35/35/4$ .

$$F_n = 2,67 - 1,4 \cdot 0,4 = 2,11 \text{ cm}^2, \quad i_{\min} = 0,68 \text{ cm},$$

$$\sigma_a = \frac{1060}{2,67} = 398 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_z = \frac{1060}{2,11} = 502 \text{ kg/cm}^2,$$

$$l = 70 \text{ cm}, \quad \lambda = \frac{70}{0,68} = 103, \quad \omega = 2,51,$$

$$\sigma_a \cdot \omega = 398 \cdot 2,51 = 999 \text{ kg/cm}^2.$$

Stab *X*: Gewählt  $\angle 35/35/4$  wie bei Stab *VII*.

$$\sigma_a = \frac{670}{2,67} = 251 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_z = \frac{670}{2,11} = 318 \text{ kg/cm}^2,$$

$$l = 80 \text{ cm}, \quad \lambda = \frac{80}{0,68} = 118, \quad \omega = 3,30,$$

$$\sigma_a \cdot \omega = 828 \text{ kg/cm}^2.$$

Stab *XI*: Gewählt  $\angle 40/40/4$ .

$$F_n = 3,08 - 1,4 \cdot 0,4 = 2,53 \text{ cm}^2, \quad i_{\min} = 0,78 \text{ cm},$$

$$\sigma_a = \frac{1200}{3,08} = 390 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_z = \frac{1200}{2,52} = 476 \text{ kg/cm}^2,$$

$$l = 90 \text{ cm}, \quad \lambda = \frac{90}{0,78} = 116, \quad \omega = 3,19,$$

$$\sigma_a \cdot \omega = 1244 \text{ kg/cm}^2.$$

Stab *XII*: Gewählt  $\angle 40/40/4$  wie bei Stab *XI*.

$$\sigma_a = \frac{1080}{3,08} = 350 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_z = \frac{1080}{2,52} = 429 \text{ kg/cm}^2,$$

$$l = 95 \text{ cm}, \quad \lambda = \frac{95}{0,78} = 122, \quad \omega = 3,53,$$

$$\sigma_a \cdot \omega = 1236 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Anschluß aller Streben erfolgt auf beiden Seiten mittels eines Nietes von 14 mm Durchmesser. Größte Druck- bzw. Zugkraft:  $D = 1400 \text{ kg}$ . Bei 14 mm Niet-Durchmesser beträgt der Querschnitt  $f = 1,54 \text{ cm}^2$ .

$$\sigma_s = \frac{1400}{1,54} = 909 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_t = \frac{1400}{1,4 \cdot 0,4} = 2500 \text{ kg/cm}^2.$$

Zusammengefaßt sind also die Füllglieder des Untergurts aus folgenden Profilen herzustellen:

Stab *I* bis *VI* aus  $\angle 20/40/4$   
 „ *VII* bis *X* „  $\angle 35/35/4$   
 „ *XI* und *XII* „  $\angle 40/40/4$

Die Berechnung der Füllglieder läßt sich aber noch auf eine andere Art durchführen, welche der Vollständigkeit halber hier ebenfalls noch gezeigt sein soll. Im Prinzip beruht diese Berechnungsart auf derselben Grundlage wie die früher bereits angeführte zweite Berechnungsart der Mastdiagonalen. Man verlängert also auch hier wieder die Richtung der Gurtungseisen bis zu deren Schnittpunkt und fällt von der Verlängerung der Füllgliedrichtung die Lotrechte auf diesen Schnittpunkt, wie dies mit den Abb. 76 und 77 dargestellt ist. Die verschiedenen Stabkräfte bestimmen sich alsdann nach der Formel:

Kraft im Stab  $D_2$ :

$$S_2 = \frac{H \cdot l_2}{x_2} = \text{kg},$$

und Kraft im Stab  $D_1$ :

$$S_1 = \frac{H \cdot l_1}{x_1} = \text{kg}.$$

Im übrigen ist alsdann die Berechnung dieselbe wie im letzten praktischen Beispiele gezeigt.

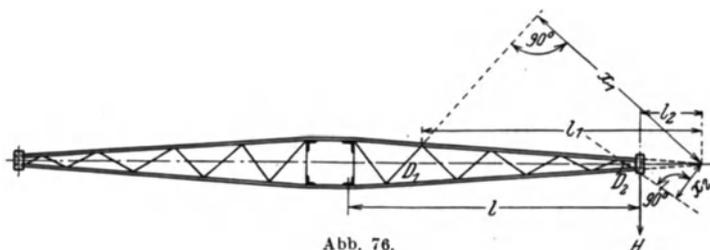


Abb. 76.

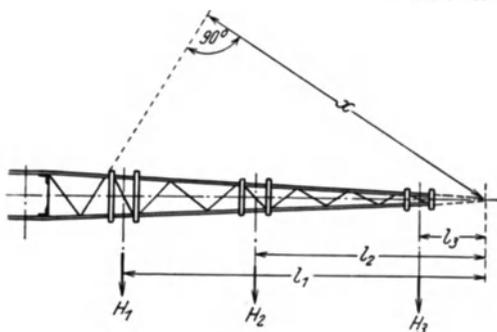


Abb. 77.

Tritt nun noch der Fall ein, daß an einem Traversenuntergurt mehr als eine Horizontalkraft angreift, so wie dies in Abb. 77 dargestellt ist, so bestimmt sich z. B. die Kraft in der Strebe  $D$  zu

$$S = \frac{H \cdot (l_1 + l_2 + l_3)}{x} = \text{kg},$$

wobei natürlich vorausgesetzt ist, daß die an den

verschiedenen Punkten angreifenden Kräfte alle gleich groß sind. Sind die angreifenden Horizontalkräfte nicht alle gleich, so würde die Formel lauten:

$$S = \frac{H_1 \cdot l_1 + H_2 \cdot l_2 + H_3 \cdot l_3}{x} = \text{kg}.$$

## 9. Die Befestigung der Maste im Erdreich.

Der Standfestigkeit der Maste im Erdreich ist praktisch ebensoviel Aufmerksamkeit zu schenken als der statischen Festigkeit der eigentlichen Gittermastkonstruktion, was als Selbstverständlichkeit bezeichnet werden dürfte. Aus diesem Grunde hat auch der VDE in dieser Richtung ganz bestimmte Vorschriften erlassen. Als Hauptberechnungsart für Fundamente wird hier die Berechnung nach Dr.-Ing. Fröhlich angegeben, welche innerhalb Deutschlands auch im allgemeinen als vollkommen genügend angesehen werden dürfte. Als weitere Berechnungsarten werden noch diejenigen nach Mohr, Sulzberger und Kleinlogel angegeben, welche jedoch nur bei besonders schlechten Bodenverhältnissen anzuwenden sind. Da bei den letztgenannten Berechnungsarten stets mit sog. Baugrundziffern gerechnet wird, deren Werte noch keineswegs als endgültig festlegend bezeichnet

werden können, soll auf diese hier nicht weiter eingegangen werden. Es bestehen über alle genannten Fundierungsarten besondere Abhandlungen und Broschüren, auf die hier hingewiesen sei.

Demzufolge sei also hier lediglich die Berechnungsart nach Dr.-Ing. Fröhlich angegeben und auf dessen Broschüre: „Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten“<sup>1</sup> besonders hingewiesen.

Ganz allgemein unterscheidet man nur zwei Hauptarten von Mastfundierungen. Es sind dies

- a) die Betonfundierung und
- b) die Schwellenfundierung,

deren Berechnungsgang im folgenden kurz gezeigt werden soll.

### a) Die Betonblockfundierung.

Wie bereits in einem früheren Kapitel gesagt, ist es nahezu allgemein üblich, daß alle Abspannmaste mit Betonfundamenten ausgerüstet werden. Lediglich bei Leitungen, bei welchen nur kleine Querschnitte verlegt werden, wird es der Fall sein, daß auch Abspannmaste noch ausnahmsweise mit Schwellenfundierung versehen werden.

Diese Betonblockfundamente waren nun bisher stets so vorgesehen und beschaffen, daß jeweils unter dem eigentlichen Mastkörper noch eine sog. Fundamentsohle vorgesehen war. Da diese Sohle immer ein bis zwei Tage vor der Aufstellung des Mastes hergestellt wurde, so war dieser Zement an der Oberfläche bereits angetrocknet, als die weitere Zementschicht aufgeschüttet wurde. Dadurch kam es dann, daß zwischen Sohle und eigentlichem Fundament keinerlei feste oder einwandfreie Verbindung bestand, obwohl die Sohle bei der Berechnung mit in Rechnung gestellt war. Aus diesem Beweggrunde heraus ist man nun in den neuesten VDE-Vorschriften dazu übergegangen, vorzuschreiben, daß die Fundamentsohlen in Zukunft nicht mehr bei der Berechnung berücksichtigt werden dürfen und daher in Wegfall kommen können. Trotz alledem möchte ich meinerseits aber sagen, daß es insbesondere bei schweren Masten stets angebracht erscheint, auch in Zukunft, wenn auch nur schwache, d. h. dünne, Sohlen vorzusehen, da durch solche Sohlen schon das Aufstellen der Maste vereinfacht wird. Der Vollständigkeit halber sei in den nachstehenden Abb. 78 und 79, sowohl die alte wie die neue Art der Fundamentausbildung dargestellt.

Für die Berechnung dieser Art von Fundamenten sind nach Dr.-Ing. Fröhlich folgende Formeln anzuwenden:

$$b_2^3 - 1,88 \frac{t+b}{t+0,94} \cdot b_2^2 + 1,88 \frac{t+\frac{b}{2}}{t+0,94} \cdot b_2 \cdot b_1 = \frac{P \cdot (t+2h)}{1190 \cdot t \cdot (t+0,94)} \quad (1)$$

<sup>1</sup> Berlin: W. Ernst & Sohn. 2. Aufl.

und

$$t_1 = t - \frac{b_2 - b_1}{2}. \quad (2)$$

In vorstehenden Gleichungen bedeuten:

$t$  = Eingrabetiefe des Mastes von Erdoberkante bis Fundamentsohle,

$b_1$  = Fundamentbreite an der Erdaustrittsstelle, welche auf Grund der Mastbreite an dieser Stelle festzulegen ist,

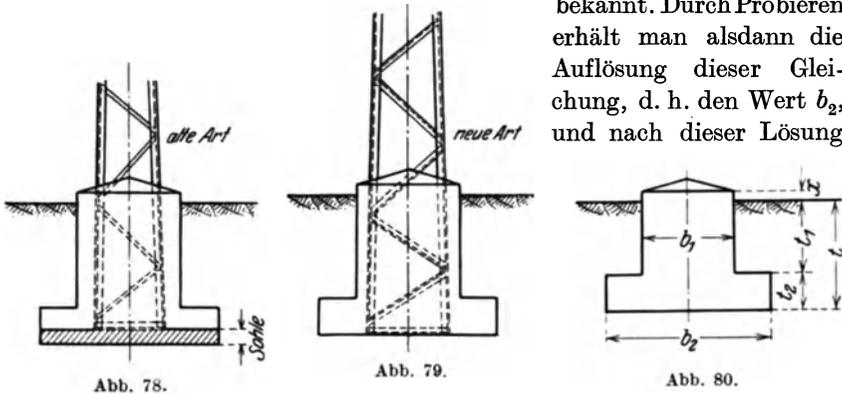
$b_2$  = Sohlenbreite des Fundaments,

$P$  = Summe der am Mast angreifenden Kräfte

$$P = Z + \frac{W}{2},$$

worin wieder  $Z = Z_e$  = Mastspitzenzug und  $W$  = Gesamtwinddruck auf den Mast über Erde ist. In der Gleichung (1) sind die Werte  $t$  und  $b_1$

bekannt. Durch Probieren erhält man alsdann die Auflösung dieser Gleichung, d. h. den Wert  $b_2$ , und nach dieser Lösung



ohne weiteres das Resultat der Gleichung (2). Die vorgenannte Gleichung (1) ist nun besonders für vollkommen neu zu berechnende Mastfundamente zu empfehlen bzw. anzuwenden.

Dr.-Ing. Fröhlich nennt noch eine zweite Gleichung zur Bestimmung des Wertes  $b_2$ , welche lautet:

$$b_2 = 1,37 \sqrt{\frac{Z \cdot \left(\frac{t}{2} + h\right)}{1120 \cdot t^2 \cdot b_2} + (b_2 - b_1) \cdot \frac{t_1}{t}} =$$

Da in dieser Formel das Bekanntsein der Zahlenwerte von  $b_2$  und  $t_1$  Bedingung ist, so ist diese Art der Berechnung mehr für die Nachrechnung bereits vorhandener Fundamente oder als Kontrollrechnung zu empfehlen.

In den vorgenannten Formeln zur Berechnung der Blockfundamente ist das auf der Grundplatte auflagernde Erdgewicht unter einem Böschungswinkel von  $\text{tg } \alpha = 0,4$  berücksichtigt, so daß demzu-

folge eine diesbezügliche Erdgewichtsberechnung nicht mehr erforderlich ist. Soll dagegen ein Fundament berechnet werden, ohne daß sowohl das auflagernde als auch das seitliche Erdgewicht hierin berücksichtigt sind, d. h. der Mast standsicher sein soll ohne Berücksichtigung jeglicher Erdlast, so ist dieses Fundament unter Zugrundelegung der Mohrschen Theorie zu berechnen. Die geforderte Standsicherheit des Mastes ist alsdann gegeben, wenn

$$p_k = \frac{2 \cdot G}{3 \cdot b_2 \cdot c} \leq 2,5 \text{ kg/cm}^2,$$

worin

$$c = \frac{b_2}{2} - \frac{M}{G}.$$

Hierin bedeuten:

$M$  = Moment in halber Eingrabetiefe,

$G$  = Gewicht des Mastes + Gewicht des Fundaments,

$b_2$  = Fundamentbreite an der Sohle.

Neben diesen Betonblockfundamenten findet man aber auch sog. Einzelblockfundamente, welche insbesondere bei den sog. „weitgespreizten“ Masten oder Masten mit „aufgelösten“ Fundamenten Anwendung finden, und zwar deshalb, weil durch die Weit spreizung des Mastes die in den Masteckstielen auftretenden Druck- bzw. Zugkräfte weitestmöglich klein gehalten sind. Die Standsicherheit eines Mastes ist in solchen Fällen erwiesen, wenn an den einzelnen Eckstielen solche Fundamente vorhanden sind, welche sowohl auf der Druckseite als auch auf der Zugseite die vorgeschriebenen Bedingungen erfüllen, d. h., daß auf der Druckseite die Bodenpressung nicht überschritten wird und auf der Zugseite genügend Erdauflast als Gegenlast gegen den auftretenden Zug vorhanden ist. Die Art dieser Fundamente ist aus Abb. 81 ersichtlich.

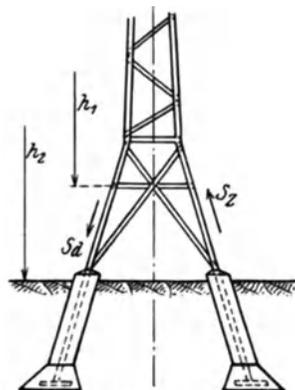


Abb. 81.

Durch diese Art der Mastfundierung bzw. der Mastausbildung kann gegenüber den Betonblockfundamenten an Beton nicht unerheblich eingespart werden. Die Berechnung dieser Einzelblockfundamente erfolgt derart, daß die an der Erdeinspannstelle auftretenden Druck- und Zugkräfte in den Eckstielen genau bestimmt werden und dementsprechend die Berechnung durchgeführt wird. Hierbei ist zu beachten, daß die maximale Bodenpressung auf der Druckseite mit  $2,5 \text{ kg/cm}^2$  keinesfalls überschritten wird. Demzufolge muß also auf der Druckseite die Größe des Querschnittes der Fundamentsohle nach dieser Richtung hin geprüft werden.

In vorstehender Abb. 81 bedeuten:

$S_d$  = Druckkraft in einem Eckstiel, bezogen auf das Moment an der Erdaustrittsstelle,

$S_z$  = Zugkraft in einem Eckstiel, bezogen auf das Moment an der Erdaustrittsstelle,

$h_1$  = Hebelarm zu Bestimmung der Momente für die Mastberechnung,

$h_2$  = Hebelarm zur Bestimmung des Momentes an der Erdeinspannstelle zwecks Ermittlung der vorgenannten Werte  $S_d$  und  $S_z$ .

Anders ist es auf der Zugseite, woselbst ein Gegengewicht gegen die hier auftretende Zugkraft  $S_z$  geschaffen werden muß. Dieses Gegengewicht wird durch das Eigengewicht des Fundamentbetons und durch die auflagernde Erdlast gebildet. Zur Gewichtsbestimmung der soeben genannten auflagernden Erdlast soll nach Dr.-Ing. Fröhlich ein Böschungswinkel von  $\text{tg } \alpha = 0,4$  zugrunde gelegt werden. Weiter-

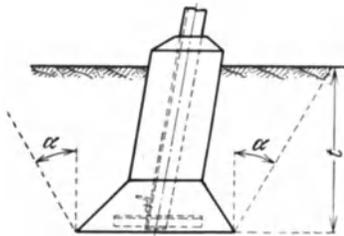


Abb. 82.

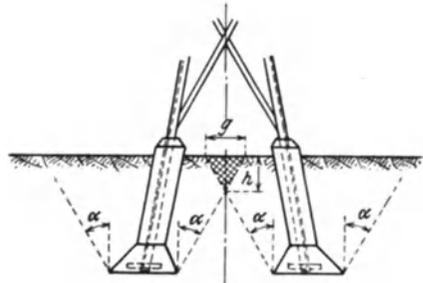


Abb. 83.

hin darf bei dieser Gegengewichtsbestimmung das Gewicht des Betons höchstens mit  $2000 \text{ kg/m}^3$  und das des auflastenden Erdreichs mit  $1600 \text{ kg/m}^3$  angenommen werden. Siehe Abb. 82.

Endlich ist bei dieser Fundamentberechnungsart noch zu prüfen, ob nicht der Fall eintritt, daß sich auf der Mastzugseite, auf welcher insbesondere die Erdlast des Böschungswinkels eine große Rolle spielt, die gegenseitigen Böschungswinkel schneiden, so daß nur einmal mit dieser überdeckten Erdlast gerechnet werden kann. In Abb. 83 ist ein solcher Fall dargestellt, in welchem sich die Böschungswinkel schneiden. Die Standsicherheit des Mastes gilt in solchen Fällen nur dann als gegeben, wenn die auflagernde Erdlast auch ohne oder höchstens nur unter Berücksichtigung des halben Erdgewichts dieses Überdeckungskeiles ausreicht. Dieser Sonderfall tritt jedoch nur bei enggespreizten Masten auf.

Eine weitere Art von Betonfundament, sofern man dieses noch so bezeichnen darf, ist der Malonenanker, welcher nach seinem Erfinder benannt ist. Diese Fundamentart, für welche noch keinerlei Art von besonderer Berechnung besteht, ist insbesondere für Tragmaste zu empfehlen, da dieselbe gegenüber den anderen Fundierungsarten große

Vorteile in bezug auf die Billigkeit ihrer Herstellung besitzt. Bei dieser Fundamentart wird nämlich das kostspielige Ausschachten der Fundamentgruben erspart und hierdurch ebenfalls wieder das nach der Fundierung erforderliche Zuwerfen der Mastgrube sowie das Abfahren des überschüssigen Erdaushubs. Die einzige Vorbedingung, welche hier erfüllt sein muß, ist dieselbe wie bei den Einzelblockfundamenten, nämlich, daß die Maste an der Erdaustrittsstelle möglichst weit gespreizt sind, um dadurch wieder die in den Eckstielen auftretenden Druck- bzw. Zugkräfte möglichst klein zu halten.

Die Herstellung dieser Fundierung geschieht nun wie folgt: In der Breite der vier Eckstiele des Mastes werden in Richtung derselben vier Löcher in der Tiefe der allgemein angenommenen Eingrabetiefe gebohrt. Ist dies geschehen, so wird auf den Grund der Bohrung eine Sprengladung gebracht und dieselbe hier entzündet. Hierdurch entsteht in der Tiefe eine etwas kugelige Rundung und eine gleichzeitige starke Pressung der umgebenden Erdschicht. In dieses Loch wird alsdann der zu fundierende Eckstiel, welcher entweder durch Deformation stark uneben oder aber, wie in unserer Abb. 84 gezeigt, mit kleinen Querriegeln versehen ist, eingeführt und hierauf sowohl das Sprengloch als das Bohrloch mit Zement ausgestampft. Durch diesen Betonmantel im Bohrloch wird noch gleichzeitig ein Abrosten der Eckstiele im Erdreich vermieden. Versuche haben ergeben, daß mit dieser Art von Fundamenten sehr große Standsicherheiten erzielt werden können, nur muß das Einfüllen des Betons mit größter Sorgfalt vorgenommen werden.

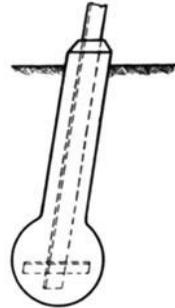


Abb. 84.

### b) Die Schwellenfundierung.

Die Mastfundierung mittels Schwellen kann für alle Mastarten in Frage kommen. Am häufigsten findet man diese jedoch bei Tragmasten, da bei Abspannmasten mit hohen Spitzenzügen sowohl große Fundamentplatten als auch Eingrabetiefen erforderlich werden, welche sich auf die Gesteungskosten der Fundierung äußerst ungünstig auswirken. Die Schwellen selbst können aus Eisen, Beton oder Holz bestehen. Am häufigsten findet man hier die Eisenbahnholzwischellen mit dem normalen Querschnitt  $16 \times 26$  cm.

Die Schwellenfundamente können mit geteilter und ungeteilter Platte ausgeführt werden. Da nun aber bei dieser Mastfundierung ebenso wie bei der Einzelblockfundierung das auf der Platte auflagernde Erdgewicht die maßgebende Rolle spielt, und daher auch hier wieder mit dem Vorkommen eines Überdeckungskeiles gerechnet werden muß, so ist es am vorteilhaftesten, die Fundierung mit geteilten Platten aus-

zuführen und die Schwellen weitestmöglich außerhalb der Gurtungseisen anzuordnen. Selbstverständlich ist dann hierbei wieder darauf Rücksicht zu nehmen, daß die Fuß-U-Eisen keine allzugroßen freien Ausladungen erhalten, da in solchem Falle wieder große U-Eisenprofile erforderlich werden, und demzufolge diese die Fußkonstruktion im ganzen wieder verteuern. Somit ergibt sich auch hier wieder ein bestimmter Punkt der Wirtschaftlichkeit, bei welchem man das günstigste Fundament erhält. Jedenfalls kann gesagt werden, daß bei allen Fundamentarten, bei welchen die auflagernde Erdlast mit in Rechnung gestellt werden kann bzw. wird, die geringste Änderung der Eingrabetiefe die Fundamentabmessungen ganz wesentlich beeinflußt, d. h. je größer die Eingrabetiefe von Erdoberkante bis Oberfläche der

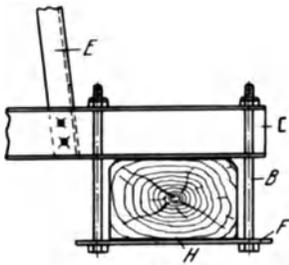


Abb. 85.

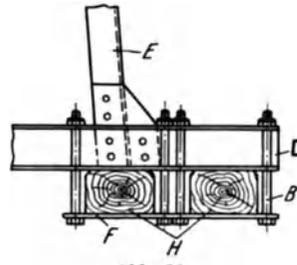


Abb. 86.

Fundamentplatte, desto kleiner kann die Fundamentplatte selbst werden und umgekehrt.

Die Befestigung der Schwellen an den Fuß-U-Eisen erfolgt mittels Schraubenbolzen, welche man allgemein auch Fußanker nennt. Hierbei muß aber stets darauf geachtet werden, daß zur Befestigung der Schwellen keinesfalls das Schwellenholz selbst durchbohrt wird, da hierdurch nur Fäulnisstellen am bzw. im Holz geschaffen werden. Es besteht weiterhin bei 90% der vorkommenden Fälle die Möglichkeit, die Fußanker durch den Steg der Fuß-U-Eisen gehen zu lassen. Für den Anschluß sieht man nun für jede Schwelle und an jedem Fuß-U-Eisen zwei Schraubenbolzen vor und verbindet diese beiden Schraubenbolzen unterhalb der Schwelle mittels eines starken Flacheisens, womit alsdann die Schwelle an das Fuß-U-Eisen gepreßt wird. (Siehe Abb. 85 und 86.)

In diesen beiden Abbildungen bedeuten:

*E* = Eckstiel des Mastes,

*B* = Schraubenbolzen für Schwellenbefestigung (Fußanker),

*F* = Flacheisen,

*H* = Holzschwelle,

□ = Fuß-U-Eisen.

Tritt nun der Fall ein, daß zur Herstellung der erforderlichen Plattengröße mehr als eine Schwelle benötigt wird, so werden soviel

Schwellen als erforderlich pro Mastseite nebeneinander gelegt und diese alsdann als Gesamtplatte betrachtet (Abb. 86). Der Abstand zwischen je zwei Schwellen ist hierbei nur so groß zu wählen, wie derselbe für die Anbringung der Fußanker unbedingt erforderlich ist. Möglichst soll aber dieser Abstand 15 cm nicht überschreiten. Solange der Abstand zwischen den einzelnen Schwellen das vorstehende Maß nicht überschreitet, kann derselbe bei der Bestimmung der auflagernden Erdlast und der hierbei maßgebenden Plattenbreite bei letzterer mit in Rechnung gestellt werden, was, wie aus dem später angeführten Beispiel ersichtlich, für die Berechnung sehr von Vorteil ist.

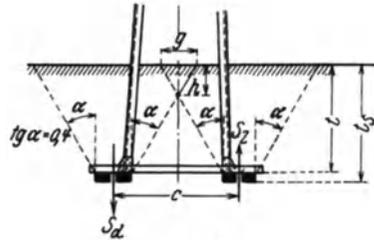


Abb. 87.

Zur Bestimmung der Erdauflast auf einer Plattenseite wird auch hier wieder mit einem bestimmten Böschungswinkel  $\alpha$  gerechnet. Auf Grund vorgenommener Versuche gibt nun Dr. Ing. Fröhlich an, daß bei der Berechnung der Erdauflast bei geteilten Platten mit einem Böschungswinkel von  $\text{tg } \alpha = 0,4$  gerechnet werden kann, und dieser letztgenannte Wert ist auch vom VDE als richtig anerkannt. Das nach Abb. 87 und 88 auf einer Plattenseite auflagernde Erdgewicht bestimmt sich nach der Formel:

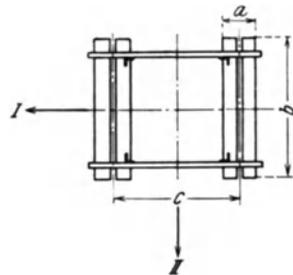


Abb. 88.

I Leitungsrichtung bei Abspannmasten,  
 II Leitungsrichtung bei Tragmasten.

$$E = \gamma \cdot t_1 \cdot [(a \cdot b) + (a + b) \cdot 0,4 \cdot t_1 + 0,213 \cdot t_1^2].$$

In dieser Formel bedeuten:

- $\gamma$  = das Erdgewicht = 1600 kg/m<sup>3</sup>,
- $t_1$  = die Eingrabtiefe bis Oberkante Platte,
- $a$  und  $b$  = die Abmessung der beiderseits des Mastes vorhandenen Platten.

Die Standsicherheit eines Mastes gilt als erwiesen, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

Auf der Zugseite:

$$E \geq P - \frac{G_m}{2},$$

und auf der Druckseite:

$$\sigma_p \leq \frac{P + \frac{G_m}{2}}{F} \leq \frac{2 \cdot P + G_m}{2 \cdot F}.$$

In diesen beiden letzten Gleichungen bedeuten:

- $E$  = das auf einer Plattenseite auflagernde Erdgewicht,
- $F$  = der Querschnitt der Schwellen zur Druckübertragung,
- $G_m$  = Masteigengewicht inkl. Fußkonstruktion und Schwellen,
- $P$  = die auf je eine Plattenseite wirkende Kraft =  $S_d$  oder  $Z_x$ .

Demzufolge wird auf der Zugseite:

$$P = S_z = \frac{M_s}{c} - \frac{G_m}{2} = \frac{Z \cdot (h + t)}{c} - \frac{G_m}{2},$$

und auf der Druckseite:

$$P = S_d = \frac{M_s}{c} + \frac{G_m}{2} = \frac{Z \cdot (h + t)}{c} + \frac{G_m}{2}.$$

Hierin bedeuten:

$M_s$  = das Moment an der Fundamentsohle,

$c$  = der Abstand von Plattenmitte zu Plattenmitte,

$\sigma_p$  = Bodenpressung (max. zulässig 2,5 kg/cm<sup>2</sup>).

Bei ungeteilter Grundplatte lautet die Formel zur Berechnung der auflagernden Erdlast:

$$E = \gamma \cdot t_1 [(a \cdot b) + (a + b) \cdot 0,3 \cdot t_1 + 0,12 \cdot t_1^2].$$

Diese Formel wird, wie aus dem nachfolgenden Rechnungsbeispiel ersichtlich, bei der Nachrechnung der Standsicherheit des Mastes in Leitungsrichtung gebraucht.

Bezüglich der zulässigen Bodenpressung wäre noch zu erwähnen, daß dieselbe in normalem Baugrund 2,5 kg/cm<sup>2</sup> keinesfalls überschreiten darf. Bei schlechten Grundierungsverhältnissen ist es ratsam, die max. zulässige Bodenpressung kleiner als vorstehend angegeben zu wählen.

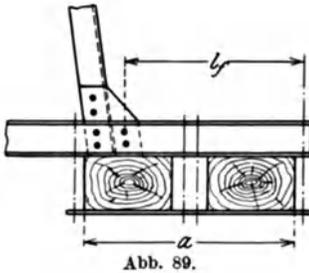


Abb. 89.

#### Berechnung der Fuß-U-Eisen.

Die Berechnung der Fuß-U-Eisen muß auf Biegung erfolgen. Wohl bei allen vorkommenden Fällen dürfte der größte Teil der Fundamentplattenbreite außerhalb der Mastestiele liegen, so daß der frei auskragende Fuß-U-Eisenteil auf Biegung zu untersuchen ist (siehe Abb. 89).

Die Berechnung erfolgt alsdann nach folgenden Formeln:

$$M_f = \frac{S_a \cdot l_f^2}{4 \cdot a} = \text{mkg},$$

$$\sigma_b = \frac{M_f}{W_x} = \text{kg/cm}^2,$$

worin:

$a$  = die Fundamentplattenbreite,

$l_f$  = freie Auskragung der Fuß-U-Eisen,

$M_f$  = das Moment an der Fundamentsohle,

$W_x$  = das Widerstandsmoment der Fuß-U-Eisen.

## Die Berechnung der Schwellenbefestigungsschrauben.

Die Befestigungsschrauben der Schwellen, oder auch kurz Fußanker genannt, werden auf Zug beansprucht und ihre max. Beanspruchung darf  $900 \text{ kg/cm}^2$  nicht überschreiten. Weiterhin ist darauf zu achten, daß als zu beanspruchender Bolzenquerschnitt hier nur der Kernquerschnitt der Schrauben eingesetzt werden darf. Die zur Berechnung erforderlichen Formeln lauten:

Zugbeanspruchung eines Schraubenbolzens:

$$Z = \frac{S_z}{x} = \text{kg},$$

worin:  $S_z$  die Zugbeanspruchung und  $x$  Anzahl der auf einer Plattenseite vorgesehenen Schraubenbolzen.

Hiernach:

$$\sigma_z = \frac{Z}{f_k} = \text{kg/cm}^2,$$

worin  $f_k$  den Kernquerschnitt eines Schraubenbolzens bedeutet.

## Die Berechnung der Holzschwellen.

Ebenso wie bei den Fuß-U-Eisen ist auch bei den Schwellen die jeweils frei auskragende Länge der Schwelle auf Biegung zu untersuchen. Hierzu lauten die Formeln:

Biegemoment:

$$M_b = \frac{\sigma_p \cdot 26 \cdot l_s^2}{2} = \text{oder wenn}$$

$$l_s < 0,207 \cdot b,$$

$$M_b = \frac{\sigma_p \cdot 26 \cdot b}{2} \cdot \left( \frac{b}{4} - l_s \right) = \text{cmkg},$$

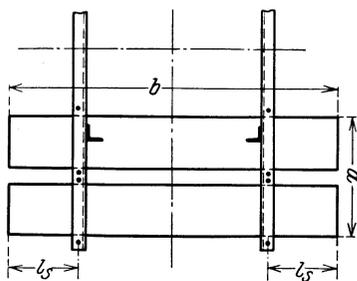


Abb. 90.

und hieraus die Biegebeanspruchung:

$$\sigma_b = \frac{M_b}{W_s} = \text{kg/cm}^2,$$

worin  $W_s$  das Widerstandsmoment einer Schwelle ist.

$W_s$  für normale Eisenbahnschwellen =  $1111 \text{ cm}^3$ .

Sind somit alle vorgenannten Bedingungen erfüllt und die max. zulässigen Beanspruchungen nicht überschritten, so ist die Standsicherheit eines Mastes nachgewiesen und gegeben.

Zum Schlusse muß nun aber noch ein allgemeiner Nachteil der mit Schwellen fundierten Maste erwähnt werden, und zwar besteht dieser darin, daß die im Erdteil eingegrabenen Eisenteile soviel wie keinerlei Schutz gegen Rosten besitzen. Die Erfahrung hat gelehrt, daß die

Gefahr des Abrostens der Eisenteile hauptsächlich von ca. 20 bis 40 cm über Boden bis ca. 40 bis 60 cm unter Erdoberfläche vorhanden ist.

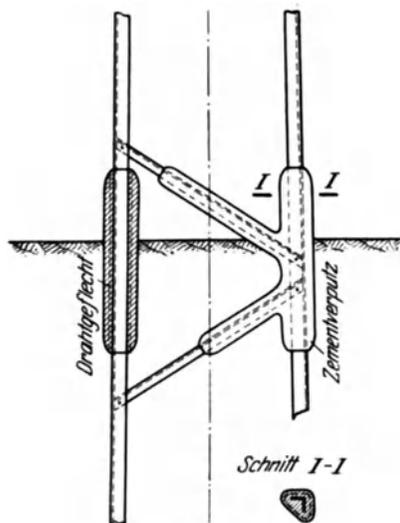


Abb. 91.

Eine besonders nennenswerte Gefahr des Abrostens der Eisenteile unterhalb genannter 60 cm unter der Erdoberfläche besteht kaum mehr, da hier nur selten mit direkt feuchten Erdmassen zu rechnen ist und die zur Zersetzung des Eisens erforderliche Luftzufuhr vollkommen fehlt. Um nun die Gefahrstelle vor Abrostung zu schützen, ist es mehr als ratsam, die obengenannte Gefahrzone mittels eines sog. Rabitzverputzes zu schützen, wie es in Abb. 91 dargestellt ist. Dieser Rabitzverputz besteht aus einer Betonummantelung aller gefährdeten Eisenteile, welche noch, um ihre Festigkeit zu erhöhen, durch ein dünnes Drahtnetz, wie aus der Abbildung ersichtlich, stabilisiert ist. Bei

allen übrigen im Erdreich eingeschlossenen Eisenteilen genügt es alsdann, wenn dieselben mit einer anerkannten guten Rostschutzfarbe gestrichen sind.

### Rechnungsbeispiele.

**Beispiel 26.** Es ist das Blockfundament eines Eisengittermastes mit einem Spitzenzug von 900 kg und einem Winddruck auf den Mast von 520 kg zu berechnen. Die freie Masthöhe beträgt 13,5 m und die Eingrabetiefe 2,0 m. Welche Abmessungen erhält der Fundamentblock?

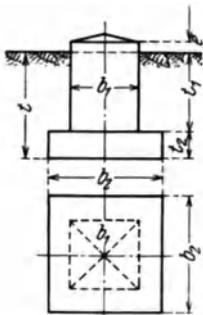


Abb. 92.

Die Fundamentabmessungen bestimmen sich zu: Gewählt ist auf Grund der Mastbreite an der Erdaustrittsstelle  $b_1 = 1,30$  m (Abb. 92).

$$b_2^3 - 1,88 \frac{2 + 1,30}{2 + 0,94} \cdot b_2^2 + 1,88 \frac{2 + \frac{1,30}{2}}{2 + 0,94} \cdot b_2 \cdot 1,30 = \frac{\left(900 + \frac{520}{2}\right) \cdot (2,0 + 2 \cdot 13,5)}{1190 \cdot 2,0 \cdot (2,0 + 0,94)}$$

$$b_2^3 - 2,11 b_2^2 + 2,20 b_2 = 4,81.$$

Durch Probieren erhält man:

$$b_2 = 2,20 \text{ m}$$

und demzufolge wird:

$$t_1 = 2,0 - \frac{2,20 - 1,30}{2} = 1,55 \text{ m,}$$

demnach:

$$t_2 = 0,45 \text{ m.}$$

**Beispiel 27.** Es ist das Schwellenfundament für einen Tragmast zu berechnen, dessen Spitzenzug 1200 kg, freie Höhe 24,0 m und Eingrabetiefe 2,3 m beträgt. Der Winddruck auf die freie Masthöhe beträgt  $W = 950$  kg. Pro Mastseite sollen je drei normale Eisenbahnschwellen von 2,6 m Länge eingebaut werden. Es sind die Stärke der Fuß-U-Eisen, der Fußanker, der Verbindungsschrauben zwischen Eckstiel und Fuß-

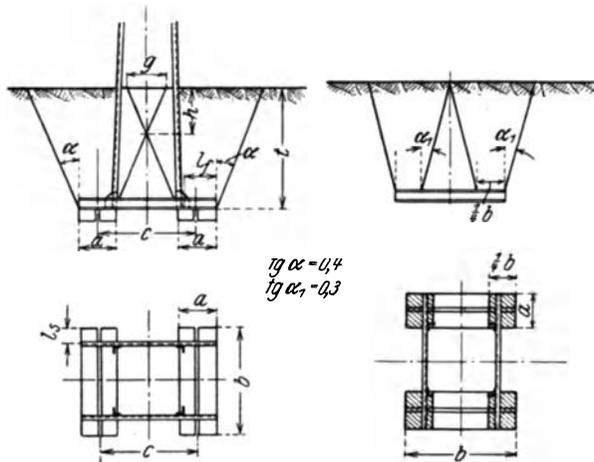


Abb. 93.

U-Eisen und die Bodenpressung zu bestimmen. Ebenso soll der Mast in Leitungsrichtung Standsicherheit besitzen, wobei als Spitzenzug in dieser Richtung  $\frac{1}{4}$  des Mastspitzenzuges zugrunde gelegt werden soll (Abb. 93).

$$\begin{aligned} \text{Moment an der Sohle: } & 1200 \cdot 26,3 = 31\,560 \text{ mkg} \\ & 950 \cdot 14,3 = \underline{13\,585 \text{ mkg}} \\ M_s & = 45\,145 \text{ mkg} \end{aligned}$$

Die Länge des Hebelarmes für den Angriffspunkt des Winddrucks bestimmt sich hier wie folgt:

Der Angriffspunkt des Winddrucks am Mast ist, wie bekannt, in halber freier Masthöhe anzunehmen. Hierzu kommt noch die Eingrabetiefe von 2,3 m, wodurch sich also ergibt:

$$h_w = \frac{h}{2} + t = 12,00 + 2,30 = 14,30 \text{ m.}$$

Abstand von Plattenmitte zu Plattenmitte:  $c = 2,00$  m.

Breite einer Plattenseite:  $a = 3 \cdot 26 + 2 \cdot 12 = 102$  cm.

Mastgewicht inkl. Schwellen und Fußkonstruktion:  $G_m = 4000$  kg.

Schwellenlänge:  $b = 2,60$  m.

Beanspruchung auf der Druckseite:

$$S_d = \frac{45145}{2,0} + \frac{4000}{2} = 24573 \text{ kg.}$$

Beanspruchung auf der Zugseite:

$$S_z = \frac{45145}{2,0} - \frac{4000}{2} = 20573 \text{ kg.}$$

Das auf einer Fundamentplatte auflagernde Erdgewicht bestimmt sich zu:

$$E = 1600 \cdot 2,3 [(2,6 \cdot 1,02) + (2,6 + 1,02) \cdot 0,4 \cdot 2,3 + 0,213 \cdot 2,3^2],$$

$$E = 26160 \text{ kg.}$$

Die Bodenpressung bestimmt sich zu:

$$\sigma_p = \frac{26160}{3 \cdot 26 \cdot 260} = 1,29 \text{ kg/cm}^2,$$

max. zulässig:  $2,5 \text{ kg/cm}^2$ .

Auf Grund vorstehender Berechnungen sind beide Bedingungen für die Standsicherheit erfüllt; denn es ist:

$$S_z < E \quad \text{und} \quad \sigma_p < 2,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Schwellen:

Die freie Auskrägung der Schwellen beträgt:  $l_s = 60$  cm.

Es ist weiterhin:

$$l_s > 0,207 \cdot b.$$

Somit beträgt das Biegemoment für die Schwellen:

$$M = \frac{1,29 \cdot 26 \cdot 60}{2} = 120744 \text{ cmkg.}$$

Das Widerstandsmoment einer Schwelle beträgt:  $W_x = 1111 \text{ cm}^3$ .

Demzufolge die Biegebungsbeanspruchung:

$$\sigma_b = \frac{120744}{1111} = 109 \text{ kg/cm}^2,$$

max. zulässig:  $145$  bzw.  $190 \text{ kg/cm}^2$ .

Berechnung der Fuß-U-Eisen.

Die freie Auskrägung der U-Eisen beträgt:  $l_f = 55$  cm.

Biegemoment:

$$M_f = \frac{24573 \cdot 55^2}{4 \cdot 102} = 182190 \text{ cmkg.}$$

Gewählt ist U-Eisen NP 16 mit einem Widerstandsmoment von  $W_x = 116 \text{ cm}^3$  und demzufolge die Biegungsbeanspruchung:

$$\sigma_b = \frac{182190}{116} = 1570 \text{ kg/cm}^2,$$

max. zulässig:  $1600 \text{ kg/cm}^2$ .

Berechnung der Fußanker.

Für jede Schwelle werden an jedem Fuß-U-Eisen je zwei Schrauben  $\frac{3}{4}''$  stark verwendet. Dies ergibt pro Plattenseite 12 Schrauben.

Kernquerschnitt einer Schraube:  $f = 1,961 \text{ cm}^2$ .

Zugkraft an einer Schraube:

$$Z = \frac{20573}{12} = 1715 \text{ kg}.$$

Demzufolge die Zugbeanspruchung in einer Schraube:

$$\sigma_z = \frac{1715}{1,961} = 875 \text{ kg/cm}^2,$$

max. zulässig:  $900 \text{ kg/cm}^2$ .

Berechnung der Verbindungsschrauben zwischen Eckstiel und Fuß-U-Eisen.

Die Berechnung der Verbindungsschrauben von Eckstiel und Fuß-U-Eisen erfolgt nach denselben Grundsätzen wie die Berechnung von Stoßverbindungsschrauben. Es ist also zur Berechnung derselben die bei der eigentlichen Mastberechnung am Mastende festgestellte Druckkraft  $S_d$  als Maximalkraft für die Verbindungsschraubenberechnung einzusetzen.

Nachrechnung der Standsicherheit des Mastes in Leitungsrichtung.  
Beanspruchung des Mastes:

$$Z = \frac{1}{4} \text{ Mastspitzenzug} = 300 \text{ kg}.$$

Wind auf Traverse in Leitungsrichtung:  $W_t = 100 \text{ kg}$ .

Wind auf den Mast:  $W = 950 \text{ kg}$ .

Somit wird das Moment an der Sohle:

$$300 \cdot 26,3 = 7890 \text{ mkg}$$

$$100 \cdot 25,3 = 2530 \text{ mkg}$$

$$950 \cdot 14,3 = 13585 \text{ mkg}$$

$$M_s = \underline{24005 \text{ mkg}} = 2400500 \text{ cmkg}.$$

Erforderliches Erdgewicht:

$$E = \frac{M_s}{c'} - \frac{G_m}{2},$$

worin

$$c' = \frac{3 \cdot b}{4} = \frac{3 \cdot 260}{4} = 195 \text{ cm}.$$



In Abb. 94 bedeuten:

$b_1$  = Breite des den Eckstiel umfassenden Betonmantels,

$b_2$  = Fundamentsohlenbreite = 1,95 m,

$a$  =  $\frac{1}{2} b_2$ ,

$t$  = Eingrabetiefe,

$t_2$  = Höhe des unteren Fundamentkegels,

$e$  = Höhe des Betonkegels über Erde, ca. 20 bis 40 cm,

$c$  = Stärke des Betonmantels.

Die Breite  $b_1$  bestimmt sich allgemein nach folgenden Gesichtspunkten: Der Zweck des Betonmantels  $b_1$  ist eigentlich nur der, das Eisen des Eckstieles gegen die Gefahr des Abrostens zu schützen. Aus diesem Grunde wählt man durchschnittlich die Stärke des Betonmantels  $c$  von Außenfläche des Eckstieles mit ca. 10 bis 15 cm. Die Größe  $t_1$  kann wahlweise bestimmt werden. Will man jedoch an der Sohlenbreite  $b_2$  einsparen und aus diesem Grunde auch das Betongewicht des gesamten Einzelblockfundaments in Rechnung stellen, so kann  $b_1$  auch größer gewählt werden.

## Anhang 1.

### Die Holzmaste.

Beim Freileitungsbau unterscheidet man allgemein drei Arten von Holzmasten, und zwar: Den einfachen Holzmast mit einer Mindestzopfstärke von 15 cm, den Doppelmast mit Mindestzopfstärken von 9 und 10 cm und den A-Mast mit Mindestzopfstärken von 10 cm.

Im nachstehenden sollen diese drei Arten von Masttypen kurz behandelt werden.

#### a) Der Einfachholzmast.

Diese Maste kommen lediglich als Tragmaste in Frage und dann auch nur bei Leitungen, bei denen kleinere Querschnitte verlegt werden. Es kann gesagt werden, daß Einfachholzmaste bei Hochspannungsleitungen über 20000 Volt heute kaum mehr Verwendung finden. Man findet diese Mastart am häufigsten beim Bau von Niederspannungsleitungen, beim Ortsnetzbau und bei kürzeren Anschlußleitungen.

Der Grund, warum die Holzmaste beim Freileitungsbau kaum mehr Verwendung finden, liegt in der Hauptsache darin, daß man erkannt hat, daß alle Stützpunkte als Fehlerquellen anzusehen sind und Einfachholzmaste keine großen Spannweiten zulassen.

Die erforderliche Zopfstärke  $Z$  bei Einfachholzmasten bestimmt sich nach den VDE-Vorschriften auf Grund folgender Formel:

$$Z = 0,65 \cdot H + k \cdot \sqrt{x \cdot a}.$$

Hierin bedeuten:

$H$  = Gesamtlänge des Postes in m,

$x$  = Summe der Durchmesser aller an dem Mast verlegten Leitungen in mm,

$a$  = Spannweite in m,

$k = 0,22$  für eine zulässige Biegungsspannung von  $145 \text{ kg/cm}^2$ ,

$k = 0,19$  für eine zulässige Biegungsspannung von  $190 \text{ kg/cm}^2$ .

Eine andere Art der Berechnung ist die, daß man das Moment an der Posteinspannstelle  $M$  bestimmt und hieraus alsdann das erforderliche Widerstandsmoment für diese Stelle bestimmt. Es wird dann:

$$W = \frac{M}{\sigma_b} = \text{cm}^3,$$

worin  $\sigma_b = 145$  oder  $190 \text{ kg/cm}^2$  gesetzt werden kann. Hieraus bestimmt man dann den erforderlichen Stangendurchmesser an der Einspannstelle, auf Grund welcher sich dann wieder ohne weiteres die Zopfstärke ableiten läßt.

Der Festigkeitsberechnung aller Holzposte sind laut VDE-Vorschrift Poste von geradem Wuchs und einer Zunahme des Stangendurchmessers von  $0,7 \text{ cm}$  je m Stangenlänge zugrunde zu legen. Zur Beurteilung des geraden Wuchses von Holzposten gilt als Anhalt, daß eine zwischen Erdaustritt und Zopfende an den Mast gelegte Schnur in keinem Punkt größeren Abstand vom Mast haben darf als der Masthalbmesser an dieser Stelle beträgt.

Tabelle 13. Zulässige Beanspruchung von Einfachholzposten.

Stangendurchm. an der Einspann- stelle $d$ cm	Umfang $U$ cm	Quer- schnitt $F$ cm <sup>2</sup>	Trägheits- moment $J$ cm <sup>4</sup>	Wider- stands- moment $W$ cm <sup>3</sup>	Maximal zulässiges Biegemoment an der Einspannstelle bei	
					$k_b = 145 \text{ kg/cm}^2$	$k_b = 190 \text{ kg/cm}^2$
					mkg	mkg
9	28,274	63,62	322,1	71,57	103	136
10	31,416	78,54	490,9	98,17	142	186
11	34,558	95,03	718,7	130,7	189	248
12	37,699	113,1	1018,0	169,6	246	322
13	40,841	132,7	1402,0	215,7	312	409
14	43,892	153,9	1886,0	269,4	390	512
15	47,124	176,7	2485,0	331,3	480	629
16	50,265	201,1	3217,0	402,1	583	764
17	53,407	227,0	4100,0	482,3	699	916
18	56,549	254,5	5153,0	572,6	830	1088
19	59,690	283,5	6397,0	673,4	976	1279
20	62,832	314,2	7854,0	785,4	1138	1492
21	65,973	346,3	9547,0	909,2	1318	1727
22	69,115	380,1	11499,0	1045,0	1515	1985
23	72,257	415,5	13737,0	1194,0	1731	2268
24	75,398	452,4	16286,0	1357,0	1967	2578
25	78,540	490,9	19175,0	1534,0	2224	2914
26	81,681	530,9	22432,0	1726,0	2502	3279
27	84,823	572,6	26087,0	1932,0	2801	3670
28	87,965	615,8	30172,0	2155,0	3124	4094
29	91,106	660,5	34719,0	2394,0	3471	4548
30	94,248	706,9	39761,0	2651,0	3844	5037
31	97,389	754,8	45333,0	2925,0	4241	5557
32	100,531	804,2	51472,0	3217,0	4664	6112

### b) Der Doppelmast.

Unter Doppelmast versteht man zwei senkrecht nebeneinander stehende Einfachmaste. Diese Maste können nun miteinander verbunden, d. h. verdübelt sein oder auch nicht. Unter Verdübelung versteht man die Verbindung der in Frage kommenden zwei Maste mittels Schrauben und kurzen Zwischenstücken, welche aus Holz oder aber auch Beton bestehen können. Diese Zwischenstücke nennt man die Dübel. Laut Vorschrift des VDE muß eine solche Verdübelung der Maste je nach Mastlänge 4- bis 6mal vorgenommen werden. Bestimmte Vorschrift hierbei ist nur, daß je ein solcher Dübel am Zopf und am Mastende vorzusehen ist. Die übrigen Dübel und Verbindungsschrauben sind alsdann gleichmäßig auf die Maste zu verteilen, wobei noch zu beachten ist, daß am gefährlichen Querschnitt keine Schwächung des Mastes durch das Bolzenloch auftreten darf. Die Verbindungsbolzen müssen bei Masten mit einer Zopfstärke von 13 cm mindestens  $\frac{1}{2}$ " , bei Zopfstärken von 14 bis 16 cm  $\frac{5}{8}$ " und bei größeren Zopfstärken mindestens  $\frac{3}{4}$ " stark gewählt werden.

Bei der Berechnung von Doppelmasten ist dann zu beachten, daß bei nicht verdübelten Masten das doppelte Widerstandsmoment eines einfachen Mastes und bei verdübelten Masten das dreifache Widerstandsmoment eines einfachen Mastes in Rechnung gestellt werden darf, wenn die Krafrichtung in der durch die beiden Stangenachsen gehenden Ebene liegt. Der Doppelmast dient ebenso wie der Einfachmast in den Leitungen nur als Tragmast und findet daher nur Anwendung, wenn Einfachholzmaste wegen der zu großen Beanspruchung nicht mehr ausreichen. Im übrigen erfolgt deren Berechnung genau wie die der Einfachmaste.

### c) Der A-Mast.

Im Gegensatz zu den beiden anderen Mastarten dient dieser Mast nur als Abspann- oder Winkelmast in der Leitung. Seine Bezeichnung A-Mast ergibt sich aus der Form desselben. Der Mast selbst besteht aus zwei Einzelmasten, welche an ihrer Spitze durch einen Hartholzdübel verdübelt sind, wenigstens einmal in ihrer freien Länge durch eine Querversteifung in Stärke des Zopfes der Einzelmaste verbunden sind, unter welcher Verbindung in gleichlaufender Richtung ein Schraubenbolzen von  $\frac{3}{4}$ " Stärke vorgesehen ist, und schließlich an ihrem Ende mittels einer sog. Zange verbunden sind, deren Hölzer in die Maststangen eingelassen und mittels  $\frac{3}{4}$ " starker Bolzen an den Maststangen befestigt sind (siehe Abb. 95).

Die Berechnung eines A-Mastes ist im nachstehenden Beispiel gezeigt, wozu aber jetzt schon Folgendes vorausgeschickt sei. Bei A-

Masten muß das in halber Knicklänge vorhandene Trägheitsmoment  $J$  in  $\text{cm}^4$  mindestens sein:

$$J = n \cdot 5 \cdot P \cdot l^2,$$

und bei Buchenholz:

$$J = n \cdot 3 \cdot P \cdot l^2.$$

Hierin ist:

$P$  = Druckkraft in kg,  
 $l$  = Knicklänge in m,  
 $n$  = Knicksicherheit = 4.

Als Knicklänge gilt bei eingegrabenen Masten die Entfernung von Mitte Dübel bzw. Schraubenbolzen bis zur halben Eingrabetiefe.

Ganz allgemein ist bezüglich der Holzmaste noch Folgendes zu sagen: Die Holzmaste können aus rohen oder aber auch aus sog. imprägnierten Hölzern bestehen. Erstere dürften in Freileitungen ohne besondere Erdfüße wohl nie in Frage kommen und bei sonstiger Verwendung ebenfalls nur als Provisorien. Unter der zweiten Sorte von Masten versteht man sog. kyanisierte und teerölimprägnierte Maste. Beide Verfahren sind vom VDE anerkannt und dienen dazu, die Fäulnis erregenden Bestandteile im Holz abzutöten bzw. auf ein Minimum herabzuschwächen. Es steht außer allem Zweifel, daß mit Erdfüßen versehene imprägnierte Holzmaste eine ziemlich lange Lebensdauer besitzen.

Die max. zulässigen Beanspruchungen bei Holzmasten sind gemäß § 22 der VDE-Vorschriften wie folgt festgelegt:

§ 22a) Holzmaste sind im übrigen so zu bemessen, daß die nachstehenden Spannungen nicht überschritten werden:

	Nadelhölzer kg/cm <sup>2</sup>	Harthölzer kg/cm <sup>2</sup>
1. Zug, Druck in der Faserrichtung und Biegung.	145	190
2. Druck quer zur Faserrichtung . . . . .	35	50
3. Abscheren in der Faserrichtung. . . . .	18	20
4. Abscheren senkrecht zur Faserrichtung . . . . .	30	40

Hierbei ist für Nadelholz eine Bruchfestigkeit von  $550 \text{ kg/cm}^2$ , für Hartholz eine solche von  $850 \text{ kg/cm}^2$  angenommen. Für die Knicksicherheit  $n$  ist die Zahl 4 einzusetzen.

Allgemein schreiben alsdann die VDE-Vorschriften noch vor, daß alle Schnittflächen an den Holzmasten mit einem säurefreien Teer in

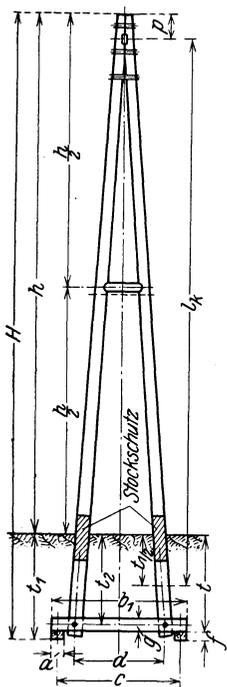


Abb. 95.

heißem Zustande gestrichen sein müssen, um das Holz gegen Zerstörung zu schützen. Außerdem müssen alle Holzmasten, welche nicht mit besonderen Erdfüßen versehen sind, an ihren Erdaustrittsstellen besonders gegen Fäulnis geschützt sein. Einen solchen Schutz nennt man den Stockschutz; derselbe besteht in einem mehrmaligen Teeranstrich, welcher von Erdaustrittsstelle an gemessen noch mindestens 40 cm nach oben und 60 cm nach unten, also in das Erdreich, reichen muß.

### Rechnungsbeispiel für einen A-Mast.

$H$  = Gesamtlänge des Mastes = 12,00 m,

$h$  = Masthöhe über Erde = 10 m.

$t_1$  = Eingrabetiefe bis Unterkante Fundamentplatten = 2,00 m,

$t_2$  = Eingrabetiefe bis Mittellinie des untersten Querriegels = 1,71 m,

$p$  = Abstand von Mastspitze bis Mitte Dübel = 0,5 m,

$d$  = Spreizung der Stangen am untersten Querriegel = 1,90 m,

$Z$  = Durchmesser der Stangen am Zopfende = 0,18 m,

$Z_m$  = Durchmesser der Stangen in der Mitte = 0,22 m,

$Z_e$  = Durchmesser der Stangen an der Erdoberfläche = 0,25 m,

$s_k$  = Spannweite des Kreuzungsfeldes = 40 m,

$s_n$  = Spannweite des Nachbarfeldes = 70 m,

$l_k$  = Knicklänge der Maststangen.

Letztgenannte Knicklänge bestimmt sich zu:

$$l_k = l - \frac{t_1}{2} - p = 12 - \frac{2}{2} - 0,5 = 10,5 \text{ m.}$$

Ermittlung der Momente in Leitungsrichtung:

Durch den Leitungszug im Kreuzungsfelde wird  $M_k = 5255$  mkg,  
im Nachbarfelde „  $M_n = 8240$  mkg.

Da  $M_n - M_k = 8240 - 5255 = 2985 < M_k$ , ist mit  $M_k$  zu rechnen.

Der Winddruck auf die Kopfausrüstung beträgt:  $W_k = 34$  kg.

Der Winddruck auf den Mast bestimmt sich zu:

$$W_m = 1,5 \cdot 0,5 \cdot \frac{0,18 + 0,25}{2} \cdot 10 \cdot 125 = 202 \text{ kg.}$$

Das Moment des Winddrucks wird

$$\begin{aligned} M_w &= W_k \cdot l + W_m \cdot \left( \frac{h}{2} + t_2 \right) = 34 \cdot 10,92 + 202 \cdot 6,71 \\ &= M_w = 372 + 1355 = 1727 \text{ mkg.} \end{aligned}$$

Gesamtmoment:

$$M_1 = M_k + M_w = 5255 + 1727 = 6982 \text{ mkg.}$$

Momente senkrecht zur Leitungsrichtung.

Der Winddruck auf die Leitungen senkrecht zur Leitungsrichtung bestimmt sich laut unseren bekannten Formeln zu:  $W_l = 97$  kg.

Winddruck auf den Mast senkrecht zur Leitungsrichtung:

$$W_m = 2 \cdot \frac{W_m}{1,5} = 1,33 \cdot W_m = 1,33 \cdot 202 = 270 \text{ kg}.$$

Moment des Winddruckes:

$$M_w = W_l \cdot l_l + W_m \cdot \frac{h}{2} = 97 \cdot 9,5 + 270 \cdot 5 = 921 + 1350 = 2271 \text{ mkg}.$$

Gesamtmoment:  $M_2 = M_m = 2271 \text{ mkg}$ .

Festigkeit des Mastes in Leitungsrichtung.

Stabkraft in den Stangen:

$$P = \frac{M_1}{d} = \frac{6982}{1,9} = 3680 \text{ kg} = 3,68 \text{ Tonnen}.$$

Erforderliches Trägheitsmoment für den Knickquerschnitt:

$$J_e = 4 \cdot 5 \cdot P \cdot l_k^2 = 20 \cdot 3,68 \cdot 10,5^2 = 8115 \text{ cm}^4.$$

Vorhandenes Trägheitsmoment für den Knickquerschnitt:

$$J_v = \frac{\pi}{64} \cdot Z_m^4 = \frac{\pi}{64} \cdot 22^4 = 11499 \text{ cm}^4.$$

Festigkeit des Mastes senkrecht zur Leitungsrichtung.

Widerstandsmoment des Mastquerschnitts an der Erdoberfläche:

$$W = 2 \cdot \frac{\pi}{32} \cdot Z_e^3 = 2 \cdot \frac{\pi}{32} \cdot 25^3 = 3068 \text{ cm}^3.$$

Bieungsbeanspruchung der Stangen an der Erdoberfläche:

$$\sigma_b = \frac{M_2}{W} = \frac{227100}{3068} = 74 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung des Hartholzdübels.

Höhe des Dübels  $m = 20 \text{ cm}$ , Breite  $n = 8 \text{ cm}$ , Länge  $o = 18 \text{ cm}$ .

Scherbeanspruchung des Dübels:

$$\sigma_s = \frac{P}{m \cdot o} = \frac{3680}{20 \cdot 18} = 10,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Druckbeanspruchung des Dübels:

$$\sigma_d = \frac{P}{\frac{n}{2} \cdot o} = \frac{3680}{\frac{8}{2} \cdot 18} = 51,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Fundierung.

Als Fundamentplatten und Zangenbohlen werden normale Eisenbahnschwellen verwendet. Abmessungen:

Platten: Breite  $a = 0,26 \text{ m}$ , Höhe  $f = 0,16 \text{ m}$ , Länge  $b = 0,90 \text{ m}$ .

Zangenbohlen: Dicke  $= 0,16 \text{ m}$ , Höhe  $g = 0,26 \text{ m}$ , Länge  $b_1 = 2,70 \text{ m}$ .

Entfernung von Plattenmitte zu Plattenmitte  $c = b_1 - a = 2,44$  m.  
 Durchmesser der Stangen am untersten Querriegel:  $Z_r = 0,262$  m.  
 Eingrabetiefe bis zur Oberkante der Fundamentplatten:  $t = 1,84$  m.  
 Mastgewicht:  $G_m = 600$  kg.

Berechnung:

Moment an der Fundamentsohle in Leitungsrichtung:  $M_s = 7189$  mkg.  
 Das Gewicht der auf einer Platte lastenden Erde bestimmt sich zu

$$E = 5330 \text{ kg} \quad \text{bei} \quad \text{tg } \alpha = 0,4.$$

Erforderliches Erdgewicht:

$$E' = \frac{M_s}{c} - \frac{G_m}{2} = \frac{7189}{2,44} - \frac{600}{2} = 2650 \text{ kg.}$$

Bodenpressung:

$$\sigma_p = \frac{E + G_m}{a \cdot b} = \frac{2650 + 600}{26 \cdot 90} = 1,39 \text{ kg.}$$

Da die maximal zulässigen Beanspruchungen in keinem Falle überschritten sind, sind die Festigkeit und Standsicherheit des Mastes gegeben.

## Anhang 2.

### Der U-Eisenmast.

Eine weitere Art von Masten sind die sog. U-Eisenmaste, welche, wie bereits früher gesagt, bei Freileitungen nur als Tragmaste Verwendung finden können. Der einzige Vorteil dieser Mastart ist ihre große Elastizität; aber trotzdem wird der U-Eisenmast in neuerer Zeit bei Leitungsanlagen nur noch sehr wenig zur Anwendung gebracht. Sein bedeutendster Verwendungszweck ist der als Fahrleitungsmast bei Straßenbahnen, wo er wohl nie verschwinden wird. Der U-Eisenmast selbst besteht aus zwei U-Eisen als Gurtungen, welche innerhalb der Stege durch Flacheisendiagonalen miteinander verbunden sind. (Siehe Abb. 96 und 97.) Die Fundierung der Maste geschieht meistens mittels Betonfundamenten nach Abb. 99, welche jedoch im Gegensatz zu den sonstigen Betonblockfundamenten rechteckigen Querschnitt besitzen.

Die Berechnung eines solchen U-Eisenmastes sei in nachstehendem Beispiel gezeigt.

#### Rechnungsbeispiel.

Es ist ein U-Eisen-Tragmast für 420 kg Spitzenzug und 12,5 m freie Länge zu berechnen. Der Mast wird mit Betonfundament

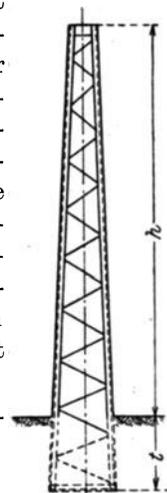


Abb. 96.

versehen und erhält eine Eingrabetiefe von  $t = 2,0$  m. Welche Profilabmessungen muß der Mast erhalten? (Siehe Abb. 96, 97 und 98.) Gewählt ist U-Eisen NP 10.

$$F = 13,5 \text{ cm}^2.$$

$$F_n = 13,5 - 1,3 \cdot 0,6 = 12,72 \text{ cm}^2.$$

Trägheitsmoment in der  $x$ -Achse:  $J_x = 206 \text{ cm}^4$ ,  
 Trägheitsmoment in der  $y$ -Achse:  $J_y = 29,3 \text{ cm}^4$ ,  
 Widerstandsmoment in der  $x$ -Achse:  $W_x = 41,2 \text{ cm}^3$ ,  
 Widerstandsmoment in der  $y$ -Achse:  $W_y = 8,49 \text{ cm}^3$ .  
 Schwerpunktsabstand =  $1,55$  cm,  
 Kleinster Trägheitshalbmesser  $i_y = 1,47$  cm.  
 Winddruck auf den Mast senkrecht zur Leitungsrichtung:

$$W = 12,5 \cdot 0,1 \cdot 125 = 156 \text{ kg}.$$

Mastgewicht über Erde. . . . . 370 kg  
 Gewicht der am Mast verlegten Leitungen inkl. Eislast. . . 170 kg  
  $G = 540 \text{ kg}$

Der Mastspitzenzug ist auf Grund der senkrecht zur Leitungsrichtung auf die verlegten Leitungen wirkenden Windbelastung berechnet und beträgt  $Z = 420$  kg, welche Kraft in 12 m freier Höhe angreift.

Momente:  $420 \cdot 12,00 = 5040 \text{ mkg}$   
 $156 \cdot 6,25 = 975 \text{ mkg}$   
  $M = 6015 \text{ mkg} = 601500 \text{ cmkg}.$

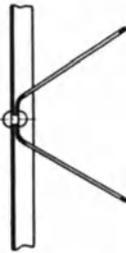


Abb. 97.

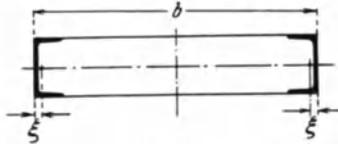


Abb. 98.

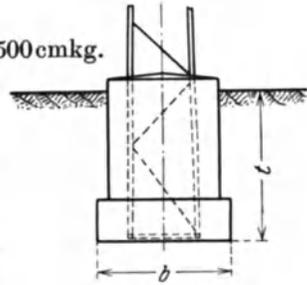


Abb. 99.

Speizung an der Einspannstelle (siehe Abb. 98):

$$e = \frac{50}{2} - 1,55 = 23,45 \text{ cm}.$$

Kraft in einem U-Eisen:

$$S = \frac{601500}{2 \cdot 23,45} = 12825 \text{ kg}.$$

Druckkraft:

$$S_d = 12825 + \frac{540}{2} = 13095 \text{ kg}.$$

Zugkraft:

$$S_z = 12825 - \frac{540}{2} = 12555 \text{ kg},$$

$$\sigma_d = \frac{13095}{13,5} = 970 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_z = \frac{12555}{12,72} = 987 \text{ kg/cm}^2.$$

Knicklänge:  $l = 120 \text{ cm}$ ,  $\lambda = \frac{120}{1,47} = 81,5$ ,  $\omega = 1,63$ .

Hiermit ergibt sich die maximale Knickbeanspruchung zu:

$$\sigma_k = \sigma_d \cdot \omega = 970 \cdot 1,63 = 1581 \text{ kg/cm}^2.$$

Maximal zulässig:  $\sigma_{\max} = 1600 \text{ kg/cm}^2$ .

### Berechnung der Diagonalen.

Gewählt: Flacheisen 40/14 mm

$$F = 5,6 \text{ cm}^2, \quad F_n = 5,6 - 1,3 \cdot 1,4 = 3,87 \text{ cm}^2,$$

$$i_{\min} = 0,7 \text{ cm},$$

$$Q = Z + W = 420 + 156 = 576 \text{ kg},$$

$$D = \frac{576}{\cos \gamma} = \frac{576}{0,641} = 899 \text{ kg},$$

$$\cos \gamma = \frac{b}{l_d} = \frac{50}{78} = 0,641,$$

$$\sigma_d = \frac{899}{5,6} = 161 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_z = \frac{899}{3,78} = 238 \text{ kg/cm}^2,$$

$$l_d = 78 \text{ cm}, \quad \lambda = \frac{78}{0,7} = 111, \quad \omega = 2,92,$$

$$\sigma_k = \sigma_d \cdot \omega = 161 \cdot 2,92 = 470 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Anschluß der Diagonalen erfolgt mittels eines Niets von 13 mm Durchmesser.

$$f = 1,32 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_s = \frac{899}{1,32} = 682 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_l = \frac{899}{1,3 \cdot 0,6} = 1153 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Berechnung des Blockfundamentes erfolgt wie in den früheren Beispielen schon gezeigt.

### Anhang 3.

#### Tabellen

über gleichschenkelige Winkeleisen-Profile, ungleichschenkelige Winkeleisen-Profile, U-Eisen-Profile.

Durchmesser und Querschnitte von Schrauben und Nieten.

Maximalzulässige Beanspruchungen von rohen Schraubenbolzen, Paß-Schrauben und Nieten.

#### Deutsche Normen.

Table 14. Gleichschenklige Winkeleisen.

#### Bezeichnungen.

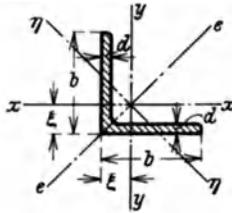


Abb. 100.

- $J$  = Trägheitsmoment
  - $W$  = Widerstandsmoment
  - $i$  = Trägheitshalbmesser
  - $F_b$  = ungeschwächter Querschnitt,
  - $F_n$  = durch Niet geschwächter Querschnitt,
  - $d_i$  = maximal zulässiger Nietdurchmesser,
  - $d$  = Schenkelstärke der Eckeisen.
- } bezogen auf die zugehörige Biegungsachse,

Bezeichnung L	Schenkelstärke $d$ mm	Gewicht $g$ kg/m	Querschnitt $F_b$ cm <sup>2</sup>	Max. zul. Niet. $d_i$ mm	Geschwäch. Quer-schnitt $F_n$ cm <sup>2</sup>	Schwer-punkt-abstand $e$ cm	$J_x = J_y$ ( $J_\xi$ ) cm <sup>4</sup>	$(i_\xi)$ Trägheits-halbm. $i_x = i_y$ cm	$J_\eta$ ( $J_{\min}$ ) cm <sup>4</sup>	$i_{\min}$ cm	$W_x = W_y$ cm <sup>3</sup>
35 × 35	4	2,10	2,67	14	2,11	1,00	2,96	1,05	1,24	0,68	1,18
	6	3,04	3,87	14	3,03	1,08	4,14	1,04	1,77	0,68	1,71
40 × 40	4	2,42	3,08	14	2,52	1,12	4,48	1,21	1,86	0,78	1,56
	5	2,97	3,79	14	3,09	1,16	5,43	1,20	2,22	0,77	1,91
45 × 45	6	3,52	4,48	14	3,64	1,20	6,33	1,19	2,67	0,77	2,26
	5	3,38	4,30	17	3,45	1,28	7,83	1,35	3,25	0,87	2,43
50 × 50	7	4,60	5,86	17	4,69	1,36	10,40	1,33	4,39	0,87	3,31
	5	3,77	4,80	17	3,95	1,40	11,00	1,51	4,59	0,98	3,05
55 × 55	6	4,47	5,69	17	4,67	1,45	12,80	1,50	5,24	0,96	3,61
	7	5,15	6,56	17	5,37	1,49	14,60	1,49	6,02	0,96	4,15
60 × 60	9	6,47	8,24	17	6,71	1,56	17,90	1,47	7,67	0,97	5,20
	6	4,95	6,31	17	5,29	1,56	17,30	1,66	7,24	1,07	4,40
65 × 65	8	6,46	8,23	17	6,87	1,64	22,10	1,64	9,35	1,07	5,72
	10	7,90	10,10	17	8,40	1,72	26,30	1,62	11,30	1,06	6,97
70 × 70	6	5,42	6,91	20	5,71	1,69	22,80	1,82	9,43	1,17	5,29
	8	7,09	9,03	20	7,43	1,77	29,10	1,80	12,10	1,16	6,88
75 × 75	10	8,69	11,10	20	9,10	1,85	34,90	1,78	14,60	1,15	8,41
	7	6,83	8,70	20	7,30	1,85	33,40	1,96	13,80	1,26	7,18
80 × 80	9	8,62	11,00	20	9,20	1,93	41,30	1,94	17,20	1,25	9,04
	11	10,30	13,20	20	11,00	2,00	48,80	1,91	20,70	1,25	10,8
85 × 85	7	7,38	9,40	23	7,79	1,97	42,40	2,12	17,60	1,37	8,43
	9	9,34	11,90	23	9,83	2,05	52,60	2,10	22,00	1,36	10,6
90 × 90	11	11,20	14,30	23	11,77	2,13	61,80	2,08	26,00	1,35	12,7

Fortsetzung von Tabelle 14.

Bezeichnung <b>L</b>	Schenkelstärke	Gewicht <i>g</i> kg/m	Querschnitt <i>F<sub>b</sub></i> cm <sup>2</sup>	Max. zul. Niet.	Geschwäch. Querschnitt	Schwerpunkt- abstand <i>ε</i> cm	$J_x = J_y$ ( $J_{\xi}$ ) cm <sup>4</sup>	( $i_{\xi}$ ) Trägheits- halbm. $i_x = i_y$ cm	$J_{\eta}$ ( $J_{\min}$ ) cm <sup>4</sup>	$i_{\min}$ cm	$W_x = W_y$ cm <sup>3</sup>
	<i>d</i> mm			<i>d<sub>i</sub></i> mm	<i>F<sub>n</sub></i> cm <sup>2</sup>			$i_{\xi}$ cm			
75 × 75	7	7,94	10,10	26	8,28	2,09	52,40	2,28	21,10	1,45	9,67
	8	9,03	11,50	26	9,42	2,13	58,90	2,26	24,40	1,46	11,0
	10	11,10	14,10	26	11,50	2,21	71,40	2,25	29,80	1,45	13,5
	12	13,10	16,70	26	13,58	2,29	82,40	2,22	34,70	1,44	15,8
80 × 80	8	9,66	12,30	26*	10,22	2,26	72,30	2,42	29,60	1,55	12,6
	10	11,90	15,10	26	12,50	2,34	87,50	2,41	35,90	1,54	15,5
	12	14,10	17,90	26	14,78	2,41	102,00	2,39	43,00	1,55	18,2
	14	16,10	20,60	26	16,96	2,48	115,00	2,36	48,60	1,54	20,8
90 × 90	9	12,20	15,50	26	13,20	2,54	116,00	2,74	47,80	1,76	18,0
	11	14,70	18,70	26	15,80	2,62	138,00	2,72	57,10	1,75	21,6
	13	17,10	21,80	26	18,40	2,70	158,00	2,69	65,90	1,74	25,1
	16	20,70	26,40	26	22,20	2,81	186,00	2,66	79,10	1,73	30,1
100 × 100	10	15,10	19,20	26	16,60	2,82	177,00	3,04	73,30	1,95	24,7
	12	17,80	22,70	26	19,60	2,90	207,00	3,02	86,20	1,95	29,2
	14	20,60	26,20	26	22,60	2,98	235,00	3,00	98,30	1,94	33,5
	20	28,40	36,20	26	31,00	3,20	311,00	2,93	134,00	1,93	45,8
110 × 110	10	16,6	21,2	26	18,6	3,07	239,0	3,36	98,6	2,16	30,1
	12	19,7	25,1	26	22,0	3,15	280,0	3,34	116,0	2,15	35,7
	14	22,8	29,0	26	25,4	3,21	319,0	3,32	133,0	2,14	41,0
120 × 120	11	19,9	25,4	26	22,5	3,36	341,0	3,66	140,0	2,35	39,5
	13	23,3	29,7	26	26,3	3,44	394,0	3,64	162,0	2,34	46,0
	15	26,6	33,9	26	30,0	3,51	446,0	3,63	186,0	2,34	52,5
	20	34,7	44,2	26	39,0	3,70	562,0	3,57	236,0	2,31	67,7
130 × 130	12	23,6	30,0	26	26,9	3,64	472,0	3,97	194,0	2,54	50,4
	14	27,2	34,7	26	31,1	3,72	540,0	3,94	223,0	2,53	58,2
	16	30,9	39,3	26	35,1	3,80	605,0	3,92	251,0	2,52	65,8
140 × 140	13	27,5	35,0	26	31,6	3,92	638,0	4,27	262,0	2,74	63,3
	15	31,4	40,0	26	36,1	4,00	723,0	4,25	298,0	2,73	72,3
	17	35,3	45,0	26	40,6	4,08	805,0	4,23	334,0	2,72	81,2
150 × 150	14	31,6	40,3	26	36,7	4,21	845,0	4,58	347,0	2,94	78,2
	16	35,9	45,7	26	41,5	4,29	949,0	4,56	391,0	2,93	88,7
	18	40,1	51,0	26	46,3	4,36	1050,0	4,54	438,0	2,93	99,3
160 × 160	15	36,2	46,1	26	42,2	4,49	1100,0	4,88	453,0	3,14	95,6
	17	40,7	51,8	26	47,4	4,57	1230,0	4,86	506,0	3,13	108
	19	45,1	57,5	26	52,6	4,65	1350,0	4,84	558,0	3,12	118
180 × 180	16	43,5	55,4	26	51,2	5,02	1680,0	5,51	679,0	3,50	130
	18	48,6	61,9	26	57,2	5,10	1870,0	5,49	757,0	3,49	145
	20	53,7	68,4	26	63,2	5,18	2040,0	5,47	830,0	3,49	160
200 × 200	16	48,5	61,8	26	57,6	5,52	2340,0	6,15	943,0	3,91	162
	18	54,3	69,1	26	64,4	5,60	2600,0	6,13	1050,0	3,90	181
	20	59,9	76,4	26	71,2	5,68	2850,0	6,11	1160,0	3,89	199

\* Von den Winkeln 80 × 80 × 8 ab sind auch schon Niete 29 mm  $\varnothing$  zulässig, welche jedoch im Freileitungsbau kaum vorkommen dürften.

Tabelle 15. Ungleichschenklige Winkeleisen.

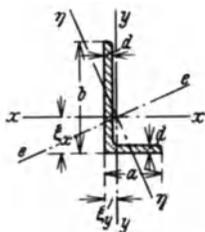


Abb. 101.

## Bezeichnungen.

- $J$  = Trägheitsmoment  
 $W$  = Widerstandsmoment  
 $i$  = Trägheitshalbmesser  
 $F_b$  = ungeschwächter Querschnitt,  
 $F_n$  = durch den Niet im großen Schenkel geschwächter Querschnitt,  
 $d$  = Schenkelstärke der Eckeisen,  
 $d_1$  = maximal zulässiger Niet im großen Schenkel.
- } bezogen auf die zugehörige Biegungsachse,

Bezeichnung	Schenkelstärke	Gewicht	Querschnitt	Max. zul. Niet	Geschw. Querschn.	$J_\eta$	$i_{\min}$	$\xi_x$	$\xi_y$	$W_y$	$i_y$	$W_x$	$i_x$
L	d	g	$F_b$	$d_1$	$F_n$	( $J_{\min}$ )	cm	cm	cm	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm
	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	mm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm	cm	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm
20 × 40	4	1,77	2,25	14	1,69	0,39	0,42	1,47	0,48	0,39	0,52	1,42	1,26
30 × 45	4	2,25	2,87	17	2,19	1,18	0,64	1,48	0,74	0,91	0,85	1,91	1,42
30 × 45	5	2,77	3,53	17	2,68	1,44	0,64	1,52	0,78	1,11	0,84	2,35	1,41
30 × 60	5	3,37	4,29	20	3,29	1,69	0,63	2,15	0,68	1,12	0,78	4,04	1,90
30 × 60	7	4,59	5,85	20	4,45	2,28	0,62	2,24	0,76	1,52	0,76	5,50	1,88
40 × 50	4	2,71	3,46	17	2,78	2,46	0,84	1,52	1,03	1,64	1,19	2,47	1,57
40 × 50	5	3,35	4,27	17	3,42	3,02	0,84	1,56	1,07	2,01	1,18	3,02	1,56
40 × 60	5	3,76	4,79	20	3,79	3,50	0,86	1,96	0,97	2,02	1,13	4,25	1,89
40 × 60	6	4,46	5,68	20	4,48	4,12	0,85	2,00	1,01	2,38	1,12	5,03	1,88
40 × 60	7	5,14	6,55	20	5,15	4,73	0,85	2,04	1,05	2,74	1,11	5,79	1,87
40 × 80	4	3,68	4,69	26	3,65	3,38	0,85	2,76	0,80	1,66	1,07	5,93	2,57
40 × 80	6	5,41	6,89	26	5,33	4,90	0,84	2,85	0,88	2,44	1,05	8,73	2,55
40 × 80	8	7,07	9,01	26	6,93	6,41	0,84	2,94	0,95	3,18	1,04	11,4	2,53
50 × 65	5	4,35	5,54	20	4,54	6,21	1,06	1,99	1,25	3,18	1,47	5,11	2,04
50 × 65	7	5,95	7,60	20	6,20	8,37	1,05	2,07	1,33	4,31	1,44	6,99	2,02
50 × 65	9	7,52	9,58	20	7,78	10,50	1,05	2,15	1,41	5,39	1,42	8,77	2,00
50 × 100	6	6,85	8,73	26	7,17	9,78	1,06	3,49	1,04	3,86	1,32	13,8	3,20
50 × 100	8	8,99	11,50	26	9,42	13,60	1,05	3,59	1,13	5,04	1,31	18,0	3,18
50 × 100	10	11,10	14,10	26	11,50	15,50	1,04	3,67	1,20	6,17	1,29	22,2	3,16
65 × 130	8	11,90	15,10	26	13,02	28,60	1,38	4,56	1,37	8,72	1,72	31,1	4,17
65 × 130	10	14,60	18,60	26	16,00	35,00	1,37	4,65	1,45	10,70	1,71	38,4	4,15
65 × 130	12	17,30	22,10	26	18,98	41,20	1,37	4,74	1,53	12,70	1,69	45,5	4,12

Tabelle 16. □-Eisen.

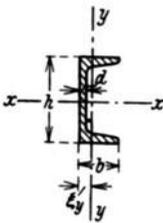


Abb. 102.

Bezeichnungen

$J$  = Trägheitsmoment  
 $W$  = Widerstandsmoment } bezogen auf die zugehörige Biegsachse,  
 $i$  = Trägheitshalbmesser }  
 $F$  = ungeschwächter Querschnitt.

Allgemein gilt:  
 Für □ 3 bis einschl. □ 30 ist  
 $b = 0,25 h + 25$  mm.

$h$  = Steghöhe,  
 $d$  = Stegstärke,  
 $b$  = Flanschbreite.

Bezeichnung □	$h$	$b$	$d$	Gewicht $g$ kg/m	Querschn. $F$ cm <sup>2</sup>	$J_x$	$i_x$	$W_x$	$J_y$	$i_y$ ( $i_{\min}$ )	$\xi_y$ cm	$W_y$
6½	65	42	5,5	7,09	9,03	57,5	2,52	17,7	14,1	1,25	1,42	5,07
8	80	45	6	8,64	11,0	106	3,10	26,5	19,4	1,33	1,45	6,36
10	100	50	6	10,60	13,5	206	3,91	41,2	29,3	1,47	1,55	8,49
12	120	55	7	13,40	17,0	364	4,62	60,7	43,2	1,59	1,60	11,1
14	140	60	7	16,00	20,4	605	5,45	86,4	62,7	1,75	1,75	14,8
16	180	65	7,5	18,80	24,0	925	6,21	116	85,3	1,89	1,84	18,3
18	180	70	8	22,00	28,0	1350	6,95	150	114,0	2,02	1,92	22,4
20	200	75	8,5	25,30	32,2	1910	7,70	191	148,0	2,14	2,01	27,0
22	220	80	9	29,40	37,4	2690	8,48	245	197,0	2,26	2,14	33,6
24	240	85	9,5	33,20	42,3	3600	9,22	300	248,0	2,42	2,23	39,6
26	260	90	10	37,90	48,3	4820	9,99	371	317,0	2,56	2,36	47,7
28	280	95	10	41,80	53,3	6280	10,90	448	399,0	2,74	2,53	57,2
30	300	100	10	46,20	58,8	8030	11,70	535	495,0	2,90	2,70	67,8

Tabelle 17. Durchmesser- und Querschnittstabelle.

a) Schrauben.

Stärke in Zoll	Äußerer Gewinde- durchm. mm	Voll- quer- schnitt cm <sup>2</sup>	Kern-		Höhe des Schraub- kopfes mm	Höhe der Mutter mm	Schlüs- sel- weite mm
			durch- messer mm	quer- schnitt cm <sup>2</sup>			
½	12,70	1,266	9,99	0,784	13	9	22
⅝	15,88	1,979	12,92	1,311	16	11	27
¾	19,05	2,849	15,80	1,961	19	13	32
7/8	22,23	3,879	18,61	2,720	22	16	36
1	25,40	5,064	21,34	3,573	25	18	41
1 ⅛	28,58	6,412	23,93	4,498	28	20	46
1 ¼	31,75	7,913	27,10	5,768	32	22	50
1 ⅜	34,93	9,578	29,51	6,835	35	24	55
1 ½	38,10	11,395	32,68	8,388	38	27	60
1 ⅝	41,28	13,377	34,77	9,495	41	30	65
1 ¾	44,45	15,510	37,95	11,310	45	32	70
1 ⅞	47,63	17,808	40,40	12,820	48	34	75
2	50,80	20,258	43,57	14,910	50	36	80

b) Nieten.

Geschlag. Niet- durchm. in mm	13	14	16	17	20	23	26	29	32
Querschn. cm <sup>2</sup>	1,327	1,539	2,010	2,270	3,142	4,155	5,309	6,605	8,043

Tabelle 18. Maximal zulässige Beanspruchungen von Schrauben und Nieten nach den VDE-Vorschriften vom 1. Januar 1930. Flußstahl St 37/12.

Schrauben- stärke in Zoll "	Normale Belastung			Zul. Belastung bei Leitungsbruch		
	Zug kg	Scher- kraft kg	Lochleibung bei 1 mm Wandstärke kg	Zug kg	Scher- kraft kg	Lochleibung bei 1 mm Wandstärke kg
a) Rohe Schraubbolzen.						
1/2	705	1266	317	862	1620	394
5/8	1180	1979	397	1442	2533	492
3/4	1765	2849	476	2157	3647	591
7/8	2448	3879	556	2992	4965	689
1	3216	5064	635	3930	6482	787
1 1/8	4048	6412	715	4948	8207	886
1 1/4	5191	7913	794	6345	10129	984
1 3/8	6152	9578	873	7519	12260	1083
1 1/2	7549	11395	953	9227	14586	1181
1 5/8	8546	13377	1032	10445	17123	1280
1 3/4	10179	15510	1111	12441	19853	1378
1 7/8	11538	17808	1191	14102	22794	1477
2	13419	20258	1270	16401	25930	1575
b) Paßschrauben.						
1/2	941	1620	508	1176	2026	635
5/8	1573	2533	635	1967	3166	794
3/4	2353	3647	762	2942	4558	953
7/8	3264	4965	889	4080	6206	1112
1	4288	6482	1016	5360	8102	1270
1 1/8	5398	8207	1143	6747	10259	1429
1 1/4	6922	10129	1270	8652	12659	1588
1 3/8	8202	12260	1397	10253	15325	1747
1 1/2	10065	14586	1524	12582	18232	1905
1 5/8	11394	17123	1651	14243	21403	2064
1 3/4	13572	19853	1778	16965	24816	2223
1 7/8	15384	22794	1905	19230	28493	2382
2	17892	25930	2032	22365	32413	2540
c) Nieten.						
Niet- stärke mm	Querschnitt cm <sup>2</sup>	Normale Belastung		Zulässige Belastung bei Leitungsbruch		
		Scherkraft kg	Lochleibung bei 1 mm Wandstärke kg	Scherkraft kg	Lochleibung bei 1 mm Wandstärke kg	
13	1,327	1698	520	2123	650	
14	1,539	1970	560	2462	700	
16	2,010	2573	640	3216	800	
17	2,270	2906	680	3632	850	
20	3,142	4022	800	5027	1000	
23	4,155	5318	920	6648	1150	
26	5,309	6795	1040	8494	1300	
29	6,605	8454	1160	10568	1450	
32	8,043	10295	1280	12869	1600	

Anhang 4.  
Kurven

über Erdauflasten bei Schwellenfundamenten mit geteilten Erdplatten.

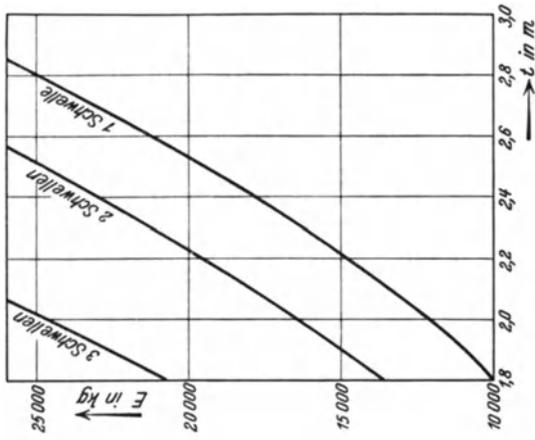
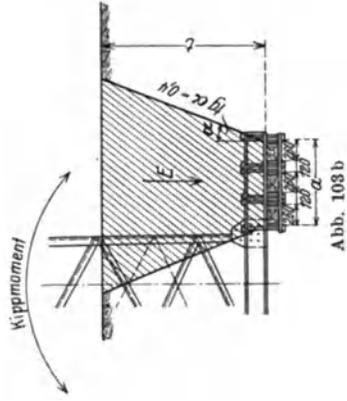


Abb. 103 a.



Kurven  
über Erdauflasten bei Schwellenfundamenten mit geteilten Erdplatten.

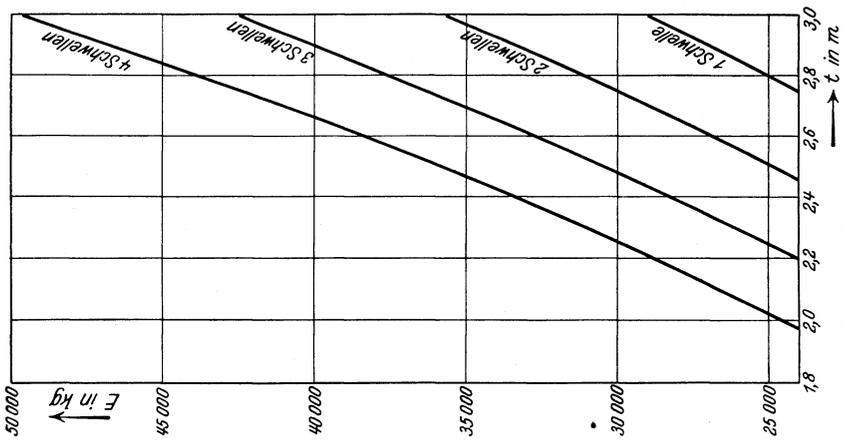


Abb. 104.

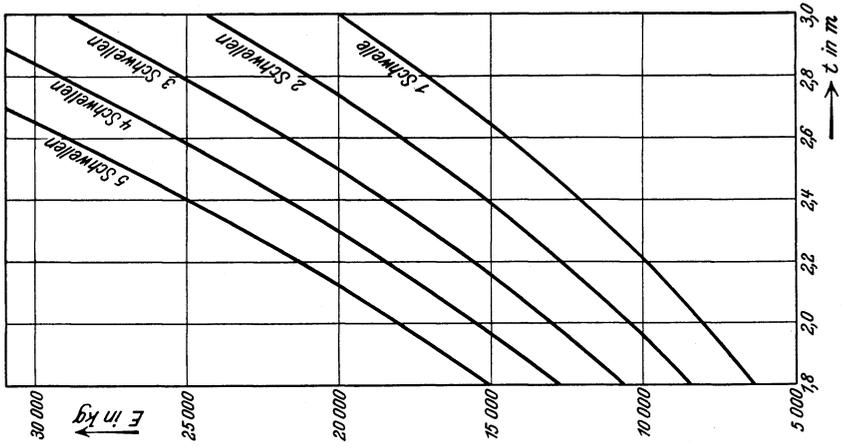


Abb. 105.

Anhang 5.

Kurven

über erforderliche und vorhandene Erdauflast bei Einzelblockfundamenten.

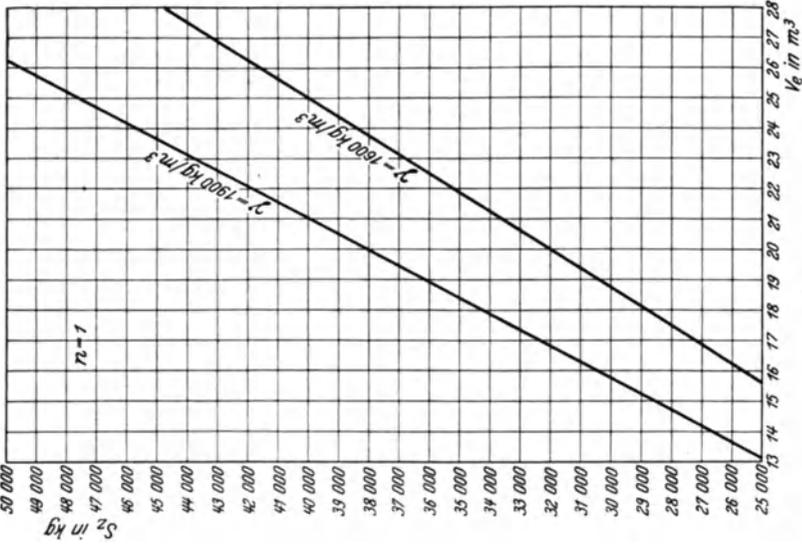


Abb. 107.

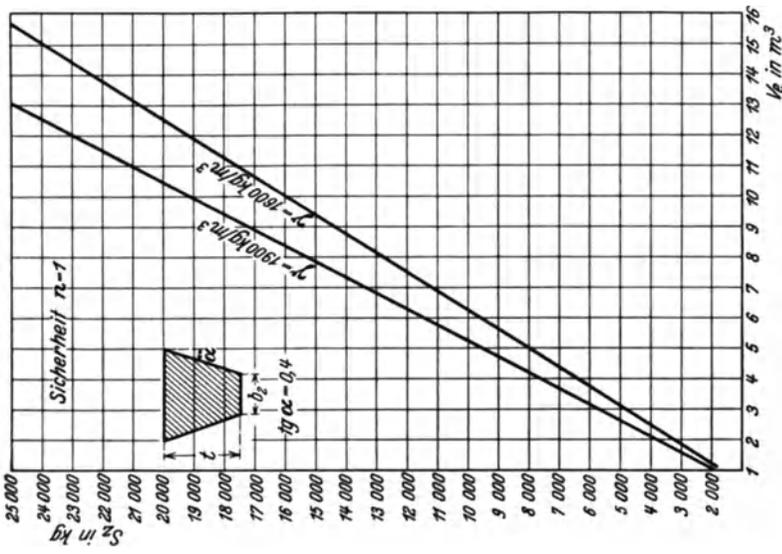
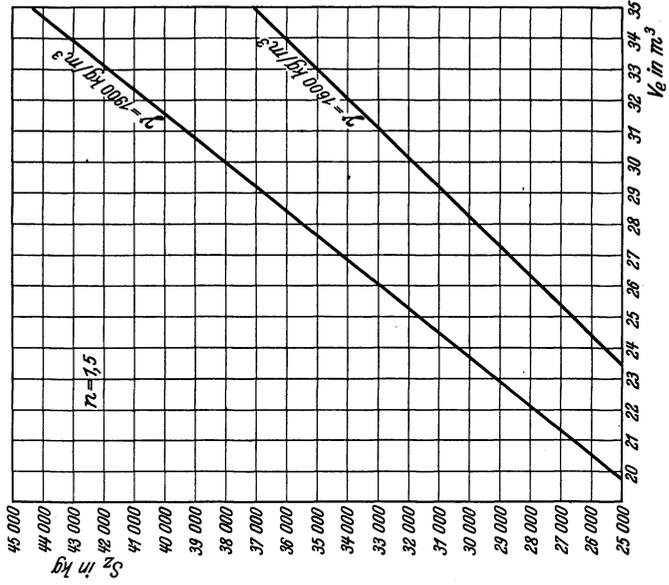
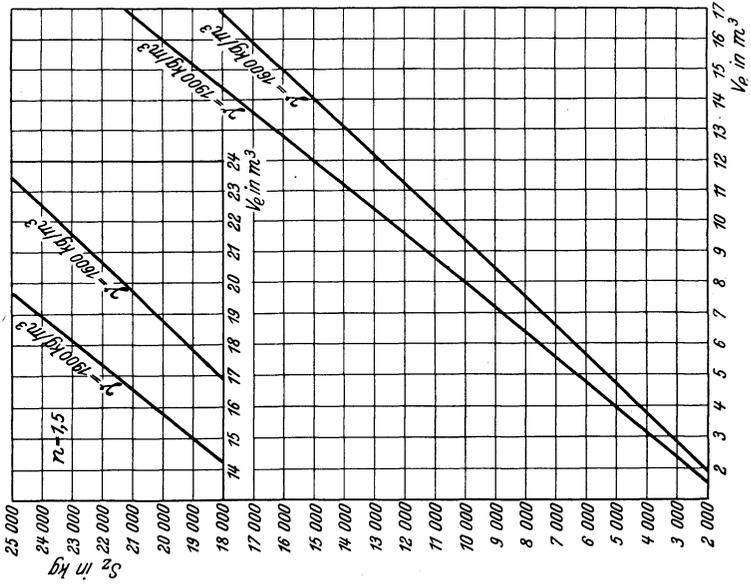


Abb. 106.

Kurven  
über erforderliche und vorhandene Erdauflast bei Einzelblockfundamenten.



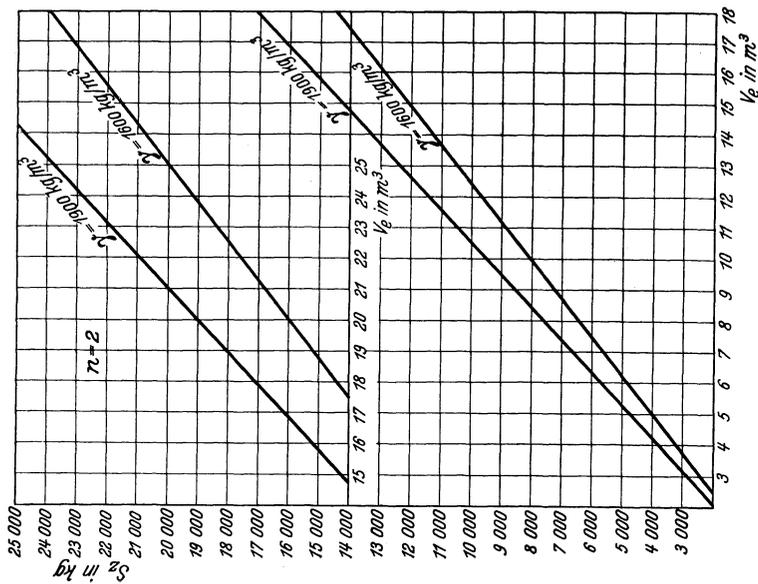


Abb. 111.

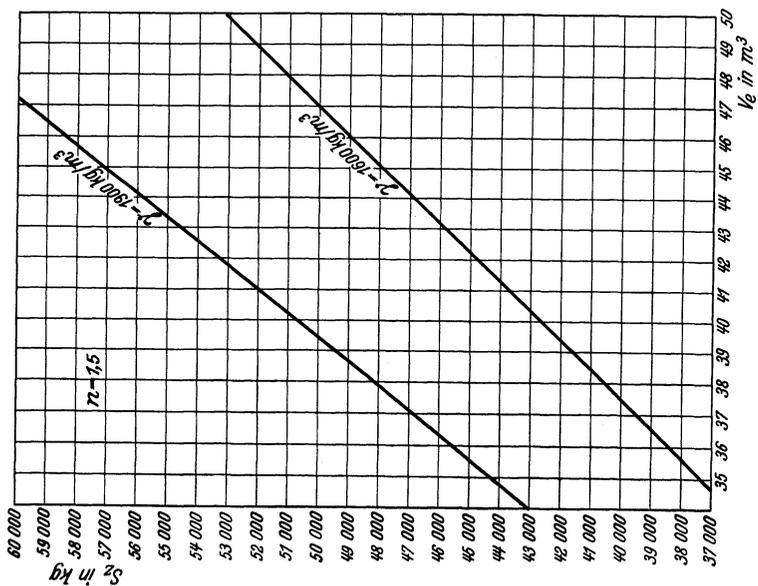


Abb. 110.

Kurven  
über erforderliche und vorhandene Erdauflast bei Einzelblockfundamenten.

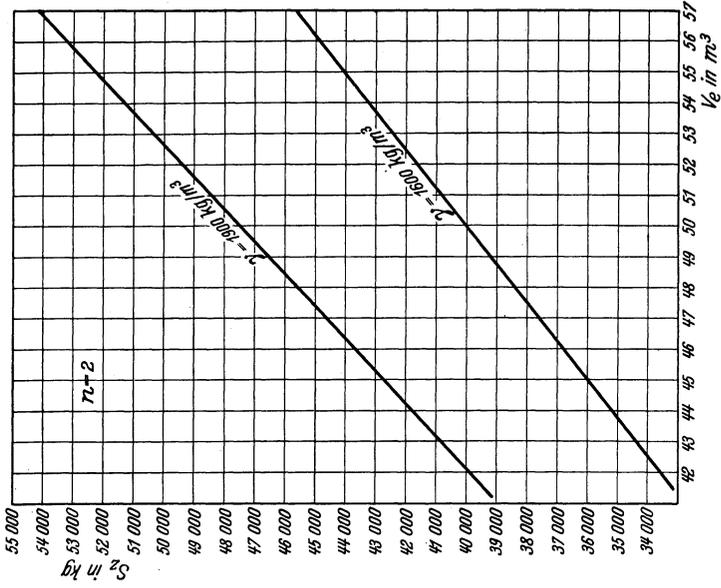


Abb. 113.

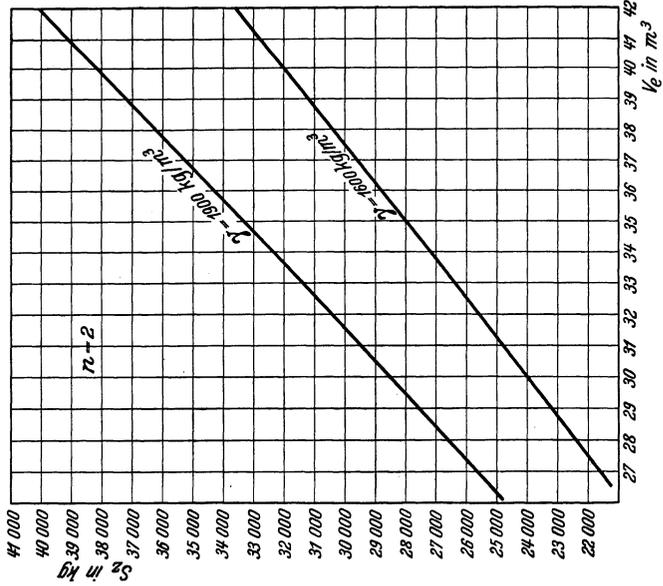


Abb. 112.

**Kurven**  
über erforderliche und vorhandene Erdauflast bei Einzelblockfundamenten.

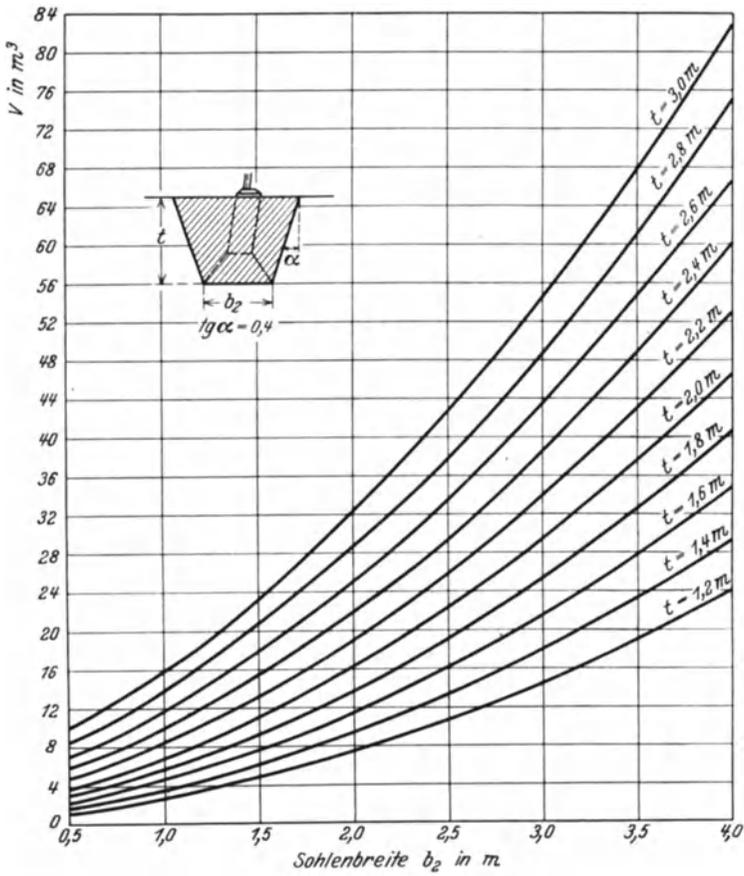


Abb. 114.