

MINISTERIALBLATT

FÜR DAS LAND NORDRHEIN-WESTFALEN

Ausgabe A

26. Jahrgang	Ausgegeben zu Düsseldorf am 15. Oktober 1973	Nummer 94
---------------------	--	------------------

Inhalt

I.

Veröffentlichungen, die in die Sammlung des bereinigten Ministerialblattes für das Land Nordrhein-Westfalen (SMBl. NW.) aufgenommen werden.

Glied.- Nr.	Datum	Titel	Seite
232340	27. 3. 1973	RdErl. d. Innenministers DIN 4123 – Gebäudesicherung im Bereich von Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen –	1588
232340	3. 4. 1973	RdErl. d. Innenministers DIN 4125 – Verpreßanker für vorübergehende Zwecke im Lockergestein	1594
232340	9. 8. 1973	RdErl. d. Innenministers DIN 4026 – Rammpfähle –	1604
232340	10. 8. 1973	RdErl. d. Innenministers DIN 1054 – Zulässige Belastung des Baugrunds –	1621
232340	17. 8. 1973	RdErl. d. Innenministers DIN 4014 – Bohrpfähle, Herstellung und zulässige Belastung	1650

I.

232340

DIN 4123
– Gebäudesicherung im Bereich von
Ausschachtungen, Gründungen und
Unterfangungen –

RdErl. d. Innenministers v. 27. 3. 1973 –
V B 3 – 470.114

1. Die von der Arbeitsgruppe Einheitliche Technische Baubestimmungen (ETB) im Fachnormenausschuß Bauwesen des Deutschen Normenausschusses erstmalig erarbeitete Norm

DIN 4123 (Ausgabe Mai 1972)

Anlage

– Gebäudesicherung im Bereich von Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen –

wird hiermit nach § 3 Abs. 3 der Landesbauordnung (BauO NW) als Richtlinie bauaufsichtlich eingeführt.

Die Norm wird als Anlage bekanntgemacht.

2. Das Verzeichnis der nach § 3 Abs. 3 BauO NW eingeführten technischen Baubestimmungen, RdErl. v. 7. 6. 1963 (SMBl. NW. 2323), erhält in Abschn. 5.1 folgende Ergänzung:

Spalte 1: 4123

Spalte 2: Mai 1972

Spalte 3: Gebäudesicherung im Bereich von Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen

Spalte 4: R

Spalte 5: 27. 3. 1973

Spalte 6: MBl. NW. S. 1588
SMBl. NW. 232340

Gebäudesicherung im Bereich von Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen

DIN 4123

Inhalt

1. Geltungsbereich	5.4. Erkundung der im Baugrund
2. Zweck	wirkenden Kräfte
3. Bautechnische Unterlagen	5.5. Beweissicherung
4. Bauleitung	5.6. Sicherungsmaßnahmen am Gebäude
5. Bauvorbereitung	6. Bauausführung
5.1. Untersuchungen vor Beginn der Arbeiten	6.1. Voraussetzungen
5.2. Erkundung des Baugrunds	6.2. Ausschachtungen
5.3. Erkundung der bestehenden	6.3. Gründungen
baulichen Anlagen	6.4. Unterfangungen

Ausschachtungen und Gründungsarbeiten neben bestehenden Gebäuden sowie Unterfangungen von Gebäudeteilen sind nach den bauaufsichtlichen Vorschriften genehmigungspflichtige Bauvorhaben. Sie erfordern eine gründliche und sorgfältige Vorbereitung und Ausführung. Deshalb dürfen nur solche Fachleute und Unternehmen diese Arbeiten ausführen, die über die notwendigen Kenntnisse und Erfahrungen verfügen und eine einwandfreie Ausführung gewährleisten.

1. Geltungsbereich

Diese Norm gilt für Ausschachtungen und Gründungsarbeiten in nichtbindigen und bindigen Böden neben bestehenden Gebäuden, wenn

- a) es sich dabei um Wohn- oder Bürogebäude mit nicht mehr als 5 Vollgeschossen oder um mit diesen vergleichbare Bauten entsprechender Höhe mit entsprechenden Fundamenten und Bodenpressungen handelt,
- b) die vorhandenen Gebäude auf Streifenfundamenten oder, ausgenommen im Unterfangungsbereich, auf durchgehenden Platten gegründet sind, und die zu unterfangenden Wände als Scheiben wirken,
- c) der Baugrund im Einflußbereich der geplanten Baugrube aus der bestehenden Gründung überwiegend lotrechte Lasten aufzunehmen hat (siehe Abschnitt 5.4),
- d) die neue Baugrube nicht tiefer als 5 m unter der bestehenden Geländeoberfläche ausgeschachtet wird.

Anmerkung: Sind die Voraussetzungen a) bis d) nicht gegeben oder wird bei der Bauausführung von Abschnitt 6 dieser Norm abgewichen, ist für alle Bauzustände der Ausschachtungs-, Gründungs- und Unterfangungsarbeiten im Bereich bestehender Bauwerke die Standsicherheit dieser Bauwerke nachzuweisen. Das

gilt auch, wenn neben bestehenden Gebäuden nach a) Gründungsverfahren angewendet werden, die in dieser Norm nicht behandelt werden, wie z. B. Injektionen, Baugrundvereisungen, Schlitzwände, Bohrpfehlwände, Trägerbohlwände oder Spundwände bzw. wenn die Unterfangung selbst mit Hilfe solcher Verfahren durchgeführt wird.

2. Zweck

Diese Norm gibt an, wie in einfachen Fällen Ausschachtungen und Gründungsarbeiten im Bereich bestehender Gebäude sowie Unterfangungen von Gebäudeteilen in der Regel ohne umfangreichen Standsicherheitsnachweis für die bestehenden Gebäudeteile so durchgeführt werden können, daß die Standsicherheit dieser Gebäude gewährleistet bleibt und daß Gebäudeteile keine schädlichen Bewegungen erleiden.

Anmerkung: Maßnahmen nach dieser Norm verhindern jedoch geringfügige Bewegungen der bestehenden Gebäudeteile im allgemeinen nicht. Je nach dem Zustand dieser Bauten können Risse auftreten, siehe Abschnitt 5.5; sollen sie vermieden werden, so sind u. U. zusätzliche Maßnahmen erforderlich.

3. Bautechnische Unterlagen

Die bautechnischen Unterlagen müssen vollständige Angaben über die vorhandenen und die geplanten Gebäude sowie über die Eigenschaften des Baugrunds und die Belastung des Baugrunds enthalten.

Hierzu gehören:

- a) Konstruktionszeichnungen mit Grundriß- und Querschnittsdarstellungen des geplanten und des vorhandenen Gebäudes, insbesondere der Fundamente und Kellerdecken unter Angabe der Baustoffe, mit Darstellung der Aushubgrenzen der Baugrube einschließlich der Baugrubensicherungen und der erforderlichen Unterfangungen und mit Darstellung der Bodenschichten unter Angabe des Bodenzustands, des Grundwasserspiegels einschließlich der voraussichtlichen Grundwasserspiegelschwankungen;
- b) Baubeschreibung unter Angabe der erforderlichen Sicherungsmaßnahmen und des Arbeitsplanes, in dem der zeitliche Ablauf der einzelnen Arbeitsschritte festgelegt ist;
- c) bei Unterfangungen Standsicherheitsnachweis für den Endzustand der Unterfangung unter Berücksichtigung der Auflasten, der Erddruckkräfte infolge von Bodeneigengewicht und Auflasten, z. B. aus Querwänden sowie gegebenenfalls unter Berücksichtigung von waagerechten, auf die Unterfangung wirkenden Lasten. Unter der Unterfangung des bestehenden Gebäudes dürfen die für die jeweilige Bodenart angegebenen zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054 nicht überschritten werden;
- d) Standsicherheitsnachweis für den vorgesehenen Verbau der Stichgräben im Bereich der Fundamente des zu unterfangenden Gebäudes unter Berücksichtigung des Erddruckes infolge von Bodeneigengewicht und des Erddruckes infolge der Bauwerklasten.

4. Bauleitung

Bei Ausschachtungen, Gründungs- und Unterfangungsarbeiten muß der Unternehmer oder der von ihm beauftragte Bauleiter oder ein fachkundiger Vertreter des Bauleiters während der Arbeiten auf der Baustelle anwesend sein. Er hat für die ordnungsgemäße Ausführung der Arbeiten nach den bautechnischen Unterlagen zu sorgen, insbesondere für

- a) das Einhalten der planmäßigen Aushubgrenzen,
- b) die sachgerechte Reihenfolge der Arbeiten,
- c) den fachgerechten Verbau der Gräben,
- d) die fachgerechte Herstellung der Bauteile in ihren planmäßigen Abmessungen.

5. Bauvorbereitung

5.1. Untersuchungen vor Beginn der Arbeiten

Vor Beginn der Ausschachtungen sind die örtlichen Verhältnisse in jedem Einzelfall ausreichend zu untersuchen, sofern nicht vorhandene Bauunterlagen und Erfahrungen ausreichenden Aufschluß geben und gegebenenfalls durch Stichproben geprüft ist, daß die aus vorhandenen Bauunterlagen entnommenen Angaben mit der Wirklichkeit noch übereinstimmen.

5.2. Erkundung des Baugrunds

Sofern die örtliche Beschaffenheit des Baugrunds nicht genügend bekannt ist, muß sie durch Bohrungen (siehe DIN 4022 Blatt 1) und durch schmale, bis an die Wände der bestehenden Fundamente heranreichende Schürfgruben oder durch andere Verfahren ausreichend erkundet werden. Dabei ist insbesondere zu untersuchen, ob wechselnde oder schräg verlaufende Bodenschichten oder Bodenschichten mit ungenügender Tragfähigkeit oder mit

Neigung zur Gleitflächenbildung vorhanden sind. Auf schlecht verfüllte Baugruben ist zu achten. Weiche oder breiige Bodenschichten können örtlich begrenzt oder linsenartig in feste eingebettet sein. Die Grundwasser- und Schichtwasserverhältnisse sind zu untersuchen.

5.3. Erkundung der bestehenden baulichen Anlagen

Bei den örtlichen Untersuchungen sind Art, Abmessung und Zustand der im Einflußbereich der Baugrube bestehenden Fundamente und ihre Gründungstiefe festzustellen. Die Lage von Versorgungs- und Abwasserleitungen sowie anderer Kunstbauten ist zu erkunden.

5.4. Erkundung der im Baugrund wirkenden Kräfte

Im Einflußbereich der geplanten Baumaßnahme müssen Betrag und Richtung etwaiger in den Baugrund eingeleiteter Kräfte bekannt sein. Insbesondere ist festzustellen, ob waagerechte Kräfte, z. B. aus waagerecht beanspruchten Bauteilen (Gewölbe, Rahmen) oder aus Erddruck, der ggf. durch Auflasten erhöht ist, vom Verbau oder von Unterfangungen aufgenommen werden müssen. Außerdem muß festgestellt werden, ob der für den Aushub vorgesehene Erdkörper statische Aufgaben für bestehende Bauwerke erfüllt (Winkelstützmauern, Erdanker, Schrägpfähle oder sonstige Verankerungskörper).

5.5. Beweissicherung

Als vorbeugende Maßnahme empfiehlt es sich, zur Beweissicherung vor Beginn der Bauarbeiten unter Mitwirkung aller Beteiligten den Zustand der vorhandenen Gebäude festzustellen (siehe DIN 4107).

Alle Bauten, die durch die geplante Baumaßnahme Schaden leiden können, sind mindestens während der Bauarbeiten zu beobachten. Durch Fotos kann der Zustand dieser Gebäude vor Beginn der Bauarbeiten festgehalten werden. Sind bereits Risse vorhanden oder erscheinen welche während der Bauzeit, so sind rechtzeitig Möglichkeiten für die laufende Beobachtung weiterer Bewegungen (z. B. Gipsmarken) und — falls zur Vermeidung größerer Schäden erforderlich — Sicherungsmaßnahmen einzuleiten.

5.6. Sicherungsmaßnahmen am Gebäude

Bei Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen längs einer Wand, insbesondere bei ungenügendem Verbund dieser Wand mit den anschließenden Bauteilen, können vor Beginn der Bauarbeiten folgende Sicherungsmaßnahmen erforderlich werden:

- a) Verbesserung oder Sicherung des Verbundes zwischen der zu unterfangenden Wand und deren Querwänden und Decken;
- b) Rückverankerung gefährdeter Gebäudeteile gegen Gebäudeteile, die nicht im Einflußbereich der geplanten Baumaßnahme liegen;
- c) Versteifen von Wänden, deren Scheibenwirkung in Frage gestellt ist, z.B. Ausmauern von Öffnungen oder Anbringen von Zangen;
- d) Abstützen gefährdeter Gebäudeteile durch Steifen, an deren Kopf und Fuß im allgemeinen sowohl senkrechte als auch waagerechte Kräfte aufgenommen bzw. weitergeleitet werden können (Krafteinleitung in Höhe von Massivdecken bzw. in aussteifende Querwände);
- e) Aussteifen oder Verankern des bestehenden Gebäudes gegen bereits fertiggestellte Teile des neuen Gebäudes.

Steifen müssen nachgespannt werden können, da sich durch Lastumlagerung die Steifenkräfte ändern können. Es empfiehlt sich, Spindeln oder hydraulische Pressen einzubauen.

6. Bauausführung

6.1. Voraussetzungen

Der Grundwasserstand muß während der Bauausführung mindestens 0,5 m unter der geplanten Gründungssohle liegen. Hierbei darf der Grundwasserspiegel nicht gespannt sein. Bei hohem Grundwasserstand, bei Vorhandensein von Schichtwasser und bei Fließ- bzw. Schwemmsanderscheinungen sind besondere Maßnahmen zu treffen (z. B. Trockenlegen des Fließsandes durch Vakuumwasserhaltung).

Im Einflußbereich der Gründungsarbeiten müssen Bodenarten anstehen, für die in DIN 1054 zulässige Bodenpressungen festgelegt sind. Während der Unterfangungsarbeiten dürfen keine größeren Erschütterungen auf das Bauwerk einwirken.

6.2. Ausschachtungen

6.2.1. Sicherung der bestehenden Gründung gegen Grundbruch

Ein Bauwerk darf nicht ohne ausreichende Sicherungsmaßnahmen bis zu seiner Fundamentunterkante oder tiefer freigeschachtet werden. Wenn seine Standfestigkeit nicht durch andere Maßnahmen gewährleistet wird, kann die Grundbruchsicherheit an den bestehenden Fundamenten durch einen Erdblock mit der in Bild 1 dargestellten Aushubgrenze, Bermbreite und Böschungsneigung oder durch ein Betonfundament nach Abschnitt 6.3 (siehe Bild 2) gewahrt werden.

6.2.2. Aushubbegrenzung (Abmessungen des Erdblocks)

Die Oberfläche (O. F.) der Berme muß mindestens 0,5 m über der Unterkante (U. K.) des vorhandenen Fundaments liegen. Außerdem darf sie jedoch nicht tiefer als O. K. Kellerfußboden des bestehenden Gebäudes sein. Die Breite der Berme muß mindestens 2 m betragen. Der Erdkörper darf neben der Berme nicht steiler als 1 : 2 geböscht sein (siehe Bild 1).

Bei Einsatz von Baggern oder anderen Baumaschinen ist auf die Einhaltung dieser Werte besonders zu achten.

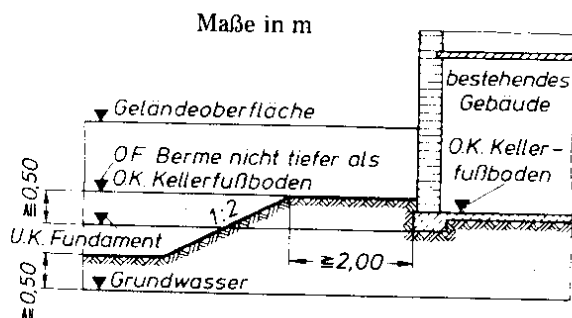


Bild 1. Bodenaushubgrenzen

6.2.3. Aushubabschnitte im Bereich des Erdblocks

Muß der Erdblock wegen der geplanten Baumaßnahme (Gründung, Unterfangung) abgetragen werden, so darf dies zur Vermeidung eines Grundbruchs nur abschnittsweise durch Stichgräben oder Schächte von höchstens 1,25 m Breite geschehen. Zwischen gleichzeitig hergestellten Stichgräben bzw. Schächten ist ein Abstand von mindestens der dreifachen Breite eines Stichgrabens bzw. Schachtes einzuhalten (siehe Bild 2). Weitere Stichgräben bzw. Schächte dürfen jeweils erst dann hergestellt werden, wenn die vorangegangenen neuen Fundamentabschnitte oder Unterfangungen eine ausreichende Festigkeit haben. Die Graben- bzw. Schachtwände müssen im Bereich des Erdblocks annähernd senkrecht sein. Sie sind durch Verbau nach DIN 4124 zu sichern, wenn

- a) der Boden nicht genügend standfest ist oder
- b) der Höhenunterschied zwischen O. F. Berme und U. K. Fundament bzw. Grabensohle mehr als 1,25 m beträgt.

In Stichgräben für Unterfangungen ist auch an der Stirnwand ein Brustverbau vorzusehen, der Zug um Zug mit Vorschreiten der Unterfangung auszubauen ist. Dabei etwa verbleibende Hohlräume hinter der Unterfangung sind mit Magerbeton zu verfüllen.

6.2.4. Schutz der Baugrube vor Witterungseinflüssen

Das Ausfließen oder Aufweichen von feinsandigen, schluffigen oder bindigen Böden im Bereich der Ausschachtungs- und Unterfangungsarbeiten ist zu verhindern, z. B. durch Abdeckung mit Planen, Anlage von Entwässerungen bzw. durch Filterschichten.

Bei Frostgefahr sind die Böden gegebenenfalls durch wärmedämmende Abdeckungen zu schützen.

6.3. Gründungen

6.3.1. Gründungstiefe

Neue Fundamente unmittelbar neben bestehenden müssen ebenso tief wie diese gegründet werden. Liegt die neue Gründungssohle tiefer als die bestehende, so ist das vorhandene Fundament nach Abschnitt 6.4 zu unterfangen.

6.3.2. Herstellen der Fundamente des neuen Bauwerks

Die Ausschachtung darf zunächst nur bis zu den Bodenaushubgrenzen nach Abschnitt 6.2.2 vorgenommen werden. Neue Fundamente, die keine oder nur konstruktive Längsbewehrung haben, müssen mindestens 0,5 m hoch und breit sein. Für sie ist mindestens Beton der Festigkeitsklasse Bn 150 nach DIN 1045 vorzusehen. Sie dürfen nur in Abschnitten, deren Länge durch die Breite der Stichgräben (siehe Abschnitt 6.2.3) bestimmt wird, eingebracht werden. Die Enden einer konstruktiven Längsbewehrung sind zunächst aufzubiegen.

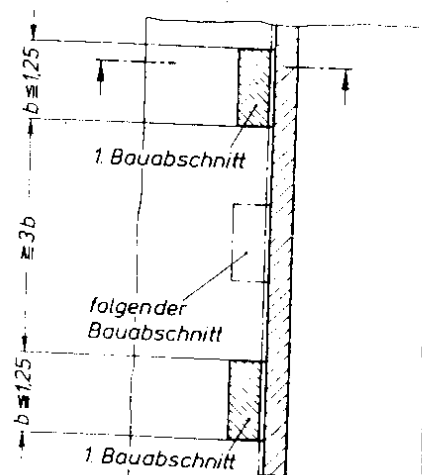
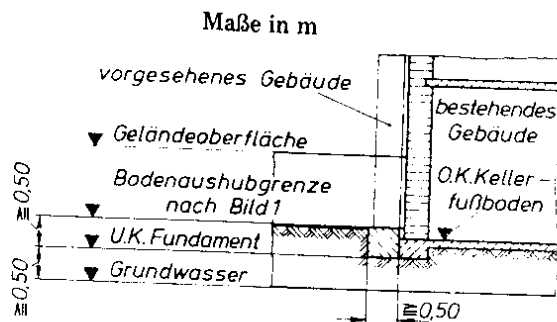


Bild 2. Gründung

Hinweise auf weitere Normen und Vorschriften

- DIN 1045 Beton- und Stahlbetonbau; Bemessung und Ausführung
- DIN 1053 Mauerwerk; Berechnung und Ausführung
- DIN 1054 Baugrund; Zulässige Belastung des Baugrunds
- DIN 1054 Beiblatt —, —, Erläuterungen
- DIN 1055 Blatt 2 Lastannahmen für Bauten; Bodenwerte, Berechnungsgewicht, Winkel der inneren Reibung, Kohäsion
- DIN 4017 Blatt 1 (Vornorm) Baugrund; Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen, Richtlinien
- DIN 4017 Blatt 2 (Vornorm) Baugrund; Grundbruchberechnungen von außermittig und schräg belasteten Flachgründungen, Empfehlungen
- DIN 4018 Flächengründungen; Richtlinien für die Berechnung
- DIN 4021 Blatt 1 Baugrund; Erkundung durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben, Aufschlüsse im Boden
- DIN 4022 Blatt 1 Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Bodenarten und Fels, Schichtenverzeichnis für Untersuchungen und Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben
- DIN 4023 Baugrund- und Wasserbohrungen; Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse
- DIN 4084 Blatt 1 (Vornorm) Baugrund; Geländebruchberechnungen bei Stützbauwerken, Empfehlungen
- DIN 4084 Blatt 2 Baugrund; Berechnung der Standsicherheit von Böschungen, Empfehlungen (z. Z. noch Entwurf)
- DIN 4107 Baugrund; Setzungsbeobachtungen an entstehenden und fertigen Bauwerken
- DIN 4124 Baugruben und Gräben; Böschungen, Arbeitsraumbreiten, Verbau
- VBG 38 Unfallverhütungsvorschriften der Tiefbau-Berufsgenossenschaft
- VBG 38a Unfallverhütungsvorschrift „Erd- und Felsarbeit“
- VBG 49 Unfallverhütungsvorschrift „Leitungsgrabenarbeiten und Leitungsbauarbeiten“, zu beziehen z. B. von der Bayerischen Bau-Berufsgenossenschaft.

232340

DIN 4125
– Verpreßanker für vorübergehende Zwecke
im Lockergestein –

RdErl. d. Innenministers v. 3. 4. 1973 –
 V B 3 – 470.113

1. Die von der Arbeitsgruppe Einheitliche Technische Bau-
bestimmungen (ETB) im Fachnormenausschuß Bauwe-
sen des Deutschen Normenausschusses erstmalig erar-
beitete Norm

DIN 4125 Blatt 1 (Ausgabe Juni 1972)

Anlage

– Erd- und Felsanker; Verpreßanker für vor-
übergehende Zwecke im Lockergestein; Be-
messung, Ausführung und Prüfung –

wird hiermit nach § 3 Abs. 3 der Landesbauordnung
(BauO NW) als Richtlinie bauaufsichtlich eingeführt.

Die Norm wird als Anlage bekanntgemacht.

2. Bei Anwendung der Norm DIN 4125 Blatt 1 ist folgendes
zu beachten:
 - 2.1. Die Norm enthält allgemeine technische Anforderungen
und Regeln für die Bemessung, Ausführung und Prüfung.
Die Verpreßanker selbst gelten als neue Bauarten nach
§ 23 Abs. 1 BauO NW. Ihre Verwendung bedarf der
Zustimmung im Einzelfall durch die oberste Bauauf-
sichtsbehörde, sofern nicht hierfür eine allgemeine bau-
aufsichtliche Zulassung erteilt worden ist (§ 23 Abs. 2).
 - 2.2. Die Abminderung des Sicherheitsbeiwertes auf $\gamma = 1,3$
nach DIN 4125 Abschn. 5.5 ist nur bei Bauteilen aus
Stahlbeton für vorübergehende Zwecke zulässig.
 - 2.3. Die Ergebnisprotokolle aller Prüfungen sind bis zum
Abbau der Anker aufzubewahren.
3. Das Verzeichnis der nach § 3 Abs. 3 BauO NW eingeführ-
ten technischen Baubestimmungen, RdErl. v. 7. 6. 1963
(SMBI. NW. 2323), erhält in Abschnitt 5.1 folgende Er-
gänzung:

Spalte 1: 4125

Blatt 1

Spalte 2: Juni 1972

Spalte 3: Erd- und Felsanker;
Verpreßanker für vorübergehende Zwecke im
Lockergestein
Bemessung, Ausführung und Prüfung

Spalte 4: R

Spalte 5: 3. 4. 1973

Spalte 6: MBI. NW. S. 1594
SMBI. NW. 232340

DK 624.023.943

DEUTSCHE NORMEN

Juni 1972

Erd- und Felsanker

Verpreßanker für vorübergehende Zwecke im Lockergestein Bemessung, Ausführung und Prüfung

DIN 4125

Blatt 1

Die Ausführung und Prüfung von Verpreßankern erfordern gründliche Kenntnis und Erfahrung in dieser Bauart. Mit der Herstellung von Verpreßankern dürfen nur solche Unternehmen betraut werden, die diese Voraussetzungen erfüllen und eine fachgerechte Ausführung gewährleisten. Dies erfordert auch den Einsatz zuverlässiger Führungskräfte (Bauleiter, Poliere usw.), die bereits bei Arbeiten zur Herstellung von Verpreßankern mit Erfolg tätig waren und ausreichende Kenntnisse für die ordnungsgemäße Ausführung solcher Arbeiten besitzen. Für die ausschlaggebenden Arbeiten darf nur geschultes Fachpersonal herangezogen werden.

In dieser Norm sind die von außen auf einen Verpreßanker einwirkenden Kräfte als Lasten bezeichnet.

Inhalt

1. Geltungsbereich
2. Begriffe
3. Bautechnische Unterlagen
4. Anforderungen
5. Bemessung und Nachweise
6. Bauausführung
7. Grundsatz- und Eignungsprüfung
8. Abnahmeprüfung
9. Auswertung, Darstellung und Beurteilung der Zugversuche
bei Grundsatz-, Eignungs- und Abnahmeprüfungen
- Hinweise auf weitere Normen und Empfehlungen

1. Geltungsbereich

Die Norm gilt für die Bemessung, Ausführung und Prüfung von Verpreßankern, deren Tragfähigkeit durch Spannen überprüft werden kann und die nur für vorübergehende Zwecke — in der Regel nicht länger als 2 Jahre — in Gebrauch sind; sie gilt nicht für Zugpfähle (siehe DIN 1054, DIN 4014 und DIN 4026) und Felsanker.

Bei Verpreßankern für dauernde Zwecke (Daueranker) sind weitere Anforderungen zu beachten; hierfür ist ein Folgeblatt zu DIN 4125 in Vorbereitung.

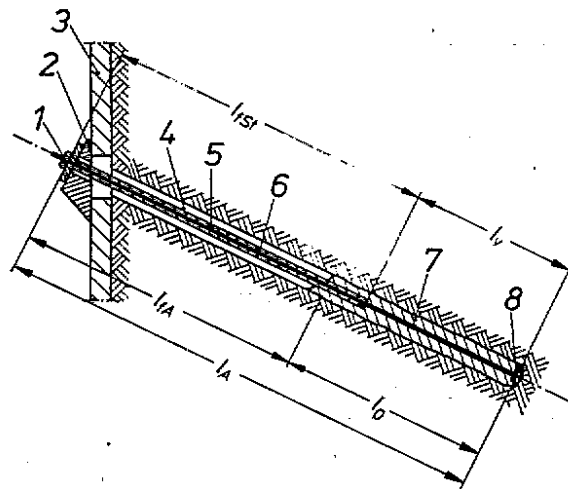
Für Felsanker ist ein Folgeblatt zu DIN 4125 in Vorbereitung.

Anmerkung: Die Norm enthält allgemeine technische Anforderungen. Abweichungen bedürfen nach den bauaufsichtlichen Vorschriften im Einzelfall einer Zustimmung der obersten Bauaufsichtsbehörde oder der von ihr bestimmten Behörde, sofern nicht eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erteilt ist.

2. Begriffe (siehe Bild 1)

2.1. Verpreßanker sind Erdanker, bei denen durch Einpressen von Zementschlämme oder -mörtel um den hinteren Teil eines in den Boden eingebrachten Stahlzuggliedes ein Verpreßkörper hergestellt wird, der über Stahlzugglied und Ankerkopf mit dem zu verankernden Bauteil kraftschlüssig verbunden wird. Eine vom Verpreßanker aufzunehmende Kraft wird nicht — wie bei Ankerpfählen ohne Fuß — über die ganze Länge, sondern im Bereich des Verpreßkörpers in den Boden eingeleitet.

2.2. Die Krafteintragungslänge l_0 ist der Anteil der Ankerlänge, über den die Ankerkraft in den Boden übertragen wird; sie entspricht der Länge des Verpreßkörpers, soweit dieser nicht unterbrochen ist.



- 1 Ankerkopf
- 2 Auflagerkonstruktion
- 3 Baugrubenwand
- 4 Bohrloch
- 5 Hüllrohr
- 6 Stahlzugglied
- 7 Verpreßkörper
- 8 Ankerfuß

l_{fst} freie Stahllänge

l_v Verankerungslänge des Stahlzugglieds

l_{fa} freie Ankerlänge

l_0 Krafteintragungslänge

l_A Ankerlänge

Bild 1. Benennungen (Beispiel: Verankerung einer Baugrubenwand)

2.3. Die freie Ankerlänge l_{fa} ist der Abstand zwischen Ankerkopf und Verpreßkörper.

2.4. Die Verankerungslänge des Stahlzugglieds l_v ist der Anteil der Stahllänge, über den die Ankerkraft vom Stahl auf den Verpreßkörper übertragen wird.

2.5. Die freie Stahllänge ist der Anteil der Stahllänge, der sich unter der Last unbehindert dehnen kann. Die aus den Verschiebungen rechnerisch ermittelte freie Stahllänge l_{fst} kann größer oder kleiner sein als die vorgesehene freie Stahllänge l_{fst} (siehe Abschnitt 9.3.3).

2.6. Durch die Grundsatzprüfung wird die grundsätzliche Eignung einer Verpreßankerbauart festgestellt (siehe Abschnitt 7.1). Das wesentliche Ergebnis dieser Prüfung ist die Kontrolle der einwandfreien Herstellung des Verpreßkörpers durch Ausgraben, insbesondere um die ausreichend zentrische Lage des Stahlzugglieds im Verpreßkörper und die einwandfrei durchgeführte Verpressung festzustellen. Außerdem werden — wie bei der Eignungsprüfung — Kraft-Verschiebungskurven zur Beurteilung der freien Stahllänge und der bleibenden Verschiebungen im Boden sowie Aufschlüsse über die Tragfähigkeit des Verpreßkörpers gewonnen, die es ermöglichen, Anker gleicher oder verschiedener Bauart hinsichtlich ihres Verhaltens unter Last miteinander zu vergleichen.

2.7. Durch die Eignungsprüfung wird auf der Baustelle die Eignung einer Verpreßankerbauart bei den örtlich ge-

gebenen Bodeneigenschaften überprüft (siehe Abschnitt 7.2). Festgestellt werden dabei die Tragfähigkeit des Verpreßkörpers und die zugehörigen bleibenden Verschiebungen sowie die rechnerische freie Stahllänge l_{fst} .

2.8. Durch die Abnahmeprüfung werden Tragfähigkeit und Verhalten jedes eingebauten Ankers kontrolliert (siehe Abschnitt 8).

2.9. Die Grenzkraft ist jene Kraft, unter der im Zugversuch der Grundsatz- oder Eignungsprüfung (siehe Abschnitt 7) die Verschiebung des Ankerkopfes noch eindeutig abklingt, höchstens aber die vom Stahlzugglied an der gewährleisteten Mindeststreckgrenze aufnehmbare Kraft.

3. Bautechnische Unterlagen

Es sind folgende Unterlagen zur Beurteilung der Verpreßanker erforderlich:

- a) Nachweis der Bodenverhältnisse im Einflußbereich des Verpreßkörpers (siehe Abschnitt 7.2);
- b) Ausführliche Beschreibung und Darstellung des gesamten Bauablaufes und der dabei vorgesehenen Maßnahmen;
- c) Nachweis der Eignung der Verpreßankerbauart unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Grundsatzprüfung¹⁾ 2);
- d) Nachweis der Eignung der Verpreßankerbauart für den Anwendungsfall (siehe Abschnitt 7.2);
- e) Standsicherheitsnachweise und Konstruktionszeichnungen.

4. Anforderungen

4.1. Die bodenmechanische Eignung der Ankerbauart ist durch die Grundsatzprüfung nach Abschnitt 7, ihre konstruktive Eignung (z. B. die des Spannverfahrens) unter Beachtung der Abschnitte 4.2 bis 4.7 nachzuweisen²⁾.

4.2. Die Ausbildung der Ankerköpfe muß die nachträgliche Kontrolle der Ankerkraft und ein Nachspannen ermöglichen, solange dies erforderlich ist (siehe z. B. Abschnitt 8.8). Außerdem müssen die Ankerköpfe in der Lage sein, Nebenspannungen durch unvorhergesehene Biegung (z. B. bei Verformung des Baugrubenverbandes oder bei Winkelabweichung von der geplanten Achsrichtung des Ankers) mit ausreichender Sicherheit aufzunehmen. Entsprechende Nachweise sind zu erbringen²⁾.

4.3. Für Stahlzugglieder sind Baustähle nach DIN 17 100 (St 37-2, St 37-3, St 52-3), Betonstähle nach DIN 488 Blatt 1 oder zugelassene Spannstähle zu verwenden.

4.4. Soll eine festgelegte Vorspannkraft erhalten bleiben, dann ist eine Ankerkonstruktion mit einem ausreichenden Dehnweg zu wählen.

4.5. Der Gesamtquerschnitt eines Stahlzugglieds muß mindestens 225 mm², der Einzelstabquerschnitt 75 mm² betragen, sofern nicht ein gegenüber Abschnitt 4.6 erhöhter Korrosionsschutz nach Abschnitt 4.7 und 4.8 vorgesehen wird.

4.6. In dem Bereich, in dem der Stahl nicht vom Beton umhüllt ist, insbesondere auch am Ankerkopf und am Übergang zum Verpreßkörper, muß er gegen Korrosion geschützt werden (z. B. geeignete Kunststoffhülle mit dichten Anschlüssen). Es darf nur ein Korrosionsschutz verwendet werden, dessen Wirksamkeit durch das Vorspannen und durch die mechanischen Beanspruchungen bei der Herstellung der Anker nicht beeinträchtigt wird.

¹⁾ Soweit nicht bereits bei der Baubehörde hinterlegt.

²⁾ Zum Beispiel im Rahmen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung oder einer Zustimmung im Einzelfall.

Bei Stahlguggliedern aus Baustählen nach DIN 17 100 oder Betonstählen nach DIN 488 Blatt 1 kann auf diesen Korrosionsschutz verzichtet werden, wenn die Wanddicke von Rohren mindestens 8 mm bzw. der Durchmesser von Einzelstäben mindestens 16 mm beträgt.

4.7. Bei Ankern, die dem Zutritt aggressiver Wässer ausgesetzt oder aus anderen Gründen besonders korrosionsgefährdet³⁾ sind (z. B. durch elektrische Felder), und bei Ankern in Böden, die stark aggressive Stoffe enthalten oder in die derartige Stoffe eindringen (z. B. Tausalze) oder injiziert worden sind, sind besondere Maßnahmen erforderlich, z. B. sorgfältiger Korrosionsschutz im Bereich der Anschlüsse des Stahlguggliedes an den Ankerkopf und den Verpreßkörper, Korrosionsschutz im Bereich des Verpreßkörpers⁴⁾. Unter diesen Verhältnissen ist auch bei Stahlguggliedern aus Baustahl nach DIN 17 100 bzw. Betonstahl nach DIN 488 Blatt 1 ein geeigneter Korrosionsschutz erforderlich. Der Gesamtquerschnitt eines Stahlguggliedes muß dann mindestens 300 mm², der Einzelstabquerschnitt mindestens 110 mm² betragen.

4.8. In der Verankerungslänge muß die Betondeckung der Stahleinlagen im Falle des Abschnittes 4.6 mindestens 2 cm, im Falle des Abschnittes 4.7 mindestens 3 cm betragen, es sei denn, auf Grund der Grundsatzprüfung oder der Zulassung werden andere Maße der Betondeckung oder andere Maßnahmen für den Korrosionsschutz festgelegt.

5. Bemessung und Nachweise

5.1. Die zulässige Ankerkraft ist wie folgt zu ermitteln:

- a) Die für den Verpreßkörper zulässige Kraft erhält man aus der Grenzkraft (siehe Abschnitt 2.9) nach Abschnitt 5.2.
- b) Die für das Stahlgugglied zulässige Kraft erhält man aus den zulässigen Stahlspannungen nach Abschnitt 5.3.

Der kleinere der beiden Werte ist maßgebend.

5.2. Die für den Verpreßkörper zulässige Kraft beträgt mit der Bezeichnung A_g für die Grenzkraft bei Annahme von:

a) aktivem Erddruck $A_{zul} = A_g / 1,5$

b) Erdruchdruck $A_{zul} = A_g / 1,33$

Bei Annahme von erhöhtem aktiven Erddruck oder abgemindertem Erdruchdruck nach den Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ ist A_{zul} zwischen diesen Grenzen linear zu interpolieren.

Wird die vom Anker aufzunehmende Kraft nicht durch Erddruck, sondern durch andere Lasten verursacht (z. B. durch Wasserdruck, Auftrieb oder Seilkräfte), ist die für den Verpreßkörper zulässige Kraft in der Regel nach a) zu bestimmen.

5.3. Die zulässigen Spannungen im Stahlgugglied betragen mit den Bezeichnungen

β_S für die Streckgrenze und

β_Z für die Zugfestigkeit

bei Annahme von

a) aktivem Erddruck $\sigma_{zul} \leq \frac{\beta_S}{1,75}$

b) Erdruchdruck $\sigma_{zul} \leq \frac{\beta_S}{1,33}$ oder $\sigma_{zul} \leq \frac{\beta_Z}{1,75}$

Der kleinere der beiden Werte σ_{zul} ist maßgebend. Bei Annahme von erhöhtem aktivem Erddruck oder abgemindertem Erdruchdruck ist die zulässige Spannung σ_{zul} zwischen diesen Grenzen linear zu interpolieren.

Wird die vom Anker aufzunehmende Kraft nicht durch Erddruck, sondern durch andere Lasten verursacht (z. B. durch

Wasserdruck, Auftrieb oder Seilkräfte), ist die zulässige Spannung im Stahlgugglied in der Regel nach a) zu bestimmen.

5.4. Werden die Anker für den vollen oder einen abgeminderten Erdruchdruck bemessen, muß außerdem gewährleistet sein, daß bei Annahme eines umgelagerten aktiven Erdruckes die zulässige Kraft nach Abschnitt 5.2 a) und die zulässigen Spannungen nach Abschnitt 5.3 a) nicht überschritten werden.

5.5. Bei Eignungs- und Abnahmeprüfungen ist das Überspannen der Ankerstähle bis zu $0,9 \cdot \beta_S$ zulässig; es muß jedoch gewährleistet sein, daß diese Last von der dadurch beanspruchten Konstruktion aufgenommen werden kann, wobei Bauteile aus Stahl ebenfalls bis zu $0,9 \cdot \beta_S$ beansprucht werden dürfen. Für Bauteile aus Stahlbeton genügt bei Bemessung auf Biegung bzw. Biegung mit Längskraft ein Sicherheitsbeiwert von $\gamma = 1,3$ anstelle von $\gamma = 1,75$ gegen die Bruchlast; für die Rechenwerte der Schub- und Torsionsspannungen sind jedoch die in DIN 1045 festgelegten Grenzen einzuhalten.

5.6. Die Länge und Neigung der Anker ergibt sich aus Standsicherheitsuntersuchungen am Gesamtsystem, bestehend aus dem Bauwerk, den Ankern und dem von ihnen erfaßten Bodenkörper. Z. B. muß zur Auftriebsicherung durch die Anker ein Bodenkörper mit ausreichend großem Gewicht herangezogen werden.

5.7. Durch konstruktive Maßnahmen ist sicherzustellen, daß der Ausfall eines Ankers in einer Ankergruppe noch nicht zum Versagen des Bauteils führt, der durch die Ankergruppe gesichert werden soll. Wenn hierfür in besonderen Fällen ein statischer Nachweis notwendig ist, darf dieser unter Berücksichtigung aller Reserven geführt werden, z. B. Ausnutzung der Stahlspannungen bis zur Streckgrenze, Berücksichtigung der Gewölbebildung im Erdboden usw.

5.8. Bei Baugruben gilt für die Lastannahmen und die Erddruckermittlung DIN 4124; gegebenenfalls siehe die Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“. Ein- und Rückbaustände sind bei der Besprechung der Ankerkräfte zu berücksichtigen.

Für die Standsicherheitsuntersuchung nach Abschnitt 5.6 kann bei Baugrubenwänden der Bruch in der tiefen Gleitfuge, das Aufbrechen des Verankerungsbodens oder der Geländebruch maßgebend sein.

Die Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge ist, sofern kein genauer Nachweis mit gekrümmten Gleitflächen geführt wird⁵⁾, bei einfachen Verankerungen nach den Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Uferneufassungen“ und bei mehrfachen Verankerungen durch ein entsprechendes Näherungsverfahren⁶⁾ nachzuweisen. Das Aufbrechen des Verankerungsbodens kann bei dicht nebeneinander liegenden Verpreßankern und geringer Bodenüberdeckung eintreten. Zum Nachweis der Geländebruchsicherheit siehe DIN 4084 Blatt 1.

³⁾ Rehm: Korrosionsschutz für Verpreßanker, veröffentlicht in „Vorträge der Baugrundtagung 1970 in Düsseldorf“, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Essen

⁴⁾ In Zweifelsfällen ist eine in Korrosionsfragen erfahrene Prüfstelle hinzuzuziehen.

⁵⁾ Jelínek, R. und Ostermayer, H.: Zur Berechnung von Fangedämmen und verankerten Stützwänden. Bautechnik, Heft 5 und 6/1967.

⁶⁾ Ranke, A. und Ostermayer, H.: Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung mehrfach verankerter Baugrubenumschließungen, Bautechnik, Heft 10/1968.

Verformungen des Bodens können unzutragliche Bewegungen des Baugrubenverbau zur Folge haben, auch wenn die Standsicherheit gewährleistet ist. Dies gilt vor allem für tiefe und langgestreckte Baugruben in bindigen oder setzungsempfindlichen Böden. Gegebenenfalls ist hierfür ein besonderer Nachweis zu führen.

6. Bauausführung

6.1. Während der Arbeiten ist laufend zu überprüfen, ob die Bestimmungen der Abschnitte 4.7 und 7.2 zu berücksichtigen sind.

6.2. Die Verpreßanker sollen im gleichen Verfahren und mit gleichen Abmessungen — insbesondere mit etwa gleicher Länge des Verpreßkörpers — wie die Anker der Grundsatz- oder Eignungsprüfung (siehe Abschnitt 7) ausgeführt werden.

6.3. Die Anker müssen unter der vorgegebenen Neigung gerade eingebracht werden. Die vollständige Umhüllung der Einzelstäbe mit Zementmörtel ist zu gewährleisten.

Die Ankerköpfe sind so einzubauen, daß Nebenspannungen im Stahlzugglied durch unvorhergesehene Biegung möglichst vermieden werden.

6.4. Der Verpreßkörper darf sich nicht auf die zu verankernde Konstruktion abstützen. Durch geeignete Maßnahmen ist dafür zu sorgen, daß der Verpreßkörper nicht wesentlich länger als vorgesehen ausfällt und damit die Ankerkraft nicht im Bereich der geplanten freien Ankerlänge in den Boden übertragen werden kann. Werden diese Forderungen nicht eingehalten, so liegt kein Verpreßanker im Sinne dieser Norm vor, es sei denn, die Krafteinleitung in den Boden außerhalb der vorgesehenen Krafteintragungslänge wird durch besondere Maßnahmen vermieden.

Bei Bauarten, bei denen ein Hohlraum, z. B. das Bohrloch, im Bereich der freien Ankerlänge vorhanden ist, darf dieser verfüllt werden, sobald die Tragfähigkeit des Ankers durch die Abnahmeprüfung nachgewiesen ist (siehe Abschnitt 8). Eine vollständige Verfüllung der Bohrlöcher oder eine gleichwertige Maßnahme ist notwendig, wenn der Baugrund im Bereich der Anker durch strömendes Wasser aufgeweicht, ausgewaschen und seine Lagerungsdichte verringert werden kann. Voraussetzung ist jedoch, daß die Krafteintragung vom Anker in den Boden nicht beeinflusst wird.

6.5. Für Zusätze im Einpreßgut gelten die Bestimmungen für das Einpressen von Zementmörtel in Spannkanele⁷⁾.

6.6. Für den Korrosionsschutz bis zum Einbau sind die in den Zulassungsbescheiden für Spannstähle festgelegten Bedingungen zu beachten.

6.7. Ist auf Grund der Bodenverhältnisse im Gebrauchszustand mit andauernden Bewegungen oder einer Abnahme der aufgetragten Vorspannkraft zu rechnen, kann es erforderlich werden, die Ankerkraft auch noch nach der Abnahmeprüfung zu überwachen sowie lotrechte und waagerechte Verschiebungen kritischer Punkte laufend aufzuzeichnen.

6.8. Die für die Tragfähigkeit maßgebenden Daten der Herstellung sind zu sammeln und zu den Bauakten zu nehmen. Hierzu gehören beim Bohren der Anker festgestellte Bodenschichtgrenzen, Zusammensetzung des Verpreßgutes (Zementsorte, Wasserzementwert, Zusatzmittel), Verpreßmenge, Verpreßdruck, Verpreßlänge und Besonderheiten der Herstellung sowie die Protokolle der Abnahmeprüfung (siehe Abschnitt 8).

6.9. Beim Vorspannen ist der Raum hinter dem Ankerkopf in Ankerichtung von Personen freizuhalten und abzusichern.

7. Grundsatz- und Eignungsprüfung

7.1. Für jede Ankerbauart müssen Grundsatzprüfungen in einer Bodenart der folgenden Gruppen vorgenommen werden:

a) mit Zementsuspension nicht injizierbare nichtbindige Böden,

b) mit Zementsuspension nicht injizierbare bindige Böden.

Anker dürfen nur in der Gruppe ausgeführt werden, für die eine Grundsatzprüfung vorliegt. Das Herstellen der Anker, das Durchführen der Zugversuche sowie das Ausgraben der Anker muß von einem sachverständigen Institut überwacht werden, das auch die erforderlichen Bodenuntersuchungen durchführt. Grundsatzprüfungen sollen an flach geneigten Anker durchgeführt werden.

7.2. Sind die Eigenschaften des Bodens im Bereich der Krafteintragungslänge nicht genau ermittelt oder ungünstiger als bei der Grundsatzprüfung nach Abschnitt 7.1,

z. B. in Gruppe a): Lagerungsdichte D kleiner

b): Fließgrenze w_L größer

Konsistenzzahl I_c kleiner,

so sind die Grenzkraft am Ort durch Eignungsprüfungen festzustellen, es sei denn, derartige Eignungsprüfungen sind schon an anderen vergleichbaren Böden ausgeführt worden.

Eignungsprüfungen sind auch dann durchzuführen, wenn sich das Bohrverfahren oder der Bohrdurchmesser gegenüber der Ausführung beim Grundsatzversuch wesentlich ändert, oder wenn auf Grund günstigerer Bodenverhältnisse gegenüber dem Grundsatzversuch höhere Grenzkraft nachgewiesen werden sollen.

Im Unterschied zur Grundsatzprüfung müssen die Anker bei der Eignungsprüfung nicht ausgegraben werden.

7.3. Sowohl bei der Grundsatz- als auch bei der Eignungsprüfung sind mindestens an drei Ankern je Bodenart Zugversuche nach Abschnitt 7.4 durchzuführen.

7.4. Etwa eine Woche nach dem Verpressen wird der Zugversuch vorgenommen. Dabei sind die Verschiebungen des luftseitigen Ankerendes in Kraftrichtung von einem unverschieblichen Meßpunkt aus zu messen (siehe Bild 2 a, Kraft-Verschiebungskurve). Die Zugkraft wird, ausgehend von einer im allgemeinen aus meßtechnischen Gründen erforderlichen Vorlast A_0 von maximal $0,1 \cdot \beta_S \cdot F_e$, stufenweise so erhöht, daß sich für den Stahl Spannungsstufen von höchstens $0,15 \cdot \beta_S$ ergeben. Nach der Spannungsstufe, die etwa dem Wert $0,3 \cdot \beta_S$ entspricht sowie nach jeder höheren Spannungsstufe wird stufenweise bis auf die Vorlast A_0 entlastet, um Aufschluß über die bleibenden Verschiebungen zu erhalten und die freie Stahllänge errechnen zu können. Die bei Kräften unterhalb der Vorlast auftretenden Verschiebungen werden nicht gemessen.

Bei der Grundsatzprüfung wird die Zugkraft höchstens bis zum Erreichen der Streckgrenze des Stahles gesteigert; bei der Eignungsprüfung bis höchstens $0,9 \cdot \beta_S \cdot F_e$.

Vor jeder Entlastung werden die Verschiebungen unter konstanter Kraft in nichtbindigen Böden bis zum Abklingen, mindestens jedoch 5 Minuten lang, bei der Spannungsstufe von etwa $0,6 \cdot \beta_S$ mindestens 15 Minuten lang (zugehörige Verschiebung Δs_1 nach Bild 2), bei der Spannungsstufe von etwa $0,9 \cdot \beta_S$ mindestens eine Stunde lang (zugehörige Verschiebung Δs_2 nach Bild 2), beobachtet. In bindigen Böden ist bei den Spannungsstufen $0,6 \cdot \beta_S$ und $0,9 \cdot \beta_S$ die Beobachtung

⁷⁾ Richtlinien für das Einpressen von Zementmörtel in Spannkanele. Fassung November 1970, abgedruckt in „Beton und Stahlbetonbau“, Heft 4, April 1971.

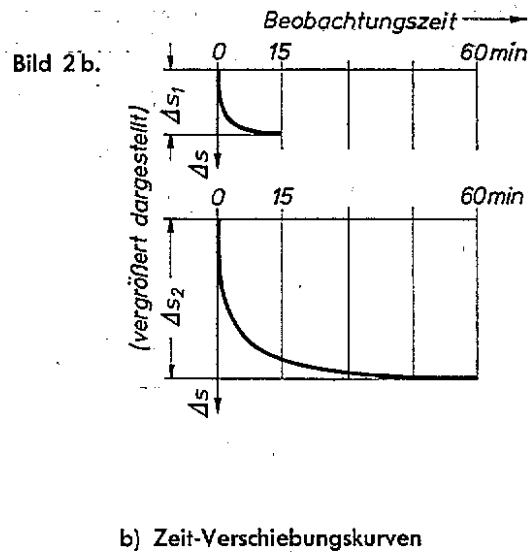
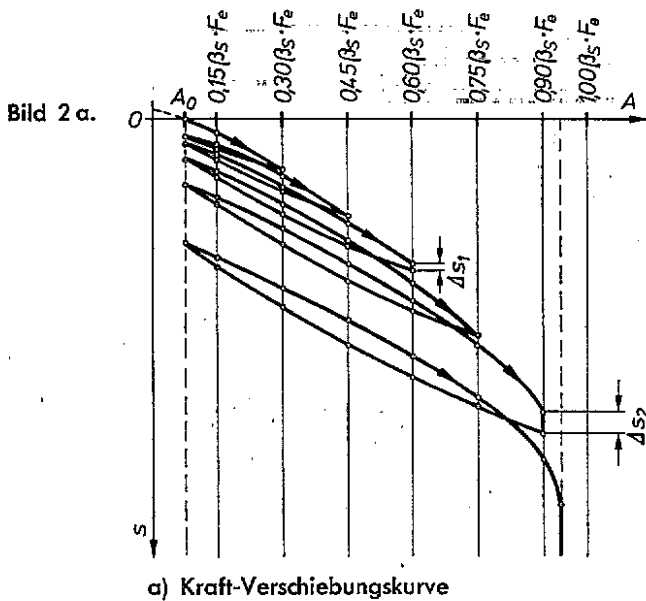


Bild 2. Grundsatz- bzw. Eignungsprüfung

so lange durchzuführen, bis die Verschiebung während der letzten zwei Stunden weniger als 0,2 mm beträgt (siehe Bild 2 b, Zeit-Verschiebungskurven).

Ist die vorgesehene rechnerische Ankerkraft (Gebrauchslast) kleiner als $0,6 \cdot \beta_s \cdot F_e$, so muß die maximale Prüflast mindestens der 1,5- bzw. 1,33fachen Gebrauchslast (nach Abschnitt 5.2) entsprechen. Die einzelnen Laststufen sind sinngemäß aufzuteilen, bei der Gebrauchslast beträgt die Beobachtungszeit mindestens 15 Minuten, bei der 1,5- bzw. 1,33fachen Gebrauchslast mindestens 60 Minuten. Die übrigen Bedingungen der Versuchsdurchführung gelten ebenfalls sinngemäß.

Die im Zugversuch auftretenden Kräfte sind mit Kraftgebern zu bestimmen, die Verschiebungen über Meßuhren mit einer Skaleneinteilung von 0,01 mm. Werden die Kräfte ausnahmsweise über den hydraulischen Pressendruck ermittelt, muß hierfür eine Spannpressen mit Angaben über die tatsächlich wirksame Kraft in Abhängigkeit vom hydraulischen Druck für die Belastung und Endlastung verwendet werden. Der hydraulische Druck muß dabei mit einem geeichten Feinmeßmanometer (Klasse 0,6 der Eichordnung) gemessen werden. Die Meßeinrichtungen sind in regelmäßigen Abständen zu überprüfen.

7.5. Die Grenzkraft ist entsprechend Abschnitt 2.9 festzulegen. Für die Bestimmung der zulässigen Ankerkraft nach Abschnitt 5.1 muß vom niedrigsten Versuchswert ausgegangen werden.

7.6. Die rechnerische freie Stahllänge l_{rSt} und die Reibungsverluste beim Vorspannen sind aus der Kraft-Verschiebungskurve abzuleiten. Ein Verfahren zur Bestimmung dieser Größen kann Abschnitt 9 entnommen werden.

7.7. Bei der Grundsatzprüfung ist nach dem Zugversuch die tatsächliche Form, Länge und Beschaffenheit des Ankers und insbesondere des Verpreßkörpers durch Ausgraben festzustellen. Geht hieraus die Krafteintragungslänge nicht eindeutig hervor, so ist durch ergänzende Versuche oder Untersuchungen festzustellen, über welche Strecke der überwiegende Teil der Kraft in den Boden eingeleitet wird.

7.8. Über die Grundsatzprüfung wird ein Prüfbericht ausgestellt, der neben einer Beschreibung der Ankerherstellung, den Ergebnissen der Zugversuche und des Befundes beim Freilegen der Anker auch eine ausreichende Beschreibung

des Bodens enthält. Die nach Abschnitt 7.6 und 7.7 festgestellten freien Stahllängen und freien Ankerlängen sind anzugeben; sie dürfen von den vorgesehenen freien Stahl- und Ankerlängen nicht wesentlich abweichen. Die Reibungsverluste beim Vorspannen sollen gering bleiben; zur Beurteilung der zulässigen Abweichungen kann das in Abschnitt 9 angegebene Kriterium angewendet werden.

Außerdem ist festzustellen, ob die Anforderungen des Abschnitts 4 erfüllt sind.

7.9. Die Ergebnisse der Eignungsprüfung sind ebenfalls in einem Bericht zusammenzustellen und zu den Bauakten zu nehmen. Die Grenzkraft nach Abschnitt 7.5 sollen mit den bei Anker dieser Bauart unter ähnlichen Bedingungen festgestellten Werten verglichen werden. Die nach Abschnitt 7.6 festgestellten freien Stahllängen sind anzugeben. Sie dürfen sich nicht wesentlich von den vorgesehenen freien Stahllängen unterscheiden. Die Reibungsverluste beim Vorspannen sollen gering bleiben; zur Beurteilung der zulässigen Abweichungen kann das in Abschnitt 9 angegebene Kriterium angewendet werden. Außerdem ist auch im Rahmen der Eignungsprüfung festzustellen, ob die Anforderungen des Abschnitts 4 erfüllt sind.

8. Abnahmeprüfung

8.1. Jeder Anker ist auf den 1,2fachen Wert der rechnerischen Ankerkraft A_r anzuspannen. Die hier auftretenden Ankerkopfverschiebungen (Gesamtverschiebungen) sind in nichtbindigen Böden mindestens 5 Minuten, in bindigen Böden bis zum weitgehenden Abklingen, jedoch mindestens 15 Minuten lang, zu beobachten und zu messen. Wie bei den Prüfungen nach Abschnitt 7 ist von einer Vorlast A_0 auszugehen.

8.2. An den ersten zehn Anker sowie an mindestens einem von je zehn weiteren Anker sind darüber hinaus die Verschiebungen des luftseitigen Ankerendes in Zugrichtung auch mindestens bei den Stufen der 0,4-, 0,8-, 1,0- und 1,2fachen rechnerischen Ankerkraft von einem unverschieblichen Meßpunkt aus zu messen.

Bei der 1,2fachen rechnerischen Ankerkraft sind die Beobachtungszeiten nach Abschnitt 8.1 einzuhalten. Anschließend wird der Anker stufenweise bis auf die Vorlast A_0 entlastet, um Aufschluß über die bleibende Verschiebung zu erhalten (siehe Bild 3).

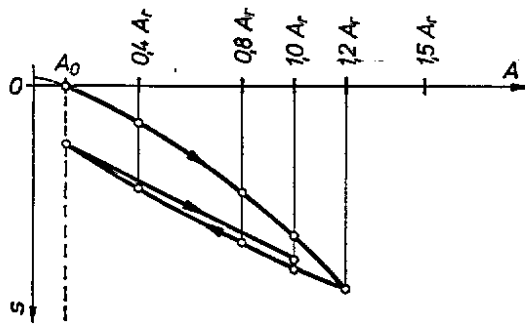


Bild 3. Abnahmeversuch (Kraft-Verschiebungskurve)

8.3. Bei vorgespannten Ankern wird anschließend die jeweils gewählte Vorspannkraft, höchstens aber die rechnerische Ankerkraft, aufgebracht:

- durch Entlasten bei Ankern, die nach Abschnitt 8.1 geprüft worden sind,
- durch erneutes Anspannen bei Ankern, die nach Abschnitt 8.2 geprüft worden sind.

Dabei ist der voraussichtliche Schlupf im Ankerkopf zu berücksichtigen.

8.4. Mindestens 5% der Anker sind bis zur 1,5- bzw. 1,33-fachen rechnerischen Ankerkraft nach Abschnitt 5.2, höchstens jedoch bis zur Spannungsstufe $0,9 \cdot \beta_S$ zu prüfen. Zu diesem Zweck können die nach Abschnitt 8.2 geprüften Anker weiter belastet werden. Bei der maximalen Prüfkraft sind die Beobachtungszeiten nach Abschnitt 8.1 einzuhalten.

8.5. Betragen die Abstände zwischen den Verpreßkörpern weniger als 1 m, so kann eine Ankergruppenprüfung erforderlich werden, um die gegenseitige Beeinflussung der Einzelanker zu überprüfen. Hierfür sind mehrere benachbarte Anker gleichzeitig unter Last zu halten und zu beobachten.

8.6. Bei Prüfung nach Abschnitt 8.1 sind die Abnahmebedingungen in der Regel erfüllt, wenn bei 1,2facher rechnerischer Ankerkraft die Verschiebungen innerhalb der Beobachtungszeit abgeklungen sind und wenn sich die Gesamtverschiebungen von jenen der Grundsatz- oder Eignungsprüfung und der Abnahmeprüfungen nach Abschnitt 8.2 und Abschnitt 8.4 bei der gleichen Laststufe nicht wesentlich unterscheiden.

Bei Prüfung nach den Abschnitten 8.2 und 8.4 sind die Kraftverschiebungskurven und Zeitverschiebungskurven der Abnahmeversuche mit den Ergebnissen der Grundsatz- und Eignungsprüfung zu vergleichen und zu beurteilen (siehe Abschnitt 9). Die Abnahmebedingungen sind in der Regel erfüllt, wenn unter der maximal aufgetragenen Last die Verschiebungen innerhalb der Beobachtungszeit abgeklungen sind und wenn durch die Dehnung die vorgesehene freie Stahllänge nachgewiesen wurde. Werden die in Abschnitt 9 empfohlenen Grenzlinien der elastischen Verschiebungen über- oder unterschritten oder unterscheiden sich die bleibenden Verschiebungen wesentlich von denen der Grundsatz- oder Eignungsprüfung, so ist ein sachverständiges Institut hinzuzuziehen.

8.7. Sind die Abnahmebedingungen nach Abschnitt 8.6 nicht erfüllt, so ist für diese Anker die Grenzkraft als diejenige Kraft, unter der die Verschiebung des Ankerkopfes noch eindeutig abklingt, neu festzulegen. Es ist zu untersuchen, ob ein Ersatzanker hergestellt werden muß. In schwierigen Fällen ist ein sachverständiges Institut hinzuzuziehen.

8.8. Wenn mit Verpreßankern für vorübergehende Zwecke gesicherte Baugrubenwände infolge unvorhergesehener Umstände länger als zwei Jahre stehen, sind nach Ablauf dieser Frist die Abnahmeprüfungen nach Abschnitt 8 etwa alle sechs Monate zu wiederholen.

9. Auswertung, Darstellung und Beurteilung der Zugversuche bei Grundsatz-, Eignungs- und Abnahmeprüfungen

9.1. Allgemeines

Zur Auswertung der Versuchsergebnisse wird das nachfolgend beschriebene Verfahren empfohlen. Es ermöglicht mit einer für die Praxis ausreichenden Genauigkeit die Beurteilung eines Verpreßankers in bezug auf Tragfähigkeit, freie Stahllänge, bleibende Verschiebungen und Reibungsverluste beim Vorspannen.

9.2. Formelzeichen und Grenzlinien

9.2.1. Formelzeichen

a) Kräfte

- A_0 Vorlast
 A_r rechnerische Ankerkraft (Gebrauchslast)
 A_g Grenzkraft
 R_v Reibungsverlust beim Vorspannen

b) Verschiebungen des luftseitigen Ankerendes in Kraftrichtung

- s Gesamtverschiebungen. Da nach Abschnitt 7.4 die bei Kräften unterhalb der Vorlast auftretenden Verschiebungen nicht gemessen werden, entsprechen die bei der Kraft A gemessenen Verschiebungen jeweils der Kraftgröße $(A - A_0)$
 s_e elastische Verschiebungen
 s_{bl} bleibende Verschiebungen

c) Werte des Stahlzuggliedes

- F_e Gesamtquerschnitt
 β_S Streckgrenze des Ankerstahles
 E Elastizitätsmodul des Ankerstahles

9.2.2. Grenzlinien

Empfohlene Grenzlinien entsprechen Linien, zwischen denen die Kurve der ermittelten elastischen Verschiebungen verlaufen soll, damit sich die rechnerisch ermittelte freie Stahllänge l_{fSt} nicht wesentlich von der vorgesehenen freien Stahllänge l_{fSt} unterscheidet und der Reibungsverlust R_v innerhalb zulässiger Grenzen bleibt.

- a) Die obere Grenzlinie a ist gegeben durch die Gleichungen:

für Verankerungslänge des Stahles $l_v > 0$

$$s_e = \frac{A - A_0}{E \cdot F_e} \left(l_{fSt} + \frac{l_v}{2} \right)$$

für Verankerungslänge des Stahles $l_v = 0$

$$s_e = 1,1 \cdot \frac{A - A_0}{E \cdot F_e} l_{fSt}$$

(Die obere Grenzlinie entspricht der Ankerdehnung bei einer um die halbe vorgesehene Verankerungslänge bzw. um 10 % vergrößerten freien Stahllänge.)

- b) Die untere Grenzlinie b ist gegeben für $A \geq 0,75 A_g + A_0$ durch die Gleichung:

$$s_e = 0,8 \cdot \frac{A - A_0}{E \cdot F_e} l_{fSt}$$

(Dies entspricht der Ankerdehnung bei einer um 20 % verringerten freien Stahllänge.)

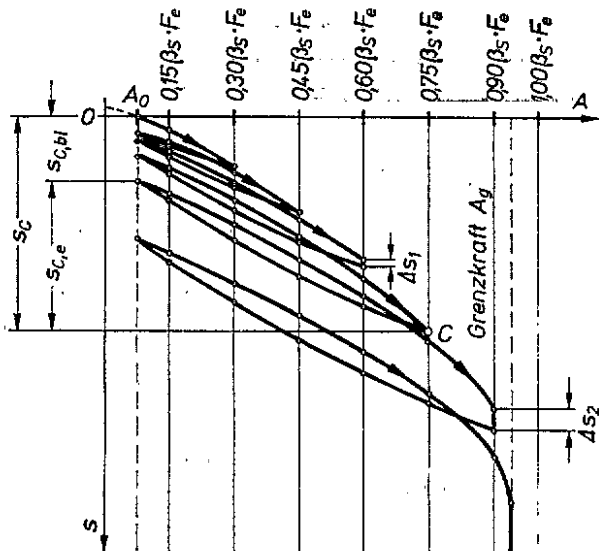


Bild 4 a.

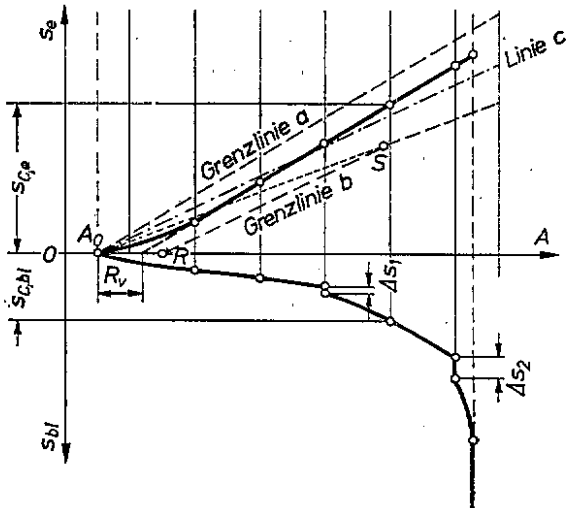


Bild 4 b.

Bild 4. Grundsatz- bzw. Eignungsprüfung

a) Kraft-Verschiebungskurve

b) Aufteilung in elastische und bleibende Verschiebungen

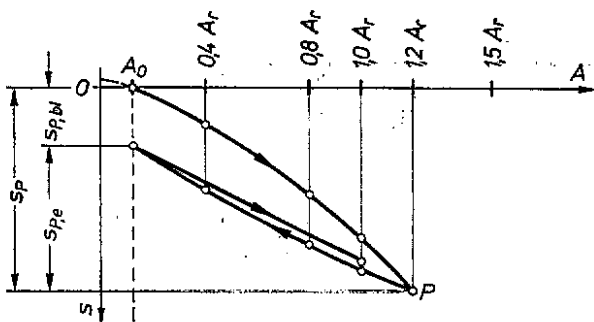


Bild 5 a.

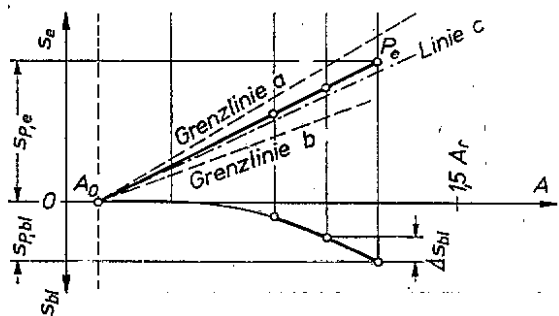


Bild 5 b.

Bild 5. Abnahmeversuch

a) Kraft-Verschiebungskurve

b) Aufteilung in elastische und bleibende Verschiebungen

für $A \leq 0,75 A_g + A_0$ als Linienzug $\overline{A_0RS}$; die Koordinaten der Punkte R und S ergeben sich in Abhängigkeit von A_g und A_0 aus folgender Tabelle:

Punkt	Verschiebungsachse s_e	Kraftachse A
R	0	$0,15 A_g + A_0$
S	$0,6 A_g \frac{l_{fst}}{E \cdot F_e}$	$0,75 A_g + A_0$

(Der Linienzug $\overline{A_0RS}$ berücksichtigt Dehnungsbehinderungen infolge von Reibungsverlusten beim Vorspannen.)

- c) In der Regel empfiehlt sich ein Vergleich der Linie der elastischen Verschiebungen s_e mit einer mittleren Linie c, welche der elastischen Dehnung eines Stahlgliedes mit der vorgesehenen Länge l_{fst} entspricht.

9.3. Auswertung der Grundsatz- und Eignungsprüfung

9.3.1. Darstellung

Die Ergebnisse der Zugversuche werden mit allen Zwischenentlastungen als Kraft-Verschiebungskurven aufgetragen (siehe Bild 4 a). Die gemessenen Verschiebungen des Ankerkopfes werden in die elastischen und in die bleibenden Anteile aufgeteilt. Hierzu ist wie folgt vorzugehen (siehe Bild 4 b): Bei einer bestimmten Ankerkraft erhält man nach Bild 4 a die gesamte Verschiebung s , die bei Entlastung auf A_0 um den elastischen Anteil s_e auf den Anteil der bleibenden Verschiebungen s_{bl} zurückgeht. Diese beiden Anteile der elastischen und bleibenden Verschiebungen werden bei der entsprechenden Ankerkraft in Bild 4 b nach oben und unten getrennt aufgetragen. In Bild 4 b ist als Beispiel die Verschiebung s_C bei der Ankerkraft $0,75 \cdot \beta_S \cdot F_e$ eingetragen (Punkt C). Durch Entlastung erhält man die elastischen und bleibenden Verschiebungen $s_{C,e}$ und $s_{C,bl}$, die dann bei der Ankerkraft $0,75 \cdot \beta_S \cdot F_e$ dargestellt sind.

9.3.2. Ermittlung der Grenzkraft

Aus der Kurve der bleibenden Verschiebungen (siehe Bild 4 b) wird die Grenzkraft nach Abschnitt 2.9 bestimmt. Im Bild ist beispielsweise das Versagen des Ankers bei $0,94 \cdot \beta_S \cdot F_e$ dargestellt, wobei die Verschiebung des Ankerkopfes nicht mehr abklingt. Als Grenzkraft wird in diesem Falle die Kraft bei der vorausgegangenen Laststufe $0,9 \cdot \beta_S \cdot F_e$ festgestellt, bei der die Verschiebungen noch eindeutig abgeklungen sind.

Wird die Grenzkraft im Versuch nicht erreicht, so gilt die größte aufgebrachte Ankerkraft, höchstens aber die Tragkraft des Stahlgliedes an der Streckgrenze als Grenzkraft.

9.3.3. Ermittlung der freien Stahllänge und des Reibungsverlustes

Aus der Kurve der elastischen Verschiebungen erhält man näherungsweise die rechnerische freie Stahllänge l_{fst} (siehe Abschnitt 2.5 und Bild 1) und den Reibungsverlust beim Vorspannen R_v . Die rechnerische freie Stahllänge ergibt sich aus der Steigung des etwa geradlinigen Abschnitts der Kurve der elastischen Verschiebungen s_e zu:

$$l_{fst} = \frac{\Delta s_e}{\Delta A} \cdot E \cdot F_e$$

Die Verlängerung dieses geradlinigen Kurvenabschnitts schneidet auf der Kraftachse die Strecke vor $(R_v + A_0)$ ab;

die Kraft R_v entspricht dabei näherungsweise dem Reibungsverlust beim Vorspannen.

Nach Abschnitt 7.8 und Abschnitt 7.9 darf sich die rechnerisch ermittelte freie Stahllänge l_{fst} von der vorgesehenen freien Stahllänge l_{fst} nicht wesentlich unterscheiden. Als Kriterium hierfür wird empfohlen, daß die Kurve der elastischen Verschiebungen s_e in Bild 4 b zwischen der oberen Grenzlinie a und der unteren Grenzlinie b verläuft.

9.4. Abnahmeprüfung

9.4.1. Darstellung

Die Ergebnisse der Zugversuche sind im Bild 3 bzw. Bild 5 a aufgetragen. Da nur eine Zwischenentlastung nach der 1,2-fachen rechnerischen Ankerkraft (Punkt P im Bild 5 a) eingeschaltet ist, können auch nur für diese Belastung der elastische Anteil $s_{p,e}$ und der bleibende Anteil $s_{p,bl}$ der Gesamtverschiebung s_p getrennt aufgetragen werden.

Nimmt man jedoch entsprechend der Darstellung im Bild 5 b für den Verlauf der elastischen Verschiebungen anstelle einer unbekannten Kurve als Näherung die Gerade $\overline{A_0P_e}$ an, so erhält man durch Abzug der so angenommenen elastischen Verschiebungen s_e von den gesamten Verschiebungen s eine angenäherte Kurve der bleibenden Verschiebungen s_{bl} . Dabei muß die Summe der elastischen und bleibenden Verschiebungen immer die Gesamtverschiebung ergeben. Die empfohlene Näherung reicht aus, um die Größenordnung der elastischen und bleibenden Verschiebungen im Bereich der maximalen Prüfkraft und damit das Tragverhalten des Ankers mit ausreichender Genauigkeit beurteilen zu können. Bei niedrigeren Laststufen können die vernachlässigten Reibungskräfte zu einer unzutreffenden Darstellung der bleibenden Verschiebungen s_{bl} führen.

9.4.2. Sicherheit des Verpreßkörpers

Bei Anker, die unter der Annahme aktiven oder erhöhten aktiven Erddrucks bemessen sind, ist zur Beurteilung der Tragfähigkeit des Verpreßkörpers im Boden die Kurve der bleibenden Verschiebungen (siehe Bild 5 b) mit den entsprechenden Kurven der Grundsatz- oder Eignungsprüfungen (siehe Bild 4 b) zu vergleichen. Die erforderliche Sicherheit ist im allgemeinen dann gegeben, wenn die bleibende Verschiebung bei $1,2 \cdot A_r$ nicht größer als die bleibenden Verschiebungen bei der entsprechenden Laststufe der Grundsatz- oder Eignungsprüfung ist. Außerdem soll die Zunahme Δs_{bl} der bleibenden Verschiebungen s_{bl} zwischen $1,0 \cdot A_r$ und $1,2 \cdot A_r$ im Bild 5 b nicht größer sein als die Zunahme zwischen den entsprechenden Laststufen der Grundsatz- oder Eignungsprüfung im Bild 4 b.

Für Anker, die unter Annahme des Erdrückdrucks bemessen sind, ist die Abnahmebedingung im Hinblick auf die Tragfähigkeit erfüllt, wenn die Verschiebungen bei $1,2 \cdot A_r$ innerhalb der Prüfzeit abgeklungen sind.

9.4.3. Freie Stahllänge

Die rechnerisch ermittelte freie Stahllänge l_{fst} darf sich von der vorgesehenen freien Stahllänge l_{fst} nicht wesentlich unterscheiden. Nach Abschnitt 9.3 ist diese Forderung erfüllt, wenn die Kurve der elastischen Verschiebungen innerhalb der Grenzlinien a und b verläuft (siehe Bild 4 b). Da jedoch von dieser Kurve nur die elastische Verschiebung unter der 1,2fachen rechnerischen Ankerkraft (Punkt P_e im Bild 5 a) ermittelt ist, genügt der Nachweis, daß dieser Punkt P_e zwischen den Grenzlinien a und b liegt.

Hinweise auf weitere Normen und Empfehlungen

- DIN 488 Blatt 1 Betonstahl; Begriffe, Eigenschaften, Werkkennzeichnung
- DIN 1045 Beton- und Stahlbetonbau; Bemessung und Ausführung
- DIN 1050 Stahl im Hochbau; Berechnung und bauliche Durchbildung
- DIN 1054 Baugrund; zulässige Belastung des Baugrunds
- DIN 4030 Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase
- DIN 4084 Blatt 1 (Vornorm) Baugrund; Geländebruchberechnungen bei Stützbauwerken; Empfehlungen
- DIN 4124 Baugruben und Gräben; Böschungen, Arbeitsraumbreiten; Verbau
- DIN 4227 Spannbeton; Richtlinien und Bemessung der Ausführung
- DIN 17 100 Allgemeine Baustähle; Gütevorschriften
- Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ (EAU 1970), 4. Auflage 1971
- Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V.

232340

DIN 4026
– Rammpfähle –

RdErl. d. Innenministers v. 9. 8. 1973 –
 V B 3 – 470.107

1. Die von der Arbeitsgruppe Einheitliche Technische Baubestimmungen (ETB) des Fachnormenausschusses Bauwesen im Deutschen Normenausschuß erstmalig erarbeiteten Normen

DIN 4026 (Ausgabe Juli 1968)

Anlage 1

– Rammpfähle; Richtlinien –

wird als Richtlinie und

DIN 4026 Beiblatt (Ausgabe Juli 1968)

Anlage 2

– Rammpfähle; Richtlinien; Erläuterungen der Richtlinien –

wird als Hinweis nach § 3 Abs. 3 der Landesbauordnung (BauO NW) bauaufsichtlich eingeführt.

Die Normen werden als Anlagen bekanntgemacht.

2. Bei Anwendung der Norm DIN 4026 (Ausgabe Juli 1968) – Rammpfähle; Richtlinien – ist folgendes zu beachten:

- 2.1 Soweit bei der prüfenden Stelle (Bauaufsichtsbehörde, Prüfamts für Baustatik oder Prüfeningenieur für Baustatik) die erforderliche Sachkunde zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Spezialpfählen nach DIN 4026 Abschnitt 2.4 nicht vorhanden ist, ist von der Bauaufsichtsbehörde ein geeignetes Institut für Erd- und Grundbau oder ein in Bodenmechanik und Grundbau erfahrener Sachverständiger (vgl. Abschn. 2.3 und 3 meines RdErl. v. 10. 8. 1973, MBl. NW. S. 1621/SMBL. NW. 232340) für die Prüfung des Bauantrages heranzuziehen.

Dies kommt auch in Betracht, wenn die Tragfähigkeit aufgrund einer Probebelastung nach DIN 4026 Abschn. 9, insbesondere Abschn. 9.4, bzw. nach DIN 1054 Abschn. 5 festgelegt werden soll.

- 2.2 Während der Rammarbeiten muß der Bauleiter des Rammunternehmens oder sein Vertreter ständig auf der Baustelle anwesend sein (s. DIN 4026 Abschnitt 4). Über das Rammen der Pfähle sind auf der Baustelle Rammberichte nach DIN 4026 Abschnitt 7.5 zu führen. Die Vordrucke sind arbeitstäglich vom Bauleiter oder seinem Vertreter gegenzuzeichnen.

- 2.3 Eine Abschrift der ausgefüllten Vordrucke (Abschnitt 2.2 dieses Erlasses) und die Niederschrift über die Ergebnisse von Probebelastungen nach DIN 4026 Abschnitt 9 sind der Bauaufsichtsbehörde vorzulegen und von dieser zu den Baugenehmigungsakten zu nehmen.

3. Das Verzeichnis der nach § 3 Abs. 3 BauO NW eingeführten technischen Baubestimmungen, RdErl. v. 7. 6. 1963 (SMBL. NW. 2323), erhält in Abschnitt 5.1 folgende Ergänzung:

DIN	Ausgabe	Bezeichnung	Eingeführt als durch RdErl. v.		Fundstelle
1	2	3	4	5	6
4026	Juli 1968	Rammpfähle; Richtlinien	R	9. 8. 1973	MBL. NW. S. 1604 SMBL. NW. 232340
4026 Beiblatt	Juli 1968	Rammpfähle; Richtlinien; Erläuterungen der Richtlinien	H	9. 8. 1973	MBL. NW. S. 1604 SMBL. NW. 232340

Rammpfähle**Richtlinien****DIN
4026****Inhalt**

1. Geltungsbereich	6.2.1. Rammpfähle aus Stahlbeton
2. Begriffe	6.2.2. Rammpfähle aus Spannbeton
3. Zu beachtende Normen	6.3. Rammpfähle aus Stahl
4. Bauleitung	6.4. Zusammengesetzte Rammpfähle
5. Erkundung des Baugrundes	7. Rammen der Pfähle
6. Pfahlarten	8. Anordnung der Pfähle
6.1. Rammpfähle aus Holz	9. Tragfähigkeit und zulässige Belastung von Druck- und Zugpfählen
6.2. Rammpfähle aus Stahlbeton und Spannbeton	

Das Herstellen und Einrammen von Rammpfählen erfordert große Sorgfalt und Erfahrung. Mit der Ausführung von Rammpfahlgründungen dürfen nur solche Firmen betraut werden, die diese Voraussetzung erfüllen und eine fachgerechte Ausführung gewährleisten.

Last, Belastung, Gewicht werden in dieser Norm als Benennungen für Kraftgrößen verwendet, z. B. für Gewichtskraft in Mp, Mantelreibung in Mp/m²

1. Geltungsbereich

Die Norm gilt für alle Gründungs-Rammpfähle nach Abschnitt 2.1 bis 2.3. Für Spezialpfähle (siehe Abschnitt 2.4) gelten nur die Abschnitte 3 bis 5 dieser Norm. Werden bei ihrem Herstellen oder Einbringen Verfahren oder Baustoffe benutzt, die in der Norm behandelt sind, gelten auch dafür die entsprechenden Festlegungen.

2. Begriffe

Rammpfähle sind Pfähle aus Holz, Stahlbeton, Spannbeton oder Stahl, die in ihrer ganzen Länge oder in Abschnitten (Teillängen) vorgefertigt oder zugerichtet und so in den Untergrund gerammt werden (Fertigpfähle). Das Rammen kann durch Spülen oder Rütteln unterstützt werden.

Folgende Begriffe sind gebräuchlich:

2.1. Einfacher Rammpfahl

Rammpfahl, der über seine gesamte Länge eine einheitliche Querschnittsform und einen gleichen Baustoff aufweist.

2.2. Rammpfahl mit verdicktem Fuß

Rammpfahl nach Abschnitt 2.1, bei dem die Standfläche des Pfahlschaftes im tragenden Boden vergrößert ist.

2.3. Zusammengesetzter Rammpfahl

Rammpfahl nach Abschnitt 2.1 oder 2.2, der in Abschnitten (Teillängen) vorgefertigt und vor oder während des Rammens zu großen Pfahllängen zusammengefügt wird, ebenso solche Rammpfähle, bei denen die Teillängen aus unterschiedlichen Querschnitten und unterschiedlichem Baustoff bestehen.

2.4. Spezialpfähle

Sonderbauarten, bei denen Güte und Tragfähigkeit des Pfahles durch besondere Maßnahmen erhöht werden.

3. Zu beachtende Normen

Soweit in dieser Norm nichts anderes bestimmt ist, sind noch zu beachten

DIN 1045*)	Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Teil A: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton
DIN 1048**)	Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Teil D: Bestimmungen für Betonprüfungen bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton
DIN 1050	Stahl im Hochbau; Berechnung und bauliche Durchbildung
DIN 1052	Holzbauwerke; Berechnung und Ausführung
DIN 1054***)	Gründungen Zulässige Belastung des Baugrundes; Richtlinien
DIN 1055	Blatt 2 Lastannahmen für Bauten; Bodenwerte, Berechnungsgewicht, Winkel der inneren Reibung, Kohäsion
DIN 1626	Geschweißte Stahlrohre
DIN 1629	Nahtlose Rohre aus unlegierten Stählen
DIN 2448	Nahtlose Stahlrohre; Maße und Gewichte
DIN 2458	Geschweißte Stahlrohre, Maße und Gewichte
DIN 4020	Bautechnische Bodenuntersuchungen; Richtlinien
DIN 4021	Baugrund und Grundwasser; Erkundung, Bohrungen, Schürfe, Probenahme, Grundsätze
DIN 4022	Blatt 1 Schichtenverzeichnis und Benennen der Boden- und Gesteinsarten; Baugrunduntersuchungen
DIN 4023	Baugrund und Wasserbohrungen; Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse
DIN 4030****)	Beton in betonschädlichen Wässern und Böden; Richtlinien für die Ausführung

*) ersetzt durch DIN 1045, Ausg. Jan. 1972

**) ersetzt durch DIN 1048 Blatt 1, Ausg. Jan. 1972

***) ersetzt durch DIN 1054, Ausg. Nov. 1969

****) ersetzt durch DIN 4030, Ausg. Nov. 1969

Fachnormenausschuß Bauwesen im Deutschen Normenausschuß (DNA)

Arbeitsgruppe Einheitliche Technische Baubestimmungen (ETB) des Fachnormenausschusses Bauwesen im DNA

DIN 4074	Blatt 2 Bauholz für Holzbauteile; Gütebedingungen für Baurundholz (Nadelholz)
DIN 4094	Blatt 1 Baugrund; Ramm- und Drucksondiergeräte; Abmessungen und Arbeitsweise der Geräte
DIN 4094	Blatt 2 (Vornorm) Baugrund; Ramm- und Drucksondiergeräte; Hinweise für die Anwendung
DIN 4100*)	Geschweißte Stahlhochbauten; Berechnung und bauliche Durchbildung
DIN 4225**)	Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton; Fertigbauteile aus Stahlbeton; Richtlinien für Herstellung und Anwendung
DIN 4227	Spannbeton; Richtlinien für Bemessung und Ausführung
DIN 8563	Sicherung der Güte von Schweißarbeiten
DIN 17 100	Allgemeine Baustähle; Gütevorschriften
DIN 52 175	Holzschutz; Grundlagen, Begriffe
DIN 68 800	Holzschutz im Hochbau

4. Bauleitung

Als Unternehmer-Bauleiter darf nur ein entsprechend geschulter und erfahrener Fachmann bestimmt werden, der die Handhabung der Fertigpfähle und die Besonderheiten bei ihrem Einbringen beherrscht. Er oder ein fachkundiger Vertreter müssen während der Rammarbeiten auf der Baustelle anwesend sein. Die Arbeiten dürfen nur durch zuverlässige Rammführer oder geschulte Rammpoliere beaufsichtigt werden.

5. Erkundung des Baugrundes

5.1. Vor Beginn der Entwurfsarbeiten ist der Baugrund nach DIN 1054 und DIN 4020 bis DIN 4023 zu erkunden. Die Bohrungen sollen ergänzenden Aufschluß geben über Rammhindernisse, Mächtigkeit der tragenden Schicht und ggf. natürliche Lagerungsdichte.

Die Lagerungsverhältnisse rolliger Böden werden zweckmäßigerweise mit der Drucksonde untersucht (siehe DIN 4094). Auch Rammsonden sind hierfür geeignet. Die Festigkeitseigenschaften bindiger Böden sind an ungestörten Bodenproben zu untersuchen.

5.2. Die Erkundungen nach Abschnitt 5.1 können durch Proberammungen ergänzt werden.

5.3. Grundwasser, freies Wasser und Boden sind auf baustoffschädliche Eigenschaften zu untersuchen.

6. Pfahlarten

6.1. Ramppfähle aus Holz

6.1.1. Holzarten

Es kommen für Ramppfähle in Betracht

- Kiefer, Fichte, Tanne, Lärche, Douglasie
- Eiche, wenn besondere Widerstandsfähigkeit verlangt wird
- Basralocus, Bongossi, Demarara-Greenheart und andere geeignete ausländische Harthölzer, wenn besondere Dichte, Härte und Dauerhaftigkeit gefordert werden.

6.1.2. Güte

Ramppfähle aus Holz sollen aus gesundem Holz bestehen. Sie sollen gerade (Pfeilhöhe $\leq 1/300$ der Pfahllänge) und frei von schädlichem Drehwuchs sein und eine möglichst gleichmäßige Verjüngung vom Stamm- zum Zopfende haben, wobei der Durchmesser höchstens 1,5 cm je Meter, möglichst jedoch nur 1,0 cm je Meter kleiner werden darf. Im übrigen muß das für Ramppfähle verwendete Baurundholz (Nadel-

holz) mindestens der Güteklasse II nach DIN 4074 Blatt 2 entsprechen. Für Laubhölzer und ausländische Harthölzer gelten diese Festlegungen sinngemäß.

Für die zulässige Beanspruchung gilt DIN 1052. Ausländische Hölzer sind entsprechend ihren Festigkeitseigenschaften einzustufen¹⁾.

6.1.3. Abmessungen

Der mittlere Durchmesser (gemessen auf halber Pfahllänge) muß aus konstruktiven und rammtechnischen Gründen auf die Pfahllänge L abgestimmt werden. Dabei sollten die Faustregelnmaße nach Tabelle 1 eingehalten werden:

Tabelle 1

Länge L m	mittlerer Durchmesser (zul. Abweichungen ± 2 cm) cm
< 6	25
≥ 6	$20 + L$ (L ist in m einzusetzen)

6.1.4. Zurichten der Pfähle

Die Pfähle müssen vor dem Rammen von Borke befreit werden. Bast braucht nicht entfernt zu werden.

Die Pfahlschulter, die in der Regel am Zopfende angeordnet ist, muß axial und symmetrisch angeschnitten werden. Die Höhe der Pfahlschulter soll 1,2- bis 2,0mal größer sein als der Pfahldurchmesser am Zopfende. Bei festen Böden sollte der kleinere, bei weichen Böden der größere Wert gewählt werden.

Pfahlschuhe sollen nur dort verwendet werden, wo es die besonderen Bodenverhältnisse erfordern und nur dann, wenn sie mit der Pfahlschulter unlösbar verbunden sind.

Der Pfahlkopf muß gegen Aufspalten beim Rammen durch Rammhauben oder Rammringe gesichert werden.

Sofern bei schwerer Rammung die Holzstruktur des Pfahlkopfes zerstört wird (Perückenkopf), ist ein neuer Pfahlkopf anzuschneiden. Spaltet ein Pfahl, ist er für die Aufnahme von Kräften ungeeignet.

6.1.5. Lebensdauer

Bei Pfahlgründungen, von denen eine große Lebensdauer verlangt wird, können Holzpfähle nur dort verwendet werden, wo sie unter der Fäulnisgrenze enden und Holzschädlinge nicht einwirken können.

Pfähle im Wasserwechselbereich und darüber haben im allgemeinen eine geringe Lebensdauer. Diese wird erhöht, wenn die Pfähle besonders geschützt und unterhalten werden.

Zum Schutz der Pfähle sollen nur solche Verfahren angewendet werden, die einen Tiefschutz (z. B. nach DIN 68 800, Ausgabe September 1956, Abschnitt 3.3.1) ermöglichen.

6.2. Ramppfähle aus Stahlbeton und Spannbeton

Ramppfähle aus Stahlbeton müssen so beschaffen sein, daß sie eine dauerhafte Gründung gewährleisten. Außerdem müssen sie den Beanspruchungen bei sachgemäßer Beförderung und fachgerechter Rammung gewachsen sein.

¹⁾ siehe z. B. Grundbau-Taschenbuch Band I, 2. Auflage, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München 1966, S. 579, Tafel 1 und S. 637.

*) ersetzt durch DIN 4100, Ausg. Dez. 1968

**) ersetzt durch DIN 1045, Ausg. Jan. 1972

Stahlbetonrammpfähle werden als Massivpfähle oder Hohlpfähle mit quadratischem, rechteckigem, vieleckigem, kreisförmigem oder gegliedertem Querschnitt, mit schlaffer Bewehrung oder mit Vorspannung hergestellt.

Die Pfähle können sowohl in Betonwerken als auch auf Baustellen hergestellt werden. In jedem Falle müssen die Güteanforderungen durch entsprechende Fertigungsanlagen und laufende Überwachung sichergestellt werden.

6.2.1. Rammpfähle aus Stahlbeton

6.2.1.1. Herstellen

Für das Herstellen der Pfähle gilt DIN 4225*) sinngemäß, soweit im Folgenden nichts anderes festgelegt ist.

6.2.1.2. Querschnittsform und -größe

Sie richten sich nach der Pfahllänge, dem Fertigungsverfahren, der erforderlichen Tragkraft und sonstigen Beanspruchungen, dem Untergrund und dem Schwierigkeitsgrad der Rammung.

Der Pfahlfuß sollte als Spitze oder Schneide ausgebildet werden, deren Höhe etwa das 1,3fache der kleineren Seitenlänge des Pfahlquerschnittes, bei runden Pfählen das 1,3fache des Durchmessers ist.

6.2.1.3. Baustoffe

6.2.1.3.1. Beton

Der Beton muß im Sinne der Norm DIN 4030**), Ausgabe September 1954, Abschnitt 6.1 dicht sein. Seine Druckfestigkeit muß beim Abheben des Pfahles vom Fertigungsboden ≥ 225 kp/cm², beim Beginn des Rammens ≥ 350 kp/cm² sein. Diese Eigenschaften sind nach den Richtlinien der DIN 1045 und DIN 1048 sicherzustellen.

6.2.1.3.2. Betonstahl

Als Längsbewehrung finden Betonstahl I und Betonformstahl der Gruppe III, soweit diese nicht nur für vorwiegend ruhende Belastung zugelassen sind, Verwendung.

Für die Querbewehrung genügt im allgemeinen Betonstahl I.

6.2.1.4. Bemessung

Die Bewehrung der Rammpfähle aus Stahlbeton muß so bemessen werden, daß die beim Befördern und Hochnehmen des Pfahles auftretenden Biegemomente ohne nennenswerte Rissebildung aufgenommen werden können.

Für die Ermittlung der erforderlichen Bewehrung ist im allgemeinen ein Lastfall zugrunde zu legen, der dem einseitigen Anheben des Pfahles beim Enformen bzw. Hochnehmen vor der Ramme Rechnung trägt. Für diesen Bauzustand dürfen die zulässigen Spannungen nach DIN 1045*) um 15% erhöht werden.

Zugpfähle und Pfähle, die im Bauwerk auf Biegung beansprucht werden, müssen außerdem unter Einhaltung der zulässigen Spannungen gemäß DIN 1045**) bewehrt werden.

6.2.1.5. Anordnung der Bewehrung, Mindestbewehrung

Die Längsbewehrung der Pfähle soll bei Längen über 10 m nicht weniger als 0,8% des Pfahlquerschnittes betragen. Bei massiven Rechteckpfählen sind mindestens 4 Längsstäbe ϕ 14 mm in den Ecken des Pfahlquerschnittes, bei runden Pfählen mindestens 5 Längsstäbe ϕ 14 mm, gleichmäßig verteilt, ohne Endhaken anzuordnen.

Der Durchmesser der Querbewehrung soll mindestens 5 mm betragen. Der Abstand der Bügel oder die Ganghöhe einer Wendel soll 12 cm nicht übersteigen. Wegen der dynamischen Druckbeanspruchung des Pfahles beim Rammen soll die Querbewehrung die Längsbewehrung straff umschließen.

Am Kopf und Fuß des Pfahles muß auf je 1 m Länge die Ganghöhe bzw. der Abstand der Querbewehrung auf etwa 5 cm verringert werden.

6.2.1.6. Betonüberdeckung

Die Betonüberdeckung der Längsbewehrung muß 30 mm betragen. Für Pfähle, die dem Einfluß betonschädlicher Wässer und Böden ausgesetzt sind, ist sie bis auf mindestens 40 mm zu vergrößern. Im übrigen ist DIN 4030 zu beachten.

6.2.1.7. Kennzeichnung der Pfähle

In die Pfähle ist das Datum der Herstellung und das Firmenzeichen des Herstellers gut sichtbar einzudrücken.

6.2.1.8. Behandlung der Pfähle beim Transport

Rammpfähle aus Stahlbeton dürfen nicht ruckweise gekantet oder angehoben und nicht geworfen werden. Die Beförderung hat so sorgfältig zu geschehen, daß Beschädigungen vermieden werden.

6.2.1.9. Zulässige Rißbildung beim Rammen

Beim Rammen auftretende Risse bis zu einer Breite von 0,15 mm sind unbedenklich.

6.2.2. Rammpfähle aus Spannbeton

Es gelten die Festlegungen über Rammpfähle aus Stahlbeton sinngemäß, soweit nachfolgend nichts anderes bestimmt ist.

Rammpfähle aus Spannbeton müssen so beschaffen sein, daß sie auch die beim Befördern und Hochnehmen des Pfahles auftretenden Biegemomente, ebenso die beim Rammen auftretenden Zug- und Druckspannungen in jedem beliebigen Pfahlquerschnitt ohne bleibende Risse aufnehmen können.

Für das Bemessen und Herstellen der Spannbetonpfähle gilt DIN 4227, wobei für Bauzustände teilweise Vorspannung zugelassen ist.

Die Vorspannung kann sowohl im Spannbett als auch nach dem Erhärten des Betons mit nachträglichem Verbund ausgeführt werden.

Das gewählte Vorspannsystem muß die dynamischen Beanspruchungen aus dem Rammstoß ohne Schaden aufnehmen können.

6.3. Rammpfähle aus Stahl

Stahlrammpfähle sind entweder in ihrer ursprünglichen Walzform gelieferte Walzwerkezeugnisse oder aus solchen zusammengesetzt. Man unterscheidet Trägerpfähle sowie Kasten- und Rohrpfähle ohne oder mit geschlossener Spitze, sowie Pfähle mit Verstärkungen am Schaft oder an der Spitze (z. B. Flügel).

6.3.1. Werkstoffe

6.3.1.1. Stahlsorten

Für Rammpfähle aus Stahl genügt im allgemeinen St 37-1 nach DIN 17 100 und Spundwandstahl der Güte 37 (St Sp 37) 2) 3). In besonderen Fällen, vor allem bei Rammpfählen für schwere Rammungen, sind hochwertige Stahlsorten empfehlenswert 2) 3).

Bezüglich der zu verwendenden Stahlsorten für Rammpfähle

- a) aus allgemeinen Baustählen siehe DIN 17 100
- b) aus Spundwandprofilen siehe Empfehlung E 67 des Arbeitsausschusses „Ufer-einfassungen“ 2) und Technische Lieferbedingungen für Stahlspundbohlen 3)
- c) aus nahtlosen Rohren siehe DIN 1629
- d) aus geschweißten Rohren siehe DIN 17 100

2) Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufer-einfassungen“ Technische Jahresberichte 1965 und 1966, veröffentlicht in BAUTECHNIK Heft 12/65, S. 431 bis 437 und Heft 12/66, S. 425 bis 431

3) Technische Lieferbedingungen für Stahlspundbohlen, Fassung 1967, Verkehrs- und Wirtschaftsverlag Dr. Borgmann, Dortmund, Best.-Nr. 3035

*) ersetzt durch DIN 1045, Ausg. Jan. 1972

**) ersetzt durch DIN 4030, Ausg. Nov. 1969

6.3.1.2. Schweißverbindungen

Bezüglich Schweißverbindungen siehe DIN 4100 und DIN 8563 Blatt 1 und Blatt 2.

6.3.2. Verstärkungen

Werden Stahlpfähle zur Verbesserung der Lastabtragung im Boden, am Fuße oder am Schaft mit Verstärkungen (z. B. Flügel) ausgerüstet, so sind diese axial-symmetrisch anzuordnen. Solche Verstärkungen werden in der Regel angeschweißt, wobei die Schweißnaht (durchlaufend oder unterbrochen) so kräftig auszubilden ist, daß die absprängende Wirkung des Bodenpfropfens auch bei schwerer Rammung aufgenommen werden kann. Insbesondere sind am Fuß der Verstärkungen Quernähte anzuordnen.

6.3.3. Schweißen an gelieferten Pfählen

Bei Schweißungen, die an gelieferten Stahlpfählen vorgenommen werden, ist zuvor die Schweißbarkeit der Stahlsorte zu prüfen sowie das Schweißverfahren und die Auswahl der Elektroden in Zusammenarbeit mit dem Lieferwerk für die betreffende Stahlsorte festzulegen.

Im übrigen gelten die Festlegungen von Abschnitt 6.3.1.2.

6.3.4. Korrosionsschutz

Bei der Anwendung von Stahlpfählen in aggressiven Wässern und Böden und bei der Gefahr des Austrittes vagabundierenden Gleichstroms ist die Korrosionsgefährdung zu berücksichtigen⁴⁾.

Es sollten nur geschlossene Pfähle mit vergrößerter Wanddicke angewendet werden. Die Walzhaut ist dort zu entfernen, wo eine unmittelbare und ständige Gefahr der Lokalelementenbildung entsteht.

Rostschutzanstriche oder metallische oder sonstige Überzüge sind nur wirkungsvoll, wenn sie auf metallisch reiner Oberfläche aufgebracht sind und beim Rammen und im Betrieb nicht beschädigt werden.

Im Bereich der tragenden Bodenschichten sind alle Oberflächenbehandlungen zu vermeiden, die die Mantelreibung herabsetzen.

Bei besonderer Korrosionsgefährdung können die Pfähle unter Wasser sowie im ausreichend feuchten Boden durch eine richtig bemessene und betriebene kathodische Schutzanlage gesichert werden.

6.4. Zusammengesetzte Rammpfähle

Die Teillängen müssen zentrisch und axial gestoßen werden. Die Stöße müssen den konstruktiven Richtlinien für die betreffenden Baustoffe und Bauarten entsprechen. Sie dürfen sich während des Rammens nicht lösen. Für stählerne Stoßverbindungen gilt Abschnitt 6.3.3 sinngemäß.

Die Stoßverbindung muß mindestens die gleiche Druck- und Biegefestigkeit, bei Zugpfählen auch die gleiche Zugfestigkeit wie der benachbarte Pfahlabschnitt (Teillänge) haben.

7. Rammen der Pfähle**7.1. Rammgeräte**

Das Rammgerät soll so beschaffen sein, daß die Pfähle mit der nötigen Sicherheit und Schonung gerammt und soweit erforderlich, ausreichend geführt werden können. Als Rammhämmer können langsam wirkende Freifallhämmer, Explosionshämmer sowie automatische Schnellschlaghämmer verwendet werden. Bei Verwendung von Fallhämern muß die Fallhöhe dem jeweiligen Untergrund und Pfahlbaustoff sowie dem Verhältnis Bärgegewicht : Pfahlgewicht angepaßt werden. Das Verhältnis Bärgegewicht : Pfahlgewicht ist mit 1:1 bis 2:1 besonders günstig; in Ausnahmefällen kann auch ein kleineres Verhältnis noch ausreichend sein.

Der Schlag soll immer mittig und in Achsrichtung geführt werden.

Zur Schonung des Pfahlkopfes sollen bei Rammpfählen aus Stahlbeton und Spannbeton schwere Rammhämmer mit geringen Fallhöhen gewählt werden. Die Rammhaube ist dabei zwischen Pfahlkopf und Haube sachgemäß auszufüttern und muß den Pfahlkopf eng umschließen.

7.2. Auswahl der Pfähle

Bei der Auswahl der Pfähle sind die Eigenschaften der zu durchfahrenden Schichten zu berücksichtigen. So sollen z. B. bei locker gelagerten rolligen Böden Pfähle mit größerem Verdrängungsvolumen (z. B. Massivpfähle, Kastenpfähle), bei wenig verdichtungsfähigen rolligen und bei festen bindigen Böden solche mit kleinem Verdrängungsvolumen (z. B. Trägerpfähle) verwendet werden. Pfahlarten, die nur mit einem übermäßigen Aufwand auf Solltiefe gerammt werden können, sind auszuschließen.

7.3. Spülhilfe beim Rammen

Bei wenig verdichtungsfähigen rolligen Böden (siehe Abschnitt 7.2) kann das Rammen durch Spülhilfe (unter Umständen in Verbindung mit Rütteln) ermöglicht oder erleichtert werden.

Das Spülen ist so rechtzeitig vor Erreichen der Solltiefe einzustellen, daß keine Auflockerungen in den tragenden Bodenschichten verbleiben.

7.4. Rammhindernisse

Stößt ein Pfahl auf ein Hindernis, so ist das Rammen dieses Pfahles zu beenden. Wird dabei das Hindernis kurz vor Erreichen der Solltiefe angetroffen und kann angenommen werden, daß der Pfahl unbeschädigt ist, so kann ihm die volle Last zugemutet werden. In allen anderen Fällen ist der Pfahl durch einen vollwertigen zu ersetzen.

7.5. Rammberichte

Für alle Pfähle müssen während des Rammens Rammberichte nach Mustervordruck 1 (Kleiner Rammbericht) geführt werden.

Bei einheitlichem Baugrund sind für mindestens 5% der Pfahlanzahl einer Rammpfahlgründung ausführliche Rammberichte nach Mustervordruck 2 (Großer Rammbericht) während des gesamten Rammvorganges zu führen, wobei die Eindringung nach jeder Hitzte zu messen ist und die Ergebnisse in Form von Rammkurven nach Mustervordruck 3 aufzutragen sind.

Große Rammberichte sind außerdem für die ersten 5 Pfähle und für alle Pfähle, die für eine Probelastung in Betracht kommen, aufzustellen. Bei unterschiedlichen Beobachtungen, wechselndem Baugrund oder hoch belasteten Einzelpfählen muß die Anzahl der Pfähle, für die ausführliche Rammberichte nach Mustervordruck 2 geführt werden sollen, erhöht und den besonderen Verhältnissen angepaßt werden.

Bei Verwendung verschiedener Pfahlarten ist diese Festlegung auf jede Pfahlart getrennt anzuwenden.

8. Anordnung der Pfähle**8.1. Rammtiefe**

Die Pfähle sollen bei ausreichend dicht gelagerten nichtbindigen Böden im allgemeinen mindestens 3 m in den tragfähigen Baugrund einbinden, sofern nicht aus anderen Gründen ein höheres Maß erforderlich oder bei sehr festgelagerten Böden im Hinblick auf die Gefahr des Abrammens oder Stauchens der Pfähle ein geringeres Maß empfehlenswert ist.

8.2. Pfahlabstände

Die Pfahlabstände müssen so groß und die Reihenfolge des Rammens der Pfähle muß derart gewählt werden, daß durch die Verdichtungs- oder Verdrängungswirkung beim Rammen

⁴⁾ Wollin, G.: „Korrosion im Grund- und Wasserbau“, Bericht des Ausschusses für Korrosionsfragen der HTG e. V., BAUTECHNIK 1963, S. 37

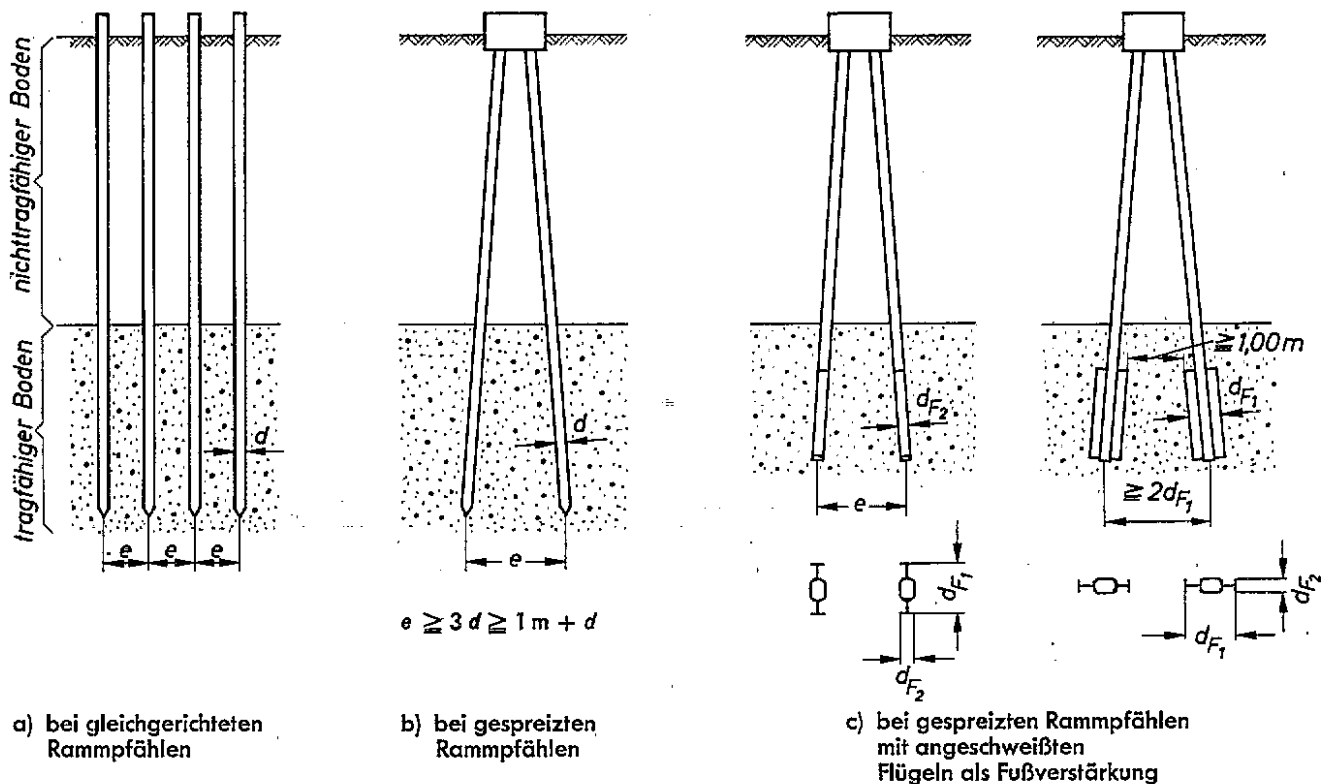


Bild 1. Mindestabstände

keine schädlichen Rückwirkungen auf benachbarte Pfähle oder Bauten auftreten können. Deshalb sind die im Bild 1 angegebenen Mindestabstände einzuhalten.

8.3. Pfahlniegung

Rammpfähle können in jeder Neigung gerammt werden, sofern hierfür geeignetes Rammgerät eingesetzt wird. Bei Festlegung des Neigungswinkels für eine bestimmte Pfahlart ist ein möglicher Einfluß aus Setzung und Seitenbewegung des Bodens zu berücksichtigen.

9. Tragfähigkeit und zulässige Belastung von Druck- und Zugpfählen

Die allgemeinen Gesichtspunkte, die bei der Bemessung von Pfahlgründungen zu beachten sind, wurden im Entwurf DIN 1054, Ausgabe Dezember 1966, Abschnitt 5 festgelegt*).

9.1. Erfahrungswerte

9.1.1. Druckpfähle

9.1.1.1. Die in den Tabellen 2, 3 und 4 genannten zulässigen Belastungen sind Erfahrungswerte⁵⁾ 6), und gelten für Druckpfähle, die mindestens 5 m in den Baugrund einbinden unter der Voraussetzung, daß ausreichend dicht gelagerte nichtbindige Böden oder annähernd halbfeste bindige Böden in ausreichender Mächtigkeit den tragfähigen Baugrund bilden.

9.1.1.2. Die in den Tabellen 2, 3 und 4 genannten zulässigen Belastungen können ohne Probelastung bis zu 25% überschritten werden, wenn die tragenden Schichten aus besonders dicht gelagerten nichtbindigen Böden oder festen bindigen Böden bestehen.

9.1.1.3. Die Tragfähigkeit kann bei Untergrundverhältnissen, die nicht mindestens denjenigen des Abschnittes 9.1.1.1 entsprechen, erheblich abnehmen. In solchen Fällen ist die Tragfähigkeit an Hand von Probelastungen festzulegen (siehe Abschnitt 9.4).

*) Es gilt: DIN 1054, Ausg. Nov. 1969

9.1.2. Zugpfähle

Gerammte Zugpfähle dürfen, soweit sie mehr als 5 m tief in mindestens ausreichend dicht gelagerten nichtbindigen Böden stehen, in diesen Schichten mit einer zulässigen Reibungskraft am Pfahlumfang (abgewinkelte Mantelfläche) von 2,5 Mp/m² belastet werden, sofern keine nennenswerten Erschütterungen auf den Pfahl einwirken. Dieses gilt auch für halbfeste bis feste, vorbelastete Mergelböden.

Die Tragfähigkeit von Zugpfählen kann bei Untergrundverhältnissen, die nicht mindestens dem vorstehend Genannten entsprechen, erheblich abnehmen (siehe Abschnitt 9.1.1.1). Dann ist die zulässige Belastung an Hand von Probelastungen festzulegen (siehe Abschnitt 9.4).

9.2. Rammformeln

Die Tragfähigkeit von Druckpfählen darf aus Rammformeln nur bei nichtbindigen Böden und nur dann ermittelt werden, wenn die betreffende Rammformel auf Grund örtlicher Erfahrungen unter genau festgelegten Voraussetzungen anerkannt ist oder im Einzelfall auf Grund von Probelastungen als zuverlässig nachgewiesen wird. Zum Feststellen der Rammenergie dürfen nur Rammbare mit freifallendem Bärkörper verwendet werden.

Die Anwendung von Rammvorschriften zur Überprüfung bzw. Festlegung der Tragfähigkeit von bestimmten Rammpfahlarten auf Grund örtlich überprüfter Verhältnisse ist zweckmäßig.

5) Petermann, Ladtner, Schenk: „Tragfähigkeit von Pfählen, Großversuchen und ihre Auswertung“, 2. Versuchsreihe 1958/59, Berichte aus der Bauforschung, Heft 49, Berlin 1967, Vertrieb durch Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

6) Grundbau-Taschenbuch Band I, 2. Auflage, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin–München 1966, Abschnitt 2.6, Pfahlgründungen (Schenk).

9.3. Erdstatische Berechnungsverfahren

Die Tragfähigkeit von Rammpfählen darf nicht mit erdstatistischen Berechnungsverfahren ermittelt werden.

9.4. Probelastungen

9.4.1. Die zulässigen Belastungen für Druck- und Zugpfähle nach Abschnitt 9.1 dürfen überschritten werden, wenn die größere Tragfähigkeit durch Probelastungen auf der Baustelle an mindestens 2 Pfählen nachgewiesen wird.

Bei nachweislich vergleichbaren Untergrundverhältnissen und Pfählen können an anderer Stelle ausgeführte Probelastungen zum Nachweis mit herangezogen werden.

Für Durchführung und Auswertung der Probelastungen gilt DIN 1054, soweit im Folgenden nichts anderes festgelegt ist.

9.4.2. Maßgebend für die Tragfähigkeit von Rammpfählen ist die Grenzlast, die sich aus der Lastsetzungslinie der Probelastung ergibt.

Die Grenzlast ist jene Last, unter welcher der Pfahl merkbar zu versinken bzw. bei Zugpfählen sich zu heben beginnt. In der Lastsetzungslinie bezeichnet sie jene Stelle, bei welcher der flache Ast, nach einem Übergangsbereich mit zunehmend größer werdenden Setzungen, in den steil abfallenden Ast übergeht.

Gibt der Verlauf der Lastsetzungslinie keinen genügenden Anhalt für diese Stelle, so gilt als Grenzlast jene Last, die eine bleibende Setzung bzw. Hebung des Pfahles von $0,025 d$ (d = Durchmesser bzw. mittlere Seitenlänge des Pfahles bzw. des Pfahlfußes in cm) hervorruft (siehe Bild 2).

Kann bei einem Versuch die Grenzlast nicht erreicht werden, so gilt die aufgebrachte höchste Last als solche. Wird die Probelastung nach einiger Zeit wiederholt und ergibt sie eine höhere Grenzlast, so gilt diese.

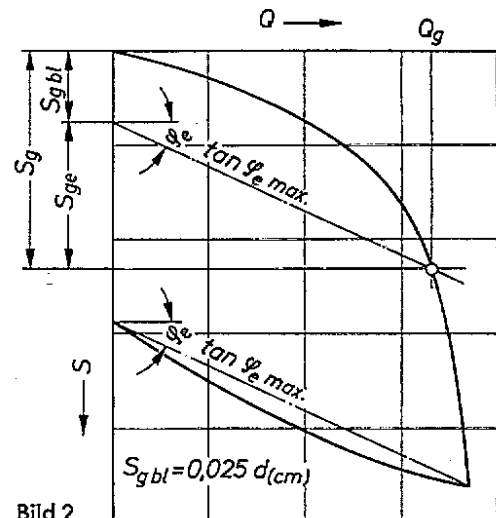


Bild 2

**Tabelle 3. Zulässige Druckbelastung von Ramm-
pfählen mit quadratischem Querschnitt ¹⁾
aus Stahlbeton und Spannbeton**
(Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten)

Einbindetiefe in den tragfähigen Boden m	Zulässige Belastung in Mp				
	Seitenlänge a ¹⁾ in cm				
	20	25	30	35	40
3	20	25	35	45	55
4	25	35	45	60	70
5	—	40	55	70	85
6	—	—	65	80	100

¹⁾ gilt auch für annähernd quadratische Querschnitte, wobei für a die mittlere Seitenlänge einzusetzen ist.

**Tabelle 2. Zulässige Druckbelastung
von Rammpfählen aus Holz**
(Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten)

Einbindetiefe in den tragfähigen Boden m	Zulässige Belastung in Mp				
	$d_{Fu\beta}$ in cm				
	15	20	25	30	35
3	10	15	20	30	40
4	15	20	30	40	50
5	—	30	40	50	60

Tabelle 4. Zulässige Druckbelastung von Rammpfählen aus Stahl
(Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten)

Einbindetiefe in den tragfähigen Boden m	Stahlträgerpfähle ¹⁾		Zulässige Belastung in Mp		
	Breite oder Höhe in cm		Stahlrohrpfähle ²⁾ Stahlkastenpfähle ²⁾ <i>d</i> bzw. <i>a</i> in cm ³⁾		
	30	35	35 bzw. 30	40 bzw. 35	45 bzw. 40
3	—	—	35	45	55
4	—	—	45	60	70
5	45	55	55	70	85
6	55	65	65	80	100
7	60	75	70	90	110
8	70	85	80	100	120

¹⁾ Breite I-Träger mit Höhe : Breite $\approx 1:1$ z. B. IPB- oder PSp-Profile (vgl. „Stahl im Hochbau“, Verlag Stahleisen mbH Düsseldorf; „Betonkalender“, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin—München; Grundbau-Taschenbuch, Band I, 2. Auflage, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin—München 1966, Abschnitt 2.6; „Peiner Kastenspundwand, Peiner Stahlpfähle“, Handbuch für Entwurf und Ausführung, 3. Auflage 1960).

²⁾ Die Tabellenwerte gelten für Pfähle mit geschlossener Spitze. Bei unten offenen Pfählen dürfen 90% der Tabellenwerte angesetzt werden, wenn sich mit Sicherheit innerhalb des Pfahles ein fester Bodenpropfen bildet.

³⁾ *d* = Äußerer Durchmesser eines Stahlrohrpfahles bzw. mittlerer Durchmesser eines zusammengesetzten, radial-symmetrischen Pfahles.

a = mittlere Seitenlänge von annähernd quadratischen oder flächeninhaltsgleichen, rechteckigen Kastenpfählen.

Großer Rammbericht

Nr. 157220-157229

[illegible]

Rammkurven (Beispiel)		Baustelle:	Auswertung des großen Rammberichtes Nr. vom	
Bodenprofil (Bohrloch Nr.) <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> Koten 0,00 - 0,85 - 4,70 - 5,50 - 8,50 - 9,80 - 11,00 - 12,30 - 17,00 </div> <div style="width: 50%;"> Bodenart¹⁾ su T fs gs l mS fs gs fki mS st gs KI fki gS st gs fki gKI Ko ms fki gS </div> </div>	Stellung des Pfahles im Boden <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> Koten +160 +100 </div> <div style="width: 50%;"> ggf. Nachrammung Reihe: Achse: Nr.: Neigung: </div> </div>	Rammdiagramme <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="width: 45%;"> A in Mp m/m </div> <div style="width: 45%;"> Σ A in Mp m </div> </div>	Rammergebnisse Eindringung in den letzten 3 Hitzten bzw. 3 Minuten: cm/Hitze bei Fallhöhe h : cm Rammenergie je Hitze 10 · R · h (je min) Mp m Gesamte Rammenergie Σ A = Mp m	
Pfahldaten Pfahlart: Querschnitt: cm X cm Pfahlgewicht G : Mp Pfahllänge: m		Rammgerät Rammgerät Ramm-, Typ: Bär, Typ: Bär, Fallgewicht R : Mp Rammhaubengewicht: Mp		

1) Erklärung der Kurzzeichen für die Bodenarten siehe DIN 4023, Ausgabe Februar 1955

DK 624.154

DEUTSCHE NORMEN

Juli 1968

Rammpfähle

Richtlinien

Erläuterungen der Richtlinien

DIN

4026

Beiblatt

Diese Erläuterungen beziehen sich auf die Ausgabe Juli 1968 der Norm DIN 4026; sie dienen dazu, etwaige Zweifelsfälle bei der Auslegung der Norm weitgehendst auszuschließen.

Zu Abschnitt 1. Geltungsbereich

Die Norm behandelt in erster Linie die häufig vorkommenden und allgemein angewendeten Rammpfahlarten, und zwar Fertigpfähle, die ausschließlich für die Gründung von Bauten verwendet und vorwiegend axial beansprucht werden. Eine Beschränkung des Geltungsbereiches auf eine bestimmte maximale Pfahlgröße ist nicht vorgesehen. Auch alle möglichen Querschnittsformen, wie Massivpfähle, Hohlpfähle, Trägerpfähle und andere sind grundsätzlich einbezogen, da bei ihrem Herstellen und Einbringen kein grundlegender Unterschied besteht.

Man kennt auch Fertigpfähle, die nicht durch Rammen eingebracht, sondern die z. B. eingerüttelt, eingespült, eingepreßt, eingeschraubt oder in vorgebohrte Löcher eingestellt werden. Die Norm gilt nicht für ausschließlich auf diese Weise eingebaute Pfähle.

Für Pfähle, die vorwiegend durch Rammen eingebracht werden und bei denen eines der vorstehenden Verfahren hilfsweise angewendet wird, gilt diese Norm (siehe Abschnitt 2). Sofern diese zusätzlich zum Rammen benutzten Verfahren eine Erhöhung der Güte und Tragfähigkeit des Pfahles bewirken sollen, sind diese Pfähle als Spezialpfähle im Sinne der Norm anzusehen (siehe Abschnitt 2.4). Die Norm gilt nicht für Ortrampfpfähle. Sofern bei ihrem Herstellen oder Einbringen Verfahren oder Baustoffe verwendet werden, die in der Norm behandelt sind, können die diesbezüglichen Bestimmungen hierfür herangezogen werden.

Zu Abschnitt 2.1. Einfacher Rammpfahl

Hierzu gehören auch unbearbeitete Holzpfähle, die sich naturgemäß vom Stammende zum Zopfende hin verjüngen, jedoch über die gesamte Länge eine einheitliche Querschnittsform aufweisen.

Zu Abschnitt 5.1.

Für die Baugrundaufschlüsse kann auch die Mitarbeit eines Geologen wertvoll sein, da oftmals die Wahrscheinlichkeit, mit der Steinhindernisse o. ä. erwartet werden müssen, aus der Entstehungsgeschichte des Baugrundes beurteilt werden kann. Hinweise auf Rammhindernisse können darüber hinaus auch aus alten Stadtplänen oder Bebauungsplänen entnommen werden.

In bestimmten Fällen kann die Baugrunderkundung auch durch geophysikalische Methoden ergänzt werden.

Zu Abschnitt 5.2.

Eine Proberammung gibt nicht nur über die Schichtung und Tragfähigkeit (in Verbindung mit Probebelastungen) Aufschluß, sondern sie gibt auch Auskunft über die Rammereigenschaften von Pfahl und Boden, über Art und Größe von Rammwiderständen sowie über Intensität und Reichweite von Rammerschütterungen. Man gewinnt damit zuverlässige Unterlagen für die Auswahl des zweckmäßigsten Rammgerätes (siehe Abschnitt 7.1) sowie geeigneter Pfahltypen (siehe Abschnitt 7.2).

Rammerschütterungen werden im allgemeinen übertrieben empfunden und in ihren Auswirkungen auf benachbarte Gebäude oftmals überschätzt. Zu prüfen ist immer, ob die

betreffenden Bauwerke nach den anerkannten Regeln der Baukunst errichtet worden sind und sich in gutem Erhaltungszustand befinden, ob ihre Gründung einwandfrei ist und keine setzungsgefährdeten Böden vorhanden sind. Dies vorausgesetzt, können massive Bauten und Ingenieurbauten als unempfindlich gegen Rammerschütterungen angesehen werden. Leichte Bauwerke und Bauteile, die besonders zum Mitschwingen neigen, z. B. Decken, sollten bei Rammungen in großer Nähe sorgfältig überwacht werden.

Zu Abschnitt 6.1.2. Güte

Nach den Angaben der Norm sind Rammpfähle aus Holz hinreichend gerade, wenn die Pfeilhöhe $\leq 1/300$ der Pfahllänge ist. Diese Forderung bezieht sich auf die maximale Achsabweichung über die Gesamtlänge des Pfahles. Örtlich begrenzte Teilkrümmungen in kurzen Pfahlbereichen können bis zu einem Wert von 1 cm je lfd. Meter Pfahllänge zugelassen werden, wenn die erstgenannte Forderung eingehalten wird. Schädlicher Drehwuchs liegt vor, wenn die Verdrehung der Fasern mehr als 10° je lfd. Meter Pfahllänge beträgt.

Für ausländische (tropische) Holzarten sind bisher in DIN 1052 keine zulässigen Spannungen festgelegt worden. Zur Einstufung entsprechend ihrer Festigkeitseigenschaften können Angaben der Bundesforschungsanstalt für Forst- und Holzwirtschaft, Reinbek bei Hamburg, dienen [1].

Zu Abschnitt 6.1.3. Abmessungen

Unter Pfahllänge L ist in der Tabelle 1 in der Regel die Länge des Pfahles, wie er unter die Ramme kommt, zu verstehen.

Holzpfähle sollen möglichst einen Zopf-Durchmesser von mindestens 20 cm aufweisen.

Zu Abschnitt 6.1.4. Zurichten der Pfähle

Das Herrichten der Pfahlspitze muß sorgfältig geschehen, da eine nicht symmetrische oder nicht in der Pfahlachse liegende Spitze den Pfahl aus der Rammrichtung drängt.

Stählerne Pfahlschuhe können gelegentlich von Vorteil sein, z. B. bei kiesigem Boden und einzelnen kleineren Steinen, leichten Holzhindernissen, Buschpackwerk und anderem. Sie müssen aber mit dem Pfahl so fest und zuverlässig verbunden sein, daß sie sich während des Rammens nicht lösen können. Andernfalls wird der Pfahl zerstört. In wichtigen Fällen sollte dieses durch eine Proberammung mit anschließendem Ziehen der Holzpfähle überprüft werden.

Zu Abschnitt 6.1.5. Lebensdauer

Holzpfähle befinden sich dann unter der Fäulnisgrenze, wenn sie auf ganzer Länge dauernd unter Wasser stehen oder wenn der Pfahlkopf noch innerhalb des Bereiches liegt, der ständig voll durchnäßt ist.

[1] siehe z. B. Grundbau-Taschenbuch Band I, 2. Auflage, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München 1966, S. 579, Tafel 1, und S. 637.

Im Tidebereich liegt die Fäulnisgrenze etwa in Höhe oder wenig unterhalb der Mittelwasserlinie und ist im Küstenbereich jeweils örtlich festzustellen.

Die Möglichkeit einer späteren Grundwasserabsenkung oder Senkung des offenen Wasserspiegels z. B. durch Flußregulierungen, künstliche Wasserentnahme aus dem Grundwasservorrat, länger einwirkende Baumaßnahmen mit künstlicher Absenkung des Grundwassers und anderes muß beachtet werden.

Enden Ramppfähle aus Holz, das keine natürliche Beständigkeit besitzt, innerhalb der Befallzone (z. B. Wasserwechselbereich oder Erd-Luftzone) und darüber, so müssen sie geschützt werden, sofern es sich um Bauwerke mit größerer Nutzungsdauer handelt. Zum Schutz der Pfähle sollen nur solche Verfahren angewendet werden, die einen Tiefenschutz (DIN 52 175) ermöglichen (z. B. nach DIN 68 800, Ausgabe September 1956, Abschnitt 3.3.1). Neben Steinkohlenteeröl können auch jene amtlich anerkannten Holzschutzmittel eingesetzt werden, die für den Schutz des frei verbauten Holzes geeignet befunden wurden (Prüfkennzeichen W), siehe DIN 68 800, Ausgabe September 1956, Abschnitt 3.4. Handelt es sich um Pfähle, die im Wasser- und Hafenbau verwendet werden, ist bei der Wahl der Holzschutzmittel auf eine hohe Auslaugebeständigkeit, im Falle von Seewasserbau auf Wirksamkeit gegen Meeresschädlinge (Bohrmuschelgefahr) zu achten. Pfähle aus tropischen Harthölzern sind von Natur aus sehr dauerhaft und meistens bohrrwurmsicher.

Zu Abschnitt 6.2.1.2.

Querschnittsform und -größe

Am häufigsten sind Massivpfähle mit quadratischer oder rechteckiger Querschnittsform und parallelen Außenkanten. Als reine Spitzendruckpfähle werden sie auch mit verdicktem Fuß hergestellt. Rechteckige Querschnitte werden zweckmäßig angewendet, wo Biegebeanspruchungen der Pfähle vorwiegend in einer Hauptrichtung auftreten können, also auch bei langen Pfählen (siehe Abschnitt 6.2.1.4).

Hohlpfähle mit kreisförmigem Querschnitt und parallelen oder konischen Außenkanten werden häufig im Schleuderverfahren hergestellt (Schleuderbeton-Ramppfähle) mit kegelförmiger massiver Spitze oder auch — bei größeren Außendurchmessern (z. B. > 90 cm) — unten offen.

Die Spitze oder Schneide am Pfahlfuß hat sich bewährt, weil sie das Einrammen eines Stahlbetonpfahles erleichtert und insbesondere als Führung des Pfahles im Boden dient. Auf eine axial-symmetrische Ausbildung ist zu achten (siehe auch Abschnitt 6.1.4). Es sind auch Pfähle ohne Spitze oder Schneide gerammt worden, bei denen der Bodenpfropfen unter dem stumpfen Ende des Pfahles die Aufgabe der Schneide übernimmt. Der Nachteil dieser Lösung liegt neben dem im allgemeinen höheren Rammaufwand auch darin, daß solche Pfähle beim Rammen von ihrer Sollachse abweichen können.

Zu Abschnitt 6.2.1.3.1. Beton

Stahlbetonpfähle sind im allgemeinen den Einflüssen aus der Erdfeuchtigkeit, dem Grundwasser oder dem freien Wasser ausgesetzt. Im Hinblick auf eine ausreichende Lebensdauer der Stahlbetonpfähle wurde deshalb in der Norm ein dichter Beton gefordert, der den wirksamsten Schutz gegen die möglichen schädlichen Einflüsse aus Wasser und Boden darstellt. Einige wichtige Voraussetzungen für einen dichten Beton sind bekanntlich ein ausreichend hoher Zementgehalt (mindestens 325 kg/m³) in Verbindung mit dem notwendigen Anteil an Mehlkorn, niedriger Wasserzusatz und wirksame Verdichtungsgeräte. Die angegebenen Mindestfestigkeitswerte des Betons von 225 kp/cm² beim Abheben des Pfahles vom Fertigstellungsboden und von 350 kp/cm² beim Beginn des Rammens haben sich in der Praxis unter normalen Bedingungen als ausreichend und zweckmäßig erwiesen. Zu hohe Betonfestigkeiten können u. U. auch nachteilig sein, da ein solcher Beton mit wachsender Festigkeit spröde und gegen dynamische Beanspruchungen beim Rammen empfindlich wird.

Bei Schleuderbetonpfählen kann der Festigkeitsnachweis für den geschleuderten Beton in Anlehnung an DIN 4234, Ausgabe Januar 1953, Abschnitt 4.1, geführt werden.

Zu Abschnitt 6.2.1.3.2. Betonstahl

Es bestehen keine Bedenken, für die Querbewehrung der Pfähle auch Stähle zu verwenden, wie z. B. Baustahlgewebe der Gruppe IV, die sonst nur für vorwiegend ruhende Belastung zugelassen sind. Im übrigen kann als Querbewehrung auch Walzdraht verwendet werden, wie es in der Praxis des öfteren geschieht.

Zu Abschnitt 6.2.1.4. Bemessung

Die zulässigen Spannungen nach DIN 1045*) dürfen für bestimmte Bauzustände um 15% überschritten werden, wobei die Bemessung nach Zustand II vorgenommen wird. Die Spannungserhöhung wurde auf diesen Wert beschränkt, damit im Beton nur Haarrisse im begrenzten Umfange auftreten können. Weiterhin wurde dabei berücksichtigt, daß beim Hochnehmen des Pfahles vor der Ramme nicht immer ein Verkanten oder Rucken ganz ausgeschlossen werden kann. Beim Verkanten können größere Eckspannungen im Pfahl auftreten.

Im allgemeinen wird der Pfahl von der Länge L in einer Entfernung von 0,2 bis 0,3 L vom Kopf gefaßt. Bei langen Pfählen kann z. B. das Zwischenschalten einer Traverse zu günstigeren Momentenbeanspruchungen des Pfahles führen, was bei der Bemessung berücksichtigt werden darf (siehe auch Abschnitt 6.2.1.8).

Zu Abschnitt 6.2.1.5. Anordnung

der Bewehrung, Mindestbewehrung

Nach den Angaben der Norm beträgt die Längsbewehrung der Pfähle unabhängig von der Stahlgüte mindestens 0,8% des Pfahlquerschnittes. Der Pfahlquerschnitt ist hierbei mit seinem tatsächlichen Wert, nicht etwa nur mit dem statisch erforderlichen Wert einzusetzen.

Bei der Rammung eines Pfahles entstehen auf Grund der Massenträgheit auch nennenswerte Zugspannungen. Mit der Anordnung einer Mindestbewehrung soll dabei u. a. auch eine gute Risseverteilung erreicht werden. Sie ist deshalb immer einzulegen, auch wenn auf den Pfahl während der Bauzustände oder im Endzustand keine Zugkräfte oder planmäßigen Biegemomente einwirken.

Bei planmäßiger Momentenbeanspruchung der Pfähle darf die Mindestbewehrung auf die Biegebewehrung angerechnet werden.

Für den Abstand der Querbewehrung hat sich bei langen Pfählen ein Maß von 10 cm als zweckmäßig ergeben. Bügel oder Wendel sollen straff an die Längsbewehrung gebunden werden.

Zu Abschnitt 6.2.1.6. Betonüberdeckung

Die Vergrößerung der Betonüberdeckung in betonschädlichen Wässern und Böden wirkt sich besonders bei dünnen Pfählen aus, da mit zunehmender Dicke der äußeren ungeicherten Betonschale die Gefahr der Rissebildung und die Rißweite wächst. Deshalb verlangt die Norm in Abweichung von DIN 4030 lediglich eine Überdeckung der Längsbewehrung von mindestens 40 mm. Bei Pfählen mit großem Durchmesser, bei denen sich diese Einflüsse nicht so stark auswirken, sollte die Betonüberdeckung nach DIN 4030**) mit 50 mm angewendet werden.

Zu Abschnitt 6.2.1.8.

Behandlung der Pfähle beim Transport

Da die Pfähle gewöhnlich für das Aufnehmen bemessen werden (siehe Abschnitt 6.2.1.4), ist darauf zu achten, daß die zulässigen Spannungen für den Bauzustand auch beim Transport nicht überschritten werden. Die Fahrgeschwindigkeit, der Zustand der Transportwege und die Federung der

*) Es gilt DIN 1045, Ausg. Jan. 1972

**) Es gilt DIN 4030, Ausg. Nov. 1969

Transportfahrzeuge können hierbei einen nennenswerten Einfluß haben.

Zu Abschnitt 6.2.1.9.

Zulässige Rissebildung beim Rammen

Erfahrungsgemäß lassen sich auch beim ordnungsgemäßen Rammen von Stahlbetonpfählen Haarrisse gelegentlich nicht vermeiden. Sie sind unbedenklich, solange sie bezüglich Anzahl und Rißweite ein gewisses Ausmaß nicht übersteigen. In der Norm wurde für die zulässige Rißweite ein Maß von 0,15 mm genannt, das sich nach den bisherigen Kenntnissen als unschädlich erwiesen hat.

Zu Abschnitt 6.2.2. Rammpfähle aus Spannbeton

Im allgemeinen erhalten Spannbetonpfähle auch eine schlaffe Bewehrung in Anlehnung an Abschnitt 6.2.1. Es sind aber auch schon Spannbetonpfähle ohne schlaffe Bewehrung im Mittelbereich ausgeführt worden. Wegen der hohen (dynamischen) Flächenbeanspruchungen im Kopf- und Fußbereich wird hier aber eine schlaffe Zusatzbewehrung immer erforderlich sein. In die Norm wurden keine verbindlichen Angaben über Ausführungsform und Anteil der schlaffen Mindestbewehrung aufgenommen, um die weitere Entwicklung nicht einzuzwingen.

Für Bauzustände wurde eine teilweise Vorspannung zugelassen, wobei also die Spannglieder auch in der gerissenen Betonzugzone liegen können.

Zu Abschnitt 6.3.2. Verstärkungen

Verstärkungen zur Verbesserung der Lastabtragung im Boden vergrößern den Eindringungswiderstand des Pfahles beim Rammen. Sie müssen axial-symmetrisch angeordnet werden, damit der Pfahl nicht beim Rammen von der Soll-Lage abwandert.

Lamellenverstärkungen, z. B. zur Erhöhung der Biegesteifigkeit eines Pfahles, die im allgemeinen beim Rammen keinen nennenswerten zusätzlichen Eindringungswiderstand ergeben, fallen nicht unter diese Forderung.

Zu Abschnitt 6.3.4. Korrosionsschutz

In aggressiven Wässern und Böden ist eine ernsthafte Korrosionsgefährdung erst dann gegeben, wenn durch das freie Wasser oder – in relativ durchlässigen Böden – durch das Grundwasser ständig neue aggressive Stoffe herangeführt werden können. In wenig durchlässigen Böden, z. B. Ton, Mergel, Lehm, Schluff, Klei, kommt die Korrosion sehr schnell zum Stillstand, da ein nennenswerter Wasseraustausch im Boden nicht stattfinden kann und deshalb in der nahen Umgebung des Pfahles sehr schnell eine Verarmung an aggressiven Stoffen eintritt.

Soll einer bestehenden Korrosionsgefahr allein durch eine vergrößerte Wanddicke begegnet werden, so ist es ratsam, die Walzhaut im angriffsgefährdeten Bereich zu entfernen, da sie nach teilweiser Unterrostung als zusätzliches Lokalelement wirken würde.

Bei einer Korrosionsgefährdung durch vagabundierenden Gleichstrom ist besonders darauf zu achten, daß der Strom nicht punktförmig, sondern großflächig austritt. Da eine bestimmte Strommenge immer ein bestimmtes Stahlvolumen abführt, wird der Pfahl bei großflächigem Austritt erst wesentlich später gefährdet als bei punktförmigem Angriff. Deshalb sind in solchen Fällen die Pfähle vor dem Rammen in den betreffenden Bereichen z. B. durch Sandstrahlen zu entrostern bzw. von der Walzhaut zu befreien.

Die im Sandboden durch die anfängliche Korrosion entstehende Verkrustung der Pfahloberfläche wirkt nicht nur als Korrosionsschutz, sondern trägt durch die Vergrößerung der Rauigkeit zu einer Erhöhung der Mantelreibung bei.

Zu Abschnitt 6.4. Zusammengesetzte Rammpfähle

In der Norm wird gefordert, daß die Teillängen zusammengesetzter Rammpfähle zentrisch und axial gestoßen werden müssen. Diese Forderung ist vorwiegend aus rammtech-

nischen Gründen erhoben worden, damit der Rammschlag nur Normalkräfte im Pfahl hervorruft. Im anderen Falle würden in Teillängen des Pfahles auch Biegebeanspruchungen auftreten, die neben einer Gefährdung des Pfahles den Wirkungsgrad des Rammschlages stark herabsetzen.

Zu Abschnitt 7.1. Rammgeräte

Als langsam wirkende Rammgeräte gelten solche, mit denen bis zu 90 Schlägen je Minute ausgeführt werden. Hierzu gehören Freifallbäre, halbautomatische Dampfhammer und Explosionsbäre (Dieselrammen).

Schnellschlaghammer werden vorwiegend bei Stahlpfählen in rolligen Böden angewendet. In bindigen Böden reicht die Energie des einzelnen Schlages oft nicht aus, um den Eindringungswiderstand zu überwinden, da sie durch die große Eigenelastizität der betreffenden Böden aufgebraucht wird.

Bei der Verwendung von Fallbären wird in der Norm als günstiges Verhältnis Bärfallgewicht : Pfahlgewicht mit 1:1 bis 2:1 angegeben. Besonders bei langen und schweren Pfählen wird es nicht immer möglich sein, diesen Bereich einzuhalten. So sind beispielsweise in Ausnahmefällen auch Stahlbetonpfähle und Stahlpfähle gerammt worden, bei denen das Verhältnis nur 0,6:1 oder 0,4:1 betrug. Der Wirkungsgrad des Rammschlages nimmt dabei erheblich ab, so daß dieses Vorgehen nur bei relativ leichter Rammung und rammgünstigen Querschnitten (z. B. offene Großrohre oder Trägerprofile) angewendet werden sollte. Besonders bei Stahlbetonpfählen führt ein zu leichter Rammbar dazu, daß durch eine zu große Fallhöhe bzw. hohe Gesamtschlagzahl der Pfahlkopfbereich zerstört wird.

Zu Abschnitt 7.3. Spülhilfe beim Rammen

Eine Spülhilfe beim Rammen hat nur in Sandböden Bedeutung und sollte dann bevorzugt werden, wenn der Pfahl sonst nur mit übermäßigem Aufwand auf Tiefe gerammt werden kann und damit die Gefahr einer Beschädigung besteht.

Bei Böden, die von Natur aus schon fest gelagert sind, soll das Spülen bei vorwiegend auf Spitzendruck belasteten Pfählen etwa 0,5 bis 1 m vor Erreichen der Solltiefe eingestellt werden. In allen anderen Fällen, besonders auch bei Zugpfählen, ist dieses Maß so weit zu vergrößern, daß die gewünschte Tragfähigkeit nicht beeinträchtigt wird.

Zu Abschnitt 7.5. Rammberichte

Bei der Anwendung von Schnellschlaghammern ist die Eindringung des Pfahles jeweils nach einem einheitlich festzulegenden Zeitintervall zu messen, für das zweckmäßig 1 Minute gewählt wird. Es ist darauf zu achten, daß während der beobachteten Rammzeit der erforderliche Betriebsdruck gehalten wird.

Zu Abschnitt 8.1. Rammtiefe

Die Einbindelänge von mindestens 3 m ist notwendig, damit die Auflast des Bodens neben dem Pfahlfuß hoch genug ist, um einen Grundbruch unter dem Pfahl mit ausreichender Sicherheit zu verhindern. Eine kleinere Einbindelänge ist nur dann gestattet, wenn von den Voruntersuchungen her bekannt ist, daß die tragfähige Schicht besonders dicht gelagert bzw. fest ist und diese gute Beschaffenheit beim Einrammen durch ungewöhnlich kleine Eindringungen je Rammhitzte bzw. Zeitintervall bestätigt wird. Dies wird sich bei Pfählen mit verdicktem Fuß besonders auswirken.

Zu Abschnitt 8.2. Pfahlabstände

Die im Bild 1 angegebenen Mindestabstände müssen besonders dann vergrößert werden, wenn bei dicht gelagerten Böden gleichgerichtete Pfähle mit großem Verdrängungsvolumen in größeren Gruppen gerammt werden. Dabei ist zu berücksichtigen, daß besonders lange Pfähle im Boden von ihrer Sollachse abwandern können.

Die Reihenfolge des Rammens ist so festzulegen, daß jeder Pfahl den ihn umgebenden Boden in möglichst gleichem Maße und allseitig verdrängen kann. Z. B. wird bei Pfahlgruppen zweckmäßig von „innen nach außen“, bei Pfahlreihen mit relativ engstehenden Pfählen werden zunächst jeder zweite und anschließend die Zwischenpfähle gerammt.

Die Norm sieht für den Mindestfußabstand gespreizter Pfähle das gleiche Maß wie bei gleichgerichteten Pfählen vor. Bei kleinen Pfahlgruppen wird man die Pfähle zweckmäßig in Schrägstellung (Pfahlbock) rammen, um zu vermeiden, daß die Fundamente unnötig groß werden.

Zu Abschnitt 9.1.1. Druckpfähle

In den Tabellen 2, 3 und 4 werden Richtwerte für die zulässige Druckbelastung nur für einige gängige Pfahlarten und Pfahlgrößen gegeben, über die genügend Ergebnisse aus Probelastungen vorliegen. Holzrammpfähle und dünne Stahlbetonpfähle können bei den betrachteten Böden nur bis zu einer begrenzten Tiefe in die tragende Schicht eingerammt werden, wenn die Gefahr von Beschädigungen ausgeschlossen werden soll. Deshalb finden sich am Ende der Tabellen 2 und 3 einige leere Fächer. Umgekehrt werden in Tabelle 4 für Stahlträgerpfähle bei Einbindetiefen von nur 3 und 4 m keine Belastungswerte angegeben, da sich diese Pfähle bekanntlich anfangs sehr leicht in den Boden einschneiden und ihre Tragfähigkeit bei einer kleineren Rammtiefe als 5 m schnell abnimmt und deshalb unsicher ist.

Zu Abschnitt 9.1.1.1.

Bei der Festsetzung der zulässigen Pfahllasten und der für sie erforderlichen Eigenschaften des tragfähigen Baugrundes wurde davon ausgegangen, daß es vor allem wichtig ist, Angaben für Böden zu machen, die einerseits nach den im Laufe von Jahrzehnten gesammelten Erfahrungen für Rammpfahlgründungen eine genügende Tragfähigkeit haben, andererseits aber auch in der Natur häufig vorkommen. Es wurde also bewußt vermieden, zulässige Pfahllasten für ausgesprochen dichte oder feste Böden, die aber seltener angetroffen werden, zu nennen. Für derartige Böden ist unter Abschnitt 9.1.1.2 jedoch eine Möglichkeit zur Erhöhung der zulässigen Pfahllasten vorgesehen.

Bei den nichtbindigen Böden wird für den Normalfall eine „ausreichend dichte“ Lagerung gefordert. Die Lagerungsdichte ist:

$$D = \frac{n_o - n}{n_o - n_d} \begin{cases} \geq 0,4 \text{ bei gleichförmigem Boden mit } U < 3 \\ \geq 0,6 \text{ bei ungleichförmigem Boden mit } U \geq 3 \end{cases}$$

wobei n der Porenanteil des Bodens in natürlicher Lagerung ist,

n_o und n_d die Porenanteile in der lockersten und dichtesten Lagerung sind und

U der Ungleichförmigkeitsgrad ist. (Die Anforderungen für eine „ausreichend dichte“ Lagerung sind hier gegenüber DIN 1054, Entwurf Dezember 1966, Abschnitt 4.2.1, heraufgesetzt, weil es sich bei Pfahllasten stets um konzentrierte, punktförmige Lasten und nicht um demgegenüber relativ niedrige Flächenlasten wie in DIN 1054 handelt*).

Hierzu kann der Porenanteil des natürlichen Bodens an ungestörten Proben bestimmt werden. Ihre Entnahme ist aber in den Tiefen, in denen die Spitzen der Pfähle stehen, nicht oder nur mit großem Aufwand möglich. Eine Auskunft über die Lagerungsdichte von sandigen und kiesigen Ablagerungen kann bis in etwa 20 m Tiefe durch Drucksondierungen gewonnen werden. Auch Schlagsondierungen oder Untersuchungen mit der Isotopensonde können Aufschlüsse über die Lagerungsverhältnisse vermitteln, desgleichen geeignete Untersuchungen im Bohrloch bei der Ausführung der Erkundungsbohrungen. Die Ergebnisse sind jedoch nur dann als zuverlässig anzusehen, wenn in den betreffenden Bezirken ausreichende Erfahrungen mit der Auswertung von Sondenmessungen vorliegen.

Bei den bindigen Böden wird der Regelfall auf eine „annähernd halbfeste“ Beschaffenheit der Böden bezogen, damit die Tabellenwerte für die häufigeren Fälle angewendet werden können, in denen der natürliche Wassergehalt etwas größer ist als der der Ausrollgrenze. Gemeint sind hiermit bindige Böden, deren Zustandszahl

$$k_w = \frac{w_f - w_n}{w_f - w_a} = \frac{w_f - w_n}{w_{fa}} \geq 0,75$$

ist,

wobei w_n der natürliche Wassergehalt ist,

w_f und w_a die Wassergehalte der Fließgrenze und der Ausrollgrenze sind und

w_{fa} die Bildsamkeit (früher Plastizitätszahl) ist.

Der natürliche Wassergehalt muß dabei an ungestörten Proben bestimmt werden, deren Entnahme aus bindigen Böden im allgemeinen ohne große Schwierigkeiten möglich ist. Ein annähernd halbfester Boden ist bereits so trocken, daß er sich nur noch schwer – oder nicht mehr – in der Hand zu 3 mm dicken, rissfreien Walzen ausrollen läßt; vielmehr bekommt er dabei Risse oder beginnt zu zerbröckeln.

Die geforderte ausreichende Mächtigkeit des tragfähigen Baugrundes muß bei Pfahlbündeln oder bei verhältnismäßig breiten Pfahlreihen größer sein als bei einzelstehenden Pfählen oder schmalen Pfahlreihen. Grundsätzlich sollte unterhalb der Pfahlspitzen tragfähiger Baugrund noch in einer Mächtigkeit anstehen, die mindestens das 4fache des Pfahlfußdurchmessers des Einzelpfahles oder die 2fache Breite der beanspruchten Fläche in Höhe der Pfahlspitzen-

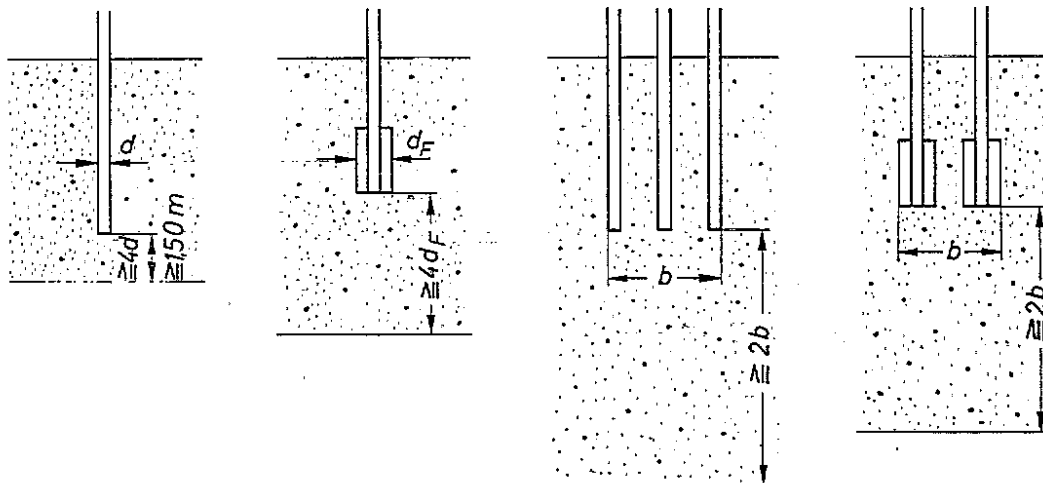


Bild 1. Erforderliche Tiefe des tragfähigen Baugrundes

*) maßgebend ist DIN 1054, Ausg. Nov. 1969

ebene bei Pfahlgruppen beträgt, den Wert 1,50 m jedoch nicht unterschreiten darf (Bild 1 der Erläuterungen). Unterhalb des tragfähigen Baugrundes dürfen keine stark nachgiebigen Bodenschichten liegen (siehe auch DIN 1054, Entwurf Dezember 1966, Abschnitt 5.2.7*).

Zu Abschnitt 9.1.1.2.

Als besonders dicht gelagerte nichtbindige Böden gelten solche, bei denen die Lagerungsdichte

$$D = \frac{n_o - n}{n_o - n_d} \begin{cases} \geq 0,65 \text{ bei gleichförmigem Boden mit } U < 3 \\ \geq 0,85 \text{ bei ungleichförmigem Boden mit } U \geq 3 \end{cases}$$

ist (siehe dazu Erläuterungen zu Abschnitt 9.1.1.1, 2. Absatz).

Bei festen bindigen Böden liegt der natürliche Wassergehalt erheblich unter dem der Ausrollgrenze. Der Boden ist dann nicht mehr plastisch verformbar, sondern bricht oder zerbröckelt bei einer Biegebeanspruchung.

Eine Erhöhung der Pfahllasten nach Abschnitt 9.1.1.2 setzt eine gründliche Bodenuntersuchung mit einem entsprechenden Ergebnis voraus.

Zu Abschnitt 9.1.1.3.

Bei nicht ausreichender Lagerungsdichte nichtbindiger Böden nimmt die Tragfähigkeit von Rammpfählen stark ab, was sich schon an den großen Eindringungen beim Rammen zeigt. Wenn möglich, sollte immer versucht werden, mit längeren Pfählen doch noch eine tragfähige Schicht zu erreichen.

Zu Abschnitt 9.1.2. Zugpfähle

Hinsichtlich der geforderten „ausreichend dichten“ Lagerung der nichtbindigen Bodenarten und der „halbfesten bis festen“ Beschaffenheit der bindigen Bodenarten siehe Erläuterungen zu Abschnitt 9.1.1.1 und 9.1.1.2.

Der angegebene Wert für die Mantelreibung ist ein Erfahrungswert und enthält die notwendige Sicherheit. Er ist bei Kastenpfählen, Trägerpfählen u. ä. auf den abgewinkelten Umfang zu beziehen, also nicht auf die Umhüllende.

Zu Abschnitt 9.2. Rammformeln

Rammformeln, auch wenn sie das elastische Verhalten des Pfahles gut erfassen, geben stets nur Auskunft über den dynamischen Eindringungswiderstand. Das Verhältnis zwischen diesem und dem statischen Eindringungswiderstand gegen ruhende Lasten schwankt aber für verschiedene Pfahlarten und Baugrundverhältnisse erheblich. Auch die aufgewendete Rammarbeit steht bei verschiedenen Pfahlarten und verschiedenem Baugrund nicht in einem festen Verhältnis zur Pfahltragfähigkeit. Bei Anwendung von Rammformeln werden sich deshalb vergleichbare Ergebnisse nur erzielen lassen, wenn

der Baugrund im gesamten Gründungsbereich der Baustelle annähernd gleich geteilt ist,

gleiche Pfahltypen verwendet werden,

die in den Pfahl geleitete Rammenergie eindeutig festgestellt wird,

die Rammformel in Entwicklung und Aufbau richtig ist.

Zur zuverlässigen Messung der Rammenergie dürfen deshalb bei Proberammungen nur Rammköpfe mit frei fallendem Bärkörper verwendet werden.

Auszuschließen sind demnach solche Bäre, die ihre Seilwinde (z. B. Schnellschlagwinde) mitnehmen, oder Dieselbäre, deren Schlagenergie sich mit der Größe der Pfahleindringung, also des Eindringungswiderstandes, verändert.

Zu Abschnitt 9.3. Erdstatische Berechnungsverfahren

Diese Verfahren haben den Nachteil, daß z. B. durch eine entsprechende Auswahl der Erddruckbeiwerte beliebige Ergebnisse erhalten werden können, daß ferner die maßgebenden Bodenkennwerte kaum ungestört zu messen sind und daß diese außerdem durch das Einbringen des Pfahles in weiten Grenzen nicht nachprüfbar verändert werden. Dies

trifft in besonderem Maße auf Rammpfähle zu, bei denen der durch das Einrammen des Pfahls geschaffene Verspannungszustand des Bodens für die Tragfähigkeit von großer Bedeutung ist. Eine theoretische Abschätzung, wie hoch die erzielte Verdichtung ist und wie weit sich die verdichtete und verspannte Zone um den Pfahlmantel und unter dem Pfahlfuß erstreckt, ist im allgemeinen nicht möglich. Des weiteren ist fraglich, ob die beim Rammen entstehende Bodenverdichtung in voller Höhe erhalten bleibt oder sich mit zunehmender Standzeit des Pfahles im Boden wieder abbaut, um welches Maß und in welcher Zeit. Die genaue Kenntnis dieser Dinge wäre für die Anwendung eines erdstatischen Berechnungsverfahrens aber Voraussetzung.

Zu Abschnitt 9.4. Probelastungen

Das sicherste Verfahren, die Tragfähigkeit und Setzungsgröße von einzelnen Rammpfählen zu bestimmen, ist noch immer die Probelastung. Sie sollte bevorzugt angewendet werden. Nicht zuletzt, um weitere Erfahrungen zu sammeln und zu immer sichereren Ergebnissen zu gelangen. Die Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., 43 Essen, Kronprinzenstr. 35a, überprüft laufend die Angaben in DIN 4026 über die Tragfähigkeit von Rammpfählen. Sie bittet, ihr die Ergebnisse von ausgeführten Probelastungen an Rammpfählen mit allen Unterlagen über den Untergrund mitzuteilen.

Zu Abschnitt 9.4.1.

U. U. lassen sich durch Probelastungen auf der Baustelle jeweils günstigere Ergebnisse für die zulässige Belastung von Druckpfählen erzielen, als die Tabellen angeben. Dann dürfen diese günstigeren Werte angewendet werden. Ergeben sich andererseits bei einer Probelastung ungünstigere Werte, so dürfen auch nur diese genutzt werden (siehe Abschnitt 9.1.1.3 und 9.1.2 für Zugpfähle).

Vergleichbare Untergrundverhältnisse liegen vor, wenn die Schichtenfolge, insbesondere Mächtigkeit und Tiefenlage der tragfähigen Schichten, einander ungefähr entsprechen und wenn die Baugrundeigenschaften dieser Schichten einander ähnlich sind. Zum Nachweis hierfür müssen in bindigen Schichten Untersuchungsergebnisse ungestörter Proben (Porenziffer, Wassergehalt, Kornverteilung, Zustandszahl) aus dem Untergrund beider Baustellen vorhanden sein. In nichtbindigen Bodenschichten müssen der Kornaufbau und die Lagerungsdichten der tragenden Schichten beider Baustellen bekannt sein.

Zu Abschnitt 9.4.2.

Der Grund, bei den Rammpfählen – anders als bei den Bohrpfählen (DIN 4014 Beiblatt, Ausgabe Dezember 1960**), Abschnitt 11.5) – zur Festlegung der Grenzlast von der bleibenden und nicht von der Gesamtsatzung auszugehen, liegt darin, daß die elastischen Verformungen von Rammpfählen im Gegensatz zu den Bohrpfählen einen beträchtlichen Anteil an der Gesamtsatzung haben können. So kann z. B. die elastische Längenänderung langer Stahl- und Holzpfähle durchaus Werte von mehreren Zentimetern erreichen [2].

Die Überprüfung einer größeren Anzahl von Probelastungen an geramten Pfählen aller Art hat gezeigt, daß die bleibende Setzung in Abhängigkeit vom maßgebenden Pfahldurchmesser zur Festlegung der Grenzlast bei Rammpfählen besonders geeignet ist, wie es auch der Bruchlasttheorie entspricht. Dabei darf jedoch nicht übersehen werden, daß die mit zunehmender Größe der Pfahlfußflächen auftretenden höheren Lasten auch mit größeren Gesamtsatzungen des Pfahles verbunden sind.

[2] Schrifttum: Schenk, 2. Bericht über die Tätigkeit des Arbeitskreises 5 „Bauart und Tragfähigkeit der Pfähle“ der Dt. Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Baumaschine u. Bautechnik 10 (1963), Heft 10, Ziff. 2.47.

**) maßgebend ist DIN 4014 Beiblatt, Ausg. Nov. 1969

*) maßgebend ist DIN 1054, Ausg. Nov. 1969

232340

DIN 1054**- Zulässige Belastung des Baugrunds -**RdErl. d. Innenministers v. 10. 8. 1973 -
V B 3 - 470.100

1. Von der Arbeitsgruppe Einheitliche Technische Baubestimmungen (ETB) im Fachnormenausschuß Bauwesen des Deutschen Normenausschusses sind die Normen DIN 1054 und DIN 1054 Beiblatt überarbeitet worden.

Die Ausgabe November 1969 der Norm

Anlage 1

DIN 1054 - Baugrund;
zulässige Belastung des Baugrunds -

wird als Richtlinie und

Anlage 2

DIN 1054 Beiblatt

- Baugrund; zulässige Belastung des Baugrunds, Erläuterungen -

als Hinweis nach § 3 Abs. 3 der Landesbauordnung (BauO NW) bauaufsichtlich eingeführt.

Die Normen werden als Anlagen bekanntgemacht.

Die Ausgabe November 1969 der Normen ersetzt die früheren Ausgaben Juni 1953 (DIN 1054) und Oktober 1953 (DIN 1054 Beiblatt), die mit RdErl. d. Ministers für Wiederaufbau v. 20. 4. 1954 (MBl. NW. S. 795) bauaufsichtlich eingeführt worden sind.

2. Bei Anwendung der Norm DIN 1054 (Ausgabe November 1969) - Baugrund; zulässige Belastung des Baugrunds - ist folgendes zu beachten:

2.1. Baugrunduntersuchungen

2.1.1. Baugrunderkundungen

Baugrunderkundungen nach DIN 1054 Abschnitt 3 durch Schürfe, Bohrungen und Sondierungen sowie die Entnahme von Proben erfordern gründliche Kenntnis und große Erfahrung. Daher dürfen nur solche Unternehmen damit betraut werden, die diese Kenntnis haben und eine fachgerechte und sorgfältige Ausführung gewährleisten. Während der Bohrarbeiten muß ein hierfür befähigter Geräteführer ständig auf der Bohrstelle anwesend sein. In schwierigen Fällen (s. Abschnitt 2.2 letzter Absatz) ist ein in Bodenmechanik und Grundbau erfahrener Sachverständiger hinzuzuziehen.

2.1.2. Ermittlung der bodenmechanischen Kenngrößen

Soweit die bodenmechanischen Kenngrößen für genau begrenzte örtliche Bereiche aus der Erfahrung bekannt sind, können sie für bodenmechanische Berechnungen angewendet werden. In allen anderen Fällen sind diese Kenngrößen, soweit sie für bodenmechanische Berechnungen benötigt werden, durch Untersuchungen zu ermitteln. Die Untersuchungen dürfen nur von Prüfstellen durchgeführt werden, die auf Grund ihrer personellen Besetzung und gerätemäßigen Ausstattung in der Lage sind, die Kenngrößen in Feld und Labor einwandfrei zu bestimmen.

2.2 Entwurf und Berechnung von Gründungen

2.2.1. Voraussetzungen für die Anwendung der Bestimmungen von DIN 1054 Abschn. 4.2.1 über die zulässige mittlere Bodenpressung bei nichtbindigen Böden.

Bei DIN 1054 Abschn. 4.2.1 wird von einer mindestens mitteldichten Lagerung D des nichtbindigen Bodens ausgegangen. Dies bedeutet nach allgemeiner Erfahrung das Vorhandensein eines Reibungswinkels φ von annähernd 35° .

Es ist zu beachten, daß die erforderliche rechnerische Grundbruchsicherheit $\mu = 2$ nach DIN 1054 Abschn. 4.1.3.2 bei Anwendung der Werte für die zulässige mittlere Bodenpressung entsprechend Tabelle 2 für

nichtbindige Böden nicht in jedem Falle gewährleistet ist, wenn bei diesem Boden der Wert des Reibungswinkels $\varphi = 35^\circ$ unterschritten wird.

- 2.2.2 Entwurf und Berechnung von Gründungen, insbesondere von solchen, die nicht mit den in DIN 1054 Abschn. 4.2 für Flächengründungen angegebenen Tabellenwerten (s. DIN 1054 Tabellen 1 bis 7) oder nicht mit den Erfahrungswerten für Druckpfähle nach DIN 1054 Abschn. 5.4 bemessen werden, erfordern eine gründliche Kenntnis der Bodenmechanik (ggf. der Feldmechanik), der Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk und der anerkannten Regeln der Grundbautechnik.

In schwierigen Fällen (z. B. bei sehr unterschiedlich belasteten Gründungskörpern, setzungsempfindlichen Bauwerken, schwierigen Baugrundverhältnissen) ist ein in Bodenmechanik und Grundbau erfahrener Sachverständiger hinzuzuziehen. Es empfiehlt sich daher, die Gründungsmaßnahmen auch mit der Stelle abzustimmen, die Entwurf und Berechnung der Gründung prüfen soll (s. Abschn. 2.3 dieses Erlasses).

- 2.3. Prüfung des Entwurfs und der Berechnung von Gründungen

Zur Prüfung der Standsicherheitsnachweise des Bauwerks gehört auch die Prüfung des Entwurfs und der Berechnung der Gründung sowie ggf. die Beurteilung der dabei verwendeten Versuchsergebnisse und Erfahrungswerte. Da die Gründung die Standsicherheit des Bauwerks wesentlich beeinflusst, ist die Beurteilung der Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk von erheblicher Bedeutung. Eine einwandfreie Beurteilung ist nur dann gewährleistet, wenn Entwurf und Berechnung der Gründung durch dieselbe Stelle geprüft werden, die den Standsicherheitsnachweis prüft (Bauaufsichtsbehörde, Prüfamts für Baustatik oder Prüfingenieur für Baustatik).

Soweit bei der prüfenden Stelle die zur Beurteilung der Größe der Setzungen und ihrer Auswirkung auf das Bauwerk sowie der Sicherheit gegen Gleiten, Kippen und Grundbruch erforderliche Sachkunde nicht vorhanden ist, oder wenn hinsichtlich der getroffenen Annahmen oder der der Berechnung zugrunde gelegten bodenmechanischen Kenngrößen Zweifel bestehen, ist von der Bauaufsichtsbehörde ein geeignetes Institut für Erd- und Grundbau (s. Abschn. 3) oder ein in Bodenmechanik und Grundbau erfahrener Sachverständiger für die Prüfung des Bauantrages heranzuziehen (s. § 85 Abs. 2 BauO NW). Die an der Prüfung beteiligten Institute bzw. Sachverständigen müssen Gewähr dafür bieten, daß sie die Prüfung unabhängig und unparteiisch durchführen. Sie dürfen sich an der Prüfung insbesondere dann nicht beteiligen, wenn sie oder einer ihrer Mitarbeiter den Entwurf oder die Berechnung aufgestellt haben.

- 2.4. Ausführung schwieriger Gründungen

Die Ausführung von Gründungen nach Abschnitt 2.2 letzter Absatz darf nur Unternehmen übertragen werden, die über besondere Sachkenntnis und Erfahrungen im Grundbau verfügen und die mit den erforderlichen Einrichtungen und Geräten ausgestattet sind. Das an der Prüfung des Entwurfs und der Berechnung beteiligte Institut für Erd- und Grundbau (s. Abschnitt 2.3) kann im Bedarfsfall entsprechend § 94 Abs. 5 BauO NW auch in die Bauüberwachung eingeschaltet werden.

3. Institute für Erd- und Grundbau

Institute für Erd- und Grundbau, die ihre Eignung für die in Abschn. 2.3 dieses Erlasses genannten Aufgaben nachgewiesen haben, werden in ein „Verzeichnis der Institute für Erd- und Grundbau“ aufgenommen, das beim Institut für Bautechnik geführt und in seinem Mitteilungsblatt veröffentlicht und jeweils ergänzt wird.

4. Das Verzeichnis der nach § 3 Abs. 3 BauO NW eingeführten technischen Baubestimmungen, RdErl. v. 7. 6. 1963 (SMBL. NW. 2323), erhält in Abschnitt 5.1 folgende Fassung:

DIN	Ausgabe	Bezeichnung	Eingeführt als durch RdErl. v.		Fundstelle
1	2	3	4	5	6
1054	November 1969	Baugrund; zulässige Belastung des Baugrunds	R	10. 8. 1973	MBL. NW. S. 1621 SMBL. NW. 232340
1054 Beiblatt	November 1969	Baugrund; zulässige Belastung des Baugrunds, Erläuterungen	H	10. 8. 1973	MBL. NW. S. 1621 SMBL. NW. 232340

5. Den RdErl. d. Ministers für Wiederaufbau v. 20. 4. 1954 (SMBL. NW. 232340), mit dem die Normen DIN 1054 (Ausgabe Juni 1953) und DIN 1054 Beiblatt (Ausgabe Oktober 1953) bauaufsichtlich eingeführt worden sind, sowie den RdErl. d. Reichsarbeitsministers v. 25. 4. 1944 (ZdB. S. 116 und 136), betreffend Wünschelrute, und den RdErl. d. Ministers für Landesplanung, Wohnungsbau und öffentliche Arbeiten v. 7. 9. 1961 (SMBL. NW. 232340), betreffend anerkannte Institute für Baugrundfragen, hebe ich auf.

Baugrund

Zulässige Belastung des Baugrunds

DIN
1054

Last, Belastung, Gewicht werden in dieser Norm als Benennungen für Kraftgrößen verwendet, z. B. für Gewichtskraft in Mp.

Erläuterungen zu dieser Norm siehe DIN 1054 Beiblatt.

Inhalt

1. Zweck und Geltungsbereich	5.4. Zulässige Belastung von Pfählen aus Probelastungen
2. Begriffe	5.5. Zulässige Belastung von Druckpfählen aus Erfahrungswerten
2.1. Arten des Baugrunds	5.6. Zulässige Belastung von Pfählen aus Berechnungsverfahren
2.2. Lasten	5.7. Zulässige Belastung von Pfählen nach dem Setzungsverhalten
2.3. Baugrundverhalten	5.8. Standsicherheit von pfahlgegründeten Bauwerken an einem Geländesprung
3. Feststellen der Schichtfolge und Beschaffenheit des Baugrunds	5.9. Durchführung der Probelastung von Pfählen
3.1. Zeitpunkt der Untersuchung	
3.2. Art und Umfang der Untersuchungen	
3.3. Eintragen der Ergebnisse	
4. Flächengründungen	
4.1. Allgemeine Richtlinien	Anlage „Richtlinien für die einheitliche Vorbereitung und Durchführung von Probelastungen, für die Messungen und Aufzeichnungen der Versuchsergebnisse“
4.2. Ermittlung der zulässigen Bodenpressung für Regelfälle mit Hilfe von Tabellenwerten	Einbringen der Probelastpfähle
4.3. Ermittlung der zulässigen Bodenpressung durch Setzungs- und Grundbruchuntersuchungen	Zeitpunkt der Probelastung
5. Pfahlgründungen	Belastungsvorrichtung
5.1. Begriffe	Messungen
5.2. Allgemeine Richtlinien für den Entwurf von Pfahlgründungen	Verlauf der Probelastung
5.3. Maßgebende Einflüsse auf die Tragfähigkeit der Pfähle	Zugversuche
	Belastungsbericht

1. Zweck und Geltungsbereich

Die Richtlinien geben an, wie weit ein Baugrund durch Flächen-¹⁾ oder Pfahlgründungen beansprucht werden darf, damit Bauwerke unter der Einwirkung von Kräften aus überwiegend ruhenden Lasten keine schädlichen Bewegungen erleiden. Die hierfür erforderlichen Baugrunduntersuchungen werden genannt.

Diese Norm ist damit die grundlegende Richtlinie für die Belastung des Baugrunds. Sie gilt nicht für Bauwerke, die im Untertagebau hergestellt werden und für Erdbauten.

Diese Norm wird durch folgende Normen und Empfehlungen für die darin behandelten Bauwerke oder Gründungskörper ergänzt:

- DIN 4014 Bohrpfähle; Herstellung und zulässige Belastung; Richtlinien
DIN 4018 Flächengründungen; Richtlinien für die Berechnung
DIN 4024 Stützkonstruktionen für rotierende Maschinen (vorzugsweise Tisch-Fundamente für Dampfturbinen)

¹⁾ Siehe hierzu Abschnitt 4

- DIN 4025 Fundamente für Ambosshämmer (Schabotte-Hämmer); Hinweise für die Bemessung und Ausführung
DIN 4026 Rammpfähle; Richtlinien
DIN 4118 Fördergerüste für den Bergbau; Lastannahmen und Berechnungsgrundlagen
DIN 4119 Blatt 1 Oberirdische zylindrische Tankbauwerke aus Stahl; Berechnungsgrundlagen
DIN 4149 Bauten in deutschen Erdbebengebieten; Richtlinien für Bemessung und Ausführung
DIN 1056 Blatt 1 Frei stehende Schornsteine in Massivbauart; Berechnung und Ausführung
DIN 19700 Blatt 1 Stauanlagen; Richtlinien für den Entwurf, Bau und Betrieb von Talsperren
Blatt 2 Stauanlagen; Richtlinien für den Entwurf, Bau und Betrieb von Wehren
DIN 19702 Berechnung der Standsicherheit von Wasserbauten; Richtlinien
Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“

Frühere Ausgaben:

8. 34, 8. 40, 6. 53 x

Anlage mit Mustervordrucken

Änderung November 1969:
Inhalt vollständig überarbeitet

Fachnormenausschuß Bauwesen im Deutschen Normenausschuß (DNA)
Arbeitsgruppe Einheitliche Technische Baubestimmungen (ETB)

Normen, auf die ergänzend hingewiesen wird:

- DIN 1055 Blatt 1 Lastannahmen für Bauten; Lagerstoffe, Baustoffe und Bauteile
 Blatt 2 Lastannahmen für Bauten; Bodenwerte, Berechnungsgewicht, Winkel der inneren Reibung, Kohäsion
 Blatt 3 Lastannahmen für Bauten; Verkehrslasten
 Blatt 4 Lastannahmen im Hochbau; Verkehrslasten, Windlast
 Blatt 5 Lastannahmen im Hochbau; Verkehrslasten, Schiebelast
 Blatt 6 Lastannahmen für Bauten; Lasten in Silozellen
- DIN 1072 Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen
- DIN 4015 Grundbau; Fachausdrücke; Zeichen (z. Z. noch Entwurf)
- DIN 4016 Blatt 4²⁾ Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Richtlinien für die Bestimmung der Zusammendrückbarkeit
- DIN 4017 Blatt 1 (Vornorm) Baugrund; Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen; Richtlinien
 Blatt 2³⁾ Baugrund; Grundbruchberechnungen von schräg und außermittig belasteten Flachgründungen; Richtlinien (z. Z. noch Entwurf)
- DIN 4019 Blatt 1 Baugrund; Setzungsrechnungen bei lotrechter mittiger Belastung; Richtlinien
 Blatt 2 Baugrund; Setzungsrechnungen bei schräg und bei außermittig wirkender Belastung (Verkantung); Richtlinien
- DIN 4020 Bautechnische Bodenuntersuchungen; Richtlinien
- DIN 4021 Blatt 1 Baugrund; Erkundung durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben; Aufschlüsse im Boden (z. Z. noch Entwurf)
- DIN 4022 Blatt 1 Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Bodenarten und Fels; Schichtenverzeichnis für Untersuchungen und Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernteten Proben
- DIN 4023 Baugrund- und Wasserbohrungen; zeichnerische Darstellung der Ergebnisse
- DIN 4030 Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase (z. Z. noch Entwurf)**)
- DIN 4084 Blatt 1 Baugrund; Geländebruchberechnungen bei Stützbauwerken; Richtlinien (z. Z. noch Entwurf)*)
- DIN 4093 Grundbau; Einpressungen in Untergrund und Bauwerke; Richtlinien für Planung und Ausführung
- DIN 4094 Blatt 1 Baugrund; Ramm- und Drucksondiergeräte; Abmessungen und Arbeitsweise der Geräte
- DIN 4094 Blatt 2 (Vornorm) Baugrund; Ramm- und Drucksondiergeräte; Hinweise für die Anwendung
- DIN 4107 Baugrund; Setzungsbeobachtungen an entstehenden und fertigen Bauwerken
- DIN 4150 Erschütterungsschutz im Bauwesen
- DIN 18 121 Blatt 1 Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung des Wassergehaltes durch Ofentrocknung

²⁾ Entwurf in Überarbeitung

³⁾ Der Entwurf Oktober 1964 wurde im Juli 1968 durch einen zweiten Entwurf ersetzt

*) Vornorm

**) es gilt Ausgabe November 1969

- DIN 18 122 Blatt 1 (Vornorm) Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen); Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze
- DIN 18 123 (Vornorm) Baugrund; Untersuchung von Bodenproben, Korngrößenverteilung
- DIN 18 125 Blatt 1 (Vornorm) Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung der Rohdichte, Labormethoden
- DIN 18 137 Blatt 1 Baugrund; Bestimmung der Scherfestigkeit, Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen (z. Z. noch Entwurf)

2. Begriffe

2.1. Arten des Baugrunds

Der Baugrund wird wegen seines unterschiedlichen Verhaltens bei der Belastung durch Bauwerke für die Zwecke dieser Norm in gewachsenen Boden (Lockergestein), in Fels (Festgestein) und in geschütteten Boden unterteilt.

2.1.1. Gewachsener Boden

Ein Boden wird als gewachsen bezeichnet, wenn er durch einen abgeklungenen, erdgeschichtlichen Vorgang entstanden ist. Folgende Hauptgruppen sind zu unterscheiden:

2.1.1.1. Nichtbindige Böden, wie Sand, Kies, Steine und ihre Mischungen, wenn der Gewichtsanteil der Bestandteile mit Korngrößen unter 0,06 mm 15 % und mit Korngrößen unter 0,006 mm 3 % nicht übersteigt.

2.1.1.2. Bindige Böden, wie Tone, tonige Schluffe und Schluffe sowie ihre Mischungen mit nichtbindigen Böden (gemischtkörnige Böden), wenn der Gewichtsanteil der bindigen Bestandteile mit Korngrößen unter 0,06 mm größer als 15 % ist (z. B. sandiger Ton, sandiger Schluff, Lehm, Mergel).

2.1.1.3. Organische Böden, wie Torf oder Faulschlamm und anorganische Böden der in den Abschnitten 2.1.1.1 und 2.1.1.2 genannten Gruppen mit organischen Beimengungen tierischer oder pflanzlicher Herkunft, wenn deren Gewichtsanteil bei nichtbindigen Böden mehr als 3 %, bei bindigen mehr als 5 % beträgt (z. B. humoser Sand, Faulschlamm oder torfhaltiger Sand, organischer Schluff oder Ton, Klei).

2.1.2. Fels

(siehe DIN 4022 Blatt 1, Ausgabe November 1969, Abschnitte 7 und 10)

2.1.3. Geschütteter Boden

Ein Boden wird als geschüttet bezeichnet, wenn er durch Aufschütten oder Aufspülen entstanden ist. Zu unterscheiden sind:

2.1.3.1. Unverdichtete Schüttungen beliebiger Zusammensetzung.

2.1.3.2. Verdichtete Schüttungen aus nichtbindigen oder bindigen Bodenarten oder aus anorganischen Schüttgütern (z. B. Bauschutt, Schlacke, Erzurückstände), wenn die Schüttungen ausreichend verdichtet worden sind (siehe Abschnitt 4.2.3).

2.2. Lasten

Der Baugrund wird durch ständige Lasten und durch Verkehrslasten beansprucht.

Zu den ständigen Lasten zählen u. a. das Eigengewicht des Bauwerks, ständig wirkende Erddrücke, Erdlasten und Wasserdrücke (z. B. auch Strömungsdruck aus Grundwasser-gefälle).

Zu den Verkehrslasten zählen u. a. Lasten nach DIN 1055 Blatt 3 und DIN 1072, wechselnde Erd- und Wasserdrücke und Eisdruck.

Lasten, die durch Veränderungen der Umgebung des Bauwerks, z. B. durch Baumaßnahmen, durch Belastungsänderungen oder durch Grundwassersenkungen entstehen, zählen je nach ihrer Dauer zu den ständigen Lasten oder zu den Verkehrslasten.

Folgende Lastfälle können unterschieden werden, wobei die Wahrscheinlichkeit ihres Auftretens in voller rechnerischer Größe und die Dauer und Häufigkeit ihrer Ursache maßgebend sind:

Lastfall 1: Ständige Lasten und regelmäßig auftretende Verkehrslasten (auch Wind).

Lastfall 2: Außer den Lasten des Lastfalls 1 gleichzeitig, aber nicht regelmäßig auftretende große Verkehrslasten; Belastungen, die nur während der Bauzeit auftreten.

Außerdem in Sonderfällen

Lastfall 3: Außer den Lasten des Lastfalls 2 gleichzeitig mögliche außerplanmäßige Lasten (z. B. durch Ausfall von Betriebs- und Sicherungsvorrichtungen oder bei Belastung infolge von Unfällen).

2.3. Baugrundverhalten

Der Baugrund verformt sich durch die von der Last des Bauwerks hervorgerufenen Kräfte entsprechend seiner Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit. Kleine lotrechte Fundamentlasten verursachen vor allem lotrechte Verschiebungen (Setzungen).

Mit zunehmender Last wird der Boden auch seitlich verdrängt, bis das Fundament schließlich beim Erreichen der Bruchlast im Boden versinkt, wobei es auch seitlich ausweichen kann (Grundbruch).

Im theoretischen Grenzfall des unnachgiebigen Untergrunds dreht sich das Fundament ohne vorausgehende Bodenverformung und Grundbruch um seine Kante, sobald die Resultierende sie überschreitet (Kippen).

Wandert der Punkt, in dem die Resultierende der äußeren Kräfte die Sohle trifft, über den Rand des Kerns (siehe Bild 1) hinaus, so entsteht eine „klaffende Fuge“ und eine rasch anwachsende Sohlspannungsspitze im Druckbereich.

Bei zu starker Neigung der Resultierenden gegen die Lotrechte tritt durch Überwinden des Widerstands zwischen Sohle und Boden Gleiten ein.

2.3.1. Setzungen

Infolge der angreifenden Kräfte entstehen bei ausreichender Grundbruchsicherheit Setzungen überwiegend durch Zusammendrückung der Bodenschichten. Auch waagerechte Kräfte können Setzungen verursachen.

Gleichmäßige Setzungen gefährden die Standsicherheit und Nutzung eines Bauwerks im allgemeinen nicht und führen auch zu keinen Setzungsschäden. Diese können jedoch bei ungleichmäßigen Setzungen von Bauwerksteilen auftreten, die z. B. bei Spannungsüberlagerungen, ferner bei ungleichmäßiger Bodenzusammensetzung, unterschiedlicher Dichte und ungleichmäßiger Schichtenausbildung und ferner bei unregelmäßigen Fundamentformen, unterschiedlichen Gründungstiefen, unterschiedlicher und ausmittiger Belastung im Untergrund zu erwarten sind.

2.3.1.1. Setzungen bei nichtbindigen Böden nach Abschnitt 2.1.1

Das Korngefüge wird je nach der vorhandenen Lagerungsdichte durch Umlagerung der Bodenteilchen zusammengedrückt. Die Setzungen treten deshalb nahezu voll beim Aufbringen der Last, d. h. während der Bauzeit, auf. Sie sind meist kleiner als bei bindigen Böden. Durch dynamische Einflüsse oder durch aufsteigendes Grundwasser kann der durch innere Reibung bedingte Widerstand des Bodens gegen die Kornumlagerung beträchtlich vermindert werden.

2.3.1.2. Setzungen bei bindigen Böden nach Abschnitt 2.1.2

Das Maß der Setzung hängt von der Verformbarkeit des Gefüges ab. Der Verlauf der Setzung wird je nach der Zeit, die für das Verdrängen des Porenwassers erforderlich ist, verzögert (Konsolidierung) und kann je nach Durchlässigkeit des Bodens lange über die Bauzeit hinausreichen.

Dabei tritt ein Porenwasserüberdruck auf, dessen Abklingen bei gleichzeitiger Porenwasserabgabe ein Maß für die Konsolidierung des Bodens ist.

Dynamische Kräfte verursachen in bindigen Böden um so geringere Setzungen, je besser die Konsistenz und je größer die Plastizität des Bodens und die Belastungsgeschwindigkeit sind. Ihr Einfluß auf die Setzungen kann deshalb im allgemeinen außer Betracht bleiben, jedoch nicht der Einfluß der Baugrundelastizität auf die Schwingungen bei Schornsteinen und Türmen.

2.3.2. Grundbruch

Die Grundbruchgefahr wächst mit abnehmender Breite und Einbindetiefe der Fundamente, mit abnehmender Scherfestigkeit des Bodens sowie mit zunehmender Exzentrizität und Neigung der Last. Sie nimmt bei steigendem Grundwasserspiegel und abnehmendem Raumgewicht des Bodens zu.

Die Grundbruchgefahr wird bei bindigen Böden mit hohem Wassersättigungsgrad außerdem dadurch erhöht, daß die Scherfestigkeit bei schneller Belastung der Fundamente infolge des Porenwasserüberdrucks nicht entsprechend der Zunahme der Druckspannungen anwächst.

Bei Bauwerken an einem Geländesprung kann der Grundbruch als Geländebruch eintreten (siehe DIN 4084 Blatt 1, z. Z. noch Entwurf*).

2.3.3. Kippen

Das Kippen von Fundamenten wird durch die Festlegungen über die Ausmittigkeit der Kraft nach Abschnitt 4.1.3.1 und die geforderte Grundbruchsicherheit vermieden, wenn alle Einflüsse zutreffend berücksichtigt sind. Unter diesen Voraussetzungen ist z. B. bei Fundamenten mit geschlossener Sohlfläche, die einen doppelt-symmetrischen Querschnitt hat, kein zusätzlicher Nachweis erforderlich. Die Kippsicherheit des Gesamtbauwerks oder der oberhalb des Fundaments befindlichen Bauteile bleibt davon unberührt.

Bei Baukörpern, bei denen eine relativ kleine Veränderung der Belastung die Exzentrizität der Resultierenden erheblich vergrößern kann, sind besondere Untersuchungen erforderlich.

Bei Baukörpern großer Schlankheit oder mit weit über die Sohlfläche auskragenden Bauteilen kann die ursprünglich vorhandene Kippsicherheit durch eine Schwerpunktverschiebung des Bauwerks infolge ungleichmäßiger Setzung vermindert werden.

2.3.4. Gleiten

Das Bauwerk gleitet, wenn die waagerechte Komponente der in der Sohlfuge angreifenden resultierenden Kraft größer ist als die entgegenwirkende Scherkraft. Die Gleitgefahr wird durch den Erdwiderstand vor dem Bauwerk vermindert.

3. Feststellen der Schichtenfolge und Beschaffenheit des Baugrunds

3.1. Zeitpunkt der Untersuchung

Möglichst vor dem Aufstellen der Baupläne, jedenfalls aber ehe Gründungstiefe, Gründungsart und Abmessungen der Gründungskörper, sowie die Art der aufgehenden Konstruktion endgültig festgelegt werden, muß der Aufbau des Bodens unterhalb der in Aussicht genommenen Gründungssohle, bei Pfahlgründungen auch unterhalb der Pfahlspitzen, ausreichend bekannt sein.

3.2. Art und Umfang der Untersuchungen

Art, Beschaffenheit, Ausdehnung, Lagerung und Mächtigkeit der Bodenschichten sind durch Schürfe, Bohrungen und Sondierungen festzustellen, sofern die örtlichen Erfahrungen keinen ausreichenden Aufschluß geben. Die in Abschnitt 1 genannten Normen DIN 4020, DIN 4021 Blatt 1 (z. Z. noch Entwurf), DIN 4022 Blatt 1, DIN 4023 und DIN 4094 Blatt 1 und Blatt 2 sind hierbei zu beachten, gegebenenfalls auch DIN 18 196 (z. Z. noch Entwurf).

*) Vornorm

3.2.1. Bohrungen und Sondierungen geben eine Übersicht über die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse des Baugeländes. Sie werden zunächst in großen Abständen als Hauptbohrungen ausgeführt. Nach den gewonnenen Ergebnissen werden dann Zusatzbohrungen oder Sondierungen zwischengeschaltet. Das Netz der Bohrungen und Sondierungen soll so eng sein, daß es über Lage, Neigung und Dicke der Schichten des Baugrunds, über ihre Zusammensetzung und über ihre Beschaffenheit und Gleichmäßigkeit Aufschluß gibt. Die Hauptbohrungen sind so tief zu führen, daß eine tragfähige Schicht in ausreichender Dicke (siehe Abschnitt 3.2.2) nachgewiesen wird. Die Zusatzbohrungen oder Sondierungen können abgebrochen werden, wenn sie diese Schicht erreicht haben.

3.2.2. Bohrungen für einzelne Bauwerke sind innerhalb und in nächster Umgebung der Grundfläche des geplanten Bauwerks niederzubringen. Wurden vorher Erkundungsbohrungen durchgeführt, so richten sich Lage, Tiefe und Anzahl nach ihrem Ergebnis, sonst nach Form und Abmessung des Bauwerksgrundrisses, der Last des Bauwerks, seiner Lage zu benachbarten Bauwerken und der Regelmäßigkeit der Bodenschichtung. Der Abstand der Bohrungen sollte nicht größer als 25 m sein. Die Bohrungen sind so tief zu führen, daß alle Schichten erfaßt werden, von denen die Setzungen des Bauwerks oder seiner Teile wesentlich beeinflußt werden können. Sie sind um so tiefer zu führen, je größer die Bauwerkslast und die Empfindlichkeit des Bauwerks gegen Setzungen sind.

In gewachsenem, nicht felsigem Untergrund genügt im allgemeinen eine Tiefe, die — von der Fundamentsohle ab gerechnet — bei Einzelgründungskörpern (auch Streifenfundamente, Fundamente unter Kranbahnen, Kaimauern, Brückenwiderlagern und dergleichen) das Dreifache, bei Plattengründungen das Eineinhalbfache der Sohlbreite, in beiden Fällen aber mindestens 6 m beträgt.

Bei Bauwerken mit mehreren Gründungskörpern, deren Einfluß sich in den tieferen Schichten überlagert, soll die Bohrtiefe — von der Gründungsohle ab gerechnet — gleich der dreifachen größten Breite der Gründungskörper oder gleich der eineinhalbfachen Bauwerksbreite gewählt werden, wobei der ungünstigere Wert maßgebend ist. Außerdem muß die Bohrtiefe bis mindestens 6 m unter Gründungsohle reichen.

3.2.3. Die Bohrungen sind tiefer zu führen und gegebenenfalls auch dichter zu setzen als in den Abschnitten 3.2.1 und 3.2.2 angegeben, wenn die geologischen Verhältnisse es verlangen, vor allem, wenn mit weichen Einlagerungen oder Hohlräumen im tieferen Untergrund gerechnet werden muß.

3.2.4. Bei nachweislich regelmäßigem Schichtenverlauf genügt es, von den notwendigen Bohrungen nur einen Teil bis zu der in Abschnitt 3.2.2 angegebenen Tiefe zu führen. Die übrigen Bohrungen müssen aber mindestens 6 m unter die Gründungsohle geführt werden. Sie können durch Sondierungen ersetzt werden, wenn die vorhandenen Bohrungen eine sichere Deutung der Sondierergebnisse ermöglichen.

3.2.5. Bei Pfahlgründungen sind die Bohrtiefen von der Pfahlfußebene an zu rechnen, wobei die in Abschnitt 3.2.2 genannte Bohrtiefe um etwa ein Drittel verringert werden darf.

3.2.6. Liegen vor Durchführung der Bohr- und Schürfarbeiten eindeutige Angaben über den geologischen Aufbau (Verlauf, Gleichmäßigkeit und Eigenschaften der einzelnen Schichten) vor, dann kann die Anzahl der Bohrungen oder Schürfe, in Einzelfällen auch ihre Tiefe, verringert werden.

3.3. Eintragen der Ergebnisse

Die Lage der Bohrlöcher, Schürfe und Sondierstellen ist nach DIN 4023 im Grundriß einzutragen und auf einen gesicherten Festpunkt, möglichst auf NN, zu beziehen. In den Bohr-

profilen sind auch die Schichtenfolge und Angaben über die Grundwasserverhältnisse einzutragen; der mutmaßliche Verlauf der Schichten bzw. der Grundwasserhorizonte ist jedoch nur bei ganz eindeutigen Verhältnissen in Schnitten darzustellen.

4. Flächengründungen

Flächengründungen können in der Sohlfläche senkrechte, geneigte, mittige und ausmittige Kräfte abtragen, und zwar sowohl bei Flach- als auch bei Tiefgründungen.

Die zulässige Belastung von Flächengründungen ist bei lotrechter Belastung begrenzt durch die für das Bauwerk erträglichen Setzungen bzw. Setzungsunterschiede und durch die Grundbruchsicherheit unter Beachtung der Ausmittigkeit und Neigung der Resultierenden sowie der Belastungsgeschwindigkeit. Bei Schrägbelastung muß außerdem eine ausreichende Sicherheit gegen Gleiten vorhanden sein.

Im Regelfall kann die zulässige Belastung von Flächengründungen mit Hilfe von Tabellenwerten nach Abschnitt 4.2 ermittelt werden, wobei eine Grundbruchberechnung entfällt. Abschnitt 2.3.2, letzter Absatz, ist jedoch zu beachten. Eine Setzungsberechnung wird nur dann erforderlich, wenn der Einfluß benachbarter Fundamente groß wird. Wenn die Voraussetzungen nach Abschnitt 4.2 nicht gegeben sind oder überschritten werden sollen, ist ein genauerer Nachweis nach Abschnitt 4.3 erforderlich.

4.1. Allgemeine Richtlinien

4.1.1. Lage und Ausbildung der Gründungsohle

Die Gründungsohle muß frostfrei liegen, mindestens aber 0,8 m unter Gelände.

Bei kleinen Bauwerken von untergeordneter Bedeutung (z. B. Garagen, einstöckige Schuppen, vorübergehende Bauwerke u. ä.) und geringer Flächenbelastung darf hiervon abgewichen werden.

Der Baugrund muß gegen Auswaschen oder Verringerung seiner Lagerungsdichte durch strömendes Wasser gesichert sein.

Bindiger Boden muß während der Bauzeit gegen Aufweichen und Auffrieren gesichert sein.

4.1.2. Lastannahmen

Beim Entwurf der Gründungskörper und beim Nachweis der zulässigen Sohlspannungen für die unter Abschnitt 2.2 genannten Lasten dürfen die daraus resultierenden Kräfte in einer geradlinig begrenzten Sohlspannungsverteilung dargestellt werden. Bei Gründungsplatten und Gründungsbalken ist DIN 4018 zu beachten.

Bei unmittelbar befahrenen Fundamenten müssen Stoßzahlen und Schwingbeiwerte in die Verkehrslasten eingerechnet werden. Die in DIN 120 Blatt 1 angegebenen Ausgleichszahlen für den Einfluß häufig sich wiederholender Beanspruchung bleiben unberücksichtigt.

Bei der Bestimmung der resultierenden Kraft in der Gründungsohle darf auch die lotrecht wirkende Komponente des aktiven Erddrucks berücksichtigt werden.

Der Erdwiderstand darf nur dann als Reaktionskraft waagerechter Kräfte oder eines Drehmoments herangezogen werden, wenn das Fundament ohne Gefahr eine Verschiebung erfahren kann, die hinreicht, den erforderlichen Erdwiderstand wachzurufen. Der für den Erdwiderstand beanspruchte Boden muß eine mindestens mittlere Lagerungsdichte oder steife Konsistenz haben. Er darf weder vorübergehend noch dauernd entfernt werden, solange die ursächlichen Kräfte wirken.

4.1.3. Standsicherheit

4.1.3.1. Die aus den ständigen Lasten resultierende Kraft muß die Sohlfläche im Kern schneiden, so daß keine klaffende Fuge auftritt.

Die aus der Gesamtlast resultierende Kraft darf in begrenztem Umfang ein Klaffen der Sohlfuge verursachen, und zwar höchstens bis zum Schwerpunkt der Sohlfläche. Bei Fundamenten, deren Grundriß einen rechteckigen oder kreisförmigen Vollquerschnitt hat, muß sie die Sohle innerhalb eines Bereichs schneiden, der durch die Bedingungen

$$a) \text{ für den rechteckigen Vollquerschnitt (siehe Bild 1)} \\ \left(\frac{e_x}{b_x}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_y}\right)^2 = \frac{1}{9}$$

b) für den kreisförmigen Vollquerschnitt

$$\frac{e}{r} = 0,59$$

begrenzt ist. Hierbei sind e_x und e_y die Ausmittigkeiten der Kraft in Richtung der Fundamentachsen x und y , b_x und b_y die dazugehörigen Fundamentbreiten und r der Radius bei kreisförmigen Fundamenten.

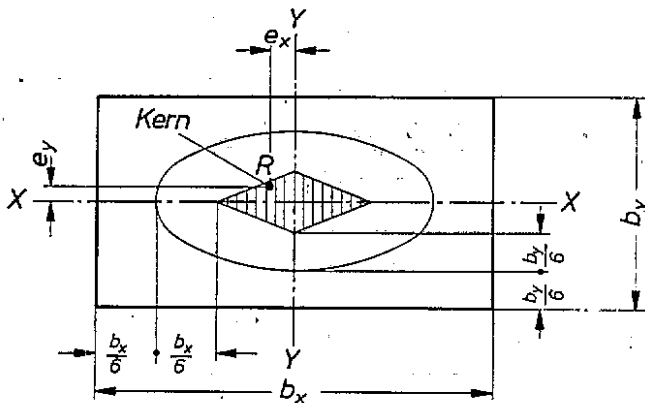


Bild 1. Grundriß eines rechteckigen Fundaments; Bezeichnungen bei zweiachsiger Verkantung

4.1.3.2. Die Grundbruchsicherheit η_p eines Fundaments muß mindestens sein:

Lastfall	1	2	3
η_p	2	1,5	1,3

Bei Ringfundamenten ist die Ringbreite für die Ermittlung der Grundbruchsicherheit maßgebend.

Bei Bauwerken der in Abschnitt 2.3.3, Absatz 3, beschriebenen Art oder mit überwiegend waagerechter Beanspruchung des Gründungskörpers ist nachzuweisen, daß bei einer Schiefstellung des Bauwerks mit $\tan \alpha = 1:20$ für den Lastfall 1 noch $\eta_p = 1,5$, für den Lastfall 2 noch $\eta_p = 1,3$ vorhanden ist.

4.1.3.3. Die Gleitsicherheit η_g eines Fundaments muß mindestens sein:

Lastfall	1	2	3
η_g	1,5	1,35	1,2

Bei Ermittlung der Gleitsicherheit zwischen rauher Fundamentsohle und Untergrund soll als Sohlreibungswinkel der Winkel φ' nach DIN 18 137 Blatt 1 (z. Z. noch Entwurf) eingesetzt werden. Dabei darf die Kohäsion nicht angesetzt werden.

Zum Ansatz des Erdwiderstandes siehe Abschnitte 2.3.4 und 4.1.2.

4.1.3.4. Die Sicherheit η_a eines Gründungskörpers gegen Auftrieb muß mindestens sein:

Lastfall	1	2	3
η_a	1,1	1,1	1,05

Dabei ist vorausgesetzt, daß diese Sicherheit allein auf der Wirkung der Eigengewichte über der Gründungssohle beruht (siehe DIN 1055 Blatt 1, Ausgabe März 1963, Abschnitt 1). Bei Berücksichtigung der seitlichen Bodenreaktion muß in den Lastfällen 1 und 2 eine um 0,3, im Lastfall 3 eine um 0,15 erhöhte Sicherheit nachgewiesen werden.

4.1.3.5. Für die Bemessung der Gründungskörper nach den Abschnitten 4.1.3.1 bis 4.1.3.4 ist jeweils derjenige Lastfall maßgebend, der prozentual die geringste Abweichung von der vorgeschriebenen Mindestsicherheit ergibt.

4.2. Ermittlung der zulässigen Bodenpressung für Regelfälle mit Hilfe von Tabellenwerten

Können die Eigenschaften des Bodens auf Grund von Baugrunderkundungen nach Abschnitt 3 zuverlässig eingeschätzt werden, so dürfen die zulässigen Bodenpressungen nach den Abschnitten 4.2.1 und 4.2.2 bestimmt werden, wenn

- a) die Baugrundverhältnisse mindestens bis in eine Tiefe unter der Gründungssohle annähernd gleichmäßig sind, die der zweifachen Fundamentbreite entspricht;
- b) das Fundament nicht überwiegend oder regelmäßig dynamisch beansprucht wird;
- c) der höchste Wasserspiegel in einer Tiefe unter der Gründungssohle liegt, die bei nichtbindigem Baugrund mindestens gleich der einfachen Fundamentbreite und bei bindigem Baugrund mindestens gleich der doppelten Fundamentbreite ist (siehe jedoch Abschnitt 4.2.1.4 a) und 4.2.2.3).

Ist die Einbindetiefe auf allen Seiten des Gründungskörpers größer als 2 m, so darf die Bodenpressung um die Belastung erhöht werden, die sich aus dem der Mehrtiefe entsprechenden Bodengewicht ergibt. Dabei gilt Abschnitt 4.1.2, letzter Satz, sinngemäß.

Sind die Voraussetzungen a) und b) nicht gegeben, so ist nach Abschnitt 4.3 zu verfahren, sofern es sich nicht um Fels handelt.

4.2.1. Zulässige mittlere Bodenpressung bei nichtbindigem Baugrund

Die Angaben gelten für nichtbindigen Boden nach Abschnitt 2.1.1.1, der mindestens mitteldicht gelagert ist.

Anmerkung: Die Entscheidung hierüber ist nach örtlicher Erfahrung, durch Sondierung oder durch den Nachweis zu treffen, daß die Lagerungsdichte ist:

$$D = \frac{n_0 - n}{n_0 - n_d} \begin{cases} > 0,3 \text{ bei gleichförmigem Boden mit } U < 3 \\ > 0,45 \text{ bei ungleichförmigem Boden mit } U \geq 3 \end{cases}$$

Hierin bedeuten:

n vorhandenes Porenvolumen

n_0 im Versuch ermitteltes größtmögliches Porenvolumen

n_d im Versuch ermitteltes kleinstmögliches Porenvolumen

U Ungleichförmigkeitsgrad

Bestehen Zweifel an einer ausreichenden Lagerungsdichte des Bodens, so ist sie durch Verdichten so weit zu verbessern, daß die Voraussetzung $D > 0,3$ bzw. $D > 0,45$ erfüllt ist. Anderenfalls ist die zulässige Bodenpressung nach Abschnitt 4.3 zu bestimmen.

Die Werte der Tabellen 1 und 2 gelten ferner nur für Fundamente mit lotrechter Beanspruchung (siehe jedoch Abschnitt 4.2.1.4 b)).

4.2.1.1. Zulässige mittlere Bodenpressung für setzungsempfindliche Bauwerke (siehe Tabelle 1)

Bei Bauwerken, deren Fundamente sich nicht unabhängig voneinander setzen können, sondern die in ihrem Setzungsverhalten durch den Überbau wechselseitig beeinflusst werden (statisch unbestimmt gelagerte Konstruktionen, z. B. Wohn- und Geschäftshäuser), oder bei denen ungleichmäßige Setzungen schädlich sind oder die Nutzung beeinträchtigen, sind für Streifenfundamente die zulässigen mittleren Bodenpressungen nach Tabelle 1 zu verwenden.

Tabelle 1. Nichtbindiger Baugrund und setzungsempfindliches Bauwerk

Einbindetiefe m ⁴⁾	Zulässige mittlere Bodenpressung in kp/cm ²					
	bei Streifenfundamenten mit Breiten von					
	0,5 m	1 m	1,5 m	2 m	2,5 m	3 m
0,5	2	3	3,3	2,8	2,5	2,2
1	2,7	3,7	3,6	3,1	2,7	2,4
1,5	3,4	4,4	3,9	3,4	2,9	2,6
2	4	5	4,2	3,6	3,1	2,8
bei kleinen Bauwerken (siehe Abschnitt 4.1.1 Absatz 1)	1,5 (von Breiten ab 0,2 m und Gründungstiefen ab 0,3 m)					

Zwischenwerte dürfen in der Tabelle geradlinig eingeschaltet werden.

Die angegebenen Bodenpressungen können zu Setzungen führen, die bei Fundamentbreiten bis 1,5 m ein Maß von etwa 1 cm, bei breiteren Fundamenten ein Maß von etwa 2 cm nicht übersteigen. Bei wesentlicher gegenseitiger Beeinflussung benachbarter Fundamente können sich die Werte für die Setzungen erhöhen.

Bei Fundamentbreiten zwischen 3 und 5 m müssen die Werte in der letzten Spalte der Tabelle 1 um 10% je Meter zusätzlicher Fundamentbreite vermindert werden, falls solche Fundamente überschläglich mit Hilfe von Werten nach der Tabelle bemessen werden. Bei noch größeren Breiten ist nach Abschnitt 4.3 vorzugehen.

4.2.1.2. Zulässige mittlere Bodenpressung für setzungsunempfindliche Bauwerke (siehe Tabelle 2)

Die Werte nach Tabelle 2 dürfen für Streifenfundamente verwendet werden, deren Setzung für die Konstruktion des Bauwerks unschädlich ist.

Tabelle 2. Nichtbindiger Baugrund und setzungsunempfindliches Bauwerk

Einbindetiefe m	Zulässige mittlere Bodenpressung in kp/cm ² bei Streifenfundamenten mit Breiten von			
	0,5 m	1 m	1,5 m	2 m
0,5	2	3	4	5
1	2,7	3,7	4,7	5,7
1,5	3,4	4,4	5,4	6,4
2	4	5	6	7
bei kleinen Bauwerken (siehe Abschnitt 4.1.1, Absatz 1)	1,5 (von Breiten ab 0,2 m und Gründungstiefen ab 0,3 m)			

Zwischenwerte dürfen geradlinig eingeschaltet werden. Die Werte für die Fundamentbreite 2 m dürfen auch bei größeren Breiten angewendet werden.

Die genannten Bodenpressungen können bei Fundamentbreiten bis 1,5 m zu Setzungen bis zu etwa 2 cm, bei breiteren Fundamenten zu wesentlich größeren Setzungen führen. Bei wesentlicher gegenseitiger Beeinflussung benachbarter Fundamente können sich die Werte für die Setzungen erhöhen.

4.2.1.3. Erhöhung der Tabellenwerte

Die folgenden Erhöhungen der zulässigen mittleren Bodenpressungen beziehen sich stets nur auf die Werte in den Tabellen 1 und 2 und sind zu addieren:

4) Siehe Abschnitt 4.1.1

a) Für die Kanten- bzw. Eckpressungen dürfen die in den Tabellen 1 und 2 angegebenen Werte um höchstens 30% erhöht werden; dabei darf die Bodenpressung im Schwerpunkt der gedrückten Fläche den Tabellenwert nicht überschreiten.

Die bei Ausnutzung dieser Werte mögliche Verkantung des Fundaments darf die Nutzung des Bauwerks nicht beeinträchtigen.

b) Bei Rechteckfundamenten mit einem Seitenverhältnis unter 2 und bei Kreisfundamenten dürfen die Werte der Tabellen 1 und 2 um 20% erhöht werden.

c) Die in den Tabellen 1 und 2 angegebenen Werte dürfen bis zu 50% erhöht werden, wenn durch Untersuchungen eine dichte Lagerung des Bodens bis in eine Tiefe entsprechend der doppelten Länge der kleineren Fundamentseite, jedoch nicht weniger als 2 m unter der Gründungssohle, einwandfrei und in angemessenem Umfang nachgewiesen wird.

Anmerkung: Die Entscheidung hierüber erfolgt durch Sondierungen oder durch den Nachweis an ungestörten Proben, daß die Lagerungsdichte

$D \geq 0,5$ bei gleichförmigem Boden mit $U < 3$

$D \geq 0,75$ bei ungleichförmigem Boden mit $U \geq 3$ ist:

d) Die Erhöhungen der Tabellenwerte sind für die kleinen Bauwerke nach Abschnitt 4.1.1 nicht zulässig.

4.2.1.4. Herabsetzung der Tabellenwerte

Die folgenden Herabsetzungen der mittleren zulässigen Bodenpressungen beziehen sich stets nur auf die Werte in den Tabellen 1 und 2 und sind zu subtrahieren:

a) Ist der Abstand d zwischen höchstem Wasserspiegel und Gründungssohle kleiner als die maßgebende Fundamentbreite b , dann sind die Werte der Tabelle 2 zu verringern, und zwar um 40%, wenn der höchste Wasserspiegel das Fundament berührt ($d = 0$). Zwischenwerte (d/b zwischen 0 und 1) sind geradlinig einzuschalten.

Die Werte nach Tabelle 1 dürfen unverändert verwendet werden, solange sie nicht größer sind als die herabgesetzten Werte der Tabelle 2. Anderenfalls sind letztere maßgebend.

b) Wirken auf einen Gründungskörper außer lotrechten Kräften V auch waagerechte Kräfte H ein, so sind die Werte in den Tabellen 1 und 2 im Verhältnis $\left(1 - \frac{H}{V}\right)$ zu verringern.

4.2.2. Zulässige mittlere Bodenpressung bei bindigem Baugrund

Die Werte in den Tabellen 3 bis 6 gelten für Streifenfundamente auf einem bindigen Boden von steifem, halbfestem oder festem Zustand, der durch die Baumaßnahmen nicht beeinträchtigt werden darf. Wegen der Zustandsform (Konsistenz) siehe DIN 4022 Blatt 1, Ausgabe November 1969, Abschnitt 9, „Verfahren zum Erkennen des Bodenzustands (Konsistenzversuch)“.

Anmerkung: Die Zustandsform eines bindigen Bodens kann im Feldversuch wie folgt ermittelt werden (siehe DIN 4022 Blatt 1, Ausgabe November 1969, Abschnitt 9):

a) *Breig* ist ein Boden, der beim Pressen in der Faust zwischen den Fingern hindurchquillt.

b) *Weich* ist ein Boden, der sich leicht kneten läßt.

c) *Steif* ist ein Boden, der sich schwer kneten, aber in der Hand zu 3 mm dicken Röllchen ausrollen läßt, ohne zu reißen oder zu zerbröckeln.

d) *Halbfest* ist ein Boden, der beim Versuch, ihn zu 3 mm dicken Röllchen auszurollen, zwar bröckelt und reißt, aber doch noch feucht genug ist, um ihn erneut zu einem Klumpen formen zu können.

c) *Fest (hart)* ist ein Boden, der ausgetrocknet ist und dann meist heller aussieht. Er läßt sich nicht mehr kneten, sondern nur zerbrechen. Ein nochmaliges Zusammenballen der Einzelteile ist nicht mehr möglich.

Bei einem Untergrund von steifer Konsistenz setzt die Anwendung der Tabellenwerte voraus, daß die Fundamentbelastung nur allmählich wächst. Wird das Fundament innerhalb sehr kurzer Zeit voll belastet oder ist die Konsistenz des Baugrunds weicher als steif, so ist die zulässige Bodenpressung nach Abschnitt 4.3 und unter Berücksichtigung des auftretenden Porenwasserüberdrucks zu bestimmen. Für breite und weiche bindige Böden können hier keine allgemeinverbindlichen Werte angegeben werden.

Die Werte in den Tabellen 3 bis 6 sind ferner nicht auf Bodenarten anwendbar, bei denen — wie z. B. bei einem Löß — ein plötzlicher Zusammenbruch des Korngerüsts zu befürchten ist.

Die Bodenarten können, z. B. um den Anteil an Sand, Schluff und Ton eines Bodens abzuschätzen, nach DIN 4022 Blatt 1, Ausgabe November 1969, Abschnitt 7.2.4 und 7.2.5, durch einfache Feldversuche eingeordnet werden.

4.2.2.1. Zulässige mittlere Bodenpressung für häufig vorkommende bindige Bodenarten

Die in den Tabellen 3 bis 6 angegebenen Bodenpressungen können zu Fundamentsetzungen führen, die in folgender Größenordnung liegen; bei (siehe hierzu Abschnitt 2.3.1):

reinem Schluff (siehe Tabelle 3):	2 cm
gemischtkörnigem Boden (siehe Tabelle 4):	3 cm
tonigem Schluff (siehe Tabelle 5):	4 cm
Ton (siehe Tabelle 6):	4 cm

Bei wesentlicher gegenseitiger Beeinflussung benachbarter Fundamente können sich die Werte für die Setzungen erhöhen.

Bei Fundamentbreiten zwischen 2 und 5 m müssen die Werte der Tabellen 3 bis 6 um etwa 10 % je Meter zusätzlicher Fundamentbreite vermindert werden, falls solche Fundamente überschlägig mit Hilfe von Werten nach den Tabellen 3 bis 6 bemessen werden.

Tabelle 3. Reiner Schluff

Einbindetiefe m	Zulässige mittlere Bodenpressung in kp/cm ² bei Streifenfundamenten mit Breiten von 0,5 bis 2 m und steifer bis halbfester Konsistenz
0,5	1,3
1	1,8
1,5	2,2
2	2,5

Tabelle 4. Gemischtkörniger Boden, der Korngrößen vom Ton- bis in den Sand-, Kies- oder Steinbereich enthält (z. B. Sand- oder Geschiebemergel, Geschiebelehm)

Einbindetiefe m	Zulässige mittlere Bodenpressung in kp/cm ² bei Streifenfundamenten mit Breiten von 0,5 bis 2 m und einer Konsistenz		
	steif	halbfest	fest
0,5	1,5	2,2	3,3
1	1,8	2,8	3,8
1,5	2,2	3,3	4,4
2	2,5	3,7	5

Tabelle 5. Toniger Schluff

Einbindetiefe m	Zulässige mittlere Bodenpressung in kp/cm ² bei Streifenfundamenten mit Breiten von 0,5 bis 2 m und einer Konsistenz		
	steif	halbfest	fest
0,5	1,2	1,7	2,8
1	1,4	2,1	3,2
1,5	1,6	2,5	3,6
2	1,8	2,8	4

Tabelle 6. Ton

Einbindetiefe m	Zulässige mittlere Bodenpressung in kp/cm ² bei Streifenfundamenten mit Breiten von 0,5 bis 2 m und einer Konsistenz		
	steif	halbfest	fest
0,5	0,9	1,4	2
1	1,1	1,8	2,4
1,5	1,3	2,1	2,7
2	1,5	2,3	3

Die in Abhängigkeit von der Einbindetiefe genannten Werte in den Tabellen 3 bis 6 können für andere Einbindetiefen durch geradlinig eingeschaltete Zwischenwerte ergänzt werden.

In Ergänzung zu den Tabellen 3 bis 6 darf für kleinere Bauten (siehe Abschnitt 4.1.1) bei Streifenfundamenten mit Breiten von $b \geq 0,2$ m und Einbindetiefen $t \geq 0,5$ m mit einer zulässigen mittleren Bodenpressung von $0,8 \text{ kp/cm}^2$ gerechnet werden.

4.2.2.2. Erhöhung der Tabellenwerte

Die folgenden Erhöhungen der zulässigen Bodenpressungen beziehen sich stets nur auf die Werte in den Tabellen und sind zu addieren:

a) Für die Kanten- bzw. Eckpressungen dürfen die in den Tabellen 3 bis 6 angegebenen Werte um höchstens 30 % erhöht werden; dabei darf die Bodenpressung im Schwerpunkt der gedrückten Fläche den Tabellenwert nicht überschreiten.

Die bei Ausnutzung dieser Werte mögliche Verkantung des Fundaments darf die Nutzung des Bauwerks nicht beeinträchtigen.

b) Bei Rechteckfundamenten mit einem Seitenverhältnis unter 2 und bei Kreisfundamenten dürfen die Werte der Tabellen 3 bis 6 um 20 % erhöht werden.

4.2.2.3. Herabsetzung der Tabellenwerte

Ist der Abstand d zwischen höchstem Wasserspiegel und Gründungssohle kleiner als die doppelte maßgebende Fundamentbreite b ($d < 2b$), so sind für den Fall, daß der höchste Wasserspiegel das Fundament berührt ($d = 0$), die Werte der Tabellen 3 und 4 um 25 %, die der Tabellen 5 und 6 um 15 % herabzusetzen. Zwischenwerte (d/b zwischen 0 und 2) sind geradlinig einzuschalten.

4.2.3. Zulässige mittlere Bodenpressung bei Schüttungen

Erfüllen Schüttungen nach Abschnitt 2.1.3.2 die in den Abschnitten 4.2.1 bzw. 4.2.2 genannten Voraussetzungen und ist für die bindigen Böden eine einfache Proctordichte von 100 % vorhanden, so dürfen die Werte nach den Tabellen 1 bis 6 bei der Bemessung der auf ihnen zu gründenden Fundamente verwendet werden. Das gilt auch bei einem Gehalt an organischen Stoffen, der die in Abschnitt 2.1.1.3 genannten Anteile von 3 bzw. 5 % nicht überschreitet.

4.2.4. Zulässige Bodenpressungen bei Flächengründungen auf Fels

Besteht der Baugrund aus gleichförmigem beständigem Fels in ausreichender Mächtigkeit, so dürfen die Bodenpressungen bei Flächengründungen die in Tabelle 7 angegebenen Werte erreichen, sofern das Gestein die dort angegebenen Eigenschaften aufweist, eine einwandfreie Ableitung der Lasten in tiefere Schichten gewährleistet ist und eine Verschlechterung der Felseigenschaften infolge von Baumaßnahmen ausgeschlossen ist.

Tabelle 7. Fels

Lagerungszustand	Zulässige Bodenpressungen in kp/cm^2 bei Flächengründungen und dem Zustand des Gesteins	
	nicht brüchig, nicht oder nur wenig angewittert	brüchig oder mit deutlichen Verwitterungsspuren
Fels in gleichmäßig festem Verband	40	15
Fels in wechselnder Schichtung oder klüftig	20	10

Zwischenwerte dürfen entsprechend den örtlichen Erfahrungen eingeschaltet werden.

Die zulässigen Bodenpressungen sind im Einvernehmen mit einem sachverständigen Institut festzulegen, wenn

- die Einstufung des Baugrunds als Fels unklar ist;
- geologisch unübersichtliche Verhältnisse vorliegen;
- der Fels stark gestört ist;
- an Hängen die Neigung der Gebirgsschichtung und -klüftung nur wenig von der des Geländes abweicht;
- die Felsoberfläche mehr als 30° geneigt ist;
- höhere Bodenpressungen als in der Tabelle 7 angegeben zugrundegelegt werden sollen.

Ein sachverständiges Institut ist auch immer dann hinzuzuziehen, wenn die Gefahr eines Grundbruchs nicht ausgeschlossen werden kann, z. B. bei Gründungen an Felskanten.

4.3. Ermittlung der zulässigen Bodenpressung durch Setzungs- und Grundbruchuntersuchungen

Die in den Tabellen 1 bis 6 als zulässig angegebenen Werte dürfen überschritten werden, wenn die zu erwartenden Setzungen unschädlich sind und die Standsicherheit des Bauwerks rechnerisch nachgewiesen wird. Der gleiche Nachweis ist zu führen, wenn der Baugrund die in Abschnitt 4.2 genannten Bedingungen nicht erfüllt.

4.3.1. Ermittlung der Setzungen

Für den Nachweis der Setzungen wird auf die Empfehlungen in DIN 4019 Blatt 1 und Blatt 2 verwiesen. Mit Rücksicht auf die in Abschnitt 2.3.1.2 erwähnte geringe Bedeutung kurzzeitig wirkender Kräfte genügt es, bei bindigem Baugrund nur die ständigen und die wahrscheinlich langfristig wirkenden Verkehrslasten bei der Ermittlung der Kräfte anzusetzen. Ferner sind die Bodenspannungen aus benachbarten Fundamenten, Bauwerken oder Schüttungen unter Umständen bei der Setzungsberechnung mit zu berücksichtigen.

4.3.2. Ermittlung der Grundbruchsicherheit

Für die Ermittlung der Grundbruchsicherheit bei Flachgründungen wird auf die Empfehlungen in DIN 4017 Blatt 1 (Vornorm) und DIN 4017 Blatt 2 (z. Z. noch Entwurf) verwiesen, für den Nachweis der Geländebruchsicherheit auf DIN 4084 Blatt 1 (z. Z. noch Entwurf). Bei Flächengründungen mit großer Einbindetiefe (z. B. Brunnengründungen) braucht die Grundbruchsicherheit in der Regel nicht nachgewiesen zu werden.

Aussparungen innerhalb der Sohlfläche brauchen nicht berücksichtigt zu werden, wenn ein Ausweichen des Bodens in die Aussparung hinein ausgeschlossen werden kann.

4.3.3. Probebelastungen

Probebelastungen zur Bestimmung der Steifzahl des Bodens dürfen nur im Zusammenhang mit der Bodenuntersuchung nach Abschnitt 3 vorgenommen werden. DIN 4020 ist zu beachten. Größe und zeitlicher Verlauf der Setzungen sind bei Be- und Entlastung festzustellen. Das Abklingen der Setzung muß bei jeder Laststufe abgewartet werden.

Bei der Auswertung werden die Steifzahlen aus den gemessenen Setzungen errechnet. Da Probebelastungen wegen ihrer geringen Tiefenwirkung in der Regel nur Aufschluß über das Verhalten der oberen Bodenschicht geben, ist ein unmittelbarer Rückschluß von den bei der Probebelastung gemessenen Setzungen auf die Bauwerkssetzungen unzulässig. Ebenso lassen sich Probebelastungen nur dann für Setzungsberechnungen heranziehen, wenn an Hand der Bohrergebnisse gewährleistet ist, daß sich die setzungsempfindlichste Schicht des Bodenprofils an der Oberfläche befindet.

Bei kleinen Lastflächen ist auf ein seitliches Ausweichen des Bodens zu achten.

4.3.4. Setzungsbeobachtungen

Aus den Ergebnissen von Setzungsmessungen nach DIN 4107 (z. Z. noch Entwurf) an benachbarten, bereits fertiggestellten Bauten lassen sich bei gleicher Bodenbeschaffenheit Schlüsse auf das Setzungsverhalten des Baugrunds und das ungefähre Maß der voraussichtlichen Setzungen ziehen. Durch Auswertung von Setzungsmessungen, die zu verschiedenen Zeitpunkten während der Errichtung solcher Bauwerke vorgenommen wurden, und an Hand der vorhandenen Bohrergebnisse kann auch die mittlere Steifzahl für die von der zusätzlichen Kraft beanspruchten Bodenschichten des — unter Umständen ungleichmäßig zusammengesetzten — Baugrunds berechnet werden. Dazu müssen aber die tatsächlichen (also nicht nur die in der statischen Berechnung angesetzten) Bauwerkslasten und gegebenenfalls ihre Einwirkungsdauer bekannt sein. Diese Steifzahl kann dann zur Berechnung der voraussichtlichen Setzung des zu errichtenden Gebäudes unter Berücksichtigung seiner Tiefenwirkung dienen.

5. Pfahlgründungen

5.1. Begriffe

5.1.1. Arten der Pfahlgründung

Stehende Pfahlgründungen sind Pfahlgründungen, bei denen die Bauwerkslasten durch die Pfähle auf tiefer liegende, tragfähige Bodenschichten übertragen werden.

Schwimmende (schwebende) Pfahlgründungen sind Pfahlgründungen, bei denen die Bauwerkslast nicht unmittelbar auf den tiefer liegenden tragfähigen Baugrund, sondern auf stark zusammengedrückbare Schichten übertragen wird.

5.1.2. Pfahlarten

5.1.2.1. Nach der Art des Einbaus und Herstellungsverfahrens unterscheidet man:

Fertigpfähle. Sie werden in ihrer ganzen Länge oder in Teillängen vorgefertigt bzw. geliefert und in den Untergrund gerammt, gespült, gerüttelt, gepreßt, geschraubt oder in vorbereitete Bohrlöcher eingestellt. (Ramppfähle siehe DIN 4026.)

Ortspfähle. Sie werden an Ort und Stelle in einem im Untergrund vorbereiteten Hohlraum hergestellt. Je nach der Art, das Vortreibrohr niederzubringen, gibt es z. B. Bohrpfähle (siehe DIN 4014), Ortramppfähle, Preßrohrpfähle und Rüttelpfähle.

Mischgründungspfähle. Sie werden aus vorgefertigten und örtlich hergestellten Teilen zusammengesetzt.

5.1.2.2. Nach der Art, wie die Pfahllasten in den Baugrund eingeleitet werden, unterscheidet man:

Spitzendruckpfähle. Sie übertragen die Pfahllast vorwiegend durch den Druck der Pfahlspitze auf den Baugrund, während die Mantelreibung keine wesentliche Rolle spielt.

Reibungspfähle. Sie übertragen die Bauwerkslast vorwiegend durch die Mantelreibung am Pfahlumfang auf die tragfähigen Schichten.

5.1.2.3. Nach der Art des Pfahlbaustoffs unterscheidet man Beton-, Stahlbeton-, Spannbeton-, Stahl- und Holzpfähle.

5.1.2.4. Nach der Formgebung unterscheidet man Pfähle mit wechselnder Schaft- und Fußausbildung.

5.1.2.5. Nach der Art der Beanspruchung unterscheidet man axial, auf Biegung oder auf beide Arten beanspruchte Pfähle.

5.1.2.6. Nach der Wirkung auf den umgebenden Boden unterscheidet man Pfähle, bei denen der Boden durch den Arbeitsvorgang entweder verdichtet, verdrängt oder aufgelockert werden kann.

Anmerkung: Verdichtungspfähle, die lockeren, verdichtungsfähigen Baugrund verdichten sollen, gehören nicht zu den hier behandelten Pfahlgründungen.

5.2. Allgemeine Richtlinien für den Entwurf von Pfahlgründungen

5.2.1. Pfahlgründungen sind im allgemeinen so zu bemessen, daß die Kräfte aus dem Bauwerk allein durch die Pfähle auf den Baugrund übertragen werden.

Wesentliche waagerechte Kraftanteile können außer durch Schrägstellung der Pfähle (Schrägpfähle, Pfahlblöcke) auch durch flachliegende Verankerungskonstruktionen, z. B. Ankerpfähle, Ankerplatten oder Ankerwände sowie in Sonderfällen durch biegesteife Ausbildung der Pfähle aufgenommen werden. Die möglichen waagerechten Verschiebungswege sind dabei zu berücksichtigen.

5.2.2. Bei der Ermittlung der auf die einzelnen Pfähle eines statisch unbestimmten Pfahlrosts wirkenden Kräfte ist der Einfluß der Formänderungen der Pfähle und des Baugrunds zu berücksichtigen. In einfachen Fällen dürfen auch geeignete Näherungsverfahren angewendet werden. Wenn möglich, sollten jedoch statisch bestimmte Pfahlsysteme vorgezogen werden.

5.2.3. Bei Pfahlgruppen darf die Summe der Druckkräfte den Baugrund im Mittel nicht höher beanspruchen, als es für eine Flächengründung in der für die Aufnahme der Druckkräfte maßgebenden Tiefe zulässig wäre. Die für den Vergleich zugrunde zu legende Fläche ist durch eine Linie zu umgrenzen, die im halben Pfahlabstand außerhalb der Randpfähle verläuft. Schrägpfähle werden dabei nur insoweit mit einbezogen, als ihre Spitzen nicht weiter von den Spitzen der lotrechten Randpfähle nach außen hin entfernt sind, als dem mittleren Abstand der Lotpfähle entspricht.

Die Tragfähigkeit des Baugrunds unter den Pfahlspitzen ist hierbei nach den in Abschnitten 3 und 4 gegebenen Richtlinien zu beurteilen.

5.2.4. Schwimmende Pfahlgründungen sind nach Möglichkeit zu vermeiden; oft ist es zweckmäßig, sie durch Flächengründungen zu ersetzen. Sie können angewendet werden, wenn die nachgiebigen Schichten mit zunehmender Tiefe allmählich fester, d. h. weniger zusammendrückbar werden, so daß geringere Setzungen zu erwarten sind als bei einer Flächengründung.

5.2.5. Gründungspfähle sollen überwiegend in Richtung ihrer Achse beansprucht werden. Die Überleitung der Kräfte vom Bauwerk in die Pfähle ist nachzuweisen. Die Anschlüsse sind sorgfältig auszubilden.

5.2.6. Die Dicke der Gründungspfähle herkömmlicher Bauart ist von ihrer Länge und von der gewünschten Tragfähigkeit, der Pfahlbauart und dem Einbringungsverfahren abhängig. Derartige Druckpfähle sollen mindestens 20 cm dick sein.

5.2.7. Die Pfähle müssen ausreichend tief im tragfähigen Boden stehen, z. B. bei mitteldicht oder dicht gelagerten Kies- und Sandböden im allgemeinen etwa 3 m, sofern nicht aus anderen Gründen eine größere Einbindelänge erforderlich oder in sehr dichten oder festen Böden eine kleinere Einbindelänge ausreichend oder empfehlenswert ist.

Eine möglichst gleichmäßige Gründungstiefe ist anzustreben. Ist eine Tiefenstaffelung benachbarter Pfähle nicht zu vermeiden, so sollen die tieferen Pfähle vor den flacheren Pfählen eingebracht werden.

5.2.8. Gleichgerichtete Pfähle müssen einen Achsabstand haben, der so groß ist, daß beim Einbringen keine schädlichen Rückwirkungen auf benachbarte Pfähle auftreten können. Bei gespreizten Pfählen gilt diese Regel sinngemäß (siehe DIN 4014 und DIN 4026).

5.2.9. Innerhalb einer Pfahlgründung sind für die gleiche statische Aufgabe (z. B. Übertragung von Druck- oder Zugkräften) Pfähle zu verwenden, die auf Grund ihres Herstellungsverfahrens, ihrer Länge und ihres Pfahlbaustoffs annähernd die gleichen Verformungs- und Setzeigenschaften aufweisen. Dies gilt besonders bei statisch unbestimmten Pfahlsystemen.

5.2.10. Frei stehende Pfähle sind auf Knicksicherheit zu untersuchen, wobei darauf zu achten ist, daß Knicklängen und Auflagerbedingungen richtig angenommen werden. Selbst breiige Bodenschichten verhindern das Ausknicken.

5.3. Maßgebende Einflüsse auf die Tragfähigkeit der Pfähle

Die Tragfähigkeit eines Pfahls hängt ab von den Bodenarten und ihren Eigenschaften, den Grundwasserverhältnissen, der Einbindelänge in die tragfähigen Schichten, der Mächtigkeit der Deckschichten, der Pfahl-Form und -Querschnittsfläche, dem Pfahlbaustoff, der Beschaffenheit der Mantelfläche und der Ausbildung des Pfahlfußes, der Pfahlstellung und dem Pfahlabstand sowie der Einbringungsart. Außerdem sind die Einflüsse der Zeit, der negativen Mantelreibung, der seitlichen Flächenbelastung und der dynamischen Beanspruchung gegebenenfalls zu beachten.

5.3.1. Einfluß der Zeit

Die Tragfähigkeit gerammter Pfähle, bei denen die Mantelreibung einen entscheidenden Anteil am Tragvermögen hat, kann besonders in feinsandigen, schluffigen und tonigen Böden noch längere Zeit nach dem Rammen anwachsen.

5.3.2. Negative Mantelreibung

Ein Pfahl kann durch negative Mantelreibung zusätzlich beansprucht werden, wenn sich die oberen Bodenschichten setzen. Die Auswirkung negativer Mantelreibung auf das Bauwerk kann durch entsprechende Ausbildung der Pfähle und durch Wahl größerer Pfahlabstände verringert werden.

5.3.3. Einfluß seitlicher Flächenbelastung

Wird neben einer Pfahlgründung auf einer weichen Bodenschicht oberhalb des tragfähigen Baugrunds eine ausgedehnte Flächenbelastung (etwa in Form einer Aufschüttung) ungleichmäßig aufgebracht, können waagerechte Bewegungen des weichen Bodens ausgelöst werden. Die Pfähle werden dabei zusätzlich auf Biegung beansprucht.

5.3.4. Einfluß von dynamischen Beanspruchungen

Nennenswerte Schwingungen oder Erschütterungen können eine Abnahme der Pfahltragfähigkeit bzw. Zunahme der Setzungen bewirken.

5.4. Zulässige Belastung von Pfählen aus Probebelastungen

Probebelastungen von Druckpfählen sind, falls keine vergleichbaren Belastungsergebnisse vorliegen, immer dann durchzuführen, wenn

- die Pfähle höher belastet werden sollen, als es die Bestimmungen über die zulässige Belastung von Ramm-
pfählen (nach DIN 4026) oder von Bohrpfählen (nach
DIN 4014) zulassen;
- der tragfähige Baugrund nicht mindestens durch aus-
reichend dicht gelagerte nichtbindige oder annähernd
halfeste bindige Böden in ausreichender Mächtigkeit
gebildet wird;
- beim Einbringen der Pfähle in der vorgesehenen Grün-
dungstiefe Zweifel an deren Belastbarkeit auftauchen.

Die Tragfähigkeit von Zugpfählen und Ankerpfählen ist — abgesehen von Fällen geringfügiger Beanspruchung — immer durch Probebelastungen nachzuweisen (nach DIN 4014, Ausgabe November 1969, Abschnitt 11.8 und nach DIN 4026, Ausgabe Juli 1968, Abschnitt 9.1). Eine Ausnahme bilden gerammte Zugpfähle nach DIN 4026, Ausgabe Juli 1968, Abschnitt 9.1.2.

5.4.1. Kriterien zur Festlegung der zulässigen Belastung

Bei der Ermittlung der zulässigen Belastung durch eine Probebelastung sind die nachfolgenden Bedingungen zu berücksichtigen, wobei die zulässige Belastung nach dem ungünstigsten Kriterium festzulegen ist.

5.4.1.1. Die Sicherheit eines Pfahls wird auf die Grenzlast Q_g bezogen. Die Grenzlast ist die Last, unter der ein Druckpfahl bei einer Probebelastung merkbar versinkt bzw. ein Zugpfahl sich merkbar hebt. In der Last-Setzungs- bzw. -Hebungslinie bezeichnet die Grenzlast diejenige Stelle, bei welcher der flache Ast nach einem Übergangsbereich mit zunehmend größer werdenden Setzungen bzw. Hebungen in den steil abfallenden Ast übergeht (siehe Bild 2).

Gibt der Verlauf der Last-Setzungslinie keinen eindeutigen Aufschluß über die Lage der Grenzlast Q_g , so kann als Grenzlast bei Bohrpfählen die Last bei einer Gesamtsetzung s von rund 2 cm (siehe DIN 4014 Beiblatt, Ausgabe November 1969, Erläuterungen zu Abschnitt 11.5), bei Ramm-
pfählen die Last bei einer bleibenden Setzung s_{bl} von 0,025 des Pfahldurchmessers d in cm (siehe DIN 4026, Ausgabe Juli 1968, Abschnitt 9.4.2) festgelegt werden.

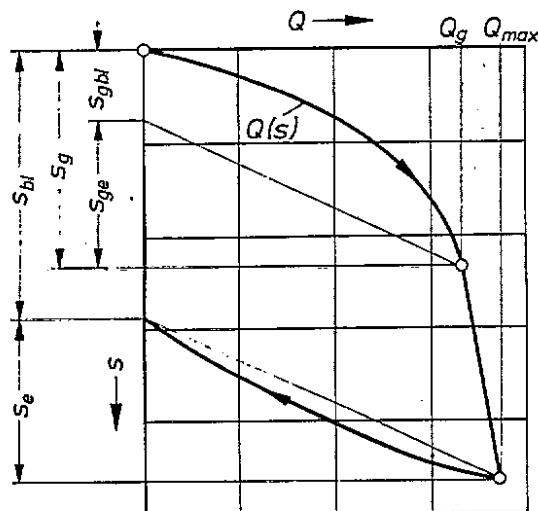


Bild 2. Last-Setzungsdiagramm;
Grenzlast Q_g und erreichte höchste Last Q_{max}

Wird die Probebelastung nach einiger Zeit wiederholt und ergibt dann eine höhere Grenzlast, so gilt diese. Kann bei einem Versuch die Grenzlast nicht erreicht werden, so gilt die aufgebrauchte höchste Last Q_{max} als Grenzlast.

5.4.1.2. Die zulässige Pfahlbelastung ergibt sich, indem die Grenzlast Q_g durch die Sicherheit η (nach Abschnitt 5.4.2) dividiert wird.

5.4.1.3. Die nach Abschnitt 5.4.1.2 ermittelte zulässige Pfahlbelastung darf nicht zu einer Setzung (bzw. Hebung) oder zu Setzungsunterschieden führen, die die Konstruktion oder die Nutzung des Bauwerks beeinträchtigen.

5.4.1.4. Die nach Abschnitt 5.4.1.2 ermittelte zulässige Pfahlbelastung darf nicht zu einer Überbeanspruchung der Pfahlbaustoffe führen, was vor allem bei Pfählen mit großer freier Knicklänge Bedeutung hat.

5.4.2. Sicherheit η

5.4.2.1. Die in Abschnitt 5.4.1.2 geforderte Sicherheit η eines Pfahls gegen ein Nachgeben unter Druck oder Zug muß mindestens die in Tabelle 8 angegebenen Werte haben.

5.4.2.2. Die Sicherheiten η nach Tabelle 8 für Zugpfähle gelten nur für alleinstehende Pfähle. Bei Zugpfählen, die in Gruppen nahe zusammenstehen, ist die Überschneidung der durch den Pfahlzug beeinflussten Erdkörper zu berücksichtigen und die zulässige Last entsprechend zu verringern.

Tabelle 8. Sicherheit η

Pfahlart	Anzahl der unter gleichen Verhältnissen ausgeführten Probebelastungen	Sicherheit bei Lastfall		
		1	2	3
		mindestens		
Druckpfähle	1	2	1,75	1,5
	≥ 2	1,75	1,5	1,3
Zugpfähle mit Neigungen bis 2 : 1 ⁵⁾	1	2	2	1,75
	≥ 2	2	1,75	1,5
Zugpfähle mit einer Neigung von 1 : 1 ⁵⁾	≥ 2	1,75	1,75	1,5
Pfähle mit größerer Wechselbeanspruchung (Zug und Druck)	≥ 2	2	2	1,75

5.4.2.3. In den im Abschnitt 5.3.4 genannten Fällen ist der Sicherheitswert vorsichtiger anzusetzen oder im Zusammenwirken mit anerkannten Fachleuten oder Baugrund-Instituten festzulegen.

5.5. Zulässige Belastung von Druckpfählen aus Erfahrungswerten

Bei einfachen Bodenverhältnissen und häufig verwendeten Pfahlarten gelten die in DIN 4014, Ausgabe November 1969, Abschnitt 11, für Bohrpfähle und in DIN 4026, Ausgabe Juli 1968, Abschnitt 9, für Rammpfähle zusammengestellten Belastungen.

Bei Pfahlgründungen auf Fels dürfen die rechnerischen Pressungen in den Pfahlaufstandsflächen die Werte der Tabelle 7 in Abschnitt 4.2.4 bis zu 100 % überschreiten. Nach Möglichkeit soll der Pfahl mindestens 0,5 m in den Fels einbinden.

5.6. Zulässige Belastung von Pfählen aus Berechnungsverfahren

Die zulässige Belastung von Pfählen darf im allgemeinen nicht mit erdstatischen oder empirischen Berechnungsverfahren ermittelt werden.

⁵⁾ Bei Zugpfählen mit Neigungen zwischen 2:1 und 1:1 ist die Sicherheit in Abhängigkeit vom Neigungswinkel geradlinig zwischen den Werten der Zeilen 4 und 5 zu interpolieren.

Empirische Verfahren können nur dann zugelassen werden, wenn sie auf Grund örtlicher Erfahrungen unter genau festgelegten Voraussetzungen anerkannt oder auf Grund von Probelastungen als zuverlässig nachgewiesen sind.

Über Rammformeln siehe DIN 4026, Ausgabe Juli 1968, Abschnitt 9.2.

5.7. Zulässige Belastung von Pfählen nach dem Setzungsverhalten

Bei der Bemessung der Pfähle nach den Abschnitten 5.4 bis 5.6 ist zu berücksichtigen, daß die Setzung einer Pfahlgruppe größer sein kann als die eines Einzelpfahls bei gleicher Pfahllast. Dementsprechend kann die zulässige Belastung der Pfähle in der Gruppe geringer als die des einzelstehenden Pfahls sein.

Bei schwimmenden Pfahlgründungen stellen sich die Setzungen langsam ein. Dies gilt in geringerem Maße auch bei stehenden Pfahlgründungen in annähernd halbfesten bindigen Böden hoher Plastizität. Die Probelastung des Einzelpfahls gibt deshalb in solchen Fällen bei der üblichen Versuchsdauer keinen ausreichenden Anhalt über die nach längerer Zeit zu erwartenden Setzungen. Die Probelastung ist dann durch eine Setzungsberechnung der durch den Pfahl oder die Pfahlgruppe belasteten zusammendrückbaren Bodenschichten in gleicher Weise wie bei Flächengründungen zu ergänzen.

5.8. Standsicherheit von pfahlgegründeten Bauwerken an einem Geländesprung

Bei Bauwerken, die an einem Geländesprung oder einer Böschung auf einer Pfahlgründung errichtet werden, ist nach Abschnitt 2.3.2 die Sicherheit des gesamten Bauwerks einschließlich des Pfahlrosts gegen Geländebruch nachzuweisen.

5.9. Durchführung der Probelastung von Pfählen

Durch Probelastungen soll unter den Voraussetzungen von Abschnitt 5.4 die Tragfähigkeit sowie das Setzungsverhalten von einzelnen Pfählen für ein bestimmtes Bauwerk zuverlässig ermittelt werden.

5.9.1. Die Probestpfähle müssen in allen Teilen (hinsichtlich der Boden- und Grundwasserverhältnisse, Pfahlart, Einbindetiefe, Einbringungsart) den tatsächlichen Verhältnissen im Bauwerk entsprechen.

5.9.2. In der Anlage werden die einheitliche Vorbereitung und Durchführung der Versuche, die Messungen und Aufzeichnungen der Ergebnisse für die verschiedenen Pfahlarten geregelt. Sie ermöglichen damit eine vergleichbare und wissenschaftlich gültige Auswertung der Ergebnisse.

5.9.3. Die Probelastungen sollen in ständiger enger Fühlungnahme zwischen Bauherrn, Entwurfsbearbeiter, ausführender Firma und überwachender Stelle vorbereitet und durchgeführt werden. Eine Zusammenstellung der Ergebnisse und ihrer Auswertung ist der zuständigen Bauaufsichtsbehörde zu übergeben.

5.9.4. Anzahl und Verteilung der Probestpfähle richten sich unter Beachtung des Abschnitts 5.4 nach der Gestalt des Bauwerks und der Beschaffenheit des Baugrunds. Bei wichtigen Bauten sollen mindestens zwei Probestpfähle für jede Pfahlart belastet werden, bei ungleichmäßigem Baugrund entsprechend mehr. Das Auswählen der Versuchspfähle und die Durchführung der Versuche sollten so frühzeitig wie möglich geschehen. Ihr gegenseitiger lichter Abstand, wie auch der lichte Abstand zwischen Probe- und Verankerungspfählen, sollen möglichst 2,50 m überschreiten, mindestens aber 1,60 m betragen. Probestpfähle sollen in der Nähe eines oder mehrerer Bohrlöcher liegen; wo dies nicht möglich ist, soll nahe bei dem Probestpfahl eine neue Bohrung niedergebracht werden.

5.9.5. Probelastungen dürfen sowohl an Probestpfählen, die für diesen Zweck besonders hergestellt werden, als auch an Bauwerkspfählen vorgenommen werden, sofern diese dabei nicht zerstört oder beschädigt werden.

Bei Druckpfählen, die bei der Probelastung auf großer Länge frei stehen, ist die Knicksicherheit nachzuweisen.

Bei Bauwerkspfählen in Ortbeton (Preßbeton, Rüttelbeton) ohne oder mit Fußverbreiterung, deren Tragfähigkeit auf Zug geprüft werden soll, darf höchstens das Zweifache der vorgesehenen Pfahlbelastung aufgebracht werden, wenn damit die Nähe der Grenzlaster erreicht wird.

Anlage

Richtlinien für die einheitliche Vorbereitung und Durchführung der Probebelastung von Pfählen, für die Messungen und die Aufzeichnungen der Versuchsergebnisse

Einbringen der Probepfähle

- Bei Rammpfählen ist für den gesamten Rammvorgang ein Großer Rammbericht nach DIN 4026, Ausgabe Juli 1968, Abschnitt 7.5, zu führen. Rammphasen sollen vermieden werden. Nicht vermeidbare Rammphasen sind im Rammbericht zu vermerken.
Bei Schnellschlaghämmern ist während des gesamten Rammvorganges der erforderliche Betriebsdruck zu halten.
- Bei Bohrpfählen ist nach DIN 4014, Ausgabe November 1969, Abschnitt 1.4, zu verfahren, wobei Vordrucke nach DIN 4014 auszufüllen sind.
- Für das Einbringen von Probepfählen anderer Bauarten ist ein Bericht zu führen, der sinngemäß aufzustellen ist.

Zeitpunkt der Probebelastung

Probebelastungen von Rammpfählen sollen niemals unmittelbar nach dem Rammen vorgenommen werden. Sie sollen in nichtbindigen Böden frühestens nach 3 Tagen, in bindigen Böden so spät wie möglich, frühestens jedoch 3 Wochen nach dem Rammen, begonnen werden.

Belastungsvorrichtung

Die Belastung ist so aufzubringen, daß sie genau in der Längsachse des Pfahls wirkt, während des Versuchs nicht schwankt und gegen Kippen gesichert ist. Die Kraft ist langsam und vorsichtig zu steigern oder zu verringern. Stöße und Erschütterungen sind zu vermeiden. Werden hydraulische Pressen, Schraubenspindeln oder Belastungshebel verwendet, müssen die Gegengewichte und Verankerungen so angeordnet werden, daß der Probepfahl durch sie nicht beeinflußt wird (siehe Abschnitt 5.9.4).

Die Belastungsvorrichtung soll nach Möglichkeit so hoch ausgelegt sein, daß die Grenzlast zuverlässig erreicht und überschritten werden kann. Sie muß erforderlichenfalls häufige Lastwechsel (Druck—Zug) und die Durchführung von Dauerlastversuchen ermöglichen.

Hydraulische Pressen dürfen nur in einwandfreiem Zustand verwendet werden. Die Pumpen müssen so leistungsfähig sein, daß sie den Druck ohne Schwierigkeiten halten können und eine leichte Regelung des Pressendrucks erlauben. Die Pumpen sollen getrennt von den Pressen angeordnet sein.

Messungen

Durch die Belastung des Probepfahls dürfen weder die zum Messen der Setzungen benutzten Meßgeräte noch die zum Vergleich herangezogenen Festpunkte in ihrer Höhenlage beeinflußt werden. Für die Setzungsmessung sind Geräte mit so großem Meßbereich zu verwenden, daß ein Umsetzen während des Versuchs vermieden wird. Auf die Nullmessung vor Beginn der Versuche und den Anschluß der Messung an einen weiter entfernten Festpunkt ist besonders zu achten.

Jede Druck- oder Verschiebungsmessung soll durch eine zweite unabhängige Kontrollmessung ergänzt werden. Aus diesem Grund empfiehlt sich die Anordnung einer Druckmeßdose über dem Pfahlkopf.

Sämtliche Meßinstrumente und die Belastungsvorrichtung sind vor dem Versuch zu eichen und gegebenenfalls zu justieren.

Verlauf der Probebelastung

Die Last ist stufenweise — anfangs zum Erkennen etwaiger Mängel der Versuchsanordnung in besonders kleinen Stufen — zu steigern. Die Laststufen sind so zu wählen, daß sich die Last-Setzungslinie einwandfrei darstellen läßt. Jede Laststufe soll so lange gehalten werden, bis der Pfahl annähernd zur Ruhe gekommen ist. Dies läßt sich an der Zeit-Setzungslinie gut verfolgen. Sobald die Setzungen größer werden, sind die Laststufen zu verkleinern, um ein zu schnelles Absinken des Pfahls zu verhindern. Die Probebelastung ist möglichst so weit zu steigern, bis die Grenzlast (Abschnitt 5.4.1.1) erreicht, u.U. überschritten ist.

Um die bleibenden Setzungen des Probepfahls zu erfassen, sind einige Zwischenentlastungen vorzunehmen, was bei Verwendung hydraulischer Pressen leicht möglich ist. Solche Zwischenentlastungen sind besonders nach Erreichen der im Bauwerk vorgesehenen größten Pfahllast sowie nach Überschreiten der Grenzlast angebracht.

Während der Probebelastung ist die Last-Setzungslinie laufend zeichnerisch aufzutragen, um den Verlauf der Messung zu überprüfen und etwaige besondere Ereignisse sowie den Wert der Grenzlast frühzeitig erkennen zu können.

Zugversuche

Probebelastungen der auf Zug beanspruchten Pfähle sind sinngemäß vorzunehmen und aufzutragen.

Belastungsbericht

Der Bericht über die Probebelastung soll folgende Angaben enthalten:

- Eine Lageplanskizze des Bauwerks mit Eintragung der Probepfähle und der benachbarten Bohrungen und Sondierungen.
- Boden- und Grundwasserverhältnisse, Wasserstände, Ergebnisse benachbarter Bohrungen und Sondierungen sowie die Ergebnisse bodenmechanischer Untersuchung von Proben aus diesen Bohrungen.
- Art, Herkunft, Form und Abmessungen der Probepfähle, Gestalt und Abmessung der Pfahlenden, verwendete Baustoffe und ihre Güte, bei Fertigpfählen aus Stahlbeton oder Spannbeton sowie bei Ortbeton-Pfählen außerdem Art und Zeitpunkt der Herstellung, Betonzusammensetzung und Bewehrung.
- Ausführliche Angaben über das Einbringen des Pfahls und die endgültige Höhenlage.

Bei Rammpfählen: Großer Rammbericht nach Mustervordruck 2 von DIN 4026, Ausgabe Juli 1968, Abschnitt 7.5, und Auftragen der Rammkurven nach DIN 4026, Mustervordruck 3.

Bei Bohrpfählen: ausgefüllter Vordruck für das Herstellen von Bohrpfählen nach DIN 4014, Ausgabe November 1969, Abschnitt 1.4.

Bei anderen Pfahlarten: sinngemäß aufgestellter Bericht mit vollständigen Angaben.

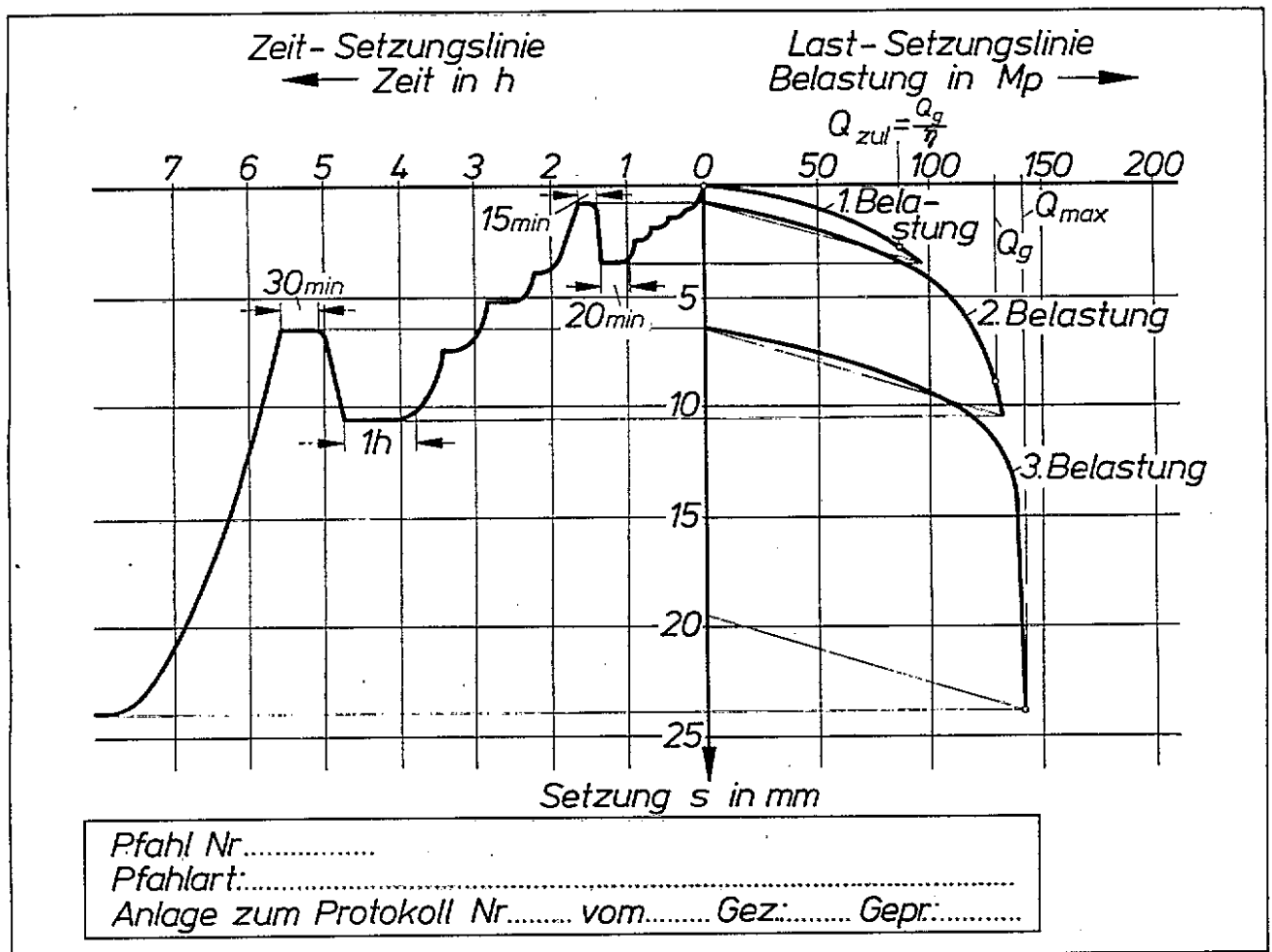
- Beschreibung der Belastungs- und Meßvorrichtungen unter Beigabe von Zeichnungen, Nachweis der amtlichen Prüfung der Druck- und Dehnungsmesser.
- Protokoll über den Verlauf der Probebelastung nach Mustervordruck 1 für Druck- bzw. Zugversuche.
- Die Last-Setzungslinie und die Zeit-Setzungslinie nach Mustervordruck 2.
- Besondere Ereignisse während der Probebelastung.

Mustervordruck 1 nach DIN 1054, Anlage

Protokoll über den Verlauf der Probelastung:						Druck- Zug-Versuch		Lfd. Nr. Blatt Nr.			
Hierzu gehört: Großes Rammbericht (DIN 4026 Mustervordruck 2) Bericht über Herstellung des Bohrpfahls (DIN 4014 Vordruck) Bericht über Herstellung						Nr.					
Firma		Baustelle:									
		Pfahl Nr	Pfahlart				Pfahllänge				
							insgesamt $l = \dots \text{m}$ im Boden $l_0 = \dots \text{m}$ über Boden bis Meßuhren $l' = \dots \text{m}$				
Belastung Q			Setzung s bzw. Hebung s_z					Zeit		Bemerkungen	
Messung 1 *)		Mes- sung 2 **)	Meßuhr 1		Meßuhr 2		$s = \frac{s_1 + s_2}{2}$	Uhrzeit	Belastungs- dauer		
Manometer Nr.			Nr.		Nr.						
Meßbereich: 0 – kp/cm^2			Ab- lesung		Ab- lesung						
Kolben: $F = \dots \text{cm}^2$											
kp/cm^2	Mp	Mp	mm	mm	mm	mm	mm	... h	... min	h	min
		Datum	Uhrzeit	Wetter		Temp. °C		Wasserstand			
Beginn											
Ende											
Für die Richtigkeit den 19..... Versuchsleiter Verantwortlicher Leiter des Unternehmers											

*) bei hydraulischen Pressen **) für Kontrollmessungen bzw. bei Verwendung eines anderen Meßprinzips

Mustervordruck 2 mit Beispiel nach DIN 1054, Anlage



Baugrund

Zulässige Belastung des Baugrunds

Erläuterungen

DIN
1054
Beiblatt

Diese Erläuterungen beziehen sich auf die Ausgabe November 1969 der Norm DIN 1054; sie dienen dazu, etwaige Zweifelsfälle bei der Auslegung der Norm möglichst auszuschließen.

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. 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 ETB-Ausschuß mitteilen.

Der allgemeine Hinweis auf ergänzende DIN-Normen und Empfehlungen ist unverbindlich und hat den Zweck, Möglichkeiten zur weitergehenden Unterrichtung zu nennen. Wenn einzelne dieser Normen verbindlich sind, wird dies von Fall zu Fall angegeben.

Zu Abschnitt 2

Die in der 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 Blatt 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 seines Eigengewichts keine praktisch meßbaren Verformungen, wie z. B. infolge Eigenkonsolidierung, mehr zeigt. Die im Abschnitt 2.1.1.1 angegebenen Feinkornanteile bezeichnen für Mischböden die Grenze, von der ab 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 werden.

Für die visuelle Bodenansprache wird auf DIN 4022 Blatt 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 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 (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 19702). Sie ist nicht vergleichbar mit der im Stahlbau üblichen Einteilung der Lasten in Haupt- und Zusatzlasten, da alle in 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.

Frühere Ausgaben: 10. 53

Änderung November 1969:
Inhalt vollständig überarbeitet

Fachnormenausschuß Bauwesen im Deutschen Normenausschuß (DNA)
Arbeitsgruppe Einheitliche Technische Baubestimmungen (ETB)

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

Über die Werte von zulässigen Setzungen, Setzungsunterschieden und Winkelverdrehungen sind noch keine einheitlichen Auffassungen vorhanden, da hierfür zu wenig Erfahrungen vorliegen. Anhaltswerte finden sich z. B. in [1], S. 126.

Bei abnehmender Grundbruchsicherheit (besonders in Böschungen) treten auch Setzungen als Folge innerer Gleitungen (Kriechen) auf, die gegenwärtig rechnerisch noch nicht 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 ergibt sich, wenn man Sand im erdfeuchten Zustand schüttet. Es bildet sich infolge scheinbarer Kohäsion ein großporiges Korngerüst, das beim Überfluten durch Wasser oder unter mechanischer Beanspruchung zusammenbricht. Eine einwandfrei und nach den einschlägigen Regeln des Erdbaus verdichtete Schüttung setzt sich nicht mehr.

Bei den natürlichen schwachbindigen Bodenarten hat der Löß ein in diesem Sinne labiles Korngerüst.

Der Einfluß von dynamischen Kräften auf die Setzungen kann auch schon bei Schluffen erheblich sein. Als Anhaltswerte können angesehen werden:

$$\begin{aligned} \text{Plastizitätszahl } w_{fa} &< 5 \text{ empfindlich} \\ 5 &\leq w_{fa} \leq 10 \text{ gering empfindlich} \\ w_{fa} &> 10 \text{ praktisch unempfindlich} \end{aligned}$$

(siehe auch Erläuterungen zu Abschnitt 2.3.2). Besonders empfindlich sind naturgemäß locker gelagerte, nichtbindige Böden.

Zu Abschnitt 2.3.1.2

Die Konsolidierungszeit wächst mit dem zu verdrängenden Porenwasservolumen an; in nicht vorbelasteten, homogenen bindigen Schichten geringer Dicke daher mit dem Quadrat der Schichtdicke. Allerdings sind homogene Verhältnisse erfahrungsgemäß selten: beispielsweise treten im Klei an der Küste häufig Sandbänderungen auf, durch die sich die Konsolidierung beschleunigt.

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.

Die Beurteilung des elastischen Verhaltens bei dynamischer Beanspruchung erfolgt zweckmäßigerweise unabhängig

vom Nachweis bleibender Setzungen, weil einerseits nicht nur die ständige, sondern die Gesambelastung anzusetzen ist und andererseits dann höhere Steifezahlen für den Baugrund maßgebend sind.

Zu Abschnitt 2.3.2

Sonderfälle des Grundbruchs sind das „Ausquetschen“ wasserergänzter bindiger Schichten und das Ausfließen von Feinsanden und Schluffen. Mit Fließerscheinungen muß in sehr gleichförmigen nichtbindigen Schichten bei dynamischen Einwirkungen (unabhängig vom Wassergehalt) gerechnet werden, weil die Scherfestigkeit, soweit sie von der inneren Reibung abhängt, dadurch erheblich abgemindert werden kann. Bei feinkörnigen Schichten mit geringer Kohäsion wird das Fließen durch die Wirkung plötzlicher Porenwasserdruckerhöhung, z. B. beim Abgraben, ausgelöst.

Zu Abschnitt 2.3.3

Der Nachweis der Kippsicherheit ist in der Form, wie er früher unabhängig von DIN 1054 oft gefordert wurde, zu Recht kritisiert worden, weil die Definition der Kippsicherheit als Momentenverhältnis unbefriedigend ist und die errechnete Sicherheit nicht linear von den auslösenden Kräften abhängt¹⁾.

Aus diesem Grunde wird seit 1940 im Grundbau der Nachweis über die „klaffende Fuge“ in Verbindung mit einer Begrenzung der maximalen Randspannung bevorzugt. Da er sich in der Praxis bewährt hat, wird der Nachweis für alle Regelfälle des Grundbaus 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).

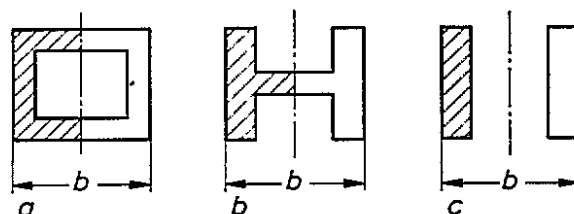


Bild 1. Druckzonen bei aufgelösten Grundrißformen von Flächenfundamenten

- (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.

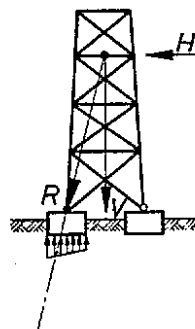


Bild 2. Kippempfindliches Bauwerk auf kippstabilen Flächengründung

¹⁾ Mit dieser Frage befaßt sich ein FN-Bau-Arbeitsausschuß „Standsicherheit von Bauten“, dessen Arbeitsergebnisse noch nicht veröffentlicht sind.

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

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.

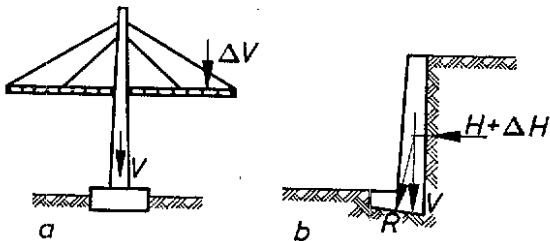


Bild 3. Beispiele für kippempfindliche Flächen Gründungen

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 auf den Fall, daß die Scherfestigkeit in der Grenzschicht B-C an der Fundamentsohle überschritten wird (Bild 4 a). Der Bereich A-B tritt als Erdwiderstand in Erscheinung.

In Bild 4 b ist der Fall dargestellt, bei dem sich die kritische Fuge unterhalb von B-C in einer Schicht D-E von geringer Scherfestigkeit einstellen kann. Dieser Fall wird als Grundbruch (siehe Abschnitt 2.3.2) behandelt.

Ein reiner Gleitvorgang ist nur in den seltenen Fällen möglich, wo ein Fundament nicht in den Baugrund einbindet.

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 Richtlinien und (siehe Abschnitt 3.2.2 bis 3.2.5) Mindestforderungen 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 (siehe DIN 4021 Blatt 1 (z. Z. noch Entwurf)).

Zu Abschnitt 3.2

Die Baugrunderkundung kann als ausreichend gelten, wenn die Mindestanforderungen dieser Norm erfüllt sind oder — siehe auch Abschnitt 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

(anerkanntes Baugrundinstitut, Baugrundsachverständiger) eingeholt werden.

Der ergänzende Hinweis auf DIN 18 196 (z. Z. noch Entwurf) gilt für den Straßenbau.

Zu Abschnitt 3.2.1

Bohrungen und Sondierungen, die eine 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. Hochbelastete Bauwerke sollen möglichst in die Gebiete der besseren, niedrig belastete in Gebiete der ungünstigeren Baugrundverhältnisse gelegt werden. 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 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 Setzungsberechnung erwarten lassen.

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 Bohrung beeinträchtigt werden. Die geforderte ausreichende Mächtigkeit des tragfähigen Baugrunds unter den Pfahlspitzen ist in den Erläuterungen zu DIN 4014 und DIN 4026 zeichnerisch dargestellt. Ist unterhalb des tragfähigen Baugrunds eine stark nachgiebige Schicht zu vermuten, so muß bis zur nächsten tragfähigen Schicht oder nach den Angaben des ersten Absatzes gebohrt werden.

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

Zu Abschnitt 3.2.6

Die Verringerung muß nachprüfbar begründet werden. Hier können auch die Ergebnisse geophysikalischer Untersuchungen verwendet werden, also dynamischer, seismischer, geoelektrischer Verfahren (siehe hierzu das Schrifttum, z. B. [1] S. 140, [3] S. 40). Untersuchungen mit der Wünschelrute sind nicht verwendbar.

Zu Abschnitt 4

Beim heutigen Stand der Gründungstechnik gibt es keine eindeutige Grenze zwischen Flächen- und Pfahlgründungen.

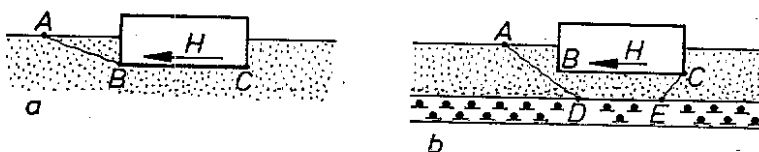


Bild 4. Beispiele zur Definition des Gleitens

Die Fuge B-C kann auch geneigt sein (z. B. siehe Bild 3 b) [2].

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 Erdwiderstandes und seiner Einspannung 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 Eigengewicht, Auflast (Flächengründung) oder durch Scherkräfte aufgenommen werden, die im Baugrund geweckt werden (Pfahlgründungen).

Regelfälle sind durch die im Abschnitt 4.2 aufgezählten Voraussetzungen beschrieben.

Ferner darf nicht die Gefahr eines Geländebruchs bestehen. Wegen des wechselseitigen Setzeinflusses verbietet es sich beispielsweise, die Gründungen eines Hochbaus unmittelbar neben Häusern von niedriger Bauhöhe oder die Flächengründung eines setzungsunempfindlichen Bauwerks neben Pfahlgründungen als Regelfall anzusehen.

Zu Abschnitt 4.1.1

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

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 Sohlspannungsverteilung 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 Sohlspannungsverteilung liegt etwas auf der unsicheren Seite, was für die Tragfähigkeit des Baugrunds ohne praktische Bedeutung ist.

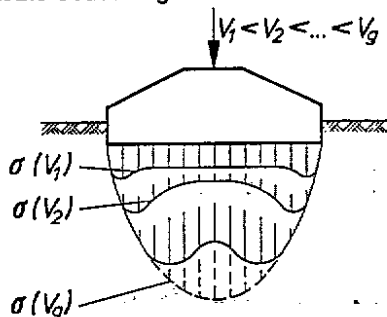


Bild 5. Schematische Darstellung der Entwicklung der Bodenpressungen bei wachsender Belastung eines Flächenfundaments

Bei Fundamenten oder Gründungsplatten, die weit auskragen (Bild 6 a) oder sich über mehrere Stützen spannen (Bild 6 b), 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]. Die geradlinige Sohlspannungsverteilung liegt hier auf der sicheren Seite (siehe DIN 4018, Ausgabe August 1957 x, Abschnitt 6.1).

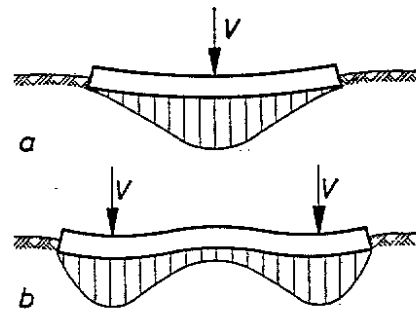


Bild 6. Beispiele für die Verteilung der Bodenpressungen unter biegeweichen Flächengründungen

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 Sohlfläche bezogene Erdruckmoment bei Berücksichtigung des Wandeinreibungswinkels (siehe DIN 1055 Blatt 2, Ausgabe Juni 1963, Abschnitt 5.2). 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 Blatt 2, Ausgabe Juni 1963, Abschnitt 4.1) allein schon durch die elastische Entspannung des Bodens auf den aktiven Erddruck ab.

Die zur Weckung des vollen Erdwiderstandes erforderlichen Verschiebungen liegen — z. B. bei Sand je nach Lagerungsdichte — im Zentimeter- bis Dezimeterbereich (siehe [1] S. 240). Zur Weckung des anteiligen Erdwiderstandes genügen verhältnismäßig geringe Verschiebungen [8]. Der

Wandeinreibungswinkel ($\delta_p \approx \frac{2}{3}\varphi$) sollte nur bei Fußpunktdrehung der Wand und bei überwiegend statischer Belastung angesetzt werden; dynamische Störungen des Spannungszustandes können die Scherspannungen an der Wand abbauen. Die Kohäsion kann bei der Ermittlung des Erdwiderstandes voll angesetzt werden (siehe DIN 1055 Blatt 2, Ausgabe Juni 1963, Abschnitt 4.6). 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 (Leitungsverlegung, Unterfangung z. B.) innerhalb des vom Erdwiderstand beanspruchten Bodenvolumens bei entsprechendem Nachweis möglich. Umgekehrt kann es sich im Einzelfall empfehlen, den Erdwiderstand nur in den Lastfällen 2 oder 3 bzw. nur mit einem gewissen Anteil anzusetzen. Eine allgemein verbindliche Festlegung ist hier nicht möglich; die Voraussetzungen müssen im Einzelfall geprüft werden.

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].

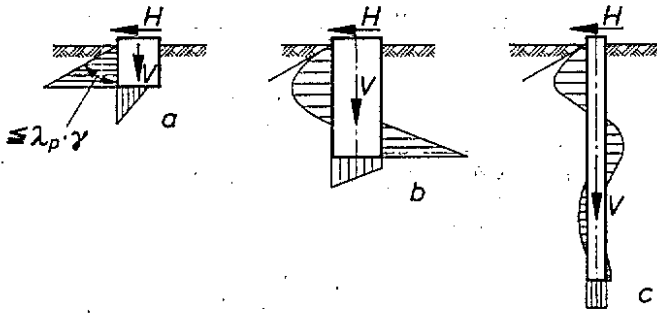
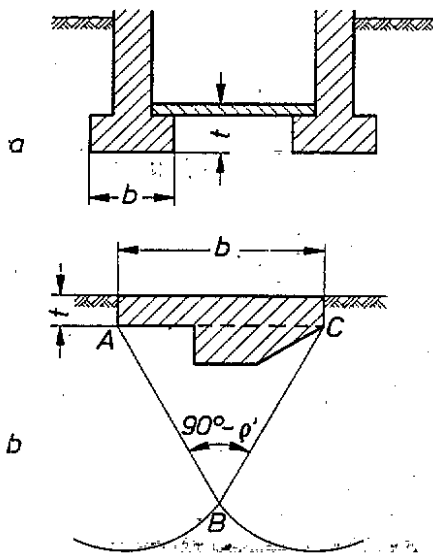
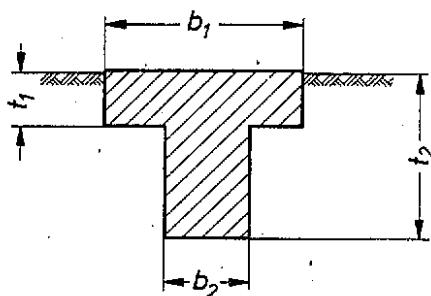


Bild 7. Einspannung im Baugrund bei abnehmender Steifigkeit des Gründungskörpers (λ_p Erdwiderstandsbeiwert γ Bodenwichte)



maßgebende Einbindetiefe: t für alle Verspringungen der Sohlfläche innerhalb des stabilen Bodenkeils ABC und zugehörige maßgebende Breite b (ϕ' Winkel der wirkenden Scherfestigkeit)



Nachweis für beide Kombinationen b_1 und t_1 sowie b_2 und t_2 erforderlich.

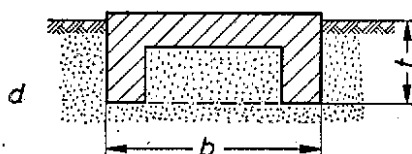


Bild 8. Maßgebende Längen für den Grundbruchnachweis bei unregelmäßigen Fundamentformen

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 I 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. Für Kreisringquerschnitte lautet die entsprechende Bedingung:

$$c) \quad \frac{e}{r_a} = \frac{3\pi}{16} \frac{1-r'^4}{1-r'^3}$$

worin $r' = \frac{r_i}{r_a}$ das Verhältnis des inneren zum äußeren Radius ist.

Es wird empfohlen, keine unsymmetrischen Sohlflächenformen (Dreieck, Trapez oder dgl.) zu wählen, da hierfür keine anerkannten Erfahrungen vorliegen.

Zu Abschnitt 4.1.3.2

Das Verfahren des Grundbruchnachweises ist in DIN 4017 Blatt 1 (Vornorm) und Blatt 2 (z. Z. noch Entwurf) angegeben. Ergänzend wird auf folgende Sonderfragen hingewiesen:

Bei den in Bild 8 dargestellten Querschnitten sind b als maßgebende Breite und t als maßgebende Einbindetiefe einzusetzen.

Bei den in Bild 9 gezeigten Grundrissen sind die äußeren Abmessungen maßgebend, solange die Summe der Ausparungen nicht mehr als etwa 20 % der gesamten umrissenen Sohlfläche ausmacht (Richtwert).

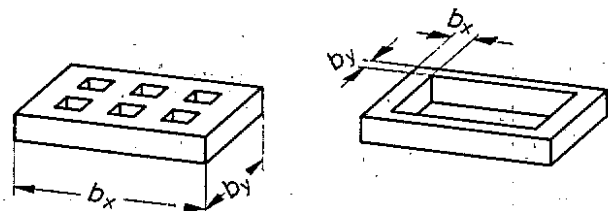


Bild 9. Maßgebende Breiten für den Grundbruchnachweis bei durchbrochenen Fundamentgrundrissen

Zu Abschnitt 4.1.3.3

Die Gleitsicherheit wird als Verhältnis der Resultierenden der Reaktionskräfte zur Resultierenden der Aktionskräfte bestimmt:

$$\eta_g = \frac{V \tan \delta_s + E_p}{H}$$

Falls der Horizontalschub nach zwei Richtungen x und y gleichzeitig wirkt, wird $H = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$ als Kraftgröße eingesetzt.

Entsprechend muß dann der Erdwiderstand, wenn er angesetzt wird, auf die resultierende Krafttrichtung von H bezogen werden.

Bei örtlich hergestellten Fundamenten ist die Fundamentsohle erfahrungsgemäß rau genug, daß der Winkel ϕ' der wirksamen Scherfestigkeit (siehe DIN 18 137 Blatt 1 (z. Z. noch Entwurf) und [3], S. 501) für δ_s angesetzt werden darf.

Als grober Anhalt können die in DIN 1055 Blatt 2, Ausgabe Juni 1963, Tabelle 1 und 2 angegebenen Werte ρ_b benutzt werden. Empfehlenswerter ist aber, sich von einem Baugrundinstitut genauere Angaben machen zu lassen.

Die Kohäsion darf nicht als bodenmechanischer Festwert angesetzt werden.

Falls der Erdwiderstand und die Sohlreibung gemeinsam in Rechnung gestellt werden, muß berücksichtigt werden, daß die beiden Kräfte ihren Größtwert bei verschiedenen großen Verschiebungen erreichen: zuerst der Kohäsionsanteil des Erdwiderstandes E_{pe} , dann die Sohlreibung $V \tan \delta_s$ und schließlich der von ρ' abhängige Erdwiderstandsanteil $E_{p\rho}$.

Daher sollte bei Ausnutzung von $E_{p\rho}$ für den Sohlreibungswinkel δ_s nur $2/3 \rho'$ angesetzt werden.

Auf folgende Sonderfälle wird hingewiesen:

- Bei Bauwerken, die als Fertigteile auf nichtbindigem Baugrund abgesetzt werden, darf für δ_s nur $2/3 \rho'$ angenommen werden.
- Wenn ein Fundament bei seiner vertikalen Erstbelastung gleichzeitig horizontal voll beansprucht wird, tritt in einem geologisch wenig vorbelasteten bindigen Boden ein Porenwasserüberdruck auf. Bei sehr schneller Belastung können die Horizontalkräfte dann nicht in der Sohle übertragen werden. Daher sollte in solchen Fällen eine mindestens 15 cm dicke Sandschicht eingebracht werden.

Zu Abschnitt 4.1.3.4

Die Sicherheit gegen Auftrieb ist das Verhältnis der Gewichtskräfte zur Resultierenden der Kräfte, die das Fundament vom Baugrund abzuheben suchen. Dabei wird die Resultierende der Auftriebskräfte im Schwerpunkt des Fundaments angesetzt; ein etwaiges Versatzmoment wird in den Nachweisen gemäß Abschnitt 4.1.3.1 bis 4.1.3.3 berücksichtigt. Auch bei bindigem Untergrund muß der Auftrieb mit dem vollen Wert angesetzt werden.

Die Auftriebssicherheit, die ohne Berücksichtigung der seitlichen Bodenreaktion maßgebend ist, deckt die Ungenauigkeiten beim Ansatz der Eigengewichte. Dagegen ist eine zweifelsfreie Annahme der Wasserstände vorausgesetzt.

Bei Ansatz der Scherkräfte am Umfang des Fundaments erhöht sich das Risiko wegen der Ungenauigkeit bei der Festlegung der bodenmechanischen Kennwerte. Für diesen Fall sind deshalb erhöhte Sicherheiten vorgeschrieben.

Diese erhöhten Sicherheiten können auch bei der Bemessung von Zugfundamenten zugrundegelegt werden.

Zu Abschnitt 4.2

Auf die grundsätzliche Forderung, die zulässige Belastung von Flächengründungen durch eine Berechnung der Grundbruchsicherheit sowie der Werte der voraussichtlichen Setzungen und Setzungsunterschiede in jedem einzelnen Fall nachzuweisen, kann verzichtet werden (siehe Abschnitt 4, letzter Absatz), wenn es sich um Streifen- und Einzelfundamente mit begrenzten und häufig vorkommenden Abmessungen einerseits und um häufig vorkommende typische Bodenarten andererseits handelt. Diese sogenannten Regelfälle sind Flächengründungen, die die in den Tabellen 1 bis 6 genannten Abmessungen besitzen und auf den in diesen Tabellen genannten typischen Bodenarten ausgeführt werden.

Für diese Regelfälle sind die zulässigen Bodenpressungen, wie sie sich bei bewußt vorsichtiger Berechnung aus der Forderung einer ausreichenden Grundbruchsicherheit und einer begrenzten Setzung bei Auswertung vorliegender Erfahrungen und neuerer Forschungsergebnisse [11] ergeben, in den Tabellen 1 bis 6 zusammengestellt. Sie dürfen im allgemeinen unmittelbar angewendet werden, wenn die in Abschnitt 4.2 unter a) bis c) gestellten Bedingungen erfüllt sind.

Bei den in den Tabellen genannten Bodenpressungen ist ein etwaiger Einfluß von belasteten Nachbargrundungen nicht besonders berücksichtigt, doch sind die Bodenpressungen so gewählt, daß bei den üblicherweise vorkommenden Fundamentabständen und Fundamentbelastungen eine merkbare Setzungsbeeinflussung nicht zu befürchten ist. Nur bei ungewöhnlich dichtem Fundamentabstand und höheren Bodenpressungen ist deshalb — sofern der Größe der Setzungen überhaupt eine Bedeutung zukommt — eine besondere Setzungsberechnung zum Erfassen der gegenseitigen Beeinflussung notwendig. Voraussetzung hierfür ist allerdings, daß im Einflußbereich des Bauwerks keine stark setzungsfähigen bindigen Böden vorkommen, da in ihnen selbst sehr geringe zusätzliche Spannungen Setzungen hervorrufen können und dadurch auch die Frage der gegenseitigen Beeinflussung des Setzungsverhaltens der einzelnen Fundamente (Spannungsüberlagerung) Bedeutung gewinnen kann.

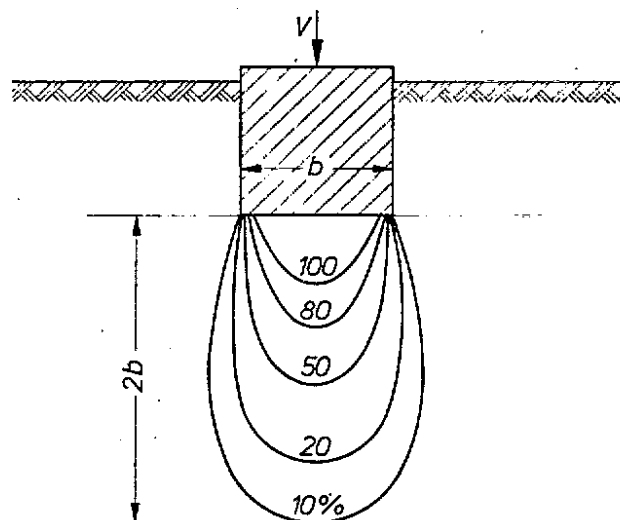


Bild 10. Abbau der Bodenpressung unter einem Einzelfundament

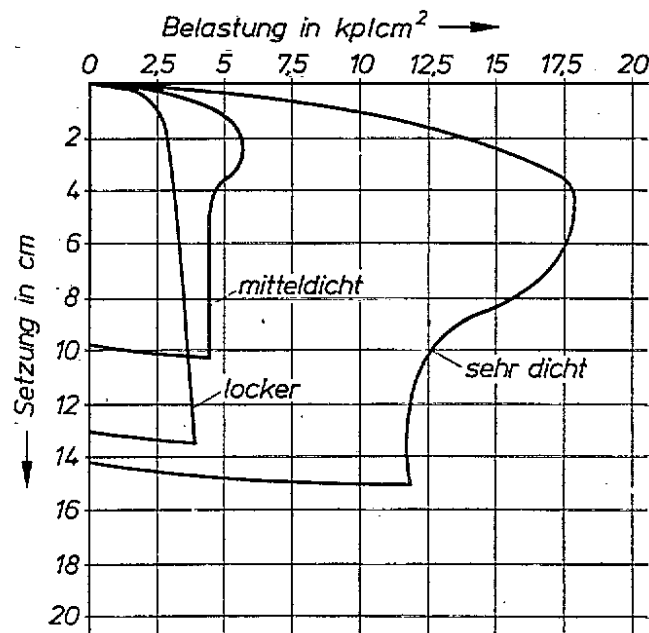


Bild 11. Abhängigkeit der möglichen Fundamentlast von der Lagerungsdichte eines nichtbindigen Baugrunds

Die unter a) geforderte Mindesttiefe $t = 2b$ mit gleichmäßigen Baugrundverhältnissen berücksichtigt, daß die den Grundbruch auslösende Gleitfläche bis in diese Tiefe hinunterreichen kann und die vom Fundament auf den Bau-

grund übertragenen zusätzlichen Spannungen hinreichend abgeklungen sind (auf ungefähr 10 % bei Einzelfundamenten, siehe Bild 10, und 30 % bei Streifenfundamenten).

Die unter b) erwähnten dynamischen Beanspruchungen sind vor allem bei nicht dicht gelagerten nichtbindigen Böden von Bedeutung (siehe Abschnitt 2.3.1.1 und 2.3.1.2). Flächen Gründungen mit überwiegenden oder regelmäßigen dynamischen Beanspruchungen sind aber auch in allen anderen Bodenarten nach anderen Gesichtspunkten zu entwerfen als die im Abschnitt 4 behandelten Regelfälle mit überwiegend statischer Beanspruchung (siehe [1], S. 131).

Die Bestimmungen unter c) berücksichtigen annähernd den Einfluß des Auftriebs in dem für die Tragfähigkeit des Fundaments entscheidenden Bereich. Zum Begriff der Einbindetiefe wird auf die Erläuterungen zu Abschnitt 4.1.3.2 und Bild 8 verwiesen.

Mit wachsender Einbindetiefe nimmt die zulässige Bodenpressung wegen des größeren seitlichen Bodengegengewichts erheblich zu (siehe Tabellen 1 bis 6). Wenn man die dadurch gegebene höhere Tragfähigkeit nicht nach Abschnitt 4.3 voll ausnutzen will, ist bei Einbindetiefen über 2 m nur die verhältnismäßig geringe Steigerung der zulässigen Bodenpressung um $\Delta p_s = \gamma \Delta t$ in Mp/m^2 möglich (Δt die über 2 m hinausgehende Einbindetiefe in m).

Zu Abschnitt 4.2.1

Die zulässige Bodenpressung hängt bei nichtbindigen Böden sehr stark von der Lagerungsdichte ab (Bild 11), besonders bei kleinen Einbindetiefen. Die Grundbruchlast kann in solchen Fällen bei lockerer Lagerung bis auf fast $1/4$ der bei sehr dichter Lagerung möglichen Grundbruchlast zurückgehen [11].

Bei der Festlegung der zulässigen Bodenpressung für als Regelfälle zu betrachtende Flächen Gründungen (siehe Erläuterungen zu Abschnitt 4.2) in nichtbindigen Böden in den Tabellen 1 und 2 wurde von einer mitteldichten Lagerung ausgegangen, da diese einerseits in der Natur besonders häufig vorhanden ist und andererseits nach unseren heutigen Erkenntnissen eine für die Regelfälle meist ausreichende Tragfähigkeit besitzt (z. B. Bild 11). Für dicht gelagerte nichtbindige Böden, die in der Natur seltener vorkommen, ist aber nach Abschnitt 4.2.1.3 eine Erhöhung der zulässigen Bodenpressungen möglich.

Als Definition für eine mindestens mitteldichte Lagerung wird bei gleichförmigem Boden mit einem Ungleichförmigkeitsgrad $U < 3$ — diese Bedingung ist im allgemeinen bei feinen und mittelkörnigen Sanden erfüllt (Bild 12) — eine Lagerungsdichte $D > 0,3$ gefordert, während bei ungleichförmigem Boden mit einem Ungleichförmigkeitsgrad $U > 3$ — diese Bedingung ist im allgemeinen bei Grobsanden und Sand-Kies-Gemischen erfüllt (Bild 12) — eine Lagerungs-

dichte $D > 0,45$ verlangt wird. Die Forderung nach einer höheren Lagerungsdichte für den ungleichförmigen Boden beruht darauf, daß bei ungleichförmigem Boden mit niedriger Lagerungsdichte bei Druck- und Scherbeanspruchungen eher Verformungen möglich sind, die zu Setzungen des Gründungkörpers führen und eine geringere Grundbruchsicherheit bedeuten.

Erfahrungsgemäß besitzen gewachsene Sand- oder Kiesablagerungen infolge des natürlichen Sedimentationsvorgangs im allgemeinen eine Lagerungsdichte, die die Anwendung der zulässigen Bodenpressungen nach Tabellen 1 und 2 erlaubt. Vorsicht ist geboten, wenn eine lockere Lagerung des Sandes infolge seiner Entstehungsgeschichte erwartet werden muß (Dünensand, Rutschungen o. ä.) oder wenn die Gründungssohle innerhalb eines früheren menschlichen Einwirkungsbereichs liegt (alte Abfallgruben, verfüllte ältere Baulichkeiten, Gräben oder Baugruben, Bombentrichter u. ä.). Eine wirklich lockere Lagerung kann leicht daran erkannt werden, daß sich ein Rundstab von etwa 20 mm Durchmesser ohne Anstrengung von Hand ungefähr 0,5 m tief in den Boden eindrücken läßt, während dies bei mitteldichter Lagerung nicht mehr möglich und nur durch Schläge zu erreichen ist. Die Lagerungsverhältnisse lassen sich am einfachsten durch Rammsondierungen überprüfen, wenn die entsprechend örtlichen Erfahrungen vorhanden sind (siehe hierzu [1], Seite 53, 54 und DIN 4094).

Aufwendiger als die Durchführung einiger Rammsondierungen ist die Überprüfung der Lagerungsverhältnisse der Gründungsschicht durch die Entnahme ungestörter Proben aus den Fundamentgräben oder Schürfgruben, die mindestens bis zur Gründungsschicht hinunterreichen. Zu beachten ist, daß die ungestörten Proben stets nur für die sehr begrenzte Entnahmetiefe (meist 12 cm) selbst gelten und die Ermittlung von D wegen der Abhängigkeit von den verhältnismäßig fehleranfälligen Größen n_0 und n_d ziemlich streut. Es sollten deshalb nach Möglichkeit an jeder Untersuchungsstelle jeweils drei Parallelproben entnommen werden.

Bei merkbarem Gehalt an Feinanteilen (Schluff und Ton; es genügen wenige Prozent Feinanteile, die kleiner als 0,06 mm sind) liefert das oben genannte Verfahren im übrigen zu günstigen Ergebnissen, d. h. es ergeben sich dann zu große Lagerungsdichten. In solchen Fällen ist die Überprüfung der Lagerungsverhältnisse nach der „einfachen Proctordichte“ (siehe [1], S. 38) vorzuziehen und als Kriterium für eine mindestens mitteldichte Lagerung eine Dichte von mindestens 92 % der einfachen Proctordichte für gleichförmigen Boden ($U < 3$) bzw. mindestens 95 % der einfachen Proctordichte für ungleichförmigen Boden ($U \geq 3$) anzusehen. Am einwandfreisten ist die Prüfung der Lagerungsdichte nichtbindiger Ablagerungen mit der Drucksonde (siehe DIN 4094) oder die Bestimmung des Raumge-

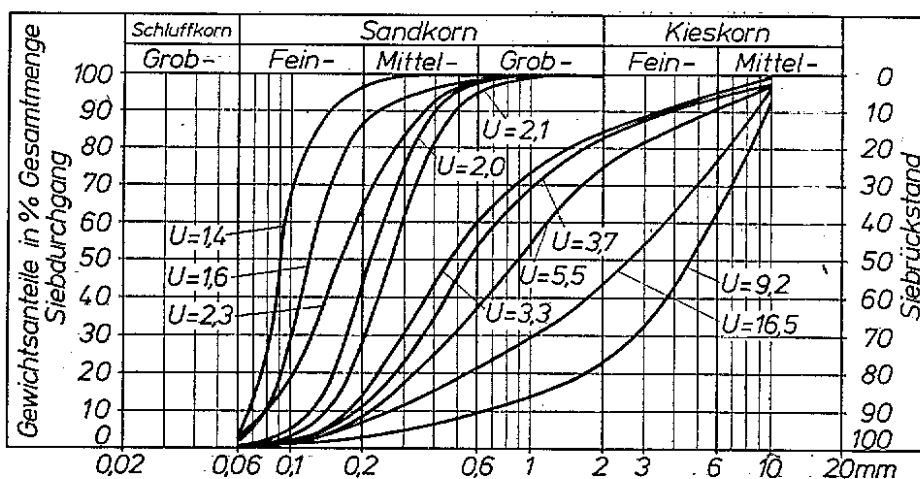


Bild 12. Ungleichförmigkeitsgrade bei typischen nichtbindigen Böden

wichts mit der Isotopsonde möglich. Eine zur Anwendung der zulässigen Bodenpressungen in Tabellen 1 und 2 ausreichend dichte Lagerung wird durch einen Spitzendruck der Drucksonde von $\geq 100 \text{ kp/cm}^2$ in 2 m Tiefe angezeigt.

Zu Abschnitt 4.2.1.1

Die beiden grundsätzlichen Forderungen nach ausreichender Grundbruchsicherheit und Einhaltung einer zulässigen Setzung sind in Bild 13 schematisch dargestellt. Danach dürfen Fundamente von Bauwerken, bei denen die eintretende — und in nichtbindigen Böden auch immer begrenzte — Setzung ohne Bedenken in Kauf genommen werden kann, allein nach der Grundbruchtheorie (Linie a in Bild 13) entworfen werden, d. h. mit großen zulässigen Bodenpressungen unter breiten Fundamenten. Demgegenüber sind die Fundamentlasten setzungsempfindlicher Bauwerke durch die Linie b in Bild 13 begrenzt. Dieser Erkenntnis entspricht die getrennte Festlegung der zulässigen Bodenpressung für diese beiden Fälle in den Abschnitten 4.2.1.1 und 4.2.1.2 bzw. in den Tabellen 1 und 2.

In der Tabelle 1 entsprechen die in der 2. und 3. Spalte angegebenen zulässigen Bodenpressungen der Linie a im Bild 13, während die in der 4. bis 7. Spalte angegebenen Werte und die Vorschriften im letzten Absatz dieses Abschnittes der Linie b entsprechen, d. h. das Auftreten von nur geringen Setzungsunterschieden sicherstellen.

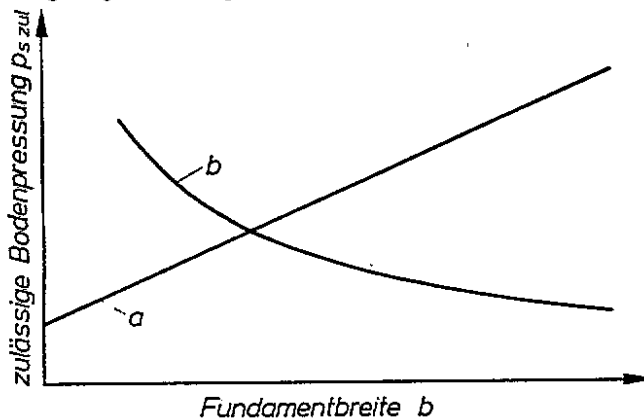


Bild 13. Schematische Darstellung der statischen Forderungen a) nach ausreichender Grundbruchsicherheit und b) bei Einhaltung einer zulässigen Setzung

Bei gleichzeitigem Vorkommen verschiedener Fundamentbreiten unter dem Bauwerk bleiben die auftretenden Setzungsunterschiede also in der Größenordnung von 0,5 bis 1 cm, was nach allen Erfahrungen auch für setzungsempfindliche Bauwerke, wie sie die aufgegliederten Wohn- und Geschäftshäuser darstellen, bei den üblichen Wand- oder Stützenabständen von mindestens 4 bis 5 m keine Gefahr bedeutet und zu keinen Setzungsschäden führt. Auf die Erläuterungen zu Abschnitt 4.2 wird noch einmal hingewiesen.

Zu Abschnitt 4.2.1.2

Die in Tabelle 2 genannten Bodenpressungen entsprechen der Linie a in Bild 13. Unter verschiedenen breiten oder verschieden tief gegründeten Fundamenten sind diese Bodenpressungen mit zum Teil recht großen Setzungsunterschieden verbunden, die ohne besonderen Nachweis einer Unschädlichkeit für die jeweilige Konstruktion nicht zulässig sind.

Zu Abschnitt 4.2.1.3

Die gemäß a) bei ausmittiger oder geneigter Belastung unter der angegebenen Voraussetzung zulässige Erhöhung der Kanten- oder Eckpressungen [12] ist nur in Verbindung mit der Bestimmung zu Abschnitt 4.1.3.1 möglich, wonach die aus ständigen Lasten resultierende Kraft im Kern angreifen muß.

Die Vergrößerung der Kantenpressung gegenüber der Mittelpressung kann zu einer einseitigen Neigung des Grün-

dungskörpers führen. Bei schmalen Gründungskörpern ($b \leq 1 \text{ m}$) und bei Gründungskörpern, die sich nicht wesentlich drehen dürfen (z. B. von Rahmentragwerken) sollte von der Bestimmung a) deshalb nur mit Vorsicht Gebrauch gemacht werden.

Die nach b) zulässige Vergrößerung der mittleren Bodenpressung bei gedungenen Einzelfundamenten berücksichtigt die räumliche Tragwirkung bei derartigen Fundamenten gegenüber den beim Streifenfundament oder bei gestreckten Einzelfundamenten vorliegenden Verhältnissen des „ebenen Falls“. Bei den in der Praxis stets vorhandenen Einbindetiefen von $t \geq 0,5 \text{ m}$ ist beim „räumlichen Fall“ die Tragfähigkeit gegenüber dem „ebenen Fall“ nach neueren Untersuchungen [12] stets größer, und zwar um so mehr, je gedrungener das Fundament, d. h. je kleiner sein Seitenverhältnis ist.

Die nach c) mögliche Erhöhung der zulässigen Bodenpressungen nach Tabellen 1 und 2 bis maximal 50% trägt der in den Erläuterungen zu Abschnitt 4.2.1 behandelten und aus dem Bild 11 hervorgehenden wesentlich besseren Tragfähigkeit dicht gelagerter nichtbindiger Böden Rechnung. Diese relativ große Erhöhung setzt aber voraus, daß die zum Nachweis der dichten Lagerung durchgeführten Untersuchungen ein einwandfreies und nicht durch widerspruchsvolle Versuchswerte beeinträchtigtes Ergebnis liefern. Da die Lagerungsverhältnisse nichtbindiger Böden infolge des Sedimentationsvorgangs selten einheitlich sind, ist der Nachweis für eine dichte Lagerung auch „in angemessenem Umfang“ zu erbringen, d. h., der Nachweis an nur einer Stelle genügt in keinem Fall, sondern es sind stets Untersuchungen an verschiedenen Stellen des Bauwerksgrundrisses erforderlich.

Hinsichtlich der geforderten unterschiedlichen Werte D für die Lagerungsdichte bei gleichförmigem bzw. ungleichförmigem Boden siehe Erläuterungen zu Abschnitt 4.2.1, ebenso hinsichtlich der Untersuchungsmöglichkeiten zur Feststellung der Lagerungsdichte. Für eine dichte Lagerung sollte bei gleichförmigem Boden ($U < 3$) eine einfache Proctordichte von mindestens 95% bzw. ein Spitzendruck von $\geq 150 \text{ kp/cm}^2$ in 1,5 m Tiefe und bei ungleichförmigem Boden ($U \geq 3$) eine einfache Proctordichte von mindestens 100% bzw. ein Spitzendruck von $\geq 250 \text{ kp/cm}^2$ in 1,5 m Tiefe gefordert werden.

Zu Abschnitt 4.2.1.4

Die unter a) vorgeschriebene Ermäßigung der zulässigen Bodenpressung bei hohem Grundwasserstand ergänzt die Bestimmungen in Abschnitt 4.2, Absatz c, wonach die zulässigen Bodenpressungen in den Tabellen 1 bis 6 für den erdfeuchten, nicht unter Auftrieb stehenden Boden gelten (siehe Erläuterungen hierzu). Liegt der Grundwasserspiegel in einem Abstand unter der Gründungssohle, der gleich oder größer als die Fundamentbreite ist, kann die Verringerung des Bodengewichtes durch den Auftrieb in den tiefer liegenden Schichten vernachlässigt und mit den unverminderten zulässigen Bodenpressungen für den erdfeuchten Boden gerechnet werden.

Bei Grundwasserständen zwischen Gründungssohle (oder höher) und dem Abstand $d = b$ unter Gründungssohle sind die aus der Forderung nach einer ausreichenden Grundbruchsicherheit abgeleiteten zulässigen Bodenpressungen der Tabelle 2 um 40% (bei $d/b = 0$) oder dem Verhältnis d/b entsprechend zu ermäßigen, jedoch auch die in Spalte 2 oder 3 von Tabelle 1 angegebenen Werte, die ebenfalls auf der erforderlichen Grundbruchsicherheit beruhen (siehe Erläuterungen zu Abschnitt 4.2.1.1).

Die unter b) neu eingeführte Bestimmung geht auf die Erkenntnis zurück, daß bei geneigter Belastung nicht — wie in den früheren Fassungen der DIN 1054 — davon ausgegangen werden darf, die Horizontalkomponente der Resultierenden werde voll von der Reibung in der Sohlfuge, u. U. auch vom Erdwiderstand aufgenommen und die zulässige Bodenpressung sei deshalb allein für die Vertikal-

komponente festzulegen. Aus neueren theoretischen und experimentellen Untersuchungen [13] geht vielmehr hervor, daß bei geneigter Beanspruchung die Grundbruchbelastung von der Größe und Neigung der Resultierenden selbst abhängt und um so kleiner wird, je größer diese Neigung ist. Um diesen Einfluß zu erfassen, darf bei geneigter Belastung das Fundament hinsichtlich der Aufnahme der Vertikalkomponenten nur mit einer gemäß der Lastneigung reduzierten zulässigen Bodenpressung bemessen werden, wobei die zulässige Bodenpressung nach Tabelle 1 oder 2 zu wählen ist. Die angegebene Abminderungsregel ist eine Abschätzung. Bei stärker geneigten Belastungen sollte darüber hinaus stets auf eine ausreichende Einbindetiefe geachtet werden ($t \geq 1$ m), die sich bei derartigen Bauwerken aber meist schon aus konstruktiven Gründen ergibt.

Zu Abschnitt 4.2.2

In den Tabellen 3 bis 6 werden für Regelfälle die zulässigen Belastungen bindigen Baugrunds angegeben [14]. Bei der Ermittlung dieser Tabellenwerte für bindigen Baugrund war fast ausschließlich das Setzungsverhalten maßgebend; eine Ausnahme bildete lediglich die Tabelle 3 für Schluff, bei der bei kleinen Fundamentbreiten das Grundbruchverhalten zu kleineren Bodenpressungen führt.

Da Flächengründungen auf weichem Untergrund nicht häufig ausgeführt werden und nicht als Regelfälle anzusehen sind, wurde die Aufstellung von Tabellen auf die Konsistenzen „steif“, „halbfest“ und „fest“ beschränkt. Die für „festen“ Baugrund angegebenen Tabellenwerte dürfen nur dann verwendet werden, wenn die feste Konsistenz an Hand einer größeren Anzahl von Proben nachgewiesen ist, deren Zustand den Bedingungen im Baugrund entspricht.

Die anstehenden bindigen Bodenarten werden nach DIN 4022 Blatt 1, Ausgabe November 1969, Abschnitt 6, benannt. Liegt die Benennung oder die ermittelte Konsistenz zwischen den Angaben der Tabellen 3 bis 6, so ist aus diesen der ungünstigere Wert zu entnehmen. So gilt z. B. für einen stark tonigen Schluff mit steifer bis halbfester Konsistenz der für steifen Ton in Tabelle 6 angegebene Wert.

Auf die Angabe einer zulässigen Bodenpressung für bindige Böden weicherer Konsistenz wurde verzichtet, weil diese Fälle sich einer verallgemeinerungsfähigen, einfachen Beurteilung entziehen (keine Regelfälle). Soweit die bisher schon verwendeten Bodenpressungen nach übereinstimmender örtlicher Erfahrung zu keinen oder zu erträglichen Setzungsschäden geführt haben, stehen dieser Praxis die Bestimmungen der DIN 1054 nicht entgegen.

Die in den Tabellen 3 bis 6 aufgeführten Werte gelten auch für außermittige und schräge Belastungen des Fundaments, wenn die in Abschnitt 4.1.3.1 angegebene Voraussetzung erfüllt und die Gleitsicherheit nach Abschnitt 4.1.3.3 gewährleistet ist. Da die Scherfestigkeit bei schneller Belastung des Fundaments infolge des auftretenden Porenwasserdrucks in erster Linie durch den Kohäsionsanteil gebildet wird und dieser bei steifer Konsistenz am geringsten ist, muß bei dieser Konsistenz für die Anwendung der Tabellenwerte eine allmähliche Fundamentbelastung gefordert werden. Die Bauzeit bis zur Höchstbelastung soll dabei 15 Tage nicht unterschreiten.

Für die Bemessung von Fundamenten auf Löß können die Werte der Tabelle 3 verwendet werden. Steht echter (primär abgelagerter) Löß an, muß jedoch durch Untersuchungen oder örtliche Erfahrungen nachgewiesen sein, daß ein plötzlicher Zusammenbruch des Korngerüsts durch eindringendes Wasser oder durch die Fundamentbelastung nicht auftreten kann.

Zu Abschnitt 4.2.2.1

Vorausgesetzt ist bei der Ermittlung der Setzungen für die in den Tabellen 3 bis 6 angegebenen Bodenpressungen ein nicht zu enger Abstand von Einzelfundamenten, der 3,0 m oder das 3,5fache der Fundamentbreite nicht unterschreiten soll.

Die Werte der Tabellen 3 bis 6 sind bei Fundamentbreiten zwischen 0,5 und 2,0 m anwendbar. Sollen breitere Fundamente überschlägig mit den Tabellen bemessen werden, so müssen die Werte um etwa 10 % je m zusätzlicher Fundamentbreite verringert werden, um die Setzungen in den angegebenen Grenzen zu halten.

Zu Abschnitt 4.2.2.2

Die auf Grund des Setzungsverhaltens für steife Konsistenz ermittelten Tabellenwerte können auch bei außermittiger Schrägbelastung des Fundaments angesetzt werden, wenn die in den Abschnitten 4.1.3.1 und 4.1.3.3 festgelegten Voraussetzungen erfüllt sind und die Kanten- bzw. Eckpressungen gegenüber der Beanspruchung im Schwerpunkt der gedrückten Fläche — wie unter a) angegeben — nicht um mehr als 30 % erhöht sind. Die für die nichtbindigen Böden eingeführte Abminderung (siehe Abschnitt 4.2.1.4, b)) ist bei bindigen Böden darum nicht erforderlich.

Bei zentrischer Belastung ist der Unterschied zwischen der Setzung eines gedungenen Fundaments mit einem Seiten-

verhältnis $\frac{b_x}{b_y} < 2$ und der Setzung eines Streifenfundaments

mit gleicher Breite und Bodenpressung größer als 20 %; somit ist auch bei der unter b) angegebenen Vergrößerung der Bodenpressung mit keinen wesentlich größeren Setzungen zu rechnen.

Zu Abschnitt 4.2.2.3

Da das für die Festlegung der Tabellenwerte maßgebende Setzungsverhalten in sehr starkem Maße durch den Baugrund bis zu einer Tiefe, die der doppelten maßgebenden Fundamentbreite entspricht, beeinflußt wird und die Tabellenwerte für einen Grundwasserstand ermittelt wurden, der unterhalb dieser Tiefe liegt, führt ein höherer Wasserspiegel infolge der Gewichtsänderung durch den Auftrieb zu größeren Setzungen. Dies wirkt sich bei schwächer bindigem Baugrund mehr aus als bei stärker bindigem. Die Tabellenwerte sollen daher bei einem Wasserspiegel in Höhe der Gründungssohle für schwächer bindigen Baugrund um 25 %, für stärker bindigen um 15 % herabgesetzt werden.

Zu Abschnitt 4.2.3

Die Erfüllung der genannten Voraussetzungen setzt eingehende und umfassende Untersuchungen (z. B. Sondierungen, Probenahmen) voraus. Sie schließen den Nachweis ein, daß die in den Erläuterungen zu Abschnitt 2.3.1.1 genannten Setzungen durch geeignete Maßnahmen vorweg genommen sind.

Besondere Vorsicht ist bei Abfallhalden geboten. Auch wenn sie keine organischen Bestandteile enthalten, muß zusätzlich geprüft werden, ob das Schüttgut mechanisch beständig ist. Außerdem liegen im allgemeinen für industrielle Schüttgüter keine Erfahrungen vor.

Zu Abschnitt 4.2.4

Zur Beurteilung von Fels als Baugrund sind neben anderen Kriterien insbesondere der Zustand des anstehenden Gesteins und seine Lagerungsform maßgebend. Da auch Fels in der überwiegenden Anzahl der Fälle aus einer Vielzahl von Einzelkörpern besteht, kann die Gebirgsfestigkeit wie die der Lockergesteine immer nur einen Bruchteil der Gesteinsfestigkeit betragen. Die Belastbarkeit von Fels ist daher weitgehend davon abhängig, wie weit der Verband der Einzelkörper durch tektonische Einflüsse und durch Verwitterung gelockert worden ist. In Fällen, für die diese Verhältnisse sicher abgeschätzt werden, können die Werte der Tabelle 7 benutzt werden. Diese auf Erfahrungen mit Felsgründungen beruhenden Werte berücksichtigen nicht größere Klüfte mit setzungsempfindlichen Kluffüllungen. Besondere Vorsicht ist immer dann geboten, wenn der Fels Zonen enthält, die mit plastischem bindigem Material gefüllt sind. Besonders bei Hanglagen ist außerdem auf die Gefahr des Anschneidens von Quellhorizonten zu achten.

Zu Abschnitt 4.3.1

Die Einwirkung von großflächigen Aufschüttungen auf die Setzungen benachbarter Bauwerke ist besonders dann sehr groß, wenn die Bauwerke einseitig oder allseitig umschüttet werden. Deshalb muß bei Bauwerken, die auf bindigem Baugrund oder auf Baugrund mit organischen Beimengungen gegründet werden sollen, der Einfluß von seitlichen Aufschüttungen auf die Setzungen stets untersucht werden.

Zu Abschnitt 4.3.2

Bei der Anwendung der Grundbruchberechnung ist zu beachten, daß die in den angegebenen Normen DIN 4017 Blatt 1 (Vornorm) und Blatt 2 (z. Z. noch Entwurf) empfohlenen Formeln einige Voraussetzungen enthalten, die bei den Fragestellungen der Praxis nicht immer gegeben sind. Dazu gehört insbesondere die Voraussetzung eines ebenen Verformungszustandes, da es bisher nicht gelungen ist, räumliche Grundbruchvorgänge theoretisch zu lösen. Aus diesem Grunde muß eine Grundbruchberechnung nach DIN 4017 nicht in jedem Fall eine höhere zulässige Fundamentbelastung ergeben als der vereinfachte, durch Erfahrung begründete Nachweis nach Abschnitt 4.2 dieser Norm.

Zu Abschnitt 4.3.3

Die praktische Bedeutung von Probelastungen für die Ermittlung des Setzungsverhaltens ist im allgemeinen auf die Überprüfung der Gleichmäßigkeit der obersten Baugrundschiebt unter der Gründungssohle beschränkt, es sei denn, daß die Lastfläche annähernd der Grundfläche der Fundamente entspricht.

Zu Abschnitt 5.1

Bei einer Pfahlgründung werden die Bauwerkslasten in Pfähle eingeleitet und von diesen an die tragfähigen Schichten des Baugrunds abgegeben. Das Verhältnis von Länge zu Durchmesser ist bei einem Pfahl gewöhnlich so groß, daß der Pfahl statisch als Gelenkstab angesehen werden kann. Das schließt nicht aus, daß der Pfahlschaft in begrenztem Maß (siehe Erläuterungen zu den Abschnitten 5.2.1 und 5.2.5) Biegemomente aufnimmt und Querkräfte an den Boden abgibt.

Bei großen Pfahldurchmessern, wie z. B. bei Großbohrpfählen oder bei Pfählen mit großer Fußverbreiterung, werden in der Sohlfläche des Pfahlfußes unter Umständen auch Momente übertragen. Derartige Tiefgründungen stellen den Übergang zu Brunnen- und Pfeilergründungen dar, auf die dann sowohl die Bestimmungen des Abschnitts 4 als auch die von Abschnitt 5 sinngemäß anzuwenden sind.

Zu Abschnitt 5.1.1

Die „stehende Pfahlgründung“ ist bei der Anwendung von Pfählen der Regelfall. Zu den „schwimmenden Pfahlgründungen“ siehe die Erläuterungen zu Abschnitt 5.2.4.

Zu Abschnitt 5.1.2

Um eine einheitliche Bezeichnungsweise für die Pfahlgründungen zu erreichen, werden ihre Unterscheidungsmerkmale einleitend zusammengestellt.

Zu Abschnitt 5.2.1

Bei kurzzeitig wirkenden Kräften wird auch die Pfahlkopfplatte einen Anteil der auf sie vom Bauwerk übertragenen Kraft unmittelbar an den Baugrund abgeben können. Ein zuverlässiger Nachweis, um welchen Anteil es sich dabei im Einzelfall handelt, ist nach dem gegenwärtigen Stand der technischen Kenntnis nicht möglich.

Die Bestimmung schließt aber nicht aus, durch Fugen getrennte Bauwerksteile flach zu gründen (Beispiel: Stützen

einer Halle auf Pfählen gegründet, Stapellasten unmittelbar auf den Baugrund gesetzt).

Waagerechte Kräfte sind entweder durch Schrägpfähle, durch Anker und Stützen oder durch Erdwiderstand aufzunehmen; eine Verbindung solcher unterschiedlicher Elemente kann statisch unklar sein. Dabei ist zu beachten, daß Schrägpfähle bei steiler Pfahlstellung unter Umständen die ihnen zugeteilte äußere Kraft eher über Biegung als durch Normalkräfte abtragen. Die Verschiebungswege und Drehungen können dann größer sein, als sie sich aus der biegespannungsfreien Pfahlbockberechnung ergeben. Sofern die auf einen in ganzer Länge im Boden stehenden senkrechten Pfahl oder Pfahlrost wirkende waagerechte Kraft nicht mehr als $3\frac{1}{8}$ im Lastfall 1 und $5\frac{1}{8}$ der lotrechten Kraft im Lastfall 2 beträgt, kann im allgemeinen auf einen besonderen Nachweis verzichtet werden.

Zu Abschnitt 5.2.2

Für die Berechnung statisch unbestimmter Pfahlroste wird auf [1], Abschnitt 2.7 verwiesen.

Zu Abschnitt 5.2.3

Bei dem geforderten ergänzenden Nachweis handelt es sich vor allem um die Setzungsberechnung nach Abschnitt 4.3.1, doch kann auch der Nachweis einer ausreichenden Grundbruch-, Geländebruch- und Gleitsicherheit gelegentlich notwendig sein (z. B. bei Pfahlrosten neben Geländesprüngen). Die Setzung besteht aus dem Setzungsanteil des Einzelpfahls und dem des gesamten Pfahlrostes. Sie wird durch die Tiefenlage beeinflusst, in der die Pfahlkräfte in den Baugrund übergehen. Für die Setzungsberechnung wird die Kraftübertragung in der Regel in der Pfahlfußebene angenommen.

Wenn die Pfahlspitzen annähernd gleichmäßig über die betrachtete Grundfläche verteilt sind, genügt es, als stellvertretende Flächengründung eine durchgehende Platte mit stetiger, linearer Sohlruckverteilung anzusetzen. Konzentrieren sich dagegen die Pfähle in einzelnen Bereichen, dann muß man gegebenenfalls mit mehreren Einzelflächen rechnen und deren Wirkung superponieren.

Bei überschläglicher Abschätzung der zu erwartenden Setzung eines im ebenen Gelände stehenden Pfahlrostes kann von den Werten der Tabellen 1 sowie 3 bis 6, jeweils für die größte Breite und Tiefe bzw. die entsprechende Konsistenz, ausgegangen werden.

Zu Abschnitt 5.2.4

Die für die Anwendung schwimmender Pfahlgründungen genannten Voraussetzungen sind in Deutschland selten gegeben, allenfalls bei nacheiszeitlichen Sedimenten großer Seen, der Flußmündungen oder an der Küste. Sie sind besonders bei ungleichmäßigem Schichtenverlauf bedenklich, weil dann die Pfähle entsprechend unterschiedliche Tragfähigkeiten haben. Oft empfiehlt es sich dann, eine schwimmende Flächengründung anzuwenden.

Zu Abschnitt 5.2.5

Die Bestimmung schließt nicht aus, daß Pfähle in geeigneten Fällen planmäßig auch auf Biegung beansprucht werden können (Beispiel: Gründungspfähle innerhalb zusammengesetzter Spundwände). Ein entsprechender Spannungsnachweis ist dann zu führen.

Im übrigen können auch bei Pfählen, die planmäßig nur axial beansprucht werden, Biegespannungen nicht immer ausgeschlossen werden (siehe z. B. Abschnitt 5.3.3), was durch Wahl geeigneter Pfähle und Pfahlbaustoffe berücksichtigt werden kann. Die bei der Bauausführung üblicherweise zu erwartenden Ausmittigkeiten sowie etwaige Einflüsse der Kopfanschlüsse brauchen in der Regel nicht besonders nachgewiesen zu werden.

Zu Abschnitt 5.2.7

Voraussetzung ist, daß die tragfähige Schicht eine ausreichende Mächtigkeit besitzt. Sie ergibt sich bei Bohr-

pfählen nach DIN 4014 Beiblatt, Ausgabe November 1969, aus den Erläuterungen zu Abschnitt 11.1, bei Rammpfählen nach DIN 4026 Beiblatt, Ausgabe Juli 1968, aus den Erläuterungen zu Abschnitt 9.1. Bei anderen Pfählen können diese Angaben sinngemäß angewendet werden. In Zweifelsfällen genügt es nicht, eine Setzungsberechnung aufzustellen, weil die Gefahr des Durchstanzens der Pfähle durch die tragende Schicht dabei nicht berücksichtigt wird.

Zu Abschnitt 5.2.8

Schädlich ist eine Rückwirkung, wenn die Tragfähigkeit der Nachbarpfähle dadurch vermindert oder in Frage gestellt wird. Auf DIN 4014, Ausgabe November 1969, Abschnitt 3.2, und DIN 4026, Ausgabe Juli 1968, Abschnitt 8.2, wird verwiesen. Bei Spiralfpählen muß die Einhaltung dieser Forderung vom Hersteller gewährleistet werden.

Besondere Sorgfalt ist bei Pfahlrosten geboten, die an einem Geländesprung oder einer Böschung stehen.

Zu Abschnitt 5.2.9

Von der Forderung kann gegebenenfalls abgewichen werden, wenn unterschiedliche Pfahlkopf- oder Pfahlbockbewegungen für das Bauwerk ohne Bedeutung sind.

Zu Abschnitt 5.2.10

Für das Festlegen der Knicklängen genügt eine überschlägliche Annahme (siehe z. B. [1], Abschnitt 2.7, Seite 682). Da es sich um einen Stabilitätsfall handelt, genügen sehr geringe seitliche Bodenreaktionen zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichts.

Bei Pfählen, die ganz im Boden stehen, entfällt der Nachweis der Knicksicherheit. Stattdessen ist gegebenenfalls die Beanspruchung infolge exzentrischer Normalkraft nachzuweisen (siehe Erläuterung zu Abschnitt 5.2.5).

Zu Abschnitt 5.3.1

Hierzu wird auf [15] hingewiesen.

Zu Abschnitt 5.3.2

Als Richtwert für die Mantelreibung kann nach Erfahrungen im norddeutschen Raum für Sandschüttungen mit 2 Mp/m² für die betroffene abgewinkelte Pfahlmantelfläche gerechnet werden. Im übrigen wird auf die Angaben in [1], Abschnitt 2.6, Seite 624 hingewiesen.

Zu Abschnitt 5.3.3

In dem hier angesprochenen Fall wird der Pfahl den Boden durchschneiden oder dem Bodendruck teilweise nachgeben. In beiden Fällen treten erhebliche Zusatzbeanspruchungen im Pfahl und im Pfahlrost auf. Da es noch keine anerkannten Regeln für die quantitative Erfassung dieses Einflusses gibt, soll gegebenenfalls ein Baugrundinstitut herangezogen werden. Siehe auch [16].

Zu Abschnitt 5.3.4

Durch Einleitung dynamischer Kräfte wie Stöße oder Schwingungen können bei nichtbindigen oder schwachbindigen Böden innere Spannungen gelöst werden. Die dadurch bewirkten Kornumlagerungen führen zu Verdichtungen des Bodens, die dann zu zusätzlichen Setzungen der Pfähle Anlaß geben können. Besondere Untersuchungen sind erforderlich, wenn solche Kräfte durch die Pfähle selbst in den Untergrund eingeführt werden, wie etwa bei Maschinen Gründungen. Gelangen die Kräfte dagegen auf anderem Wege in den Boden, dann treten wegen der großen Baugrundsämpfung kaum nennenswerte Erschütterungen in den pfahltragenden Schichten auf (von Erdbeben und ähnlichen Stoßwellen abgesehen). Erschütterungen aus dem Einsatz von Baugeräten sind örtlich begrenzt und können bei Pfahlgründungen erfahrungsgemäß vernachlässigt werden.

Zu Abschnitt 5.4

Die unter b) genannten Kriterien für die Festigkeit der tragfähigen Schicht entsprechen den Forderungen der DIN 4026 und DIN 4014. Danach ist ein nichtbindiger Baugrund aus-

reichend dicht, wenn — mit den Bezeichnungen in Abschnitt 4.1 dieser Norm — die Lagerungsdichte

$$D \geq \begin{cases} 0,4 & \text{für } U < 3 \\ 0,6 & \text{für } U \geq 3 \end{cases}$$

ist. Die Forderung nach annähernd halbfester Konsistenz des bindigen Baugrunds entspricht der des Abschnitts 4.2.2 bei Flächengründungen.

Bei nichtbindigen tragenden Schichten muß die Lagerungsdichte im Fall der Pfahlgründung größer als im Regelfall der Flächengründung sein.

Zu Abschnitt 5.4.1.1

Durch die Definition und die bildliche Darstellung der Grenzlast wird klargestellt, daß der Übergangsbereich der Lastsetzungslinie bei der Bestimmung der Grenzlast einbezogen wird. Siehe hierzu [17], Abschnitt 2.4. Im übrigen wird auf die Erläuterungen nach DIN 4014 Beiblatt und DIN 4026 Beiblatt hingewiesen.

Die angegebenen Hilfskriterien stellen einfache Möglichkeiten für die Grenzlastbestimmung dar, ohne Anspruch auf Ausschließlichkeit zu erheben. Ihre einheitliche Anwendung erleichtert aber die vergleichende Auswertung von Probelastungsergebnissen. Sie sind nicht abhängig von der Anzahl der Be- und Entlastungen unterhalb der Grenzlast.

Mit der Bestimmung, daß die bei einer wiederholten Probelastung sich ergebende Grenzlast zugrunde zu legen ist, wird zugestanden, daß ein nachgewiesener Tragfähigkeitszuwachs des Pfahls wirtschaftlich genutzt werden darf.

Zu Abschnitt 5.4.1.3

Durch diese Bestimmung soll darauf hingewiesen werden, daß eine Probelastung nicht nur nach der Grenzlast, sondern auch nach der Setzung des Pfahls unter Gebrauchslast zu beurteilen ist [17], Abschnitt 3.2.

Zu Abschnitt 5.4.1.4

Da für Probelastungen häufig Bauwerkspfähle genommen werden, müssen die ausgewählten Pfähle für die Aufnahme der erwarteten oder nachzuweisenden Grenzlast ausreichend bemessen werden. Das gilt insbesondere bei Zugpfählen (siehe Abschnitt 5.9.5).

Zu Abschnitt 5.4.2.1

Für das Zuordnen der Kräfte zu den einzelnen Lastfällen gelten Abschnitt 2.2 und die zugehörigen Erläuterungen.

Zu Abschnitt 5.4.2.2

Wegen des Nachweises wird z. B. auf das Verfahren verwiesen, das in [1], Abschnitt 2.6, Seite 631–632 beschrieben ist.

Zu Abschnitt 5.5

Da die Kosten für eine Probelastung im wesentlichen von der Größe der Prüflast und den örtlichen Gegebenheiten (ob beispielsweise der Pfahl an Land oder im tiefen Wasser steht) bestimmt werden, nicht jedoch von der Größe des Bauwerks, würden die — zwar erwünschten — Probelastungen bei kleineren Bauvorhaben die Kosten relativ stark belasten. Für solche Fälle sind die auf der sicheren Seite liegenden Angaben der angeführten Pfahlnormen vorgesehen.

Zu Abschnitt 5.6

Die vor allem in den angelsächsischen Ländern teilweise noch verbreitete Errechnung der Pfahllast in Abhängigkeit von der Scherfestigkeit des Baugrunds ist theoretisch unsicher und hängt von bodenmechanischen Kennwerten ab, die in den tieferen tragfähigen Schichten schwer bestimmbar sind. Außerdem werden sie durch das Einbringen der Pfähle in weiten Grenzen nicht nachprüfbar verändert. Erdstatische Berechnungsverfahren können deshalb prinzipiell nicht zugelassen werden [17], Abschnitt 2.5.

Aussichtsreicher, wenn auch noch nicht allgemein anwendbar, ist der Rückschluß von Sondierergebnissen auf die Pfahltragfähigkeit. Dieses empirische Verfahren setzt aber

einen von Ort zu Ort vergleichbaren Schichtenaufbau des Baugrunds voraus und ist auf einheitliche geographische Erfahrungsbereiche (Beispiel: Niederlande) beschränkt [1], Abschnitt 2.6, Seite 626.

Zu Abschnitt 5.7

Eine Pfahlgruppenwirkung entsteht, wenn die Pfähle so eng zusammenstehen, daß sich ihre Einflußbereiche merkbar überschneiden. Als Richtwert kann ein gegenseitiger Achsabstand der Pfähle bzw. der Pfahlspitzen bis zu etwa dem sechsfachen Pfahl- bzw. Pfahlfußdurchmesser angesehen werden. Eine Ermäßigung der zulässigen Belastungen von Pfählen, die in einer solchen Pfahlgruppe stehen, ist nur dann notwendig, wenn die zu erwartenden Setzungen oder Setzungsunterschiede zu Bedenken Anlaß geben [17], Abschnitt 3.2.

Zu Abschnitt 5.9

Die Ergebnisse einer Pfahlprobebelastung sind nach wie vor die sicherste Möglichkeit zur Beurteilung der Tragfähigkeit eines Pfahls. Wo immer möglich, sollten solche Versuche ausgeführt werden.

Zu Abschnitt 5.9.3

Zur Auswertung und ständig weiteren Vervollkommnung der Kenntnisse über das Pfahlverhalten werden die Bauaufsichtsbehörden gebeten, eine Ausfertigung der Unterlagen an die Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. zu übersenden.

Zu Abschnitt 5.9.4

An der Auswahl der für eine Probebelastung vorgesehenen Pfähle sollen die mit der Prüfung und Überwachung beauftragten Stellen rechtzeitig beteiligt werden.

Schrifttum

- [1] Grundbautaschenbuch, Band 1, 2. Auflage, Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin 1966
- [2] Spang, J., Gründungssohle von Fundamenten bei schrägem und ausmittigem Kraftangriff, Straßen- und Tiefbau 1968, 340—349
- [3] Schultze, E. und Muhs, H., Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, 2. Auflage, Springer-Verlag Berlin/Heidelberg/New York 1967
- [4] Leussink, H. et al., Ausbildung plastischer Zonen im Untergrund bei Belastung durch flach gegründete Fundamente, Veröff. Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 27, Karlsruhe 1967
- [5] Arbeitsausschuß „Berechnungsverfahren“ des FNBau, Flächengründungen und Fundamentsetzungen, Beuth-Vertrieb GmbH, Berlin 30 und Köln, 1959
- [6] Terzaghi, K. und Jelinek, R., Theoretische Bodenmechanik, Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg 1954
- [7] Muhs, H., Erddruckversuche an einer durch Reibung verankerten Stützwand, Bautechnik-Archiv, Heft 9, Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin 1953
- [8] Schultze, E. und Horn, A., Der Zugwiderstand von Hängebrücken-Widerlagern, Vorträge der Baugrundtagung 1966 in München, Deutsche Ges. für Erd- und Grundbau e. V., Essen 1966, 125—186
- [9] Schiel, K., Statik der Pfahlwerke, Springer-Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg 1960
- [10] Fuchssteiner, W., Betonkalender, Band II (1957), 421, Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin
- [11] Muhs, H., Neue Erkenntnisse über die Tragfähigkeit von flachgegründeten Fundamenten aus Großversuchen und ihre Bedeutung für die Berechnung, Bautechnik 1969, S. 181—191
- [12] Muhs, H. und Weiß, K., Die Grenztragfähigkeit und Schiefstellung ausmittig-lotrecht belasteter Einzelfundamente im Sand nach Theorie und Versuch, Berichte aus der Bauforschung, Heft 59, Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin 1969
- [13] Muhs, H. und Weiß, K., Der Einfluß der Lastneigung auf die Grenztragfähigkeit flachgegründeter Einzelfundamente, Berichte aus der Bauforschung, Heft 62, Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin 1969
- [14] Jänke, S., Über die zulässige Belastung bindiger Böden, Berichte aus der Bauforschung, Heft 32, Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin 1963
- [15] Schenck, W., Tragfähigkeit von Rammpfählen in Abhängigkeit von ihrer Standzeit im Boden, Die Bautechnik 43 (1966), Heft 6, 8 und 9, Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin
- [16] Wenz, K. P., Über die Größe des Seitendruckes auf Pfähle in bindigen Erdstoffen. Veröff. Inst. Bodenmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 12, 1963
- [17] Schenck, W., Bericht über die Tätigkeit des Arbeitskreises 5 „Bauart und Tragfähigkeit der Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Baumaschine und Bautechnik 10 (1963), Heft 10

232340

DIN 4014
– Bohrpfähle, Herstellung und
zulässige Belastung –

RdErl. d. Innenministers v. 17. 8. 1973 –
 V B 3 – 470.102

1. Von der Arbeitsgruppe Einheitliche Technische Baubestimmungen (ETB) im Fachnormenausschuß Bauwesen des Deutschen Normenausschusses sind die Normen DIN 4014 und DIN 4014 Beiblatt überarbeitet worden.

Die Ausgabe November 1969 der Normen

Anlage 1 **DIN 4014 – Bohrpfähle;**
 Herstellung und zulässige Belastung –
 wird als Richtlinie und

Anlage 2 **DIN 4014 Beiblatt**
 – Bohrpfähle; Herstellung und zulässige Belastung; – Erläuterungen –

als Hinweis nach § 3 Abs. 3 der Landesbauordnung (BauO NW) bauaufsichtlich eingeführt.

Die Normen werden als Anlagen bekanntgemacht.

Die Ausgabe November 1969 der Normen ersetzt die frühere Ausgabe Dezember 1960 der gleichen Normen, die mit RdErl. d. Ministers für Landesplanung, Wohnungsbau und öffentliche Arbeiten v. 7. 9. 1961 (MBL NW. S. 1576) bauaufsichtlich eingeführt worden sind.

In der Ausgabe November 1969 der Normen ist noch auf Bestimmungen der Normen DIN 1045 (Ausgabe November 1959) und DIN 1047 (Ausgabe 1943 X) hingewiesen worden. An ihrer Stelle gelten die entsprechenden Bestimmungen der Norm DIN 1045 (Ausgabe Januar 1972) – Beton und Stahlbetonbau; Bemessung und Ausführung – bauaufsichtlich eingeführt mit RdErl. v. 10. 2. 1972 (MBL NW. S. 220/SMBL. NW. 232342).

2. Bei der Anwendung der Norm DIN 4014 (Ausgabe November 1969) – Bohrpfähle; Herstellung und zulässige Belastung – ist folgendes zu beachten:

2.1 Großbohrpfähle sind Spezialpfähle im Sinne von DIN 4014 Abs. 1.2, für die die allgemeinen Bestimmungen der Norm mit Ausnahme von Abschnitt 3.3 letzter Satz und Absatz 3.5 gelten. Soll auch von Abschnitt 3.2 abgewichen werden, so ist im Einzelfall nachzuweisen, daß bei der Herstellung der Pfähle keine schädlichen Rückwirkungen auf benachbarte Pfähle und u. a. keine schädlichen Setzungen auftreten.

2.2 Soweit bei der prüfenden Stelle (Bauaufsichtsbehörde, Prüfamts für Baustatik oder Prüfsingenieur für Baustatik) die erforderliche Sachkunde zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Spezialpfählen nach DIN 4014 Abschn. 1.1.5 nicht vorhanden ist, ist von der Bauaufsichtsbehörde ein geeignetes Institut für Erd- und Grundbau oder ein in Bodenmechanik und Grundbau erfahrener Sachverständiger (vgl. Abschn. 2.3 und 3 meines RdErl. v. 10. 8. 1973, MBL NW. S. 1621/SMBL. NW. 232340) für die Prüfung des Bauantrages heranzuziehen. Dies kommt auch in Betracht, wenn die Tragfähigkeit aufgrund einer Probebelastung nach DIN 4014 Abschn. 11.6 und Abschn. 11.8 bzw. DIN 1054 Abschn. 5 festgelegt werden soll.

2.3 Eine Abschrift der ausgefüllten Vordrucke nach Abschnitt 1.4 der Norm DIN 4014, Abschriften der Zeugnisse über die Eignungs- und Güteprüfung des Betons (DIN 4014 Abschnitt 5) und die Niederschrift über Probebelastungen nach DIN 4014 Abschnitt 11 sind der Bauaufsichtsbehörde vorzulegen und von dieser zu den Baugenehmigungsakten zu nehmen.

3. Das Verzeichnis der nach § 3 Abs. 3 BauO NW eingeführten technischen Baubestimmungen, RdErl. v. 7. 6. 1963 (SMBL. NW. 2323), erhält in Abschnitt 5.1 folgende Fassung:

DIN	Ausgabe	Bezeichnung	Eingeführt		Fundstelle
			als	durch RdErl. v.	
1	2	3	4	5	6
4014	November 1969	Bohrpfähle; Herstellung und zulässige Belastung	R	17. 8. 1973	MBL NW. S. 1650 SMBL. NW. 232340
4014 Beiblatt	November 1969	Bohrpfähle; Herstellung und zulässige Belastung; Erläuterungen	H	17. 8. 1973	MBL NW. S. 1650 SMBL. NW. 232340

4. Den RdErl. d. Ministers für Landesplanung, Wohnungsbau und öffentliche Arbeiten v. 7. 9. 1961 (SMBL. NW. 232340), mit dem die Ausgabe Dezember 1960 der Normen DIN 4014 und DIN 4014 Beiblatt bauaufsichtlich eingeführt worden ist, hebe ich auf.

Bohrpfähle

Herstellung und zulässige Belastung

DIN

4014

Last, Belastung, Gewicht werden in dieser Norm als Benennungen für Kraftgrößen verwendet, z. B. für Gewichtskraft in Mp.

Für Druckangaben wird noch die Schreibweise atü anstelle von kp/cm^2 Überdruck benutzt.

Inhalt

Vorbemerkung	4. Bohrarbeit
1. Allgemeines	5. Beton
1.1. Begriffe	6. Bewehrung
1.2. Geltungsbereich	7. Einbringen des Betons
1.3. Zu beachtende Normen	8. Ziehen der Bohrrohre
1.4. Bauleitung	9. Wulstbildung
2. Erkundung des Baugrunds	10. Herstellen von angeschnittenen Pfahlfüßen ..
3. Anordnung und Abmessungen der Pfähle ..	11. Tragfähigkeit und zulässige Belastung

Vorbemerkung

Das Herstellen von Bohrpfählen erfordert gründliche Kenntnis der Bauart und große Erfahrung. Mit der Ausführung von Bohrpfählen dürfen nur solche Unternehmen betraut werden, die diese Voraussetzungen erfüllen und eine fachgerechte Ausführung gewährleisten. Als verantwortlicher Bauleiter des Unternehmens darf nur bestimmt werden, wer die Bauart und ihre Ausführung gründlich kennt. Die Arbeiten dürfen nur durch geschulte Poliere oder zuverlässige Vorarbeiter, die Bohrpfähle bereits mit Erfolg hergestellt haben, beaufsichtigt werden. Für den Einbau der Pfähle ist genügend Zeit zu geben. Erläuterungen zu dieser Norm siehe DIN 4014 Beiblatt

1. Allgemeines

1.1. Begriffe

Bohrpfähle sind Ortbetonpfähle, bei denen das Vortreibrohr im Bohrverfahren eingebracht wird.

Folgende Begriffe sind gebräuchlich:

1.1.1. Geschüttete Bohrpfähle, bei denen der Beton eingeschüttet und das Bohrrohr wieder gezogen wird. Der Beton kann auch gerüttelt werden.

1.1.2. Preßbetonbohrpfähle, bei denen auf den eingefüllten Beton ein Druck mittels Preßluft ausgeübt wird, während das Bohrrohr wiedergewonnen wird.

1.1.3. Bohrpfähle mit Fuß. Bohrpfähle nach Abschnitt 1.1.1 oder 1.1.2, bei denen die Standfläche des Fußes durch Abscheiden eines besonderen Pfahlfußes vergrößert wird.

1.1.4. Hülspfähle. Bohrpfähle nach Abschnitt 1.1.1, 1.1.2 oder 1.1.3, bei denen der Betonschaft der Pfähle oberhalb der tragenden Schicht ganz oder teilweise durch eine Hülse ummantelt ist.

1.1.5. Spezialpfähle. Sonderbauarten erfahrener Bohrpfehlunternehmen, bei denen Güte und Tragfähigkeit des Pfahls durch besondere Maßnahmen erhöht wird.

1.2. Geltungsbereich

Die Norm gilt für geschüttete Bohrpfähle (Abschnitt 1.1.1) und Preßbetonbohrpfähle (Abschnitt 1.1.2) bis höchstens 50 cm Schaftdurchmesser, beide ohne und mit Fußverbreiterung, deren Bohrrohre wieder gewonnen werden, sowie für Hülspfähle (Abschnitt 1.1.4).

Für Spezialpfähle (Abschnitt 1.1.5) gelten die allgemeinen Abschnitte dieser Norm. Werden bei ihrer Herstellung Verfahren oder Baustoffe benutzt, die im Folgenden behandelt sind, gelten auch für sie die entsprechenden Bestimmungen.

1.3. Zu beachtende Normen

Soweit in dieser Norm nichts anderes bestimmt ist, sind noch zu beachten:

DIN 1045*) Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Teil A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton

DIN 1047*) Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Teil C. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton

DIN 1048**) Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Teil D. Bestimmungen für Betonprüfungen bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton

DIN 1054 Baugrund; Zulässige Belastung des Baugrunds
DIN 4020 Bautechnische Bodenuntersuchungen; Richtlinien

DIN 4021 Baugrund und Grundwasser, Erkundung, Bohrungen, Schürfe, Probenahme; Grundsätze

DIN 4022 Blatt 1 Schichtenverzeichnis und Benennen der Boden- und Gesteinsarten, Baugrunduntersuchungen

DIN 4023 Baugrund- und Wasserbohrungen, zeichnerische Darstellung der Ergebnisse

DIN 4030***) Beton in betonschädlichen Wässern und Böden; Richtlinien für die Ausführung.

*) ersetzt durch DIN 1045, Aug. Jan. 1969

**) ersetzt durch DIN 1048 Blatt 1, Aug. Jan. 1972

***) ersetzt durch DIN 4030, Aug. Nov. 1969

Frühere Ausgaben: 12.60

Änderung November 1969:

Im Abschnitt 10.1.1 Durchmesser des Pfahlfußes auf das 2fache des Pfahldurchmessers beschränkt. Zulässige Belastungen in Tabelle 2 geändert. Redaktionelle Änderungen.

Fachnormenausschuß Bauwesen im Deutschen Normenausschuß (DNA)
Arbeitsgruppe Einheitliche Technische Baubestimmungen (ETB)

1.4. Bauleitung

Während des Herstellens der Bohrpfähle muß der verantwortliche Bauleiter des Bohrpfahlfahrnehmens oder sein Vertreter auf der Baustelle anwesend sein. Über das Herstellen jedes einzelnen Pfahls ist auf der Baustelle ein Vordruck auszufüllen, der von dem verantwortlichen Bauleiter oder seinem Vertreter täglich gegenzuzeichnen ist (Mustervordruck siehe Anlage).

2. Erkundung des Baugrunds

2.1. Vor Beginn der Ausführung ist der Baugrund nach DIN 1054 zu erkunden. Die Bohrungen sollen Aufschluß über Beschaffenheit und Folge der Bodenschichten, über die Grundwasserträger, die Grundwasserstände und ihren Wechsel, besonders über artesisches Grundwasser, Bohrhindernisse und über die Lagerungsdichte, die Festigkeit und die Mächtigkeit der tragenden Schicht des Baugrunds geben. Die Untersuchungen sind so früh auszuführen, daß rechtzeitig entschieden werden kann, ob eine Gründung auf Bohrpfählen möglich und empfehlenswert ist und welche. DIN 4020 bis DIN 4023 sind zu beachten.

2.2. Grundwasser und Boden sind auf betonschädliche Eigenschaften zu untersuchen (siehe DIN 4030*).

2.3. Eine Bohrpfahlgründung darf nicht ausgeführt werden, wenn zu erkennen ist, daß beim Herstellen der Pfähle durch Auflockern oder Ausspülen des Bodens benachbarte Baulichkeiten ernstlich gefährdet werden.

3. Anordnung und Abmessungen der Pfähle

3.1. Unter Pfahldurchmesser wird im folgenden (Abschnitt 3 bis 11) stets der Außendurchmesser des Bohrrohres verstanden.

3.2. Gleichgerichtete Bohrpfähle müssen einen Achsabstand haben, der mindestens dreimal so groß ist wie der Pfahldurchmesser, aber nicht kleiner als 1,10 m, und bei Pfählen mit Fuß mindestens das Doppelte des Durchmessers des Pfahlfußes beträgt.

Bei gespreizten Pfählen sind die in Bild 1 angegebenen Mindestabstände einzuhalten.

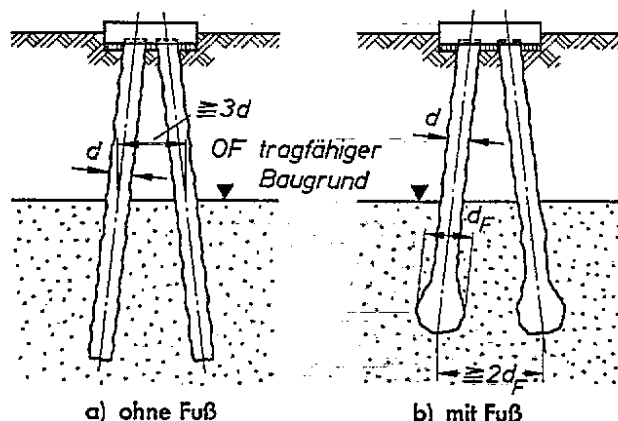


Bild 1. Mindestabstände bei gespreizten Bohrpfählen

3.3. Schrägpfähle dürfen nur hergestellt werden, wenn keine Gefahr besteht, daß sich die durchbohrten Bodenschichten nennenswert setzen und wenn Sorgfalt und Güte des Herstellens durch die Schräglage nicht beeinträchtigt werden. Die Neigung der Schrägpfähle darf bei geschütteten Bohrpfählen nicht flacher als 8:1, bei Preßbetonbohrpfählen nicht flacher als 4:1 sein.

3.4. Bei nach der Tiefe gestaffelten Pfählen müssen die tiefer stehenden Pfähle zuerst ausgeführt werden.

3.5. Der Pfahldurchmesser ist von der Länge und von der gewünschten Tragfähigkeit der Pfähle abhängig. Die folgenden Werte für den Pfahldurchmesser sollen für die angegebenen Längen der Pfähle eingehalten werden:

Tabelle 1

Pfahllänge m	Mindestpfahldurchmesser d cm
bis 10	30
über 10 bis 15	35
über 15 bis 20	40
über 20 bis 30	50

4. Bohrarbeit

4.1. Bohrgerät

Die Verrohrung muß bis Unterkante Pfahl reichen, bei besonders angeschnittenen Pfahlfüßen bis zu deren Oberkante.

Die Bohrröhre müssen auch an den Stößen innen glatt und bündig durchgehen. Die Stöße sind zu verschrauben oder zu verschweißen. Sie müssen im freien Wasser und im Grundwasser wasserdicht sein. Der Bohrkranz-Außendurchmesser darf höchstens 20 mm größer sein als der Außendurchmesser des Bohrrohres.

Es sind nur Bohrwerkzeuge anzuwenden, durch die der Boden so wenig wie möglich aufgelockert wird.

4.2. Vorseilen der Bohrröhre

Die Bohrröhre sollen dem Räumen des Bodens aus den Rohren vorseilen, und zwar auch beim Bohren oberhalb des Grundwassers. Sie sind dabei genügend zu belasten. Das Maß des Vorseilens soll der Bodenart entsprechen, z. B. soll nichtbindiger, feinkörniger Boden im Grundwasser und auch bei Zugabe von Wasser im Bohrloch etwa 30 bis 50 cm über der Unterkante des Bohrrohres stehen. Die Bohrarbeiten zum Herstellen von Pfahlfüßen regelt Abschnitt 10.

4.3. Bohren im Grundwasser

Im Grundwasser ist stets unter Zugabe von Wasser zu bohren. Dabei soll die Wassersäule hoch genug über dem jeweiligen Grundwasserstand stehen, bei Feinsand und Schluff mindestens um 1 m bei herausgezogenem Bohrwerkzeug. Der jeweilige Grundwasserstand muß während des Bohrens bekannt sein, nötigenfalls in besonderen Beobachtungsbrunnen gemessen werden.

4.4. Bohren

bei gespanntem (artesischem) Grundwasser

Ist zu erwarten, daß die Bohrung gespanntes Grundwasser schneidet, so muß das Bohrrohr vor Erreichen der wasserführenden Schicht so hoch mit Wasser gefüllt werden, daß dem Druck des gespannten Wassers mindestens das Gleichgewicht gehalten wird. Dabei ist von der größten möglichen Druckhöhe auszugehen. In Zweifelsfällen ist von vornherein mit ausreichend hoher Wassersäule zu bohren.

4.5. Fließerscheinungen im Boden

Bei zum Fließen neigenden Sanden oder breiigen Böden sind die Maßnahmen nach Abschnitt 4.2 bis 4.4 besonders zu verstärken.

4.6. Bohrhindernisse

Beim Beseitigen von Bohrhindernissen soll jedes Auflockern des Bodens möglichst vermieden werden. Bohrungen, die vor Erreichen der Solltiefe auf schwer zu beseitigende Hindernisse, wie große Findlinge, treffen, sind aufzugeben. Ein Pfahl darf auf ein Hindernis, das oberhalb der Solltiefe liegt, nicht aufgesetzt werden. Im Bohrloch darf nicht gesprengt werden.

*) Es gilt DIN 4030, Ausg. Nov. 1969

4.7. Spülen

Die Bohrrohre dürfen nicht mit Spülhilfe niedergebracht werden.

4.8. Überprüfen der Baugrunderkundung

Das Verhalten des Bodens beim Bohren ist genau zu beobachten. Für jeden einzelnen Pfahl ist die Einbindetiefe in die tragfähige Schicht festzuhalten. Zur Überprüfung und Ergänzung der Erkundungsbohrungen sind in gewissen Abständen Schichtenverzeichnisse der Pfahlbohrungen aufzunehmen. Entstehen Zweifel über die Beschaffenheit des Baugrunds unter den Pfählen, so ist die Erkundung des Baugrunds nach Abschnitt 2.1 zu ergänzen.

4.9. Aufgegebene Bohrlöcher

Aufgegebene Bohrlöcher sind mit geeignetem Boden oder Beton sachgemäß zu verfüllen.

5. Beton

5.1. Für den Beton, besonders für seine Zusammensetzung und Güte und für seine Bewehrung gelten allgemein die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DIN 1045*), DIN 1047*) und DIN 1048**).

5.2. Bohrpfähle sind aus möglichst dichtem Beton herzustellen. Der Beton soll mindestens 350 kg Zement in 1 m³ fertigem Beton enthalten und mindestens der Güteklasse B 225 nach DIN 1045*) entsprechen.

5.3. Die Beschaffenheit des frischen Betons soll weich sein.

Der Wasserzementwert ($W/Z = \frac{\text{Wassergewicht}}{\text{Zementgewicht}}$) soll 0,6 nicht überschreiten.

5.4. Die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe soll nahe der Sieblinie E nach DIN 1045 liegen. Für Pfähle mit einem Durchmesser < 40 cm soll eine entsprechend aufgebraute Mischung mit einem Größtkorn der Zuschläge von 15 mm verwendet werden.

5.5. Wird der Beton unter Wasser eingebracht (siehe Abschnitt 7.6), so soll für die erste Füllung des Schüttrohres der Zementanteil 400 kg in 1 m³ fertigem Beton betragen.

5.6. Bei betonschädlichen Wässern und Böden gilt DIN 4030***).

5.7. Von dem Beton der ersten 25 Pfähle einer Bohrpfahlgründung sind für die Güteprüfung mindestens 6 Probewürfel nach DIN 1048 anzufertigen, wovon 3 nach 7 Tagen und 3 nach 28 Tagen geprüft werden müssen. Für jeweils weitere 25 Pfähle sind weitere 3 Probewürfel zu prüfen. Ändert sich im Verlauf der Ausführung einer Bohrpfahlgründung die Zusammensetzung des Betons, so ist so zu verfahren, als ob eine neue Gründung begänne.

6. Bewehrung

6.1. Allgemeines

Bohrpfähle erhalten in der Regel eine Längs- und Querbewehrung, die über die gesamte Pfahllänge reicht. Die Bewehrung ist als Bewehrungskorb herzustellen und so in das Bohrrohr einzusetzen, daß sie beim Betonieren nicht verschoben und bei Anheben des Rohres nicht mitgenommen werden kann.

Auf eine durchgehende Bewehrung kann bei lotrechten Pfählen von mindestens 30 cm Durchmesser und höchstens 7,5 m Länge verzichtet werden, wenn gewährleistet ist, daß die Pfähle weder durch Erddruck noch durch den Seitendruck plastischer weicher Böden, noch durch außermittige Last oder aus anderer Ursache auf Biegung beansprucht werden können. In diesen Fällen erhalten die Pfähle eine Anschlußbewehrung nach Abschnitt 6.2, die mindestens 2 m in den Pfahlschaft hineinreicht.

6.2. Längsbewehrung

Als Längsbewehrung sind mindestens 5 Bewehrungsstäbe von 14 mm Durchmesser anzuordnen. Die Summe der Querschnitte der Längsbewehrung muß mindestens 0,8 % des Pfahlquerschnittes betragen.

Wenn die Bohrpfähle Biegebeanspruchungen ausgesetzt sein können, ist der Querschnitt der Längsbewehrung zu überprüfen und gegebenenfalls zu verstärken.

Etwa verwendete Blechhülsen (siehe Abschnitt 1.1.4) – nicht zu verwechseln mit Bohrrohren, die im Boden verbleiben – dürfen wegen der Gefahr des Durchrostens nicht als Bewehrungsanteil gerechnet werden.

6.3. Querbewehrung

Die Querbewehrung ist als Wendel anzuordnen, dessen Ganghöhe zwischen 15 und 20 cm liegen soll. Die Querbewehrung muß bei einem Pfahldurchmesser bis 35 cm mindestens 5 mm, bei dickeren Pfählen mindestens 6 mm Durchmesser haben.

6.4. Betondeckung

Die Betondeckung der Stahleinlagen muß mindestens 3 cm, in betonschädlichen Wässern und Böden mindestens 5 cm betragen, und zwar auch dann, wenn der Pfahlschaft durch Hülsen ummantelt ist.

6.5. Zugpfähle

Bei Zugpfählen hat die Längsbewehrung die Zugkraft ohne Überschreitung der für Betonstahl I zulässigen Stahlspannung allein aufzunehmen. Sie muß mindestens der Längsbewehrung nach Abschnitt 6.2 entsprechen. Die Bewehrung ist voll über die ganze Länge des Pfahls bis in den Pfahlfuß zu führen.

6.6. Stöße

Stöße der Längsbewehrung sind möglichst zu vermeiden, besonders bei Zugpfählen.

Wo dies nicht möglich ist, soll in Druckpfählen die Übergreifung der Längsstäbe das 40-fache ihres Durchmessers betragen. Haken dürfen am Stoß nicht abgebogen werden. Nach Möglichkeit sollen die Stöße der einzelnen Längsstäbe gegeneinander versetzt werden.

In Zugpfählen müssen die Stöße der Längsstäbe geschweißt oder mit Schraubmuffen verbunden werden. Geschweißte Übergreifungsstöße sind zulässig. Die Güte der Schweißung ist an Hand mehrerer Proben nachzuweisen.

7. Einbringen des Betons

7.1. Zeitfolge des Herstellens

Die Reihenfolge für das Herstellen der Bohrpfähle muß so gewählt werden, daß das Erstarren des Betons der gerade fertiggestellten Bohrpfähle nicht gestört wird. Dies gilt besonders für die Bodenarten, bei denen die Gefahr besteht, daß der Boden während des Bohrens aufgelockert oder ausgespült wird.

7.2. Beginn des Betonierens

Sofort nach Beendigung des Bohrens muß der Bewehrungskorb eingebracht und der Pfahl ausbetoniert werden. Wenn das ausnahmsweise nicht möglich ist, muß festgestellt werden, ob sich inzwischen die Standfläche des Pfahls angehoben hat. Gegebenenfalls muß dann vor dem Betonieren nachgebohrt werden.

7.3. Einbringen und Verarbeiten

Der Beton ist so einzubringen und zu verarbeiten, daß er tatsächlich bis Unterkante Pfahlfuß gelangt, daß er mit Sicherheit nicht entmischt, unterbrochen, eingeschnürt oder verunreinigt wird und daß er ein dichtes Gefüge erhält. Der Beton kann gerüttelt werden.

*) Es gilt DIN 1045, Ausg. Jan. 1972

**) Es gilt DIN 1048 Blatt 1, Jan. 1972

*** Es gilt DIN 4030, Ausg. Nov. 1969

7.4. Einschütten im Trocknen

Der Beton darf nicht frei in das Bohrrohr eingeschüttet werden. Auch wenn kein Wasser im Rohr steht, muß mit einem Schüttrohr betoniert werden, das bei Beginn des Betonierens bis Unterkante Pfahlfuß reicht. Auch können besondere Schüttkübel verwendet werden, die in oder unmittelbar über dem Beton entleeren.

7.5. Verdrängen des Grundwassers

Wenn möglich, soll das Grundwasser vor dem Betonieren verdrängt werden.

7.6. Betonieren im Grundwasser

Kann das Grundwasser nicht verdrängt werden, so darf der Beton nur mit ortsfesten Trichtern nach DIN 1047*), Ausgabe 1943x, § 10 (Kontraktorbetonverfahren) eingebracht werden. Dabei muß das Trichterrohr immer tief genug (3 bis 1 m) in den Beton hineinreichen, so daß die Betonsäule nicht abreißt und kein Wasser in das Trichterrohr eintritt. Stets ist so viel Frischbeton vorzuhalten und in einem Zuge einzubringen, daß der Pfahl um mindestens 2 m Höhe aufgefüllt werden kann. Beim Füllen eines Pfahlfußes muß der Vorrat an Frischbeton das gleichzeitige Füllen des Fußes und des Pfahlschaftes auf 2 m Höhe gestatten.

7.7. Nachweis des Betonverbrauchs

Für jeden Pfahl muß der Betonverbrauch gemessen und nachgewiesen werden. Dabei ist zu berücksichtigen, daß der Betonverbrauch steigt, wenn der Beton eingepreßt wird. Bei Preßbetonbohrpfählen soll der Betonverbrauch abschnittsweise festgestellt werden.

8. Ziehen der Bohrrohre

Beim Ziehen muß unbedingt vermieden werden, daß die Betonsäule abreißt oder eingeschnürt wird. Die Rohre müssen langsam und gleichmäßig angehoben werden, besonders im oberen Bereich des Pfahls. Beim Ziehen muß die Betonsäule im Rohr immer so hoch (mindestens 1 m) gehalten werden, daß ein ausreichender Überdruck gegen nachdrängenden Boden oder Grundwasser vorhanden ist.

Bei Preßbetonbohrpfählen darf der Beton nur in so hohen Abschnitten eingebracht werden, daß der Preßdruck die Reibung zwischen Beton und Rohr mit Sicherheit überwindet. Während der Preßdruck auf den Beton wirkt, soll das Rohr nach Möglichkeit nicht auf andere Weise angehoben werden.

9. Wulstbildung

9.1. Wülste, die sich am Pfahlschaft durch Einpressen des Betons in den umgebenden Boden bilden, sind anzustreben. Sie erhöhen die Tragfähigkeit des Bohrpfahls, besonders wenn sie sich in dem tragfähigen Boden in der Nähe des Pfahlfußes bilden und so den Fuß verstärken.

9.2. Geht der Bohrpfahl jedoch durch weichere Bodenschichten, die sich setzen und dadurch den Pfahl zusätzlich (negative Mantelreibung) belasten können, soll in und oberhalb dieser Schichten die Wulstbildung verhindert werden, gegebenenfalls durch Einbau besonderer Hülsen, die im Boden verbleiben.

10. Herstellen von angeschnittenen Pfahlfüßen

In mindestens steifen, bindigen Böden (siehe DIN 1054) und in nichtbindigen, gewachsenen, ausreichend fest gelagerten Böden können durch besondere Geräte unterhalb des Bohrrohres Hohlräume hergestellt werden, die einen erweiterten Pfahlfuß aufnehmen.

10.1. Oberhalb des Grundwassers

Oberhalb des Grundwassers ist das Anschneiden von Pfahlfüßen nur zulässig, wenn

10.1.1. der Durchmesser des Pfahlfußes nicht mehr als das 2-fache des Pfahldurchmessers und der Achsabstand der Pfähle mindestens das Doppelte des Durchmessers des Pfahlfußes beträgt (Abschnitt 3.2),

10.1.2. vor Beginn der Pfahlgründung nachgewiesen wird, daß der Boden im Bereich der Pfahlfüße so fest ist, daß der Hohlraum sauber hergestellt werden kann und daß seine Wandungen, besonders seine Sohle, von seiner Fertigstellung an bis zur Vollendung des Ausbetonierens unverändert bleiben, d. h. daß sich von den Wandungen keine Teile oder Schalen des Bodens lösen, daß der ausgeschnittene Boden sauber und restlos beseitigt wird und daß auch durch den wiederholten Ein- und Ausbau des Schneidgerätes und das Arbeiten des Räumgerätes die Wandungen des Hohlraumes nicht beschädigt werden,

10.1.3. während und nach dem Herstellen des Hohlraumes Wandungen und Sohle des Hohlraumes durch Stichproben in geeigneter Weise beobachtet werden und festgestellt wird, daß sie den Anforderungen nach Abschnitt 10.1.2 entsprechen,

10.1.4. die Bewehrung des Pfahls bis dicht über die Unterkante des Pfahlfußes reicht.

10.2. Im Grundwasser

Im Grundwasser dürfen Füße für Bohrpfähle nur angeschnitten werden, wenn zusätzlich zu Abschnitt 10.1,

10.2.1. der Unternehmer durch ausgegrabene Pfahlfüße und durch Ergebnisse von Probelastungen nachweist, daß er im Grundwasser in Böden gleichartiger Beschaffenheit einwandfreie und tragfähige Bohrpfähle mit Fuß hergestellt hat,

10.2.2. von vornherein genügend großer Wasserüberdruck im Bohrrohr besteht und mit Sicherheit gehalten wird, bis das Rohr mit Beton gefüllt ist.

11. Tragfähigkeit und zulässige Belastung

11.1. Die in Tabelle 2 genannten Belastungen gelten für einwandfrei hergestellte, mindestens 5 m lange Bohrpfähle. Voraussetzung ist, daß ausreichend dicht gelagerte nichtbindige Böden oder annähernd halbfeste bindige Böden (siehe DIN 1054) in ausreichender Mächtigkeit den tragfähigen Baugrund bilden und daß die Pfähle mindestens 3 m, solche mit Fußverbreiterung mindestens 2,50 m (bis Unterkante Pfahlfuß), in den tragfähigen Baugrund einbinden. Bei Hülsenpfählen ohne Fußverbreiterung gilt als Einbindelänge nur der nicht ummantelte Pfahlbereich innerhalb des tragfähigen Baugrunds.

11.2. Die in der Tabelle 2 genannten zulässigen Belastungen können ohne Probelastung bis zu 25 % überschritten werden, wenn die tragenden Schichten aus besonders dicht gelagerten nichtbindigen Böden oder festen, bindigen Böden bestehen.

Tabelle 2. Zulässige Belastung von Bohrpfählen
(Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten)

Bohrpfähle ohne Fuß		
Pfahldurchmesser <i>d</i> cm	zulässige Belastung	
	geschütteter Bohrpfahl Mp	Preßbetonbohrpfahl Mp
30	20	20
35	25	25
40	30	30
50	40	40

*) Es gilt DIN 1045, Ausg. Jan. 1972

Bohrpfähle mit Fuß (Standpfähle)	
Fußdurch- messer cm	zulässige Belastung Pfahl mit Fußverbreiterung Mp
60	30
70	38
80	47
90	55
100	65

11.3. Bei felsähnlichen Böden oder Fels darf die Einbinde-
länge gegenüber der Festlegung in Abschnitt 11.1 herab-
gesetzt werden. Die zulässige Pfahlbelastung richtet sich hier-
bei nach der Beschaffenheit der tragenden Schicht und der
Festigkeit der Pfahlschäfte.

11.4. Binden die geschütteten oder Preßbetonbohrpfähle
mehr als 3 m in die tragende Schicht ein (siehe Abschnitt
11.1), so steigt ihre Tragfähigkeit mit wachsender Einbinde-
länge. Sollen solche Pfähle höher belastet werden, so ist die
höhere Tragfähigkeit nachzuweisen.

11.5. Die genannten zulässigen Belastungen dürfen über-
schritten werden, wenn die höhere Tragfähigkeit durch Pro-
bebelastungen auf der Baustelle an mindestens zwei Pfählen
nachgewiesen wird. Bei etwa gleichen Untergrundverhältnis-
sen können an anderer Stelle ausgeführte Probelastungen
zum Nachweis mit herangezogen werden.

Für Durchführen und Auswerten der Probelastungen gilt
DIN 1054.

11.6. Die Tragfähigkeit kann bei Untergrundverhältnissen,
die nicht mindestens denjenigen des Abschnittes 11.1 ent-
sprechen, erheblich abnehmen. In solchen Fällen ist die zu-
lässige Pfahlbelastung an Hand von Probelastungen fest-
zulegen.

11.7. Die volle zulässige Belastung darf auf die Bohrpfähle
bei Verwendung von Zement Z 275 erst 21 Tage nach dem
Herstellen, bei höherwertigen Zementen oder Sonderzemen-
ten entsprechend früher, aufgebracht werden. Teilbelastun-
gen können in Abhängigkeit von der Festigkeitsentwicklung
des Betons aufgebracht werden.

11.8. Die zulässige Belastung von Zugpfählen ist – ab-
gesehen von Fällen geringfügiger Beanspruchung – durch
Probelastung nachzuweisen.

4. Pfahlbeton

4.1. Betongüte B

4.2. Zementart (Lieferwerk)

4.3. Zementanteil kg/m³

4.4. Zuschlagstoffe (Größtkorn)

4.5. Wasserzementwert $\left(\frac{W}{Z} = \frac{\text{Wassergewicht}}{\text{Zementgewicht}} \right)$

4.6. Beton-Zusatzmittel

5. Einbringen des Betons

5.1. Wasserstand im Bohrrohr bei Beginn des Betonierens

..... m unter Bohrebene

5.2. Schüttrohr (ϕ ) / Schüttkübel

5.3. geschüttet

gerüttelt (Verfahren und Gerät)

gepreßt mit atü bis atü

5.4. Nachweis des Betonverbrauchs:

..... $\frac{\text{Karren}}{\text{Kübel}}$ je l Inhalt = l**6. Ausführungszeiten**

Arbeitsvorgang	Datum	Uhrzeit	Wetter	Temp. °C
Bohren begonnen beendet				
Betonieren begonnen beendet				

7. Bemerkungen und Besonderheiten

.....

.....

.....

.....

....., den 19.....

Der Bohrmeister

Verantwortlicher Bauleiter des Unternehmens

DK 624.154.34 : 351.78

DEUTSCHE NORMEN

November 1969

BohrpfähleHerstellung und zulässige Belastung
Erläuterungen**DIN****4014**

Beiblatt

Diese Erläuterungen beziehen sich auf die Ausgabe November 1969 der Norm DIN 4014; sie dienen dazu, etwaige Zweifelsfälle bei der Auslegung der Norm weitestgehend auszuschließen.

Zur Vorbemerkung

Da das Herstellen der Bohrpfähle eine besondere Sachkenntnis und Sorgfalt erfordert, muß bei der Ausschreibung und der Vergabe die Vertrauenswürdigkeit des Bieters entscheidend mit berücksichtigt werden. Es ist besonders wichtig, daß der Vergebende feststellt, ob der Preis auskömmlich und die benannte Anzahl des Führungspersonals und seine Fachbildung ausreichend sind. In Zweifelsfällen empfiehlt es sich, den Berufsverband anzusprechen. Jede Akkord- oder Nachtarbeit sollte wegen der damit verbundenen Gefahrenquellen für die Güte der Bohrpfahlherstellung vermieden werden.

Zu Abschnitt 1.1. Begriffe

Zur Herstellung eines Bohrpfahls wird ein stählernes Vortreibrohr in die tragende Schicht niedergebracht, indem der Boden innerhalb des Rohres bei gleichzeitigem Drehen und Belasten des Rohres durch Bohren entfernt wird. Der Hohlraum wird ausbetoniert, wobei das Bohrrohr im Boden belassen oder wiedergewonnen wird.

Zu Abschnitt 1.1.1. Geschütteter Bohrpfahl

Nach dem Niederbringen des Bohrrohres und dem Einbau der Bewehrung wird der Beton abschnittsweise in das Bohrrohr eingeschüttet und u. U. durch Stochern oder Rütteln in einfacher Weise verarbeitet, wobei gleichzeitig das Bohrrohr entsprechend dem Betonierungsfortschritt angehoben wird. Diese Pfahlart stellt die einfachste Form eines Bohrpfahls mit wiedergewonnenem Vortreibrohr dar.

Zu Abschnitt 1.1.2. Preßbetonbohrpfahl

Nach Niederbringen des Bohrrohres sowie dem Einbau der Bewehrung wird der Beton abschnittsweise in das Bohrrohr eingebracht und anschließend mittels Preßluft einem Druck ausgesetzt, so daß dadurch bei gleichzeitigem Anheben des Bohrrohres eine besonders innige Verbindung zwischen Beton und Boden entsteht.

Zu Abschnitt 1.1.3. Bohrpfahl mit Fuß

Nach dem Niederbringen des Bohrrohres wird unmittelbar unter diesem mit besonderen Geräten ein Fuß angeschnitten, dessen Durchmesser größer ist als der des Vortreibrohres. Voraussetzung ist, daß ein standfester Hohlraum hergestellt werden kann. Der Pfahl wird im übrigen nach Abschnitt 1.1.1 und 1.1.2 hergestellt. Bohrpfähle mit Fuß gelten als Standpfähle.

Zu Abschnitt 1.1.4. Hülsepfähle

In besonderen Fällen (z. B. zur Verminderung der Einflüsse aus negativer Mantelreibung bei zur Setzung neigenden Bodenschichten oder zum Schutz des frischen Pfahlbetons gegen betonschädliche Wässer und Böden) können oberhalb der tragenden Schicht dünnwandige Hülsen (z. B. aus Blech) in das Bohrrohr eingebracht werden, die den Beton in dem betroffenen Abschnitt ummanteln. Das Bohrrohr wird anschließend wieder gezogen. Im übrigen ist der Pfahl nach Abschnitt 1.1.1 bis 1.1.3 zu behandeln.

Zu Abschnitt 1.1.5. Spezialpfähle

Zu den Spezialpfählen gehören zunächst alle Bohrpfähle, die nicht unter den Geltungsbereich nach Abschnitt 1.2 dieser Norm fallen, also z. B. auch Großbohrpfähle (Bohrpfeiler) und Pfähle mit über 2-facher Fußverbreiterung.

Spezialpfähle sind im übrigen dadurch gekennzeichnet, daß bei ihnen Güte und Tragfähigkeit gegenüber den in der Norm behandelten einfachen Bohrpfahlarten verbessert sind. Dies betrifft sowohl die Güte des Pfahlbetons selbst als auch den Verbund zwischen diesem und dem angrenzenden Boden, sowie eine im Zusammenhang mit der Pfahlherstellung stehende Verbesserung des Bodens. Teilmaßnahmen können z. B. darin bestehen, daß das Vortreibrohr in ganzer Länge im Boden verbleibt, also nicht mehr gezogen wird (im Unterschied zum Hülsepfahl, Abschnitt 1.1.4), daß besondere Rüttelverfahren in Verbindung mit dem Betonieren des Pfahls und Ziehen des Vortreibrohres angewendet werden (Rüttelbetonbohrpfahl), daß vorgefertigte Pfähle aus Stahlbeton, Spannbeton oder Stahl in vorgebohrte Löcher eingestellt werden (Fertigbohrpfähle), u. a.

Zu Abschnitt 1.2. Geltungsbereich

Die Norm behandelt in erster Linie die häufig vorkommenden und allgemein angewendeten Ausführungsarten. Der Schaftdurchmesser ist auf ein Höchstmaß von 50 cm beschränkt worden, da sich mit größerem Durchmesser die Herstellverfahren z. B. beim Fördern des Bohrgutes aus dem Vortreibrohr und beim Einbau des Betons immer mehr denen des Brunnenbaues annähern. Entsprechendes gilt für besonders kurze Bohrpfähle, die in standfesten Böden teilweise auch ohne Verrohrung ausgeführt werden können.

Frühere Ausgaben: 12.60

Änderung November 1969:

Erläuterungen für die Spezialpfähle (Abschnitt 1.1.5 und 1.2) aufgenommen. In den Erläuterungen zu den Abschnitten 1.1.1 und 1.1.2 die erforderlichen Lagerungsdichten für ausreichend und besonders dicht gelagerte nichtbindige Böden geändert und auf den Ungleichförmigkeitsgrad bezogen. Redaktionelle Änderungen.

Fachnormenausschuß Bauwesen im Deutschen Normenausschuß (DNA)
Arbeitsgruppe Einheitliche Technische Baubestimmungen (ETB)

Die für Spezialpfähle gültigen allgemeinen Bestimmungen der Norm betreffen die Abschnitte

1. Allgemeines,
2. Erkundung des Baugrunds,
3. Anordnung und Abmessungen der Pfähle
(ausgenommen Abschnitt 3.3, letzter Satz und 3.5, Tabelle 1)

ebenso alle übrigen Richtlinien über Bohrarbeit (Abschnitt 4) und Liefern und Einbringen der Bewehrung (Abschnitt 6, jedoch ohne Abschnitt 6.2, 1. Absatz) und des Betons (Abschnitt 5, 7 und 9), Herstellen von angeschnittenen Füßen (Abschnitt 10), sowie bei der Herstellung solcher Sonderbauarten, die in der Norm beschriebenen Verfahren oder Baustoffe. Insbesondere sei darauf hingewiesen, daß auch über das Herstellen von Spezialpfählen Protokoll zu führen ist, wofür der Mustervordruck von DIN 4014 dient.

Zu Abschnitt 1.4. Bauleitung

Mit dieser Bestimmung soll vor allem sichergestellt werden, daß die verantwortliche Bauleitung sich ständig und unmittelbar mit allen Einzelheiten der Ausführung befaßt. Die Einführung des Mustervordruckes wird den nötigen raschen Überblick über die Einheitlichkeit und Zuverlässigkeit der Gründung ermöglichen, sowie die Auswertung und vergleichende Betrachtung erleichtern.

Zu Abschnitt 2.1.

Das Erkunden der Grundwasserverhältnisse muß ebenso über Strömungen des Grundwassers Aufschluß geben, die z. B. im Tidebereich der Nordsee oder neben Flüssen mit wechselnden Wasserständen sich kurzfristig ändern können.

Zu Abschnitt 2.2.

Beim Beurteilen von betonschädlichen Eigenschaften müssen auch schädliche Einflüsse berücksichtigt werden, die erst später auftreten können, z. B. bei Bauten auf Baugelände, das für die chemische Industrie vorgesehen ist.

Zu Abschnitt 2.3.

Eine ernstliche Gefährdung liegt dann vor, wenn Schäden (Bewegungen oder Risse) in einem solchen Ausmaß entstehen können, daß das Tragvermögen des betreffenden Bauwerkes beeinträchtigt wird.

Zu Abschnitt 3.2.

Durch die untere Begrenzung des Pfahlabstandes wird bewirkt, daß die Tragfähigkeit der Einzelpfähle durch Überschneidung der Last-Einflußzonen nicht merkbar herabgesetzt wird.

Ein Unterschreiten der Mindestabstände würde neben einer Abnahme der Tragfähigkeit auch das einwandfreie Herstellen (insbesondere langer Pfähle) gefährden.

Zu Abschnitt 3.3.

Nennenswerte Setzungen können in erster Linie bei bindigen oder organischen Bodenschichten sowie bei nicht verdichteten Schüttungen auftreten. Sie entstehen durch Eigenkonsolidierung oder nachträgliche Erhöhung der Auflast. Diese Setzungen sind dann schädlich, wenn als Folge davon das Tragvermögen der Pfähle beeinträchtigt wird.

Bei sehr langfristigen Setzungsbewegungen kann sich diese Gefahr bei schlanken Pfählen verringern, da der Pfahl infolge Kriechens des Betons gewisse Verformungen schadlos überstehen kann.

Die angegebenen Grenzneigungen sind so bestimmt worden, daß die Bohrpfähle der verschiedenen Herstellungsverfahren mit Sicherheit auch in Schräglage einwandfrei ausgeführt werden können.

Zu Abschnitt 3.4.

Eine Staffelung der Pfähle kann erforderlich werden, wenn z. B. die Oberfläche der tragenden Schicht geneigt ist oder wenn einige Pfähle aus Gründen der Tragfähigkeit eine

größere Einbindetiefe erhalten (Bild 1 dieser Erläuterungen). In diesen Fällen würde bei einer von Abschnitt 3.4. abweichenden Arbeitsweise die Gefahr bestehen, daß unter bereits fertiggestellten Pfählen der Boden nachträglich in seiner Tragfähigkeit vermindert wird.

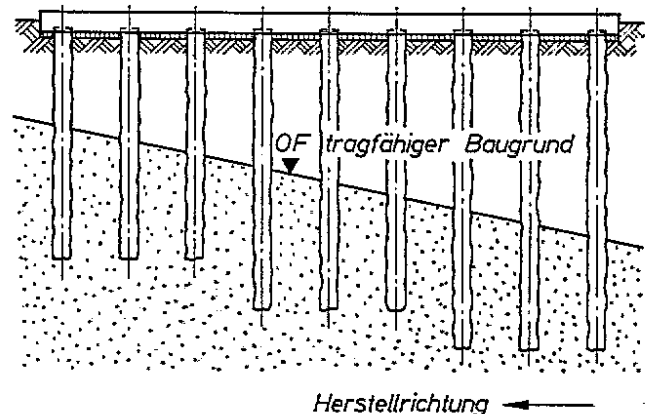


Bild 1. Herstellrichtung bei nach der Tiefe gestaffelten Bohrpfählen

Zu Abschnitt 3.5.

Das sachgemäße Herstellen eines Bohrpfahls erfordert für das Handhaben der Bohrwerkzeuge und das sichere Ausbetonieren einen Mindestquerschnitt, der mit der Pfahllänge anwächst. Deshalb sind in Tabelle 1 für verschiedene Längen Mindestwerte des Pfahldurchmessers angegeben, zwischen denen interpoliert werden darf. Stellt sich während der Bauausführung heraus, daß in Einzelfällen eine größere Pfahllänge als geplant erforderlich wird, kann eine dadurch bedingte geringfügige Unterschreitung des Mindestpfahldurchmessers unbedenklich in Kauf genommen werden, so daß die einmal eingesetzten Bohrröhre und Geräte beibehalten werden können.

Zu Abschnitt 4.1. Bohrgerät

Die zum Herstellen der Bohrpfähle erforderlichen Bohrgeräte sollten vorzugsweise für maschinellen Antrieb geeignet sein. Eingefettete Gewinderöhre gelten auch im freien Wasser als wasserdicht.

Innerhalb des Bohrröhres lassen sich Auflockerungen nicht-bindiger Böden unter Wasser bei Verwendung der gebräuchlichen Bohrgeräte normalerweise nicht ganz vermeiden. Geringfügige Auflockerungen dieser Art sind dann unschädlich, wenn das Bohrröhr der Kernräumung weit genug vorausseilt.

Alle Bohrgeräte, die weitreichende und damit nachteilige Auflockerungen auch außerhalb des Bohrröhres zur Folge haben, müssen vermieden werden. Dazu zählen vor allem solche Geräte, deren Wirksamkeit ausschließlich auf dem Prinzip des Ansaugens beruht, wie z. B. die Kiespumpe.

Zu Abschnitt 4.2. Vorausseilen der Bohrröhre

Grundsätzlich sollte das Bohrröhr der Kernräumung immer so weit wie möglich vorausseilen. Wenn die laufende Nachprüfung ergibt, daß diese Vorschrift zu irgendeiner Zeit nicht genügend eingehalten worden ist, so sollte die betreffende Bohrung zum Herstellen eines Bohrpfahles nicht verwendet werden.

Bei bestimmten Bodenschichten ist ein Vorausseilen nur in geringem Umfang (z. B. bei festen, bindigen Böden oder Kies) oder gar nicht (z. B. bei Fels) möglich.

Es gibt Fälle, bei denen von der Vorschrift abgewichen werden muß. So ist jeweils bei Beendigung der Bohrung vor dem Einstellen der Bewehrung oder vor Beginn des Betonierens der Boden bis Unterkante Rohr zu entfernen, ebenso beim Beseitigen von Hindernissen oder zum Anschnitten besonderer Pfahlfüße, desgleichen bei Baugrunduntersuchungen im Bohrröhr. Dann muß mit besonderer Sorgfalt vorgegangen werden.

Zu Abschnitt 4.3. Bohren im Grundwasser

Bei rasch wechselnden Grundwasserständen (z. B. im Tidebereich, siehe Abschnitt 2.1) ist laufend zu beobachten und entsprechende Vorsorge zu treffen.

Zu Abschnitt 4.4. Bohren bei gespanntem (artesischem) Grundwasser

Nur bei strengster Einhaltung der Vorschrift können Bodendurchbrüche und Bodeneintreibungen in das Bohrrohr vermieden werden. Eine einzige verunglückte Bohrung kann schon zu Entzug und Auflockerung des Bodens in einem solchen Umkreis führen, daß benachbarte Fundamente gefährdet sind oder die Tragfähigkeit benachbarter, schon fertiggestellter Bohrpfähle in Frage gestellt wird. Eine derart mißglückte Bohrung muß aufgegeben und das Ausmaß der Einwirkung auf die Umgebung erkundet werden. Ersatzpfähle sind entsprechend zu stellen und gegebenenfalls tiefer als geplant zu führen.

Da die nachteiligen Auswirkungen von Herstellungsmängeln hier besonders groß sein können, sollten Bohrpfähle bei Vorhandensein gespannten Grundwassers nur in Ausnahmefällen verwendet werden.

Um im Bohrrohr einen hinreichend großen hydrostatischen Gegendruck erzeugen zu können, muß nötigenfalls das Bohrrohr durch ein Aufsatzrohr erhöht werden.

Zu Abschnitt 4.5. Fließerscheinungen im Boden

Die in den Abschnitten 4.2 bis 4.4 angestellten Überlegungen gewinnen eine noch erhöhte Bedeutung, wenn in der tragfähigen Schicht Sande anstehen, die zum Fließen neigen. Jeder geringste, auch nur kurzfristig auftretende Unterdruck gegenüber dem Grundwasser kann im Bohrrohr schon zu schädlichen Bodenaufreibungen führen. Ein Sog entsteht z. B. jedesmal, wenn das Bohrgerät im Rohr angehoben wird. Schädlich wirkt er dann, wenn der hydrostatische Überdruck der Wassersäule im Bohrrohr gegenüber dem Grundwasser nicht ausreicht, einen durch den Sog entstehenden Unterdruck auszugleichen. Es ist also auf alle Fälle auf eine ausreichende Wasserfüllung im Bohrrohr zu achten. Aufwärtsbewegungen der Bohrgeräte im Bohrrohr müssen zudem entsprechend langsam ausgeführt werden.

Durch Messungen sollte laufend geprüft werden, ob im Bohrrohr Boden hochgetrieben wird. Ist innerhalb der tragfähigen Schicht ein Hochquellen festgestellt worden, so ist wie nach Abschnitt 4.4 zu verfahren.

Das Zusammentreffen von artesischem Grundwasser mit zum Fließen neigenden Sanden schafft häufig Verhältnisse, die es ratsam erscheinen lassen, Bohrpfähle nicht anzuwenden (Abschnitt 2.1).

Zu Abschnitt 4.6. Bohrhindernisse

Sind für die Beseitigung von Bohrhindernissen in einer tragfähigen Schicht aus nichtbindigem Boden nennenswerte Auflockerungen unvermeidbar, so muß die Bohrung aufgegeben werden.

Liegt ein Hindernis, z. B. in Form eines großen Findlings, nur wenig oberhalb der Solltiefe des Pfahls, so kann in Einzelfällen das Aufsetzen des Pfahls gestattet werden, wenn das Maß nicht mehr als 50 cm beträgt und sicher ist, daß der Pfahl mit seiner ganzen Querschnittsfläche auf dem Hindernis aufsteht.

Sprengungen im Bohrloch sind ohne Ausnahme abzulehnen.

Zu Abschnitt 4.9. Aufgegebene Bohrlöcher

Geeignet ist nichtbindiger Boden, der nach Möglichkeit verdichtet werden sollte. Eine Füllung mit Magerbeton ist vorzuziehen.

Zu Abschnitt 5. Beton

Beim Betonieren von Bohrpfählen muß der Beton in verhältnismäßig enge und lange Rohre ausschließlich von oben und meistens unter Wasser eingebracht werden. Die Möglichkeiten einer guten Verarbeitung und Verdichtung sind gegenüber den Verhältnissen bei frei stehenden Säulen ge-

ringer und unsicherer. Um trotzdem die nach Vorschrift erforderliche Festigkeit und Wasserundurchlässigkeit des Betons zu erreichen, enthält die Norm Festlegungen, die die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton bei den besonderen Verhältnissen der Bohrpfähle folgerichtig ergänzen.

Zu Abschnitt 5.2.

Bei einem Zementanteil von 350 kg sind mit dem in den Zuschlagstoffen vorhandenen Feinstkornanteil etwa 400 kg Feinstoffe < 0,2 mm in 1 m³ fertigem Beton enthalten, womit eine der Voraussetzungen für die Wasserundurchlässigkeit des Betons gegeben ist.

Bei der Wahl des Zementes ist die Frage seiner besonderen Eignung für die vorliegenden Verhältnisse zu prüfen.

Um beim Ziehen der Bohrröhre zeitlich einen ausreichenden Spielraum zu haben, sollten besonders schnell bindende Zemente nicht verwendet werden.

Zu Abschnitt 5.3.

Die Wahl des Wasserzementwertes wird beeinflusst von den zur Verfügung stehenden Zuschlagstoffen, den Betonzusatzmitteln, der Art des Einbringens und der Möglichkeit des Verarbeitens des Betons sowie vom Durchmesser und der Länge der Pfähle.

Ganz allgemein sollte die Mischung etwas weicher sein als für gleichartige Stahlbetonbauteile.

Der angegebene Mindestzementgehalt und die Festlegung nur der oberen Grenze des Wasserzementwertes erlauben, die Beschaffenheit des frischen Betons den jeweils vorliegenden Verhältnissen anzupassen (je schlanker der Pfahl, desto weicher die Beschaffenheit des Betons).

Zu Abschnitt 5.4.

Für Pfahldurchmesser < 40 cm ist das Größtkorn der Zuschläge mit 15 mm zu begrenzen, um der Gefahr zu begegnen, daß sich an der Bewehrung Kiesnester bilden. Die Zuschlagstoffe sind nach Bild 2¹⁾ abzustufen. Es ist eine Mischung im Bereich oberhalb der mittleren Linie, möglichst in deren Nähe, anzustreben.

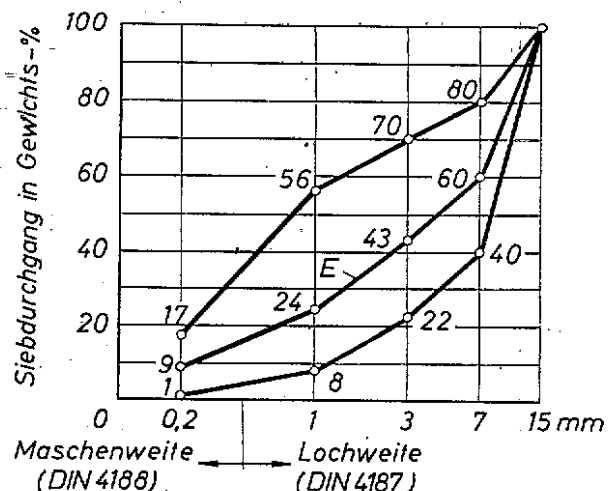


Bild 2. Stufung der Zuschlagstoffe nach Sieblinie E

Zu Abschnitt 5.6.

Bei betonschädlichen Wässern und Böden muß die Forderung nach möglichst dichtem Beton besonders streng beachtet werden. DIN 4030*) gibt hierfür ins einzelne gehende Hinweise.

¹⁾ siehe auch Bild 2 in DIN 1045**) und Leitsätze für die Bauüberwachung im Beton- und Stahlbetonbau, Deutscher Betonverein, 9. Aufl. 1954, Bild 16.

*) Es gilt DIN 4030, Ausg. Nov. 1969

**) Es gilt DIN 1045, Ausg. Jan. 1972

Zu Abschnitt 5.7.

Beim Beurteilen der Würfelergebnisse muß beachtet werden, daß die Verhältnisse beim normgerechten Herstellen der Probewürfel sehr weit von denen abweichen, die beim Einbau des Pfahlbetons herrschen. Obwohl die normale Beanspruchung des Pfahlbetons aus der Belastung der Pfähle verhältnismäßig gering ist, muß doch mit Rücksicht auf die ungünstigen Einbaubedingungen von vornherein eine ausreichend hohe Würfelfestigkeit, die mindestens der Güteklasse B 225 nach DIN 1045*) entspricht, verlangt werden.

Zu Abschnitt 6.1. Allgemeines

Der Bewehrungskorb wird z. B. durch Abstandshalter in seiner Stellung im Bohrrohr so festgelegt, daß die notwendige Betondeckung sichergestellt ist und ein Mitgehen beim Ziehen des Bohrrohrs nicht eintritt.

Zu Beginn des Betonierens sollte der Bewehrungskorb 5 bis 10 cm von der Sohle abgehoben werden, damit sein unteres Ende auch ausreichend vom Beton ummantelt wird.

Der Verzicht auf eine durchgehende Bewehrung bei Pfählen unter 7,50 m Länge ist an bestimmte Voraussetzungen gebunden. So ist es z. B. erforderlich, daß die Soll-Lage der Pfähle bei der Bohrung genau eingehalten wird, um Außermittigkeiten bei der Lastüberleitung zu vermeiden.

Bei Schrägpfählen muß ein besonders strenger Maßstab angelegt werden.

Zu Abschnitt 6.2. Längsbewehrung

Werden höhere Stahlgüten als Betonstahl I nach DIN 1045*) verwendet, so dürfen trotzdem Anzahl und Durchmesser der Bewehrungsstäbe nicht verringert werden.

Nach DIN 1054 (Ausgabe November 69), Abschnitt 5.2.5, sollen Pfähle überwiegend in Richtung ihrer Achse beansprucht werden. In besonderen Fällen ist jedoch eine Beanspruchung auf Biegung unvermeidbar, z. B. beim Einwirken des Seitendruckes plastischer weicher Böden (hinter nachgiebigen Spundwänden oder bei einseitigen Aufgrabungen) oder bei Schrägpfählen innerhalb konsolidierender Schichten u. a. Da in solchen Fällen beim Ansatz der angreifenden Kräfte große Unsicherheiten bestehen, ist ein zuverlässiger Spannungsnachweis in den seltensten Fällen möglich. Sind jedoch solche Einflüsse von vornherein erkennbar, so reicht es aus, ihre Größenordnung einigermaßen richtig zu erfassen. Liegen besonders ungünstige Verhältnisse vor, so kann es u. U. notwendig werden, von einer Bohrpfahlgründung ganz abzu- sehen. In Zweifelsfällen sollten Baugrund-Sachverständige hinzugezogen werden.

Zu Abschnitt 6.4. Betondeckung

Die angegebenen Mindestmaße der Betondeckung müssen eingehalten werden, damit der Zwischenraum zwischen Bewehrung und Vortreibrohr groß genug ist, um den Beton ohne Brückenbildung so hindurchfließen zu lassen, daß eine vollständige und dichte Ummantelung des Betonstahls sichergestellt ist. Dies gilt genauso für Hülsenpfähle.

Bei geringerer Betondeckung würde die Gefahr bestehen, daß sich Kiesnester an der Bewehrung bilden (siehe Erläuterungen zu Abschnitt 5.4) und der Korb beim Ziehen des Rohrs — z. B. durch Festkleben von einzelnen größeren Bestandteilen der Zuschlagstoffe zwischen Bohrröhr und Bewehrung — mit angehoben wird.

Zu Abschnitt 6.6. Stöße

Rundhaken bei Übergreifungsstoß von Druckpfählen sind verboten, damit das Betonieren nicht behindert und somit eine sichere Betonfüllung erreicht wird.

Ist der Pfahl so lang, daß die Längsbewehrung gestoßen werden muß und kann der Bewehrungskorb in ganzer Länge eingestellt werden, so sollten die Stöße der einzelnen Längsstäbe immer gegeneinander versetzt werden.

*) Es gilt DIN 1045, Ausg. Jan. 1972

läßt sich bei beschränkter Bauhöhe die Bewehrung jedoch nur abschnittsweise einstellen, so daß die Stöße der Längsstäbe in gleicher Ebene liegen müssen, so ist ein geschweißter Stoß zu empfehlen.

Bei Zugpfählen müssen Übergreifungsstöße immer geschweißt werden. Geschweißte Übergreifungsstöße sind hier entgegen DIN 1045 zulässig.

Bei geschweißten Stößen ist die Eignung der Stahlsorten für das Schweißen zu beachten.

Zu Abschnitt 7.2. Beginn des Betonierens

Diese Bestimmung besagt, daß jeder Pfahl noch am gleichen Tage zu betonieren ist, an dem die Bohrung beendet wurde. Danach ist es also nicht zulässig, eine Anzahl Pfähle bis auf Solltiefe zu bohren und erst dann mit dem Einstellen der Körbe und dem Ausbetonieren zu beginnen. Vor der Überprüfung einer möglicherweise angehobenen Standfläche ist ein zuvor eingestellter Bewehrungskorb nochmals herauszunehmen.

Zu Abschnitt 7.3. Einbringen und Verarbeiten

Die Füllgeschwindigkeit ist so zu wählen, daß ein ausreichendes Verarbeiten des Mischgutes möglich ist. Bei verhältnismäßig kurzen Pfählen — bei langen Pfählen im oberen Teil — kann der eingebrachte Beton durch Stochern in gewissem Umfang verdichtet werden. Besseres Verarbeiten des Betonmischgutes — auch über die gesamte Pfahllänge — kann durch richtig angewendetes Rütteln (z. B. Tauchrüttler oder Außenrüttler am Bewehrungskorb) erzielt werden.

Zu Abschnitt 7.4. Einschütten im Trocknen

Durch diese Bestimmung soll vermieden werden, daß sich der Beton beim Einschütten in den tiefen und engen Schacht eines Bohrröhres entmischt und einzelne Steine in der Bewehrung hängen bleiben und Brücken bilden. Insofern können auch geschlossene Kübel eingesetzt werden, die in das Bohrröhr bis auf oder in den Beton eingeführt werden, und durch einen von oben zu tätigen Verschluss nach unten entleeren.

Zu Abschnitt 7.5. Verdrängen des Grundwassers

Das Grundwasser darf nur in den Boden hinein, z. B. durch Druckluft verdrängt werden. Ein Herausfordern durch Abpumpen ist verboten (siehe hierzu Abschnitt 4).

Zu Abschnitt 7.7. Nachweis des Betonverbrauchs

Für den Nachweis des Betonverbrauchs soll das Formblatt (Vordruck für das Herstellen von Bohrpfählen nach DIN 4014, Abschnitt 1.4) benutzt werden. Der gemessene Betonverbrauch ist mit dem vom Bohrröhrkranz ausgeschnittenen Rauminhalt des Bodens, vermehrt um den Hohlraum eines etwa angeschnittenen Pfahlfußes zu vergleichen, und sollte in der Regel dem insgesamt ausgeschnittenen Hohlraum mindestens gleichkommen.

Der Nachweis eines genügenden Betonverbrauchs allein bietet jedoch noch keine Gewähr für einen fachgerecht hergestellten fehlerfreien Pfahl.

Bei Preßbetonbohrpfählen wird zusätzlich verlangt, den Betonverbrauch abschnittsweise zu messen und zu vergleichen, wobei zweckmäßig die tragfähige Schicht als ein Abschnitt, und darüber lagernde verdrängungs- oder verdichtungsfähigere Schichten als weitere Abschnitte behandelt werden.

Bei Preßbetonpfählen tritt je nach der Verdrängungs- oder Verdichtungsfähigkeit des Bodens und dem aufgewendeten Luftdruck gegenüber geschütteten Bohrpfählen grundsätzlich ein höherer Betonverbrauch auf.

Zu Abschnitt 8. Ziehen der Bohrröhre

Die Röhre sollen entweder mechanisch mit Hilfe von Winden oder Pressen, oder durch Ausüben eines Preßdruckes auf

den Beton (Druckluft) gezogen werden. In beiden Fällen kann das Anheben des Rohres durch Drehbewegungen unterstützt werden.

Beim Anheben darf sich die Bewehrung am Rohr nicht aufhängen. Die Höhe der zu wählenden Betonierabschnitte ist abhängig vom Pfahldurchmesser, von der Konsistenz des Betons, von der Geschwindigkeit des Betoneinbaues, vom Erddruck und der Ausführungsart.

Bei der Herstellung von Preßbetonbohrpfählen soll der Preßdruck allein die Reibung zwischen Rohrrinnenwandung und Beton überwinden. Zum Anheben des Rohres muß aber auch die Reibung zwischen Rohr-Außenwandung und Boden überwunden werden. Sofern beide Kräfte allein durch die Druckluft überwunden werden, sollen die Bohrrohre lose am Förderseil hängend langsam aus dem Boden kommen.

Sind jedoch die äußeren Reibungskräfte sehr groß und genügt ein Hin- und Herbewegen des Bohrrohres nicht, um es in Gang zu bringen, kann mit der Winde nachgezogen werden. Dies kann sogar notwendig sein, damit nicht durch übermäßig hohen Preßdruck bei dem Beton die Gefahr einer Pfropfenbildung entsteht und das Rohr bei freiwerdendem Druck plötzlich hochschießt. Es könnte dabei mit seiner Unterkante über die Betonsäule kommen, so daß Einschnürungen des Schaftquerschnittes dann die Folge wären. Gegen ein Herausschießen der Rohre aus dem Boden sind Sicherheitsmaßnahmen vorzusehen.

Die Bohrrohre müssen im Boden verbleiben, wenn die Gefahr besteht, daß durch strömendes Grundwasser (z. B. Tide) das Bindemittel aus dem frischen Beton ausgespült wird.

Zu Abschnitt 10.

Herstellen von angeschnittenen Pfahlfüßen

Angeschnittene Pfahlfüße dürfen nur in genügend standfestem Boden hergestellt werden, und zwar in einer solchen Tiefe, daß über dem Hohlraum noch mindestens 1,0 m standfester Boden zur Aufnahme von Gewölbespannungen ansteht.

Zu Abschnitt 10.1.1.

Das für die Fußraum-Herstellung verwendete Schneidgerät muß eine Vorrichtung haben, die ein genaues Einstellen des Gerätes zum Ausschneiden des Hohlraumes in den geforderten Abmessungen zuläßt. Die Übereinstimmung der Endstellung des Fußschneiders mit seiner Sollstellung muß von der Bohrebene aus prüfbar sein.

Zu Abschnitt 10.1.2.

Zum Herstellen einer Pfahlgründung mit angeschnittenen Füßen muß nicht nur die Tragfähigkeit des Baugrunds erkundet, sondern auch festgestellt werden, inwieweit die Beschaffenheit der Gründungsschicht eine Fußausbildung erlaubt.

Ein sorgfältiger Baugrundaufschluß ist deshalb für Pfähle mit Fußverbreiterung besonders wichtig.

In mindestens steifen bindigen Böden (siehe DIN 1054) ist in der Regel ein Ausschneiden des Pfahlfuß-Hohlraumes ohne besondere Schwierigkeiten möglich, da diese Böden über eine ausreichend große Kohäsion verfügen.

In erdfeuchten, nichtbindigen Böden tritt eine scheinbare Kohäsion auf, die mit wachsender Korngröße abnimmt, jedoch die Ausbildung von Pfahlfuß-Hohlräumen in sandigen bis mittelmäßigen Böden gestattet.

In grobkiesigen Böden ist die scheinbare Kohäsion zu gering, und hier können Pfahlfüße nur dann zuverlässig angeschnitten werden, wenn eine Verklüftung durch andere Bestandteile wie Lehm, Ton, Kalk oder Eisenoxid besteht.

Grundsätzlich sind während der Herstellung eines solchen Fußes, insbesondere in nichtbindigen Böden, Erschütterungen im Bohrloch und in seiner Umgebung zu vermeiden.

Zu Abschnitt 10.1.3.

Das einwandfreie Herstellen des Pfahlfuß-Hohlraumes sollte mindestens auf folgende Weise geprüft werden:

- a) durch Spiegelung
- b) durch das Fußschneidegerät
- c) durch die Menge des eingebrachten Betons
- zu b) Bei einwandfrei ausgeschnittenem Hohlraum muß sich das Fußschneidegerät in seiner Endstellung leicht vom Gelände aus drehen lassen.
- zu c) Die einfache Prüfung bietet sich an durch den Vergleich des theoretischen Rauminhalts des Fußschneiders mit dem tatsächlich geförderten Boden und der eingebauten Betonmenge. Dabei muß das geförderte Bohrgut aus dem Fuß in einem Meßbehälter gesammelt und sein Rauminhalt unter Berücksichtigung eines auf der Baustelle oder im Laboratorium ermittelten Beiwertes für die Auflockerung bestimmt werden. Die Menge des eingebauten Betons kann in Fördergeräten ermittelt werden²⁾.

Zu Abschnitt 10.2.2.

Im Grundwasser fehlt die scheinbare Kohäsion nichtbindiger Böden.

Der Hohlraum für den Fuß kann in diesen Böden nur dann mit genügender Sicherheit hergestellt werden, wenn zusätzlich zur Gewölbewirkung ein ausreichend großer, stabilisierender Strömungsdruck auf alle Bereiche der Wandungen des Hohlraumes vorhanden ist. Der Wasserspiegel im Bohrröhr ist deshalb stets mindestens 1,0 m über dem Grundwasser zu halten.

In größeren Böden als Fein- bis Grobsand ist zur Aufrechterhaltung eines ausreichenden Strömungsdruckes ein größerer Wasserzufluß notwendig.

Zu Abschnitt 11.1.

Bei der Festsetzung der zulässigen Pfahlbelastung und der für sie erforderlichen Eigenschaften des tragfähigen Baugrunds wurde davon ausgegangen, daß es vor allem wichtig ist, Angaben für Böden zu machen, die einerseits nach den im Laufe von Jahrzehnten gesammelten Erfahrungen für Bohrpfahlgründungen eine genügende Tragfähigkeit haben, andererseits aber auch in der Natur häufig vorkommen. Es wurde also bewußt vermieden, zulässige Pfahlbelastungen für ausgesprochen dichte oder feste Böden, die aber seltener angetroffen werden, zu nennen. Für derartige Böden ist unter Abschnitt 11.2 jedoch eine Möglichkeit zur Erhöhung der zulässigen Pfahlbelastungen vorgesehen.

Bei den nichtbindigen Böden wird für den Normalfall eine „ausreichend dichte“ Lagerung gefordert. Diese Lagerungsdichte ist:

$$D = \frac{n_0 - n}{n_0 - n_d} \begin{cases} \geq 0,4 \text{ bei gleichförmigem Boden mit } U < 3 \\ \geq 0,6 \text{ bei ungleichförmigem Boden mit } U \geq 3, \end{cases}$$

wobei n der Porenanteil des Bodens in natürlicher Lagerung ist und n_0 und n_d die Porenanteile in der lockersten und dichtesten Lagerung sind und U der Ungleichförmigkeitsgrad ist. (Die Anforderungen für eine „ausreichend dichte“ Lagerung sind hier gegenüber DIN 1054 Ausgabe November 1969, Abschnitt 4.2.1, heraufgesetzt, weil es sich bei Pfahl-lasten stets um konzentrierte, punktförmige Lasten und nicht um demgegenüber relativ niedrige Flächenlasten wie in DIN 1054 handelt.)

Hierzu kann der Porenanteil des natürlichen Bodens an ungestörten Proben bestimmt werden. Ihre Entnahme ist aber in den Tiefen, in denen die Spitzen der Pfähle stehen, nicht oder nur mit großem Aufwand möglich. Eine Auskunft über die Lagerungsdichte von sandigen und kiesigen Ablagerungen kann bis in etwa 20 m Tiefe durch Drucksondierungen³⁾

²⁾ Muhs, H.: Versuche mit Bohrpfehlen, Wiesbaden — Berlin 1959, Bauverlag GmbH.

³⁾ Kahl: Derzeitiger Stand des Spitzendruck-Sondierverfahrens, Fortschritte und Forschungen im Bauwesen, Heft 25, Reihe D, Stuttgart 1955.

gewonnen werden. Auch Schlagsondierungen oder Untersuchungen mit der Isotopsonde können Aufschlüsse über die Lagerungsverhältnisse vermitteln, desgleichen geeignete Untersuchungen im Bohrloch bei der Ausführung der Erkundungsbohrungen. Die Ergebnisse sind jedoch nur dann als zuverlässig anzusehen, wenn in den betreffenden Bezirken ausreichende Erfahrungen mit der Auswertung von Sondennmessungen vorliegen.

Die Lagerungsdichte nichtbindiger Böden der tragfähigen Gründungsschicht sollte in jedem Falle vor Ausführung einer Bohrpfahlgründung untersucht werden, da sie sehr unterschiedlich sein kann und einen großen Einfluß auf die Tragfähigkeit und damit unter Umständen auch auf die Länge der Pfähle ausübt.

Bei den bindigen Böden wird der Regelfall auf eine „annähernd halbfeste“ Beschaffenheit der Böden bezogen, damit die Tabellenwerte für die häufigeren Fälle angewendet werden können, in denen der natürliche Wassergehalt etwas größer ist, als der der Ausrollgrenze. Gemeint sind hiermit bindige Böden, deren Zustandszahl

$$k_w = \frac{w_f - w_n}{w_f - w_a} = \frac{w_f - w_n}{w_{fa}} \geq 0,75$$

ist, wobei w_n der natürliche Wassergehalt ist, w_f und w_a die Wassergehalte der Fließgrenze und der Ausrollgrenze sind und w_{fa} die Bildsamkeit (Plastizität) ist.

Der natürliche Wassergehalt muß dabei an ungestörten Proben bestimmt werden, deren Entnahme aus bindigen Böden im allgemeinen ohne große Schwierigkeiten möglich ist. Ein annähernd halbfester Boden ist bereits so trocken, daß er sich nur noch schwer – oder nicht mehr – in der Hand zu 3 mm dicken, rissefreien Walzen ausrollen läßt; vielmehr bekommt er dabei Risse oder beginnt zu zerbröckeln.

Die Einbindelänge von mindestens 3 m ist bei Pfählen ohne Fußverbreiterung notwendig, damit die zur Lastaufnahme erforderliche Mantelfläche im tragfähigen Baugrund vorhanden ist. Bei den Pfählen mit Fußverbreiterung ist die Mantelfläche für die Lastaufnahme ohne Bedeutung, da die Last nur unter dem Pfahlfuß auf den Boden übertragen wird. Trotzdem ist die Einbindelänge von 2,5 m notwendig, damit die Auflast des Bodens neben dem Pfahlfuß hoch genug ist, um einen Grundbruch unter dem Pfahl mit ausreichender Sicherheit zu verhindern. Eine größere Einbindelänge in den tragfähigen Baugrund berechtigt deshalb bei Fußpfählen nicht, die Pfahlbelastung zu steigern. Bei geschütteten und Preßbetonbohrpfählen ohne Fußverbreiterung kann durch eine größere Einbindelänge in die

tragfähige Schicht dagegen eine Erhöhung der zulässigen Pfahlbelastung herbeigeführt werden (siehe Abschnitt 11.4). Das gleiche gilt bei Hülspfählen für den nichtummantelten Pfahlteil.

Die geforderte ausreichende Mächtigkeit des tragfähigen Baugrunds muß bei Pfahlbündeln oder bei verhältnismäßig breiten Pfahlreihen größer sein als bei einzeln stehenden Pfählen oder schmalen Pfahlreihen. Grundsätzlich sollte unterhalb der Pfahlspitzen tragfähiger Baugrund noch in einer Mächtigkeit anstehen, die mindestens das 4-fache des Pfahlfußdurchmessers des Einzelpfahls oder die 2-fache Breite der beanspruchten Fläche in Höhe der Pfahlspitzenebene bei Pfahlgruppen beträgt, den Wert 1,50 m jedoch nicht unterschreiten darf (Bild 3 dieser Erläuterungen). Unterhalb des tragfähigen Baugrundes dürfen keine stark nachgiebigen Bodenschichten liegen.

Anmerkung: Die Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, 43 Essen, Kronprinzenstraße 35a, überprüft laufend die Angaben in DIN 4014 über die Tragfähigkeit von Bohrpfählen. Sie bittet, ihr die Ergebnisse von ausgeführten Probebelastungen von Bohrpfählen mit allen Unterlagen über den Untergrund mitzuteilen.

Zu Abschnitt 11.2.

Als besonders dicht gelagerte nichtbindige Böden gelten solche, bei denen die Lagerungsdichte

$$D = \frac{n_0 - n}{n_0 - n_d} \begin{cases} \geq 0,65 \text{ bei gleichförmigem Boden mit } U < 3 \\ \geq 0,85 \text{ bei ungleichförmigem Boden mit } U \geq 3 \end{cases}$$

ist (siehe dazu Erläuterungen zu Abschnitt 11.1, 2. Absatz).

Bei festen bindigen Böden liegt der natürliche Wassergehalt erheblich unter dem der Ausrollgrenze. Der Boden ist dann nicht mehr plastisch verformbar, sondern bricht oder zerbröckelt bei einer Biegebeanspruchung.

Eine Erhöhung der Pfahlbelastung nach Abschnitt 11.2 setzt in jedem Fall eine gründliche Bodenuntersuchung mit einem entsprechenden Ergebnis voraus.

Zu Abschnitt 11.3.

Felsähnliche Böden sind neben schieferartigen Gesteinen, verfestigten Gesteinstrümmern und ähnlichen Vorkommen harte bindige Böden, in denen die üblichen Bohrgeräte auch unter Wasserzusatz versagen und in denen mit dem Meißel gebohrt oder mit der Kernbohrung gearbeitet werden muß.

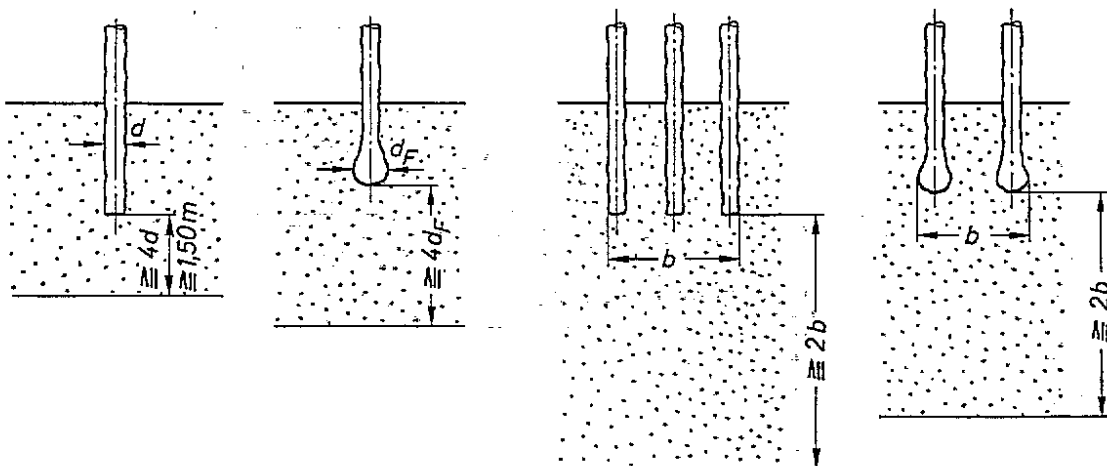


Bild 3. Erforderliche Tiefe des tragfähigen Baugrunds

Da in derartigen Böden die Pfahlspitzen lediglich gegen seitliches Verschieben zu sichern sind, genügt im nicht verwitterten, gesunden, festen Fels eine Einbindelänge von 0,3 m, in felsähnlichen Böden von 1 bis 2 m.

Pfähle, die in solchen Böden stehen, sind Standpfähle. Wenn die Gesteinsfestigkeit gleich oder größer ist als die Festigkeit des Pfahlbetons, kann die zulässige Pfahlbelastung entsprechend der zulässigen Beanspruchung des Betons gewählt werden.

Zu Abschnitt 11.4.

Der Nachweis kann rechnerisch durch Berücksichtigung der zusätzlichen Mantelfläche geführt werden.

Zu Abschnitt 11.5.

Bei der Ermittlung der zulässigen Pfahlbelastung aus Probelastungen macht sich bei Bohrpfählen das Fehlen eines deutlichen Bruchs oder des Beginns des Versinkens in der Last-Setzungslinie oft störend bemerkbar, da sie nicht selten eine fast gleichmäßige Krümmung aufweist. Bei allen Bohrpfählen kann jedoch der Beginn des Versinkens bei einer Setzung von etwa 2 cm angesetzt werden, sofern keine andere niedrigere Versinkungsgrenze im Last-Setzungs-

diagramm erkennbar ist oder sofern nicht von vornherein eine größere Pfahlsetzung zugelassen wird.

Vergleichbare Untergrundverhältnisse liegen vor, wenn die Schichtenfolge, insbesondere Mächtigkeit und Tiefenlage der tragfähigen Schichten, einander ungefähr entsprechen und wenn die Baugrundeigenschaften dieser Schichten einander ähnlich sind. Zum Nachweis hierfür müssen in bindigen Schichten Untersuchungsergebnisse ungestörter Proben (Porenziffer, Wassergehalt, Kornverteilung) aus dem Untergrund beider Baustellen vorhanden sein. In nichtbindigen Bodenschichten müssen der Kornaufbau und die Lagerungsdichten der tragenden Schichten beider Baustellen bekannt sein.

Last-Setzungslinien von Probelastungen sind für eine Übertragung der Ergebnisse nur dann brauchbar, wenn die bodenmechanischen Kenngrößen der tragenden Bodenschichten gleichzeitig vorliegen.

Zu Abschnitt 11.8.

Für die Ermittlung der zulässigen Zugbelastung durch Probelastungen gilt DIN 1054 (Ausgabe November 1969), Abschnitt 5.4.

Einzelpreis dieser Nummer 9,- DM

Einzellieferungen nur durch den August Bagel Verlag, Düsseldorf, gegen Voreinsendung des vorgenannten Betrages zuzügl. 0,50 DM Versandkosten auf das Postscheckkonto Köln 85 16. (Der Verlag bittet, keine Postwertzeichen einzusenden.) Es wird dringend empfohlen, Nachbestellungen des Ministerialblattes für das Land Nordrhein-Westfalen möglichst innerhalb eines Vierteljahres nach Erscheinen der jeweiligen Nummer bei dem August Bagel Verlag, 4 Düsseldorf, Grafenberger Allee 100, vorzunehmen, um späteren Lieferschwierigkeiten vorzubeugen. Wenn nicht innerhalb von vier Wochen eine Lieferung erfolgt, gilt die Nummer als vergriffen. Eine besondere Benachrichtigung ergeht nicht.

Herausgegeben von der Landesregierung Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf, Elisabethstraße 5. Druck: A. Bagel, Düsseldorf; Vertrieb: August Bagel Verlag, Düsseldorf. Bezug der Ausgabe A (zweiseitiger Druck) und B (einsseitiger Druck) durch die Post. Ministerialblätter, in denen nur ein Sachgebiet behandelt ist, werden auch in der Ausgabe B zweiseitig bedruckt geliefert. Bezugspreis vierteljährlich Ausgabe A 20,80 DM, Ausgabe B 22,- DM.

Die genannten Preise enthalten 5,5% Mehrwertsteuer.