

Baugrund
Zulässige Belastung des Baugrunds
Erläuterungen

DIN
1054
Beiblatt

Subsoil; permissible loading of subsoil; comment

Diese Erläuterungen beziehen sich auf die Ausgabe November 1976 der Norm DIN 1054; sie dienen dazu, etwaige Zweifelsfälle bei der Auslegung der Norm möglichst auszuschließen. In diesem Zusammenhang wird auf DIN 820 Teil 2, Ausgabe September 1969, Tabelle 1 Anwendung der modalen Hilfsverben in Normen, besonders hingewiesen.

Zu Abschnitt 1

DIN 1054 enthält allgemeine technische Mindestforderungen für Gründungsaufgaben. Unterschreitungen der Mindestforderungen dieser Norm sind im Rahmen der baurechtlichen Vorschriften zulässig, wenn solche Abweichungen durch bewährte örtliche Erfahrungen oder durch besonders eingehende Baugrunduntersuchungen begründet werden können. Die Norm nennt Art und Umfang der Baugrunduntersuchungen, die hinsichtlich ihrer Verfahrensmerkmale in den entsprechenden Prüfnormen beschrieben werden.

Örtliche Erfahrungen werden in der Regel an bereits ausgeführten Bauwerken gewonnen; es muß dann im Einzelfall die Übertragbarkeit auf die geplante Gründung nachgewiesen werden. Durch die mechanische Eigenart und Mannigfaltigkeit des Baugrunds ist es nicht möglich, die Standsicherheit einer Gründung theoretisch exakt zu begründen. Der Inhalt der Norm stellt deswegen eine Sammlung von technischen Regeln dar, die entweder durch Erfahrung am ausgeführten Bauwerk oder im Modellversuch belegt oder mangels solcher Erfahrung als sinnvolle, auf Berechnungen gestützte Abschätzung angesehen werden können.

Die Prüfung und Verbesserung der in der Norm enthaltenen Regeln wird erleichtert, wenn die Benutzer geeignete Erfahrungen in Form einer kurzen, aber vollständigen Beschreibung des Einzelfalls dem FNBau mitteilen.

Die Herausnahme der Starkstrom-Freileitungsmaste aus dem Geltungsbereich bezieht sich ausschließlich auf die baulichen Anlagen der Energieversorgungsunternehmen; für alle anderen Mastgründungen gilt die Norm.

Zu Abschnitt 2

Die in dieser Norm verwendeten Begriffe des Grundbaus und der Bodenmechanik werden im Schrifttum nicht ganz einheitlich verwendet. Zur Klarstellung werden sie daher für die Zwecke der Norm definiert.

Zu Abschnitt 2.1

Die nach DIN 4022 Teil 1 festgestellten Bodenarten werden gruppenweise zusammengefaßt, um für sie die zulässigen Belastungen festlegen zu können. Eine allgemeine Klassifizierung, z. B. eine allgemeine Unterscheidung von bindigen und nichtbindigen Bodenarten, ist damit nicht beabsichtigt.

Zu Abschnitt 2.1.1

Ein erdgeschichtlicher Vorgang ist im bautechnischen Sinne abgeklungen, wenn der Baugrund unter der Wirkung seiner Eigenlast keine praktisch meßbaren Verformungen, wie z. B. infolge Eigenkonsolidierung, mehr zeigt.

Damit sind allerdings durch unterirdische Hohlräume ausgelöste Erscheinungen wie Erdfälle nicht ausgeschlossen.

Der im Abschnitt 2.1.1.1 angegebene Feinkornanteil bezeichnet für Mischböden die Grenze, von der ab im allgemeinen die Tragfähigkeit durch Kohäsion beeinflusst wird. Soweit andere bodenmechanische Eigenschaften angesprochen werden sollen (z. B. die Durchlässigkeit, Verdichtbarkeit, dynamische Empfindlichkeit, Frostverhalten), müssen die Grenzen von Fall zu Fall abweichend definiert oder durch weitere Merkmale ergänzt werden. So können sich vorwiegend schluffige Böden und da besonders Grobschluff (Mehlsand) zuweilen wie ein nichtbindiger Boden verhalten. Solche feinkörnigen Böden haben eine im Laborversuch nicht mehr zuverlässig bestimmbare Plastizitätszahl von wenigen Prozent (siehe DIN 18 196, Ausgabe Juni 1970, Bild 4).

Für die visuelle Bodenansprache wird auf DIN 4022 Teil 1, Ausgabe November 1969, Abschnitt 8.1, verwiesen.

Die für organische Bestandteile genannten Toleranzen gelten unabhängig davon, ob die Bestandteile im Boden gleichmäßig oder ungleichmäßig, z. B. in einzelnen Klumpen, verteilt sind. Im letzteren Fall ist das Gewicht der organischen Einlagerung auf ein so großes Bodenvolumen zu beziehen, daß sich ein kennzeichnender Mittelwert ergibt.

Zu Abschnitt 2.1.3

Soweit Schüttungen, wie etwa beim Bodenersatzverfahren, sachgemäß ausgeführt und verdichtet werden, kann auf ihnen uneingeschränkt gegründet werden. Wird nicht oder nicht ausreichend verdichtet, können erhebliche Setzungen und Sackungen eintreten, die sich kaum – allenfalls bei nichtbindigen Schüttgütern – im voraus schätzen lassen.

Bei Unterwasserschüttungen aus nichtbindigem Material müssen die Einschränkungen beachtet werden, die bei lockerer Lagerung des Bodens erforderlich sind. Nicht sachgemäß ausgeführte Schüttungen können nicht grundsätzlich – z. B. für leichte Bebauung – als Baugrund ausgeschlossen werden. Dasselbe gilt sinngemäß für Halden, die auf natürlichem Wege (Hangrutschung) entstanden sind.

Zu Abschnitt 2.2

Die Lastfälle können im Grundbau nach zwei Gesichtspunkten unterschieden werden:

- a) Soweit Baugrundverformungen, insbesondere Setzungen, nachgewiesen oder berücksichtigt werden, müssen die Verkehrslasten nach ihrer Einwirkungsdauer

Fortsetzung Seite 2 bis 14

Fachnormenausschuß Bauwesen (FNBau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

Frühere Ausgaben: 10.53, 11.69

Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung des DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, gestattet.

Änderung November 1976:
Inhalt ergänzt, gesetzliche Einheiten aufgenommen.

(siehe [1], S. 512, Bild 1) aufgegliedert und qualitativ mit dem Zeitraum verglichen werden, innerhalb dessen die Bodenverformung zu erwarten ist. So kann z. B. eine Stapellast von einem Monat Dauer schon beträchtliche Setzungen verursachen.

Dagegen sind bei Grundbruchuntersuchungen grundsätzlich alle Lasten anzusetzen.

- b) Die Gliederung der Lastfälle, beispielsweise nach der Wahrscheinlichkeit, mit der die Beanspruchungen zu erwarten sind, ermöglicht eine differenzierte Festlegung der Sicherheiten und aller daraus abgeleiteten Werte (zulässige Spannungen). Sie ist im wesentlichen vergleichbar mit der Unterscheidung zwischen „normalem“, „ungünstigem“ und „außergewöhnlichem Betriebsfall“ im Wasserbau (siehe DIN 19 702). Sie ist nicht vergleichbar mit der im Stahlbau üblichen Einteilung der Lasten in Haupt- und Zusatzlasten, da alle in den einzelnen Teilen von DIN 1055 vorgeschriebenen Lasten in den Lastfall 1 eingehen. Die Einstufung nach Ermessen trifft daher nur die nicht genormten Lasten, z. B. aus Wasserstandsschwankungen, dynamischen Kräften, Eisdruck (zum Eisdruck siehe [1], S. 660).

Die Dauer einer Verkehrsbelastung ist für die Einordnung in die Lastfälle 1 bis 3 ohne Bedeutung.

Soweit also Gründungen, wie im Hochbau, ohne zusätzliche Belastungsvorschriften berechnet werden, kann der Betriebszustand als Lastfall 1, der Bauzustand als Lastfall 2 angesetzt werden. Dabei wird davon ausgegangen, daß sich die Beanspruchungen während des Bauzustands nicht auf den Endzustand auswirken.

Die bei Großbauvorhaben gelegentlich geforderten Nachweise von außerplanmäßigen Zuständen müssen als Lastfall 3 im einzelnen besonders vereinbart werden. Dasselbe gilt sinngemäß für Gründungen von Bauwerken, die als Katastrophenschutz dienen sollen. Belastungen, die seltener als einmal in 100 Jahren zu erwarten sind, sollten aus Wirtschaftlichkeitsgründen unter Lastfall 3 eingeordnet werden.

Zu Abschnitt 2.3

Bei tief genug angreifenden Kräften tritt kein Grundbruch bis zur freien Oberfläche auf. Für die Druck-Setzungslinie gilt dann sinngemäß das in Abschnitt 5.4.1.1 Gesagte.

Die Begriffe „Kern“ und „klaffende Fuge“ beziehen sich nach üblichem Sprachgebrauch auf die in Abschnitt 4.1.2 angegebene Sohlspannungsverteilung. Sie lassen sich aber sinngemäß auch auf andere Verteilungen übertragen (siehe z. B. [1], S. 119).

Zu Abschnitt 2.3.1

Gleichmäßige Setzungen beeinträchtigen die Nutzung eines Bauwerks erst dann, wenn dadurch z. B. Anschlußleitungen oder Dichtungen beschädigt werden. Man beachte aber, daß mit der Größe der gleichmäßigen Setzung erfahrungsgemäß auch die Wahrscheinlichkeit ungleichmäßiger Setzungen wächst, selbst wenn sich das rechnerisch nicht nachweisen läßt. Bei den ungleichmäßigen Setzungen sind die durch eine Mulden- oder Sattellagerung verursachten Setzungsunterschiede von denen infolge einer Verkantung des ganzen Bauwerks zu unterscheiden: bei einer Verkantung sind die inneren Zusatzspannungen im Bauwerk infolge der Setzungsunterschiede am kleinsten, bei einer Sattellagerung am größten. Bei einer Muldenlagerung sind erfahrungsgemäß Setzungsunterschiede von 1 : 300 zwischen benachbarten Stützen noch aufnehmbar, von 1 : 500 zulässig. Im übrigen wird auf [1], S. 126 [22], [23], und auf DIN 4019 Teil 1 und Teil 2 und die zugehörigen Erläuterungen hingewiesen.

Bei geringer Grundbruchsicherheit (besonders in weichen lockeren Böden) treten auch Setzungen als Folge

innerer Gleitungen (Kriechen) auf, die gegenwärtig rechnerisch noch schwer zu erfassen sind. Solche Bodenbewegungen sind unabhängig vom Konsolidierungsvorgang und können zeitlich weit über ihn hinausreichen.

Zu Abschnitt 2.3.1.1

Ein Sonderfall der Setzung kann bei Sanden auftreten, die im erdfeuchten Zustand geschüttet wurden. Es bildet sich infolge scheinbarer Kohäsion ein großporiges Korngerüst, das beim Überfluten durch Wasser zusammenbricht. Eine einwandfrei und nach den einschlägigen Regeln des Erdbaus verdichtete Schüttung setzt sich beim Überfluten nicht mehr nennenswert.

Bei den natürlichen schwachbindigen Bodenarten hat der echte Löß ein in diesem Sinne labiles Korngerüst. Besonders empfindlich gegenüber dynamischen Kräften sind locker gelagerte, nichtbindige Böden. Auch bei schwachbindigen Böden wie Schluffen mit Plastizitätszahlen $I_p < 10$ können dynamische Kräfte Setzungen verursachen.

Bei einmaligen, kurzzeitigen Stoßbelastungen sind nur in sehr locker gelagerten nichtbindigen Böden Kornumlagerungen zu erwarten. Schwachbindige Böden – ausgenommen Löß – zeigen hierbei im allgemeinen keine Setzungsreaktion.

Zu Abschnitt 2.3.1.2

Die Konsolidierungszeit nimmt mit dem zu verdrängenden Porenwasservolumen zu; in nicht vorbelasteten, homogen bindigen Schichten geringer Dicke wächst sie mit dem Quadrat der Schichtdicke. Allerdings sind homogene Verhältnisse erfahrungsgemäß selten: beispielsweise treten in Sedimentböden (z. B. Bänderton) häufig Sandbänderungen auf, durch die sich die Konsolidierung beschleunigt.

Bei bindigen Böden kann die Konsolidierung auch künstlich durch Einbringen von Sanddräns beschleunigt werden.

Reiner Grobschluff und Mischböden aus Grobschluff und sonstigen nichtbindigen Böden verhalten sich hinsichtlich ihrer Setzungen wie nichtbindige Böden, wobei auf die in den Erläuterungen zu Abschnitt 2.3.1.1 erwähnte dynamische Empfindlichkeit besonders hingewiesen sei.

Bei dynamischer Belastung verhält sich der bindige Baugrund steifer als bei statischer: es kann mindestens der zweifache Wert des Steifemoduls bei Wiederbelastung angesetzt werden. Deshalb erfolgt die Beurteilung des elastischen Verhaltens bei dynamischer Beanspruchung zweckmäßigerweise getrennt vom Nachweis der bleibenden Setzungen. Maßgebend ist in diesem Fall die gesamte, nicht die ständige Belastung.

Bei quasi-statischen, wiederholt auftretenden Wechselbelastungen ist eine große Empfindlichkeit mancher bindiger Böden abhängig von den Zeitintervallen zwischen den einzelnen Lastspielen festgestellt worden. Kurzzeitige Wiederholungen der Lastspiele können zu erheblichen Konsistenzverschlechterungen und zur Verringerung der Steifemoduln führen. Im Bedarfsfall werden Sonderuntersuchungen durch geeignete Fachinstitute empfohlen.

Zu Abschnitt 2.3.2

Sonderfälle des Grundbruchs sind das „Ausquetschen“ wassergesättigter bindiger Schichten und das Ausfließen von Feinsanden und Schluffen. Bei dynamischen Einwirkungen muß mit Fließerscheinungen in sehr gleichförmigen nichtbindigen Schichten im wassergesättigten und im trockenen Zustand gerechnet werden, weil die Scherfestigkeit, die nur von der inneren Reibung abhängt, dadurch erheblich abgemindert werden kann. Bei feinkörnigen Schichten mit geringer Kohäsion kann ein Fließen durch die Wirkung plötzlicher Schubspannungserhöhung, z. B. beim Abgraben, ausgelöst werden.

Zu Abschnitt 2.3.3

Der Nachweis einer Kippsicherheit über ein Momentenverhältnis ist bei exzentrischen vertikalen Lasten nicht eindeutig. Außerdem tritt bei Gründungen das Versagen – anders als bei starren Körpern – durch eine fortschreitende Plastifizierung des Bodens unter dem am stärksten beanspruchten Sohlflächenbereich auf.

Als einfache Regel für die Praxis hat sich im Grundbau seit 1940 der Nachweis über die „klaffende Fuge“ in Verbindung mit einer Begrenzung der Sohlspannung im am stärksten beanspruchten Sohlflächenbereich bewährt. Diese Art des Nachweises wird im Grundsatz beibehalten.

Auf einige Sonderfälle ist hinzuweisen:

- 1 – Fundamente mit aufgelöster Sohlfläche (Bild 1 a, b, c):
Bei diesen Sohlflächen liegt der Schwerpunkt der Druckfläche weiter von der Symmetrieachse entfernt als bei einem geschlossenen Rechteck. Wenn man z. B. das Verhältnis $\frac{b}{2e}$ als „Kippsicherheit η_k “ bezeichnet, läßt sich keine von der geometrischen Form der Sohlfläche unabhängige Beziehung zwischen dem Klaffen der Fuge und η_k angeben (e = Exzentrizität der Resultierenden).

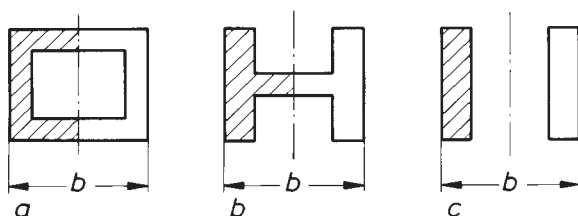


Bild 1. Druckzonen bei aufgelösten Grundrißformen von Flächenfundamenten

- 2 – Einzelfundamente von leichten Turmbauwerken (Bild 2):

Die Standsicherheit des Fundaments ist nicht die gleiche wie die Standsicherheit des Bauwerks, die nicht zum Gegenstand dieser Norm gehört.

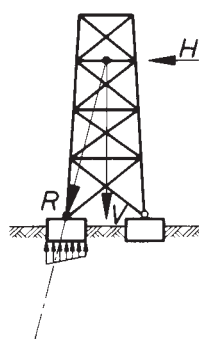


Bild 2.
Kippempfindliches Bauwerk
auf kippstarrer Flächengründung

- 3 – Blockfundamente von Bauwerken mit auskragenden Massen oder von Bauwerken, die gegen Veränderungen der angesetzten Horizontalkräfte empfindlich sind (Bild 3 a, b).

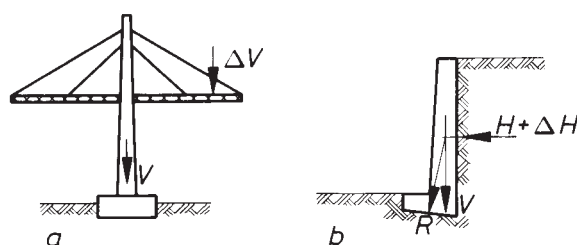


Bild 3. Beispiele für kippempfindliche Flächenfundamenten

Die Standsicherheit des Fundaments hängt von der zuverlässigen Bestimmung der angreifenden Kräfte ab und wird zweckmäßig durch Berechnung von Zusatzkräften ΔV , ΔH bewertet, die zum Umkippen führen würden.

Im übrigen ist gerade bei den Sonderfällen die im letzten Absatz von Abschnitt 2.3.3 angesprochene Rückwirkung ungleichmäßiger Setzungen auf die Standsicherheit zu prüfen.

Zu Abschnitt 2.3.4

Die Definition beschränkt den Begriff des Gleitens nicht auf den Fall, daß die Scherfestigkeit in der Grenzschicht B – C an der Fundamentsohle überschritten wird (Bild 4a). Auch der in Bild 4b dargestellte Fall, bei dem sich die kritische Fuge unterhalb von B – C in einer Schicht D – E von geringer Scherfestigkeit einstellen wird, kann mit einbezogen werden. Tatsächlich stellt dieser Fall den Übergang zu einer Sonderform des Grundbruchs mit einer Bruchfläche C – E – D – A dar. Da die übliche Grundbruchberechnung nach DIN 4017 Teil 2 (Vornorm) auf diesen Sonderfall nicht anwendbar ist, muß auch für diese Art des Versagens die Gefahr des Abgleitens überprüft werden, wobei dem Erdwiderstand eine um so größere relative Bedeutung als Reaktionskraft zukommt, je tiefer D – E unter B – C liegt.

Ein reiner Gleitvorgang ist nur in seltenen Fällen – bei geringer Einbindetiefe in den Baugrund und glatter Fundamentsohle – möglich. Der Widerstand in der Fuge A – B bzw. A – D kann unter Beachtung der Einschränkungen nach Abschnitt 4.1.2 als Erdwiderstand in Rechnung gestellt werden.

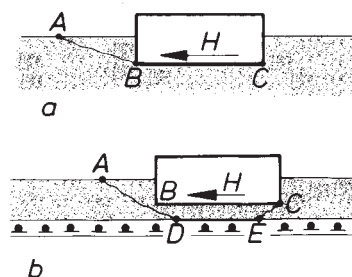


Bild 4. Beispiele zur Definition des Gleitens
Die Fuge B-C kann auch geneigt sein (z.B. siehe Bild 3b) [2].

Zu Abschnitt 3

Eine ausreichende Baugrunderkundung ist die Voraussetzung jeder Gründungsbeurteilung. Um das Baugrundrisiko für die Öffentlichkeit und für den Bauherrn in übersehbaren Grenzen zu halten, werden allgemeine Mindestforderungen (siehe Abschnitt 3.2.2 bis 3.2.5) an die Baugrunderkundung gestellt. Dabei ist berücksichtigt, daß es in vielen Fällen nicht möglich ist, einen Baugrundsachverständigen hinzuzuziehen. Man beachte, daß auch durch eine als ausreichend angesehene Baugrunderkundung das Baugrundrisiko nicht vollständig ausgeschaltet werden kann.

Zu Abschnitt 3.1

Für die Untersuchung des Bodens unterhalb der Gründungssohle bzw. der Pfahlspitzen hat der Bauherr oder sein Beauftragter zu sorgen. Falls beabsichtigt ist, einen Baugrundsachverständigen hinzuzuziehen, hat dies vor der Planung für die Baugrundaufschlüsse zu geschehen. Bei der zeichnerischen Darstellung sind die Normen DIN 4023 bzw. DIN 4094 Teil 1 zu beachten.

Wenn der mutmaßliche Verlauf von Bodenschichten oder Grundwasserhorizonten in Schnitten dargestellt wird,

empfiehlt es sich zu kennzeichnen, in welchen Bereichen die Angaben eindeutig sind (durchgezogene Schichtgrenzlinien) und in welchen sie auf Schätzungen beruhen (gestrichelte Schichtgrenzlinien).

Zu Abschnitt 3.2

Die Baugrunderkundung kann als ausreichend gelten, wenn die Mindestanforderungen dieser Norm erfüllt sind oder – siehe auch Abschnitte 3.2.4 und 3.2.6 – wenn sie durch örtliche Erfahrung (z. B. schon vorhandene Bohrungen) unter vergleichbaren Voraussetzungen teilweise oder ganz ersetzt werden. Im Zweifelsfall sollte eine sachkundige Auskunft eingeholt werden.

Die in diesem Abschnitt genannten Forderungen hinsichtlich Abstand und Tiefe der Aufschlüsse richten sich nach den unmittelbaren Lastwirkungen eines Fundaments bzw. eines Bauwerks. Gegebenenfalls können andere Gesichtspunkte maßgebend werden, z. B. die Beurteilung der hydraulischen Grundbruchsicherheit tiefer Baugruben, die Standsicherheit von Geländesprüngen oder die Lasteintragung durch Erdanker u.a.m.

Zu Abschnitt 3.2.1

Hauptbohrungen, die eine erste Übersicht über die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse des Baugeländes geben, sind bei Großbaustellen (Industrieanlagen, Siedlungen, Straßen usw.) zu empfehlen. Sie ermöglichen eine den Baugrundverhältnissen angepaßte Lage der Bauwerke. Die Beurteilung des Aufbaus des Untergrunds wird erleichtert, wenn gleichzeitig auch Unterlagen über die Geologie des untersuchten Gebietes beschafft werden. Dies gilt besonders für Bauwerke, die unmittelbar auf Fels oder wenig darüber zu gründen sind.

Vielfach ist zur Zeit der Voruntersuchungen die Art der Gründung nicht bekannt. Die Anordnung und die Tiefe der Bohrungen müssen daher so geplant werden, daß sie zur Beurteilung des Untergrunds für die verschiedenen, örtlich möglichen Gründungsarten ausreichen.

Zu Abschnitt 3.2.2

Die Bohrungen sind auch bei kleinen Bauwerken so über die Bauwerksfläche verteilt anzuordnen, daß der mutmaßliche Verlauf der Schichten in mehreren Schnitten möglichst klar beurteilt werden kann. Bei fließgefährdeten oder hochkompressiblen Schichten, z. B. organischen Ablagerungen, soll das Bohrnetz durch Bohrungen auch außerhalb des Bauwerksgrundrisses erweitert werden.

Zu Abschnitt 3.2.3

Die Bohrungen müssen auch dann tiefer geführt werden, wenn bei schweren Bauwerken tiefer liegende Schichten einen Einfluß auf die Setzung erwarten lassen.

Über unterirdische Hohlräume, bei denen die Gefahr von Erdfällen (Dolinen u. ä.) besteht, können die Geologischen Landesämter Auskunft erteilen. Wenn ein solches Risiko besteht, müssen die Erkundungen für einzelne Bauwerke ebenfalls tiefer geführt werden. Dabei leisten geophysikalische Untersuchungsmethoden gute Dienste (siehe hierzu das Schrifttum, z. B. [1] S. 140, [3] S. 40).

Zu Abschnitt 3.2.5

Bei Pfahlgründungen sollen die Bohrungen zwar möglichst dort angeordnet werden, wo die Pfähle bzw. die Pfahlgruppen vorgesehen sind, jedoch nicht so nahe, daß die Pfähle durch die Bohrungen beeinträchtigt werden. Die geforderte ausreichende Mächtigkeit des tragfähigen Baugrunds unter den Pfahlspitzen ist in den Erläuterungen zu DIN 4014 Teil 1 und DIN 4026 zeichnerisch dargestellt. Ist unterhalb des tragfähigen Baugrunds eine stark nachgiebige Schicht zu vermuten, so muß bis zur nächsten tragfähigen Schicht gebohrt werden.

Besonders bei Schwerlastpfählen ist so tief zu bohren, daß alle Schichten, die zu den Setzungen beitragen können, erfaßt werden.

Zu Abschnitt 4

Beim heutigen Stand der Gründungstechnik gibt es keine eindeutige Grenze zwischen Flächen- und Pfahlgründungen. Daher werden zu den Flächengründungen alle Gründungskörper gerechnet, die in ihrer Sohlfläche außer Normalkräften auch Momente in den Baugrund einleiten. Da die Exzentrizität der Normalkraft infolge des Erdwiderstands und seiner Einspannwirkung mit der Tiefe abklingt, kann z. B. ein Brunnen statisch wie eine Flächengründung (Brunnen dreht sich als starrer Körper im Baugrund) oder wie ein Pfahl (Brunnen als elastischer Körper im Baugrund eingespannt) wirken.

Soweit Zugkräfte von der Gründung zu übertragen sind, müssen sie entweder durch Eigenlast, Auflast (Flächengründung) oder durch Scherkräfte aufgenommen werden, die im Baugrund mobilisiert werden (Pfahlgründungen und Zuganker).

Regelfälle sind durch die im Abschnitt 4.2 aufgezählten Voraussetzungen beschrieben. Dabei muß die Gefahr eines Gelände- oder Böschungsbruchs gegebenenfalls vorweg geprüft und ausgeschaltet werden.

Wegen des wechselseitigen Setzungseinflusses verbietet es sich beispielsweise, die Gründungen eines Hochbaus unmittelbar neben Häusern von niedrigerer Bauhöhe oder die Flächengründung eines setzungsunempfindlichen Bauwerks neben Pfahlgründungen als Regelfall anzusehen.

Für die Entscheidung, ob benachbarte Fundamente die Setzung des untersuchten Fundaments beeinflussen, ist nach Schultze [1], S. 115, das Verhältnis der Entfernung zur Tiefe der setzungsempfindlichen Schicht maßgebend.

Zu Abschnitt 4.1.1

Die Mindestforderung nach der frostfreien Gründungstiefe (Abstand zu der dem Frost ausgesetzten Oberfläche) wird gegebenenfalls nach örtlicher Erfahrung überschritten werden müssen. Bei Unterschreitung dieser Erfahrungswerte muß bei frostgefährdetem Baugrund mit Setzungen und Hebungsrissen und gewissen Verwerfungen gerechnet werden, die aber nicht die Nutzung des Bauwerks zu beeinträchtigen brauchen.

Die Herausnahme der Bauwerke von untergeordneter Bedeutung aus der sonst zwingenden Forderung bedeutet nicht, daß solche Bauwerke nicht in gleicher Weise frostgefährdet wären. Es besteht aber kein Grund, einem Bauherrn die Übernahme dieses Risikos zu verbieten.

Gründungen für vorübergehende Zwecke (Gerüste, fliegende Bauten), die nicht überwintern, können auch flach auf die Oberfläche gesetzt werden.

Die Forderung nach Sicherung eines bindigen Bodens wird auf die Bauzeit, d. h. die Zeit bis zur Übergabe des Bauwerks an den Bauherrn, beschränkt, weil die öffentlich-rechtliche Verantwortung damit endet.

Es ist möglich, daß auch andere nichtstatische Gesichtspunkte die Lage der Gründungssohle bestimmen; etwa eine tiefreichende Schrumpfeigung des Bodens neben dem Bauwerk in längeren Trockenperioden oder tiefreichende Baumwurzeln, die zum einseitigen Wasserentzug unter der Gründungssohle und damit zu ungleichmäßigen Setzungen Anlaß geben können.

Strömendes Grundwasser beeinträchtigt die Tragfähigkeit des Baugrunds nur dann, wenn der Strömungsdruck die Stabilität einer Böschung gefährdet, auf der gegründet wird, oder wenn aufsteigendes Grundwasser neben einem Fundament die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch vermindert.

Zu Abschnitt 4.1.2

Die Vereinfachung der in Wirklichkeit ungleichmäßigen Sohldruckverteilung durch eine Gerade ist bei starren Fundamentkörpern erfahrungsgemäß zulässig. Die wirkliche Verteilung ist in erster Linie von der Grundbruchsicherheit abhängig: bei großer Sicherheit, also geringer Fundamentbelastung, treten Spannungsmaxima in der Nähe der Fundamentkanten auf. Mit zunehmender Belastung füllt sich die Sohlspannungsmulde und nähert sich asymptotisch einer Verteilung mit dem Höchstwert in Fundamentmitte (Bild 5) [4].

Die geradlinige Sohldruckverteilung liegt in bezug auf die Bemessung der Fundamente etwas auf der unsicheren Seite, und ist für die Tragfähigkeit des Baugrunds ohne praktische Bedeutung.

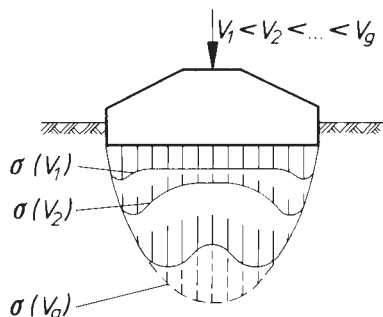


Bild 5. Schematische Darstellung der Entwicklung der Bodenpressungen bei wachsender Belastung eines Flächenfundaments

Bei Fundamenten oder Gründungsplatten, die weit auskragen (Bild 6a) oder sich über mehrere Stützen spannen (Bild 6b), verlagert sich die Sohlspannung zu den Stützen. Diese Tendenz wird gegebenenfalls durch das Kriechen des Fundamentbetons noch unterstützt. Näheres hierzu siehe Erläuterungen zu DIN 4018 [5].

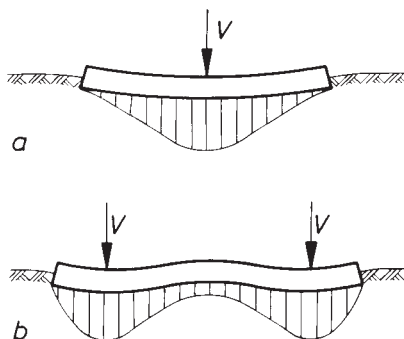


Bild 6. Beispiele für die Verteilung der Bodenpressungen unter biegeweichen Flächengründungen

Der Verzicht auf die Einrechnung dynamischer Beiwerte im Regelfall geht von der Überlegung aus, daß die Amplituden der dynamischen Anteile der äußeren Kräfte auf dem Wege vom Erregerort bis zum Fundament stark gedämpft werden. Eine Ausnahme bilden flach gegründete, unmittelbar befahrene Bankette oder Platten (Fabrikhallen, Verkehrsanlagen) oder Maschinenfundamente.

Wird bei Stützmauern mit dem aktiven Erddruck gerechnet, dann verringert sich das auf die Sohlfuge bezogene Erddruckmoment bei Berücksichtigung des Wandreibungswinkels (siehe DIN 1055 Teil 2, Ausgabe Februar 1976, Abschnitt 8.2). Die Scherspannungen zwischen Wand und Boden werden durch eine geringfügige Kippung ausgelöst. Der für den aktiven Erddruck erforderliche Drehwinkel ist

sehr klein und dürfte nach den bisher bekannt gewordenen Messungen für Sand [6], [7] je nach Lagerungsdichte der Hinterfüllung in der Größenordnung von 10^{-3} bis 10^{-4} liegen. Dabei sinkt der Erddruck vom Ruhedruck (siehe DIN 1055 Teil 2, Ausgabe Februar 1976, Abschnitt 9.6) allein schon durch die elastische Entspannung des Bodens auf den aktiven Erddruck ab.

Die zur Mobilisierung des vollen Erdwiderstands erforderlichen Verschiebungen liegen – z. B. bei Sand je nach Lagerungsdichte – im Zentimeter- bis Dezimeterbereich (siehe [1] S. 240). Der Ansatz des halben Erdwiderstands, wie er im Abschnitt 4.1.3.3 festgelegt wird, bezweckt die Verschiebungen klein zu halten [8] und ist keine zusätzliche Sicherheitsforderung.

Der Wandreibungswinkel ($\delta_p \approx \frac{2}{3} \varphi$) sollte nur bei Fußpunktdrehung der Wand und bei überwiegend statischer Belastung angesetzt werden; dynamische Störungen des Spannungszustands können die Scherspannungen an der Wand abbauen.

Bei der Erdwiderstandsberechnung vor Einzelfundamenten sollte vorläufig keine mitwirkende Breite angesetzt werden, da hier zu wenige gesicherte Erfahrungen vorliegen.

Wenn der Erdwiderstand in die Gleichgewichtsbetrachtung einbezogen wird, muß der Boden vor dem Fundament, vor allem wenn er verfüllt worden ist, verdichtet werden. Da die zum Erdwiderstand gehörigen Aktionskräfte nicht ständig wirken, sind spätere bauliche Maßnahmen (z. B. Leitungsverlegung, Unterfangung) innerhalb des vom Erdwiderstand beanspruchten Bodenvolumens bei entsprechendem Nachweis möglich.

Bei tief einbindenden Flächengründungen nimmt der Erdwiderstand nur in der oberen Verdrängungszone linear zu, in den tieferen Zonen entsprechend den Theorien der elastischen Einspannung (Bild 7). Siehe hierzu z. B. [1] S. 524, 678; [9].

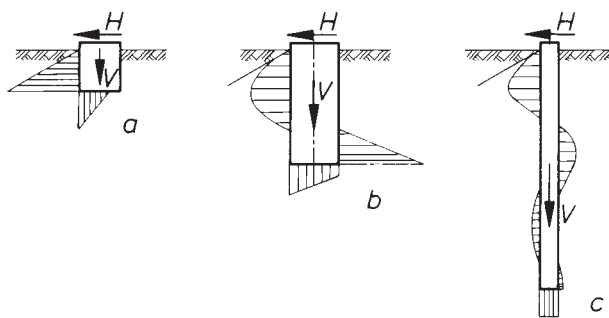


Bild 7. Einspannung im Baugrund bei abnehmender Steifigkeit des Gründungskörpers

Zu Abschnitt 4.1.3.1

Die Forderung im ersten Absatz soll gewährleisten, daß die Standsicherheit von Stützmauern (Erddruck als ständige Last) nicht durch Kriechverformungen des Baugrunds beeinträchtigt wird; unabhängig vom Grundbruch- und Setzungsnachweis besteht die Gefahr, daß der Baugrund unter dauernd hochbelasteten Fundamentkanten ausweicht. Die Forderung beschränkt sich auf die ständigen Lasten des Lastfalls 1 und ist im allgemeinen konstruktiv leicht erfüllbar. Dabei ist zu beachten, daß die Forderung nicht dadurch umgangen werden kann, daß ein Teil der Fundamentbreite statisch unberücksichtigt bleibt.

Die angegebene Formel a) für die zulässige Exzentrizität der Gesamtlast ist eine Näherung, die um maximal 6% auf der sicheren Seite liegt (siehe [10]). Formel b) ist genau.