

3.1 Flachgründungen

Norbert Vogt

1 Begriffe

Als *Flächengründungen* werden Gründungskörper bezeichnet, die äußere Lasten ausschließlich über horizontale oder wenig geneigte Sohlflächen in den Baugrund einleiten. Dies verursacht flächenhaft verteilte, überwiegend vertikale (Sohldruckspannungen), aber auch horizontale Bodenreaktionen (Sohlschubspannungen). Mit zunehmender Einbindetiefe treten unter exzentrischen Vertikallasten sowie unter Horizontallasten auch Erddruckänderungen an den Fundament-Stirnseiten auf, woraus sich eine Einspannwirkung im Baugrund entwickeln kann. Bei entsprechend großer Einbindetiefe kennzeichnet die kombinierte Lastabtragung über Gründungssohle und Fundament-Stirnseiten Tiefgründungen (Pfeiler- und Senkkastengründungen), die dennoch Flächengründungen bleiben. Flächengründungen mit geringer Einbindetiefe werden als *Flachgründungen* bezeichnet.

Zu den Flachgründungen gehören Einzelfundamente, Streifenfundamente und Sohlplatten sowie Kombinationen dieser Grundformen. Bei Sohlplatten spricht man dann von Gründungs- oder Fundamentplatten, wenn diese der planmäßigen Abtragung der Bauwerkslasten auf den Baugrund dienen. Wenn Stützen und Wände auf Einzel- und Streifenfundamenten gegründet sind, stellen verbindende Bodenplatten zunächst nur einen Raumabschluss dar. Sie haben jedoch für direkt auf sie einwirkende Nutzlasten wie Stapel-, Regallasten und Fahrzeuglasten sowie gegebenenfalls zur Aufnahme von Wasserdruck auch statische Funktionen. Solche Bodenplatten können durch Setzungen der mit ihnen verbundenen Fundamente auch Zwangsbeanspruchungen erhalten und sich dabei unplanmäßig an der vertikalen Bauwerkslastabtragung beteiligen.

Auch flach oder steil geneigte Kegelschalen, z. B. im Behälterbau, sind den Flachgründungen zuzurechnen.

Flächen- und Flachgründungen leiten Bauwerkslasten in den Baugrund ein, wobei die Verformungen von Gründung und Baugrund gekoppelt sind. Dabei darf der Grenz-zustand der Tragfähigkeit weder für die Gründung noch für den Baugrund erreicht werden. Außerdem müssen die Verformungen verträglich bleiben, wozu der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit zu führen ist, der ebenfalls als Grenzzustandsnachweis formuliert wird.

Stand der Normung

- DIN EN 1997-1:2014-03: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln

- DIN EN 1997-1/NA:2010-12: Nationaler Anhang; National festgelegte Parameter
 - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln.
- DIN 1054:2010-12: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Ergänzende Regeln zu DIN EN 1997-1 mit Nachträgen /A1:2012-09 und /A2:2015-11

Als zusammenfassende Darstellung der drei letztgenannten Normen dient ein DIN-Normenhandbuch „Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik“. Dort, bzw. in DIN 1054, wird auch auf die ergänzenden nationalen Normen und Empfehlungen der Geotechnik Bezug genommen.

2 Entwurfsgrundlagen

Zu den Entwurfsgrundlagen gehören Angaben zu Art und Form des Bauwerks, die Belastung seiner tragenden Teile (Tragwerk) und ein geotechnischer Bericht mit den Ergebnissen der Baugrunderkundung und einer gründungstechnischen Stellungnahme. Da die Wahl der Gründungsart das Bauwerk konstruktiv nachhaltig beeinflussen kann, stellt man in der ersten Planungsphase einen Vorentwurf auf, der bei fortschreitendem Kenntnisgewinn modifiziert werden kann, zumal die eigentliche Baugrunderkundung oft parallel zur Planung des Bauwerks durchgeführt wird und der geotechnische Bericht zu Beginn der Planung noch nicht vorliegt. Für die Bearbeitung muss geklärt sein, in welche geotechnische Kategorie die erforderlichen geotechnischen Maßnahmen gemäß DIN 1054 und DIN 4020 voraussichtlich einzuordnen sein werden, denn davon hängen der Umfang der Baugrunduntersuchungen und die Art zu erstellender geotechnischer Berichte ab. Zur Einordnung in eine geotechnische Kategorie ist eine Vorkenntnis der allgemeinen Baugrundbeschaffenheit und der Grundwasserstände erforderlich. Unabhängig von der geotechnischen Kategorie wird für die geotechnische Bearbeitung Folgendes benötigt:

- eine Darstellung des Bauwerks in Lageplan, Grundrissen und Schnitten, sodass die räumliche Einordnung des Bauwerks als Ganzes möglich ist, der innere Kräftefluss erkennbar wird und bei Gebäuden die gewünschten Nutzungen in den untersten Geschossen entnommen werden können;
- eine Zusammenstellung der in den Boden einzuleitenden Lasten;
- eine Bestandsaufnahme der von der Baumaßnahme möglicherweise betroffenen Nachbarbebauung, Versorgungsleitungen und Verkehrsflächen;
- die Klärung von Rechtsansprüchen, die für die geplante Gründungsmaßnahme entscheidend sein können (z. B. Ankerung auf Nachbargrundstücken, Erschütterungsbegrenzung, Rutschgefährdung);
- geometrische Zwangspunkte;
- spätere Erweiterungswünsche;
- Anschluss an vorhandene Bauten bzw. deren Einbeziehung;
- Terminwünsche des Auftraggebers bzw. Terminzwänge aus dem Bauzeitenplan;
- absehbare Behinderungen durch andere Bauvorgänge, laufenden Verkehr oder Betrieb und vorhandene Versorgungsleitungen.

Für die geotechnische Kategorie 2 und, umso mehr, für Kategorie 3 sind darüber hinaus erforderlich:

- Grenzmaße für Setzungen und Horizontalverschiebungen;
- bei hohen Grundwasserständen: Festlegung, welches Restrisiko bei der Festlegung des Bemessungswasserstands im Hinblick auf Auftriebssicherheit des Bauwerks und Wasserdichtigkeit unterirdischer Bauteile in Kauf genommen werden kann;
- Temperatureinflüsse;
- die Festlegung von zu berücksichtigenden Unfall-Szenarien;
- chemische Merkmale des Bodens und des Grundwassers;
- geologische und hydrogeologische Merkmale des Baugeländes (Gesteinslöslichkeit; Störzonen; Karst; registrierte Erdfälle, Rutschungen, unterirdische Verschiebungen usw.);
- Gründungsarten und -tiefen angrenzender Bauten;
- absehbare Gefährdungen durch spätere Aufgrabungen oder Kolke;
- absehbare Gefährdungen durch langfristige Güteminderungen der Baustoffe (z. B. Korrosion, Entfestigung von Beton, s. EN 1992-1-1, Tab. 4.1, usw.) oder des Baugrunds (Auslaugung, klimatische oder chemische Einflüsse);
- Gefährdung durch Abspülen und Fortreißen des Baugrunds in Uferbereichen oder Küstennähe;
- Gefährdung durch Hohlräume im Untergrund (Karst, Bergbau, Luftschutzstollen etc.);
- absehbare Gefährdungen durch pflanzliche und tierische Einflüsse;
- Erdbebengefährdung und Daten dazu, s. auch Kapitel 1.9 im Teil 1 und 2.11 im Teil 2 des Grundbau-Taschenbuchs;
- Bergschädengefährdung und Daten dazu, s. auch Grundbau-Taschenbuch Teil 3, Kapitel 3.11.

Für geotechnische Vorberechnungen sind überschlägige Angaben zu charakteristischen Werten der ständigen und veränderlichen Lasten erforderlich und ausreichend, siehe dazu die Zahlenwerte in den verschiedenen Teilen des Eurocodes DIN EN 1991 mit zugehörigen nationalen Anhängen bzw. DIN 1055-2.

Zum Eisdruck siehe [26].

Zu beachten ist, dass in der Bauwerksstatik ständige und nichtständige Lasten auf charakteristischem Niveau für geotechnische Nachweise bis zur Gründung getrennt verfolgbar bleiben sollten. Man teilt die nichtständigen Lasten weiter nach ihrer Einwirkungsdauer auf, um zu entscheiden, welche Einwirkungen in Abhängigkeit von der Bodenart setzungswirksam sind (Bild 1).

Bei mehrgeschossigen Gebäuden kann im Hinblick auf Setzungen eine Abminderung der Verkehrslasten durchaus zweckmäßig sein, siehe [41, 58].

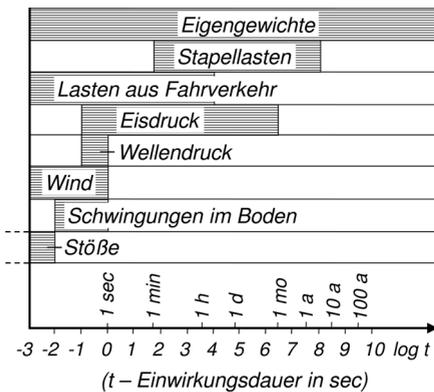


Bild 1 Aufgliederung von Fundamentlasten nach ihrer möglichen Einwirkungsdauer (schematisch)

3 Einzelfundamente

3.1 Allgemeine Planung

3.1.1 Gesichtspunkte für die Wahl einer einfachen Flachgründung

In der Regel wird man bei der Wahl des Gründungsverfahrens zunächst prüfen, ob eine einfache Flachgründung mit Einzel- und Streifenfundamenten in frostsicherer Tiefe technisch und wirtschaftlich vertretbar ist, ehe zusätzlich Bodenverbesserungsverfahren (s. Grundbau-Taschenbuch Teil 2, Kapitel 2.2) oder alternativ eine Plattengründung oder Tiefgründung (s. Grundbau-Taschenbuch Teil 3, Kapitel 3.1, 3.2) in Betracht gezogen werden. Dazu werden mit überschlägigen Lasten und mithilfe erster Grundbruch- und Setzungsnachweise die erforderlichen Fundamentabmessungen abgeschätzt, um die Machbarkeit und Wirtschaftlichkeit einer Flachgründung zu prüfen. Bei einfachen Baugrund- und Gründungsverhältnissen können zur Ermittlung der erforderlichen Fundamentgrößen auch die Tabellenwerte der DIN 1054 Anwendung finden.

Schon bei dieser Vorbemessung sollten die in Abschnitt 2 aufgezählten besonderen Gesichtspunkte qualitativ weitgehend beachtet werden, da sie oft die Gründung stärker beeinflussen als die reine Statik.

Bei Bauwerken der geotechnischen Kategorien 2 und 3 sollte schon bei der Vorbemessung eine Schätzung der Setzungsunterschiede infolge langfristiger Einwirkungen vorgenommen werden, da bei Flachfundamenten meist eher das Setzungsverhalten (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) als die Grundbruchsicherheit (Grenzzustand der Tragfähigkeit) die Abmessung bestimmt. Es genügt meist, eingrenzend Schätzwerte für die Steifemoduln der kompressiblen Schichten anzusetzen, um zu beurteilen, ob

- die Größenordnung der absoluten Setzungen überhaupt Einzelfundamente ermöglicht;
- die rechnerischen oder zu erwartenden Setzungsunterschiede, bezogen auf die Feldweiten, unzulässig groß werden;

- eine Änderung der Einbindetiefe die Situation entscheidend verbessert – insbesondere bei geschichtetem Baugrund und geringer tragfähigen Deckschichten;
- die Auswirkungen der Setzungen durch eine geschickte zeitliche Baufolge abgeschwächt werden können oder indem temporäre Vorbelastungen aufgebracht werden, maßgebende Bauwerksfugen möglichst spät geschlossen oder die Verfestigung des Baugrunds durch Konsolidation während der Aufbringung der Rohbaulasten ausgenutzt werden.

Zu Grenzwerten von Baugrundverformungen werden in DIN EN 1997-1 unter 2.4.9 und im Anhang H Hinweise gegeben. Allerdings müssen die dort genannten Werte bei hoher Setzungsempfindlichkeit, wie sie z. B. bei Maschinenfundamenten gegeben sein kann, deutlich reduziert werden. Man sollte stets davon ausgehen, dass das Setzungsverhalten meistens nur recht grob im Voraus eingeschätzt werden kann und dass prognostizierte Setzungen auch deutlich von Berechnungen abweichend eintreten können.

Einfache Flachgründungen können oft im Zusammenhang mit Fundamenttieferführungen durch zuoberst gering tragfähige Böden hindurch oder mit Bodenaustausch oder durch oberflächennahe zusätzliche Verdichtung technisch und wirtschaftlich günstig realisiert werden. Oft ist eine auf den Fundamentgrundriss beschränkte Fundamenttieferführung mit unbewehrtem Beton wirtschaftlicher als ein Bodenaustausch, in dem eine Lastausbreitung und der Einsatz von Verdichtungsgeräten berücksichtigt werden müssen.

Technisch gibt es auch die Möglichkeit, Zeitsetzungen durch Ballastieren vorwegzunehmen oder Setzungsunterschiede durch hydraulische Druckkissen [87] oder Pressen auszugleichen.

Bei der wirtschaftlichen Untersuchung einer einfachen Flachgründung sind folgende Kostenfaktoren zu beachten:

- Möglichkeit, gegen den anstehenden Boden zu betonieren statt mehr auszuheben, zu schalen und wieder zu hinterfüllen;
- Prüfung, ob bei unbewehrten Fundamenttieferführungen die erforderliche Standzeit des Bodens ausreicht, um die erforderliche Grube ohne ein Betreten auszubetonieren;
- die Massen für Aushub und Wiederverfüllung bzw. Abfuhr und Deponie;
- Zufahrtmöglichkeiten und ausreichender Platz;
- gegebenenfalls erforderliche zusätzliche Leistungen (Bodenverdichtung, Austausch, Räumung von Hindernissen usw.);
- Einfluss des Fundamentaushubs auf die Baugrubenwände und die Wasserhaltung (Böschungsneigung, Verbau, Art der Wasserhaltung, Aussperren von Grundwasser);
- bei geringen Fundamentabständen Prüfung, ob eine durchgehende Platte wirtschaftlicher ist, aber dann ggf. Kosten für Fugenkonstruktionen eingerechnet werden müssen;
- erhöhte Aufwendungen für die Sicherung von Nachbarbauten oder Leitungen gegenüber anderen Lösungen;
- aus klimatischen Gründen tiefer einbindende Fundamente als statisch erforderlich;
- Möglichkeit einer Vernässung der Sohlfugen.

Auch der Aufwand für Stahl und Beton spielt eine gewisse, aber in der Regel nicht die entscheidende Rolle bei diesem Vergleich. Die Wirtschaftlichkeit der Einzelfundamente nimmt meist ab, je tiefer die Gründungssohle gelegt werden muss.

3.1.2 Gestaltung

Grundriss und Querschnitt eines Fundaments ergeben sich zunächst aus seiner Lagerfunktion. Aus dem später zu führenden Nachweis der begrenzten klaffenden Fuge ergibt sich, dass extrem ausmittige Lasteinleitungen vermieden werden müssen. Für die Grundrisse sollte möglichst eine doppelt-symmetrische Form gewählt werden, Bild 2 (a) und (b) sind die Regelformen, die man „abmagern“ kann (c, d), wenn der Schalungs- und Bewehrungsaufwand dadurch nicht unangemessen steigt. Der Vorteil der aufgelösten Formen ist ihr großes Trägheitsmoment bei begrenztem Materialverbrauch, wodurch eine klaffende Fuge vermieden werden kann. Der fehlende Bodenkontakt im Fundamentzentrum verhindert, dass ein Turmfundament auf seinem Zentralbereich reiten kann und dadurch wacklig wird. Der gleiche Effekt lässt sich durch die Anordnung plastisch nachgiebiger Platten (z. B. Styrodur) im Mittelbereich der Fundamente erzielen.

Bei Turmfundamenten in Erdbebengebieten sollen sich nach [27] tief in den Baugrund eingebundene und weit gespreizte Fundamentformen bewährt haben.

Die Formen (e) und (f) empfehlen sich bei maßgebender Momentenbeanspruchung um nur eine Achse (z. B. Brückenpfeiler). Dagegen sind bei den Formen (g, h, i) auch bei homogenem Baugrund Verkantungen zu erwarten. Anbauteile sollten nicht wie bei (g) auf einen Plattenvorsprung gesetzt, sondern frei auskragend an das Hauptbauwerk angehängt werden. Andernfalls kommt es infolge der Tendenz zur Setzungsmulde zu einem unplanmäßig großen Lastabtrag im Anbaubereich.

Bei eng benachbarten, sehr unterschiedlich großen Stützenlasten ist zu beachten, dass das größere Fundament Mitnahmesetzungen beim kleineren und damit schwer zu erfassende Zwangsbeanspruchungen verursachen kann. Wenn keine nennenswerte Zeitsetzung zu erwarten ist und der Bauablauf dies zulässt, kann das vermieden werden, indem das größere Fundament zuerst, das kleinere danach hergestellt wird, wenn das große unter seiner Belastung zur Ruhe gekommen ist. Wenn dagegen mit andauernden Zeitsetzungen zu rechnen ist, kann es zweckmäßiger sein, beide Stützenlasten zu einer Resultierenden zusammengefasst mittig auf ein gemeinsames Fundament abzusetzen, dessen Tendenz, eine Setzungsmulde auszubilden, zu einer üblichen Fundamentbeanspruchung führt.

Eine Besonderheit ergibt sich, wenn z. B. bei Stützmauern zur Erfüllung der Forderung nach Einhaltung einer nur begrenzt klaffenden Fuge die in Bild 3 dargestellte Form mit bergseitig hochgesetzter Fundament-Teilfläche konstruiert wird. Hier entsteht eine gewisse Unsicherheit bei der Festlegung der maßgebenden Sohlflächenbreite B' . Der hochgesetzte Teil wirkt evtl. nur teilweise als „Fundament“ mit?

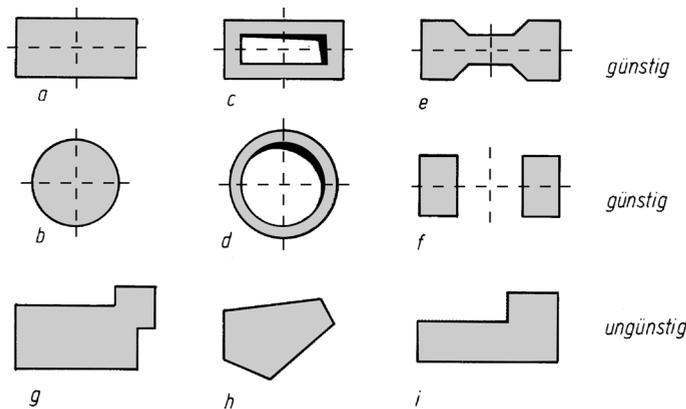


Bild 2 Bewertung von Fundament-Grundrissformen

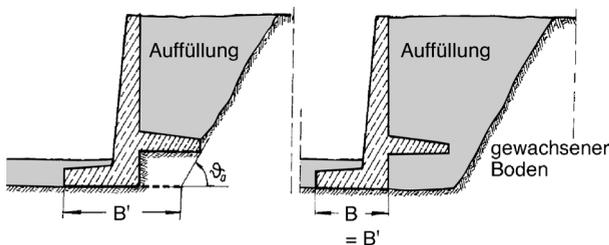


Bild 3 Einfluss eines hochgesetzten Fundamentteils (Bergsporn) auf die effektive Fundamentbreite B' ; a) Sporn auf gewachsenem, b) auf aufgefülltem Boden

Im Fall (a) kann man B' näherungsweise durch Ansatz des Gleitflächenwinkels ϑ_a (s. dazu Grundbau-Taschenbuch Teil 1, Kapitel 1.6) festlegen. Wenn dagegen, Fall (b), der Boden unter dem Sporn im Bauzustand entfernt und nachher wieder hinterfüllt wird, ist nur die kurze Breite B für die geotechnischen Nachweise maßgebend, denn die beiden Flächen können erst nach einer gewissen Setzung des Sporns gemeinschaftlich Bodenwiderstand mobilisieren. Maßgebend ist hierbei die Verformbarkeit des Materials unter dem Bergsporn.

3.1.3 Sohldruckverteilung

Streng genommen ergibt sich die Sohldruckverteilung aus der statischen Wechselwirkung zwischen dem Halbraum als Baugrund sowie der gemeinsamen Biegesteifigkeit des Fundaments und des Tragwerks (s. Abschnitt 4). Mit großer Fundament-Steifigkeit treten Druckspannungsspitzen an den Kanten auf (Kerbwirkung), die sich auch in der Praxis nachweisen lassen (Bild 4).

Mit zunehmender Belastung mobilisiert der Baugrund einhergehend mit einer Plastifizierung der Randzonen die im zentralen Bereich noch vorhandenen Traglastreserven. Die anfangs nach innen gerichteten, stützenden Schubspannungen werden durch nach außen gerichtete Gleitungen abgebaut und gehen in nach außen gerichtete über, und die Sohldruckverteilung nimmt in der Nähe des Grundbruchs schließlich eine mehr oder weniger parabolische Form an (Bild 5).

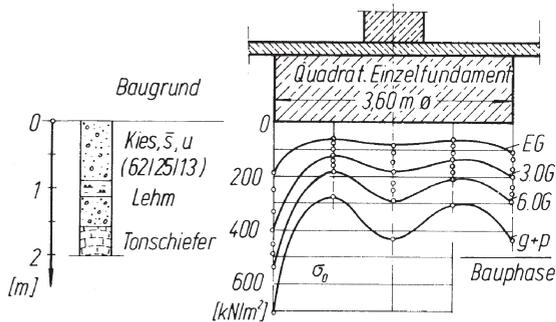


Bild 4 Beispiel einer gemessenen Sohldruckverteilung [23]

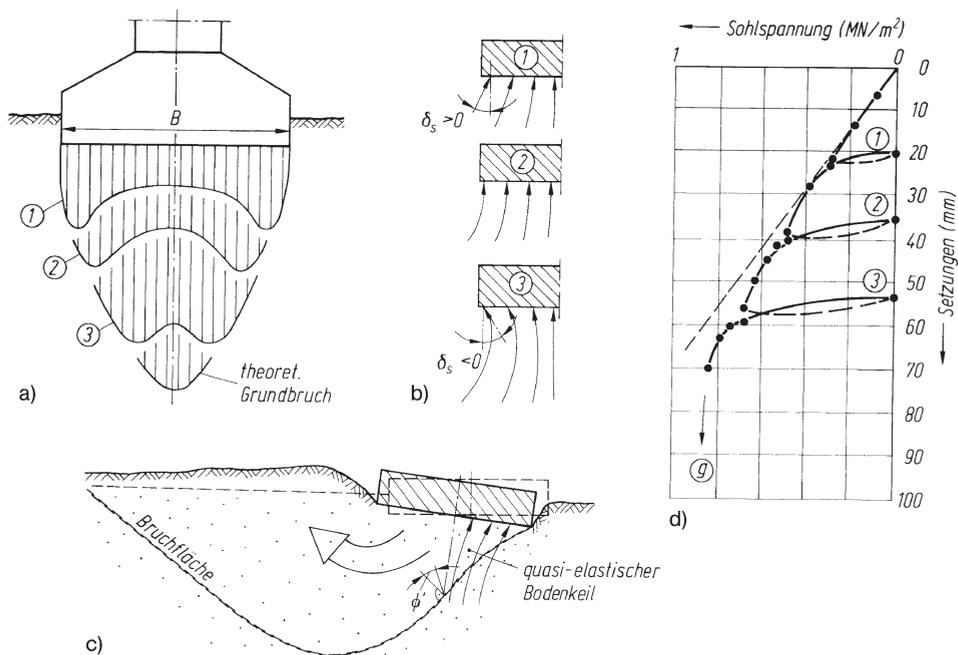


Bild 5 Bodenreaktion unter einem Fundament bei Annäherung an den Grenzzustand (Grundbruch); a) Sohldruckverteilung, b) Trajektorien, c) Bruchfigur, d) Arbeitsdiagramm eines Versuchs [51]

Bei der inneren Bemessung von Einzelfundamenten geht man in der Praxis vereinfachend von dem statisch bestimmten Spannungstrapez, -dreieck oder -rechteck aus, wie es auch in DIN EN 1997-1, 6.8 (2) als Anwendungsregel angegeben ist, sofern nicht „durch genauere Untersuchungen der Wechselwirkung zwischen Baugrund und Tragwerk eine wirtschaftlichere Bemessung begründet“ wird.

Die lineare Spannungsverteilung führt bei etwa zentrischer Lasteinleitung und auf charakteristischem Lastniveau zu einer Unterschätzung der Biegebeanspruchung in Fundamentmitte, da die Wirkung der Sohldruckspitzen am Fundamentrand dabei nicht berücksichtigt wird. Dass die möglicherweise etwas zu günstige Fundamentbemessung im Allgemeinen hingenommen werden kann, liegt daran, dass

- die Bemessungslast eine Teilsicherheit gegenüber der charakteristischen Last enthält;
- das Fundament im gerissenen Zustand weicher wird und sich der Verlagerung der Bodenreaktion zum Rand hin teilweise entzieht;
- auch ein etwas überbeanspruchtes Fundament seine Funktion noch erfüllt und ohnehin
- im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine geänderte Sohlspannungsverteilung ohne Spitzen am Rand entsteht.

Sohldruckverteilung ohne klaffende Fuge (Sohlfläche ganz unter Druckspannung)

Solange entweder durch Begrenzung der Lastexzentrizität oder durch Überlagerung einer Eigenspannung des Baugrunds Zugspannungen in der Sohle vermieden sind, errechnet sich die aus einer Vertikallast V mit Exzentrizitäten e_x und e_y unter einer beliebig geformten Sohlfläche (Bild 6) verursachte lineare Sohlspannung σ_0 aus der Gleichung (programmiert z. B. in [108]):

$$\sigma_0 = \frac{V}{A} + \frac{M_y I_x - M_x I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} \cdot x + \frac{M_x I_y - M_y I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} \cdot y \quad (1)$$

wenn das Bezugssystem $\{x;y\}$ in den Schwerpunkt S der Sohlfläche gelegt wird und $M_x = V \cdot e_y$ und $M_y = V \cdot e_x$ die äußeren Momente und I_x ; I_y ; I_{xy} die Flächenträgheitsmomente sind.

Falls die Koordinatenachsen $\{x;y\}$ auch Hauptträgheitsachsen der Fläche A sind, wird $I_{xy} = 0$. Als „Kern“ der Fläche A wird der innere Teilbereich bezeichnet, innerhalb dessen eine resultierende Kraft V für die gesamte Fundamentfläche nur Druckspannungen erzeugt („1. Kernweite“). Beim Rechteckfundament hat dieser Kern die Form einer Raute mit den Achsabschnitten gleich $1/6$ der Seitenlängen (s. Bild 7). Entsprechend DIN 1054 darf infolge ständiger Einwirkungen auf nachgiebigem Untergrund keine klaffende Fuge auftreten. Diese Regel dient der Verformungsbegrenzung.

Sohldruckverteilung mit klaffender Fuge

Nach deutscher Norm (DIN 1054) ist bei charakteristischen Lasten unter Einschluss der veränderlichen Einwirkungen eine klaffende Fuge bis zum Schwerpunkt S zulässig. Mit dieser Regel wird – in Verbindung mit ausreichender Grundbruchsicherheit – ein Kippen ausgeschlossen, ohne dass eine Kippkante definiert werden muss. DIN EN 1997-1 verlangt in 6.5.4 (1)P bei einer Exzentrizität der Bemessungseinwirkungen über $1/3$

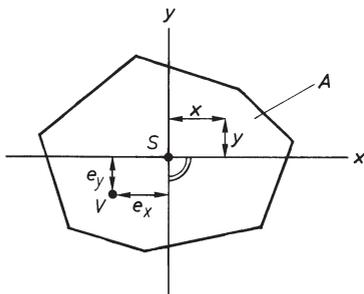


Bild 6 Sohlfläche A mit den Bezeichnungen der Gl. (1)

der zugehörigen Fundamentbreite besondere Vorsichtsmaßnahmen bei der Festlegung der Einwirkungen und empfiehlt die Berücksichtigung einer Ausführungstoleranz von 0,10 m. Die genannte Regel für die klaffende Fuge schließt nicht aus, dass unter Bemessungseinwirkungen, bei denen die Teilsicherheitswerte für vorübergehende Lasten größer sind als diejenigen für ständige Lasten, auch größere als für diesen Nachweis zulässige Exzentrizitäten entstehen können. Diese müssen bei Nachweisen des Massivbaus für das Fundament berücksichtigt werden. Um denkbare Inkonsistenzen auszuschließen, wird in der neuen DIN 1054:2010 ein Kippsicherheitsnachweis um die maßgebende Fundamentaßenkante unter Bemessungslasten gefordert, auch wenn geotechnisch eine solche Kippkante unrealistisch ist.

Bei beliebiger Sohlflächenform würde die Ableitung der Sohldruckverteilung aus den Gleichgewichtsbedingungen die Lösung von drei gekoppelten Integralgleichungen für V ; M_x ; M_y erfordern, was nur mit numerischen Rechenprogrammen machbar ist [37]. Das gilt nach [19] selbst für den einfachen Rechteckquerschnitt, doch lässt sich die 2. Kernweite (Bereich, innerhalb dessen eine resultierende Last maximal eine klaffende Fuge bis zum Schwerpunkt erzeugt) hierfür mit 4%iger Genauigkeit (zur sicheren Seite) durch eine Ellipse $\{x_e; y_e\}$ angenähert beschreiben (Bild 7):

$$\left(\frac{x_e}{b_x}\right)^2 + \left(\frac{y_e}{b_y}\right)^2 = \frac{1}{9} \quad (2)$$

Innerhalb der Ellipse sind drei Zonen 3, 4 und 5 zu unterscheiden je nachdem, ob die Nulllinie nur einen der beiden Ränder oder beide schneidet. Die Zone 1 entspricht wieder der 1. Kernweite; die Restfläche 2 ist die nach deutscher Auffassung für die Resultierende der charakteristischen Lasten zu meidende Zone.

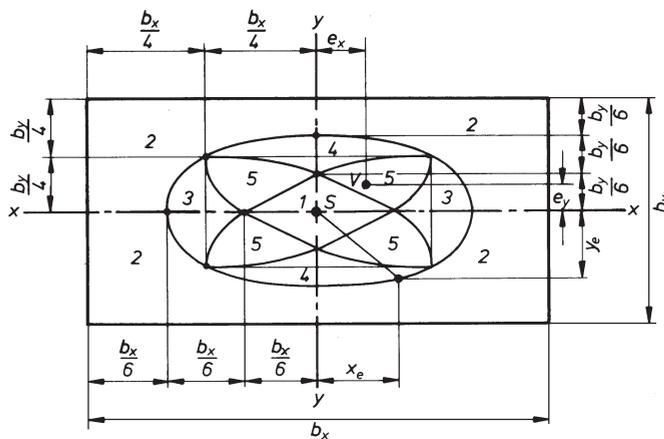


Bild 7 Rechteckige Sohlfläche mit 5 Zonen für den Angriffspunkt der Lastresultierenden [19]

Wenn V in den Zonen 3 oder 4 steht, ist die gedrückte Fläche viereckig (Bild 8a und b). Ihre Nulllinie und die größte Eckspannung ergeben sich aus folgenden Formeln:

Zone 3 (Bild 8a)

$$s = \frac{b_y}{12} \cdot \left(\frac{b_y}{e_y} + \sqrt{\frac{b_y^2}{e_y^2} - 12} \right)$$

$$\tan \alpha = \frac{3}{2} \cdot \frac{b_x - 2e_x}{s + e_y} \quad (3)$$

$$\max \sigma_0 = \frac{12V}{b_y \cdot \tan \alpha} \cdot \frac{b_y + 2s}{b_y^2 + 12s^2}$$

Zone 4 (Bild 8b)

$$t = \frac{b_x}{12} \cdot \left(\frac{b_x}{e_x} + \sqrt{\frac{b_x^2}{e_x^2} - 12} \right)$$

$$\tan \beta = \frac{3}{2} \cdot \frac{b_y - 2e_y}{t + e_x} \quad (4)$$

$$\max \sigma_0 = \frac{12V}{b_x \cdot \tan \beta} \cdot \frac{b_x + 2t}{b_x^2 + 12t^2}$$

Wenn V auf einer der Hauptachsen steht, gelingt der Übergang zum einfachen einachsigen Fall nicht, da in den Gln. (3) und (4) die Lage der Nulllinie und die Größe von $\max \sigma_0$ unbestimmt werden: die Nulllinie verläuft parallel zu einer Kante. Deren Lage und der dann dreieckförmige Sohldruck mit $\max \sigma_0$ entlang b_x bzw. b_y folgen für diesen Fall aus einer einfachen Gleichgewichtsbetrachtung.

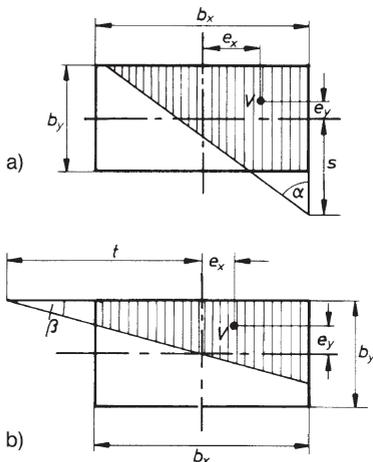


Bild 8 Sohldruckverteilungen nach Gln. (3) und (4)

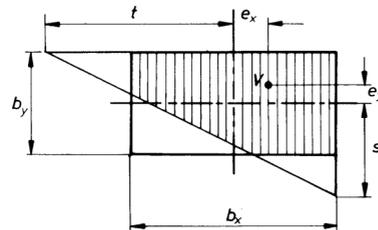


Bild 9 Sohldruckverteilung nach Gl. (5)

Zone 5 (Bild 9)

In diesem Bereich ist die Sohl Druckfläche fünfeckig. Geschlossene Formeln für die Parameter s und t der Nulllinie lassen sich nicht aufstellen. Die iterative Ermittlung wurde von *Kany* [37] programmiert. Für die maximale Eckspannung gilt näherungsweise (Fehler etwa $\pm 0,5\%$):

$$\max \sigma_0 = \frac{V}{b_x \cdot b_y} \cdot \kappa \cdot [12 - 3,9(6\kappa - 1)(1 - 2\kappa)(2,3 - 2\kappa)] \quad (5)$$

mit $\kappa = e_x/b_x + e_y/b_y$, wobei die Exzentrizitäten immer positiv einzusetzen sind.

Für beliebige Stellungen von V mit e_x/b_x und $e_y/b_y < 1/3$ lässt sich aus dem Nogramm in Bild 10 die maximale Eckdruckspannung abgreifen [36, 67], wobei die Ablesegerade die Grenzlinie nicht schneiden darf, wenn die klaffende Fuge den Schwerpunkt nicht überschreiten soll.

Für Fundamente mit kreis- oder kreisringförmiger Sohlfläche errechnen sich mit $r' = r_i/r_a$ die Kernweiten wie folgt (Bild 12):

$$1. \text{ Kernweite: } r_{e1} = \frac{r_a}{4} \cdot (1 + r'^2) \quad (\text{nur Druckspannungen}) \quad (6)$$

$$2. \text{ Kernweite: } r_{e2} = 0,59 r_a \cdot \frac{1 - r'^4}{1 - r'^3} \quad (\text{Klaffung bis zum Schwerpunkt}) \quad (7)$$

Wenn V innerhalb der 1. Kernweite bleibt, ergeben sich die größten und kleinsten Randdruckspannungen

$$\frac{\max}{\min} \sigma_0 = \frac{V}{r_a^2} \cdot \frac{1}{\pi \cdot 1 - r'^2} \cdot \left(1 \pm \frac{e}{r_{e1}}\right) = \frac{V}{r_a^2} \cdot \beta_1 \quad (8)$$

Bei klaffender Fuge kann die maximale Randdruckspannung angenähert (Fehler $\pm 1\%$) mit folgender Interpolationsformel berechnet werden:

$$\max \sigma_0 = \frac{V}{r_a^2} \cdot \frac{2}{\pi(1 - r'^2)} \cdot \frac{e}{r_{e1}} \cdot \left[1 - 0,7 \left(\frac{e}{r_{e1}} - 1\right) \left(1 - \frac{e}{r_{e2}}\right) (1 + r')\right] = \frac{V}{r_a^2} \cdot \beta_2 \quad (9)$$

wo β_1 , β_2 und c/r_a dem Bild 12a zu entnehmen sind.

Bei beliebigen Sohlflächenformen mit klaffender Fuge bis maximal zum Schwerpunkt ist die Ermittlung der Kernweiten und der maximalen Randspannung sehr aufwendig. Für bestimmte, häufig vorkommende T-förmige Fundamentflächen, die in der Symmetrieachse ausmittig belastet sind, haben [39] und [57] Formeln und Diagramme für $\max \sigma_0$ und die Breite der klaffenden Fuge abgeleitet. Mit aktuellen Computer-Programmen, wie z. B. dem GEOTECH-Programm [105] ELPLA, lässt sich unter anderem die lineare Sohl Druckverteilung von Fundamenten mit beliebiger Form und Belastung bestimmen.

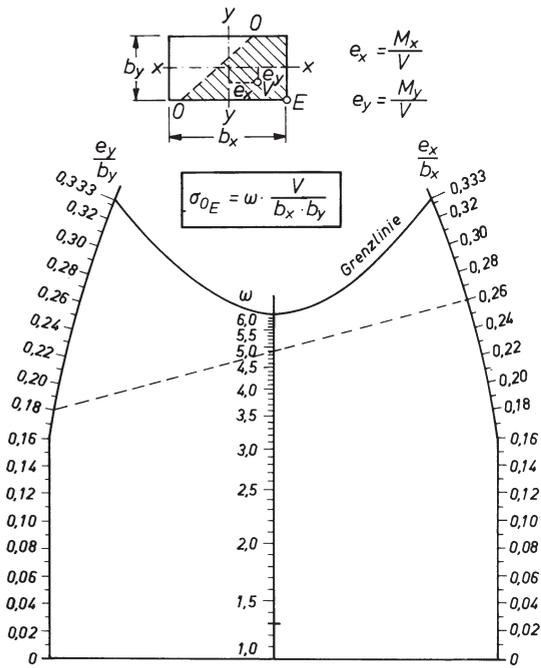


Bild 10 Nomogramm zur Bestimmung des maximalen Eckdrucks $\sigma_{0,E}$ eines ausmittig belasteten Rechteckfundaments [36]

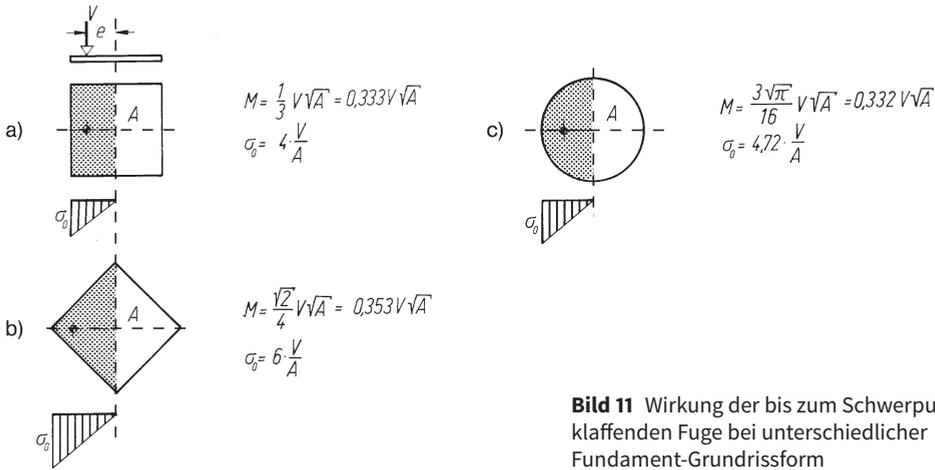


Bild 11 Wirkung der bis zum Schwerpunkt klaffenden Fuge bei unterschiedlicher Fundament-Grundrissform

3.1.4 Inanspruchnahme des Erdwiderstands

Nach EN 1997-1, 6.5.2.1 (3)P wird der gegen horizontale Einwirkungen mobilisierbare Anteil des Erdwiderstands oberhalb der Fundamentsohle als günstige Einwirkung angesetzt. Zur Berechnung des Erdwiderstands siehe Grundbau-Taschenbuch Teil 1, Kapitel 1.6. Dabei ist jedoch Folgendes zu beachten:

- bei nichtbindigem, relativ homogenem Boden sollte die von der Lagerungsdichte abhängige Verschiebungsgröße berücksichtigt werden;

- bei bindigem Boden mit einer Konsistenzzahl $I_c < 0,75$ ist wegen Kriechverhaltens kein Erdwiderstand ansetzbar;
- bei bindigem Boden mit mindestens steifer Konsistenz: bei erstbelastetem Boden mit effektiver Kohäsion und Reibung Ansatz wie beim ersten Punkt,
 - bei erstbelastetem Boden mit hohem Tongehalt: ständige horizontale Einwirkungen nur über Sohlschub, dynamische H-Kräfte über die undrained Scherfestigkeit c_u durch Erdwiderstand abtragen, wobei vorauszusetzen ist, dass der charakteristische Wert von c_u die große Varianz der undrained Scherfestigkeit berücksichtigt,
 - bei vorbelastetem, ungestörtem Boden, in dem das Fundament gegen den natürlichen Boden betoniert wird, kann der mit effektiven Scherparametern berechnete Erdwiderstand bis zum vollen charakteristischen Wert ausgenutzt werden, da die Verformungen sehr klein sind.

Natürlich ist vorauszusetzen, dass der in Anspruch genommene Erdwiderstand nicht durch spätere Abgrabungen außer Kraft gesetzt wird.

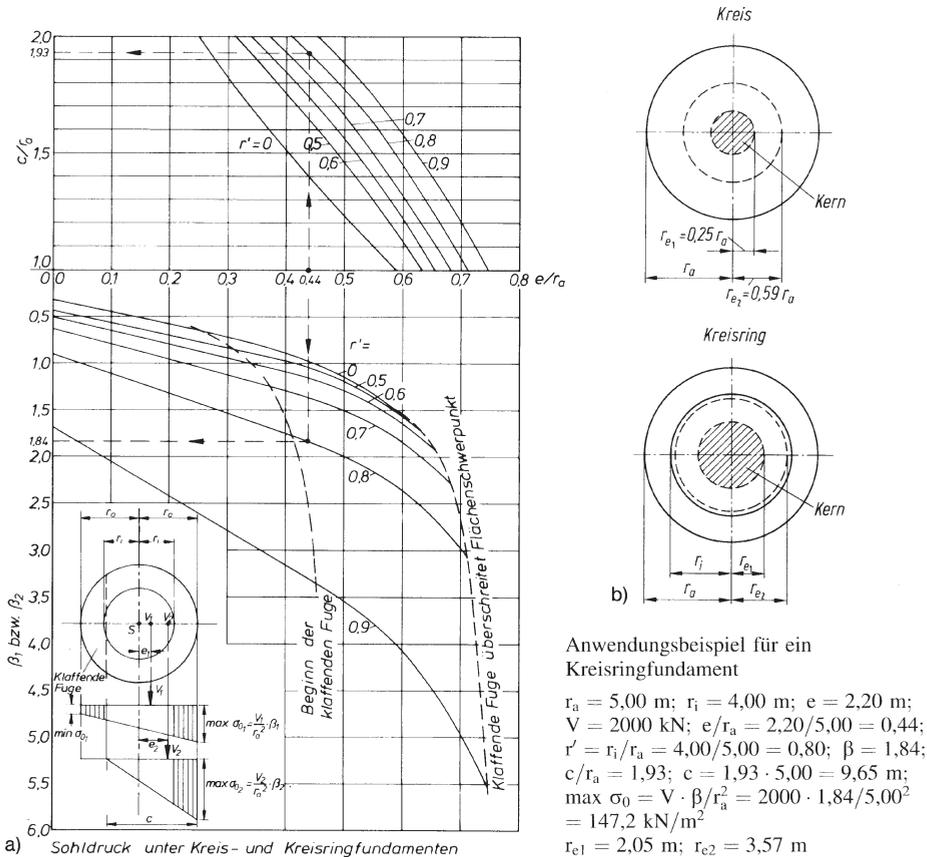


Bild 12 a) Diagramm zur Bestimmung der Sohldruckverteilung bei ausmittiger Belastung von kreis- und kreisringförmigen Sohlflächen, b) 1. und 2. Kernweiten für Kreis- und Kreisringquerschnitte

3.1.5 Hinweise zur Ausführung

Einzelfundamente werden in Beton hergestellt, der unbewehrt, schlaff bewehrt oder in seltenen Fällen auch vorgespannt sein kann. Wegen der Betongüten wird auf DIN EN 1992-1 verwiesen, wegen der Überdeckungsmaße auf DIN EN 1992-3, 4.1.3.3. Die Herstellung erfolgt in der Regel in Ortbeton, in seltenen Fällen kommen vorgefertigte Ausführungen infrage.

Bild 13 zeigt einige geometrische Formen von bewehrten und unbewehrten Fundamenten im üblichen Hochbau. Im Fall großer Abmessungen wurden früher zur Einsparung von Betonmassen und Bewehrung oft abgetreppte (Beispiele b und c) oder sich nach oben verjüngende (Beispiele d und e) Formen gewählt, während sich aktuell eher schlanke bewehrte Fundamente als wirtschaftlicher erweisen.

Wenn geschalt wird, ist darauf zu achten, dass die Schalung gegen Aufschwimmen durch die Auftriebskräfte des Frischbetons gesichert wird.

Bei der Festlegung der Abmessungen von Fundamenten geringer Größe sollte eine Mindestbreite gewählt werden, die mit einer Baggerschaufel herstellbar ist und keine teure Handschachtung erfordert.

Eine Abschrägung der oberen Fundamentfläche kann bis etwa 25° ohne obere Schalung vorgenommen werden. Mit der Abschrägung erreicht man auch eine weichere kontinuierliche Auflagerung der anschließenden Bodenplatte, die sonst auf den Fundamentkanten reitet und dort leicht Rissbildungen verursacht (Beispiel f). Durch Querschnittsformen mit Vouten und zur Stütze hin zunehmender Steifigkeit kann auf den Verlauf der Biegemomente reagiert werden.

Die Beispiele k und l zeigen die beiden grundsätzlichen Lösungen von Ortbetonfundamenten für vorgefertigte Stützen, wobei l vorwiegend bei schlechtem Baugrund und daher großer Fundamentfläche angewendet wird. Beispiel k wird als Blockfundament mit ausgespartem Köcher, l als Becher-, Hülsen- oder Köcherfundament bezeichnet. Um eine günstige Kraftübertragung von der Stütze auf den Köcher zu erreichen, werden die Kontaktflächen des Köchers und der Stütze profiliert (Profiltiefe $\geq 1,5$ cm). Der Vergussbeton muss die gleiche Güte haben wie der Fundamentbeton. Über eine schmale, scheibenförmige Form eines Köcher-Fundaments wird aus Russland berichtet [1].

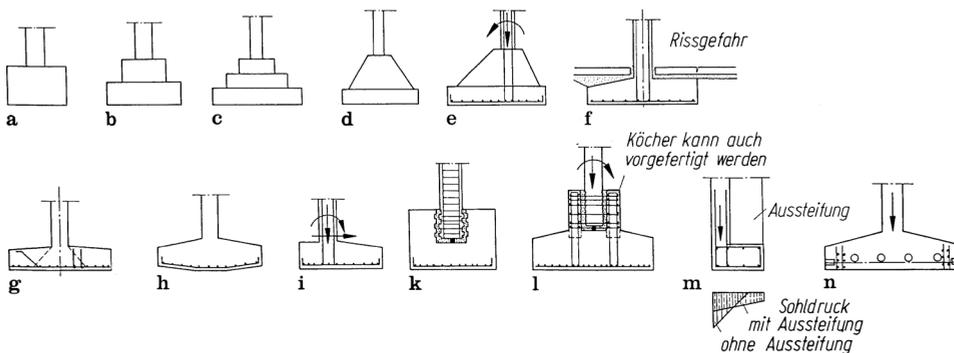


Bild 13 Beispiele für bewehrte und unbewehrte Flachfundamente

Bei ständig exzentrischer Beanspruchung, wie das bei Grenzbebauungen (Beispiel m) unvermeidlich ist, muss zur Begrenzung der klaffenden Fuge ein gegendrehendes Moment bereitgestellt werden. Dies kann durch eine Aussteifung geschehen oder es wird ein zentrierendes Moment in der Wand oder Bodenplatte angesetzt. Beispiel n stellt ein vorgespanntes Fundament dar, das infrage kommen kann, wenn sich eine unsinnig große schlaaffe Bewehrung ergibt oder wegen stark aggressiven Grundwassers besonderer Wert auf Rissefreiheit gelegt wird.

Horizontalkräfte an der Fundamentoberkante sollten möglichst in die Bodenplatte eingeleitet werden, um eine daraus in der Sohlfuge resultierende Exzentrizität zu vermeiden.

3.2 Geotechnische Nachweise

3.2.1 Die drei Nachweisverfahren in der Geotechnik nach DIN EN 1990 in Verbindung mit DIN EN 1997-1

Der Entwicklungsprozess der DIN EN 1997 hat dazu geführt, dass in der Geotechnik drei Nachweisverfahren (englisch DA Design Approach) zugelassen sind und jede Nation darüber entscheiden kann, welche Nachweisverfahren bei den verschiedenen Grenzzustandsnachweisen anzuwenden sind. Sie unterscheiden sich darin, ob die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen (AFA Action Factor Approach) oder auf ihre Auswirkungen (EFA Effect Factor Approach) anzuwenden sind, und darin, wie die Bemessungswerte der Widerstände – durch Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf die charakteristischen Werte der Widerstände (RFA Resistance Factor Approach) oder auf die Materialeigenschaften (MFA Material Factor Approach) – ermittelt werden (s. a. Grundbau-Taschenbuch Teil 1, Kapitel 1.1). Die drei Verfahren sind in EN 1990 als übergeordneter Norm verankert.

– Verfahren 1, DA 1:

Es werden zwei getrennte Nachweise, AFA und MFA, geführt, um einmal die Unsicherheiten bei den Einwirkungen und zum andern die Unsicherheiten in den Materialkennwerten mithilfe von Teilsicherheitsbeiwerten zu erfassen. Dieses Verfahren wird z. B. in Großbritannien vorgeschrieben. In Deutschland kommt es nicht zur Anwendung.

– Verfahren 2, DA 2 und DA 2*:

DA 2*: Es werden Teilsicherheitsbeiwerte sowohl auf die Auswirkungen der Einwirkungen, also die Beanspruchungen (und das am Ende der statischen Berechnungen, die dazu durchgängig mit charakteristischen Werten durchgeführt werden, EFA), als auch auf die Widerstände, die zunächst als charakteristische Werte ermittelt werden (RFA), angesetzt. Das Produkt der Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite und auf der Widerstandsseite entspricht dann einem Globalsicherheitswert. In der Geotechnik wurden die Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände mit den tradierten Globalsicherheiten und den übergeordnet festgelegten Teilsicherheitsbeiwerten für die Einwirkungen kalibriert. Das Verfahren 2* ist in Deutschland das Regelverfahren und wird auch für den Gleitsicherheits- und Grundbruchnachweis angewendet. Beim Verfahren DA 2 werden anstelle der Beanspruchungen die Einwirkungen

mit Teilsicherheitsbeiwerten (AFA) belegt, was in nichtlinearen Systemen zu Unterschieden führt.

– Verfahren 3:

Hier werden Teilsicherheitsbeiwerte > 1 auf veränderliche Einwirkungen und vor allem bei den Materialparametern zum Ansatz gebracht (MFA). Dieses Verfahren ist in Deutschland für die Nachweise der Gesamtstandsicherheit (Geländebruch) vorgesehen. Hier werden im Wesentlichen die charakteristischen Scherparameter auf Bemessungswerte abgemindert und nachgewiesen, dass mit diesen Bemessungswerten der Scherparameter ein Gleichgewicht möglich ist. Die Einwirkungen (abgesehen von den Eigenlasten) werden mithilfe von Teilsicherheitsbeiwerten auf Bemessungswerte erhöht. In der Regel wird ein Ausnutzungsgrad im Vergleich zum Grenzzustand ermittelt.

3.2.2 Hydraulische Nachweise

Die hydraulischen Nachweise (DIN EN 1997-1, 2.4.7.4 und 2.4.7.5) betreffen zunächst die Sicherheit gegen Aufschwimmen, was bei Einzelfundamenten keine Rolle spielt. Bei der Gründung von Hohlkörpern sind die erforderlichen geotechnischen Nachweise gegen Aufschwimmen in DIN EN 1997-1, Abschnitt 10.2, ausreichend beschrieben, auch für Fälle, bei denen außer den Eigengewichts- und Auftriebskräften auch Wirkungen aus Reibung an Bauwerkswänden und im Boden sowie aus Verankerungen angesetzt werden können. Hinweise und Beispiele zur Bemessung von Bodenplatten, die Auftriebskräften ausgesetzt sind und für die die Teilsicherheitsbeiwerte für den Auftriebsnachweis anders angesetzt werden müssen als für die Nachweise der Bauteilquerschnitte, finden sich in [22]. Auch gering durchlässiger Baugrund unterhalb einer Baugrubensohle kann bei einer tiefer liegenden durchlässigen Schicht mit gespanntem Grundwasser durch auftriebsbedingtes Hochbrechen versagen und erfordert einen Nachweis gegen Aufschwimmen. Besonders bei eng begrenzten Gruben lohnt es sich, über den einfachen Nachweis „Auflast gegen Wasserdruck“ hinaus einen Nachweis unter Heranziehung der Scherfestigkeit c_u des undrained bindigen Bodens zu führen (s. DIN 1054, A 10.2.2).

Nachweise zur Vermeidung eines hydraulischen Grundbruchs betreffen nur Bauzustände mit Wasserhaltung, wenn der Baugrund durchströmt wird und die Strömungskräfte im Korngerüst gegen haltende Kräfte und Spannungen aus Eigengewicht und Scherspannungen wirken. Bei einer entsprechenden Durchsickerung des Bodens zur Sohle einer Fundamentgrube wird der hydraulische Grundbruch im nichtbindigen Boden durch die innere Erosion des Baugrunds eingeleitet. In solchen Fällen kann der Nachweis ausreichender Sicherheit auch durch die Ermittlung des kritischen Gradienten i_c erfolgen (DIN EN 1997-1, 2.4.7 und 10). i_c wird im Laborversuch ermittelt. Bei bindigen Bodenarten ergeben sich dabei infolge der Zugfestigkeit des Korngerüsts sehr hohe Werte, die nur mit großer Vorsicht zu verwenden sind [5, 104]. Für die hydraulischen Nachweise, die in der Regel Baugrubenprobleme betreffen, wird auf Kapitel 3.6 verwiesen.

3.2.3 Gleitsicherheit (DIN EN 1997-1, 6.5.3)

Es ist zweckmäßig, die ausreichende Gleitsicherheit vor dem Nachweis der ausreichenden Grundbruchsicherheit zu ermitteln.

Bei üblichen Fundamenten mit waagerechter Sohlfläche ist nach dem Berechnungsverfahren DA 2* als Grenzzustandsnachweis der Tragfähigkeit zu zeigen, dass der Bemessungswert H_d der Horizontalkomponente der Resultierenden der Beanspruchung in der Gründungsfuge (ermittelt mit verschiedenen, von der Bemessungssituation abhängigen Teilsicherheitsbeiwerten für ständige und für veränderliche charakteristische Beanspruchungen) kleiner ist als die Summe der Bemessungswiderstände R_d aus Sohlschub und $E_{p,d}$ aus mobilisierbarem Erdwiderstand. In nicht waagerechten Gründungsfugen – oder auch anderen hinsichtlich eines Gleitens zu untersuchenden Flächen – sind Bemessungswerte der Beanspruchungen in tangentialer Richtung mit zugehörigen Widerständen zu vergleichen.

Bei bindigem Baugrund müssen – auch bei nichtbindiger Drän- oder Sauberkeitsschicht – sowohl der unkonsolidierte Anfangszustand ($R_d = A' \cdot c_{u,d}$; A' – Sohldruckfläche) als auch der konsolidierte Zustand ($R_d = V_d' \cdot \tan \delta_d$; δ – Sohlreibungswinkel) nachgewiesen werden, wobei eine effektive Kohäsion wegen der unvermeidlichen Störung der Oberfläche des bindigen Bodens nicht angesetzt werden darf.

Beim Nachweisverfahren DA 2* wird der Widerstand gegen Sohlschub R_d unter Zugrundelegung des charakteristischen Wertes der Normalkraft $V_d' = 1,00 \cdot V_k'$ ermittelt.

Bei anderen Nachweisverfahren ist beim Nachweis des konsolidierten Zustands zu unterscheiden, ob der veränderliche Anteil der effektiven Vertikalkomponente V' der Einwirkungs-Resultierenden an den veränderlichen Anteil der Horizontalkomponente H gekoppelt ist oder nicht. Da V' hier als günstige Einwirkung auftritt, ist das für den Teilsicherheitswert entscheidend: Wenn die variablen Anteile von H und V' gekoppelt sind, werden beide mit dem gleichen Teilsicherheitswert belegt. Ist das nicht der Fall, dann ist auch hier auf der Widerstandsseite $V_d = 1,0 \cdot V_k'$. Der Wert 1,0 ist dabei der „untere“ Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen $\gamma_{G,inf}$.

Beim Verfahren DA3 und bei einem der Nachweise von DA 1 – beide werden beim Gleitnachweis in Deutschland nicht angewendet – wird der Teilsicherheitsbeiwert zur Ermittlung von R_d in die Bemessungswerte von $\tan \delta$ und $\tan \phi$ eingerechnet, beim Verfahren 2 und 2* in R_d selbst, siehe das Rechenbeispiel in Abschnitt 3.2.8.

Sonderfälle

1. H wirkt schräg zu den Kanten eines Rechteckfundaments:
Man setzt $H^2 = H_x^2 + H_y^2$, wenn x und y die horizontalen Kantenrichtungen sind.
2. H wirkt exzentrisch:
Analog zum Grundbruchnachweis wird nur der Teil A' der Sohlfläche angesetzt, durch dessen Schwerpunkt die Krafrichtung von H geht. Entsprechend ist dann für V' nur die in A' wirksame Vertikallast anzusetzen. Man beachte, dass dieser Fall ein Reaktionsmoment erfordert, das von der aufgehenden Konstruktion aufzunehmen ist, da die Schubspannungsverteilung für einen solchen Fall schwierig zu quantifi-

zieren ist. Dieser Fall der tordierenden Fundamentbeanspruchung ist in [40] mithilfe von Modellversuchen und FE-Berechnungen untersucht worden.

3. Abrutschen von Fundamenten direkt auf wassergesättigtem bindigem Boden:
Nach DIN EN 1997-1, 6.5.3(12)P ist, besonders bei sehr leichten Fundamenten und klaffender Fuge, eine Art von Aquaplaning möglich, wenn keine Dränschicht vorgesehen ist und Wasser in die Fuge zwischen Fundament und Boden eindringt. In diesem Fall muss $R_d \leq 0,4 V_d$ begrenzt werden. Problematisch ist allerdings dort die Anwendungsregel (13), wonach man auf diesen Nachweis verzichten darf, wenn die klaffende Fuge durch Saugwirkung zwischen Fundament und Boden verhindert wird, was kaum gesichert werden kann. Andererseits dürfte diese Form des Versagens schon bei geringer Einbindetiefe des Fundaments unwahrscheinlich sein, weil im wassergesättigten bindigen Boden der Erdwiderstand schon mit sehr geringen Verschiebungen geweckt werden kann.
4. Schräge Sohlfläche:
Bei ständig einseitig wirkendem Horizontalschub, wie er z. B. bei Stützmauern oder bei den Widerlagern von Bogenbrücken auftritt, lässt sich die Gleitsicherheit in der Gründungssohle stets dadurch nachweisen, dass man die Sohlfläche durch Tieferlegen der lastzugewandten Fundamentseite ausreichend steil geneigt anordnet. In diesem Fall wird ein zweiter Nachweis in einer horizontalen Fuge im Boden erforderlich. In dieser Fuge kann auch die Kohäsion zum Ansatz gebracht werden und der Beitrag des Erdwiderstands vergrößert sich aufgrund der größeren zugehörigen Tiefe. Eine geneigte Sohle ist in diesem Fall besser als der Einbau einer Nocke in der Sohle oder einer Wandschürze: beide Elemente müssten so bemessen werden, dass sie gegebenenfalls den Horizontalschub auch allein aufnehmen können. Bei großen Baukörpern mit starker Horizontalbelastung stellen jedoch Nocken eine leistungsfähige Lösung zur Horizontalkraftableitung dar [95].
5. Tiefliegende Gleitschicht:
Besondere Vorsicht ist bei geschichtetem Baugrund geboten, wenn unterhalb des Fundaments noch Schichten geringerer Scherfestigkeit anstehen und der Erdwiderstand der Deckschicht statisch genutzt wird (Bild 14a und b). Im ersten dargestellten

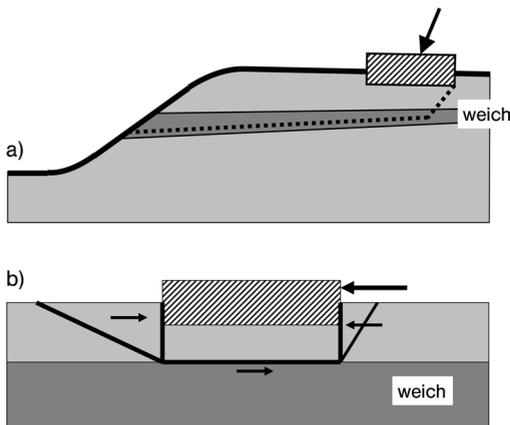


Bild 14 Zusätzliches Gleitsicherheits-Risiko für ein Fundament; a) neben einer Böschung, b) oberhalb einer Weichschicht

Fall können in den weicheren Schichten größere Gleitungen auftreten als in der Deckschicht, sodass sich die vorgesehene Stützwirkung gar nicht einstellt: Der Erdwiderstand „kriecht“ weg. Erdstatisch gehört die Untersuchung dieses Risikos eher zum Geländebruchnachweis. Bei der Überprüfung des Verschiebungszustands der tieferen Schicht können deswegen auch beide effektiven Scherparameter angesetzt werden. Im zweiten dargestellten Fall kann eine Gleitebene unterhalb der Deckschicht maßgebend werden.

3.2.4 Grundbruchsicherheit

Der Nachweis der Grundbruchsicherheit eines Flachfundaments erfolgt

- a) analytisch (DIN EN 1997-1, 6.5.2.2) in Deutschland nach DIN 4017:2006 mit der dreigliedrigen Grundbruchgleichung, die von *Terzaghi* [93] für ideal-plastisches Material und den ebenen Verformungszustand entwickelt wurde:

$$\begin{aligned} \text{Grundbruchwiderstand } R = & \\ & \text{Beitrag } R_c \text{ der Kohäsion} & (10) \\ & + \text{Beitrag } R_q \text{ der seitlichen Auflast } q \text{ entsprechend einer Einbindetiefe } D \\ & + \text{Beitrag } R_\gamma \text{ der Wichte, linear abhängig von der Fundamentbreite} \end{aligned}$$

mit Tragfähigkeitsbeiwerten N und mit Anpassungsfaktoren zur Berücksichtigung der Fundamentform, der Lastneigung, der Geländeneigung und der Sohlflächenneigung; oder

- b) analytisch über einen Nachweis der Gesamtstandsicherheit (s. DIN 4084); oder
 c) numerisch mit der Methode der finiten Elemente; oder
 d) halbempirisch (DIN EN 1997-1, 6.5.2.3) aufgrund von Feldversuchen wie Pressiometer-Sondierungen.

Wahl der Methode

Das analytische Verfahren a) wird in Deutschland bevorzugt angewendet und fand deswegen seit 1979 Eingang in die Normung der Berechnungsverfahren. Bei Situationen, die durch sehr heterogene Baugrundverhältnisse und Abweichungen von der Geometrie des genormten Falls gekennzeichnet sind, hilft das Verfahren b) weiter. Die FE-Methode c) wurde in diesem Zusammenhang in der Geotechnik bisher vorwiegend für wissenschaftliche Vergleichsrechnungen, etwa zur Überprüfung empirisch gefundener Beiwerte, angewendet. Eine neuere Untersuchung ist die von *Hintner* [34], der einen großmaßstäblichen Fundamentversuch mit dem FE-Programm *PLAXIS 3D Foundations* nachrechnete und eine gute Übereinstimmung erzielte. Da die Ergebnisse von der Art des eingesetzten Stoffmodells und von der Netzkonfiguration abhängen, fehlen für die Baupraxis hier zurzeit noch allgemein anerkannte Regeln.

Während die analytischen Verfahren von dem Grundfall des Streifenfundaments auf homogenem Baugrund ausgehen, ist der Referenzfall bei dem in den USA weiterentwickelten und z. B. in Frankreich regelmäßig angewandten Pressiometerverfahren d) die Druck-Radialverschiebungs-Messkurve und vor allem die darin erreichte Grenzspannung des selbstbohrenden Pressiometers. Sie wird aufgrund von großformatigen Modellversuchen und begleitenden FE-Analysen unter Berücksichtigung der Einbindetiefe und der Bodenart in die Grenzspannung eines Fundaments umgerechnet.

Formeinfluss, Lastexzentrizität, Lastneigung etc. werden wie bei dem analytischen Verfahren a) durch Korrekturfaktoren berücksichtigt [4]. Die Fundamentgröße geht dabei übrigens nicht in die Grundbruchspannung ein.

Ansatz der Scherparameter

Nach der allgemeinen Gl. (10) nimmt die Tragfähigkeit des Bodens linear mit der Einbindetiefe und mit der Fundamentbreite zu. Wie neuere Untersuchungen zeigen [66], kann man davon nur ausgehen, solange die Dilatanz des Bodens noch keine Rolle spielt, d. h. zum Beispiel bei kohäsionslosen Böden bis etwa zur mitteldichten Lagerung. Der Grund dafür ist, dass sich ein Grundbruch progressiv entwickelt, sodass der Spitzenwert der Scherfestigkeit nur anfänglich in einem kleinen Bereich der Scherfuge mobilisiert wird. Mit fortschreitenden und bei großen Fundamenten zunehmend größeren Verschiebungen wird in großen Scherfugenbereichen ein Versagen nach Maßgabe der Restscherfestigkeit vorherrschen. Daher rechnet man bei sehr dicht gelagerten Sanden besser mit dem Scherwinkel bei Volumenkonstanz, also nach Überschreiten des Spitzenwertes.

Nach eigener Auffassung trifft diese Einschränkung jedoch nicht zu, wenn das Versagen durch einen Sprödbbruch ohne größeren Scherweg gekennzeichnet ist, wie das bei stark vorbelasteten bindigen Böden der Fall ist, denn hier ist nicht der Reibungswinkel maßgebend, sondern die effektive Kohäsion.

Tragfähigkeitsbeiwerte

Für den Grundfall des Streifenfundaments auf einem „gewichtlosen“ Halbraum lassen sich die Tragfähigkeitsbeiwerte N_d (Einfluss der Einbindetiefe) und N_c (Einfluss der Kohäsion) exakt angeben. Dagegen ist R_v das Produkt aus der Fundamentbreite, der Bodenwichte und einem Tragfähigkeitsbeiwert N_b , der nicht analytisch, sondern nur mit numerischen Methoden theoretisch ermittelt werden kann, da die sog. Charakteristiken, die strahlenförmig von der Fundamentkante ausgehen, keine Geraden mehr sind (Bild 19). Da die Tragfähigkeitsbeiwerte begrifflich nur vom Winkel φ der Scherfestigkeit abhängen, kann N_b sowohl experimentell als auch numerisch am auf Sand gegründeten Fundament ermittelt werden. In der Zeit vor Einsatz der EDV gab es N_b -Werte für einzelne Werte von φ , die z. B. aus den großmaßstäblichen Modellversuchen der DEGEBO in Berlin [59] durch Rückrechnung abgeleitet oder durch iterative Lösung der plastizitätstheoretischen Grundgleichungen [9, 16, 24, 52, 54, 82, 87] erhalten wurden.

Bild 15 zeigt einige Ergebnisse im Vergleich zu Werten der in DIN 4017 angegebenen sowie der in England und Irland verwendeten Näherungsformel, bei der ein um den Faktor 1,25 abgeminderter Reibungswinkel verwendet wird. Die halblogarithmische Darstellung zeigt, dass die Versuchsdaten trotz ihrer Streuung grundsätzlich über den statischen Lösungswerten liegen (die übrigens auch mit den hier nicht mit eingetragenen Werten *Meyerhofs* harmonisieren, die er für die Gleitflächenform einer logarithmischen Spirale bestimmte). Durch den in DIN EN 1997-1 geforderten Teilsicherheitsbeiwert 1,25 auf den Reibungswinkel fällt N_b bei $\varphi = 30^\circ$ beispielsweise auf weniger als die Hälfte ab und hat eine 1,8-fache Sicherheit gegenüber der statischen Lösung. Das ist deswegen wichtig, weil mit der jetzt verfügbaren EDV die Möglichkeit gege-

ben ist, die älteren Werte noch einmal gegenzurechnen. So hat *Gussmann* [24] mit seinem Verfahren kinematischer Elemente beispielsweise für $\varphi = 30^\circ$ den Tragfähigkeitsbeiwert $N_b = 9$ bestätigt (Bild 16). Ein Gegenbeispiel ist die Arbeit von *Martin* [53], der einen Wert $N_b = 0,5 \cdot N_\gamma = 7,5$ erhält (raue Sohle vorausgesetzt) und diesen Wert als „exakt“ ansieht. Diese Lösung ist als unterer statischer Schrankenwert wohl exakt, aber nur in Abhängigkeit von der kinematisch problematischen Formulierung der Randbedingung an der Fundamentkante [69]. Eine sehr umfangreiche vergleichende Studie hinsichtlich des Tragfähigkeitsbeiwerte N_γ bietet [35] für glatte und raue Sohlen. Angesichts der geringeren Bedeutung, die der Grundbruchnachweis im Vergleich zum Setzungsnachweis in der Praxis hat, besteht also kein Grund, die in DIN 4017 genannten Werte als nicht hinreichend sicher zu bewerten.

Exzentrische Einwirkung

Die Berücksichtigung von Ausmittigkeiten des Vektors der resultierenden Beanspruchung in der Fundamentsohlfläche durch eine rechnerisch reduzierte Fläche mit mittlerer Resultierender, wie DIN 4017 es für Rechteckfundamente vorsieht, dürfte auf *Meyerhof* [55] zurückgehen. Dieser Ansatz, bei dem ein Teil der Sohlfläche unbelastet bleibt, ist nur für den geotechnischen Nachweis gültig; für die Fundamentbemessung bleibt es bei den in Abschnitt 3.1.3 genannten Sohldruckverteilungen.

Für Kreisflächen macht die DIN 4017:2001 Angaben. Wie im Teil 3 der 6. Auflage (S. 20) erläutert, gibt es verschiedene Möglichkeiten, eine Ersatzfläche A' zu definieren. Die Flächengröße ergibt sich aus der Kreisfläche bzw. bei klaffender Fuge dem beanspruchten Teil davon, und für die Form der Ersatzfläche ist das Quadrat die für die Praxis einfachste Form statt der von *Sekiguchi/Kobayashi* [78] gewählten Kreisform.

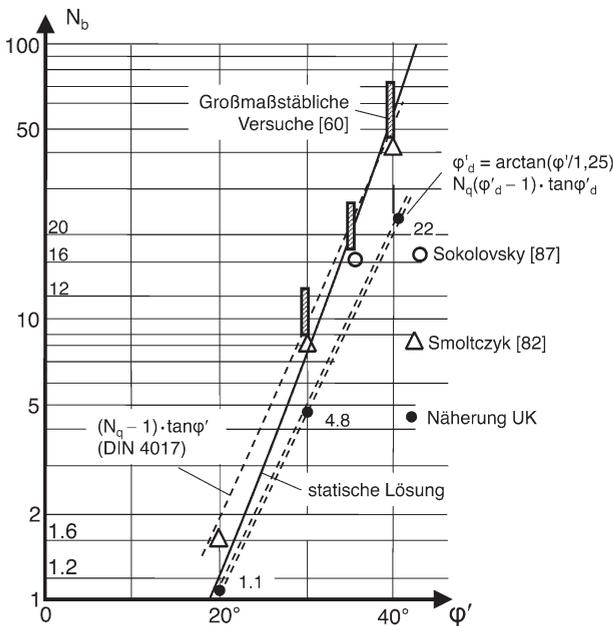


Bild 15 Experimentell ermittelte Tragfähigkeitsbeiwerte $N_b(\varphi')$ im Vergleich zu rechnerischen Werten; die „statische Lösung“ berücksichtigt analytische Ergebnisse aus [16, 82, 87]

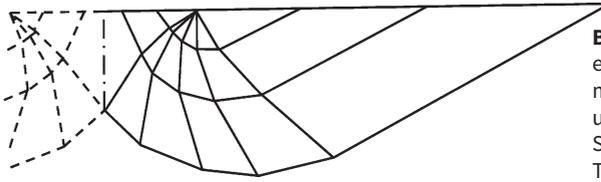


Bild 16 Versagensfigur des Bodens unter einem Fundament, ermittelt für $\varphi = 30^\circ$ mit der Methode der kinematischen Elemente und Wahl von 18 Elementen in jeder Symmetriehälfte [24]. Der damit ermittelte Tragfähigkeitsbeiwert beträgt $N_b = 9$

Für Fundamente mit unregelmäßigen Grundrissen wird mangels wissenschaftlicher Untersuchungen empfohlen, die in [84] vorgeschlagenen Ersatzflächen-Formen zur Berücksichtigung der Exzentrizität (Bild 17) zu übernehmen:

- a) Trotz einspringender Kante bleiben A^* und B^* die den Grundbruch auslösenden singulären Punkte: Ansatz von b_1 als maßgebende Breite deswegen zu ungünstig. Empfehlung: Fundamentfläche A unter Beibehaltung der Länge a in ein flächengleiches Rechteck mit der Ersatzbreite $b' = A/a$ umwandeln.
- b) Aus den 3 Teilflächen $A_1 + 2A_2 = A$ entwickelt man unter Beibehaltung der Länge a ein flächengleiches Rechteck mit $b' = A/a$.
- c) Aus den 3 Teilflächen entwickelt man wie in Bild 17b eine Ersatzfläche $A' = a \cdot b'$.

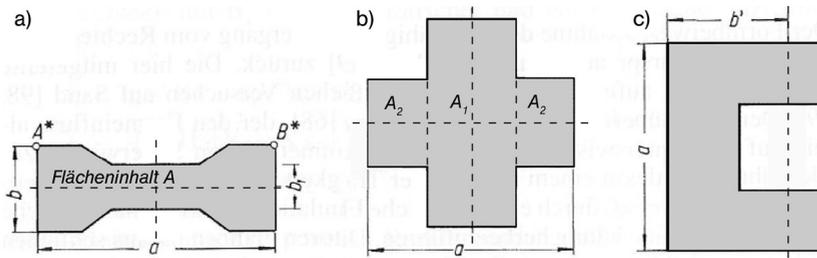


Bild 17 Zum Grundbruchnachweis bei unregelmäßig geformten Sohlflächen

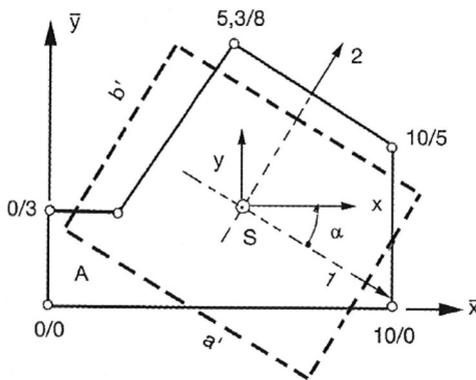


Bild 18 Zum Grundbruchnachweis bei beliebig unregelmäßiger Sohlflächenform

Bei beliebig unregelmäßiger Sohlflächenform sei der Fundamentgrundriss durch einen Polygonzug definiert, dessen Eckpunkte auf ein Koordinatensystem $\{\bar{x}; \bar{y}\}$ bezogen werden. Man

- berechnet den Schwerpunkt S der Fläche A,
- verlegt den Ursprung des Bezugssystems nach S,
- ermittelt die 3 ebenen Flächenträgheitsmomente J_{xx} , J_{xy} , J_{yy} und die Richtung der Hauptträgheitsachsen $\tan 2\alpha = 2J_{xy} / (J_{yy} - J_{xx})$,
- wandelt A in eine flächengleiche Rechteckfläche mit den Seiten

$$b' = \sqrt{A \cdot \sqrt{J_1/J_2}} \quad a' = A / b' \quad (11)$$

um, wobei $J_{1,2}$ die Hauptträgheitsmomente sind, die in bekannter Weise aus J_{xx} , J_{xy} , J_{yy} ermittelt werden.

Die sich ergebende Ersatzfläche ist für das in Bild 18 skizzierte Beispiel gestrichelt eingetragen. Das Verfahren liegt programmiert vor [105].

In DIN EN 1997-1, 6.5.4 wird auf die Notwendigkeit besonderer Vorkehrungen bei stark exzentrischer Belastung hingewiesen, sobald die nachgewiesene Ausmittigkeit Werte überschreitet, die dort für Rechteck- und Kreisfundamente zahlenmäßig genannt werden, de facto eine Klaffung der Sohlfuge über den Schwerpunkt hinaus bewirken würden. Bei der Vorbereitung der ergänzenden Regeln hierzu (DIN 1054:2010) wurde kontrovers diskutiert, wie für den Nachweis gegen den Grenzstand der Tragfähigkeit die zu den Bemessungswerten der Einwirkungen gehörigen Bodenreaktionen anzusetzen seien. Die jetzt vereinbarte Methode sieht vor, den mit charakteristischen Werten ermittelten Angriffspunkt der Bodenreaktionskraft und auch die zugehörige charakteristische Lastneigung für die Berechnung des charakteristischen Grundbruchwiderstands zu verwenden. Der daraus ermittelte Bemessungswert des Grundbruchwiderstands wird mit der Vertikalkomponente der Bemessungsbeanspruchung verglichen. Damit werden die Grenzzustandsbetrachtungen nicht mehr an einem durchgängig konsistenten System vorgenommen. Diese Lösung innerhalb der Festlegung auf das Nachweisverfahren 2 der DIN EN 1997-1, 2.4.7.3.4.3 in Zusammenhang mit der Anwendung der Gleichungen (2.6b) in 2.4.7.3.2, (2.7b) in 2.4.7.3.3 sowie B.3(6) wird als Nachweisverfahren 2* bezeichnet. Hiermit wird ein Rechenmodell verfolgt, welches die ungewöhnlich große Abminderung der Traglast umgeht, die sich zwangsläufig ergäbe, wenn man das Teilsicherheitskonzept unbeirrt von der extrem nichtlinearen Abhängigkeit von den N- und i-Werten sowie der Exzentrizität anwenden würde. Es führt mit den entsprechend kalibrierten Teilsicherheitsbeiwerten zu denselben Abmessungen wie der frühere Nachweis mit globaler Sicherheit. Unberücksichtigt bleibt dabei ein Versatzmoment $V_d \cdot (e_d - e_k)$ und eine Abminderung des Grundbruchwiderstands infolge einer Vergrößerung der Lastneigung unter Bemessungsbeanspruchungen gegenüber charakteristischen Beanspruchungen.

Lastneigungsbeiwerte

Die Festlegung von Neigungsbeiwerten hat eine lange Geschichte, die am Beispiel des Faktors i_b verdeutlicht werden kann. Für das Streifenfundament auf nichtbindigem Boden als Referenzfall zeigt Bild 19 für $\phi = 40^\circ$ die theoretischen Ergebnisse von

Meyerhof [54], Pregl [70] und Steenfelt [90], die Normierungen in Dänemark, Irland und Deutschland sowie die experimentellen und rechnerischen Ergebnisse von (Muhs und Weiß [60]).

Die Formel der früheren wie der jetzigen DIN 4017 mittelt ausreichend genau, während die dänische Formel zu sehr auf der sicheren Seite ist. Daher wurde in die europäische Norm $i_b = (1 - \tan \delta)^3$ übernommen, wobei lediglich nach einem schwedischen Vorschlag der Exponent $m + 1$ statt 3 genommen wurde, um auch Fälle zu erfassen, in denen die Horizontalkraft nicht parallel zur kürzeren Fundamentbreite wirkt. Für das Streifenfundament ergibt sich aber unverändert der Exponent 3.

Die von Weiß [99] mit dem Charakteristikenverfahren berechneten Bruchkörperformen zeigt Bild 20a. Die Bilder 20b und c stellen die aus den großmaßstäblichen Fundamentversuchen der DEGEBO gewonnenen Gleitflächen dar, die die Rechenergebnisse bestätigen.

Allerdings wurden in der DIN 4017 ab der Ausgabe 2001 gegenüber der früheren Fassung von 1979 einige Änderungen vorgenommen, auf die hinzuweisen ist. So wurde in der Formel für den Einfluss der Einbindetiefe i_d die 30%ige Abminderung von $\tan \delta$ aufgegeben und dafür der Exponent um 1 verringert. Das wirkt sich erst bei Lastneigungen über 20° stärker aus, z. B. als Reduktion um 16 % bei $\delta = 30^\circ$. Eine grundsätzliche Änderung ist aber die Streichung des Nennersummanden $A' \cdot c \cdot \cot \varphi$ in den Formeln von i_d und i_b . Man geht davon aus, dass die Form des Bruchkörpers (Bild 19), bei allen Lastneigungswinkeln δ nur von der inneren Reibung, also dem Winkel φ , abhängt; der stabilisierende Einfluss der Kohäsion wird durch den Tragfähigkeitsbeiwert N_c erfasst. Der fiktive Lastneigungswinkel $\tan \delta_f = H / (V + A' \cdot c \cdot \cot \varphi)$ der früheren Fassung geht zurück auf die Nullpunktverschiebung von σ in der Spannungsebene τ / σ nach dem Theorem von Caquot [10], die als „Binnendruck“ häufig im geotechnischen

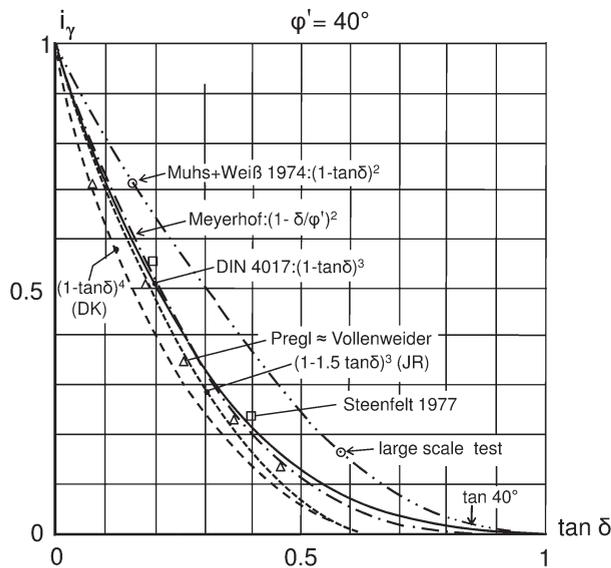


Bild 19 Lastneigungsbeiwert i_b für $\varphi = 40^\circ$ in Abhängigkeit vom Lastneigungswinkel δ nach verschiedenen Autoren und nationalen Regeln (Dänemark, Irland, Deutschland)

Schrifttum bezeichnet wird und dazu dient, die Ableitungen für $\varphi > 0$, $c = 0$ auch auf bindige Böden zu übertragen [13, 87]. Mit dem Lastneigungswinkel δ der Einwirkungen H ; V hat das nichts zu tun; der Ansatz $\delta_f < \delta$ lässt sich bodenmechanisch allenfalls so deuten, dass die Reaktionskraft im Boden infolge der Kohäsion weniger geneigt ist als die Lastresultierende. Das widerspricht den Gleichgewichtsbedingungen. Der Einfluss der Kohäsion auf die Aufnahme der H -Kraft im Boden kann nur dadurch berück-

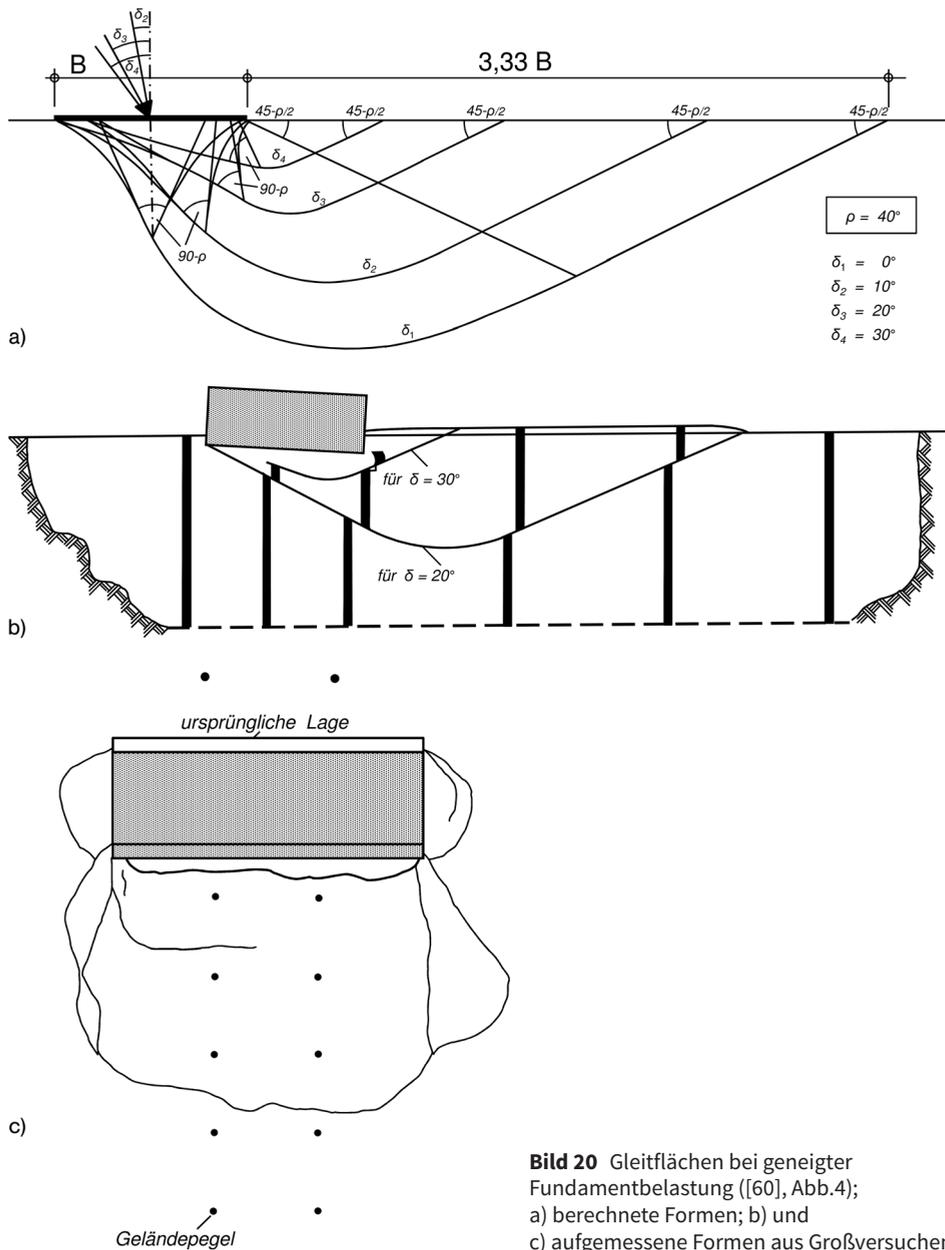


Bild 20 Gleitflächen bei geneigter Fundamentbelastung ([60], Abb.4); a) berechnete Formen; b) und c) aufgemessene Formen aus Großversuchen

sichtigt werden, dass ein Teil dieser Einwirkung – oder, wie im Fall $\varphi = 0$, die ganze – durch eine von der Kohäsion abhängige Reaktionskraft aufgenommen wird. Das kann eine Sohlschubkraft $A' \cdot c$ oder ein Erdwiderstand sein. Bei ausreichend tief einbindenden Fundamenten in mindestens steifen bindigen Bodenarten können horizontale Einwirkungen stets durch Erdwiderstand aufgenommen werden.

Der Neigungsbeiwert i_c im Fall $\varphi = 0$ lässt sich exakt mit der Plastizitätstheorie berechnen ([87], s. auch [13]). Die in DIN 4017:2006 angegebene Formel ist eine Näherung, die auf *Bent Hansen* [29] zurückgeht.

Eine Studie zur Auswirkung der geänderten Lastneigungswerte auf den Grundbruchwiderstand von Streifenfundamenten anhand von FE-Berechnungen (PLAXIS) veröffentlichten *Schick/Unold* [75] für variable Exponenten m und Reibungswinkel φ sowie positive und negative Lastneigungswinkel δ . Ungünstige Abweichungen zu den nach DIN 4017:2006 errechneten Werten ergaben sich dabei für $\delta < 0$.

Formbeiwerte

Die Einführung eines Formbeiwerts $s_c = 1 + 0,2 \cdot (b'/a')$ für die Gesamttragfähigkeit eines Tonbodens geht auf *Skempton* [81] zurück, der aus Modellversuchsergebnissen auf eine Zunahme der Tragfähigkeit beim Übergang vom Streifen zum Quadrat schloss. Dieses Ergebnis wurde von *Meyerhof* [56] mit der Anwendung auf nichtbindige Böden verallgemeinert, da er den Formeinfluss allein auf den Unterschied zwischen den Scherwinkeln des ebenen und des axialsymmetrischen Verformungszustands zurückführte. Die Erkenntnis, dass die Einbindetiefe und die Fundamentbreite sich unterschiedlich auf die Form des Bruchmechanismus auswirken und man deswegen unterschiedliche Formbeiwerte hierfür benötigt, verdankt man *De Beer* [14]. Die Einbindetiefe wirkt sich beim Rechteck günstiger aus als beim Streifenfundament, aber weniger als beim Quadrat, während die Breite die Tragfähigkeit des Rechteckfundaments zwar im Vergleich zum Streifen vermindert, aber weniger als das beim Quadrat der Fall ist. Diese Auffassung kommt in den unveränderten Formbeiwerten der DIN 4017 zum Ausdruck und wurde vor allem bestätigt durch die Auswertung der großmaßstäblichen DEGEBO-Versuche auf Berliner Sand (*Weiß* [99, 100]). Japanische Autoren [78] schlossen aus den Ergebnissen kleinmaßstäblicher Sandversuche und der Nachrechnung mit einer räumlichen FE-Simulation, dass beim Übergang vom Streifen zum Quadrat zunächst ein Anstieg, später eine leichte Abnahme erfolge, sodass sogar ein optimales Seitenverhältnis existiere. Da ihre Versuchs- und Rechenergebnisse ziemlich weit auseinanderklaffen, sind diese Folgerungen mit großer Vorsicht zu beurteilen.

Zur Beurteilung des Formbeiwerts s_c (DIN-Bezeichnung: v_c) liegt aus Australien eine ausführliche räumliche FE-Studie für Fundamente mit Einwirkungen H , V und M von *Gourvenec* [20] vor. Ihr Ergebnis ist ein Formbeiwert $s_c = 1 + 0,214 \cdot (b/a) - 0,067 \cdot (b/a)^2$ für das Rechteck, wenn die Einwirkung eine geringe Exzentrizität hat, d. h. 15 % Tragfähigkeitszunahme des Quadrats im Vergleich zum Streifen (statt 20 % nach DIN 4017) sowie 18 % für das Kreisfundament. Wenn dagegen die M -Einwirkung dominiert, ändert sich s_c erheblich mit der Folge, dass das Rechteck wirtschaftlicher wird als das Quadrat. Wenn in zutreffender Weise Zugspannungen ausgeschlossen werden, sinkt nach dieser Studie der Beiwert auf $s_c = 1 + 0,07 \cdot (b/a)$.

Kisse [40] hat für Fundamente auf Sand Modellversuche ausgewertet und dreidimensionale Finite-Elemente-Berechnungen mit hypoplastischem Stoffgesetz durchgeführt, bei denen neben der Lastneigung auch die Exzentrizität und tordierende Momente in weiten Grenzen variiert wurden. Hier wurden Last-Verformungs-Pfade bis zum Erreichen der jeweiligen Grundbruchlast verfolgt und festgestellt, dass zusätzlich zur Lastneigung auch die Momenten-Beanspruchungen das Tragverhalten stark beeinflussen und die Auswirkungen der verschiedenen Beanspruchungen deutlich aneinander gekoppelt sind.

Sonderfälle

1. Einfluss benachbarter Fundamente

Die allgemeine Grundbruchgleichung (10) geht von einem freien Rand neben dem Fundament aus. Nachbarfundamente, die innerhalb des Bruchkörpers stehen, behindern das Ausweichen. Dabei sind 3 Fälle für den Grenzzustand zu unterscheiden (Bild 21):

- a) 2 gleichartig belastete, durch den Überbau miteinander verbundene Fundamente mit gleicher Einbindetiefe werden so belastet, dass der Grundbruch unter beiden gleichzeitig auftritt (hypothetischer Fall, Bild 22a), sodass beide gleichermaßen senkrecht absinken;
- b) von 2 benachbarten Fundamenten eines Bauwerks wird in einer bestimmten Bemessungs-Situation nur das eine auf Druck bis zum Grenzzustand der Tragfähigkeit belastet;
- c) Fundamente verschiedener Bauwerke und mit unterschiedlicher Einbindetiefe und Breite.

Die dem Diagramm in Bild 22 zugrunde liegenden Versuche wurden mit wechselnden Einbindetiefen D und Achsabständen L mit Streifenfundamenten auf Sand ausgeführt [91, 101]. Bei der Auswertung wurden die Tragfähigkeitsbeiwerte N_γ und N_q durch Einführung eines Längenverhältnisses D/B zu einem einzigen, von D/B abhängigen Beiwert $N_{\gamma q}$ kombiniert. Das Diagramm bezieht sich auf den Fall $D/B = 0,5$. Sowohl nach Berechnung wie bei den Versuchen zeigte sich für die Grenztragfähigkeit der beiden Fundamente (Ausweichen des Bodens nach außen), bezogen auf den berechneten Wert für die allein stehenden Fundamente in großem Abstand L zueinander, für einen bestimmten Abstand L ein ausgeprägtes Maximum, wobei es zu einer nach innen gerichteten Neigung und einer Exzentrizität der beiden Resultierenden kommt [91].

Das Ausweichen des Bodens erfolgt zur freien Oberfläche hin, also nach außen.

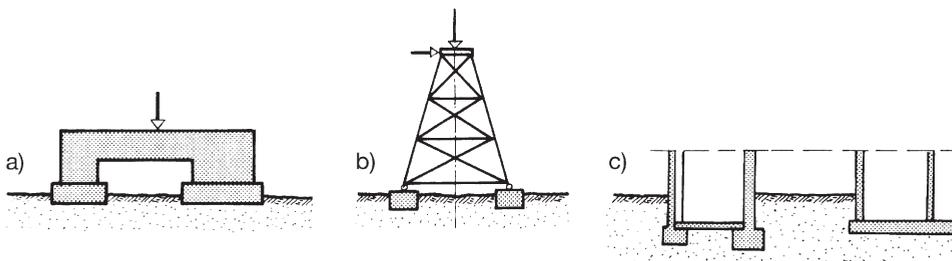


Bild 21 Zur Wechselwirkung benachbarter Fundamente; a) bis c) mögliche Fälle

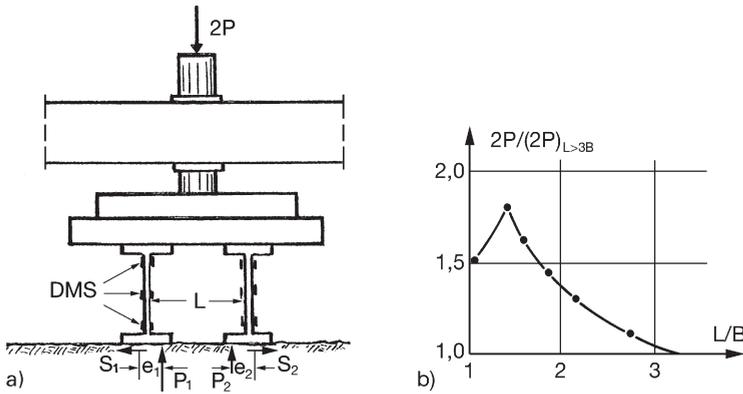


Bild 22 Erhöhung der Traglast bei eng benachbarten Fundamenten nach [91];
 a) Versuchsaufbau, b) Beispiel für ein Versuchsergebnis mit $D/B = 0,5$

Für die Fälle b und c aus Bild 21, die in der Praxis auftreten, kann man näherungsweise in der Grundbruchgleichung statt mit einer gleichmäßigen seitlichen Auflast $q = D \cdot \gamma$ mit einer erhöhten Auflast $q + \Delta q$ rechnen (Bild 23a). Δq ergibt sich im ebenen Fall dadurch, dass die stabilisierenden Einwirkungen wie Q_1, P_2, Q_2 auf die Länge L_f (Länge des Bruchkörpers ab Fundamentkante) in eine gleichförmige Zusatzlast Δq umgerechnet werden. Die Länge L_f kann dem Diagramm in Bild 23b entnommen werden, das die beiden Grenzfälle zeigt: punktiert den des Rechenmodells mit $D > 0$ und Vernachlässigung des Eigengewichtsanteils R_γ in Gl. (10), ausgezogen den für $R_\gamma \neq 0$; $D = 0$ [60]. Man beachte den erheblichen Unterschied. Die wirklichen Fälle liegen dazwischen, doch wird empfohlen, zur Vorsicht nur die kleineren Werte L_f anzuwenden, wenn D nur klein ist, also etwa nur der frostfreien Tiefe entspricht.

Die genannte Näherung für Δq müsste im räumlichen Fall neben einem Einzelfundament auch noch auf die (variable) Breite der Bruchmuschel bezogen werden, hilfsweise auf die doppelte Fundamentbreite quer zur Bruchrichtung.

Die Grundbruchsicherheit im Bereich zwischen zwei Fundamenten mit geringer Einbindetiefe D kann auch durch eine biegesteif an die Fundamente angeschlossene Bodenplatte erhöht werden, wenn man diese für die fehlende Gleichlast Δq (aufwärts gerichtet als Einwirkung auf die Bodenplatte) bemisst.

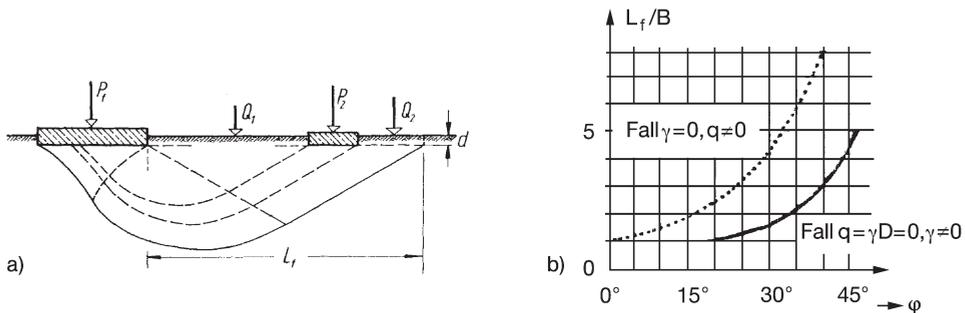


Bild 23 Zur Ermittlung der Bruchkörperlänge L_f im Reibungsboden;
 a) Bruchmechanismus, b) Bruchkörperlänge

2. Grenzfundament

Bei einem Fundament, das für ein Gebäude unmittelbar an der Grundstücksgrenze herzustellen ist (Grenzfundament), ist zunächst zu prüfen, ob ein Grundbruch überhaupt bei den gegebenen Randbedingungen möglich ist bzw. durch eine größere Einbindetiefe vermieden werden kann. Wenn das nicht zum Ziel führt, bleibt die Möglichkeit, die effektive Breite B' durch ein äußeres rückdrehendes Moment M_r zu vergrößern, sodass $B' = B - 2 \cdot (e - \Delta e)$ mit $\Delta e = M_r/V$ ist (V – Vertikallast). Beiträge zu diesem Thema siehe auch in [29].

3. Bemessung bei Anpralllasten

Bei den Flachgründungen von z. B. Brückenpfeilern kann der Katastrophenfall infolge einer Anpralllast wegen der Begrenzung der klaffenden Fuge für die Bemessung maßgebend sein. Man sollte dann prüfen, ob solche besonderen Zusatzlasten mithilfe einer die Vertikalbeanspruchungen erhöhenden Dauerverankerung wirtschaftlicher aufgenommen werden können als durch die sonst notwendige Vergrößerung des Fundaments mit dem u. U. erheblich größeren Aufwand für die Herstellung und Sicherung der Baugrube. Eine weitere Alternative ist die Erstellung eines unabhängig gegründeten Anprallschutzes, der von der Pfeilergründung ganz entkoppelt wird.

4. Abgestufter Querschnitt

Bei abgestuften Querschnitten in der Art von Bild 24a und b lassen sich die allgemeinen Grundbruchgleichungen nur bedingt anwenden. Solange es wie in Bild 24a nur um eine leichte Anchrägung der Kanten geht, wird der Bruchmechanismus davon unberührt bleiben. Deutlich abweichendes Tragverhalten ist aber bei der Querschnittsform von Bild 24b zu erwarten, wie sich bei der Untersuchung der Anteile N_γ und N_q kohäsionsloser Bodenarten unter keilförmigen Querschnitten gezeigt hat [71]. Mindestens bis zu einem Keilwinkel β von 90° nehmen sie auf ungefähr die Hälfte ab, bezogen auf eine konstante Fundamentbreite (Bild 24 links).

Erst bei noch spitzeren Winkeln β steigt der Wert wieder an, weil sich dann zunehmend der Einfluss der Einbindetiefe der Keilspitze günstig auswirkt. Für abgestufte Querschnitte ergibt sich nach Ansicht der Verfasser als vorsichtige Schätzung die in Bild 24b gestrichelt eingezeichnete umschließende Keilform mit entsprechend reduzierten Werten $N_{\gamma\beta}$ bzw. $N_{q\beta}$, andernfalls müsste z. B. eine Berechnung mit geeigneten kinematischen Elementen (KEM) vorgenommen werden.

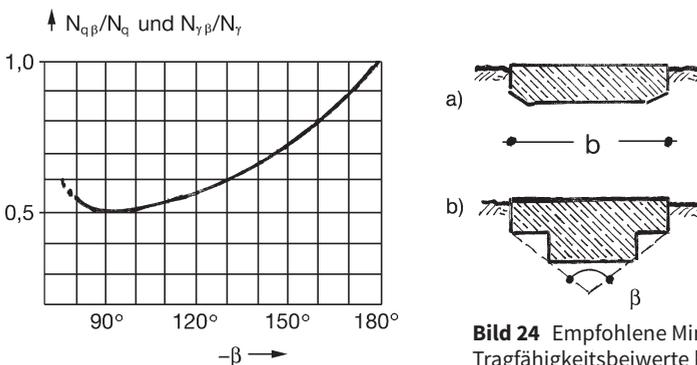


Bild 24 Empfohlene Minderung der Tragfähigkeitsbeiwerte bei abgestuftem Fundament

5. Geschichteter Baugrund

Da sich die mit der Plastizitätstheorie ermittelten Grundbruchgleichungen auf einen relativ homogenen Baugrund beziehen, muss man bei Baugrund mit Schichten unterschiedlicher Scherfestigkeit (mehr als 5° Unterschied im Reibungswinkel nach deutscher Norm DIN 4017) folgende Fälle unterscheiden:

- Die oberste Bodenschicht hat eine deutlich geringere Scherfestigkeit als die darunter anstehenden Schichten: Für den Nachweis der Grundbruchsicherheit müssen die Kenngrößen der obersten Schicht zugrunde gelegt werden.
- Die Scherfestigkeiten der für den Grundbruch relevanten Bodenschichten weichen nur begrenzt voneinander ab, sodass die in DIN 4017, 6.2 genannte Mittelbildung vertretbar ist.
- Die feste Deckschicht wird von einer weichen Schicht unterlagert, sodass der Nachweis auf Durchstanzen der Deckschicht erforderlich ist. Hierzu gibt DIN 4017 im Anhang B eine Formel an, die auf [21] beruht.

6. Schräge Fundamentsohlfäche

Wie in Abschnitt 3.1.5 angesprochen, kann es sich bei ständig einseitiger Horizontaleinwirkung empfehlen, dem Fundament eine angeschrägte Sohlfläche zu geben. DIN 4017:2006 gibt dafür Sohlneigungsbeiwerte an, die *Pregl* [70] mit der Plastizitätstheorie berechneten. Die Werte für den konsolidierten Zustand sind um einige Prozent niedriger als die Sohlneigungsbeiwerte aus DIN EN 1997-1, Anhang D, die auf *Brinch Hansen* [31] zurückgehen (NB: Der Sohlneigungswinkel α ist dort in Radian, während er in den Formeln der DIN 4017 in Grad einzusetzen ist). Der Sohlneigungsbeiwert für den unkonsolidierten Zustand stimmt in DIN EN 1997-1 und DIN 4017 überein.

7. Geneigtes Gelände und Bermen

Auch für diesen Fall haben *Pregl* [70] Beiwerte für die Grundbruchgleichung errechnet, die in die DIN 4017 aufgenommen wurden. Sie haben allerdings den Nachteil, dass sie sich auf den eher seltenen Fall beziehen, wo Untergrund und ansteigendes (oder abfallendes) Gelände aus dem gleichen homogenen Boden bestehen. Da die hier vorgenommene begriffliche Unterscheidung von Geländebruch und Grundbruch akademisch ist (es gibt nur eine maßgebende Gleitlinie), wird man in der Praxis in solchen komplexen Situationen besser von den Verfahren der DIN 4084 Gebrauch machen.

3.2.5 Geländebruchsicherheit (Gesamtstandsicherheit)

Bei Flachgründungen in oder in der Nähe von Böschungen oder bei Geländesprüngen sind nach DIN EN 1997-1, Abschnitt 11, alle infrage kommenden Bruchmechanismen zu prüfen (s. auch Grundbau-Taschenbuch Teil 1, Kapitel 1.9). Damit entfällt aus mechanischer Sicht die Unterscheidung zwischen einem Grundbruch neben einer Böschung (mit einer logarithmischen Spirale als Versagensform im Querschnitt) und einem Böschungsbruch, wie das z. B. in DIN 4017:2006 geschieht. Allerdings sind bei diesen beiden genannten Verfahren verschiedene Nachweisverfahren und Sicherheitsdefinitionen anzuwenden. Es wird auf die Besonderheiten des geschichteten Baugrunds (DIN EN 1997-1, 11.5.1 (6)) hingewiesen, die es erfordern können, zusammengesetzte und geradlinig begrenzte Formen einzuschließen.

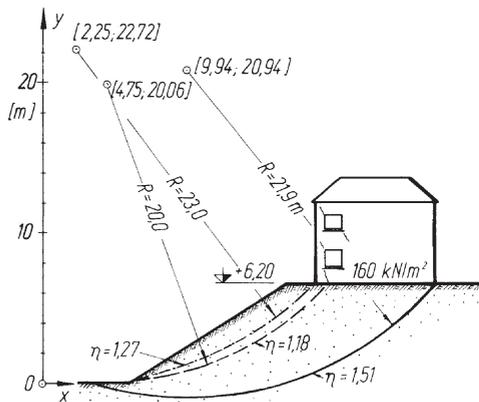


Bild 25 Gebäude an einer Böschung: Bedeutung der Bauwerkssteifigkeit für den Verlauf der Gleitlinie (η – globale Sicherheit)

Das Teilsicherheitskonzept unterscheidet sich beim Geländebruchnachweis nur wenig vom früheren Globalsicherheitskonzept: Die Sicherheit wird für den unkonsolidierten Anfangszustand bei bindigen Böden mit $\gamma_{cu} = 1,4$ auf die totale Scherfestigkeit c_u bzw. für den konsolidierten Zustand auf die effektiven Scherparameter $\tan \phi'$ und c' ($\gamma_\phi = \gamma_c = 1,25$) bezogen. Zusätzlich ist ein Teilsicherheitsbeiwert auf veränderliche Lasten anzuwenden.

Wie in [83] näher ausgeführt, hängt der Bruchmechanismus wesentlich davon ab, ob die Steifigkeit des Bauwerks ausreicht, einen Böschungsbruch unter der Sohle zu verhindern (Bild 25) oder ob das Bauwerk erdstatisch als „schlaffes Lastbündel“ anzusehen ist.

3.2.6 Stabilitätskontrolle bei turmartigen Bauten [15, 25]

Bei flach gegründeten hohen Türmen auf kompressiblem Untergrund gibt es auch bei lotrechter, mittiger Last und homogenem, waagrecht geschichtetem Baugrund eine kritische Schwerpunkthöhe h_s , für die das Gleichgewicht indifferent wird. Dies entsteht dann, wenn bei einer kleinen Auslenkung des Turmschwerpunkts und nachgiebigem Baugrund die Rückstellkräfte im Boden nicht mehr ausreichen, um Gleichgewicht herzustellen. Mit den Bezeichnungen in Bild 26 verursacht das Eigengewicht G bei einer kleinen Schiefstellung $\tan \delta \approx \delta$ ein Moment $M_a = G \cdot h_s \cdot \delta$, das durch einen Widerstand des Baugrunds in Form eines Reaktionsmoments $M_r > M_a$ aufzunehmen ist. Wenn man vereinfachend eine konstante elastische Bettung mit dem Bettungsmodul k_s annimmt, ist dieses Moment

$$M_r = \frac{B}{2} \cdot \delta \cdot k_s \cdot W \quad (12)$$

worin W das Widerstandsmoment der Fundamentsohlfläche ist. Allgemein ergibt sich die kritische Höhe des Schwerpunkts zu

$$h_s = \frac{k_s \cdot I}{G} \quad (13)$$

worin I das Trägheitsmoment der Sohlfläche ist.

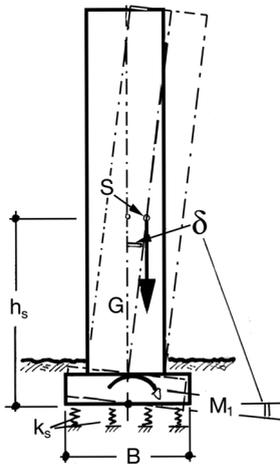


Bild 26 Stabilitätsnachweis bei hohen Türmen; Bezeichnungen

Wenn infolge einer Exzentrizität von G oder durch Horizontalkräfte von vornherein ein Moment M_a vorhanden ist, berechnet man iterativ zunächst die dadurch verursachte Verkantung (s. Abschnitt 3.2.10) und dann im Sinne der Theorie II. Ordnung das daraus resultierende Zusatzmoment und die zusätzliche Verkantung. Das System ist instabil, wenn die aus den Momentenzuwächsen resultierenden Verkantungen nicht konvergieren.

3.2.7 Einspannung im Baugrund

Bild 27 stellt für die seitliche Stützung den Übergang von der Flachgründung (Fall a) über die Pfeilergründung (Fall b) zur Pfahlgründung (Fall c) schematisch dar. Mit zunehmender Einbindetiefe wird das äußere Moment zunehmend durch beidseitige Erdwiderstands-Mobilisierung aufgenommen, während das Moment infolge exzentrischer Sohlwiderstandskraft vernachlässigt werden kann (Bild 28). Beim Pfeiler wird starres Verhalten und eine Drehung um einen tief liegenden Punkt angenommen, während bei schlanken Pfählen die Biegung das Bettungsverhalten beeinflussen wird.

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit kann man sich dann vereinfacht auf die Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen beschränken und wie folgt vorgehen (B – Pfeilerbreite):

- Annahme eines Drehpunkts in der Tiefe $0,75t$ (t – Einbindetiefe);
- oberhalb des Drehpunkts Annahme einer parabolischen Erddruckverteilung mit einem maximal möglichen Erdwiderstand $E_1 = (3/32) \cdot K_{ph} \cdot \gamma \cdot B \cdot t^2$;
- unterhalb des Drehpunkts Annahme einer linearen Verteilung mit einem maximal möglichen Erdwiderstand $E_2 = (1/8) \cdot K_{ph} \cdot \gamma \cdot B \cdot t^2$;
- überschlägige Zusammenfassung von E_2 und $S = V \cdot \mu$ ($\mu = \tan \varphi'$ – Sohlreibung) zu einer Resultierenden in der Sohle;
- Vernachlässigung der Exzentrizität von V in der Sohlfuge;
- Vernachlässigung des aktiven Erddrucks (bzw. Einrechnung in E_1 und E_2).

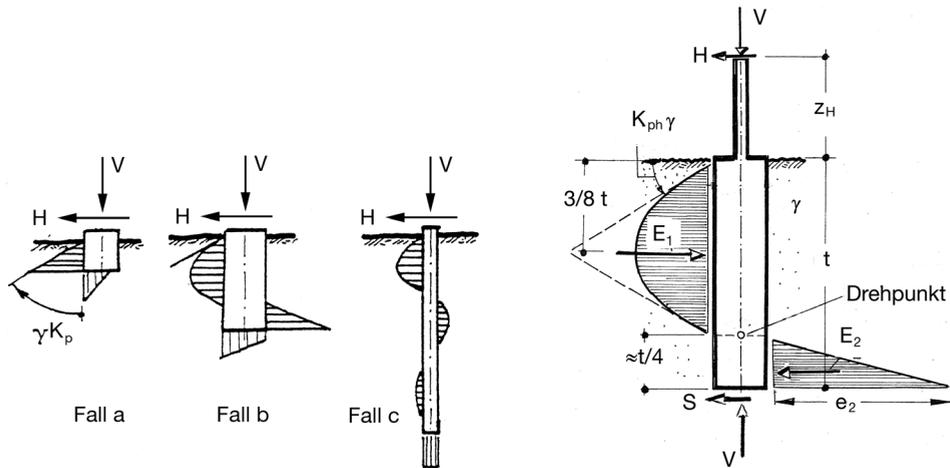


Bild 27 Zur Entwicklung der Einspannung im Baugrund

Bild 28 Einfaches Rechenmodell für die Einspannung eines starren Pfeilers

Um die beiden Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma M = 0$ und $\Sigma H = 0$ bei gegebenen Werten von H und z_H und einem gewählten Wert von t eindeutig zu erfüllen, müssen die maximal möglichen Erdwiderstandskräfte E_1 und E_2 mit Mobilisierungsgraden α_1 und α_2 angesetzt werden. Damit lauten die Gleichgewichtsbedingungen:

$$\Sigma M = 0: H \cdot (z_H + t) = \alpha_1 \cdot E_1 \cdot \frac{5}{8} \cdot t \quad (14a)$$

$$\Sigma H = 0: H - \alpha_1 \cdot E_1 + \alpha_2 \cdot E_2 + \mu \cdot V = 0 \quad (14b)$$

Aus diesen beiden Gleichungen können die erforderlichen Mobilisierungsgrade α_1 und α_2 bestimmt werden, wobei sich Werte > 0 und ≤ 1 ergeben müssen. Aus diesen Bedingungen für den mobilisierbaren Erdwiderstand lassen sich folgende Beschränkungen ableiten:

$$\frac{8H}{5E_1} \left(\frac{z_H}{t} + 1 \right) \leq 1 \quad (14c)$$

$$\frac{8z_H}{5t} + \frac{3}{5} - \frac{E_2}{H} \leq \frac{\mu V}{H} < \frac{8z_H}{5t} + \frac{3}{5} \quad (14d)$$

Wenn auch nur eine dieser Schranken-Gleichungen nicht einzuhalten ist, ist bei den gewählten Abmessungen B und t auch kein Gleichgewicht möglich, sodass B und/oder t vergrößert werden müssen. Da die angesetzte Erdwiderstandskraft E_1 bereits sehr viel kleiner ist als ein über die Tiefe voll mobilisierter Erdwiderstand, ist eine weitere Abminderung aus Verformungsgründen in diesem Fall nicht erforderlich, d. h. $\alpha_1 = 1$ ist zulässig.

Zur Annahme des Drehpunkts: Die beiden Gleichgewichtsbedingungen lassen sich bei diesem Rechenmodell nur erfüllen, wenn der Drehpunkt nicht höher liegt als im unteren Drittelpunkt. Und zwar liegt er umso tiefer, je größer die Sohlschubkraft S im Vergleich zu E_2 ist. Insofern ist die obige Annahme plausibel.

Zur Annahme des Erdwiderstands: Die genaue Druckverteilung ist für das Ergebnis von untergeordneter Bedeutung. Dagegen lässt sich eine Verbesserung noch dadurch erreichen, dass man die räumliche Entwicklung des Erdwiderstands in den Rechenlauf einbezieht.

3.2.8 Rechenbeispiele für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

Beispiel 1 (Bild 29)

Quadratisches Fundament, 0,8 m Einbindetiefe, kein Grundwasser

Bemessungssituation: BS-P nach DIN 1054:2010, 2.2, A(4)

Baugrund: Geschiebemergel ($\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_k = 32^\circ$, $c'_k = 20 \text{ kPa}$)

Charakteristische Werte der Einwirkungen:

- ständig, vertikal: 900 kN + Fundamentgewicht
- ständig, horizontal: 0
- veränderlich, vertikal: 1200 kN, hier als Q_{k1}
- veränderlich, horizontal: 300 kN, hier als Q_{k2}

Die veränderlichen Einwirkungen treten unabhängig voneinander auf. Aufgrund der Einwirkungsart wird ihnen ein Kombinationswert $\psi_0 = 0,7$ nach DIN EN 1990, A 1.2.2 zugeordnet.

Der Nachweis wird für eine geschätzte erforderliche Breite $B = 2,35 \text{ m}$ mit den Nachweisverfahren 1, 2, 2* und 3 nach DIN EN 1997-1 geführt. Der Erdwiderstand, als zugelassene günstige Einwirkung, wird in diesem Rechenbeispiel nicht angesetzt, um den Einfluss der veränderlichen Horizontalkraft zu verdeutlichen.

Fundamentgewicht: $2,35^2 \cdot 0,8 \cdot 24,5 = 108 \text{ kN}$.

Bei den Grundbruchberechnungen werden die Bezeichnungen der DIN EN 1997-1, Anhang D verwendet. Bei den Lastneigungswerten werden im folgenden Beispiel die Formeln der DIN 4017:2006 verwendet. Sie unterscheiden sich von denjenigen in DIN EN 1997-1 insofern, als in der deutschen Norm anders als in der europäischen eine

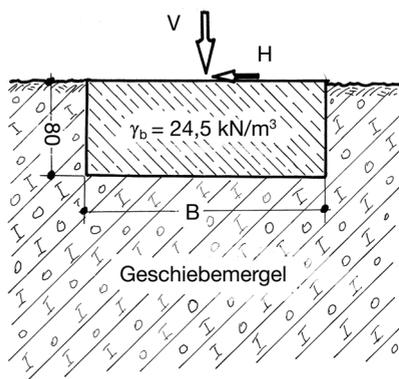


Bild 29 Fundamentbeispiel

Auswirkung der Kohäsion nicht angesetzt wird (siehe die Hinweise zu den Lastneigungsbeiwerten in Abschnitt 3.2.4).

Verfahren 1 nach DIN EN 1997-1, 2.4.7.3.4.2

Bei diesem Nachweisverfahren sind zwei Datensätze von Teilsicherheitsbeiwerten zugrunde zu legen. Einmal werden Teilsicherheitsbeiwerte $> 1,00$ auf die Einwirkungen bezogen, im anderen Fall werden Teilsicherheitsbeiwerte $\neq 1,00$ in erster Linie auf der Widerstandsseite in die Scherparameter eingerechnet. Die zwei Datensätze sind:

- (1) $\gamma_G = 1,35$ für ständige ungünstige Einwirkungen; $\gamma_Q = 1,50$ für variable ungünstige Einwirkungen; Materialparameter mit Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma = 1$; dies führt zu Berechnungen mit charakteristischen Werten $\tan \phi'_k$; c'_k .
- (2) $\gamma_\phi = 1,25 = \gamma_c$ für die Scherparameter $\tan \phi'$ und c' ; $\gamma_G = 1,00$ für ständige ungünstige Einwirkungen; $\gamma_Q = 1,30$ für veränderliche ungünstige Einwirkungen.

Mit den zwei Datensätzen der Teilsicherheitsbeiwerte ergibt sich:

$$(1) V_d = 1,35 \cdot (900 + 108) + 1,50 \cdot 1200 = 3161 \text{ kN};$$

$$\text{Horizontaleinwirkung unter Berücksichtigung von } \psi_0: H_d = 0,7 \cdot 1,50 \cdot 300 = 315 \text{ kN}$$

$$\text{Versatzmoment auf der Sohle: } M_d = 0,8 \cdot 315 = 252 \text{ kNm}$$

$$\text{damit die Exzentrizität: } e = 252/3161 = 0,08 \text{ m}$$

$$\text{effektive Fundamentbreite in der Richtung der Horizontallast: } B' = 2,19 \text{ m}$$

$$\text{effektive Sohlfläche: } A' = 2,35 \cdot 2,19 = 5,15 \text{ m}^2$$

Beiwerte der Grundbruchgleichung:

$$\text{Tragfähigkeitsbeiwerte: } N_q = 23; \quad N_\gamma = 28; \quad N_c = (23 - 1) \cdot 1,60 = 35$$

$$\text{Formbeiwerte: } s_q = 1 + (2,19/2,35) \cdot \sin 32^\circ = 1,49; \quad s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (2,19/2,35) = 0,72; \\ s_c = (1,49 \cdot 23 - 1) / (23 - 1) = 1,52$$

$$\text{Lastneigungswerte: } m = (2 + 2,19/2,35) / (1 + 2,19/2,35) = 1,52$$

$$i_q = (1 - 315/3161)^{1,52} = 0,853; \quad i_\gamma = (1 - 315/3161)^{(1+1,52)} = 0,768;$$

$$i_c = 0,853 - (1 - 0,853) / (35 \cdot \tan 32^\circ) = 0,846$$

Daraus ergibt sich der Bemessungswert des Grundbruchwiderstands zu

$$R_d = A' \cdot \{c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + t \cdot \gamma \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma\}$$

$$R_d = 5,15 \cdot \{20 \cdot 35 \cdot 1,52 \cdot 0,846 + 0,8 \cdot 22 \cdot 23 \cdot 1,49 \cdot 0,853 + \\ + 0,5 \cdot 22 \cdot 2,19 \cdot 28 \cdot 0,72 \cdot 0,768\} = 9199 \text{ kN} > V_d = 3161 \text{ kN}$$

Dieser Rechengang ist also nicht maßgebend. Das gilt auch für den Nachweis der Gleitsicherheit.

$$(2) \quad V_d = 900 + 108 + 1,30 \cdot 1200 = 2568 \text{ kN};$$

$$\text{Horizontaleinwirkung unter Berücksichtigung von } \psi_0: H_d = 0,7 \cdot 1,30 \cdot 300 = 273 \text{ kN}$$

$$M_d = 0,80 \cdot 273 = 218 \text{ kNm}; \quad e = 218/2568 = 0,09 \text{ m}$$

$$\text{Bemessungswerte der Scherparameter: } c'_d = 20/1,25 = 16 \text{ kPa};$$

$$\tan \phi'_d = \tan 32^\circ/1,25 = 0,50; \quad \phi'_d = 26,5^\circ.$$

Grundbruchsicherheit:

$$B' = 2,18 \text{ m}; \quad A' = 5,12 \text{ m}^2$$

$$N_q = 12,5; \quad N_\gamma = 11,5; \quad N_c = 23$$

$$s_q = 1 + (2,18/2,35) \cdot \sin 26,5^\circ = 1,41; \quad s_\gamma = 0,72; \quad s_c = 1,45$$

$$m = 1,52$$

$$i_q = (1 - 273/2568)^{1,54} = 0,843; \quad i_\gamma = (1 - 273/2568)^{2,54} = 0,753;$$

$$i_c = 0,843 - (1 - 0,843) / (23 \cdot \tan 26,5^\circ) = 0,829$$

Daraus ergibt sich der Bemessungswert des Grundbruchwiderstands zu

$$R_d = 5,12 \cdot \{16 \cdot 23 \cdot 1,45 \cdot 0,829 + 0,8 \cdot 22 \cdot 12,5 \cdot 1,41 \cdot 0,843 + \\ + 0,5 \cdot 22 \cdot 2,18 \cdot 11,5 \cdot 0,72 \cdot 0,753\} = 4379 \text{ kN} > V_d = 2568 \text{ kN}$$

– entsprechend einer Ausnutzung von 59%.

Der Rechengang mit dem Datensatz (2) ist also maßgebend.

Mit einer Breite von $B = 1,85 \text{ m}$ ergäbe sich eine Ausnutzung von 100%.

Gleitsicherheit:

In diesem Fall ist $H_k = Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ die maßgebende veränderliche Einwirkung, d. h. $H_d = 1,30 \cdot 300 = 390 \text{ kN}$. Die Vertikallast $V_k = 900 + 108 = 1008 \text{ kN}$ ist zur Berechnung des Gleitwiderstands als günstige ständige Einwirkung mit dem Teilsicherheitsbeiwert 1,00 zu multiplizieren, also $V_d = 1,00 \cdot V_k = 1008 \text{ kN}$.

Daraus ergibt sich der Gleitwiderstand: $R_d = 1008 \cdot \tan 26,5^\circ = 503 \text{ kN} > H_d$.

Verfahren 2 nach DIN EN 1997-1, 2.4.7.3.4.3

$$V_d = 1,35 \cdot (900 + 108) + 1,50 \cdot 1200 = 3161 \text{ kN};$$

$$\text{Horizontaleinwirkung unter Berücksichtigung von } \psi_0: H_d = 0,7 \cdot 1,50 \cdot 300 = 315 \text{ kN}.$$

$$\text{Lastneigung: } 315/3161 = 0,100$$

$$\text{Versatzmoment auf der Sohle: } M_d = 0,8 \cdot 315 = 252 \text{ kNm};$$

$$\text{damit die Exzentrizität: } e = 252/3161 = 0,080 \text{ m}$$

$$\text{effektive Fundamentbreite in der Richtung der Horizontallast: } B' = 2,19 \text{ m}$$

$$\text{effektive Sohlfläche: } A' = 2,35 \cdot 2,19 = 5,15 \text{ m}^2$$

Grundbruchsicherheit:

Bei diesem Nachweisverfahren wird der Grundbruchwiderstand R_k mit charakteristischen Werten der Scherfestigkeit und mit Bemessungswerten der Einwirkungen ermittelt. Daraus wird mit einem Teilsicherheitswert $\gamma_R = 1,40$ der Bemessungswert des Grundbruchwiderstands R_d berechnet, welcher mit dem Bemessungswert der vertikalen Einwirkungen V_d zu vergleichen ist.

Beiwerte der Grundbruchgleichung:

$$N_q = 23; \quad N_\gamma = 28; \quad N_c = (23 - 1) \cdot 1,60 = 35$$

$$s_q = 1 + (2,19/2,35) \cdot \sin 32^\circ = 1,49; \quad s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (2,19/2,35) = 0,72;$$

$$s_c = (1,49 \cdot 23 - 1) / (23 - 1) = 1,52$$

$$m = (2 + 2,19/2,35) / (1 + 2,19/2,35) = 1,52$$

$$i_q = (1 - 315/3161)^{1,52} = 0,852; \quad i_\gamma = (1 - 315/3161)^{2,52} = 0,768;$$

$$i_c = 0,852 - (1 - 0,852) / (35 \cdot \tan 32^\circ) = 0,846$$

Daraus ergibt sich der charakteristische Wert des Grundbruchwiderstands zu

$$R_k = 5,15 \cdot \{20 \cdot 35 \cdot 1,52 \cdot 0,846 + 0,8 \cdot 22 \cdot 23 \cdot 1,49 \cdot 0,852 + \\ + 0,5 \cdot 22 \cdot 2,19 \cdot 28 \cdot 0,72 \cdot 0,768\} = 9198 \text{ kN}$$

und der Bemessungswert zu $R_d = 9198/1,4 = 6570 \text{ kN} > V_d = 3161 \text{ kN}$.

Der Ausnutzungsgrad beträgt in diesem Fall 48 %.

Für 100 % ergäbe sich hier $B = 1,70 \text{ m}$.

Gleitsicherheit:

Der charakteristische Gleitwiderstand wird mit charakteristischen Werten der Scherfestigkeit errechnet. Durch Division durch den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{R,h} = 1,1$ ergibt sich der Bemessungswert des Gleitwiderstands.

$H_k = Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ ist die maßgebende veränderliche Einwirkung, d. h. $H_d = 1,50 \cdot 300 = 450 \text{ kN}$. Die Vertikallast $V_k = 900 + 108 = 1008 \text{ kN}$ ist zur Berechnung des Gleitwiderstands als günstige ständige Einwirkung mit dem Teilsicherheitsbeiwert 1,00 zu multiplizieren, also $V_d = 1,00 \cdot V_k = 1008 \text{ kN}$.

Daraus ergibt sich der Gleitwiderstand: $R_d = 1008 \cdot \tan 32^\circ / 1,1 = 573 \text{ kN} > H_d$.

***Verfahren 2*;* das ist Verfahren 2 nach DIN EN 1997-1, 2.4.7.3.4.3 im Zusammenhang mit 2.4.7.3.3, Anmerkung zu (1), und ist das in Deutschland eingeführte Verfahren**

Das Verfahren entspricht dem o. g. Nachweisverfahren 2 mit dem Unterschied, dass der Grundbruchwiderstand R_k mit charakteristischen Werten der Einwirkungen ermittelt wird, was sich günstig auf die in die Grundbruchgleichung eingehende Exzentrizität und Lastneigung auswirkt.

Charakteristische Beanspruchungen: $V_k = 900 + 108 + 1200 = 2208 \text{ kN}$

Horizontaleinwirkung unter Berücksichtigung von ψ_0 : $H_k = 0,7 \cdot 300 = 210 \text{ kN}$

Lastneigung $210/2208 = 0,095$

Versatzmoment: $M_k = 0,8 \cdot 210 = 168 \text{ kNm}$; Exzentrizität $168/2208 = 0,076 \text{ m}$

$B' = 2,20 \text{ m}$; $A' = 5,16 \text{ m}^2$

$N_q = 23$; $N_\gamma = 28$; $N_c = 35$

$s_q = 1 + (2,20/2,35) \cdot \sin 32^\circ = 1,50$; $s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (2,20/2,35) = 0,72$;

$s_c = (1,50 \cdot 23 - 1) / (23 - 1) = 1,52$

$m = (2 + 2,20/2,35) / (1 + 2,20/2,35) = 1,52$

$i_q = (1 - 210/2208)^{1,52} = 0,859$; $i_\gamma = (1 - 210/2208)^{2,52} = 0,778$;

$i_c = 0,859 - (1 - 0,859) / (35 \cdot \tan 32^\circ) = 0,853$

Tabelle 1 Vergleich der Verfahren 2 und 2*

	Verfahren 2	Verfahren 2*
Vertikale Beanspruchung V	$V_k = 900 + 108 + 1200 = 2208 \text{ kN}$ $V_d = 1,35 \cdot (900 + 108) + 1,50 \cdot 1200 = 3161 \text{ kN}$	
Horizontale Beanspruchung bei Berücksichtigung von ψ_0	$H_k = 0,7 \cdot 300 = 210 \text{ kN}$ $H_d = 210 \cdot 1,50 = 315 \text{ kN}$	
Lastneigung	$315/3161 = 0,100$	$210/2208 = 0,095$
Moment in Fundamentsohle	$M_k = 5,8 \cdot 210 = 1218 \text{ kNm}$ $M_d = 5,8 \cdot 315 = 1827 \text{ kNm}$	
Exzentrizität	$1827/3161 = 0,578 \text{ m}$	$1218/2208 = 0,552 \text{ m}$
Ersatzbreite, Ersatzfläche	$B' = 2,35 - 2 \cdot 0,578 = 1,194 \text{ m}$ $A' = 2,81 \text{ m}^2$	$B' = 2,35 - 2 \cdot 0,552 = 1,246 \text{ m}$ $A' = 2,93 \text{ m}^2$
Tragfähigkeitsbeiwerte	$N_q = 23$; $N_\gamma = 28$; $N_c = 35$	
Formbeiwerte	$s_q = 1 + (1,194/2,35) \cdot \sin 32^\circ = 1,27$ $s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (1,194/2,35) = 0,84$ $s_c = (1,27 \cdot 23 - 1) / (23 - 1) = 1,28$	$s_q = 1 + (1,246/2,35) \cdot \sin 32^\circ = 1,28$ $s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (1,246/2,35) = 0,84$ $s_c = (1,28 \cdot 23 - 1) / (23 - 1) = 1,29$
Neigungsbeiwerte	$m = (2 + 1,19/2,35) / (1 + 1,19/2,35) = 1,66$ $i_q = (1 - 315/3161)^{1,66} = 0,840$ $i_\gamma = (1 - 315/3161)^{2,66} = 0,756$ $i_c = 0,840 - (1 - 0,840) / (35 \cdot \tan 32^\circ) = 0,833$	$m = (2 + 1,25/2,35) / (1 + 1,25/2,35) = 1,65$ $i_q = (1 - 210/2208)^{1,65} = 0,848$ $i_\gamma = (1 - 210/2208)^{2,65} = 0,767$ $i_c = 0,848 - (1 - 0,848) / (35 \cdot \tan 32^\circ) = 0,841$
Grundbruchwiderstand	$R_k = 2,81 \cdot \{20 \cdot 35 \cdot 1,28 \cdot 0,833 + 0,8 \cdot 22 \cdot 23 \cdot 1,27 \cdot 0,840 + 0,5 \cdot 22 \cdot 1,19 \cdot 28 \cdot 0,84 \cdot 0,756\}$ $= 3967 \text{ kN}$ $R_d = 3967/1,4 = 2834 \text{ kN}$	$R_k = 2,93 \cdot \{20 \cdot 35 \cdot 1,29 \cdot 0,841 + 0,8 \cdot 22 \cdot 23 \cdot 1,28 \cdot 0,848 + 0,5 \cdot 22 \cdot 1,25 \cdot 28 \cdot 0,84 \cdot 0,767\}$ $= 4237 \text{ kN}$ $R_d = 4237/1,4 = 3026 \text{ kN}$
Ausnutzungsgrad	$\mu = 3161/2834 = 112 \%$	$\mu = 3161/3026 = 104 \%$

Daraus ergibt sich der charakteristische Wert des Grundbruchwiderstands zu

$$R_k = 5,16 \cdot \{20 \cdot 35 \cdot 1,52 \cdot 0,853 + 0,8 \cdot 22 \cdot 23 \cdot 1,50 \cdot 0,859 + 0,5 \cdot 22 \cdot 2,20 \cdot 28 \cdot 0,72 \cdot 0,778\} = 9324 \text{ kN}$$

und der Bemessungswert zu $R_d = 9324/1,4 = 6660 \text{ kN} > V_d = 3161 \text{ kN}$.

Der Ausnutzungsgrad beträgt in diesem Fall 47 %.

Für 100 % ergäbe sich hier $B = 1,69 \text{ m}$.

Gleitsicherheit:

Gegenüber dem Nachweisverfahren 2 ändert sich die Berechnung des Gleitwiderstandes nicht, da die in ihre Berechnung eingehende Normalkraft in der Fundamentsohle in beiden Fällen nicht durch einen Teilsicherheitsbeiwert $\neq 1$ verändert wird.

Vergleich der Verfahren 2 und 2:*

Die Änderung gegenüber dem Ergebnis nach dem Verfahren 2 ist im vorgestellten Fall gering. Eine größere Auswirkung beim Grundbruchnachweis ergibt sich, wenn man die Verfahren 2 und 2* bei Fundamenten vergleicht, die eine deutliche exzentrische Belastung aufweisen. Wird beim untersuchten Beispiel zusätzlich berücksichtigt, dass die Horizontallast in 5 m Höhe angreift, ergeben sich die Werte aus Tabelle 1.

Verfahren 3 nach DIN EN 1997-1, 2.4.7.3.4.4

Grundbruchsicherheit:

Bei diesem Nachweisverfahren wird der Grundbruchwiderstand mit den Bemessungswerten der Scherparameter berechnet, d. h. – aufgrund gleicher Teilsicherheitsbeiwerte – mit den Werten von Verfahren 1 (2). In der Berechnung der Neigungsbeiwerte i werden auch die Einwirkungen mit ihren Bemessungswerten berücksichtigt, für die dieselben Teilsicherheitsbeiwerte gelten wie bei den Verfahren 1 (1) und 2. Die Abweichungen der Grundbruchbeiwerte gegenüber den in 1 (2) ermittelten sind vernachlässigbar gering, sodass $R_d = 4379 \text{ kN}$ von dort übernommen werden kann.

Auch hier ist $R_d > V_d = 3161 \text{ kN}$ (siehe 1, (1)). Der Ausnutzungsgrad beträgt 72 %. Eine Fundamentabmessung von 2,01 m würde zu einer vollen Auslastung führen.

Gleitsicherheit:

$$H_d = 1,50 \cdot 300 = 450 \text{ kN} < (900 + 108) \cdot \tan 26,5^\circ = 504 \text{ kN} = R_d,$$

d. h. die Gleitsicherheit ist nicht maßgebend.

Beispiel 2

Um den Einfluss der Kohäsion zu verdeutlichen, wird das Fundamentbeispiel ($B = 2,35 \text{ m}$) für das Nachweisverfahren 2* nochmals mit $c' = 0$, $\phi'_k = 32^\circ$ durchgerechnet.

Verfahren 2**Grundbruchsicherheit:*

$$V_k = 900 + 108 + 1200 = 2208 \text{ kN}; \quad \psi_0 \cdot H_k = 210 \text{ kN}; \quad M_k = 0,80 \cdot 210 = 168 \text{ kNm}$$

$$e = 168/2208 = 0,08 \text{ m}; \quad B' = 2,20 \text{ m}; \quad A' = 5,16 \text{ m}^2$$

$$N_q = 23; \quad N_\gamma = 28; \quad s_q = 1,49; \quad s_\gamma = 0,72; \quad i_q = 0,859; \quad i_\gamma = 0,777$$

$$R_d = (1/1,4) \cdot 5,16 \cdot \{0,8 \cdot 22 \cdot 23 \cdot 1,49 \cdot 0,859 + 0,5 \cdot 22 \cdot 2,20 \cdot 28 \cdot 0,72 \cdot 0,777\} = 3317 \text{ kN}$$

$$V_d = 1,35 \cdot (900 + 108) + 1,50 \cdot 1200 = 3161 \text{ kN} < R_d$$

Ausnutzungsgrad: 95 %. Bei 100 % Ausnutzung wäre $B = 2,30 \text{ m}$.

Gleitsicherheit:

Sie wird durch die fehlende Kohäsion nicht beeinflusst.

Schlussfolgerung

Das Verfahren 2* führt bei den europaweit vorgeschlagenen und für Deutschland verbindlich festgesetzten Teilsicherheitswerten in der Regel zu den wirtschaftlichsten Fundamentabmessungen. Die Unterschiede zu den Berechnungsergebnissen mit anderen Verfahren, vor allem mit den Verfahren 1 und 3 sind erheblich. Die für Europa einheitliche EN 1997-1 führt damit selbst bei gleichartigen Baugrundrandbedingungen keinesfalls zu einheitlichen Fundamentabmessungen und die nationalen Anhänge, in denen die Nachweisverfahren und die Teilsicherheitsbeiwerte jeweils national festgelegt werden, sind unbedingt zu beachten.

3.2.9 Setzungen

Nach DIN EN 1997-1, 6.6.1, sind sowohl die sofortigen Anfangssetzungen s_0 als auch die zeitlich verzögerten Setzungen nachzuweisen, die infolge der Konsolidierung bindiger Bodenschichten (s_1) als auch durch Kriechverformungen (s_2) entstehen können. Im Anhang F der DIN EN 1997-1 werden für die Ermittlung von s_0 und s_1 die traditionellen Berechnungsmethoden empfohlen (s. auch DIN 4019):

- (1) Berechnung der vertikalen, von der Querkontraktion unabhängigen Druckspannungen im elastisch isotropen Halbraum [68] infolge linearer Sohldruckverteilung unter dem Fundament, dann Ermittlung der Setzungsanteile anhand der Drucksetzungslinien der infrage kommenden kompressiblen Schichten bis zu einer Grenztiefe, in der die effektive lotrechte Spannungszunahme aus der Fundamentlast nur noch 20 % der Vorspannung aus dem Eigengewicht des Bodens ausmacht (indirekte Setzungsberechnung).
- (2) Direkte Setzungsberechnung mit einer aus der Elastizitätslehre abgeleiteten Formel für die Vertikalverschiebung, in der die Setzung linear mit dem Sohldruck zunimmt und umgekehrt proportional zu einem konstanten Steifemodul E_s oder einem konstanten Elastizitätsmodul E ist.

In der Praxis wird (1) sowohl für Handrechnungen mithilfe von Diagrammen als auch für Computer-Programmrechnungen bevorzugt, wobei der Modul schichtweise als

konstanter Wert eingesetzt wird. Im Literaturverzeichnis, Abschnitt 7.2, sind Beispiele einschlägiger Programme zu finden.

Unter biegesteifen Fundamenten, bei denen nicht mit einer linearen Sohlspannungsverteilung gerechnet werden kann, wird häufig die Berechnung im kennzeichnenden Punkt vorgenommen, an dem ein starres und ein schlaffes Fundament die gleiche Setzung aufweisen. Die Setzung eines starren Fundaments lässt sich aber auch ohne Bezugnahme auf einen „kennzeichnenden Punkt“ ausreichend genau angeben, indem man entweder die zentrische Setzung für das als biegeweich („schlaff“) angenommene Fundament auf 75 % reduziert, um die Steifigkeit zu berücksichtigen, oder die entsprechende rechnerische Ecksetzung um 50 % erhöht [97].

Für den Setzungsanteil einer kompressiblen Schicht in der Tiefe z und mit der Dicke Δz infolge einer zentrischen Fundamentlast P können die Diagramme in Bild 30 verwendet werden. Darin ist a die größere und b die kleinere Fundamentabmessung.

Die Tatsache, dass sich die Anwendung der klassischen Elastizitätstheorie unangefochten bei Setzungsberechnungen erhalten hat, hängt damit zusammen, dass das Rechenmodell 1 auf vertikalen Druckspannungen σ_{zz} basiert, die nach dieser Theorie unabhängig vom Stoffgesetz, also statisch bestimmt, sind. Da dieses Rechenmodell auch auf geschichteten Boden angewendet wird, muss damit gerechnet werden, dass sich bei extrem unterschiedlicher Scherfestigkeit unter Umständen eine von der Querkontraktion abhängige und möglicherweise nicht zu vernachlässigende Änderung der vertikalen Druckspannung ergibt. Es gibt Rechenprogramme, die die Spannungsabhängigkeit des Steifemoduls und die Auswirkung der Schichtung auf die Spannungsausbreitung berücksichtigen (z. B. [105–107, 111]), ohne dass sich allerdings die Genauigkeit der

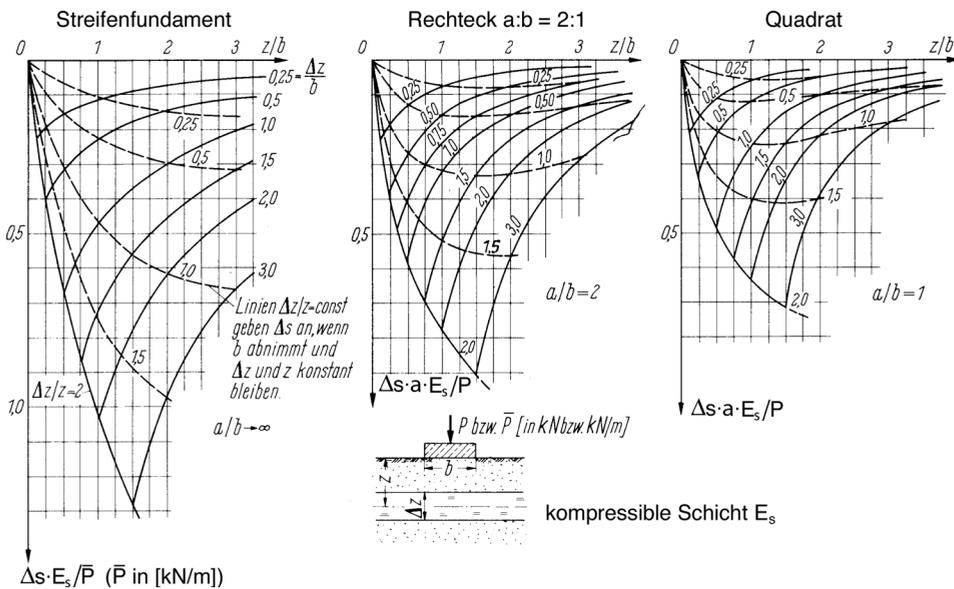


Bild 30 Setzungsanteil Δs einer kompressiblen Schicht unter mittig belasteten Fundamenten, berechnet für den kennzeichnenden Punkt; E_s – Steifemodul der kompressiblen Schicht

Setzungsprognose nennenswert steigern ließe, weil die Eingabedaten zu sehr mit Unsicherheiten behaftet sind. Deswegen wird empfohlen, die Berechnungen mit unteren und oberen charakteristischen Werten bzw. Verläufen für den Modul bzw. die Druck-Setzungslinie auszuführen.

Auch wenn die Berechnungsmethoden für Setzungsberechnungen auf der Elastizitätstheorie fußen, ist der Setzungsvorgang an sich im Wesentlichen ein plastischer irreversibler Vorgang, bei dem der Porenraum des Bodens durch Umlagerung der Feststoffpartikel verkleinert wird. Elastische Vorgänge sind beschränkt auf Ent- und Wiederbelastungen mit geringen Spannungsänderungen. Für Berechnungen statisch unbestimmter Systeme werden häufig Federsteifigkeiten als Verhältnis zwischen Laständerungen und zugehörigen Verformungen zur vereinfachten Modellierung des Untergrunds verwendet. Dies ist jedoch nicht mit einem elastischen Verhalten des Untergrunds gleichzusetzen.

Bei Setzungsberechnungen ist der zeitliche Verlauf der Lastaufbringung im Vergleich zur zeitlichen Entwicklung der Bauwerkssteifigkeit zu berücksichtigen. Beispielsweise führen Sofortsetzungen bei der Herstellung einer Beton-Bodenplatte nicht zu Beanspruchungen im Beton.

Bei vorübergehenden Einwirkungen ist die Wahrscheinlichkeit ihres Auftretens in voller Größe und über einen Zeitraum, der die Konsolidations- und Kriechsetzungen wirklich entstehen lässt, zu berücksichtigen. Hier helfen die formalen Regelungen der DIN EN 1990, bei denen seltene, häufige und quasi ständige Situationen mithilfe der Kombinationsbeiwerte ψ_0 , ψ_1 und ψ_2 für veränderliche Einwirkungen unterschieden werden. Bei Erfordernis und entsprechender Begründung kann es auch sinnvoll sein, geeignete Kombinationsbeiwerte projektspezifisch festzulegen, um die Häufigkeit und Dauer von veränderlichen Lasten angemessen zu wichten.

Die Werte ψ_0 gelten für *seltene Situationen* und werden im Regelfall für Setzungsrechnungen nicht anzuwenden sein:

$$E_{d,rare} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (15)$$

In dieser symbolischen Gleichung stehen G für die ständigen Einwirkungen, P für Vorspann-Einwirkungen und Q für veränderliche Einwirkungen, wobei Q_1 die dominierende veränderliche Einwirkung ist. Der Index k bezeichnet die charakteristischen Werte.

Häufige Situationen werden unter Berücksichtigung von ψ_1 und ψ_2 beschrieben und können bei Böden, die nach der Lastaufbringung zu kaum zeitverzögerten Setzungen führen, maßgebend werden. Ihre Auswirkungen werden dargestellt durch:

$$E_{d,frequ} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (16)$$

Die Auswirkungen *quasi-ständiger Situationen* mit Langzeitauswirkungen auf das Tragwerk $E_{d,perm}$ werden mithilfe von ψ_2 beschrieben durch:

$$E_{d,perm} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (17)$$

Bei veränderlichen Lasten geht man davon aus, dass sie bei ihrem ersten Auftreten Setzungen erzeugen und bei wiederholtem Auftreten die Ent- und Wiederbelastungen nur zu geringen elastischen, also reversibel auftretenden Verformungen führen. Bei sehr hohen Lastwechselzahlen und sehr empfindlichen Bauwerken kann es aber erforderlich sein, auch die Akkumulation kleinster Verformungen zu berücksichtigen [102]. Zu Verformungen von Sand bei wiederholter bzw. zyklischer Belastung wird auch auf die Untersuchungen [32, 33, 49] verwiesen.

Zunehmend werden für Setzungsberechnungen auch numerische Verfahren eingesetzt, bei denen das verwendete Stoffmodell mit den dieses steuernden Parametern entscheidend für die Ergebnisse ist. Hier werden Kalibrierungen anhand sorgfältiger Messungen und Versuche vorbereitend und baubegleitend erforderlich. Ein entsprechendes Beispiel zeigt [97].

Weiterhin ist zu beachten:

- a) Die Zuverlässigkeit von Setzungsprognosen nimmt bei geringer Größe der Absolutsetzungen rasch ab: Setzungsbeträge von weniger als 5 mm sind nicht mehr sicher. Aber auch bei rechnerischen Setzungen um 1 cm kann es vorkommen, dass sie gar nicht eintreten.
- b) Regionale Erfahrungen aufgrund beobachteter Setzungen, die in allen dicht bebauten Gebieten vorhanden sind, sollten durch Rückrechnungen genutzt werden, da die aus Laborversuchen abgeleiteten Kompressionsparameter bei erstbelasteten Lockergesteinen meistens zu große rechnerische Setzungen ergeben. Um Unterschiede zwischen Kompressionsparametern, wie sie im Labor ermittelt werden und solchen, die sich aus regionaler Erfahrung rückrechnen lassen, zu berücksichtigen, wurden in DIN 4019:1979 Reduktionsfaktoren α eingeführt. Die dort mit Blick auf homogene einfache Böden genannten Werte lassen sich jedoch nicht allgemein bestätigen. Allerdings setzen derartige Rückrechnungen voraus, dass
 - der Setzungsverlauf des Bestandsbauwerkes einigermäßen vollständig gemessen vorliegt;
 - die wirklichen ständigen Lasten bekannt sind;
 - das angewendete Rechenmodell die unterschiedlichen Randbedingungen räumlich erfasst.
 Da diese Voraussetzungen selten erfüllt sind, sollte man Setzungserfahrungen aus der Umgebung eher als qualitatives Vergleichsmaterial benutzen, im Übrigen aber die wirkliche Baugrundsteifigkeit durch Feldversuche im Vergleich mit Laborwerten zu bestimmen suchen.
- c) Große Baumassen verursachen auch auf setzungsunempfindlichem Untergrund Verformungen, deren Größe leicht unterschätzt wird. Sie können bedeutungslos sein, wenn es sich dabei um einen einmaligen Belastungsvorgang mit großen Eigen-

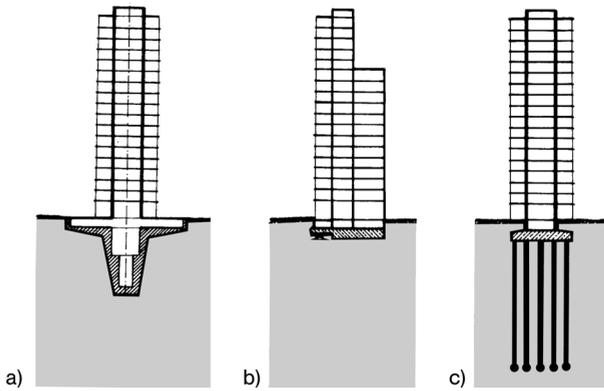


Bild 32 Verhütung von Verkantungen hoher Bauwerke durch a) Pilzfundament, b) Nachstellvorrichtung [88], c) Pfahlplattengründung

Zur Berechnung von Verkantungen kann bei vereinfachter Annahme über die Sohlspannungen mit trapezförmiger Sohlspannungsverteilung nach dem Superpositionsprinzip eine Zerlegung in konstante und im Querschnitt dreieckförmig verteilte Spannungen vorgenommen werden. Zur Berechnung der Verkantung derart belasteter Fundamente sind die Tafeln von *Schaak* [72] geeignet. Bild 33a zeigt daraus die Graphen für die Berechnung von Setzungsunterschieden Δs . Hierbei wird analog zum charakteristischen Punkt bei der Setzungsberechnung ein charakteristischer Querschnitt verwendet, in dem das Berechnungsergebnis unter Annahme starrer und schlaffer Lasten identisch sein sollte und der näherungsweise bei $0,74 \cdot a/2$ angesetzt wird. Tatsächlich existiert ein derartiger geradliniger charakteristischer Querschnitt nicht, was zu ungenauen Ergebnissen führt (*Gussmann/Buchmaier* und *Vogt* in [85, 86]).

Eine analytische Lösung des Beiwerts f_α für die Verkantung

$$\tan \alpha = \frac{\Delta s}{B_x} = \frac{M}{B_y \cdot B_x^2 \cdot E_s} \cdot f_\alpha \quad (18)$$

gibt es für den unendlich langen Streifen auf dem elastisch-isotropen Halbraum. Dort ist M das auf 1 m Länge bezogene Moment und $B_y = 1$ m. Für den Streifen muss $f_\alpha = 16/\pi = 5,09$ sein [2]. Zum Vergleich siehe Bilder 33b und c.

Der Beiwert ΔF_k nach *Schaak* ist über den Faktor $1/12$ mit dem Beiwert f_α verknüpft. Bei $z/b = \infty$ und $a/b = \infty$ ergibt sich $\Delta F_k = 0,38$ und daraus $f_\alpha = 4,6$ statt $5,09$.

Eine numerische Ermittlung für f_α bei Rechteckfundamenten findet sich bei *Sheriff/König*, Bild 33b. Sie gilt für den Halbraum (z unbegrenzt). Für den Streifen sind in [85, 86] Werte von $f_\alpha(z)$ bei begrenzter Schichtdicke z angegeben (Bild 33c). Durch Kopplung der beiden Diagramme lässt sich dann näherungsweise f_α auch für Rechteckfundamente und eine endliche Dicke der kompressiblen Schicht z ermitteln.

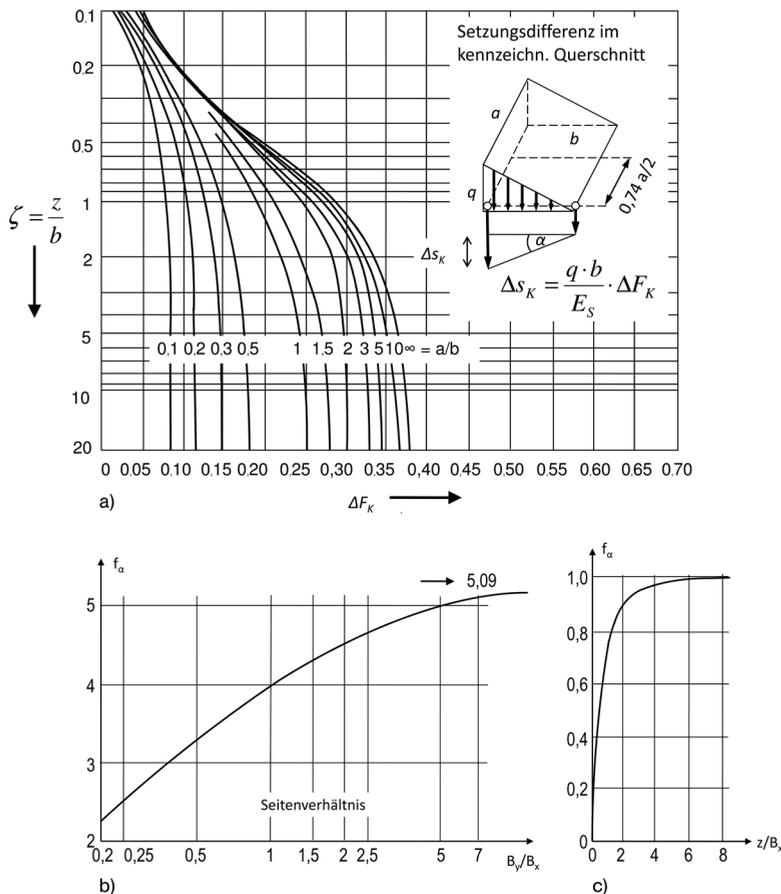


Bild 33 a) Setzungsdifferenz eines Rechteckfundaments bei Dreiecklast [72], b) Verkantungsfaktor f_α für das starre Rechteck [79], c) f_α für den starren Streifen bei variabler Schichtdicke z [85, 86]

3.2.11 Anfangssetzung

Die Anfangssetzung s_0 kommt bei wassergesättigten bindigen Böden volumenkonstant durch seitliche Bodenverdrängung infolge einer Scherverformung zustande und kann deswegen nicht mit den eindimensionalen Setzungsformeln berechnet werden.

DIN EN 1997-1, 6.6.2 (16) empfiehlt, die Notwendigkeit einer Setzungsberechnung vom Ausnutzungsgrad der Scherfestigkeit c_u des undrännierten Zustands der Gebrauchstauglichkeit in Bezug zur Sohlspannung abhängig zu machen. Überflüssig sei der Setzungsnachweis, wenn $V_k \leq R_k/3$ bleibt, d. h. die Beanspruchungen im Gebrauchslastniveau deutlich geringer sind als der Grundbruchwiderstand. Bei einem Sicherheitsabstand zwischen 1 und 2 wird empfohlen, die Nichtlinearität des Verformungsverhaltens zu berücksichtigen. Maßgebend ist hierbei nicht der Steifemodul, sondern der Elastizitätsmodul E_u aus einem Druckversuch mit unbehinderter Seitenausdehnung, der mit dem Ausnutzungsgrad der Scherfestigkeit monoton abnimmt.

Bei Teilsättigung besteht s_0 aus einem Anteil infolge Volumenänderung, zu berechnen wie s_1 , und einem volumenkonstanten Anteil aus Verdrängung, zu berechnen wie bei voller Sättigung.

Ein in England entwickeltes Verfahren [3] beruht auf der Beobachtung, dass das Last-Verformungs-Diagramm des Bodens bei zunehmender Fundamentsetzung die gleiche Form hat wie die Stauchung einer Triaxialprobe im CU- oder UU-Versuch. Bild 34 stellt den Sachverhalt in normierter Form dar: die Setzung s wird auf die Fundamentbreite B bezogen, der nichtlinear von den Stauchungen abhängige Modul E auf den Anfangswert E_0 bei sehr kleinen Verformungen (elastischer Bereich) und Schubspannung und Stauchung auf die durch den Index f gekennzeichneten Grenzwerte beim Bruch. Die mehrjährige Erprobung des Verfahrens an ausgeführten Bauwerken hat zu einem Modellfaktor 3 geführt, um aus der qualitativen Erfahrung zu einem quantitativen Rechenmodus zu kommen.

Inzwischen ist dieses Verfahren auf den allgemeinen Fall einer Fundamentbelastung durch Vertikal-, Horizontal- und Momenteneinwirkungen erweitert worden [65].

3.2.12 Zulässige Setzungen und Verkantungen

Für die Festlegung zulässiger Setzungen sind in der Regel nicht die absoluten Setzungen, sondern die Setzungsunterschiede maßgebend. Die in DIN EN 1997-1, 2.4.9 (7) und Anhang H genannten absoluten Setzungsbeträge sind daher nicht hilfreich. Stattdessen haben sich bei Setzungsmulden die von Bjerrum [6] zusammengestellten Schadenskriterien in Form von kritischen Winkelverdrehungen bewährt, die für Muldenlagerung gelten und bei Sattellagerung eines auf Einzelfundamenten gegründeten Bauwerks zu halbieren sind (Bild 35).

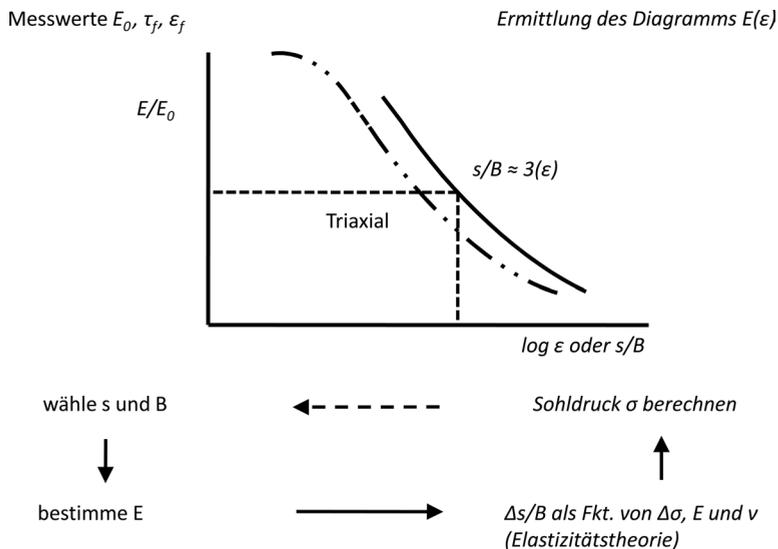


Bild 34 Schema der Setzungsberechnung nach [3]

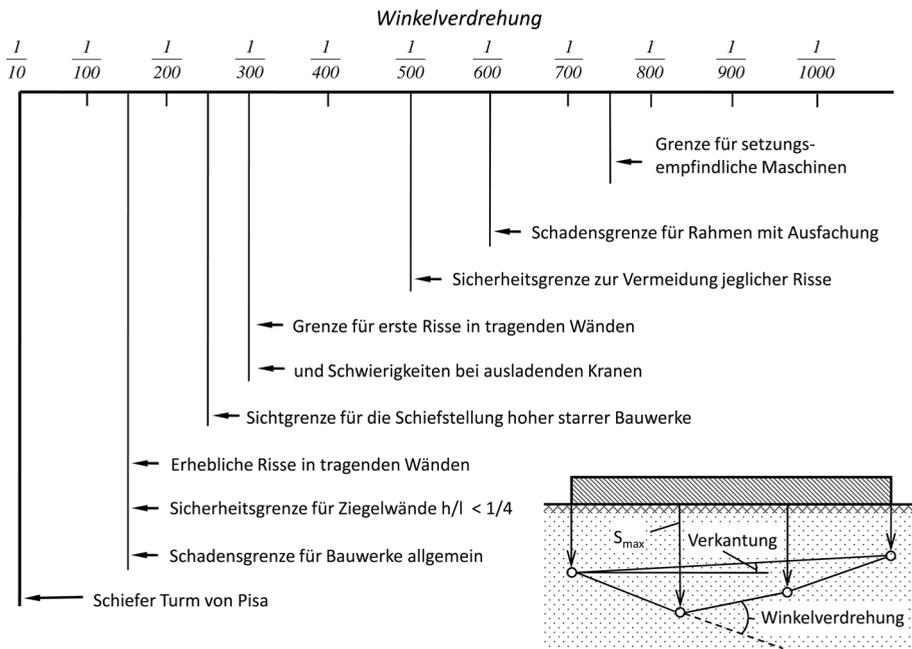


Bild 35 Schadenskriterien für Winkelverdrehungen nach [6]

Für die maximal hinnehmbaren Winkelverdrehungen werden in DIN EN 1997-1, Anhang H, Werte zwischen 1:2000 und 1:300 empfohlen. Der erste Wert erscheint für den Regelfall als unbegründet sicher und unwirtschaftlich. Man sollte auch bedenken, dass ein großer Anteil von s_1 während der Rohbauzeit eintritt, in der sich alle Konstruktionen den Verformungen des Baugrunds in begrenztem Maß anpassen können. Deswegen kommt man in der Praxis nach langjähriger Erfahrung gut damit aus, wenn man mit den rechnerisch ermittelten Winkelverdrehungen unter 1:300 bleibt. Zu berücksichtigen ist auch, dass im normalen Hochbau übliche Setzungsdifferenzen von richtig konstruierten, duktilen Stahlbeton-Konstruktionen im Tragwerk schadlos aufgenommen werden. Dagegen können sich z. B. durch Verzerrungen einzelner Felder in Fassadenelementen, Mauerwerks-Ausfachungen und Verglasungen Schäden ergeben, die aber keinen Grenzzustand der Tragfähigkeit verursachen.

Dagegen hängt das für Winkelverdrehungen zulässige Maß davon ab, ob die Konstruktion frei steht oder – wie z. B. bei Brückenpfeilern – Teil eines komplexen statischen Systems ist.

Außer der Winkelverdrehung kann der vom Abstand Δl zwischen Gründungselementen mit den Setzungen s_1 bis s_3 abhängige Krümmungsradius R einer Setzungsmulde oder eines Sattels

$$R = \Delta l^2 / (s_1 - 2 \cdot s_2 + s_3) \quad (19)$$

für Beurteilungen möglicher Schädigungen herangezogen werden, denn der Krümmungsradius ist unmittelbar mit dem Moment in verbindenden Decken, Trägern oder

Wandscheiben verknüpft, die durch die Baugrundverformungen unter Zwang geraten. In Stahlbetonbauwerken kann dabei die Relaxation günstig und den Zwang abbauend Berücksichtigung finden. Zwischen einer Beanspruchung, die zum Versagen eines Stahlbetonquerschnitts führt, und der Summe der planmäßigen Beanspruchungen wird entsprechend bautechnischer Regeln stets ein Sicherheitsabstand eingehalten. Diese Sicherheitsreserve dient auch dazu, bei einfachen Hochbauten planmäßig im Regelfall nicht erfasste Beanspruchungen, wie sie aus Setzungsunterschieden entstehen, aufzunehmen. Es mag angemessen sein, bis zu 50 % der angesprochenen Reserve ggf. für Zwang aus Baugrundverformungen auch planmäßig auszunutzen.

Bild 36 stellt typische Rissbilder an Bauwerken schematisch dar.

Ob und in welchem Umfang Risse in Kauf genommen werden können, hängt zudem von der Nutzung des Bauwerks und der Toleranz der Nutzer ab. Zur geotechnischen Problematik historischer Bauwerke siehe die Empfehlungen des Arbeitskreises 4.9 der DGGT [17].

3.2.13 Zeitsetzung

Die Zeitsetzung eines Bodens besteht je nach Konsistenz und Tongehalt aus einem zeitlich begrenzten Anteil durch Verdrängen des ungebundenen Porenwassers („Primärsetzung“) und einem langfristigen viskosen Anteil durch Umlagerungen der aus Festsubstanz und gebundenem Wasser bestehenden Tonteilchen, der als Kriechen („sekundäre Setzung“) bezeichnet wird.

Primärsetzung s_1

Die Vorausberechnung des zeitlichen Verlaufs von s_1 allein als Konsolidierungsvorgang ist in einfachen Fällen durch Anwendung des auf *Terzaghi* zurückgehenden Rechenmodells möglich, siehe dazu [68]. Hier werden nur einige Hinweise für die Praxis daraus aufgeführt.

Die Diagramme in [68] beschränken sich absichtlich auf bezogene Zeiten $T_v < 1$ bzw. 2, weil sich erfahrungsgemäß danach keine entsprechenden Zeitsetzungen mit nennenswertem Anteil mehr ergeben. Davon abgesehen, ist die Brauchbarkeit dieses eindimensionalen Rechenmodells auch sonst sehr begrenzt, denn:

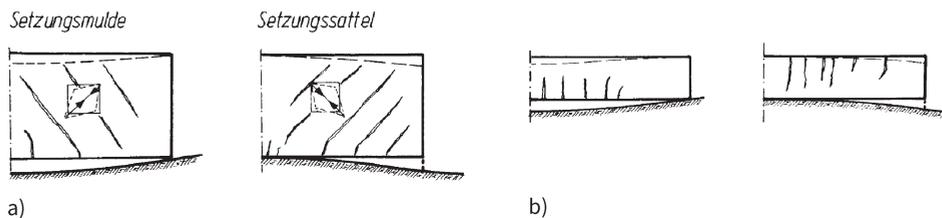


Bild 36 Setzungsrisse in Abhängigkeit von der Lagerungsart; a) hohe Wand mit Schubrisse, b) niedrige Wand mit Zugrisse

- Wie die Definition der dimensionslosen Zeit T_v zeigt, ergibt sich ein Modellgesetz, wonach die Konsolidationszeit quadratisch mit der Schichtdicke H ansteigt. Überträgt man dieses Modellgesetz von den Ergebnissen eines Oedometersversuchs auf eine Schichtdicke in der Natur, dann erhält man bei dicken Schichten Zeiten, die weit über den tatsächlich zu beobachtenden liegen. Grund dafür ist die in der Natur räumliche Dränung bei den in Wirklichkeit begrenzt ausgedehnten Oberflächenbelastungen sowie die Tatsache, dass die horizontale Durchlässigkeit meist größer ist als die vertikale. Dies wird durch eine vergleichende Untersuchung an süddeutschen See- und Beckentonen bestätigt [89].
- Das Rechenmodell arbeitet mit konstanten Koeffizienten, während sich in Wirklichkeit sowohl der Durchlässigkeitsbeiwert k als auch der Steifemodul E_s durch die Konsolidierung ändern: Der Boden wird fester und weniger durchlässig.
- Wenn die Steifigkeit des Bodens mit der Tiefe zunimmt, verkürzt sich die Endsetzungszeit erheblich, weil der längere Sickerweg in den tieferen Schichten, der bei konstantem Steifemodul die lange Konsolidierungszeit verursacht, in seinem Einfluss teilweise kompensiert wird.
- Bei Tonen mit großer Aktivitätszahl I_A (s. Grundbau-Taschenbuch Teil 1, Kap. 1.3, S. 163) setzt die Strömung des freien Porenwassers erst nach Erreichen eines Anfangsgefälles i_0 ein („Stagnationsgradient“). Diese Erscheinung hat *Hansbo* [28] durch Modifizierung des im o. g. Rechenmodell verwendeten Darcy'schen Filtergesetzes in der Form $v = k \cdot i^n$ zu erfassen versucht. Bei Exponenten $n > 1$ erhält man eine endliche Konsolidationszeit und eine Verkürzung des Vorgangs.

Inzwischen stehen Rechenprogramme zur Verfügung, die diese Einschränkungen nicht haben, siehe z. B. [109].

Für die einfachen Fälle eines Streifenfundaments und eines kreisförmigen Fundaments haben *Davis/Poulos* [11] Lösungen veröffentlicht, die die Einschränkungen der eindimensionalen Theorie überwinden und den Verfestigungsgrad U in Abhängigkeit von der Fundament- und Schichtungsgeometrie sowie der dimensionslosen Zeit darstellen.

Sekundäre Setzung s_2

Bei sensitiven und wenig vorkonsolidierten tonigen, auch organogenen Bodenarten bewirkt eine Spannungsänderung auch im gebundenen Porenwasser, das bei der Konsolidation nicht ausgetrieben wird, Lageveränderungen der Bodenteilchen zur Verbesserung der inneren Kraftübertragung, die so lange anhalten („säkulare Setzung“ [8]), bis die in den deformierten Wasserhüllen der Partikel verursachten Schubspannungen genügend weit abgebaut sind (Relaxation). Dieser Setzungsvorgang erfolgt ohne messbaren Porenwasserüberdruck; die Setzung ist in der Regel linear von $\log t$ abhängig [49] und sehr langfristige; die Setzungsgeschwindigkeit scheint außer vom Spannungsniveau im Wesentlichen nur von mineralogischer Beschaffenheit des Tons, Temperatur und Wassergehalt abzuhängen, nicht aber von geometrischen Bedingungen. Man kann deswegen das in einem Oedometer gemessene Sekundärsetzungs-Verhalten im eindimensionalen Fall auch auf ein Bauwerk übertragen, erhält aber wegen der in der Praxis geringeren Verformungsgeschwindigkeit als im Versuch überhöhte Werte [50]. Zur experimentellen Bestimmung und Analyse des Kriechsetzens wird auf die Untersuchungen von [43] hingewiesen. Nach *Soumaya/Kempfert* [89] beträgt der Anteil der Sekundärsetzung bei den süddeutschen See- und Beckentonen $7 \pm 2\%$ der Gesamtsetzung.

Eine Prognose des zu erwartenden Setzungsbetrags ist zwar mit einem geeigneten Stoffmodell grundsätzlich möglich, erfordert aber eine Kalibrierung durch Objektmessungen für einen Zeitabschnitt der Baugeschichte nach der Konsolidierung. Zur Diskussion der damit verbundenen Probleme und die Anwendung auf das bekannte Problem des Pisa-Turms sei auf [61] verwiesen.

Es gibt Böden, die allein unter Eigengewicht auch noch in der geologischen Gegenwart einen derartigen Verfestigungsprozess durchlaufen und deshalb als „unterkonsolidiert“ bezeichnet werden. Die Setzungsbeträge müssen dann durch Messbeobachtungen im unbelasteten Gelände erfasst werden.

3.3 Konstruktive Hinweise

3.3.1 Schutz gegen Bodenfrost (DIN EN ISO 13793)

Die für deutsche Verhältnisse traditionelle und auch in DIN 1054 verankerte Forderung, als Frostschutz eine Gründungstiefe von mindestens 80 cm einzuhalten, beruht auf dem Bemessungswert F_d des Frostindex F (Bild 37). Das ist die Summe der Differenzen zwischen 0°C und den Tagesmitteln der Außentemperatur, die in der Frostperiode täglich einmal gemessen werden, bezogen auf langjährige Beobachtungen (DIN EN ISO 13793, 6.1). Diese Forderung hat in frostempfindlichen Böden einen höheren Stellenwert als in Böden, die durch Frost keine Volumenänderungen erfahren. Für Zwecke des Straßenbaus sind in der RStO 01 Frosteinwirkungszonen I bis III für das Gebiet der BRD abgegrenzt. Je nach Lage eines Baugrundstücks sollten mindestens 0,8 m (Zone I), 1,0 m (Zone II) oder 1,2 m (Zone III) als möglicherweise frostbeeinflusste Tiefe angesehen werden.

Bei der Herstellung von Untergeschossen ist die Frostsicherheit von Fundamenten zumeist ohne Zusatzmaßnahmen sichergestellt. In Einfahrtsbereichen von Tiefgaragen ist aber auch hier eine Frosteinwirkung möglich.

Entlang der Peripherie von nicht unterkellerten Bauwerken, die nicht ohnehin umlaufende Streifenfundamente erhalten, ist es üblich, sogenannte Frostschürzen anzuordnen, die im Zusammenwirken mit einer Wärmedämmung das Eindringen von Frost unter die Bodenplatte verhindern.

Bei großen fugenlosen Bodenplatten ist zu beachten, dass sie sich durch Kälteeinwirkung ebenso wie durch Schwinden zusammenziehen. Dabei entsteht Reibung zwischen Bodenplatte und Untergrund, die sich mit zunehmender Entfernung vom Plattenrand zu großen Zugkräften aufsummieren und ein Aufreißen der Platte bewirken kann.

Bei Unterschreitung der Frostschutztiefe ist nach DIN EN ISO 13793-4 und dort Bild 1, eine Rand- und eine Erdbodendämmung (*Perimeterdämmung*) nebst rechnerischem Nachweis der Unbedenklichkeit erforderlich, wobei der charakteristische Wert der Wärmeleitfähigkeit der deutschen Norm DIN 4108-4, Tabelle 1, entnommen werden kann. Dabei ist auch der Fall vorgesehen, dass die Wärmeverluste des Bauwerks genutzt werden, um den Baugrund unter dem Fundament vor Frost zu schützen.

Bei der Planung der Gründung ist auch zu prüfen, ob die Bauzeit über die Kälteperiode geht und der Rohbau unbeheizt dem Frost ausgesetzt sein kann.

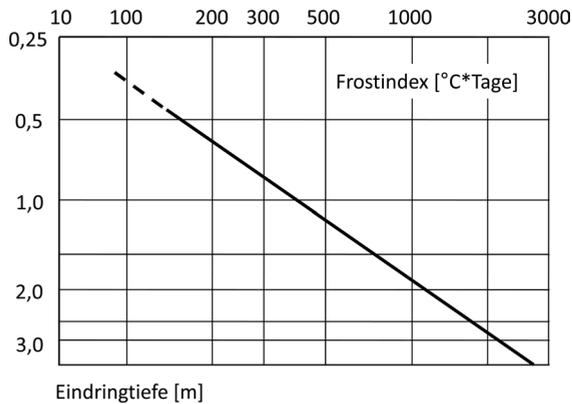


Bild 37 Eindringtiefe von Frost [7]

3.3.2 Schutz vor Hebungen (DIN EN 1997-1, 6.6.3) und Senkungen

Bei Gründungen auf bindigem Baugrund, vor allem ausgeprägt plastischen Tonen, ist deren Schrumpf- und Quellpotenzial zu beachten. Jedes Prozent Wassergehaltsänderung kann eine entsprechende Volumenänderung bewirken. Schrumpfen und Quellen können in der Folge zu deutlichen Fundamenthebungen und -senkungen führen, oft auch erst nach langer Zeit nach Bauwerksherstellung (geheizte Kellerräume, Wurzeln langfristig gewachsener Bäume). Den Maximalwert der Volumenvergrößerung durch Wasseraufnahme ermittelt man im Labor (s. Grundbau-Taschenbuch Teil 1, Kapitel 1.3, Abschnitt 5.7); sie klingt mit der Tiefe ab. Die Volumenverringering ist durch die Schrumpfgrenze des Bodens begrenzt. Rechnerisch schwierig zu ermitteln ist die zur Vermeidung von Hebungs- und Senkungsschäden erforderliche Gründungstiefe. Hier sollte von regionaler Erfahrung ausgegangen werden. Die Einhaltung einer erfahrungsgemäß unkritischen Tiefe schützt vor einer Sohlhebung. Zu beachten ist aber auch der durch die Verformung des seitlich anstehenden Bodens verursachte Mitnahmeeffekt durch Reibung, der durch eine seitliche Dämmschicht vermieden werden kann.

Daneben werden in DIN EN 1997-1, 6.6.3 auch mechanisch verursachte Hebungen erwähnt, die z. B. durch die Setzung von Nachbarbauten oder durch die Hebung einer benachbarten tiefen Baugrube zustande kommen können. Wenn solche Effekte zu gewärtigen sind, können sie mit Finite-Elemente-Berechnungen abgeschätzt werden.

Nicht berechenbar sind Hebungen durch Baumwurzeln, die unter einem Fundament anwachsen. Hier hilft nur ein Sicherheitsabstand (Kronendurchmesser entspricht ungefähr auch dem Wurzelungs-Durchmesser), zumal z. B. eine Ringdränage ein bevorzugtes Ziel für das Wurzelwachstum darstellt.

3.3.3 Ausbildung von Streifen- und Einzelfundamenten

Hinsichtlich der Ausbildung unbewehrter und bewehrter Streifen- und Einzelfundamente wird auf die Abschnitte 3.3.3 und 3.3.4 des Kapitels 3.1 in der 6. Auflage des Grundbau-Taschenbuchs verwiesen.

4 Flächengründungen

4.1 Allgemeines [62, 73]

Die im Folgenden behandelten Flächengründungen umfassen sowohl zweiachsig beanspruchte Platten mit Stützen und Wänden als auch einachsig beanspruchte, durch Wände in einer Richtung ausgesteifte Platten (Querwand-Typ). Den Letzteren entsprechen aus statischer Sicht auch *Fundamentbalken*, die deswegen hier mit einbezogen werden können. Bei Flächengründungen dient immer die Steifigkeit des Bauteils der Lastverteilung und -vergleichmäßigung auf dem Baugrund. Sie lässt zu, dass lokale Bereiche des Baugrunds stärker nachgeben und weniger zur Lastabtragung beitragen als Nachbarbereiche, indem sie Lastumlagerungen auf tragfähigere Bereiche ermöglicht und begünstigt.

Die Aussagen in diesem Abschnitt beziehen sich nicht allein auf Flächengründungen mit klassischen Bodenplatten. Auch ein Trägerrost, also z. B. ein Untergeschoss mit steifen, untereinander und mit Kellerdecke und Kellerfußboden schubfest verbundenen Wänden bildet in diesem Sinne eine Flächengründung, welche die Bauwerkslasten in der Fläche verteilt. Daraus resultieren nahtlose Übergänge zu Gründungen mit Einzel- und Streifenfundamenten, die bei Hochbauten häufig zu einem Rost miteinander verbunden sind. Auch unter Verwendung von Pfählen können Flächengründungen ausgebildet werden, indem sie planmäßig unter Beteiligung einer Pfahlkopfplatte ein Gesamttragwerk bilden (Kombinierte Pfahl-Platten-Gründung).

Ganz allgemein soll unter *vertikaler Interaktion* die Abtragung vertikaler Bauwerkslasten über das Zusammenspiel zwischen dem Tragwerk mit seiner Gründung und dem Baugrund mit den daraus resultierenden Verformungen und Sohldruckspannungen verstanden werden. Die hierbei zusätzlich auftretenden Sohlschubspannungen sind im Allgemeinen klein und werden daher in der Regel vernachlässigt. Ihnen kommt aber dann mehr Bedeutung zu, wenn axiale Längenänderungen der Gründung aus Temperatureinfluss, Betonschwinden oder gegebenenfalls aus Vorspannung durch die Bodenreaktion behindert werden, was eine *horizontale Interaktion* bedingt. Diese spielt bei der Rissesicherung von Bodenplatten eine besondere Rolle, wenn sie wasserundurchlässig sein sollen.

Schließlich ist noch darauf hinzuweisen, dass die Abtragung größerer Horizontallasten eines Gebäudes mit zugehörigen Versatzmomenten z. B. aus Wind, Erdbeben oder einseitigem Erddruck sowohl über Normalspannungen als auch Schubspannungen in der Sohlfläche erfolgt.

Folgende Gründe können für die Wahl einer Plattengründung sprechen:

- Vorteile für den Bauablauf (maschinell einfach zu bearbeitendes Planum);
- wenn große Einzelfundamente mit nur noch geringen Zwischenräumen erforderlich sind, wird eine Platte mit einfacherem Aushub, ersparten Schalungskosten und konstruktiv einfacher, flächiger Bewehrung wirtschaftlicher;
- Überbrückung eventueller Fehlstellen im Baugrund;
- kleinere Setzungsunterschiede als bei Einzelfundamenten [63];
- günstige Ableitung größerer Horizontalkräfte über flächige Sohlreibungskräfte;

- bei Grundwasserdruck Abdichtung mit Folien oder als Weiße Wanne möglich;
- hohe Grundbruchsicherheit und geringere Setzungen als bei einzelnen Fundamenten.

Aufgabe bei der Berechnung einer Flächengründung ist die gekoppelte Berechnung eines biegesteifen Bauwerks mit dem Untergrund. Dabei werden sowohl das Bauwerk (z.B. mit Stäben, Scheiben und Platten) und der Baugrund (z.B. als einfaches Federmodell, geschichteter elastisch isotroper Halbraum oder durch finite Elemente bei Berücksichtigung des Bodens mit geeigneten Stoffmodellen) modelliert. Mit dem Fortschritt der Rechentechnik können dabei immer komplexere und stärker verfeinerte Modelle erfasst werden.

4.2 Vertikale Interaktion

4.2.1 Allgemeines

Aus DIN EN 1997-1 (s. 6.8 (4)P) ergibt sich, dass die Gebrauchstauglichkeit von Flächengründungen mit repräsentativen Werten der Einwirkungen unter Berücksichtigung des gemeinsamen Verformungsverhaltens von Untergrund und Gründung nachzuweisen ist. Ein Grenzzustand der Tragfähigkeit im Baugrund ist normalerweise bei Plattengründungen nicht maßgebend. Dagegen ist nach DIN EN 1992-1-1 in der Platte der Grenzzustand der Tragfähigkeit mit den Bemessungswerten der Einwirkungen nachzuweisen. Das bedeutet, dass zunächst die Sohldruckverteilung mit repräsentativen Einwirkungen auf die Platte berechnet werden soll. Alle Kräfte und Spannungen in der Gleichgewichtsgruppe aus Einwirkungen auf der Plattenoberseite und zugehörigen Sohldruckreaktionen werden dann mit Teilsicherheitswerten g_F erhöht und die daraus resultierenden Bemessungsbeanspruchungen mit den Bemessungswiderständen des Bauteils verglichen. Entsprechende Beispiele, die außerdem einen Sohlwasserdruck berücksichtigen, sind in [22] dargestellt.

4.2.2 Der Bettungsmodul als kennzeichnende Größe für die Interaktion

Bei einer zusätzlichen vertikalen Beanspruchung einer Plattengründung kommt es stets zu einer Änderung der Sohldruckspannungen und der vertikalen Verformungen. An jeder Stelle x, y unterhalb der Platte lässt sich der Quotient aus Spannungsänderung $\Delta\sigma$ (z.B. in kN/m^2) und Setzungsänderung Δs (z.B. in mm) ermitteln. Er wird als Bettungsmodul k_s (MN/m^3) bezeichnet, der vom Ort und von der Belastungssituation abhängig ist, $k_s = f(x, y, \sigma)$. Der Bettungsmodul repräsentiert eine Flächenfeder. Statische Berechnungen von Gründungsplatten können vergleichsweise einfach und mit einer Vielzahl dazu verfügbarer Rechenprogramme durchgeführt werden, wenn der Baugrund als nachgiebiges Auflager für die Platte mit derartigen Flächenfedern beschrieben wird.

Bei genauer Betrachtung zeigt sich, dass dieser Modul eine sehr variable Größe und auf keinen Fall ein Bodenkennwert ist. So ist z.B. bei Gründungen Folgendes zu bedenken:

- Für ein kleines starres Fundament, im Grundriss z.B. $1,5 \text{ m} \cdot 1,5 \text{ m}$ groß, mit einer Sohldruckspannung von 200 kN/m^2 belastet, auf einem tragfähigen Untergrund,

z. B. Sand, großer Mächtigkeit, dessen Verformbarkeit vereinfacht durch einen mittleren Steifemodul von 50 MN/m^2 beschrieben werden kann, errechnet sich eine Setzung von 4,1 mm. Aus dem Verhältnis der Sohldruckspannung zur Setzung, also $200 \text{ kN/m}^2 / 4,1 \text{ mm}$, ergibt sich ein Bettungsmodul von 49 MN/m^3 .

- Auf dem gleichen Baugrund erfährt ein ebenso mit 200 kN/m^2 belastetes größeres Fundament mit Grundrissabmessungen von $4 \text{ m} \cdot 5 \text{ m}$ eine rechnerische Setzung von 10,6 mm. Damit reduziert sich der Bettungsmodul auf 19 MN/m^3 . Er ist also von der Größe der Lastfläche abhängig.
- Entsprechend der als 20%-Kriterium festgelegten Grenztiefe, siehe Abschnitt 3.2.8, resultiert bei einer Wichte des Sandes von 18 kN/m^3 die Setzung im letzten Beispiel aus der Zusammendrückung der obersten 7,2 m. Wird die Fundamentlast auf 400 kN/m^2 verdoppelt, so erhöht sich die rechnerische Setzung auf 23,2 mm, also auf mehr als das Doppelte, da die Setzungseinflusstiefe jetzt auf 9,6 m angewachsen ist. Der Bettungsmodul ergibt sich nunmehr zu 17 MN/m^3 , ist also auch von der Größe der Last abhängig.
- Zuletzt war die Abhängigkeit des Bettungsmoduls von der Lastgröße durch die Ausbreitung der Spannungen im Untergrund bedingt. Eine weitere Abhängigkeit ergibt sich, wenn plastische Verformungsanteile eine Rolle spielen: Nähert sich die Fundamentlast der Grundbruchlast, dann steigen die Verformungen überproportional an und der Bettungsmodul fällt ebenso rasch ab.
- Andererseits steigt mit zunehmendem Beanspruchungsniveau der Steifemodul des Bodens an, was unter bestimmten Randbedingungen (z. B. begrenzte Dicke der kompressiblen Schicht) auch zu einem Anstieg des Bettungsmoduls bei steigender Belastung führen kann. Unter Beachtung der letztgenannten Aspekte hat das Superpositionsprinzip keine Gültigkeit.
- Wird auf demselben Baugrund ein großer Tank mit 30 m Durchmesser gebaut und mit 20 m Wassersäule, also wiederum mit 200 kN/m^2 belastet, so führt diese schlaffe Last zu rechnerisch 20 mm Setzung am Rand und 50 mm Setzung in der Mitte der Lastfläche. Daraus ergeben sich Bettungsmoduln von nur noch 10 MN/m^3 am Rand und gar nur 4 MN/m^3 in der Mitte des Tanks. Der Bettungsmodul ist also auch ortsabhängig.
- Nicht einmal zeitliche Konstanz kann dem Bettungsmodul zugeordnet werden: Wenn unter den Lastflächen wassergesättigter bindiger Boden ansteht, wird durch die Belastung das Porenwasser ausgepresst. Die Konsolidation führt zu Zeitsetzungen, bei unveränderten Einwirkungen also zu zunehmenden Verformungen, gleichbedeutend mit einem abnehmenden Bettungsmodul.
- Wenn der Baugrund unter einer belasteten Fläche nachgibt, ohne dass die Belastung des Bauwerks dazu beiträgt, z. B. durch Änderungen des Grundwasserspiegels, durch Eigensetzungen (Sackungen) eines aufgefüllten Bodens, durch Verrottung von Torf, durch bergbauliche Aktionen, Auslaugung von Kalken, Salzen oder Sulfaten oder im Extremfall durch einen Erdfall, ist ein Bettungsmodul nicht geeignet, die Interaktion zwischen Bauwerk und Baugrund zu beschreiben.

Das häufige Bestreben, die Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk durch (möglichst auch noch linear elastische und über große Bereiche konstante) Federn zu beschreiben, ist entsprechend der genannten einfachen Beispiele nur sehr eingeschränkt

erfüllbar. Festlegung und Nutzung von Bettungsmoduln muss daher unter genauer Kenntnis der einschränkenden Randbedingungen und des speziellen Gültigkeitsbereiches geschehen.

4.2.3 Bettungsmodulverfahren, Steifemodulverfahren und Finite-Elemente-Modelle des Baugrund-Bauwerk-Systems

Für die Berechnung von Flächengründungen wird entsprechend gängiger Praxis regelmäßig die Bodenplatte eines Bauwerks unter Berücksichtigung der Steifigkeit aufgehender Bauteile mithilfe der Methode der Finiten Elemente berechnet, wobei als Auflagerbedingung für die Plattenelemente der Untergrund durch eine quasi-elastische Bettung berücksichtigt wird (Programme beispielsweise [106, 110]). Dabei kann das Bauteil der Bodenplatte als komplexe Struktur mit Höhengsprüngen, versteifenden Wänden und wechselnden Plattenstärken erfasst werden. Die Repräsentierung des Untergrunds geschieht hierbei in der Regel mit Bettungsmoduln, also einfachen, linearen und nicht miteinander gekoppelten Flächenfedern. Es ist möglich, für verschiedene Plattenbereiche und lastfallabhängig differenzierte Bettungsmoduln vorzugeben. Zentrale Aufgabe ist, zutreffende Bettungsmoduln festzulegen. Hierzu kann das Steifemodulverfahren hilfreich sein. Grundsätzlich ist es auch möglich, den Untergrund in das Finite-Elemente-Modell einzubeziehen und die Bauwerks-Baugrund-Interaktion in einem gekoppelten Gesamtmodell zu erfassen.

Die Finite-Elemente-Methode ist vor allem bei ebenen Verformungsproblemen ein praktikables Instrument, um die Interaktion zu studieren und daraus Bettungsmoduln abzuleiten. Der Untergrund kann in seiner Schichtung geometrisch zutreffend berücksichtigt, der Bauablauf mit seinen Systemänderungen am Bauwerk sowie Ent- und Wiederbelastungen des Untergrunds simuliert und die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der beteiligten Böden können mit geeigneten Stoffmodellen erfasst werden. Bei typischen Randbedingungen des Hochbaus ist die Gründung jedoch geometrisch begrenzt und in ebenen Berechnungen kaum zutreffend erfassbar. Hier werden dreidimensionale Finite-Elemente-Berechnungen erforderlich, die aufgrund des hohen Aufwands in allen Modellierungs- und Berechnungsphasen nur in Sondersituationen zur Anwendung kommen.

Beim deutlich einfacheren Steifemodulverfahren (auch Halbraumverfahren), welches ebenfalls gut numerisch aufbereitet werden kann (s. Abschnitt 4.2.4), wird der Baugrund als Halbraum idealisiert und die Eingangsparameter sind Größen wie Steifemoduln und Schichtdicken, die durch Untersuchungen in Feld und Labor zu bestimmen sind. In der Regel wird ein geschichteter Halbraum mit elastischen Schichtparametern und Vereinfachungen hinsichtlich des Querdehnverhaltens an den Schichtübergängen berücksichtigt. Mit dem Steifemodulverfahren kann erfasst werden, dass die Belastung des Halbraums an einer Stelle zu Verschiebungen und Spannungen im gesamten Halbraum führt, welche sich aus dem Abstand zum belasteten Punkt und den Elastizitätsparametern ergeben. Unter einer konstanten Flächenlast auf einer beliebig begrenzten Lastfläche ergibt sich dadurch eine Setzungsmulde (Bild 38), unter einer starren Lastfläche eine nicht konstante Spannungsverteilung, wie sie *Boussinesq* (1885) und *Borowicka* [2] ermittelt haben (Bild 39).

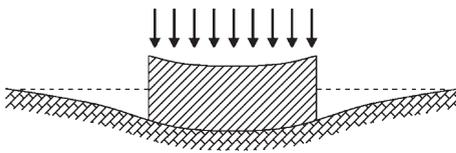


Bild 38 Setzungsmulde unter einer schlaffen Last

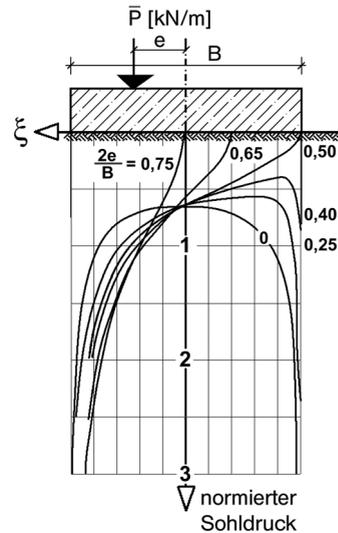


Bild 39 Sohlspannungsverteilung unter einem starren Fundament mit Breite B

Beim Bettungsmodulverfahren wird dagegen eine lineare Abhängigkeit zwischen den Spannungen unter einer Lastfläche und den daraus resultierenden Verformungen angenommen. Eine Untergrundbelastung an einer Stelle führt dann rechnerisch nur zu Verformungen an dieser Stelle, nicht aber in der Nachbarschaft. Eine Setzungsmulde lässt sich mit diesem Verfahren nicht darstellen. Unter einer konstanten Flächenlast ergibt sich bei konstantem Bettungsmodul eine gleichmäßige, „starre“ Verschiebung. Der Bettungsmodul ist, wie die eingangs dargestellten Argumente belegt haben, selbst in grober Näherung keine Baugrundkonstante, sondern unter anderem von der Größe der belasteten Fläche und der Größe der Last abhängig (Druckzwiebel, Setzungseinflusstiefe). Unter einer Lastfläche ist der Bettungsmodul zudem nicht konstant: Unter einer starren Platte bei gleichmäßiger Verschiebung entspricht die Verteilung des Bettungsmoduls der Spannungsverteilung nach *Boussinesq*.

Der Vorteil des Bettungsmodulverfahrens gegenüber dem Steifemodulverfahren bei numerischen Berechnungen ergibt sich aus den entkoppelten Verformungen im Baugrund, was zu wesentlich geringer besetzten Matrizen der zu lösenden Gleichungssysteme führt. Für eine gegebene Geometrie, Steifigkeit sowie Basis- und Zusatzbelastung gibt es jedoch stets eine Bettungsmodulverteilung, die zu denselben Ergebnissen führt wie das Steifemodulverfahren. Sie ergibt sich aus dem Quotienten zwischen den bei der Zusatzbelastung entstehenden zusätzlichen Sohlspannungen und Verformungen.

4.2.4 Zur Größe und Verteilung von Bettungsmoduln

Die letztgenannte Feststellung führt zur Strategie, Berechnungen mit dem Steifemodulverfahren an vereinfachten Systemen durchzuführen und die daraus ermittelten Bettungsmoduln bei komplexeren Modellen des Tragwerks zu verwenden. Hierzu gilt:

- Im Mittel muss der Bettungsmodul dem Verhältnis zwischen der mittleren Spannung unter der Bodenplatte und ihrer mittleren Setzung entsprechen. Für ein Bauwerk mit einer Grundrissabmessung von $30\text{ m} \cdot 60\text{ m}$, im Kiessand gegründet, dem ein Steifemodul von 100 MN/m^2 zugeordnet wird, und welches nach Berücksichtigung von Auftriebskräften im Mittel 60 kN/m^2 an effektiven Spannungen im Untergrund erzeugt, errechnet sich eine Setzung in einer Größenordnung von etwa 6 mm . Damit muss der mittlere Bettungsmodul bei etwa 10 MN/m^3 liegen.
- In der Mitte einer in grober Näherung gleichmäßig belasteten Bauwerksfläche muss der Bettungsmodul kleiner sein als an seiner Peripherie, denn in der Mitte wirken sich aufgrund der Lastausbreitung in alle Richtungen ringsherum benachbart eingeleitete Lasten durch Verformungen aus. Am Rand sind Auswirkungen von Nachbarlasten dagegen vergleichsweise nur in etwa halbem Umfang vorhanden, in den Ecken in noch geringerem Maße.
- Ein weiteres Argument für vergleichsweise höhere Bettungsmoduln am Bauwerksrand sind Spannungskonzentrationen, die sich hier aufgrund der Theorie des elastisch isotropen Halbraums unter (näherungsweise) starren Fundamenten ergeben. Hier wirkt auch der nicht unmittelbar belastete Baugrund seitlich der Gründung an einer Lastabtragung mit.
- Direkt unter einer eingeleiteten Last ist der Bettungsmodul – sofern nicht andere Einflüsse durchschlagen – höher als unter Nachbarbereichen, in denen Kontaktspannungen und Verformungen eher über „Mitnahmeeffekte“ entstehen.
- Die Bettungsmodulverteilung muss von der Steifigkeit einer Gründung und von der Laststellung abhängig sein, wie folgende Grenz Betrachtung zeigt. Wenn eine dünne Folie auf dem Halbraum durch kleinflächige Lasten beansprucht wird, dann entstehen Sohldruckspannungen nur in den unmittelbaren Lastbereichen. In diesen Bereichen lassen sich übliche Bettungsmoduln ermitteln. In unbelasteten Zwischenbereichen entstehen aufgrund der weiträumigen Setzungsmulde im nur lokal belasteten Halbraum zwar Verformungen, aber wegen der geringen Steifigkeit der Folie keine Sohldruckspannungen. In derartigen Zwischenbereichen ist der Bettungsmodul gleich null oder nicht sachgerecht ermittelbar.

Um die Größe und Verteilung des Bettungsmoduls unter einer Platte konkret zu ermitteln, sollte zunächst eine vereinfachte Berechnung des Systems mithilfe des Steifemodulverfahrens vorgenommen werden. Dabei wird der Baugrund mit seiner Schichtung und den Steifigkeitsparametern der Schichten möglichst zutreffend beschrieben. Andererseits wird auf eine feine Diskretisierung im Plattengrundriss verzichtet. Außerdem ist es zweckmäßig, die Belastung und die Geometrie zu vereinfachen. Das Ergebnis dieser ersten Berechnung sind über den Grundriss verteilte Sohlspannungen und Verformungen, die sowohl das Verhalten des geschichteten elastisch isotropen Halbraums als auch die Biegung der Platte näherungsweise erfassen. Aus dem Verhältnis von Spannung und Verformung an jedem Plattenelement ergibt sich eine die wesentlichen Randbedingungen erfassende Verteilung des Bettungsmoduls. Sie kommt bei weiteren Berechnungen mit dem Bettungsmodulverfahren zum Ansatz, bei denen Geometrie, Diskretisierung und Lasten mit der gebotenen Genauigkeit erfasst werden. Die Ergebnisse dieser Berechnungen werden anschließend mit Postprozessoren bis hin zu fertigen Bewehrungsplänen weiterverarbeitet.

4.2.5 Steifemodulverfahren für eine biegedrillweiche Platte

Im Folgenden werden die Grundlagen dargestellt, mit denen eine vereinfachte Programmberechnung einer einfachen Rechteckplatte (bei Vernachlässigung der Biegedrillsteifigkeit) nach dem Steifemodulverfahren möglich ist.

Gedanklich wird eine rechteckige Platte mit den Achsen x und y in einzelne rechteckige Elemente zerlegt, die sowohl in x -Richtung als auch in y -Richtung Teilstücke von Biegebalken sind. Im Zentrum eines jeden Plattenelements befindet sich eine Stütze, die auf einem Einzelfundament auf dem Halbraum steht. Im Ergebnis der Berechnungen sind die an der Oberseite der Platte angreifenden Kräfte an der Basis der Platte derart verteilt, dass

- Beanspruchung und Biegung der Plattenstreifen
 - in x -Richtung und
 - in y -Richtung
- nach den Gleichungen von Durchlaufträgern auf nachgiebigen Stützen und
- die Setzungen aller Einzelfundamente unter ihrer Last entsprechend der Halbraumtheorie

in Einklang miteinander stehen (Bild 40).

Zunächst wird die Plattenmatrix $\underline{A}_{n,n}$ mit den Elementen a_{ij} ($a_{ij} = a_{ji}$) [kN/m] ermittelt. Darin ist a_{ij} die Kraft in der Stütze j , wenn das Element i die Stützenverschiebung 1 erfährt und alle anderen Elemente festgehalten werden. Sie setzt sich zusammen aus Anteilen beider auf der Stütze j aufliegenden orthogonalen Balken (Bild 41).

Wenn die Stützen i und j nicht über Balken miteinander verbunden sind, ist die Kraft $a_{ij} = 0$. n ist die Gesamtzahl aller Plattenelemente. Die Stützkkräfte der einzelnen Balken werden nach dem Kraftgrößenverfahren ermittelt. Dazu werden die einzelnen Balken als Durchlaufträger berechnet, wobei die Stützmomente als primäre Unbekannte eingeführt werden.

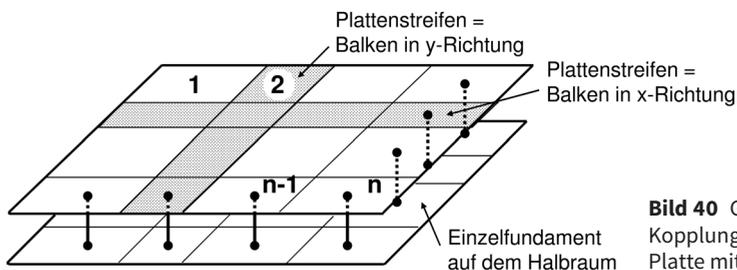


Bild 40 Gedankenmodell für die Kopplung einer biegedrillweichen Platte mit dem Halbraum

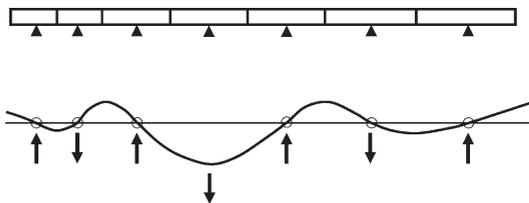


Bild 41 Biegelinie und Stützkkräfte eines Balkens bei Stützenverschiebung um 1 bei einer Stütze

Als Nächstes wird die Bodenmatrix $\underline{\underline{B}}_{n,n}$ mit den Elementen b_{ij} ($b_{ij} = b_{ji}$) [m/kN] ermittelt. Darin ist b_{ij} die Verschiebung am Fundament j , wenn das Fundament i mit der Last 1 belastet wird. Da beim Bettungsmodulverfahren die Belastung des Fundaments i sich nur am Fundament i , nicht aber an allen anderen Fundamenten $j = i$ auswirkt, ist beim Bettungsmodulverfahren nur die Hauptdiagonale dieser Matrix besetzt. Beim Steifemodulverfahren ist die Matrix dagegen vollständig besetzt, denn auch eine entfernte Einwirkung bewirkt über die Setzungsmulde eine Verformung.

Die Setzungsberechnungen werden unter der Annahme konstanter Spannung unter dem belasteten Fundament und jeweils im Mittelpunkt der einzelnen Plattenelemente durchgeführt.

Alle äußeren Belastungen werden im Lastvektor \underline{q}_n zusammengefasst, dessen Elemente q_i [kN] die angreifenden Belastungen auf dem Plattenelement i enthalten.

Unbekannt sind der Vektor \underline{p}_n mit den Elementen p_i [kN], der die Stützkräfte aller Stützen zwischen Platte und Halbraum enthält, sowie der Vektor \underline{v}_n mit den Elementen v_i [m] mit den Verschiebungen aller einzelnen Stützen.

Die Vorzeichen sind wie folgt definiert:

- v_i Setzungen positiv
- p_i Druckkräfte in den Stützen positiv
- q_i von oben nach unten wirkende Lasten positiv

Es gilt die Gleichgewichtsbedingung bei einem Schnitt durch alle Stützen:

$$\underline{p} = \underline{q} + \underline{A} \cdot \underline{v} \quad (20)$$

Außerdem sind die Verschiebungen der Stützen identisch mit der Setzungsmulde des Halbraums:

$$\underline{v} = \underline{B} \cdot \underline{p} \quad (21)$$

Durch Einsetzen von (21) in (20) ergibt sich

$$\underline{p} = \underline{q} + \underline{A} \cdot \underline{B} \cdot \underline{p}, \text{ umgestellt zu}$$

$$(\underline{A} \cdot \underline{B} - 1) \cdot \underline{p} = -\underline{q}$$

also ein lineares Gleichungssystem für die Stützenlasten p . Nach Auflösung lassen sich die Verschiebungen v über Gl. (21) ermitteln.

4.2.6 Auswirkungen von Plattendicke, Untergrundsteifigkeit und Laststellung auf den Bettungsmodul

Mithilfe eines EDV-Programms, welches auf dem in Abschnitt 4.2.5 beschriebenen Verfahren beruht, wurden die folgenden Beispiele berechnet, die einige Einflüsse auf die Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk aufzeigen (Bild 42).

Referenzbeispiel ist eine 5 m · 5 m große, 30 cm dicke Stahlbetonplatte mit einem E-Modul von 30.000 MN/m², die in 11 · 11 Elemente eingeteilt ist. Sie ist im Zentrum auf einer Fläche von 1,36 m · 1,36 m (9 Elemente) gleichmäßig mit 1000 kN/m² belastet. Der Boden besteht aus einem halbfesten Lehm bis in 10 m Tiefe mit einem Steifemodul von 10 MN/m².

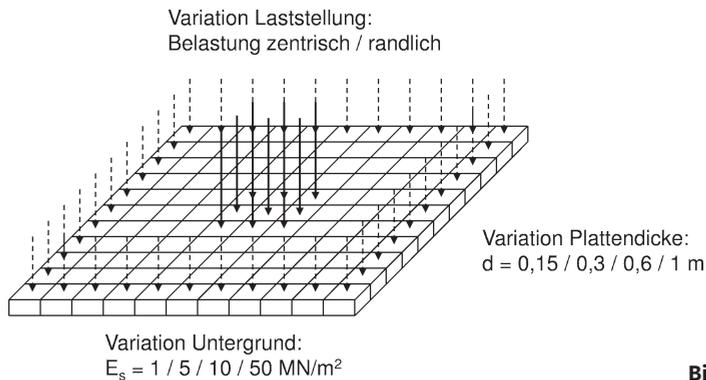
**Bild 42** Berechnungsbeispiel

Bild 43 zeigt den Einfluss der Plattendicke auf die Biegelinie, die Sohldruckspannungen, den Bettungsmodul und die Momente in einem Schnitt durch die Plattenmitte für Plattendicken von 0,15 m, 0,3 m, 0,6 m und 1 m. Zwischen den Berechnungsergebnissen mit 0,15 m und 0,3 m Dicke zeigt sich dabei ein signifikanter qualitativer Unterschied. Die weichere Platte hebt an den Rändern und – vor allem an den Ecken (im Bild nicht dargestellt) – vom Untergrund ab.

Bei den größeren Plattendicken ist die Plattensteifigkeit so groß, dass sich an den Plattenrändern der „Boussinesq-Effekt“ zeigt, also deutliche Spannungskonzentrationen bei recht gleichmäßigen Setzungen errechnet werden. Dies hat signifikante Auswirkungen auf die Bettungsmodulverteilung, die auch nicht annähernd konstant ist. Das Moment in Feldmitte variiert infolge der durchgeführten Steifigkeitsvariation um mehr als 50%.

Bild 44 zeigt den Einfluss der Baugrundsteifigkeit, die mit Steifemoduln von 1 MN/m^2 (z. B. Torf), 5 MN/m^2 (z. B. weicher Lehm), 10 MN/m^2 (z. B. halbfester Lehm) und 50 MN/m^2 (z. B. mitteldicht gelagerter Sand) variiert wurde.

Auch hier ist ein Qualitätssprung in den Ergebnissen zu erkennen, wenn die Steifigkeit des Baugrunds im Vergleich zur Steifigkeit der Platte deutlich ansteigt. Eine im Vergleich zum Untergrund weiche Platte hebt bei der hier betrachteten mittigen Belastung an den Rändern fast ab, was gleichzeitig erhebliche Einflüsse auf den Bettungsmodulverlauf hat. Bei noch deutlicheren Steifigkeitsunterschieden kann es dabei auch zu rechnerischen Zugspannungen und in Teilbereichen auch zu rechnerisch negativen Bettungsmoduln kommen. Das ist dann der Fall, wenn sich aus der Gesamtsetzungsmulde noch Setzungen, also positive Verformungen ergeben, zur formtreuen Kopplung zwischen Platte und Baugrund jedoch Zugspannungen erforderlich sind.

Wirklichkeitsnäher müsste in derartigen Fällen ein Klaffen zwischen Platte und Boden berücksichtigt werden.

Bild 45 zeigt den Einfluss der Laststellung bei unveränderter Gesamtlast von 1000 kN, die im Referenzbeispiel im Zentrum (9 von 121 Elementen) wirkt. Zum Vergleich ist sie einmal gleichmäßig und in einem anderen Fall auf 40 Elemente entlang des Plattenrands verteilt.

Die Ergebnisse zeigen, dass der Bettungsmodul trotz unveränderter Steifigkeit der Platte und des Baugrunds deutlich von der Laststellung abhängig ist. Zwar tritt in allen Fällen eine Bettungserhöhung am Plattenrand auf, in Plattenmitte variiert das Verhältnis von Sohldruckspannungen zu Verformungen zwischen den verschiedenen Laststellungen aber etwa um den Faktor 2.

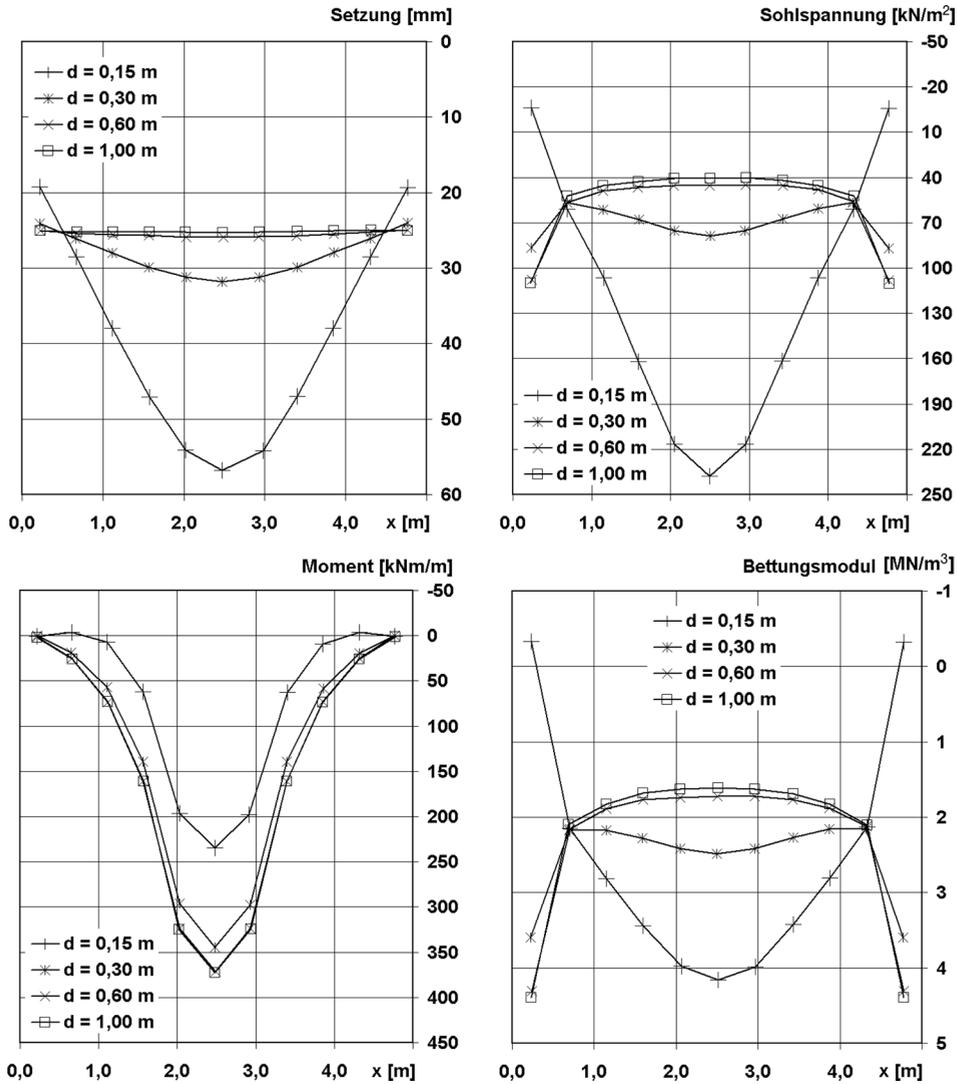


Bild 43 Auswirkungen einer variierten Plattendicke auf Sohldruck, Verformungen, Biegemomente und Bettungsmodul bei einer 5 m · 5 m großen, zentrisch belasteten Platte auf halbfestem Lehm

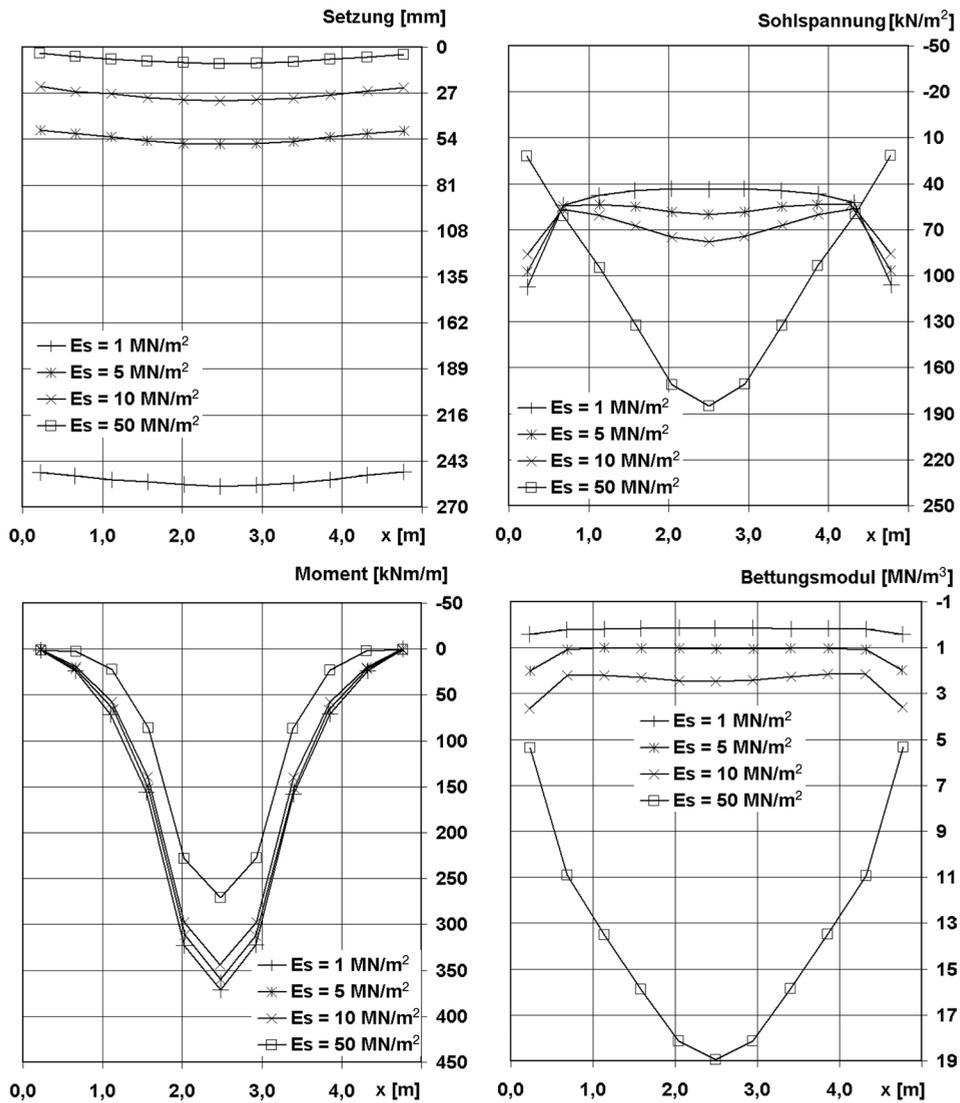


Bild 44 Auswirkungen einer variierten Baugrundsteifigkeit auf Sohldruck, Verformungen, Biegemomente und Bettungsmodul bei einer $5 \text{ m} \cdot 5 \text{ m}$ großen, 30 cm dicken zentrisch belasteten Stahlbetonplatte

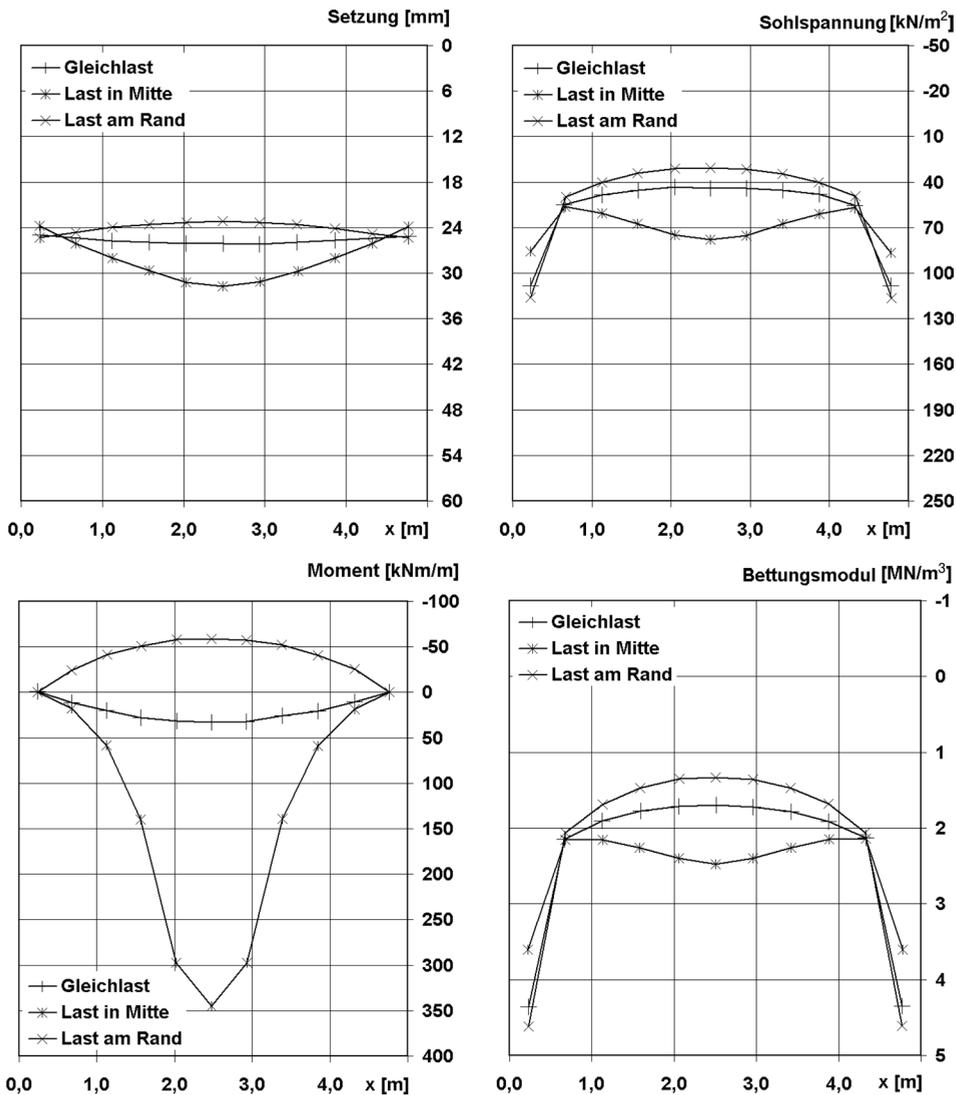


Bild 45 Auswirkungen einer variierten Laststellung auf Sohldruck, Verformungen, Biegemomente und Bettungsmodul bei einer 5 m · 5 m großen, 30 cm dicken Stahlbetonplatte auf einem halbfesten Lehmuntergrund

4.2.7 Auswirkung der Größe des Bettungsmoduls und der Wahl des Berechnungsverfahrens auf die Biegebeanspruchung einer Bodenplatte

Bild 46 zeigt den Verfahrenseinfluss aus der Wahl des Steifemodulverfahrens (Referenzbeispiel) bzw. des Bettungsmodulverfahrens, wobei der Bettungsmodul einmal konstant mit einem aus dem Referenzbeispiel abgeleiteten unteren Wert von 2 MN/m³ und einem oberen Wert von 4 MN/m³ angesetzt wurde. Außerdem ist einmal eine Bettungsmodulverteilung gewählt, bei der ein mittlerer Bettungsmodul von 3 MN/m³ an-

gesetzt, aber für einen Randstreifen von 45 cm Breite auf den doppelten Wert erhöht wurde. Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, dass mit dem Bettungsmodulverfahren selbstverständlich exakt dieselben Ergebnisse wie mit dem Steifemodulverfahren erzielt werden können, wenn als Verteilung für die Bettungsmoduln unterhalb der Platte die Bettungsmoduln angesetzt werden, die sich aus der Steifemodulberechnung mit gleicher Laststellung und gleicher Plattensteifigkeit ergeben.

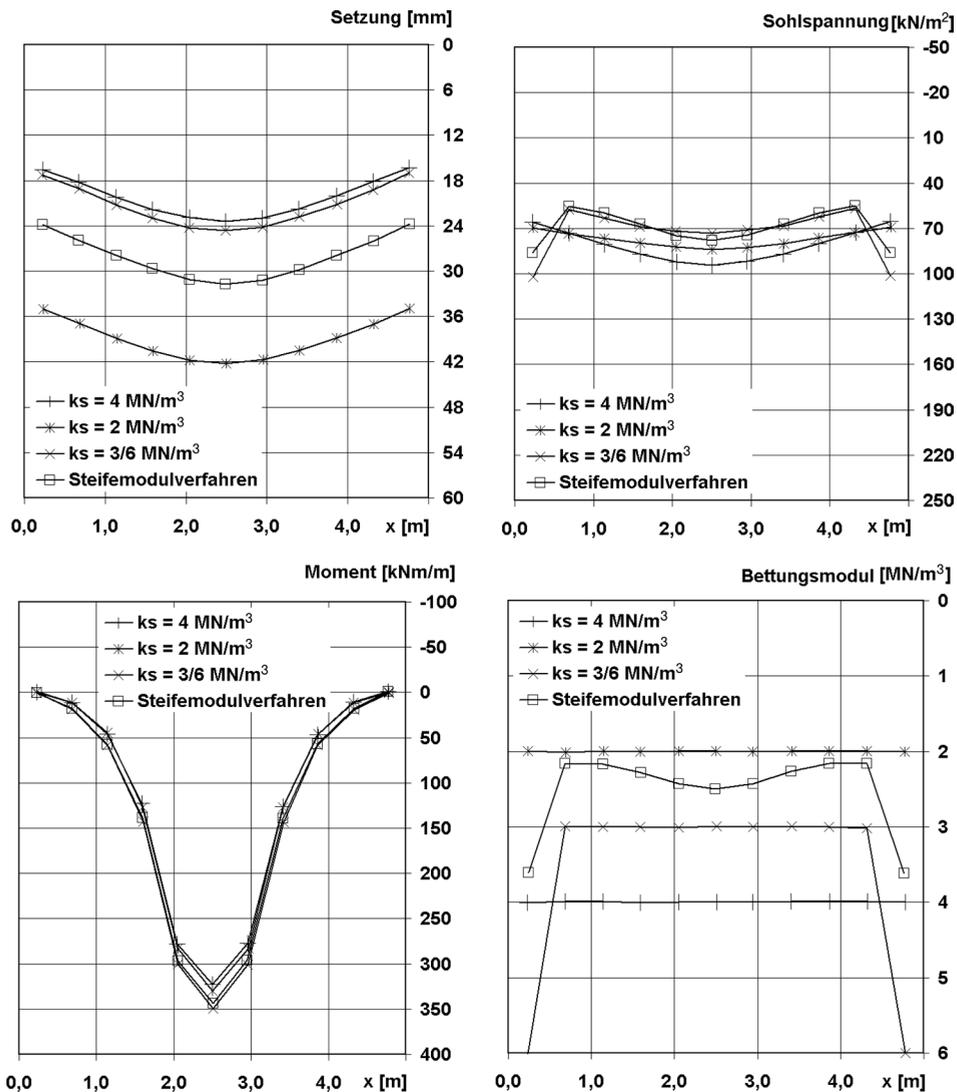


Bild 46 Auswirkungen verschiedener Berechnungsverfahren und Bettungsmodulverteilungen auf Sohldruck, Verformungen und Biegemomente bei einer $5 \text{ m} \cdot 5 \text{ m}$ großen, 30 cm dicken, zentrisch belasteten Stahlbetonplatte auf einem halbfesten Lehmuntergrund

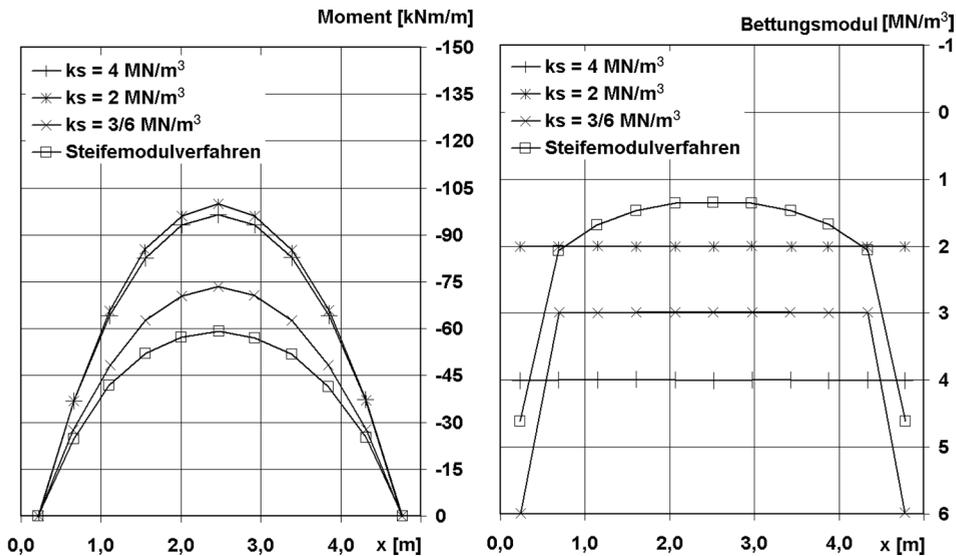


Bild 47 Auswirkungen verschiedener Berechnungsverfahren und Bettungsmodulverteilungen auf die Biegemomente bei einer $5 \text{ m} \cdot 5 \text{ m}$ großen, 30 cm dicken Stahlbetonplatte auf einem halbfesten Lehmuntergrund, die umlaufend am Plattenrand belastet ist

Hier zeigt sich, dass hinsichtlich des für die Bemessung der Platte wichtigen Momentenverlaufs die Wahl des Bettungsmodulansatzes in den hier gewählten Grenzen und bei der hier behandelten Laststellung keine bedeutende Auswirkung hat. Dies gilt jedoch nicht allgemein: Laststellungen mit Lasten an den Plattenrändern, wie sie bei Bauwerken mit Außenwänden charakteristisch sind, profitieren vom „Boussinesq-Effekt“. Bild 47 zeigt dies bei gleicher Variation der Berechnungsansätze und gleichen Steifigkeitsverhältnissen für eine Laststellung mit Belastung am Plattenrand. Hier führt der Ansatz einer konstanten Bettungsmodulverteilung zu Momenten, die um etwa 70 % höher liegen, als wenn die Platte nach dem Steifemodulverfahren berechnet wird. Wird die sich aus dem Steifemodulverfahren ergebende erhöhte Bettung in der gewählten einfachen Art am Plattenrand angesetzt, dann wird eine wesentlich günstigere Momentenverteilung bewirkt.

4.2.8 Verteilung des Bettungsmoduls in der Fläche

Die bisher gezeigten Grafiken haben die Bettungsmodulverteilung, wie sie aus Berechnungen nach dem Steifemodulverfahren ermittelt werden können, stets nur im Schnitt durch die Mittelachse des Fundaments dargestellt. In Bild 48 wird die Bettungsmodulverteilung für das Referenzbeispiel in Form von Isolinien als flächenbezogene Information gezeigt. Daraus wird deutlich, dass die Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk in den Ecken der Platte bei gegebener Verschiebung die größten Kraftübertragungen zulässt.

Bei Gründungsplatten hängt die Kopplung zwischen Baugrund und Bauwerk also deutlich von den Steifigkeitsverhältnissen beider beteiligter Systeme ab, aber auch die Laststellung und die Lastgröße müssen differenziert berücksichtigt werden, um zutref-

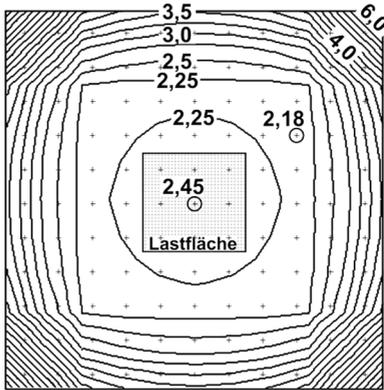


Bild 48 Mithilfe des Steifemodulverfahrens ermittelte Bettungsmodulverteilung für das Referenzbeispiel einer 30 cm starken, 5 m · 5 m großen Stahlbetonplatte auf einem halbfesten Lehmboden, die in der Mitte (1,36 m · 1,36 m) belastet ist (Bettungsmoduln in MN/m³)

fende Vereinfachungen in Form einer Bettungsmodulverteilung machen zu können, welche die Interaktion zutreffend wiedergibt.

In der Praxis wird es oft zweckmäßig sein, eine gewisse Variation der Größe und der Verteilung des Bettungsmoduls in mehreren Berechnungen eingrenzend vorzunehmen, um die tatsächlich unbekannte Beanspruchung von Bodenplatten – auch im Hinblick auf Umlagerungen zwischen Stützen- und Feldbereichen – hinreichend abzudecken.

4.2.9 Auswirkung von Zeitsetzungen auf die Beanspruchung von Bodenplatten

Wenn der beanspruchte Baugrund langfristige Zeitsetzungen erfährt, muss mit Umlagerungen der Sohldruckspannungen und daraus resultierenden Beanspruchungsänderungen gerechnet werden. Typischerweise kommt es zu einer Umlagerung des Sohldrucks weg von den Bereichen der höchsten Sohldruckspannung, wodurch sich die Biegebeanspruchung der Platte erhöht. Die Umlagerung wird dabei derart entstehen, dass sich die Scherbeanspruchungen im Boden möglichst weit abbauen. Im Grenzfall eines stark kriechenden Bodens „schwimmt“ das Bauwerk am Ende im Baugrund, d. h. die Sohldruckverteilung linearisiert sich vollständig unter Erfüllung der globalen Gleichgewichtsbedingungen.

4.2.10 Interaktion bei Bodenplatten, die Hohlräume überbrücken und Spannungsbegrenzung am Rand von Bodenplatten

Bodenplatten – möglichst gekoppelt mit schubfest verbundenen steifen Untergeschoss-wänden – sind ein geeignetes Gründungselement bei Untergrundsituationen, die wechselnde Steifigkeitseigenschaften aufweisen. Sie dienen dann der Überbrückung von Schwachstellen oder sogar von vorhandenen oder sich bildenden Hohlformen. Als Beispiele seien genannt: Bauwerke oberhalb nicht exakt lokalisierbarer möglicherweise einsturzgefährdeter Hohlräume im Untergrund wie Bergbaustollen, Karsthohlräume oder Luftschutzstollen; Schlepplatten über hinterfüllten Arbeitsräumen; Bauwerke auf verfüllten Tagebaukippen, für die ungleichmäßige Eigensetzungen zu erwarten sind.

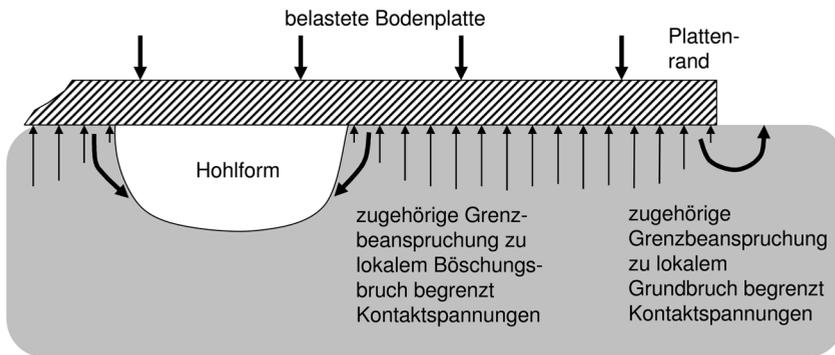


Bild 49 Begrenzung von Kontaktspannungen zwischen Bodenplatte und Baugrund neben Hohlräumen unter der Platte und am Plattenrand

Nach Definition der Größe möglicherweise oder konkret zu überbrückender Hohlformen ist die Bodenplatte so zu dimensionieren, dass sie den Hohlraum zu überbrücken vermag. Dabei stellt sich das Problem, dass die Bodenaufleger am Rand des Hohlraums nur begrenzt tragfähig sind, was gegenüber der Grundrissabmessung des Hohlraums zu einer Vergrößerung der Spannweiten führt.

Die genannte Begrenzung der Tragfähigkeit ergibt sich aus einem Böschungsbruch in die Hohlform hinein (Bild 49), wenn der Boden am seitlichen Rand des Hohlraums zu hoch belastet wird. In der Realität wird sich an einem derartigen Rand gerade die Spannung einstellen, die zur Plastifizierung des Bodens führt. Dann gibt der Boden so weit nach, dass er sich einer weiteren Belastung entzieht.

Auch am Rand von Bodenplatten können nicht beliebig hohe Spannungen auftreten. Hier ergibt sich eine Begrenzung der Spannungen aus lokalen Grundbrucherscheinungen.

Bei praktischen Berechnungen – sofern dazu keine Finite-Elemente-Berechnung zur unmittelbaren Erfassung aller Einflüsse durchgeführt wird – wird man in derartigen Fällen in ausreichender Näherung wie folgt vorgehen:

- Mithilfe des Steifemodulverfahrens wird ohne Berücksichtigung der Hohlform bzw. des Randeinflusses eine Bettungsmulverteilung ermittelt, die die Verhältnisse der Laststellung, Lastgrößen, Plattensteifigkeit und Baugrundsteifigkeit berücksichtigt.
- Im Bereich der Hohlform wird ein Bettungsmodul von $k_s = 0$ angesetzt.
- Die Grenzspannungen am Plattenrand bzw. am Rand des Hohlraums werden ermittelt. Das sind die vertikalen Spannungen an der Oberfläche des Bodens, die gerade noch aufgenommen werden können, ohne dass der Boden in den Hohlraum hinein einbricht. Sie nehmen mit steigendem Randabstand zu. Zur Berechnung werden die charakteristischen Bodenkennwerte verwendet. Teilsicherheitswerte sind nicht zur Anwendung zu bringen. Man kann beispielsweise wie folgt vorgehen:
 - Es wird die Grenzspannung σ_{20} für einen 20 cm breiten Randstreifen ermittelt.
 - Es wird die Grenzspannung σ_{40} für einen 40 cm breiten Randstreifen ermittelt.
 Die Grenzspannung für den Bereich zwischen 20 und 40 cm ergibt sich dann zu

$$\sigma_{20-40} = (\sigma_{40} \cdot 0,4 - \sigma_{20} \cdot 0,2) / 0,2$$

- Mit entsprechenden Grenzspannungen σ_{60} , σ_{80} , σ_{100} für Randstreifen von 60, 80 bzw. 100 cm etc. ergeben sich entsprechend Grenzspannungen für den Streifen zwischen 40 und 60 cm $\sigma_{40-60} = (\sigma_{60} \cdot 0,6 - \sigma_{40} \cdot 0,4) / 0,2$ usw.
- Es werden iterativ Berechnungen mit dem Bettungsmodulverfahren durchgeführt. Dabei wird der Bettungsmodul in zunehmend breiten Randbereichen auf null gesetzt und stattdessen von unten wirkend die ermittelte Grenzspannung als plastische Reaktionsspannung eingesetzt. Die Iteration mit zunehmend breiten plastifizierten Randbereichen wird so lange fortgesetzt, bis unter dem äußersten elastisch gebetteten Randelement eine Spannung errechnet wird, die geringer ist als die für diesen Bereich geltende Grenzspannung.

Es wird darauf hingewiesen, dass die Angabe und Überprüfung zulässiger Sohlspannungen unter Bodenplatten als Gesamtes in der Regel (Ausnahme vielleicht ein hochbelastetes Silo) nicht notwendig bzw. nicht systemangemessen ist. Bei den typischen großen Abmessungen ergeben sich aus Grundbruchberechnungen für eine Gesamtbodenplatte sehr große Grundbruchwiderstände. Die Verformungen werden unmittelbar aus den genannten Interaktionsberechnungen ermittelt und es ist selbstverständlich zu prüfen, ob sie bauwerksverträglich sind.

Plastifizierungen am Plattenrand oder am Rand von Hohlformen stellen kein Stand sicherheitsproblem dar. Ihre empfohlene Berücksichtigung mit Grenzwerten dient allein einer zutreffenden Erfassung von Umlagerungen aus der Interaktion in derartigen Bereichen. Im Übrigen ist bei größeren Einbindetiefen die Grundbruchspannung für streifenförmige Bereiche am Plattenrand im Vergleich zu typischen Sohlspannungen unter Bodenplatten ausreichend hoch.

4.2.11 Weiteres

Der Beitrag zu Gründungen in der 6. Auflage des Grundbau-Taschenbuchs enthält weitere Hinweise und Ergebnisse qualitativer Art, die aus einer Vielzahl von ebenen Berechnungen vor allem mit dem Steifemodulverfahren gewonnen worden sind. Auf diesen wird verwiesen. Folgende Punkte sind dort besonders behandelt:

- Intervallteilung bei der Diskretisierung der Gründungsplatte,
- Wirkung der Überbausteifigkeit,
- Hinweise zur Stahlbeton-Bemessung der Bodenplatte und aufgehender Wände,
- Hinweise zum Betonkriechen und Rissbildungen (Zustand II) im Stahlbeton,
- Konstruktive Regeln bei der Biege- und Schub-Bemessung,
- Hinweise zur Bauausführung von Stahlbeton-Bodenplatten,
- Angaben zur Fugen-Gestaltung,
- Beispiel zur Beeinflussung einer Gebäudegründung durch Senkung der Sohlfläche bei einer Untertunnelung.

Außerdem findet sich dort eine allgemeine Einführung in das Bettungsmodulverfahren und das Steifemodulverfahren. Im Hinblick auf das Steifemodulverfahren werden Hinweise zur Festlegung von Steifemoduln gegeben.

4.3 Horizontale Interaktion

Auch hier wird auf die 6. Auflage des Grundbau-Taschenbuchs verwiesen, in der Hinweise zu Berechnungen von Zwangswirkungen gegeben sind, wie sie bei einer reibungsbedingten Behinderung horizontaler Verformungen infolge von Temperatur und Schwinden in Bodenplatten entstehen [42].

5 Membrangründungen (Tankgründungen)

Lange Zeit war es üblich, Behälter wie Öltanks selbst bei weicher Konsistenz des anstehenden Bodens unmittelbar auf den unveränderten Baugrund aufzusetzen. Der Stahlboden des Tanks kann die Verformungen in der Regel problemlos als Membran mitmachen. Für den Tankmantel, der nicht stark ovalisieren oder gar beulen darf, wird ein Ringbankett bzw. -fundament angeordnet, um Grundbruch auszuschließen und unterschiedliche Verformungen gering zu halten. Wenn nach ohnehin erforderlichen Probebelastungen mit Wasser zu große unterschiedliche Verformungen erkennbar wurden, kamen Techniken zum Ausrichten der fertigen Tanks zum Einsatz.

Der Beitrag 3.1 in der 6. Auflage des Grundbau-Taschenbuchs beschäftigt sich mit diesen Themen. Eine aktuelle Recherche ergab, dass heute bei Tankgründungen auf weichem Untergrund eher Baugrundverbesserungen vorgesehen werden, um die Verformungen von vornherein zu begrenzen und spätere Nacharbeiten zu vermeiden. Die infrage kommenden geotechnischen Verfahren sind die gleichen wie für andere Bauwerksarten und werden in den Kapiteln 2.2 (Baugrundverbesserung) und 3.2 (Pfahlgründungen) der aktuellen Auflage behandelt.

6 Zugfundamente

Als Flachfundamente bestehen Zugfundamente aus einem Fundamentblock, der wie ein Ankerstein kraft seines Eigengewichts imstande ist, Zuglasten aufzunehmen (Bild 50a). Der Block kann aus Beton und dem unterschrittenen Füllbodengewicht bestehen oder aus einer Bodenauflast, die auf einer Ankerplatte oder einem Stahlgrill ruht (Bild 50b).

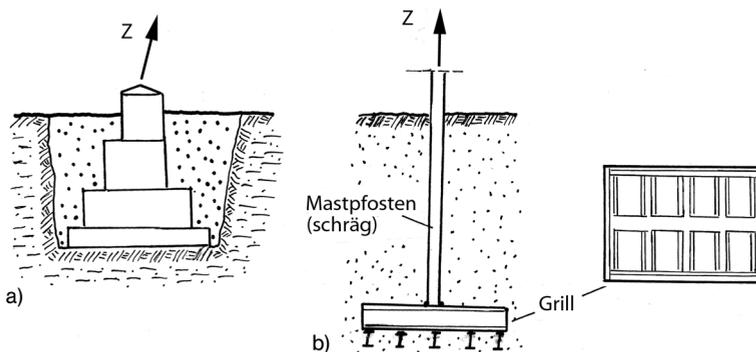


Bild 50 Einfache Zugfundamente; a) Betonblock, b) Bodenblock auf einem Grill [53]

Als Grenzzustände (s. auch DIN EN 1997-1, 2.7.4.5) kommen Folgende infrage:

- Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Bemessungswert der Zuglast – Nachweis des Gleichgewichts EQU mit stabilisierenden und destabilisierenden Einwirkungen;
- bei Leitungsmasten: Berücksichtigung der Bemessungssituation beim einseitigen Reißen der Leitung;
- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit Begrenzung des Hebungs- und Verkantungmaßes, wobei bei Abspannmasten die ständige einseitige Beanspruchung maßgebend ist.

Bei tief gelegten Gründungskörpern kommt auch eine Berücksichtigung der seitlichen effektiven Bodenreaktionen infrage – allerdings ohne Kohäsion anzusetzen, da diese in der Kontaktfläche zwischen gewachsenem und wieder verfüllten Boden nicht mehr vorhanden ist.

Für das Problem der Fundamenthebung wird auf [44, 45] und [92] verwiesen.

7 Literatur, Programme, Deutsche geotechnische Normen (DIN)

7.1 Literatur

Zunächst sei an dieser Stelle der Hinweis gestattet, dass der vorliegende Beitrag in weiten Teilen demjenigen in der 7. Auflage entspricht und große Anteile von Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. e. h. Hans-Ulrich Smoltczyk enthält, der jedoch für die vorliegende Überarbeitung altersbedingt die Autorenschaft nicht mehr mittragen mochte.

- [1] Aleynikov, S. M.: Calculation of slotted foundations in spatial stress-strain state of soil base. Proc. 14th ICSMFE (1997), I, 629–632.
- [2] Borowicka, H.: Über ausmittig belastete, starre Platten auf elastisch-isotropem Baugrund. Ingenieurarchiv 14 (1943), 1–8.
- [3] Bolton, M. D.: Design Methods. Proc. Wroth Memorial (1993), S. 50–2. London: Thomas Telford.
- [4] Briaud, J.-L.: Spread Footings in Sand: Load Settlement Curve Approach ASCE J.GE 133, (2007), 905–920.
- [5] Brinkmann, C.: Untersuchungen zum Verhalten von Dichtungsübergängen im Staudammbau. Mitteilung 43 (1998), Institut für Geotechnik Stuttgart.
- [6] Bjerrum, L.: Allowable settlements of structures. Norwegian Geotechn. Inst. Mitt. Nr. 98 (1973).
- [7] Brown, W. G.: Difficulties associated with predicting depth of freeze or thaw. Can. Geot. J. 1 (1964), 215–226.
- [8] Buisman, A. S. K.: Results of long duration settlement tests. Proc. 1st ICSMFE (1936), 1, 103–105.
- [9] Buisman, A. S. K.: Grondmechanika. Delft: Waltman 1940.
- [10] Caquot, A.; Kérisel, J.: Traité de mécanique des sols. Paris: Dunod 1956, S. 203/204.
- [11] Davis, E. H.; Poulos, H. G.: Rate of settlement under two- and three-dimensional conditions. Géotechnique 22, (1972), 95–114.

- [12] Davisson, M. T.; Salley, J. R.: Settlement histories of four large tanks on sand. Symposium Performance of Earth and Earth-Supported Structures (1972). Purdue Univ. 1–2, 981–995.
- [13] De Beer, E. E.: Grundbruchberechnungen schräg und ausmittig belasteter Flachgründungen. Ingenieurwissen 7, Bodenmechanik II, VDI-Verlag Düsseldorf 1964, S. 41–132.
- [14] De Beer, E. E.: Experimental determination of shape factors and the bearing capacity factors of sand. Géotechnique 20 (1970), 387–411.
- [15] De Beer, E. E.: Summary Report TC 11. ASCE-IABSE Int. Conf. (1972), Lehigh Univ., p. 1047.
- [16] De Josselin de Jong, G.: Statics and kinematics in the failable zone of a granular material. Delft: Waltman 1959.
- [17] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik: Empfehlungen 1–3 des Arbeitskreises „Geotechnik historischer Bauwerke und Naturdenkmäler“. Bautechnik 74 (1997), 467–470; 81 (2004), 17–24; 760–765.
- [18] Eisenmann, J.; Leykauf, G.: Verkehrsflächen aus Beton. Beton-Kalender 1 (2007), 93–263. Verlag Ernst & Sohn Berlin.
- [19] Fuchssteiner, W.: Gründungen. In: Beton-Kalender II (1957), S. 421. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- [20] Gourvneq, S.: Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading. Géotechnique 57 (2007), 637–646.
- [21] Graf, B.; Gudehus, G.; Vardoulakis, I.: Grundbruchlast von Rechteckfundamenten auf einem geschichteten Boden. Bauingenieur 60 (1985), 29–37.
- [22] Grünberg, J.; Vogt, N.: Interaktion Bauwerk – Baugrund. In: Beton-Kalender 2009, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- [23] Gruhle, H.-D.: Setzungen eines Stützenfundamentes und Sohlnormalspannungen, Meßergebnisse und Vergleich mit berechneten Werten. Bautechnik 54 (1977), 274–281.
- [24] Gussmann, P.; Schad, H.; Smith, I.: Numerische Verfahren. In: Grundbau-Taschenbuch Bd. 1, 6. Auflage, S. 431–476. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2001.
- [25] Habib, P.; Puyo, A.: Stabilité des fondations des constructions de grande hauteur. Annales Inst. Techn. Bâtiment Travaux Publics 275 (1970), 119–124.
- [26] Hager, M.: Eisdruck. In: Grundbau-Taschenbuch Band 1, 6. Auflage. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2001.
- [27] Hanna, A.; Abd El-Rahman, M.: Ultimate Bearing Capacity of Triangular Shell Strip Footings on Sand. ASCE J. GE 116 (1990), 1851–1863.
- [28] Hansbo, S.: Consolidation of Clay, With special Reference to Influence of Vertical Sand Drains. Swedish Geot. Institute Mitt. 18, Stockholm 1960.
- [29] Hansen, Brinch J., Hansen, Bent: Foundations of structures. Proc. 4th ISSMFE Bd. 2, pp. 441–447, London 1957.
- [30] Hansen, Brinch J.: A General Formula for Bearing Capacity. Danish Geot. Inst. Vol. 11, Kopenhagen 1961.

- [31] Hansen, Brinch J.: A revised and extended formula for bearing capacity. Danish Geot. Inst. Vol. 28, Kopenhagen 1970.
- [32] Heller, H. J.: Setzungen von Kranbahnstützen infolge von Lastwechseln bei sandigem Untergrund. Bautechnik 72 (1995), 11–19.
- [33] Hettler, A.: Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung. Veröff. 90 Inst. Bodenmech. Felsmech. Univ. Karlsruhe (1981).
- [34] Hintner, J.: Analyse der Fundamentverschiebungen infolge vertikaler und geneigter Belastung. Mitt. 57, Institut für Geotechnik Universität, Stuttgart 2008.
- [35] Hjjaj, M.; Lyamin, A. V.; Sloan, S. W.: Numerical limit analysis solutions for the bearing capacity factor N_γ . International Journal of Solids and Structures 42(5–6) (2005), 1681–1704.
- [36] Hülsdünker, A.: Maximale Bodenpressung unter rechteckigen Fundamenten bei Belastung mit Momenten in beiden Achsrichtungen. Bautechnik 41 (1964), 269.
- [37] Kany, M.: Computergerechte Bestimmung der Nulllinie und der Eckspannungen für die Zone 5 von Rechteckfundamenten (unveröff. Manuskript 1988).
- [38] Kany, M.; El Gendy: Analysis of system of footing resting on irregular soil. Proc. 14th ICSMFE (1997), II, 995–998.
- [39] Kirschbaum, P.: Nochmals: Ausmittig belastete T-förmige Fundamente. Bautechnik 47 (1970), 214–215.
- [40] Kisse, A.: Entwicklung eines Systemgesetzes zur Beschreibung der Boden-Bauwerk-Interaktion flachgegründeter Fundamente auf Sand, Heft 34 (2008) Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg – Essen.
- [41] König, G.: Nutzlasten in Bürogebäuden. Beton- u. Stahlbetonbau 72 (1977), 165–170.
- [42] Kolb, H.: Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischem Zwang. Mitt. 28 Baugrundinstitut Stuttgart 1988.
- [43] Krieg, S.: Viskoses Bodenverhalten von Mudden, Seeton und Klei. Mitt. 150 Inst. Bodenmech. u. Felsmechanik, Univ. Karlsruhe (2000).
- [44] Kulhawy, F. H.; Trautmann, C. N.; Nicolaides, C. N.: Spread foundations in uplift. ASCE GSP 8 (1987), 96–109, New York.
- [45] Kulhawy, F. H.; Stewart, H. E.: On uplift capacity of aged grillage foundations. Proc. 14th ICSMFE (1997), II, 999–1002.
- [46] Larsen, P.; Krebs Ovesen, N.: Bearing capacity of square footings on sand. Danish Geot. Institute Kopenhagen, s. a. DGI-Bulletin 36 Copenhagen (1985).
- [47] Laue, J.: Settlements of shallow foundations subjected to combined static and repeated loadings. Proc. 14th ICSMFE (1997), II, 1003–1007.
- [48] Laumans, Q.; Schad, H.: Calculations of Raft Foundations on Clayey Silts. ASCE Symp. Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg (1976), 1, 475–488.
- [49] Leinenkugel, H. J.: Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe. Veröff. 66 Inst. Bodenmech. Felsmech. Univ. Karlsruhe (1976).
- [50] Leroueil, S. et al.: Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. Géotechnique 35 (1985), 159–180.

- [51] Leussink, H.; Blinde, A.; Abel, P.-G.: Versuche über die Sohldruckverteilung unter starren Gründungskörpern auf kohäsionslosem Sand. Veröff. 22 Inst. Bodenmech. Felsmech. TH Karlsruhe (1966).
- [52] Lundgren, H.; Mortensen, K.: Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand. Proc. 3rd ICSSMFE Zürich 1953, Bd. 1.
- [53] Martin, C. M.: Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics. 11th. Int. Conf. of IACMAG, Vol. 4, Turin 2005, 441–450.
- [54] Meyerhof, G. G.: The Ultimate Bearing Capacity of Foundations. *Géotechnique* 2 (1951), 301.
- [55] Meyerhof, G. G.: The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads. Proc. 3rd ICSSMFE Zürich 1953, Bd. 1, 440–445.
- [56] Meyerhof, G. G.: Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Can. Geot. J.* 1 (1963), 16–26.
- [57] Miklos, E.: Ausmittig gedrückte symmetrische Trapez- und T-Querschnitte bei Ausschluss von Zugspannungen. *Bautechnik* 41 (1964), 343–347.
- [58] Mitchell, J.; Woodgate, R. W.: A Survey of Floor Loadings in Office Buildings. Report 50 (1970), Construction Industry Research and Information Association, London.
- [59] Muhs, H.; Weiß, K.: Der Einfluss der Lastneigung auf die Grenztragfähigkeit flachgegründeter Einzelfundamente. *Berichte aus der Bauforschung*, Heft 62, S. 69–131. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1969.
- [60] Muhs, H.; Weiß, K.: Die Grenztragfähigkeit von flach gegründeten Streifenfundamenten unter geneigter Belastung nach Theorie und Versuch. Bericht 101 aus der Bauforschung, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1975.
- [61] Neher, H. P.: Zeitabhängiges Materialverhalten und Anisotropie von weichen Böden – Theorie und Anwendung. Mitt.60 Institut für Geotechnik Stuttgart (2008).
- [62] Netzel, D.: Beitrag zur wirklichkeitsnahen Berechnung und Bemessung einachsiger ausgesteifter, schlanker Gründungsplatten. *Bautechnik* 52 (1972), 209–213 u. 337–343.
- [63] Neuber, H.: Setzungen von Bauwerken und ihre Vorhersage. Bericht 19 aus der Bauforschung, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1961.
- [64] Ohde, J.: Berechnung der Sohldruckverteilung unter Gründungskörpern. *Der Bauingenieur* 23 (1942), 99–107 u. 122–127.
- [65] Osman, A. S. et al.: Simple prediction of the undrained displacement of a circular surface foundation on non-linear soil. *Géotechnique* 57 (2007), 729–737.
- [66] Perkins, S. W.; Madsen, C. R.: A dilatancy approach for the bearing capacity of sands. Proc. 14th ICSSMFE (1997), II, 1189–1192.
- [67] Pohl, K.: Zahlentafeln zur Bestimmung der Nulllinie und der größten Eckpressung im Rechteckquerschnitt bei Lastangriff außerhalb des Kerns und Ausschluss von Zugspannungen. *Beton-Kalender I* (1964), 194, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- [68] Poulos, H.: Spannungen und Setzungen im Boden. *Grundbau-Taschenbuch Teil 1*, 1.6. 6. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2001.
- [69] Prager, W.: Probleme der Plastizitätstheorie. Verlag Birkhäuser Basel 1955.
- [70] Pregl, O.: Determination of stability characteristics. Proc. 11th ICSSMFE San Francisco 1983, Bd. 4, 2227–2230.

- [71] Salden, D.: Der Einfluss der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten. Mitt. 12, Baugrundinstitut Stuttgart (1980).
- [72] Schaak, H.: Setzung eines Gründungskörpers unter dreiecksförmiger Belastung mit konstanter bzw. schichtweise konstanter Steifezahl E_s . Bauingenieur 47 (1972), 220 ff.
- [73] Schad, H.; Netzel, D.: Anwendung analytischer Lösungen für die praktische Berechnung von Gründungsplatten. Vorträge Baugrundtagung Berlin (1996), 553–560.
- [74] Schanz, T.; Gussmann, P.; Smolczyk, U.: Study of bearing capacity of strip footing on layered subsoil with the Kinematical Element Method. Proc. 14th ICSMFE (1997), I, 727–730.
- [75] Schick, P.; Unold, F.: Grundbruch von Flachgründungen nach E DIN 4017:2000 und numerischen Berechnungen – Einfluss der Lastneigung. Bautechnik 79 (2002), 625–631.
- [76] Schmidt, J. D.; Westmann, R. A.: Consolidation of Porous Media with Non-Darcy Flow. ASCE J. EM 99 (1973), 1201–1216.
- [77] Schultze, E.; Horn, A.: Der Zugwiderstand von Hängebrücken-Widerlagern. Vorträge Baugrundtagung München (1966), 125–186.
- [78] Sekiguchi, H.; Kobayashi, S.: Limit analysis of bearing capacity for a circular footing subjected to eccentric loads. Proc. 14th ICSMFE (1997), II, 1029–1032.
- [79] Sherif, G.; König, G.: Platten und Balken auf nachgiebigem Untergrund. Springer Verlag Berlin Göttingen Heidelberg, 1975.
- [80] Siddiquee, M. S. A.; Tatsuoka, F.; Tanaka, T.: Effect of the shape of footing on bearing capacity. Proc. 14th ICSMFE (1997), II, 891–894.
- [81] Skempton, A.W.: The bearing capacity of clays. Proc. Building and Research Congress London 1951, Band 1, 180–189.
- [82] Smolczyk, H.-U.: Ermittlung eingeschränkt plastischer Verformungen im Sand unter Flachfundamenten. Verlag Ernst & Sohn Berlin 1960.
- [83] Smolczyk, U.: Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren. Festschrift Prof. Lorenz, Inst. Grundbau Bodenmech. TU Berlin (1975), 203–218.
- [84] Smolczyk, U.: Sonderfragen beim Standsicherheitsnachweis von Flachfundamenten. Mitt. 32 DEGEBO Berlin (1976), 111–118.
- [85] Smolczyk, U.: Verkantung von Pfeilern und Türmen infolge Baugrundnachgiebigkeit. DFG Abschlussbericht Sm 3/18 (1981) (Manuskript).
- [86] Smolczyk, U.: Verkantung von Brückenpfeilern infolge Baugrund-Elastizität. 10. Konferenz Grundbau Brno (1982), 408–415.
- [87] Sokolovsky, V. V.: Statics of soil media. Butterworths Scientific Publications London 1960, s. auch die deutsche Fassung: VEB Verlag Technik Berlin 1955.
- [88] Sommer, H.: Messungen, Berechnungen und Konstruktives bei der Gründung Frankfurter Hochhäuser. Bauingenieur 53 (1978), 205–211.
- [89] Soumaya, B.; Kempfert, H.-G.: Bewertung von Setzungsmessungen flachgegründeter Gebäude in weichen Böden. Bautechnik 83 (2006), 181–185.
- [90] Steenfelt, J. S.: Scale effects on bearing capacity factor N_{γ} . Proc. 9th ICSMFE Rotterdam 1977, Vol. 1, 749–752.

- [91] Stuart, J. G.: Interference between foundations, with special reference to surface footings in sand. *Géotechnique* 12 (1962), 15–22.
- [92] Sweeney, M.; Craig, H. A.; Lambson, M. D.: Zuschrift zu [14]. *ASCE J. GE* 115 (1989), 1443–1446.
- [93] Terzaghi, K.: *Theoretische Bodenmechanik*. Springer Verlag Berlin 1943.
- [94] Trautmann, C. H.; Kulhawy, F. H.: Uplift load-displacement behavior of spread foundations. *ASCE J. GE* 114 (1988), 168–184.
- [95] Vogt, N.; Winkler, B.: Hangtunnel Bad Ems – Einschnitt und Beobachtungsmethode – Horizontallasten und Schubnocken. *Tiefbau* (2004), Heft 12, 772–778.
- [96] Vogt et al.: *Autobahnbau auf der Innenkippe des Tagebaus Garzweiler*. Vorträge Baugrundtagung, Bielefeld 2016.
- [97] Vrettos, C.: Zur nichtlinear-elastischen Berechnung von Fundamentsetzungen bei Böden mit Schichtung und druckabhängiger Steifigkeit. *Geotechnik* 31 (2008), 53–66.
- [98] Vrettos, C.; Merz, K.: Grenzen der Anwendbarkeit der DIN 4019 für geschichtete Böden. *geotechnik* 37 (2014), Heft 3, 204–209.
- [99] Weiß, K.: *Der Einfluss der Fundamentform auf die Grenztragfähigkeit flach gegründeter Fundamente*. Bericht 65 aus der Bauforschung, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1970.
- [100] Weiß, K.: Die Formbeiwerte in der Grundbruchgleichung für nichtbindige Böden. *Mitt. 29 DEGEBO* Berlin (1973).
- [101] West, J. M.; Stuart, J. G.: Oblique Loading Resulting from Interference between Surface Footings on Sand. *6th ICSMFE* (1965), II, 214–217.
- [102] Wichtmann, T.; Niemunis, A.; Triantafyllidis, Th.: FE-Prognose der Setzungen von Flachgründungen auf Sand unter zyklischer Belastung. *Bautechnik* 82, (2005), Heft 12, 902–911.
- [103] Winkler, E.: *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit*. Verlag Dominicus Prag 1867.
- [104] Witt, K. J.; Wudtke, R.-B.: Versagensmechanismen des Hydraulischen Grundbruchs an einer Baugrubenwand. *22. Christian Veder Kolloquium Graz* (2007), S. 229–242. (Hrsg.) Gruppe Geotechnik Graz, Heft 30.

7.2 Programme

Anmerkung: Im Folgenden werden nur die Programme aufgelistet, mit denen die Autoren selbst Erfahrungen sammeln konnten. Im Übrigen wird auf die einschlägigen Informationen in der Zeitschrift *GEOTECHNIK* der DGGT verwiesen.

- [105] Kany, M.: Berechnung von Systemen elastischer Fundamentplatten auf beliebig geschichtetem Baugrund (Programm ELPLA). *Grundbauinstitut der LGA Bayern* (1976).
- [106] Kany, M.: Berechnung der Sohldrücke und Setzungen von Systemen starrer Sohlplatten nach dem Steifemodulverfahren von Kany (Programm STAPLA). *Grundbauinstitut der LGA Bayern* (1976).

- [107] Kany, M.: Programmsystem GEOTEC und Benutzerhandbücher für SETZ, FUND, ELBAL, ELPLA-W7.2(D+E), KREBI, JANBU, GRUWA, EROSION, FELD, LABOR, PFAHL, BOHR-W (1996–2000).
- [108] Kany, M.: Programm QUERSCHN, Programmgruppe GEOTEC-L. Zirndorf 2000.
- [109] Netzel, D.: Rechenprogramm PLANET für elastisch gebettete ebene Gesamtsysteme, Stuttgart (1975–1995).
- [110] Vermeer, P.; Brinkgreve, R.: Programmsystem PLAXIS und Benutzerhandbuch. Delft 2000.
- [111] Smolczyk & Partner: Programme BOESCH.S&P, PLATTE.S&P, SETZUNG.S&P, FUDIM.S&P (1979).

7.3 Deutsche geotechnische Normen (Stand 2016)

DIN EN 1991: Einwirkungen auf Tragwerke.

DIN EN 1997: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teile 1 und 2.

DIN 1054:2010: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – ergänzende Regeln zu DIN EN 1997-1.

DIN 4017:2006: Baugrund – Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen.

DIN 4019:2008: Baugrund – Setzungsberechnungen.

DIN 4084:2009: Baugrund – Geländebruchberechnungen.

DIN 4085:2007: Baugrund – Berechnung des Erddrucks.

Handbuch Eurocode 7 – Geotechnische Bemessung.

Band 1:

DIN EN 1997-1:2009-09: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln einschließlich NA sowie

DIN 1054:2010-12: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1 einschließlich A1 und A2

Deutsches Institut für Normung, Berlin 2015.

Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der HTG e.
V. (Hrsg.)

Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen EAU 2020

- unverzichtbare Hilfe in der Planungspraxis
- normenähnlicher Charakter
- die Empfehlungen werden auch in Ausschreibungen und Abrechnungen verwendet

Die 12. Auflage „EAU“ 2020 beinhaltet eine inhaltliche Neustrukturierung der Empfehlungen. Diese gelten für Planung, Entwurf, Ausschreibung, Vergabe, Baudurchführung, -überwachung sowie bei Abnahme und Abrechnung von Hafen- und Wasserstraßenanlagen.

BESTELLEN

+49 (0)30 470 31-236
marketing@ernst-und-sohn.de
www.ernst-und-sohn.de/3316



2020 · 580 Seiten · 266 Abbildungen ·
78 Tabellen

Hardcover

ISBN 978-3-433-03316-6 € 139*

eBundle (Print + PDF)

ISBN 978-3-433-03317-3 € 169*

Der €-Preis gilt ausschließlich für Deutschland. Inkl. MwSt.



Pfahlgründung
Baugrundverbesserung

Wir stehen seit über 25 Jahren für schnelle und erschütterungsfreie Pfahlgründungen und für Baugrundverbesserungen mit Teil- und Vollverdrängerpfählen.

Rufen Sie uns an, wir beraten Sie gerne!



AUGSBURG
KÖLN
SCHÜTTORF
SCHWERIN



www.jacbo.de

Phone: +49 (0) 5923 9697-0
E-Mail: info@jacbo.de