

Dimensionierung kurzer, horizontal belasteter Pfähle

H.-G. Kempfert, Konstanz

Übersicht. Auf der Grundlage zahlreicher Versuchsergebnisse aus der Literatur und eigener Versuche wurden in einem Vergleich mit den vorhandenen analytischen Berechnungsverfahren zur Dimensionierung kurzer, horizontal belasteter Pfähle abgesicherte Ansätze unter Berücksichtigung einer ebenen und geneigten Geländeoberfläche empfohlen. Darüber hinaus wurden die Erfahrungen aus Modell- und Großversuchen zur Fragestellung zusammengefaßt.

Calculation of rigid, laterally loaded piles

Contents. On the basis of numerous test results from the literature and from in-house model tests and by comparison with available analytical methods this paper describes validated methods for the calculation of nearly rigid, laterally loaded piles, considering cases of place and inclined ground surface. Beyond that experiences from model and in-situ tests have been summarized.

1 Einleitung

Horizontal belastete, kurze Pfähle werden in der Baupraxis häufig ausgeführt, so z. B. für die Gründung von Lärmschutzwänden, Fahrleistungs- und Signalmasten sowie Dalben. Da das Tragverhalten dieser Gründungskörper in der Form von Bohrpfählen, Rammpfählen oder anderen Ausführungen nicht wesentlich voneinander abweichen, kann im folgenden auf die Unterscheidung zwischen den Pfahlarten für praktische Fälle verzichtet werden. Voraussetzung ist ein nahezu starres Verhalten der Gründungselemente.

Für nahezu starres Verhalten ist kein eindeutiges Kriterium bekannt. Nach Coyle et al. [5] ist eine sichere Grenze für starres Verhalten eine Schlankheit von $\lambda = l/d$ bzw. $l/b < 6$, unabhängig von den Baugrundverhältnissen, und bis zu $\lambda = 10$, wenn weicher Boden ansteht. Nach Spang [13] ist starres Verhalten näherungsweise bis zu einer Schlankheit von $\lambda < 8$ bis 10 gegeben. Dietrich [6] zeigt an Modellversuchen mit Pfählen unterschiedlicher Schlankheit im locker gelagerten trockenen Sand, daß bis $\lambda = 15$ starres Verhalten vorliegen kann.

Im folgenden werden zur Dimensionierung kurzer, horizontal belasteter Pfähle einige Untersuchungsergebnisse mitgeteilt und Empfehlungen für die praktische Berechnung gegeben. Das System und die verwendeten Bezeichnungen sind im Bild 1 dargestellt und durch folgende Randbedingungen gekennzeichnet:

- Der Pfahl hat eine äußere quasistatische Horizontal- und Momentenbelastung (einwirkende Belastung) in Höhe

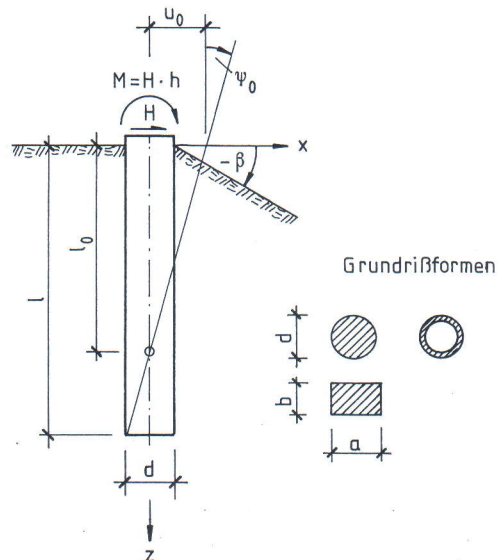


Bild 1. System und Bezeichnungen

der Geländeoberfläche in den Baugrund abzutragen. Die Vertikallast ist demgegenüber von untergeordneter Bedeutung.

- Die Einspannwirkung resultiert vorwiegend aus Normal- und Tangentialspannungen am Pfahl. Der Einfluß der Sohlreaktion in der Pfahlfußebene ist dabei gering.
- Die Mobilisierung der Baugrundreaktion setzt Horizontalverschiebungen voraus, die aus einer Bewegung des Pfahls um einen Drehpunkt resultieren. Der Drehpunkt liegt oberhalb der Gründungssohle und kann sich während des Belastungsvorganges verschieben.
- Die Biegeverformungen des Pfahls sollen vernachlässigbar klein sein, so daß vorwiegend Starrkörperverschiebungen wirksam sind.

Weiterführende Untersuchungen finden sich in [10], worin auch Ergebnisse und Erfahrungen bei der Berechnung im Baugrund eingespannter Gründungskörper nach der Methode der finiten Elemente enthalten sind.

2 Überblick zu den vorhandenen Berechnungsverfahren

2.1 Zur Bestimmung der Bruchlast H_f

Die in [10] ausführlich dargestellten Grundlagen der vorhandenen Berechnungsverfahren für die Bestimmung der Bruchlast H_f (Traglast, Grenzlaster) wurden anhand von Berechnungsbeispielen mit Parametervariation zunächst für den

Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert ist Professor an der Fachhochschule Konstanz und leitet das Sachgebiet Geotechnik der Öffentlichen Prüfstelle.

Fall der ebenen Geländeoberfläche untereinander verglichen. Als Baugrund wurde ein nichtbindiger und ein bindiger Boden ausgewählt. Ausgehend von einer Breite $b = 0,5\text{ m}$ und $1,0\text{ m}$ des Pfahls wurden die Einbindelänge l und die Höhe des waagerechten Lastangriffes h variiert. Die auf eine quadratische Grundrißform mit der Breite b bezogenen Berechnungen wurden für Verfahren, die mit runden Grundrißformen arbeiten, auf Ersatzdurchmesser nach Gl. (1) umgerechnet.

$$d_{\text{ers}} = \sqrt{\frac{4 \cdot b^2}{\pi}} \tag{1}$$

$$b_{\text{ers}} = \sqrt{\frac{\pi \cdot d^2}{4}}$$

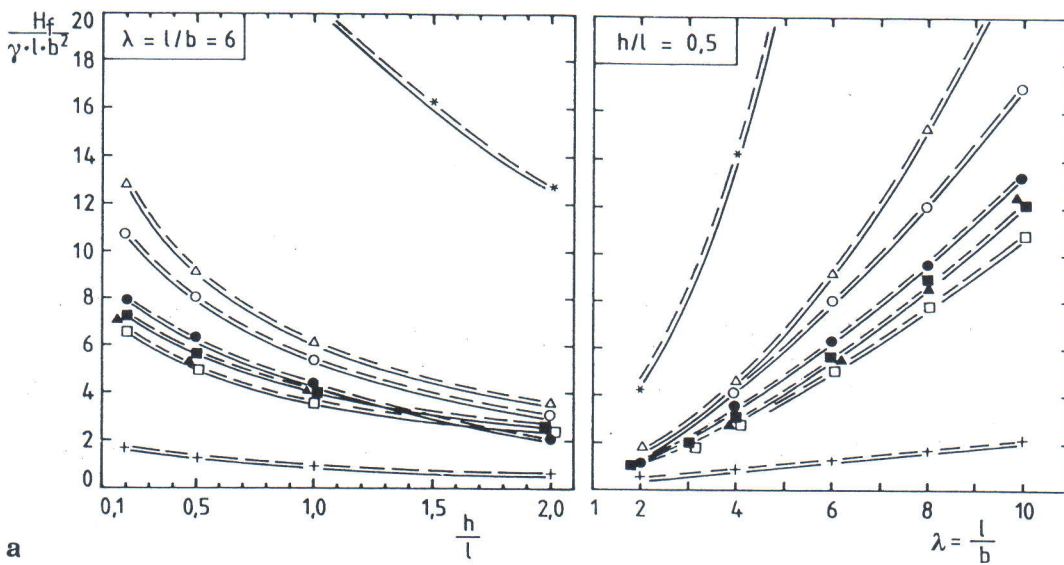
Die in dimensionsloser Form dargestellten Berechnungsergebnisse enthält Bild 2.

Die mit den einzelnen Verfahren erzielten Berechnungsergebnisse streuen untereinander erheblich. Die mit herangezogenen Berechnungsverfahren für Blockfundamente [14] liefern wegen der i. d. R. vorhandenen Vernachlässigung der räumlichen passiven Erddruckwirkung nur sehr geringe waagerechte Bruchlasten. Eng zusammen liegen bei nichtbindigen Böden die Ergebnisse der Verfahren von Blum [1] (Dalbentheorie), Brinch Hansen [2] und die Dalbentheorie [11] unter Verwendung der Erdwiderstandsansätze von Weißbach [15] und DIN 4085 [7]. Für bindige Böden ist insgesamt ein uneinheitliches Bild vorhanden.

2.2 Zur Berechnung des Verformungsverhaltens

Die vorhandenen Berechnungsansätze zum Verformungsverhalten, vornehmlich Bettungsmodul- und Halbraumverfahren, sind für die Dimensionierung der äußeren Abmessungen

Nichtbindiger Baugrund: $\gamma = 20\text{ kN/m}^3, \varphi = 35^\circ, c = 0, \delta_p = -\varphi/3$



Bindiger Baugrund: $\gamma = 20\text{ kN/m}^3, \varphi = 20^\circ, c = 20\text{ kN/m}^2, \delta_p = -\varphi/3$

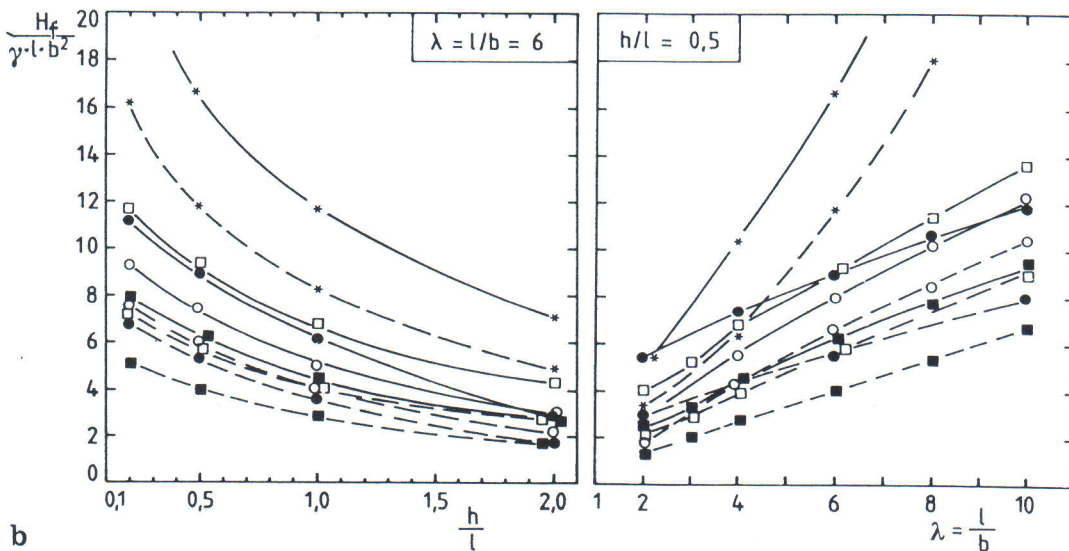


Bild 2a und b. Berechnungsbeispiele zur Bestimmung der Bruchlast H_f mit verschiedenen Verfahren. \blacktriangle Blum; \triangle Colling; \bullet Brinch Hansen; \circ Broms; \blacksquare Weißbach; \square DIN 4085; $+$ Blockfundament; $*$ Paul; — $b = 0,5\text{ m}$; - - - $b = 1,0\text{ m}$

kurzer, horizontal belasteter Pfähle nur wenig geeignet. Das Verformungsverhalten kann nur dann zutreffend beschrieben werden, wenn die Bettungsmodulgrößen und -verteilungen für den zu untersuchenden Lastbereich auf der Grundlage von Probebelastungen ermittelt werden. Diese Verfahren haben eine größere Bedeutung bei der Schnittkraftermittlung vornehmlich von Schlanken Pfählen oder dann, wenn keine sehr hohen Ansprüche an die Genauigkeit der errechneten Verschiebungen und Verdrehungen gestellt werden.

3 Modell- und Großversuche

Als Grundlage für die rechnerische und empirische Bearbeitung wurden in [10] insgesamt 136 Modell- und Großversuche an horizontal belasteten, nahezu starren Pfählen und Blockfundamenten ausgewertet. Darin sind auch eigene Modellversuche in einem Maßstab von etwa 1:5 enthalten, die in einem Baugrund mit Reibung und Kohäsion (erdfeuchter Sand und Schluff) ausgeführt wurden.

Die systemrelevanten Einflußparameter lassen sich unter Verwendung von dimensionslosen Größen für das vorliegende System in eine allgemeine mathematische Form bringen. Diese Form kann z. B. für nichtkohäsive Böden lauten:

$$\frac{u_0}{b} = f\left(\frac{H}{\gamma_0 \cdot l \cdot b^2}, \lambda, \frac{h}{l}, \frac{a}{b}, \varphi, \beta, ST\right) \quad (2)$$

Die in Gl. (2) enthaltenen Größen sind in Bild 1 dargestellt. γ_0 bezeichnet die Wichte des Bodens bei Belastungsbeginn, $\lambda = l/b$ bzw. l/d die Schlankheit, und in dem allgemeinen Parameter ST sollen weitere Stoffeigenschaften zusammengefaßt sein.

Zur Bestimmung der Funktion f sind systematische Versuche notwendig, in denen jeweils nur ein Parameter variiert wird. Damit besteht dann die Möglichkeit, aufgrund der Modelltheorie die Ergebnisse näherungsweise auf Großausführungen zu übertragen. Unabhängig von dem dafür notwendigen Aufwand ist das Verfahren aus modelltheoretischen Gründen nur für nichtkohäsive Böden erfolgversprechend.

Aus den in [10] enthaltenen Ergebnissen der Versuche lassen sich zunächst einige qualitative Schlußfolgerungen ziehen, die nachfolgend zusammengefaßt dargestellt sind. Auf die Darstellung der einzelnen Versuchsergebnisse wird aus Platzgründen verzichtet.

Die Auftragung von Versuchen in dimensionslosen Größen ermöglicht einen besseren Vergleich verschiedener Versuche untereinander. Die Versuchsergebnisse zeigen bezüglich des Lastverschiebungsverhaltens erwartungsgemäß ein stark bodenartabhängiges Verhalten. Darüber hinaus besitzt aber auch der Pfahlmaßstab eine große Bedeutung. Bei den Versuchen mit trockenen Sanden sind wesentlich größere Verschiebungen bzw. Verdrehungen zum Erreichen des Bruchzustandes notwendig. Für Versuchsböden, die kein starrkörniges Verhalten aufweisen, ist ein deutlicher Maßstabseffekt derart zu beobachten, daß die Pfähle mit kleineren Abmessungen ein „spröderes“ und diejenigen mit größeren Abmessungen ein „weicherer“ Last-Verschiebungsverhalten zeigen.

Weiterhin lassen sich die Versuchsergebnisse befriedigend durch Potenzfunktionen und im Bereich großer Verschiebungen durch Hyperbelfunktionen annähern. Bei einer ausreichenden Versuchsanzahl mit entsprechender Parametervariation konnten für Versuche in trockenen Sanden die Funktionswerte der Einflußgrößen auf das Pfahltragverhalten nach Gl. (2) bestimmt werden. Besitzt der Baugrund demgegenüber eine Kohäsion, so sind diese Funktionswerte bela-

stungsabhängig und damit im Bereich der gesamten Last-Verschiebungskurve keine Konstante mehr wie bei trockenen Sanden. Diese Tendenz verstärkt sich mit zunehmender Kohäsion. Weiterhin lassen sich die Versuchsergebnisse, besonders bei größeren Abmessungen der Pfähle, für kohäsive Böden im gesamten Belastungsbereich besser durch eine Hyperbelfunktion annähern.

Die beobachteten Verschiebungen und Verdrehungen zum Erreichen des Bruchzustandes sind bei vorhandener Kohäsion wesentlich kleiner als für Versuche in trockenen Sanden, so daß das Last-Verschiebungsverhalten insgesamt „spröder“ ist. Eine Kohäsion ist in der Natur auch bei erdfeuchten nichtbindigen Böden in Form der scheinbaren Kohäsion (Kapillarkohäsion) vorhanden, während trockene Sande, die im Modellversuch leichter zu handhaben sind, in der Natur kaum Bedeutung haben. Versuche mit unter Auftrieb stehenden Sanden wurden nicht untersucht. Es ist zu erwarten, daß sich ein ähnliches Verhalten wie bei trockenen Sanden einstellt.

Eine Gegenüberstellung von Versuchen mit quadratischen und runden Pfahlquerschnitten der Abmessungen $b = d$ und sonst gleichen Randbedingungen zeigte, daß das Tragverhalten der runden Pfähle nur etwa das 0,81- bis 0,84fache von quadratischen Pfählen aufweist und somit etwa der übliche Ansatz nach Gl. (1) mit $\sqrt{\pi/4} = 0,88$ bestätigt wurde.

Bezüglich der Bruchformen ist aus den Versuchsergebnissen folgendes abzuleiten. Bei ebener Geländeoberfläche durchschneiden Pfähle mit etwa $\lambda \geq 3,3$ den Baugrund, so daß der Boden den Pfahl horizontal umfließt. Dies wurde auch bereits von Weissenbach [15] bei parallel gegen den Baugrund verschobenen Trägern beobachtet. Lediglich im Pfahlnahbereich zeigen sich lokale Bruchmuscheln an der Geländeoberfläche. Dagegen weisen bei geneigter Geländeoberfläche auch die Pfähle mit der o.g. Schlankheit eine ausgedehnte räumliche passive Erddruckmuschel vor der Druckfläche auf. Hinter den Pfählen wurden, unabhängig von der Geländeform vor dem Pfahl, keine passiven Bruchkörper an der Geländeoberfläche aus der Fußstützung beobachtet, so daß zur Tiefe auch für diesen Fall ein Umfließen angenommen werden kann.

Bevor im folgenden Abschnitt aus den ausgewerteten Versuchen für praktische Fälle ein Berechnungsverfahren empfohlen wird, ist darauf hinzuweisen, daß für das hier behandelte Pfahlsystem auch Probebelastungen sehr sinnvoll sind und mit einem relativ geringen Kostenaufwand durchgeführt werden können. Damit lassen sich oftmals wirtschaftliche Dimensionierungsansätze ermitteln. Bild 3 zeigt



Bild 3. Horizontale Probebelastung an kurzen Pfählen

als Beispiel eine Probelastungseinrichtung für eine Lärm-schutzwandgründung mit einem Pfahl an einer Böschung und einem Pfahl bei ebener Geländeoberfläche neben einer Eisenbahnstrecke. Andere einfache Belastungseinrichtungen lassen sich erreichen mit einer Abstützung der Presse gegen einen ballastierten Container oder unmittelbar gegen die Straßendecke, wenn diese bereits eingebaut ist.

4 Empfohlenes Berechnungsverfahren

4.1 Vergleich der Versuchsergebnisse mit den vorhandenen Berechnungsansätzen

Aus den in Abschn. 3 angesprochenen 136 Modell- und Großversuchen wurden zunächst 64 Versuche bei vorhandener ebener Geländeoberfläche mit den in Abschn. 2 aufgeführten Verfahren zur Berechnung der Bruchlast vergleichend geprüft. Für jedes Verfahren wurden dabei die errechneten Bruchlasten $cal H_f$ mit den Versuchswerten H_f nach der Beziehung in Gl. (3) für die prozentualen Abweichungen zwischen Versuch und Berechnung verglichen:

$$A_f = \frac{H_f - cal H_f}{H_f} \cdot 100 [\%] \tag{3}$$

Bei der Bewertung der Ergebnisse ist zu berücksichtigen, daß in die Berechnung eingehenden Scherparameter der Versuchsmaterialien in unterschiedlichster Form bestimmt und teilweise sogar nur abgeschätzt wurden. Für die eigenen Versuche konnten diese Parameter spannungsabhängig ermittelt werden. Die Ergebnisse zeigen erwartungsgemäß große Streuungen. Besonders für Böden mit größerer Kohäsion liegen die meisten Verfahren auf der unsicheren Seite, so daß der Anteil aus der Kohäsion rechnerisch überschätzt wird. Bei der Dalbentheorie unter Verwendung des passiven Erddrucks nach Weißenbach sind die Streuungen für Böden mit und ohne Kohäsion einheitlicher und die zahlenmäßigen Abweichungen abhängig vom gewählten Wandreibungswinkel. Dies liegt u. a. auch darin begründet, daß nach einer Empfehlung von Weißenbach [16] in dem Verfahren nur die halbe Kohäsionsgröße rechnerisch berücksichtigt wird.

Bild 4 zeigt als Beispiel den Vergleich für das letztgenannte Verfahren bei ebener Geländeoberfläche. Die Symbole in Bild 4 charakterisieren verschiedene Versuchsserien.

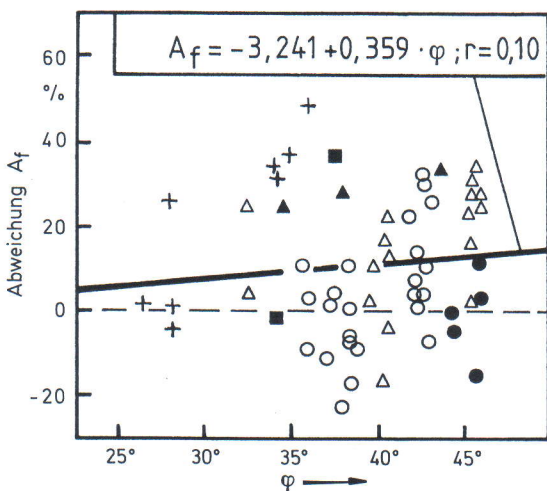


Bild 4. Vergleich zwischen Versuch und Berechnung nach der Dalbentheorie mit passivem Eindruck nach Weißenbach für $\delta_p = -1/3 \cdot \varphi$ und ebenes Gelände $\beta = 0$

Die Regressionsgerade unterscheidet sich nur geringfügig von der Nulllinie, ist aber wegen der großen Streuungen statistisch wenig abgesichert. Unter Berücksichtigung, daß die Versuche von verschiedenen Verfassern mit unterschiedlichen Versuchstechniken und Materialien durchgeführt worden sind, können die Streuungen akzeptiert werden, zumal es sich hier um die Berechnung von Bruchlasten handelt.

Für die Berechnungen bei geneigter Geländeoberfläche wurden die den Ansätzen nach Weißenbach zugrundeliegenden Erdwiderstandsbeiwerte von Streck in [10] auch für diesen Fall abgeleitet. Damit wurden dann die o. g. restlichen 72 Versuchsergebnisse rechnerisch mit Gl. (3) überprüft und insgesamt auch für diesen Fall eine Brauchbarkeit des Verfahrens festgestellt.

4.2 Empfohlenes Verfahren für einfache Fälle

Aufgrund der Ergebnisse nach Abschn. 4.1 kann für die Dimensionierung kurzer, horizontal belasteter Pfähle für einfache Fälle die Dalbentheorie mit passivem Erddruckansatz nach Weißenbach verwendet werden. Das Verfahren ist für eine ebene Geländeoberfläche in [11] abgeleitet und in [10] auf eine geneigte Geländeoberfläche erweitert worden. Damit kann die horizontale Bruchlast H_f geschlossen mit einfachen Formeln berechnet werden.

Der Begriff einfache Fälle wird hier wie folgt verstanden:

- a) Im Bereich des Pfahls sind weitgehend homogene Baugrundverhältnisse vorhanden oder können durch gemittelte Bodenkenngrößen zutreffend beschrieben werden.
- b) Das Bauwerk ist so weit verformungsunempfindlich, daß eine grobe Abschätzung zum Last-Verschiebungsverhalten ausreichend ist.

Die Anwendungsgrenzen des nachfolgend dargestellten Verfahrens, siehe Bild 6, ergeben sich zu $\varphi < |\beta|$. Bei größerem Kohäsionsanteil sind negative Böschungsneigungen $(-1) \cdot \beta > \varphi$ in der Praxis nicht ausgeschlossen, so daß dabei für die Anwendung des Verfahrens näherungsweise äquivalente Ersatzscherparameter $\varphi_{ers} > (-1) \cdot \beta$ und c_{ers} aus dem Mohr-Coulombschen Gesetz bestimmt werden können. Die dabei anzusetzende maßgebliche Spannung σ kann näherungsweise entsprechend Bild 5 ermittelt werden.

Gegenüber den Ausführungen in [10] kann als weitere Vereinfachung unter der Voraussetzung ausreichender Sicherheitsbeiwerte gegen die Bruchlast H_f das Verfahren, wie in Bild 6 zusammengefaßt dargestellt, verwendet werden und wegen $\delta_p = -\varphi/3$ und der dadurch nur geringen Unterschiede zwischen den Erdwiderstandsbeiwerten nach Streck bzw. Coulomb mit K_{ph} nach DIN 4085 gerechnet werden, wobei die entsprechenden Geländeneigungen β zu berücksichtigen sind.

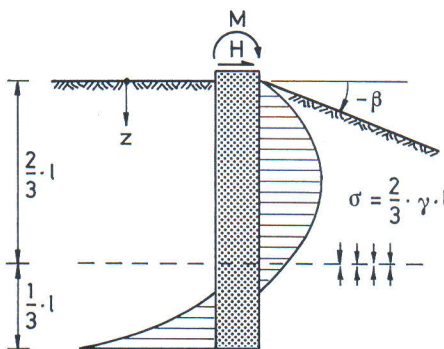


Bild 5. Maßgebliche Spannung σ zur Bestimmung von Ersatzscherparameter

	<p>Erdwiderstandsbeiwerte für $\delta_p = -\varphi/3$</p> <p>a) Vor dem Gründungskörper K_{ph} nach DIN 4085 als $f(\beta)$ mit $\beta \leq 0$</p> <p>b) Hinter dem Gründungskörper K_{ph} nach DIN 4085 mit $\beta = 0$</p>
<p>Bereich $\lambda' = t_0 / b \geq 3,3$</p>	<p>Bereich $\lambda' = t_0 / b < 3,3$</p>
<p>Aufnehmbare Lasten H_f bzw. äußere Abmessung der Gründungskörper</p>	
<p>$\mu_1 = 0,5 \cdot \gamma \cdot 1,826 \cdot K_{ph} \cdot (0,3 + 0,6 \cdot \tan \varphi) \cdot \sqrt{b}$</p> <p>$\mu_2 = c \cdot 1,826 \cdot \sqrt{K_{ph}} \cdot (1,2 + 0,9 \cdot \tan \varphi) \cdot \sqrt{b}$</p> <p>$H_f \cdot (h + t_0) - t_0^{2,5} (0,286 \cdot \mu_1 \cdot t_0 + 0,4 \cdot \mu_2) = 0$</p>	<p>$\mu_3 = 0,3 \cdot \gamma \cdot K_{ph} \cdot \tan \varphi$</p> <p>$\mu_4 = 0,5 \cdot \gamma \cdot K_{ph} \cdot b + 0,9 \cdot c \cdot \sqrt{K_{ph}} \cdot (1 + \tan \varphi)$</p> <p>$\mu_5 = c \cdot b \cdot \sqrt{K_{ph}}$</p> <p>$H_f \cdot (h + t_0) - \frac{1}{12} (3 \cdot \mu_3 \cdot t_0^4 + 4 \cdot \mu_4 \cdot t_0^3 + 6 \cdot \mu_5 \cdot t_0^2) = 0$</p>
<p>Bemessungsmoment M_{max}</p>	
<p>$\max M = H \cdot (h + z_m) - z_m^{2,5} \cdot (0,286 \cdot \mu_1 \cdot z_m + 0,4 \cdot \mu_2)$</p> <p>$z_m$ iterativ aus</p> <p>$H - (\mu_1 \cdot z_m^{2,5} + \mu_2 \cdot z_m^{1,5}) = 0$</p>	<p>$\max M = H \cdot (h + z_m) - \frac{z_m}{12} \cdot (3 \cdot \mu_3 \cdot z_m^3 + 4 \cdot \mu_4 \cdot z_m^2 + 6 \cdot \mu_5 \cdot z_m)$</p> <p>$z_m$ iterativ aus</p> <p>$H - (\mu_3 \cdot z_m^3 + \mu_4 \cdot z_m^2 + \mu_5 \cdot z_m) = 0$</p>
<p>Anmerkung : Ab $\beta \leq -\varphi/3$, d.h. zunehmender negativer Geländeneigung, darf unabhängig von λ' wie für $\lambda' < 3,3$ gerechnet werden</p>	

Bild 6. Formelzusammenstellung zum empfohlenen Berechnungsverfahren

sichtigen sind. Bei steigender Geländeneigung vor dem Pfahl müssen die Beiwerte nach Streck und das in [10] angegebene Verfahren angesetzt werden.

Für die Berechnung nach dem Schema in Bild 6 ist als grundsätzliches Merkmal die Schlankheit $\lambda' \geq 3,3$ bzw. $< 3,3$ zu unterscheiden. Ein Berechnungsbeispiel folgt am Schluß dieses Abschnittes. Die Gesamtlänge l des Pfahls darf im Verfahren nach Bild 6 näherungsweise mit Gl. (4) bestimmt werden (Vorzeichen von β negativ)

$$l = (1,2 + 0,18 \cdot \tan \beta) \cdot t_0 \tag{4}$$

$$0 \geq \beta \geq -45^\circ$$

mit t_0 nach Bild 6.

Das empfohlene analytische Verfahren für einfache Fälle liefert zunächst die Bruchlast H_f . Aus den in Abschn. 3 beschriebenen Versuchsergebnissen geht hervor, daß das Erreichen der Bruchlast im allgemeinen mit großen Verschiebungen und Verdrehungen des Pfahls verbunden ist. Für die Bemessung im Gebrauchszustand ist deshalb die Kenntnis einer Mobilisierungsfunktion erforderlich. Eine Auswertung der Lastverschiebungskurven der in Abschn. 3 beschriebenen Versuche zeigt im Hinblick auf die Verdrehung ψ_0 (Bild 1) der Pfähle folgende Ergebnisse:

a) *Erdfeuchte nichtbindige und bindige Böden.* Bei einer Pfahlverdrehung von etwa $\psi_0 = 1^\circ$ zeigen die Last-Verschiebungskurven i. d. R. eine sehr starke Krümmung. Die dieser Verdrehung zugeordnete Last H_{1° kann aus den Versuchen

dadurch bestimmt werden, daß die Bruchlast H_f mit einem Sicherheitsbeiwert η_{1° belegt wird und ergab sich näherungsweise wie folgt:

– locker bis mitteldichte nichtbindige und steife bindige Böden

$$\eta_{1^\circ} \approx 1,5 \tag{5}$$

– mitteldichte bis dichte nichtbindige Böden

$$\eta_{1^\circ} \approx 1,3 \tag{6}$$

Im Bereich zwischen einer Verdrehung $\psi_0 = 0$ und 1° sind die Streuungen der Versuchsergebnisse gering und es läßt sich dafür nach [10] eine hyperbelförmige Mobilisierungsfunktion angeben. Diese Funktion ist in Gl. (7) eingearbeitet, so daß damit die zulässige Belastung $zulH$ abhängig von den zulässigen Verdrehungen ψ_0 im Gebrauchszustand bestimmt werden kann.

$$zulH = \frac{2 \cdot zul \psi_0 \cdot H_f}{\eta_{1^\circ} (1 + zul \psi_0)} \tag{7}$$

Eine ähnliche Mobilisierungsfunktion wie Gl. (7) geben Coyle et al. [5], siehe auch [9], für wassergesättigte bindige Böden (c_u -Böden) an. Gl. (7) gilt näherungsweise unabhängig von den Baugrundverhältnissen, den Abmessungen der Pfähle und von der Geländeneigung β .

Die zugehörigen Größenordnungen der Verschiebungen u_0 in Höhe der Geländeoberfläche können mit einer ange-

nommenen bezogenen Tiefenlage des Drehpunktes l_0/l von etwa 0,7 bis 0,8 für $\beta = 0$ abgeschätzt werden. Mit zunehmender negativer Geländeneigung ist eine Drehpunktlage bis $l_0/l = 0,9$ möglich.

Unabhängig von den Verdrehungen ψ_0 kann auch die zulässige Belastung mit einem globalen Sicherheitsbeiwert η nach Gl. (8) ermittelt werden.

$$\text{zul } H = \frac{H_f}{\eta} \quad (8)$$

In den bisherigen Ausführungen wurde von einer quasistatischen Belastung ausgegangen. Bei zyklischen Schwell- und Wechselbelastungen sind in der Regel mit zunehmenden Belastungszyklen ein Zuwachs der Verschiebungen und Verdrehungen des Pfahls zu erwarten [8]. Aufgrund dieser Zusammenhänge erscheint deshalb auch bei einfachen Bauwerken, an die keine genauen Verformungsanforderungen gestellt werden, bei zyklischer Belastung zur globalen Abdeckung dieser Einflüsse eine Sicherheit $\eta = 2,5$ bis 3,0 nach Gl. (8) empfehlenswert.

b) *Trockene Sande.* Die Verdrehungen sind stark abhängig von der Lagerungsdichte und von den Abmessungen der Pfähle. Gegenüber kohäsiven Böden sind die Verdrehungen, je nach Abmessungen, um ein vielfaches größer. Dies wird auch für Sande unter Wasser erwartet. Eine einheitliche Mobilisierungsfunktion konnte aus den Versuchen nicht abgeleitet werden. Dieser Fall sollte zunächst mit Gl. (8) behandelt werden.

4.3 Berechnungsbeispiel

Für den Gründungspfahl einer Lärmschutzwand im Straßenbau möge eine Lastgruppe 1 aus dem Erddruck auf den Randbalken und eine Gruppe 2 aus der Windbelastung der Wand wie folgt am Pfahlkopf angreifen: $M_1 = 4,4$ kNm, $H_1 = 9,1$ kN, $M_2 = 81,7$ kNm, $H_2 = 31,3$ kN. Die resultierenden Lasten ergeben sich zu $\Sigma M = 86,1$ kNm und $\Sigma H = 40,4$ kN. Daraus errechnet sich die Höhe des Lastangriffpunktes zu $h = \Sigma M / \Sigma H = 2,13$ m. Der Pfahldurchmesser sei 0,80 m; mit Gl. (1) ergibt sich $b_{\text{ers}} = 0,71$ m.

Die Bodenkenngrößen sind mit $\gamma = 20$ kN/m³, $\varphi = 27,5^\circ$, $c = 10$ kN/m² vorgegeben. Gesucht ist hier die Pfahldimensionierung unter einer im Straßenbau häufig gewählten Vorgabe von 1% Pfahlverdrehung im Gebrauchszustand, das entspricht zu $\psi_0 \approx 0,57^\circ$. Die Böschungeneigung möge zwischen einer Neigung 1:∞ und 1:1,5 liegen.

Unter Vorgabe von Gl. (5) läßt sich aus Gl. (7) das zugehörige H_f ermitteln

$$H_f = \frac{40,4 \cdot 1,5(1 + 0,57)}{2 \cdot 0,57} = 83,5 \text{ kN.}$$

Da nach Bild 6 einige Iterationen zur Ermittlung von t_0 und z_m notwendig sind, empfiehlt sich die Programmierung der Gleichungen z. B. auf einem Taschenrechner.

Böschungeneigung 1:∞:

Nach Bild 6 ergeben sich die Festwerte $K_{ph} = 3,54$; $\mu_1 = 33,6$; $\mu_2 = 48,3$; $\mu_3 = 11,1$; $\mu_4 = 50,9$; $\mu_5 = 13,4$ und nach einigen Iterationen ($\lambda' > 3,3$) $t_0 = 2,4$ m. Aus Gl. (4) errechnet sich die Pfahleinbindelänge $l = 2,88$ m. Wiederum aus einer Iteration ist $z_m = 0,68$ m und daraus

$$\text{max } M = 40,4(2,13 + 0,68) - 0,68^{2,5}(0,286 \cdot 33,6 \cdot 0,68 + 0,4 \cdot 48,3) = 103,7 \text{ kNm}$$

Böschungeneigung 1:1,7 ($\beta \approx -30,5^\circ$):

K_{ph} -Werte lassen sich nur bis $\beta \leq |27,5| = \varphi$ bestimmen. Aus einer Vorabschätzung mit $l \approx 4,3$ m ergibt sich eine maß-

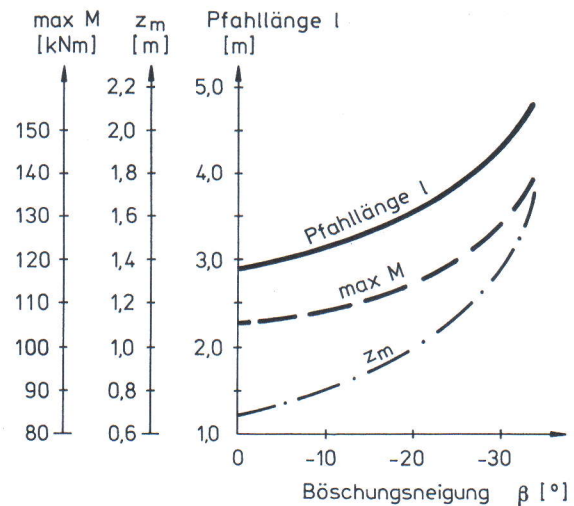


Bild 7. Berechnungsergebnisse zum Beispiel

gebliche Spannung nach Bild 5 zu $\sigma = 20 \cdot 4,3 \cdot 2/3 = 57,3$ kN/m². Für $\varphi_{\text{ers}} > |\beta| = 31^\circ$ darf näherungsweise aus der Mohr-Coulombschen Bedingung

$$c_{\text{ers}} = \sigma(\tan \varphi - \tan \varphi_{\text{ers}}) + c \\ = 57,3(\tan 27,5^\circ - \tan 31^\circ) + 10 = 5,4 \text{ kN/m}^2$$

angesetzt werden. Wegen $\beta \leq -\varphi/3$ ist nach Bild 6 wie für $\lambda' < 3,3$ zu rechnen. Daraus ergeben sich die Festwerte $K_{ph} = 0,87$; $\mu_3 = 3,1$; $\mu_4 = 13,4$; $\mu_5 = 3,6$ und nach entsprechender Auswertung der Gl. in Bild 6 $t_0 = 3,98$ m, daraus mit Gl. (4)

$$l = (1,2 + 0,18 \cdot \tan(-30,5^\circ)) \cdot 3,98 = 4,35 \text{ m,}$$

sowie $z_m = 1,40$ m und $\text{max } M = 128$ kNm.

Alle Berechnungsergebnisse für die Variation der Böschungeneigung von 1:∞ bis 1:1,5 sind in Bild 7 dargestellt.

4.4 Berücksichtigung von geschichtetem Baugrund

Treten im Einspannbereich des Pfahls Baugrundsichtungen auf, so kann das in Abschn. 4.2, Bild 6, empfohlene Verfahren näherungsweise mit gewichteten Mittelwerten der Bodenkenngrößen angewendet werden, wenn die einzelnen Schichtparameter nicht zu sehr vom Mittelwert abweichen.

Eine weitere Möglichkeit besteht darin, unter schichtweiser Anwendung der aus den passiven Erddruckansätzen von Weißbach in [11] und [10] abgeleiteten passiven Bodenwiderstände (Linienlast) nach Gl. (8), wobei die μ -Werte nach Bild 6 bestimmt werden,

$$\lambda' < 3,3: \quad \frac{dE_{ph}}{dt_0} = p_f = 3 \cdot \mu_3 \cdot t_0^2 + \mu_4 \cdot t_0 + \mu_5 \quad (8a)$$

$$\lambda' \geq 3,3: \quad \frac{dE_{ph}}{dt_0} = p_f = 2,5 \cdot \mu_1 \cdot t_0^{1,5} + 1,5 \cdot \mu_2 \cdot t_0^{0,5} \quad (8b)$$

iterativ mit den Gleichgewichtsbedingungen ΣM und ΣH die Tiefenlage des Drehpunktes und die aufnehmbare Bruchlast zu ermitteln.

5 Schlussfolgerungen

Mit den in Abschn. 4 empfohlenen Berechnungsverfahren steht ein einfacher Ansatz für die Dimensionierung kurzer, horizontal belasteter Pfähle oder ähnlicher Gründungskör-

per zur Verfügung, der durch den Vergleich mit Versuchsergebnissen abgesichert ist und durch die genannte Mobilisierungsfunktion auch den Gebrauchslastbereich beschreiben kann. Gegenüber dem bisher häufig verwendeten Verfahren von Blum [1] können kohäsive Böden und eine Geländeneigung berücksichtigt werden. Offen bleibt zunächst, warum zur besseren Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen nur die halbe Kohäsion anzusetzen ist. Dies wurde bereits in die Formeln nach Bild 6 eingearbeitet. Desweiteren sind Anstrengungen zur wirklichkeitsnahen und theoretisch begründeten Erfassung des Erdwiderstandes für den Fall $c \neq 0$ und $\varphi < (-1) \cdot \beta$ wünschenswert.

Literatur

- Blum, H.: Wirtschaftliche Dalbenform und deren Berechnung. Bautechnik 10 (1932) 50–55
- Brinch Hansen, J.: The Ultimate Resistance of Rigid Piles against Transversal Forces. Dan. Geotechn. Inst., Bull. 12 (1961) 1–9
- Brom, B. B.: Berechnung von Pfählen. Staatl. Schwed. Geotechn. Institut Nr. 9 (1965)
- Colling, G.: Beitrag zur Berechnung freistehender, im Boden eingespannter Dalben. Bautechnik 12 (1962) 397–403
- Coyle, H. / Bierschwale, M. W.: Design of Rigid Shafts in Clay for Lateral Load. Journ. of Geot. Eng., ASCE, Vol. 109, No (1983) 1147–1164
- Dietrich, T.: Seitlich belastete Pfähle im psamischen Halbraum, analysiert mit Hilfe der Ähnlichkeitsmechanik und verglichen mit Messungen im Sand. Vorträge d. Baugrundtagung in Braunschweig, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau (1982) 713–736
- DIN 4085: Baugrund; Berechnung des Erddrucks, Ausgabe Februar 1987
- Hettler, A.: Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung. Veröffentl. d. Inst. f. Bodenmech. u. Felsmech., Univ. Karlsruhe, H 93 (1981)
- Kempfert, H.-G.: Zur Berechnung der Gründung von Lärmschutzwänden auf Pfählen. Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau (1985) 82–88
- Kempfert, H.-G.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von im Baugrund eingespannten, nahezu starren Gründungskörpern bei ebener oder geneigter Geländeoberfläche. Schriftenr. FG Baugrund-Grundbau, Univ. Dortmund, H. 1 (1987)
- Minnich, H. / Stöhr, G.: Beitrag zur Berechnung von Dalben. Bauingenieur 59 (1984) 357–363
- Paul, O.: Der räumliche Erdwiderstand vor eingespannten Masten. Diss. TH Dresden 1965
- Spang, J.: Die Bestimmung der Tragfähigkeit von Großbohrpfählen. Teil II. Straßen- und Tiefbau (1972) 422–448
- Süberkrüb, M.: Mastgründungen für Freileitungen, Fahrleitungsanlagen, Bahnspiseleitungen. Berlin: Ernst & Sohn 1958
- Weißbach, A.: Der Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen. Bautechnik 39 (1962) 204–211
- Weißbach, A.: Baugruben, Teil II, Berechnungsgrundlagen. Berlin: Ernst & Sohn 1975

Kurze Technische Berichte

Messungen an einer Pfahl-Plattengründung in weichem Fels

Einführung. Das 42stöckige Hauptgebäude der Port of Singapore Authority (PSA) besteht aus einer 183 m hohen Stahlbetonkonstruktion, deren Gründungssohle 7 m tief in den anstehenden Baugrund einbindet.

Die Lasten aus dem Überbau werden über einen aussteifenden Kern, Wände und eine Reihe von Stützen auf die Gründungsplatte übertragen (Bild 1).

Um unzulässige Setzungen und insbesondere Setzungsdifferenzen zu vermeiden, sind unterhalb der 2 m dicken Gründungsplatte insgesamt 202 Bohrpfähle mit verschiedenen Durchmesser ($d = 1,15$ m bis 1,5 m) und Pfahllängen ($l = 7$ m bis 13 m) angeordnet worden.

Baugrund. Der anstehende Baugrund besteht im wesentlichen aus Sedimentgesteinen: verwitterter Sandstein, Schluffmergel und Schieferton. Bild 2 zeigt ein für den Baugrund typisches Bohrprofil.

Besonders problematisch sind die verschiedenen Grade der Verwitterung und Klüftigkeit der einzelnen Gesteinsformationen, so daß die Festigkeit des Untergrundes sehr stark variiert.

Meßprogramm. In die geplante Gründungskonzeption wurden umfangreiche Meßeinrichtungen installiert. In 25 der 202 Bohrpfähle wurden die Längsdehnungen mit Hilfe des Schwingensaitenmeßverfahrens gemessen. Zur Ermittlung der Kontaktpressun-

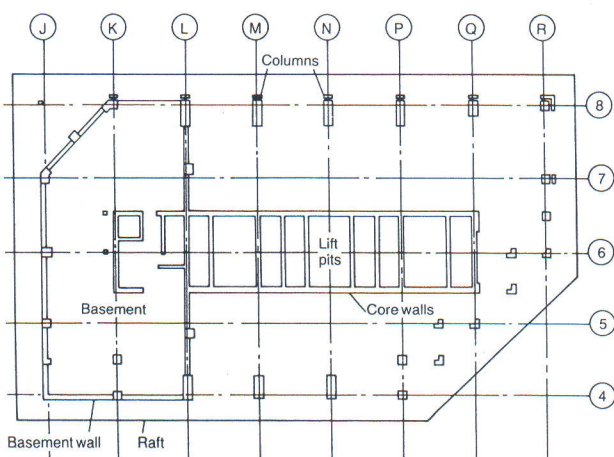


Bild 1. Grundriß Erdgeschoß

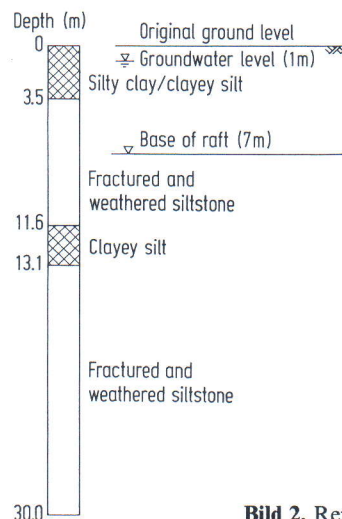


Bild 2. Repräsentatives Baugrundprofil

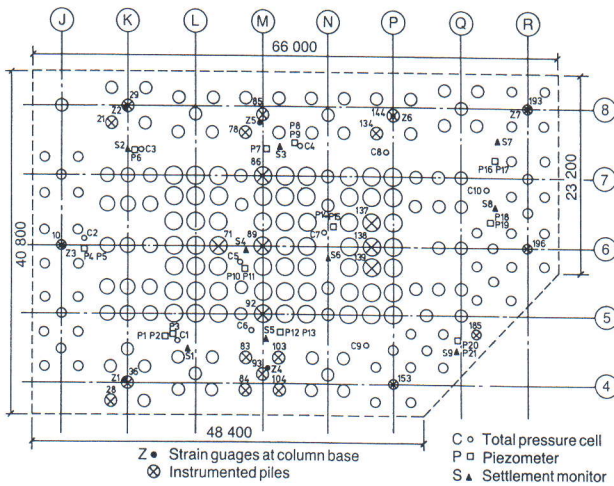


Bild 3. Lage der eingebauten Meßinstrumente

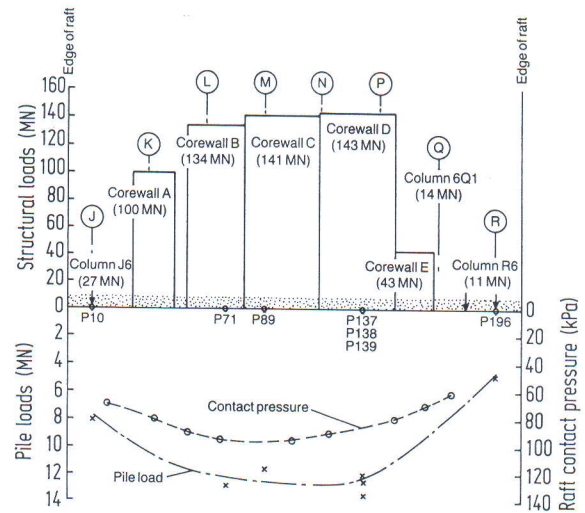


Bild 5. Verteilung der Pfahl- und Plattenlasten im Schnitt 6 nach Bild 3

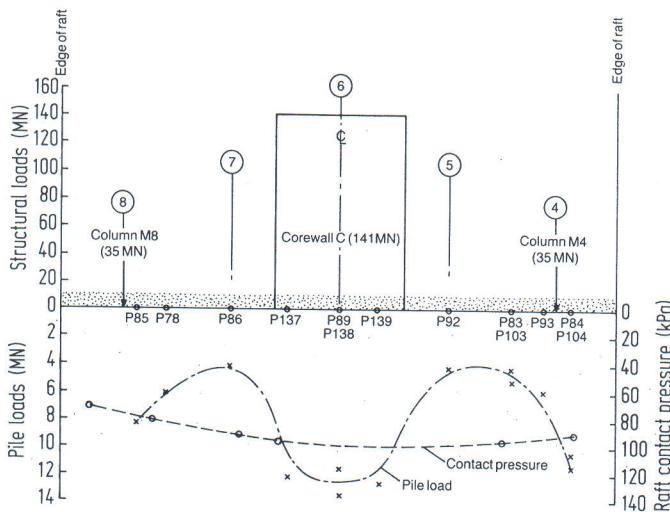


Bild 4. Verteilung der Pfahl- und Plattenlasten im Schnitt M nach Bild 3

gen zwischen Platte und Boden sind insgesamt 10 Druckaufnehmer in der Gründungsfuge installiert worden.

Die Setzungen der Gründungsplatte und des Bodens unterhalb der Platte wurden mit Hilfe 9 versetzt angebrachter Extensiometer aufgenommen. Bild 3 zeigt eine Übersicht aller eingesetzten Meßinstrumente.

Meßergebnisse

Setzungen

Die bisher gemessenen Setzungen und Hebungen sind sehr klein. Die maximal aufgetretenen Setzungen und Hebungen der Platte liegen im Millimeterbereich, die maximale Setzungsdifferenz beträgt lediglich 8 mm.

Bodenpressung

Es wurden Bodenpressungen zwischen 55 und 110 kPa gemessen. Die Größe der Spannungen nimmt dabei kontinuierlich von innen nach außen ab. (Bilder 4 und 5).

Lastverteilung Platte – Pfähle

Die Platte trägt lediglich während der frühen Bauphase einen Großteil der Überbaulasten ab, mit zunehmender Bauzeit sinkt der Lastanteil der Gründungsplatte bis zur Fertigstellung des Gebäudes auf einen Anteil von nicht mehr als 5% ab.

Verteilung der Pfahllasten

Die von den Pfählen abgetragenen Lasten variieren zwischen 3,9 und 12 MN, wobei die gemessenen Spitzendrücke zwischen 2,1 und 4,3 MN schwanken. Es wurden Mantelreibungen von 80 bis 460 kPa aktiviert; der hohe Schwankungsbereich ist auf die Inhomogenität der Gesteinsschichten im Untergrund zurückzuführen.

Die unterschiedliche Belastung der Pfähle, abhängig von ihrer Position unter der Platte, ist in den Bildern 4 und 5 dargestellt. Die in den Querschnitten M und 6 (Bild 3) ermittelten Belastungen von Platte und Pfählen zeigen, daß die Aktivierung der Pfahlkräfte maßgeblich durch die Struktur des Überbaues beeinflusst wird.

Zusammenfassung. Nach Fertigstellung des Überbaues betrug der Lastanteil der Gründungsplatte nicht mehr als 5% der Gesamtlast. Die aufgetretenen Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen unterhalb der Platte waren sehr klein.

Die von den Stützen im Erdgeschoß auf die Platte übertragenen Lasten wurden zum überwiegenden Teil direkt von den unterhalb der Stützen angeordneten 5er-Pfahlgruppen übernommen. Dabei waren die Lasten der äußeren – zum Plattenrand liegenden – Gruppenpfähle größer als die der innen angeordneten Pfähle.

Die Verteilung der Gesamtlasten aus dem Überbau zeigt, daß die größten Pfahlkräfte unterhalb des aussteifenden Kerns und der in der Peripherie angeordneten Stützen aktiviert wurden, während in nicht direkt belasteten Plattenbereichen die Pfähle wesentlich kleinere Lasten aufnehmen.

[Nach: C.F. Leung, R. Radhakrishnan u. Y.K. Wong: Observations of an instrumented pile-raft foundation in weak rock. Proc. Instn. Civ. Engrs. Part 1, 84 (1988) 693–711.]

T. Voß, Kassel