Zur Bemessung von Kippfundamenten für Freileitungstragwerke

Autor(en): **Battagello, S.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereins, des Verbandes Schweizerischer Elektrizitätsunternehmen = Bulletin de l'Association Suisse des Electriciens, de l'Association des Entreprises électriques suisses**

Band (Jahr): **73 (1982)**

Heft 7

PDF erstellt am: **23.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-904952

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

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

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Zur Bemessung von Kippfundamenten für Freileitungstragwerke

S. Battagello

621.315.1:624.151;

Mit dem Vergleich zwischen den Baugrundziffern nach Sulzberger und denjenigen aus dem inneren Reibungswinkel des Erdmaterials wird bewiesen, dass für die üblich zugelassene Fundamentdrehung tg α = 0.01 die Bruchbedingungen des Erdwiderstandes von den Sulzberger-Werten überschritten werden. Für die Bemessung der Mastfundierungen auf Kippen sind deshalb die Baugrundziffer-Werte aus dem inneren Reibungswinkel des Bodenmaterials zu verwenden.

Par la comparaison entre les modules de réaction selon Sulzberger et ceux donnés par l'angle de frottement interne du matériau terreux, on démontre que, pour une rotation de la fondation usuéllement admise de tg α = 0.01, les valeurs de Sulzberger dépassent les conditions de rupture de la résistance des terres. Pour cette raison il faut appliquer dans le dimensionnement des fondations au renversement le module de réaction donné par la valeur de l'angle de frottement interne du sol.

1. Einleitung

Der Bruchzustand eines Lockergesteinbodens unter Einwirkung einer Druckbelastung wird durch das Ausscheren desselben erreicht, wobei der innere Reibungswinkel und die innere Kohäsion des Erdmaterials überwunden werden. Dieser Zustand entsteht, wenn die Wandpressung einer sich um eine Achse drehenden Fundierung infolge Krafteinwirkung den seitlichen Erdwiderstand nach einer bestimmten Drehbewegung bricht. Die zugehörige Erdwanddeformation ist durch eine Erdmaterial- und Deformationskonstante bestimmt, welche dem entsprechenden spezifischen Druck zugeordnet ist. Diese Konstante wird Bettungs- oder Baugrundziffer C_t genannt; es wird angenommen, dass sie linear mit der Tiefe unter Oberkante Boden zunimmt.

Die Bemessung von Kippfundamenten für Freileitungstragwerke (zur Hauptsache Blockfundamente) wird noch heute im Freileitungsbau oft unter der Annahme einer begrenzten Fundamentdrehung mittels einer Baugrundziffer durchgeführt. Da dieselbe sich nur auf Fundamentbewegungen bezieht, bleibt die seitliche Grenzbeanspruchung des Baugrundes bzw. dessen Erdwiderstand unberücksichtigt. Diese Grenzbeanspruchung kann somit auch vor Erreichung der zugelassenen Fundamentdrehung eintreten, so dass der Bruchzustand des Bodens für die Fundamentdimensionierung massgebend wird.

Die von *G. Sulzberger* [1] aufgeführten Werte der Baugrundziffer C beziehen sich nicht auf den Bruchzustand des Baugrundes, sondern nur auf eine festgelegte Fundamentdrehung. Dadurch dass die Starkstromverordnung als erste Bedingung die Sicherheit gegen Umsturz und als zweite Bedingung eine begrenzte Schiefstellung der Tragwerke für die Fundamentbemessung vorschreibt, müssen die Werte der Baugrundziffer auch auf den Bruchzustand der betreffenden Bodenarten bezogen werden. Nur so können beide Bedingungen der Starkstromverordnung erfüllt werden.

Im folgenden wird gezeigt, dass die Berücksichtigung des Bruchzustandes zu wesentlich anderen Baugrundziffern führen kann, welche bei korrekter Bemessung eingesetzt werden müssen.

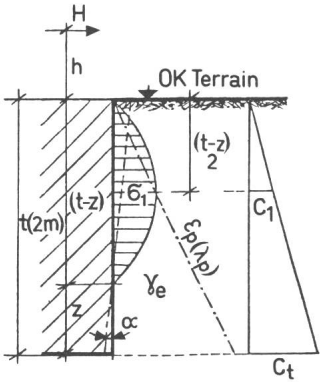

Fig. 1 **Berechnungselemente**

h	Masthöhe
t	Fundamenttiefe
z	Lage der Drehachse
C_1, C_t	Baugrundziffer in Tiefe l bzw. t
H	Zugkraft an diesem Mastende
α	Winkel der maximalen Fundamentdrehung
λ_p	Erdwiderstandsziffer $\lambda_p = f(\varrho)$
σ	Spezifischer Erdwiderstand (σ_1 Maximum)
ϱ	Innerer Reibungswinkel inkl. Kohäsion

2. Beziehung zwischen Baugrundziffer und innerem Reibungswinkel

Unter Berücksichtigung der Bezeichnungen von Figur 1 erhält man

$$C_1 = C_t\,(t - z)/2\,t \tag{1}$$

$$\varepsilon_p = \gamma_e\,\lambda_p \tag{2}$$

$$\sigma_1 = C_t\,\frac{(t-z)^2}{4\,t}\,\mathrm{tg}\,\alpha = \varepsilon_p\,\frac{(t-z)}{2} \tag{3}$$

Für Einzelheiten der folgenden Berechnungen sei auf [2] verwiesen. Für die Drehachse gilt

$$z = \frac{t}{2}\,\frac{(2\,h + t)}{(3\,h + 2\,t)} \tag{4}$$

$$(t - z) = \frac{t}{2}\,\frac{(4\,h + 3\,t)}{(3\,h + 2\,t)} \tag{5}$$

$$\sigma_1 = \frac{C_t}{16}\,\frac{(4\,h + 3\,t)^2}{(3\,h + 2\,t)^2}\,t\,\mathrm{tg}\,\alpha = \frac{\varepsilon_p}{4}\,\frac{(4\,h + 3\,t)}{(3\,h + 2\,t)}\,t \tag{6}$$

Aus dieser Gleichung ergeben sich folgende Beziehungen:

$$C_t = 4\,\frac{\varepsilon_p}{\mathrm{tg}\,\alpha}\,\frac{(3\,h + 2\,t)}{(4\,h + 3\,t)} \qquad \lambda_p = \frac{C_t}{4\,\gamma_e}\,\frac{(4\,h + 3\,t)}{(3\,h + 2\,t)}\,\mathrm{tg}\,\alpha \tag{7a, 7b}$$

Den Maximalwert von C_t bzw. den Minimalwert von λ_p in bezug auf die Systemdrehachse erhält man für $h = \infty$ bzw. für $z = t/3$:

$$C_{t\,\max} = 3\,\frac{\lambda_p\,\gamma_e}{\mathrm{tg}\,\alpha} \qquad \lambda_{p\,\min} = \frac{C_t}{3\,\gamma_e}\,\mathrm{tg}\,\alpha \tag{8a, 8b}$$

Entsprechend ergibt sich der Minimalwert von C_t bzw. der Maximalwert von λ_p für $z = 0$:

$$C_{t\,\min} = 2\,\frac{\lambda_p\,\gamma_e}{\mathrm{tg}\,\alpha} \qquad \lambda_{p\,\max} = \frac{C_t}{2\,\gamma_e}\,\mathrm{tg}\,\alpha \tag{9a, 9b}$$

Grenzwerte des inneren Reibungswinkels ϱ in bezug auf die zugehörige Baugrundziffer C_t nach [1], *für $tg\alpha = 0.01$ und $t = 2$ m (1 kp/cm³ ≈ 10 N/cm³)*

Tabelle I

Bodenart	C_t kp/m³	γ_e t/m³	ϱ_{max} °	ϱ_{min} °
Torf und Moorboden	0.5–1.0	1.20	14.5–25.5	7 –19.5
Feiner Ufersand (sehr locker)	1.0–1.5	1.40	23.5–29.5	17 –23.5
Schüttungen Humus, Sand, Kies	1.0–2.0	1.50	22.5–32	15.5–27
Lehmboden nass	2.0–3.0	1.60	31.5–36	26 –21
Lehmboden feucht	4.0–5.0	1.65	39 –41.5	34.5–37
Lehmboden trocken	6.0–8.0	1.70	43 –45.5	38.5–41.5
Lehmboden hart	10.0	1.75	47	43.5
Fest gelagerter				
Humus, Sand, Lehm mit wenig Steinen	6–8	1.80	42.5–45	38 –41
Humus, Sand, Lehm mit viel Steinen	8–10	1.85	44.5–46.5	40.5–43
feiner Kies mit viel feinem Sand	7–9	1.90	43.5–45.5	39 –42
mittlerer Kies mit feinem Sand	9–11	2.00	45 –46.5	41 –43
mittlerer Kies mit grobem Sand	11–13	2.10	46.5–47.5	42.5–44.5
grober Kies mit wenig grobem Sand	13–16	2.15	47.5–48.5	44 –46
grober Kies mit wenig grobem Sand (sehr fest gelagert)	16–20	2.20	48.5–50	45.5–47.5

Wird nun in den Gleichungen (7) bis (9) die im Freileitungsbau übliche maximale Fundamentdrehung

$$tg\alpha = 0.01 \qquad (10)$$

eingesetzt, so erhält man jeweils die Wertbeziehung zwischen der Baugrundziffer und dem inneren Reibungswinkel des betreffenden Bodenmaterials, wobei auch das Raumgewicht desselben berücksichtigt werden muss.

Bei der Herstellung der Mastfundierungen wird normalerweise der Fundamentbeton satt an die Erdgrubenwand eingebracht, so dass man den Wandreibungswinkel gleich dem inneren Reibungswinkel des Erdmaterials setzen kann. Folglich ist dies auch für die Beziehung zwischen innerem Reibungswinkel ϱ und Erdwiderstandsziffer λ_p zu berücksichtigen, wobei die erdbaumechanischen Grundlagen nach [3] gut verwendbare Lösungen bieten. Da ausserdem für die Baugrundziffer die Annahme zugrunde gelegt wird, dass sie an der Bodenoberfläche den Wert null aufweist, ist eine Kohäsion nicht zu berücksichtigen.

3. Vergleich der Reibungswinkel und der Baugrundziffern

In Tabelle I sind für die von *G. Sulzberger* [1] veröffentlichten Werte der Baugrundziffer C_t von mehreren Bodenarten die entsprechenden Grenzwerte der inneren Reibungswinkel ϱ aus den Gleichungen (8) bis (10) ermittelt worden, wobei der Zusammenhang zwischen λ_p und ϱ als bekannt vorausgesetzt wird [2; 3]. Analog ist in Tabelle II für dieselben Bodenarten die Baugrundziffer aus einem Mittelwert des aus der Bodenmechanik bekannten inneren Reibungswinkels berechnet worden. Aus den beiden Tabellen ist es nun bei gleichen Verhältnissen möglich, die Baugrundziffer nach [1] mit derjenigen des Erdwiderstandes zu vergleichen. Da die *Sulzberger*-Werte auf eine Tiefe von ca. 2 m unter Oberkante Boden bezogen sind, ist der Vergleich nur für die betreffenden Baugrundziffern gültig. Für grössere oder kleinere Fundationstiefen t muss auch die Erdwiderstandsziffer λ_p im Verhältnis $t/2$ grösser oder kleiner werden.

Aus Tabelle I ist ersichtlich, dass für kleine Werte der Baugrundziffer C_t grosse Unterschiede zwischen den zugehörigen

Grenzwerte der Baugrundziffer C_t in bezug auf den zugehörigen Reibungswinkel ϱ für $tg\alpha = 0.01$ (Baugrundziffer in bezug auf den Gleitzustand des Erdmaterials)

Tabelle II

Bodenart	ϱ °	λ_p	γ_e t/m³	$C_{t\,min}$ N/cm³	$C_{t\,max}$ N/cm³
Torf und Moorboden	10	1.65	1.20	4.0	6.0
Feiner Ufersand (sehr locker)	20	2.85	1.40	8.0	12.0
Schüttungen Humus, Sand, Kies	25	3.95	1.50	12.0	18.0
Lehmboden nass	15	2.15	1.60	7.0	10.0
Lehmboden feucht	20	2.85	1.65	9.5	14.0
Lehmboden trocken	25	3.95	1.70	13.5	20.0
Lehmboden hart	30	5.60	1.75	19.5	29.5
Fest gelagerter					
Humus, Sand, Lehm mit wenig Steinen	30	5.60	1.80	20	30
Humus, Sand, Lehm mit viel Steinen	31	6.20	1.85	23	35
feiner Kies mit viel feinem Sand	33	7.30	1.90	28	42
mittlerer Kies mit feinem Sand	35	8.50	2.00	34	51
mittlerer Kies mit grobem Sand	37	10.00	2.10	42	63
grober Kies mit wenig grobem Sand	39	12.00	2.15	52	77
grober Kies mit wenig grobem Sand (sehr fest gelagert)	40	13.50	2.20	59	89

Grenzwerte der Fundamentdrehung $tg\,\alpha_g$ für den Gleitzustand des Erdmaterials der Bodenarten mit der Baugrundziffer C_t nach G. Sulzberger ($t = 2$ m)

Tabelle III

Bodenart	C_t kp/cm³	ϱ °	λ_p	γ_e t/m³	$tg\,\alpha_g$
Torf und Moorboden	0.5–1.0	10	1.65	1.20	0.0119–0.0059
Feiner Ufersand (sehr locker)	1.0–1.5	20	2.85	1.40	0.0120–0.0080
Schüttungen Humus, Sand, Kies	1.0–2.0	25	3.95	1.50	0.0178–0.0089
Lehmboden nass	2.0–3.0	15	2.15	1.60	0.0052–0.0034
Lehmboden feucht	4.0–5.0	20	2.85	1.65	0.0036–0.0029
Lehmboden trocken	6.0–8.0	25	3.95	1.70	0.0034–0.0025
Lehmboden hart	10.0	30	5.60	1.75	0.0029
Fest gelagerter					
Humus, Sand, Lehm mit wenig Steinen	6–8	30	5.60	1.80	0.0050–0.0038
Humus, Sand, Lehm mit viel Steinen	8–10	31	6.20	1.85	0.0043–0.0034
feiner Kies mit viel feinem Sand	7–9	33	7.30	1.90	0.0059–0.0046
mittlerer Kies mit feinem Sand	9–11	35	8.50	2.00	0.0057–0.0046
mittlerer Kies mit grobem Sand	11–13	37	10.00	2.10	0.0057–0.0048
grober Kies mit wenig grobem Sand	13–16	39	12.00	2.15	0.0060–0.0048
grober Kies mit wenig grobem Sand (sehr fest gelagert)	16–20	40	13.50	2.20	0.0057–0.0045

inneren Reibungswinkeln ϱ_{max} und ϱ_{min} bestehen. Ausserdem ergeben die Baugrundzifferwerte nach *Sulzberger* relativ hohe Werte der entsprechenden inneren Reibungswinkel (vgl. Tab. II), bei denen der Gleitbruch des Bodenmaterials vor Erreichung der erwähnten Fundamentdrehung eintreten kann. Aus dem Unterschied zwischen ϱ_{max} und ϱ_{min} ist auch der Einfluss der Lage der Belastungskraft bei Fundierungen in schlechtem und gutem Baugrund ersichtlich.

Bei der Belastung der Mastfundierungen auf Kippen treten normalerweise neben der Horizontalkraft auch Vertikalkräfte auf, welche die Lage der Fundamentdrehachse empfindlich beeinflussen können [2]. Die Grenzlagen derselben mit $z = 0$ und $z = t/3$ bleiben aber trotzdem bestehen. Die Tabelle II enthält die Minimal- und Maximalwerte der Baugrundziffer C_t zu diesen Grenzlagen: $C_{t\,min}$ für $z = 0$ und $C_{t\,max}$ für $z = t/3$.

4. Praktischer Grenzwert der Baugrundziffer

In Tabelle III sind die Grenzwerte der Fundamentdrehungen für die Baugrundzifferwerte nach *Sulzberger* und den inneren Reibungswinkel ϱ der Tabelle II angegeben. Es ist daraus zu ersehen, bei welchen Bodenarten die Werte von *Sulzberger* den seitlichen Erdwiderstand zum Teil stark überschreiten ($tg\,\alpha < 0{,}01$).

Da die horizontale Belastungskraft normalerweise nicht unterhalb der Bodenoberfläche angreifen kann, ergibt sich für den praktisch kleinsten Wert der Baugrundziffer C_t

$$C_{to} = 4/3\, C_{t\,min} = 8/9\, C_{t\,max} \quad \text{für } z = t/4 \tag{11}$$

Die Grenzwerte der Baugrundziffer in der Tabelle II beziehen sich auf Erdwiderstände bei horizontaler Bodenoberfläche. Für beliebige Terrainverhältnisse (geneigtes Terrain) kann man in bezug auf die eingangs aufgestellten erdbaumechanischen Beziehungen den Minimalwert der Baugrundziffer C_{to} für $h = 0$ bzw. $z = t/4$ aus der Erdwiderstandsziffer $\lambda_p = f(\varrho)$ und dem Terrainneigungswinkel β berechnen. Mit dem Raumgewicht des Erdmaterials γ_e in t/m^3 und der maximalen Fundamentdrehung $tg\,\alpha = 0.01$ erhält man aus den Gleichungen (9a) und (11)

$$C_{to} \cong 8/3\, \lambda_p\, \gamma_e \ (N/cm^3) \tag{12}$$

Die mit dieser Gleichung ermittelte Baugrundziffer C_{to} berücksichtigt somit sowohl den Erdwiderstand als auch die höchstzulässige Fundamentdrehung (Tragwerksneigung) und kann ausserdem den örtlichen Terrainverhältnissen leicht angepasst werden.

Aufgrund der angegebenen Gleichungen (7) bis (9) und (12) sind bei der Dimensionierung der Mastfundamente auf Kippen mit begrenzter Tragwerksneigung $tg\,\alpha$ folgende allgemeine Regeln zu beachten (es sei C_{tv} die Baugrundziffer nach Erdmaterialangabe für die betreffende Fundierung):

Für $C_{to} > C_{tv}$ ist die Bodendeformation massgebend, also Bemessung mit C_{tv}.

Für $C_{to} < C_{tv}$ ist der Bruchzustand des Bodens massgebend, also Bemessung mit C_{to}.

Für die von der Starkstromverordnung vorgeschriebenen maximale Fundamentdrehung $tg\,\alpha = 0.01$ ist zu empfehlen, die Baugrundziffer C_t stets mittels Gleichung (12) zu berechnen. In keinem Fall darf aber für die erwähnte Tragwerksneigung die Baugrundziffer grösser als $C_{t\,max}$ nach Gleichung (9a) gewählt werden.

Literatur

[1] *G. Sulzberger:* Die Fundamente der Freileitungstragwerke und ihre Berechnung. Bull. SEV 36(1945)10, S. 289...308.

[2] *S. Battagello:* Die Fundierung der Freileitungstragwerke. Berechnungsgrundlagen. Zürich, Selbstverlag, 1970.

[3] *J.B. Hansen* und *H. Lundgren:* Hauptprobleme der Bodenmechanik. Berlin/Heidelberg/New York, Springer Verlag, 1960.

Adresse des Autors

S. Battagello, Bauingenieur SIA, Segnesstrasse 6, 8048 Zürich.

Erdanker für Mastfundierungen

S. Battagello

624.137.6:621.315.1:624.151;

Die dargelegte Berechnungsmethode ermöglicht dem Konstrukteur die Bemessung vertikaler Erdanker für die Stabilisierung neu zu erstellender Fundamente sowie für die Verankerung bestehender Fundierungen von Freileitungstragwerken.

La méthode de calcul exposée permet au constructeur le dimensionnement des tirants vérticaux dans les sols pour l'ancrage de nouvelles fondations ainsi que pour le renforcement des fondations existantes des pylônes de support.

1. Anwendungsbereich

Erdanker werden wegen der hohen Herstellungskosten nur in ganz besonderen Fällen für Fundierungen von Freileitungstragwerken in Lockergesteinsböden angewandt. In bezug auf die statischen und erdbaumechanischen Bedingungen ist die Anwendung solcher Verankerungen von der vorhandenen Widerstandskraft des Bodens für die Aufnahme der Längs- und Querkräfte abhängig, wobei die Baugrunddeformationen keinen massgebenden Einfluss auf die Kräfteverteilung im Mast und im Fundament ausüben dürfen. In ausführungstechnischer Hinsicht sind normale Zugangsverhältnisse zum Bauplatz und keine zu grossen Unterschiede (Heterogenität) zwischen den Erdmaterialschichten erforderlich. Die Anwendung von Erdankern kann für Mastfundierungen von Vorteil sein, wenn z.B. die oberen Bodenschichten nur sehr geringen seitlichen Erdwiderstand bieten können oder wenn beschränkte Platzverhältnisse für das Fundament vorliegen. Für die Verstärkung bestehender Fundierungen können Erdanker sogar die einzige noch ausführbare Lösung bilden.

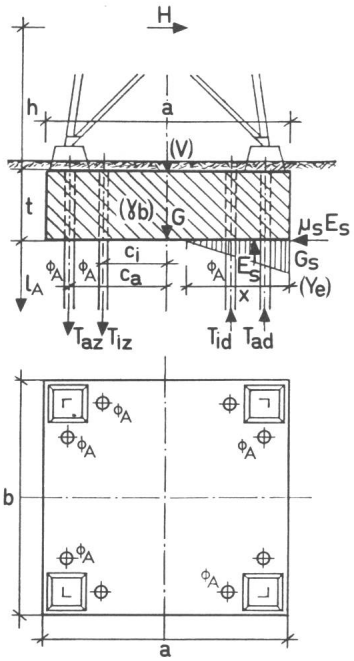

Fig. 1 Kippfundament mit Erdankern

E	Sohlenwiderstand
G	Gewicht Fundament und Freileitungstragwerk
H	Zugkraft am oberen Mastende
T	Ankerkräfte
V	Gewicht Tragwerk und Freileitungen
a, b	Fundamentabmessungen
c	Abstand der Erdanker
l_A	Ankerlänge
h	Masthöhe
t	Fundamenttiefe
x	Lage der Drechachse
γ_b, γ_e	Raumgewicht
Φ_A	Ankerquerschnitt
σ_s	Sohlenpressung

Die hier behandelten Verankerungen für Mastfundierungen sind nur als vertikale, im Boden hergestellte Erdanker zu verstehen. Horizontale oder geneigte Verankerungen weisen andere statische und erdbaumechanische Verhältnisse auf und sollen hier für die weitere Untersuchung ausser Betracht fallen. Eine Vorspannung der Erdanker ist für Mastfundierungen abzulehnen, weil der Richtungssinn der Belastung ändern kann und dadurch der Boden zusätzlich belastet würde. Ausserdem sollen die Erdanker von Mastfundierungen wegen der meistens erforderlichen Querkraftübertragung keine freien Ankerstrecken aufweisen.

Für die statische und erdbaumechanische Berechnung von Mastfundierungen mit Erdankern ist zu unterscheiden, ob die vorliegende Fundierung eine Kippbelastung oder eine reine Zugbelastung erhält. Bei Kippfundamenten werden die Erdanker auf der einen Seite auf Zug und auf der Gegenseite auf Druck beansprucht, während Zugfundamente nur Zugkräfte oder Druckkräfte erhalten können [1; 2].

2. Statische Berechnung

2.1 Kippfundamente

Für die statische Berechnung verankerter Mastfundamente unter Kippbelastung muss auf der Druck- bzw. Kippseite nicht nur der Bodenwiderstand, sondern auch der Druckwiderstand der Erdanker berücksichtigt werden. Der jeweilige Anteil dieser Widerstände ist von vielen Faktoren abhängig und deshalb unberechenbar. Die Unbestimmtheit dieser Aufgabe kann dadurch beseitigt werden, dass man das Gleichgewicht für zwei Extremfälle herstellt, d.h. einmal mit dem Sohlenwiderstand allein, das andere Mal mit dem Druckwiderstand der Erdanker allein. Die entsprechenden Resultate stellen Grenzwerte dar, welche für die Bemessung eingesetzt werden können. Die effektive Kräfteverteilung wird zwischen beiden Lösungen liegen.

Werden die Druckkräfte vom *Sohlenwiderstand allein* aufgenommen, so erhält man mit den Bezeichnungen nach Figur 1 für Sohlenwiderstand, Gesamtgewicht und Drehmoment

$$E_s = \frac{1}{2}\,\sigma_s\, b\, x \tag{1}$$

$$G = \gamma_b\, a\, b\, t + V \tag{2}$$

$$M_s = H\,(h + t) \tag{3}$$

Die maximale zulässige Sohlenpressung beträgt

$$\sigma_s \approx \frac{2}{3}\,\gamma_e \left(\kappa_0\,\frac{1}{3} + \kappa_t\, t\right) \tag{4}$$

mit der Bedingung

$$\mu_s \leqq \operatorname{tg} \varrho \tag{5}$$

ϱ Innerer Reibungswinkel
γ_e Raumgewicht
κ_0, κ_t Tragfähigkeitsbeiwerte des Erdmaterials [1]

Die Gleichgewichtsbedingungen ergeben

$$E_s = G + 2\,(T_{az} + T_{iz}) \tag{6}$$

$$H = E_s\,\mu_s \tag{7}$$

$$M_s = E_s \left(\frac{a}{2} - \frac{x}{3}\right) + 2\,(T_{az}\,c_a + T_{iz}\,c_i) \tag{8}$$

Aus der Deformationsbedingung folgt

$$\frac{T_i}{T_a} = \frac{\frac{a}{2} + c_i - x}{\frac{a}{2} + c_a - x} \tag{9}$$

Mit $\kappa_t/\kappa_0 = k_s$; $\kappa_0\,\gamma_e\,b = q_s$; $u = a + c_a + c_i$;
$v^2 = \left(\frac{a}{2} + c_a\right)^2 + \left(\frac{a}{2} + c_i\right)^2$
ergibt sich die Lage x der Drehachse aus

$$x\left\{x^3 - (2\,u - 3\,k_s\,t)\,x^2 + \frac{3}{2}\,(v^2 - 4\,k_s\,u\,t)\,x + 4.5 \cdot \left[3\,\frac{2\,M_s + G\,(c_a + c_i)}{q_s} + k_s\,t\,v^2\right]\right\} = \frac{13.5}{q_s}\left[M_s\,u + G\,(v^2 - \frac{a}{2}\,u)\right] \tag{10}$$

Für die Zugankerkräfte erhält man

$$T_{az} = \frac{1}{2}\,(E_s - G)\,\frac{\left(\frac{a}{2} + c_a - x\right)}{(u - 2\,x)} \tag{11}$$

$$T_{iz} = \frac{1}{2}\,(E_s - G)\,\frac{\left(\frac{a}{2} + c_i - x\right)}{(u - 2\,x)} \tag{12}$$

Aus der Gleitbedingung folgt für

$\mu_s > \operatorname{tg} \varrho$ mit $H/E_s = \mu_s$

die Querkraft an der Sohle:

$$Q_s = H - E_s \operatorname{tg} \varrho \tag{13}$$

Diese Querkraft muss durch die Biegesteifigkeit der gedrückten Erdanker (Pfähle) aufgenommen werden (siehe Ankerbemessung).

Werden die Druckkräfte von den *Erdankern allein* aufgenommen, so ergeben sich folgende Gleichgewichtsbedingungen:

$$G = 2\,(T_{ad} + T_{id} - T_{az} - T_{iz}) \tag{14}$$

$$H = 4\,Q_A \text{ (nur gedrückte Erdanker)} \tag{15}$$

$$M_s = 2\,[(T_{ad} + T_{az})\,c_a + (T_{id} + T_{iz})\,c_i] \tag{16}$$

Q_A bedeutet die Querkraft in einem Ankerstab. Mit der entsprechenden Deformationsbedingung erhält man für die Ankerkräfte:

$$T_{ad/z} = \frac{c_a}{4}\left[-\frac{G}{(c_a + c_i)} \mp \frac{M_s}{(c_a^2 + c_i^2)}\right] \tag{17}$$

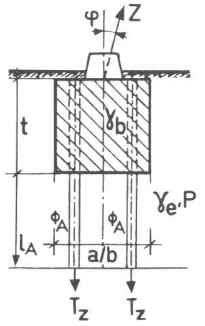

Fig. 2 Zugfundament mit Erdankern
Z Zugkraft im Winkel Φ zur Senkrechten
Übrige Bezeichnungen wie Fig. 1

$$T_{id/z} = \frac{c_i}{4}\left[-\frac{G}{(c_a + c_i)} \mp \frac{M_s}{(c_a^2 + c_i^2)}\right] \tag{18}$$

Das positive Zeichen gilt für T_{az}, T_{iz}, das negative für T_{ad}, T_{id}.

2.1 *Zugfundamente*

Aus Figur 2 und mit

n_A Anzahl Erdanker pro Fundament
λ_p Erdwiderstandsziffer für ϱ (°)
$\varepsilon_p = \gamma_e\,\lambda_p$

erhält man für die Zugankerkräfte bei

$$\sin\varphi \geqq \frac{\varepsilon_p\,b\,t^2}{9\,Z} \tag{19}$$

$$T_z = \frac{1}{n_A}\,(Z\cos\varphi - \gamma_b\,a\,b\,t) \tag{20}$$

und bei $\sin\varphi > \frac{\varepsilon_p\,b\,t^2}{9\,Z}$

mit dem erforderlichen Grenzwert $t_e = 3\sqrt{\frac{Z\sin\varphi}{\varepsilon_p\,b}}$

$$T_z = \frac{1}{n_A}\left(Z\cos\varphi - 3\,\gamma_b\,a\sqrt{\frac{Z\,b\sin\varphi}{\varepsilon_p}}\right) \tag{21}$$

2.2 *Sicherheitsgrade*

Für die Belastungsgrössen H bzw. Z sind selbstverständlich die vorgeschriebenen Sicherheitsgrade einzusetzen. In Berücksichtigung der Unsicherheit bei der Bodenbeurteilung und auf den Einfluss von Dauerlasten ist zu empfehlen, zusätzlich eine Sicherheitsmarge auf die Erdmaterialwerte einzuführen (für die Sohlenpressung σ_s ist dies bereits erfolgt).

3. Ankerbemessung

Da die Erdanker von Mastfundierungen eine bleibende Funktion ausüben, sind für die Ausbildung der Anker zwei Fälle zu unterscheiden:

a) Der Ankerdurchmesser bzw. Ankerquerschnitt ist so dimensioniert, dass bei der grössten Zugbeanspruchung keine Risse im Feinbeton- bzw. Mörtelmantel entstehen können. Für die kraftübertragende Armierung können dann Rippenstäbe aus normalem Baustahl verwendet werden.

b) Die Ankerquerschnitte lassen bei Zugbeanspruchung das Reissen der Feinbeton- bzw. Mörtelumhüllung zu. In diesem

Falle ist die Verwendung von Rippenstäben aus rostfreiem Stahl für die Armierung unerlässlich.

Für eine intakte Ummantelung des Erdankers und eine Grenzbeanspruchung des Betons bzw. Mörtels σ_{bz} wird der erforderliche Ankerdurchmesser

$$\Phi_{Ae} = 2\sqrt{\frac{T_z}{\pi\,\sigma_{bz}}} \geqq \sqrt[4]{\left(\frac{2\,H}{n_{An}}\right)^2 \frac{2}{\pi\,\varepsilon_p\,t\,\sigma_{bz}}} \tag{22}$$

Für gerissenen Ankermantel erhält man

$$\Phi_{Amin} = 20\sqrt{\frac{T_z}{\pi\,n_e\,\sigma_e}} \geqq \frac{H}{n_{Ad}}\sqrt{\frac{1}{0.75\,\varepsilon_p\,t\,F_{el}\,\sigma_e}} \leqq \Phi_{Ae} \tag{23}$$

In diesen Gleichungen bedeuten

n_{Ad} Anzahl der gedrückten Erdanker
n_e Anzahl Stahllängsstäbe pro Anker
σ_e Zulässige Stahlbeanspruchung

Ab Unterkante Fundament ist folgende Ankerlänge erforderlich:

$$l_{Ae} = \sqrt{\frac{2\,T_z}{\pi\,\gamma_e\,\Phi_A}\,\frac{(1 + 2\,\mathrm{tg}^2\,\varrho)}{\mathrm{tg}\,\varrho}} \tag{24}$$

Die erforderliche Längsarmierung beträgt

$$F_{el} = T_z/\sigma_e \tag{25}$$

der Minimaldurchmesser der Stahllängsstäbe

$$\Phi_{el\,min} = \frac{T_z}{\pi\,n_e\,t\,\tau_1} \tag{26}$$

wo τ_1 die zulässige Verbundspannung ist. Es folgt die erforderliche Bügelarmierung (einschnittig):

$$f_{eB} = \frac{H\,e_B}{1{,}5\,n_{Ad}\,\Phi_A\,\sigma_e} \tag{27}$$

und endlich der Bügelabstand

$$e_{B\,max} = \sim 0{,}7\,\Phi_{el}\sqrt[3]{\frac{n_{Ad}\,E_e\,\Phi_{el}\,\Phi_A}{H}} \quad \text{mit } E_e = 2100\ \mathrm{t/cm^2} \tag{28}$$

Literatur

[1] *S. Battagello:* Die Fundierung der Freileitungstragwerke. Berechnungsgrundlagen. Zürich, Selbstverlag, 1970.

[2] *P. Lendi:* Beitrag zur statischen Berechnung von Verankerungen im Lockergestein. Zürich, Verlag Leemann, 1969.

Adresse des Autors

S. Battagello, Bauingenieur SIA, Segnesstrasse 6, 8048 Zürich.