

Herausgegeben von Ralf Ruhnau  
Begründet von Günter Zimmermann

Martin Achmus

# Schäden bei Baugrubensicherungen

Fraunhofer IRB Verlag

Martin Achmus

## Schäden bei Baugrubensicherungen



# Schadenfreies Bauen

Herausgegeben von Dr.-Ing. Ralf Ruhnau

Begründet von Professor Günter Zimmermann

Band 44

## Schäden bei Baugrubensicherungen

Von

Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus

Fraunhofer IRB Verlag

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

ISBN (Print): 978-3-8167-8602-3

ISBN (E-Book): 978-3-8167-9019-8

Redaktion: Manuela Wallißer

Umschlaggestaltung: Martin Kjer

Umschlagfoto: »Korrektor Berliner Verbau«. Loock Spezialtiefbau GmbH, Kleve

Layout: Martin Kjer

Herstellung: Dietmar Zimmermann

Satz: zazudesign, Fluorn-Winzeln

Druck: Ungeheuer + Ulmer, Ludwigsburg

Für den Druck des Buches wurde chlor- und säurefreies Papier verwendet.

Die hier zitierten Normen sind mit Erlaubnis des DIN Deutsches Institut für Normung e. V. wiedergegeben. Maßgebend für das Anwenden einer Norm ist deren Fassung mit dem neuesten Ausgabedatum, die bei der Beuth Verlag GmbH, Burggrafenstraße 6, 10787 Berlin, erhältlich ist.

Alle Rechte vorbehalten

Dieses Werk ist einschließlich aller seiner Teile urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung, die über die engen Grenzen des Urheberrechtsgesetzes hinausgeht, ist ohne schriftliche Zustimmung des Fraunhofer IRB Verlages unzulässig und strafbar. Dies gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen sowie die Speicherung in elektronischen Systemen.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen und Handelsnamen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass solche Bezeichnungen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und deshalb von jedermann benutzt werden dürften.

Sollte in diesem Werk direkt oder indirekt auf Gesetze, Vorschriften oder Richtlinien (z. B. DIN, VDI, VDE) Bezug genommen oder aus ihnen zitiert werden, kann der Verlag keine Gewähr für Richtigkeit, Vollständigkeit oder Aktualität übernehmen. Es empfiehlt sich, gegebenenfalls für die eigenen Arbeiten die vollständigen Vorschriften oder Richtlinien in der jeweils gültigen Fassung hinzuzuziehen.

© by Fraunhofer IRB Verlag, 2012

Fraunhofer-Informationszentrum

Raum und Bau IRB

Nobelstraße 12, 70569 Stuttgart

Telefon +49 711 970-25 00

Telefax +49 711 970-25 08

E-Mail: [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

<http://www.baufachinformation.de>

# Fachbuchreihe Schadenfreies Bauen

Bücher über Bauschäden erfordern anders als klassische Baufachbücher eine spezielle Darstellung der Konstruktionen unter dem Gesichtspunkt der Bauschäden und ihrer Vermeidung. Solche Darstellungen sind für den Planer wichtige Hinweise, etwa vergleichbar mit Verkehrsschildern, die den Autofahrer vor Gefahrstellen im Straßenverkehr warnen.

Die Fachbuchreihe **SCHADENFREIES BAUEN** stellt in vielen Einzelbänden zu bestimmten Bauteilen oder Problemstellungen das gesamte Gebiet der Bauschäden dar. Erfahrene Bausachverständige beschreiben den Stand der Technik zum jeweiligen Thema, zeigen anhand von Schadensfällen typische Fehler auf, die bei der Planung und Ausführung auftreten können, und geben abschließend Hinweise zu deren Sanierung und Vermeidung.

Für die tägliche Arbeit bietet darüber hinaus die Volltextdatenbank **SCHADIS** die Möglichkeit, die gesamte Fachbuchreihe als elektronische Bibliothek auf DVD oder online zu nutzen. Die Suchfunktionen der Datenbank ermöglichen den raschen Zugriff auf relevante Buchkapitel und Abbildungen zu jeder Fragestellung ([www.irb.fraunhofer.de/schadis](http://www.irb.fraunhofer.de/schadis)).

## Der Herausgeber der Reihe:

Dr.-Ing. Ralf Ruhnau ist ö. b. u. v. Sachverständiger für Betontechnologie, insbesondere für Feuchteschäden und Korrosionsschutz. Als Partner der Ingenieurgemeinschaft CRP GmbH Berlin und in Fachvorträgen befasst er sich neben der Bauphysik und der Fassadenplanung vor allem mit Bausubstanzbeurteilungen. Er war mehrere Jahre als Mitherausgeber der Reihe aktiv und betreut sie seit 2008 alleinverantwortlich.

## Der Begründer der Reihe:

Professor Günter Zimmermann war von 1968 bis 1997 ö. b. u. v. Sachverständiger für Baumängel und Bauschäden im Hochbau. Er zeichnete 33 Jahre für die **BAUSCHÄDEN-SAMMLUNG** im Deutschen Architektenblatt verantwortlich. 1992 rief er mit dem Fraunhofer IRB Verlag die Reihe **SCHADENFREIES BAUEN** ins Leben, die er anschließend mehr als 15 Jahre als Herausgeber betreute. Er ist der Fachwelt durch seine Gutachten, Vortrags- und Seminartätigkeiten und durch viele Veröffentlichungen bekannt.

## Vorwort des Herausgebers

Im ›Zeitalter‹ des Bauens im Bestand steigen die Anforderungen an die Herstellung und Sicherung von Baugruben stetig an. Immer enger an vorhandener Bebauung, tiefer als deren Gründung und hinein ins Grundwasser heißt die Herausforderung an den Baugrubenplaner in innerstädtischen Gebieten. Neu- baumaßnahmen oder Bestandseingriffe, umringt von oftmals denkmalge- schützter Altbausubstanz zweifelhafter Standsicherheit, fordern weitgehend verformungsfreie Eingriffe in den Baugrund. Der Übergang von unvermeid- baren Risiken, trotz der Baugrubensicherung, zu vermeidbaren Schäden ist schmal und oft schwer zu definieren – »*hinterher ist man immer schlauer*«!

Ziel des vorliegenden Buches SCHÄDEN BEI BAUGRUBENSICHERUNGEN von Herrn Prof. Achmus ist es, den Planer und Gutachter schon vorher schlau genug zu machen, um den Bauherren und den Planungsbeteiligten Möglichkeiten und Risiken vorab aufzuzeigen. Damit werden nicht nur Schäden durch die rich- tige Wahl der Baugrubensicherungsmaßnahmen reduziert, sondern es wird auch einem Streit über auftretende nicht sicher vermeidbare Schäden vorge- beugt.

Mein Dank gilt Herrn Prof. Achmus dafür, dass er sich trotz der hohen beruf- lichen Belastung die Zeit genommen hat, dieses kompakte Werk als Leitfaden und Hilfestellung für eine wirtschaftliche und schadenfreie Planung von Bau- grubensicherungen und zugleich als Kompendium für den Sachverständigen zu Papier zu bringen.

Berlin, im Januar 2012  
Ralf Ruhnau

## Vorwort des Autors

Von Herrn Dr.-Ing. Ruhnau war ich angesprochen worden, ob ich mir die Bearbeitung eines Buches zum Thema ›Baugrubensicherungen‹ im Rahmen der Fachbuchreihe SCHADENFREIES BAUEN vorstellen könnte. Diese Anregung habe ich sehr gern aufgenommen, da es nach meiner Erfahrung bei der Herstellung von Baugruben durchaus nicht selten zu Schäden kommt, und zwar nicht unbedingt an der Baugrubenkonstruktion selbst, sondern – und häufig viel schwerwiegender – an Nachbargebäuden bzw. -bauwerken.

Zu beachten ist, dass bei der Herstellung von Baugrubenwänden und beim anschließenden Baugrubenaushub unvermeidbare (verfahrensimmanente) Beeinflussungen des umgebenden Baugrunds und damit auch nahe liegender Bauwerke auftreten. Eine besondere Schwierigkeit bei der Bewertung von Schäden liegt dann oft darin, unvermeidbare Beeinflussungen bzw. Schäden von vermeidbaren, durch eine nicht fachgerechte Ausführung oder eine nicht ausreichende Bemessung der Wand zu trennen.

Das vorliegende Buch behandelt Planung und Herstellung von Baugrubensicherungen mit besonderem Blick auf mögliche Beeinflussungen bzw. eine Schädigung von Nachbarbauwerken. Ziel ist es, dem Leser die unvermeidbaren sowie auch die vermeidbaren Beeinflussungen vor Augen zu führen und Möglichkeiten zu ihrer Abschätzung und Minimierung darzustellen. Da in besonderen Fällen die Beobachtungsmethode, d. h. messtechnische Überwachung in Verbindung mit numerischen Prognosen von im Zuge des Aushubs auftretenden Baugrundverformungen einzusetzen ist, wurde auch ein Kapitel zur Ausführung von Verformungsprognosen integriert. Abschließend werden zur Veranschaulichung beispielhaft einige Schäden dargestellt.

Für die kritische Durchsicht des Manuskripts danke ich meinen Mitarbeitern an der Leibniz Universität Hannover. Besonderer Dank gebührt Frau Brigitte Joch für die Herstellung der Zeichnungen. Herrn Dr.-Ing. Ruhnau und dem Fraunhofer IRB Verlag sei schließlich für die gute Zusammenarbeit gedankt.

Hannover, im Januar 2012  
Martin Achmus





# Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	13
2	Konstruktionsformen von Baugrubensicherungen	15
2.1	Verbauwandtypen	15
2.1.1	Trägerbohlwand	15
2.1.2	Spundwand	17
2.1.3	Bohrpfahlwand	19
2.1.4	Schlitzwand	21
2.1.5	Misch- und Sonderformen	22
2.2	Abstützungen	24
2.3	Baugruben im Grundwasser	28
3	Planungsgrundlagen für Baugrubensicherungen	31
3.1	Baugrunderkundungen	31
3.1.1	Allgemeines	31
3.1.2	Erkundungsverfahren	32
3.1.3	Umfang der Erkundung für die Planung von Baugrubensicherungen	34
3.1.4	Ergebnisse	37
3.2	Untersuchungen an Nachbarbauwerken	39
4	Herstellung von Baugrubenwänden	41
4.1	Allgemeines	41
4.2	Trägerbohlwände	41
4.3	Spundwände	44
4.3.1	Allgemeines	44
4.3.2	Rammen, Rütteln und Ziehen von Spundbohlen	47
4.3.3	Einpressen von Spundbohlen	51
4.3.4	Einfluss der Herstellung auf Nachbarbauwerke	53

4.4	Bohrpfahlwände	57
4.4.1	Allgemeines	57
4.4.2	Bohren	59
4.4.3	Bewehren und Betonieren	62
4.4.4	Einfluss der Herstellung auf Nachbarbauwerke	62
4.5	Schlitzwände	64
4.5.1	Allgemeines	64
4.5.2	Leitwand	66
4.5.3	Stützsuspension	67
4.5.4	Aushub	70
4.5.5	Bewehren und Betonieren	71
4.5.6	Einfluss der Herstellung auf Nachbarbauwerke	72
4.6	Unterfangungen	73
4.6.1	Allgemeines	73
4.6.2	Herkömmliche Unterfangung	76
4.6.3	Unterfangung mittels Injektion	80
5	Herstellung und Prüfung von Verpressankern	85
5.1	Allgemeines	85
5.2	Herstelltechnik	87
5.3	Vorbemessung der Ankertragfähigkeit	91
5.4	Ankerprüfung	94
5.5	Einfluss auf Nachbarbauwerke	98
6	Sohlabdichtungen	101
6.1	Allgemeines	101
6.2	Natürliche Dichtsohlen	104
6.3	Unterwasserbetonsohle	105
6.4	Poreninjektion mit Zement oder Weichgel	107
6.5	HDI-Dichtsohle	110

<b>7</b>	<b>Erdstatische Berechnung von Baugrubenwänden</b>	<b>115</b>
7.1	Allgemeines	115
7.2	Sicherheitskonzept	119
7.3	Lastansätze	121
7.4	Statische Systeme	125
7.5	Erforderliche Nachweise	129
7.5.1	Gleichgewicht der Vertikalkräfte	129
7.5.2	Nachweis des Erdauflegers	130
7.5.3	Nachweis der Abtragung von Vertikalkräften	131
7.5.4	Nachweis der Horizontalkräfte für Trägerbohlwände	132
7.5.5	Nachweise für Verpressanker	133
7.5.6	Auftriebsnachweis für Baugruben mit Sohlabdichtung	135
7.5.7	Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch für umströmte Baugrubenwände	137
<b>8</b>	<b>Verformungsprognosen für Baugruben</b>	<b>139</b>
8.1	Allgemeines	139
8.2	Hinweise zu numerischen Verformungsprognosen	141
8.2.1	Stoffgesetze und Materialparameter	141
8.2.2	Berechnungssystem und Modellierung der Bauteile	142
8.2.3	Berechnungsablauf und Auswertung	144
<b>9</b>	<b>Schäden</b>	<b>147</b>
9.1	Allgemeines	147
9.2	Schadensbeispiele	149
9.2.1	Schaden infolge Grundbruchs am Verbauwandfuß	149
9.2.2	Setzungen und Risschäden an einem Nachbargebäude	150
9.2.3	Schaden infolge einer Bauwerksunterfangung	152
9.2.4	Schaden im Zuge der Herstellung einer Spundwandbaugrube	153
9.2.5	Sohlaufbruch einer wasserdichten Baugrube	155
9.2.6	Schaden an einer HDI-Sohle	156

Literaturverzeichnis 159

Stichwortverzeichnis 165

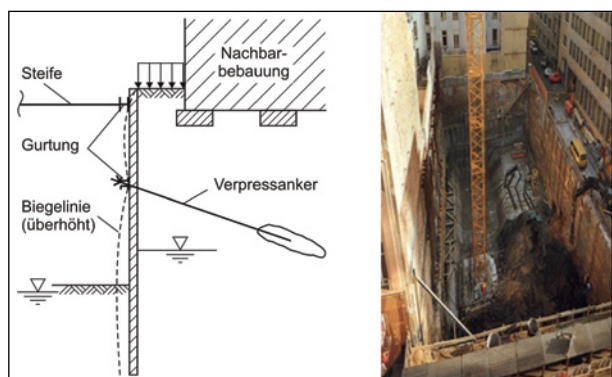
# 1 Einleitung

Unter einer Baugrube wird ein temporär im Bereich eines zu erstellenden Bauwerks oder Bauteils erforderlicher Aushubbereich verstanden. Die Herstellung einer Baugrube ist bei nahezu jeder Neubaumaßnahme erforderlich, z. B. für die Herstellung von Bauwerken mit (aber auch ohne) Untergeschoss, für die Herstellung von Tunnels in offener Bauweise oder die Verlegung unterirdischer Rohrleitungen und Kanäle.

Bei geringen Aushubtiefen kann auf eine Konstruktion zur Sicherung des entstehenden Geländesprungs meist verzichtet werden. Bis 1,25 m Tiefe darf ein vertikaler Geländesprung unverbaut ausgeführt werden, für größere Tiefen kann die Standsicherheit durch eine Böschung mit den anstehenden Bodenarten angepasster Neigung erreicht werden. Die Herstellung einer Böschung erfordert aber Platz außerhalb der Grundfläche des geplanten Bauwerks, der vor allem innerstädtisch meist nicht zur Verfügung steht. Bei größeren Aushubtiefen wird eine Böschung zudem wegen der erheblichen, im Zuge von Aushub und Wiederverfüllung zu bewegendenden Bodenmassen unwirtschaftlich. Es wird dann eine vertikale Ausführung der Baugrubenwand und damit die Herstellung einer Sicherungskonstruktion erforderlich.

Als Baugrubensicherungen werden vorwiegend auf Biegung beanspruchte, relativ schlanke Tragwerke eingesetzt, die meist (Ausnahmen z. B. bei Sicherungen von Rohrleitungsgräben) bis deutlich unter die Baugrubensohle in den Baugrund einbinden (Bild 1, links). Der Blick in eine tiefe Baugrube (Bild 1, rechts) macht deutlich, dass es sich bei Entwurf, Berechnung und Ausführung um eine anspruchsvolle Ingenieuraufgabe handelt. Eine Unterbemessung oder

**Bild 1** ■ Schemaskizze eines Baugrubenverbau (links) und Blick in eine tiefe Baugrube (rechts)



eine nicht fachgerechte Ausführung kann erhebliche, unter Umständen auch katastrophale Folgen für die Neubaumaßnahme selbst sowie für die angrenzende Bebauung haben.

Grundsätzlich gilt, dass auch bei fachgerechter Bemessung und Ausführung Einflüsse auf die unmittelbar an die Baugrube angrenzende Bebauung nicht vollständig vermeidbar sind. Zum einen kommt es bei der Herstellung der Verbauwand mittels Bohren, Rütteln oder Rammen bereits vor dem Bodenaushub zu Beeinflussungen, zum anderen kommt es im Zuge des Aushubs zu horizontalen Wandverformungen, die zu Setzungen angrenzender Bauwerke führen können. Infolge der Aushubentlastung treten auch Hebungen der Baugrubensohle und der Nachbarbauwerke auf, wobei Letztere meist vernachlässigt werden können.

Gerade bei unmittelbar an die Baugrube angrenzender Nachbarbebauung treten geringe Schäden aber nahezu zwangsläufig auf und sollten bereits im Planungsprozess durch Einkalkulieren von Sanierungskosten berücksichtigt werden. Viele Rechtsstreitigkeiten könnten durch einen ›professionellen‹ Umgang mit unvermeidbaren Beeinflussungen zum Vorteil aller Beteiligten vermieden werden.

Aufgabe des entwerfenden und bemessenden Ingenieurs ist es aber selbstverständlich, mögliche Schäden soweit wie möglich zu minimieren. Dies bedingt die Auswahl eines geeigneten Verbausystems, die fachgerechte erdstatische Berechnung sowie die fachgerechte Ausführung einer Baugrubensicherung. Hierauf zielt das vorliegende Buch ab. Die Anforderungen an den Umfang von Baugrunderkundungen, welche die Planungsgrundlage darstellen, werden dargestellt. Es werden die Verfahren zur Baugrubensicherung und ihre Anwendungsbereiche insbesondere mit Blick auf mögliche schadensrelevante Beeinflussungen von Nachbarbauwerken beschrieben. Auf die Herstellungsanforderungen für Wandsysteme sowie auch für Aussteifungen, Verankerungen und Sohlabdichtungen wird ebenso eingegangen wie auf die erdstatische Berechnung der Sicherungssysteme. Damit soll das erforderliche Wissen für eine im Sinne von Wirtschaftlichkeit und Schadenfreiheit optimale Planung und Ausführung von Baugrubensicherungen in relativ komprimierter Form zusammengestellt werden.

Das vorliegende Buch behandelt dagegen nicht einfache Grabenverbausicherungen und geböschte Baugruben sowie auch nicht sehr spezielle und entsprechend selten zum Einsatz kommende Sicherungsverfahren wie z. B. durch Vereisung verfestigte Erdwände. Auch auf Planung und Ausführung von Grundwasserhaltungsmaßnahmen, wie sie im Zusammenhang mit einer Baugrubenherstellung häufig erforderlich sind, kann aus Platzgründen nicht detailliert eingegangen werden.

## 2 Konstruktionsformen von Baugrubensicherungen

### 2.1 Verbauwandtypen

Nachfolgend werden die Konstruktionsformen der gängigen Verbauwände und einiger Sonderformen sowie deren wesentliche Eigenschaften (Vor- und Nachteile, Anwendungsbereiche) beschrieben. Auf die Herstellungs- bzw. Einbringtechniken (Rammen, Rütteln, Einpressen, Bohren, Schlitzzaushub) wird in Kapitel 4 detailliert eingegangen.

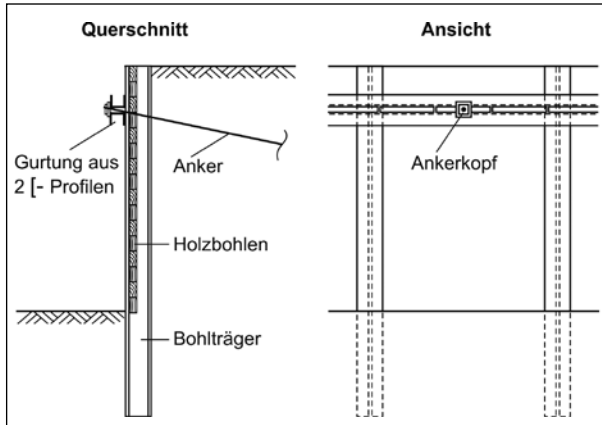
Generelle Angaben zu und Anforderungen an Baugrubenverbauten enthält DIN 4124:2002-10 [53] (bzw. Norm-Entwurf DIN 4124:2010-10 [54]). Hierin wird u. a. auf Spundwände, Trägerbohlwände, Schlitzwände und Pfahlwände eingegangen. Als wesentliche generelle Anforderungen für alle Verbauwände gemäß DIN 4124 [53], [54] sind zu nennen:

- Die Wandbekleidung muss auf der gesamten Fläche dicht am Boden anliegen und darf keine Fugen oder Stöße aufweisen, an denen Boden durchtreten kann. Bei der Herstellung entstandene Hohlräume hinter der Wand müssen sofort kraftschlüssig verfüllt werden.
- Gurte und Steifen müssen gegen Herabfallen gesichert und so eingebaut werden, dass sie an ihren Berührungsflächen satt anliegen.
- Die Standsicherheit des Verbaus muss in allen Bau- und Rückbauzuständen gesichert sein.

#### 2.1.1 Trägerbohlwand

Die Trägerbohlwand, auch Berliner Verbau genannt, besteht aus senkrechten Doppel-T-Trägern oder zusammengesetzten, über Laschen fest verbundenen U-Profilen aus Stahl, die in Abständen zwischen rd. 1,5 m und 3 m in den Baugrund eingebracht werden. Früher wurden sie oft eingerammt, heute werden sie fast nur noch in vorgebohrte Löcher eingestellt. Mit fortlaufendem Aushub werden dann Holzbohlen zwischen die Träger eingezogen und verkeilt, um einen kraftschlüssigen Verbund mit dem Boden zu erzielen und somit Hohlraumbildung und damit ggf. verbundene Setzungen des Bodens hinter der Wand zu vermeiden. Bild 2 zeigt einen über Verpressanker und Gurtungen abgestützten Trägerbohlwandverbau. Alternativ zur Verwendung von Holz kann die Ausfachung auch mit Spritzbeton, Stahlbeton, Stahlbeton-Fertigteilen oder Stahlelementen (Kanaldielen) durchgeführt werden.





**Bild 2** ■ Trägerbohlwand-  
verbau (schematisch)

Zur Ableitung von vertikalen Druckkräften am Fuß der Verbauwand kann bei eingestellten Trägern ein Betonpfropfen hergestellt werden, auf den der mit einer Stahlfußplatte versehene Träger abgesetzt wird. Die Bohrlöcher werden vor dem Ziehen der Verrohrung mit nicht rieselfähigem Material verfüllt (z. B. durch Zement schwach gebundenes Sand-Kies-Gemisch oder Magerbeton, [31]).

Danach beginnt der Baugrubenaushub abschnittsweise, alternierend mit dem Einbau der Ausfachung. Die unverbaute Aushubtiefe darf zunächst maximal bis 1,25 m Tiefe reichen, in späteren Aushubschritten sollte sie maximal 0,5 bis 1,0 m betragen. Entscheidend ist, dass der freigelegte Boden kurzzeitig, d. h. bis zum Einbau der Ausfachung, standfest ist. Bei ungünstigen Bodenverhältnissen kann es erforderlich sein, dass der Voraushub nur jeweils eine Bohlenbreite beträgt. Entsprechend ist auch beim Rückbau der Bohlen im Zuge der Verfüllung der Baugrube zu verfahren.

Für die Ausfachung werden meist Holzbohlen mit Breiten zwischen 12 und 16 cm und Dicken von minimal 5 cm verwendet. Beim Einbau ist darauf zu achten bzw. eventuell durch Hinterfüllung zu besorgen, dass kein Hohlraum hinter der Wand entsteht. Die Bohle muss auf mindestens einem Fünftel der Flanschbreite (bei U-Profilen mindestens auf zwei Fünftel) aufliegen. Mit Hartholzkeilen wird die Bohle gesichert und gegen den Boden gepresst. Falls erforderlich, werden die Keile durch vorge nagelte Leisten gegen Herausfallen gesichert.

Abhängig von den Baugrundkennwerten und unter Berücksichtigung der Verkehrs- und Bauwerkslasten wird meistens bereits ab einer Baugrubentiefe von 2 bis 3 m eine Rückverankerung der Trägerbohlwand mittels Verpressankern oder eine Aussteifung zur gegenüberliegenden Verbauwand notwendig. Bei tiefen Baugruben wird die Trägerbohlwand auf mehreren Ebenen verankert

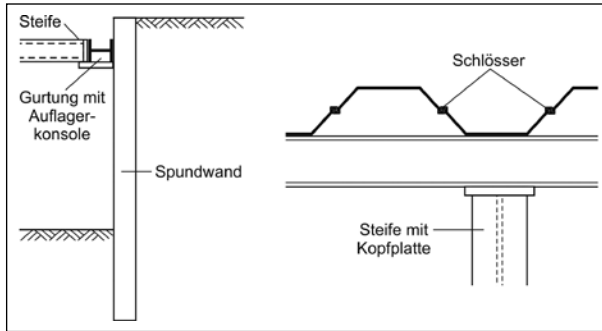
oder ausgesteift. Steifen dürfen unmittelbar gegen den Bohlträger oder gegen Gurtungen gesetzt werden. Bei Verpressankern kann auf Gurtungen nur verzichtet werden, wenn der Bohlträger aus zusammengesetzten U-Profilen besteht und jede Bohle einzeln durch einen zwischen den Profilen angeordneten Anker gestützt wird.

In vielen Fällen wird die Trägerbohlwand nach Abschluss der Bauarbeiten rückgebaut. Dabei werden schrittweise die Ausfachungen ausgebaut und die Baugrube verfüllt. Die Träger selbst können zum Schluss gezogen werden und ggf. mehrfach wiederverwendet werden. Eine Rückverankerung verbleibt in der Regel im Baugrund.

Der Trägerbohlwandverbau erfordert relativ viel Handarbeit, ist aber dennoch, vor allem auch wegen der Wiederverwendbarkeit der Verbaumittel, sehr kostengünstig. Neben den günstigen Kosten sind weitere Vorteile der Trägerbohlwand die Anpassungsfähigkeit an andere Verbauarten sowie an Hindernisse im Baugrund wie z. B. auch Leitungen oder Schächte. Aus diesem Grund wird die Trägerbohlwand als Baugrubenverbau sehr häufig eingesetzt. Allerdings ist sie wasserdurchlässig und kommt daher als annähernd wasserdichte Verbauwand nicht infrage. Außerdem ist sie relativ weich bzw. nachgiebig und daher bei hohen Anforderungen bezüglich der zulässigen Wandverformungen, wie sie z. B. bei Vorhandensein setzungsempfindlicher Bausubstanz unmittelbar neben der Baugrubenwand zu stellen wären, nicht geeignet.

## 2.1.2 Spundwand

Spundwände (Bild 3) bestehen aus Stahlprofilen, die durch spezielle Schlösser miteinander verbunden sind. Hierdurch entsteht eine im Grundriss wellenförmige Wand. Die Schlösser können in der Schwerachse der Wand angeordnet sein (U-Profile) oder an den Außenseiten (Z-Profile). Da sich die größte Biegesteifigkeit der zusammengesetzten Wand nur bei vollem Schubverbund in den Schlössern ergibt, ist die Schlossanordnung in der Schwerachse ungünstig, weil sich hier die maximale zu übertragende Schubspannung ergibt. U-Profile werden deshalb in der Regel als Doppelbohle mit im Werk zugespresstem Schloss eingebracht. Z-Profile sind insofern wegen der Schlosslage statisch günstiger als U-Profile, sind aber rammtechnisch ungünstiger, da die Schlossreibung beim Einbringen zu einer exzentrischen Belastung des Profils führt.



**Bild 3** ■ Stahlspundwand (schematisch)

Wie bei Trägerbohlwänden ist im Normalfall ab Baugrubentiefen von ca. 3 m eine Abstützung der Wand erforderlich, um die Wandverformungen sowie auch die Biegemomente zu beschränken. Dies erfolgt durch eine Gurtung aus U- oder Doppel-T-Profilen, welche mittels durch die Spundbohlen geführte Verpressanker oder mittels Stahlsteifen gestützt wird.

Für die Schlösser gelten als Anforderungen, dass sie beim Einbringen möglichst wenig Reibungswiderstand bieten sollen, im Endzustand jedoch möglichst große Schubspannungen übertragen sollen, um die Verbundwirkung sicherzustellen, und darüber hinaus ggf. möglichst gering wasserwegig sein sollen. Ausreichende Verbundwirkung wird meist durch das Einbringen von Doppel- oder Dreifachbohlen mit verschweißten bzw. zugepressten Schlössern gesichert. Beim Einpressverfahren können allerdings meist nur Einzelbohlen eingebracht werden. Gegebenenfalls ist dann nur ein teilweiser Schubverbund und damit eine verringerte Biegesteifigkeit der Wand rechnerisch anzusetzen.

Die durch die Schlösser durchtretenden Wassermengen sind meist relativ gering und eine Spundwand ist deshalb i. Allg. gering wasserdurchlässig, weshalb sie auch bei Baugruben im Grundwasser eingesetzt werden kann. Durch Einsatz von weichplastischen Polyurethan- oder Bitumenmassen, die vor dem Niederbringen der Spundbohlen in die Schlösser eingebracht werden, kann die Durchlässigkeit weiter verringert werden.

Stahlspundwände sind ebenso wie Trägerbohlwände meist kostengünstig, weil auch hier die Spundbohlen nach Verfüllung der Baugrube gezogen und damit wiederverwendet werden können. Sie gelten allerdings ebenso wie die Trägerbohlwand als weicher Verbau. Bei Anordnung steifer Abstützungen in relativ engen Abständen kann aber größeren Verschiebungen entgegengewirkt werden, sodass Spundwände dann auch unmittelbar vor benachbarten Bauwerken eingesetzt werden können. Ein nachteiliger Aspekt ist allerdings oft das Einbringverfahren für die Spundbohlen. Besonders wirtschaftlich werden Spund-

bohlen eingerammt oder einvibriert, dies ist aber im Bereich bestehender Bauwerke wegen der Lärm- und insbesondere der Erschütterungsentwicklung nicht empfehlenswert. Beim statischen Einpressen treten kaum Lärm und Erschütterungen auf, es können aber in der Regel nur Einzelbohlen bis in begrenzte Tiefen eingebracht werden und gewisse Setzungen durch mit heruntergezogenen Boden können ebenfalls kaum vermieden werden.

Allen Einbringverfahren ist auch gemein, dass größere Hindernisse im Baugrund zu Schlossspaltungen führen können oder sogar die Einbringung verhindern. In steinigen Böden ist deshalb die Spundwandtrasse ggf. vorab abzu-bohren, um Hindernisse zu beseitigen, was natürlich die Kosten deutlich erhöht. Bezüglich der Wiedergewinnung von Spundbohlen ist zu beachten, dass sich der Ziehwiderstand mit der Zeit durch Verkrustung nichtbindiger Böden oder durch Klebwirkung bindiger Böden erhöht. Gegebenenfalls können die Bohlen durch einen Rammschlag wieder gelockert werden [14].

### 2.1.3 Bohrpfahlwand

Bohrpfahlwände kommen bei hohen Anforderungen an die Verbausteifigkeit, z. B. bei unmittelbar hinter der Baugrube vorhandener setzungsempfindlicher Bebauung, zum Einsatz. Durch ihre hohe, durch Pfahldurchmesser von rd. 30 bis zu 150 cm bedingte Steifigkeit bleibt die Biegeverformung solcher Wände gering, was sich günstig auf die hinter der Wand auftretenden Setzungen auswirkt. Bei Anordnung einer Rückverankerung oder Aussteifung kann die Horizontalverformung auf rd. 1 bis 2‰ der Wandhöhe begrenzt werden [14]. Aufgrund dieser geringeren Verschiebungen muss allerdings auch ein erhöhter Erddruck als Wandbelastung berücksichtigt werden (siehe hierzu Kapitel 7).

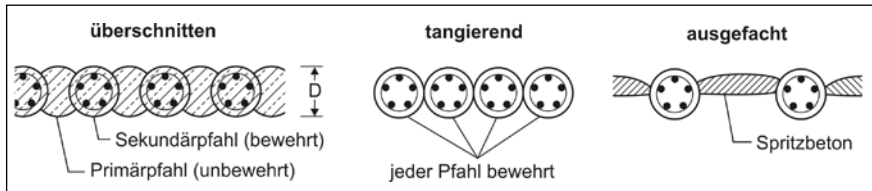
Im Gegensatz zu den vorhergehend beschriebenen Verbauarten können Bohrpfahlwände nicht rückgebaut und wiederverwendet werden und sind infolgedessen vergleichsweise teuer. Sie werden daher nur eingesetzt, wenn besonders biegesteife Wände unmittelbar neben bestehenden Bauwerken erforderlich sind und/oder wenn die Baugrubenwand ebenfalls als spätere Bauwerkswand genutzt werden kann bzw. soll.

Bei überschnittener Ausführung sind Bohrpfahlwände praktisch wasserundurchlässig. Es werden dafür zunächst unbewehrte Primärpfähle hergestellt, in deren Zwischenraum ein bewehrter Sekundärpfahl mit Überschneidung in den noch jungen Beton (Festigkeit zwischen 3 und 10 MN/m<sup>2</sup>) der Primärpfähle angeordnet wird. Das Überschneidungsmaß muss so gewählt werden, dass über die gesamte Wandlänge unter Berücksichtigung von Herstellungstoleranzen eine Überschneidung gewährleistet ist. Die realisierbaren Herstellungsgenauigkeiten liegen erfahrungsgemäß zwischen rd. 0,5 und 1 % Abweichung von der Vertikalen.

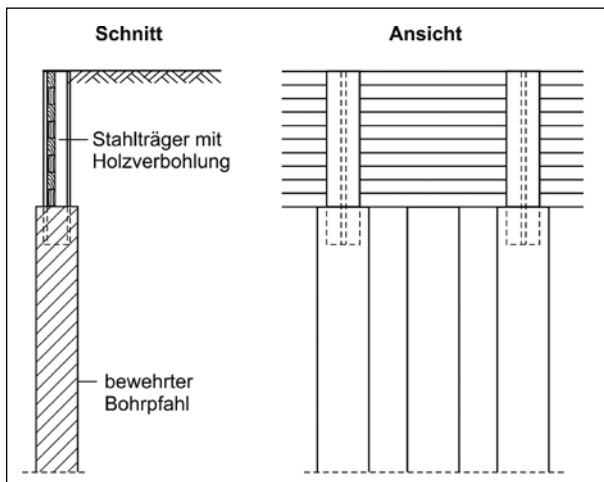
Sofern keine Wasserdichtigkeit gefordert ist, können die Bohrpfähle tangierend (meist aus Herstellungsgründen in geringem Abstand) oder als aufgelöste Wand mit Spritzbetonsicherung des Zwischenraums ausgeführt werden (Bild 4).

Bohrpfahlwände kommen als steifer Verbau unmittelbar vor Nachbargebäuden infrage. Bei sorgfältiger Ausführung der Bohrungen ist die Herstellung erschütterungsarm und Auflockerungen des Bodens bleiben gering. Es ist aber größte Sorgfalt angezeigt, da bei unvorsichtigem Bohren ein Bodenentzug und damit eine Auflockerung des Bodens hinter der Wand auftreten kann (siehe Kapitel 4).

Häufig wird der oberhalb des maximalen Grundwasserstands liegende Bereich einer wasserdichten Ortbetonwand durch einen sogenannten Steckträgerverbau ersetzt (Bild 5). Die Träger werden in die bewehrten Pfähle einbetoniert und der Zwischenraum wird mit Holzbohlen verbaut. Dies hat die Vorteile, dass diese Elemente einfach rückgebaut werden können und dass oberflächennah liegende Versorgungsleitungen einfach umbaut werden können.



**Bild 4** ■ Mögliche Ausführungsformen von Bohrpfahlwänden



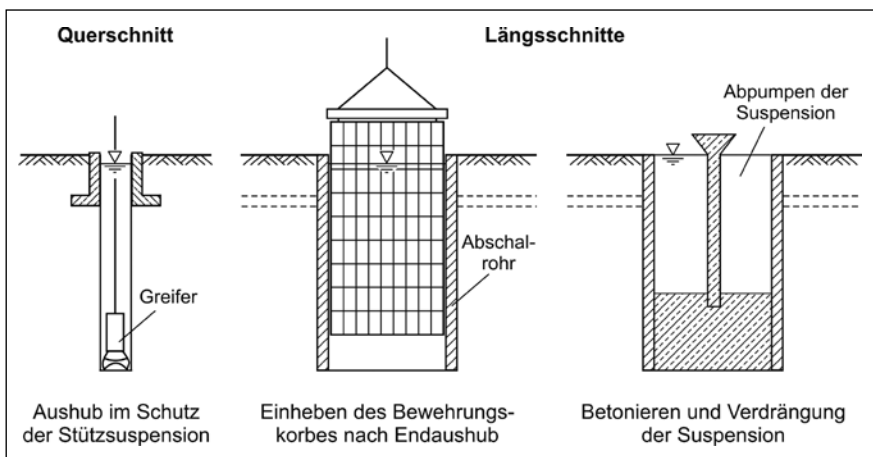
**Bild 5** ■ Steckträgerverbau

## 2.1.4 Schlitzwand

Die Schlitzwand stellt wie die Bohrpfehlwand im Endzustand eine massive Stahlbetonwand dar (Wanddicken rd. 40 bis 120 cm) und kommt entsprechend ebenfalls bei hohen Anforderungen an die Steifigkeit des Baugrubenverbaus zum Einsatz. Die Herstellung erfolgt durch den abschnittweisen Aushub und das Betonieren von Lamellen, die durch eine Stützsuspension sowie an der Oberfläche durch eine Leitwand gesichert werden (Bild 6). In die Stützsuspension wird nach Erreichen der Endtiefe der Bewehrungskorb eingehängt, anschließend wird der Beton von unten nach oben im Kontraktorverfahren eingebracht und die Stützflüssigkeit dadurch verdrängt.

Nach dem Erhärten des Betons kann die Nachbarlamelle in gleicher Weise hergestellt werden. Eine ›saubere‹ Fuge wird durch das Einbinden eines Abschaltrohrs in der Primärlamelle realisiert (Bild 6), das nach Erreichen der Endtiefe der Sekundärlamelle wieder gezogen wird.

Die Stützflüssigkeit besteht aus einer Suspension aus Bentonit und Wasser. Durch die (geringe) Scherfestigkeit dieser Suspension werden das Abrutschen von Bodenschollen in den Schlitz (innere Standsicherheit) und das dauerhafte Abfließen in den Boden verhindert. Allerdings dürfen die Scherfestigkeit und auch die Dichte im Hinblick auf eine nahezu vollständige Verdrängung durch Beton nicht zu hoch sein. Die in der Praxis verwendeten Suspensionen weisen meist Dichten zwischen  $1,03$  und  $1,05 \text{ t/m}^3$  auf, d. h. nur wenig größere Dichten als Wasser.



**Bild 6** ■ Herstellung einer Schlitzwandlamelle

Der Aushub des Schlitzes erfolgt mittels Greifer oder bei großen Tiefen auch mittels einer Fräse. Die Breite einer Lamelle ist nach statischen Erfordernissen zu wählen. Sie liegt meistens zwischen rd. 3 und 7 m. Hierin liegt ein Vorteil der Schlitzwand gegenüber einer Bohrpfahlwand begründet. Die Anzahl der Fugen ist bei gleicher Wandfläche geringer, sodass i. Allg. eine geringere Wasserdurchlässigkeit der Wand (Systemdurchlässigkeit) vorliegt. Durch die Anordnung von Fugenbändern zwischen den Lamellen kann die Wasserdichtigkeit noch verbessert werden. Ein Nachteil der Schlitzwand ist dagegen, dass sie neben hoch belasteten Einzelfundamenten oft wegen der nicht nachweisbaren Standsicherheit des Schlitzes unter Suspensionsstützung nicht mehr herstellbar ist. Nähere Angaben zur Herstellung von Schlitzwänden enthält Kapitel 4.5. Bezüglich der speziellen Standsicherheitsuntersuchungen für den suspensionsgefüllten Schlitz wird hier auf den Norm-Entwurf DIN 4126 [57] verwiesen.

Unterschieden werden die Ein-Phasen- und die Zwei-Phasen-Wand. Für Ort-betonbaugrubenwände wird die Schlitzwand als Zwei-Phasen-Wand ausgeführt, d. h. zunächst wird Stützsuspension eingesetzt, die anschließend durch Beton ersetzt wird. Bei Ein-Phasen-Wänden wird der Stützsuspension ein Bindemittel beigemischt, sodass sie erhärtet und im Schlitz verbleibt. Hierdurch können Dichtwände hergestellt werden, oder durch Einhängen einer Spundwand in den Schlitz entsteht die Dichtwand mit eingestellter Spundwand (siehe Kapitel 2.1.5).

### 2.1.5 Misch- und Sonderformen

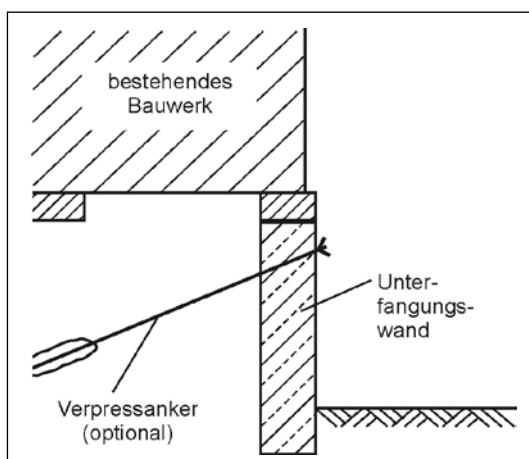
Neben den oben dargestellten Standardverbauwänden können abhängig von den Randbedingungen und Anforderungen eines Projekts auch Sonderlösungen wirtschaftlich sein.

Eine Kombination aus Schlitzwand und Spundwand, die Schlitzwand mit eingestellter Spundwand, hat sich für Baugrubenwände mit hohen Anforderungen an die Wasserdichtigkeit als häufig wirtschaftlich erwiesen. Der Stützsuspension wird hierbei Zement beigemischt, sodass sie nach dem Abbinden eine geringe Festigkeit aufweist. Nach Erreichen der Endtiefe des Schlitzes wird die Spundwand als statisch tragendes Element in den Schlitz eingestellt bzw. eingehängt. Die Suspension verbleibt als dichtendes Element im Schlitz (Ein-Phasen-Wand), weshalb die bei allen Verbautypen zu berücksichtigenden Restwassermengen sehr gering ausfallen. Eine wesentliche Materialersparnis kann darin bestehen, dass die Spundwand nur bis zur erdstatisch erforderlichen Tiefe reichen muss und die Wasserabsperrung in größeren Tiefen nur vom Dichtwandmaterial gewährleistet werden kann.

Beim Mixed-In-Place-Verfahren (MIP) wird durch Vermischen des anstehenden Bodens mit einer Zementsuspension eine Erdbetonwand erstellt. Zunächst werden drei parallel geführte Bohrschnecken bis zur Endtiefe der geplanten Wand abgeteuft. Über ein Seelenrohr in der mittleren Schnecke wird dann Zementsuspension zugeführt und im Zuge des Ziehens mittels der Schnecken mit dem anstehenden Boden vermischt. Die Qualität des entstehenden Erdbetons hängt von der anstehenden Bodenart sowie von der Rezeptur der Zementsuspension, welcher in der Regel auch Bentonit beigemischt wird, ab. Bei Sand- und Kiesböden werden bessere Betonqualitäten als bei bindigen Böden erzielt. Generell ungeeignet ist das Verfahren bei stark steinigem Boden.

Ähnlich wie bei der Schlitzwand erfolgt die Herstellung der MIP-Lamellen im Pilgerschrittverfahren. Zunächst werden Primärlamellen erstellt, in den Zwischenräumen werden anschließend Sekundärlamellen abgeteuft. In den noch weichen MIP-Körper können Stahlprofile eingestellt bzw. eingedrückt werden, wodurch eine Tragwirkung des Verbaus ähnlich der Trägerbohlwand entsteht. Alternativ können Spundwände eingestellt werden, sodass ein System entsprechend der Dichtwand mit eingestellter Spundwand entsteht. Es lassen sich Tiefen des MIP-Körpers von bis etwa 25 m erzielen.

Hingewiesen sei schließlich auch noch auf Unterfangungswände, die bei unmittelbar an die Baugrube angrenzender Bebauung ebenfalls als Baugrubenwand fungieren können (Bild 7). Unterfangungen können aus Mauerwerk oder Stahlbeton (abschnittsweise Herstellung nach DIN 4123 [52]) hergestellt werden oder mittels Injektion des anstehenden Bodens (Einpress- oder Hochdruckinjektion).



**Bild 7** ■ Unterfangungskörper als Baugrubenwand

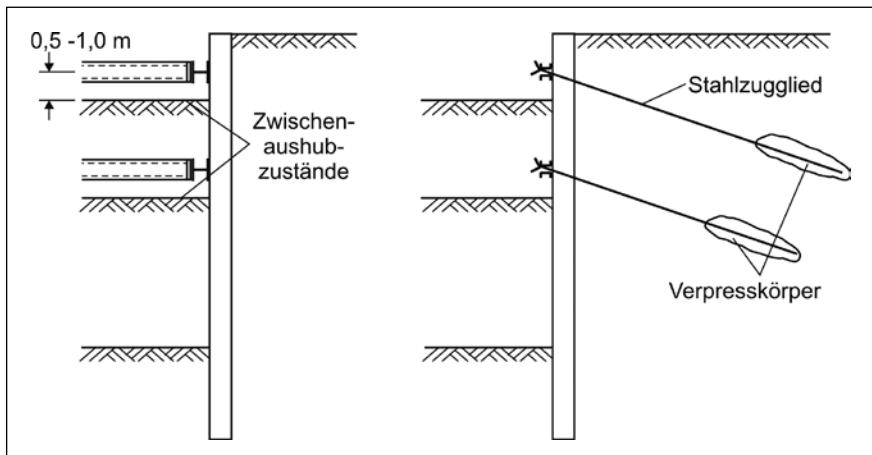


Bei Herstellung einer Unterfangung ergeben sich zwangsläufig Beeinflussungen des zu unterfangenden Bauwerks und entsprechend potenziell auch Bauwerkschäden. Gründliche Voruntersuchungen sowie eine fachgerechte Ausführung sind deshalb von entscheidender Bedeutung für eine schadenfreie bzw. schadenminimierte Realisierung. Detaillierte Angaben hierzu enthält Kapitel 4.6.

## 2.2 Abstützungen

In der Regel ist ab Baugrubentiefen von rd. 3 m eine horizontale Abstützung erforderlich bzw. wirtschaftlich. Zum einen werden ansonsten sowohl die Biegebeanspruchung der Wand als auch die erforderliche Einbindetiefe relativ groß, zum anderen treten dann große Horizontalverformungen der Wand auf.

Als Abstützungselemente kommen Steifen und Anker infrage (Bild 8). Für die Herstellung wird zunächst ein Teilaushub der Baugrube bis zu rd. 0,5 bis 1 m unter der geplanten Abstützungslage ausgeführt. Dann werden die Steifen oder Anker hergestellt bzw. installiert. Anker werden immer vorgespannt, und zwar in der Regel auf rd. 80 %, in besonderen Fällen (Verformungsbegrenzung) auf rd. 100 % der im Vollaushubzustand zu erwartenden Ankerkraft. Steifen werden zumindest kraftschlüssig verkeilt. Wenn die Verbauwandverformungen begrenzt werden sollen, sollten die Steifen auf mindestens 60 % der Steifenkraft im Vollaushubzustand vorgespannt werden.



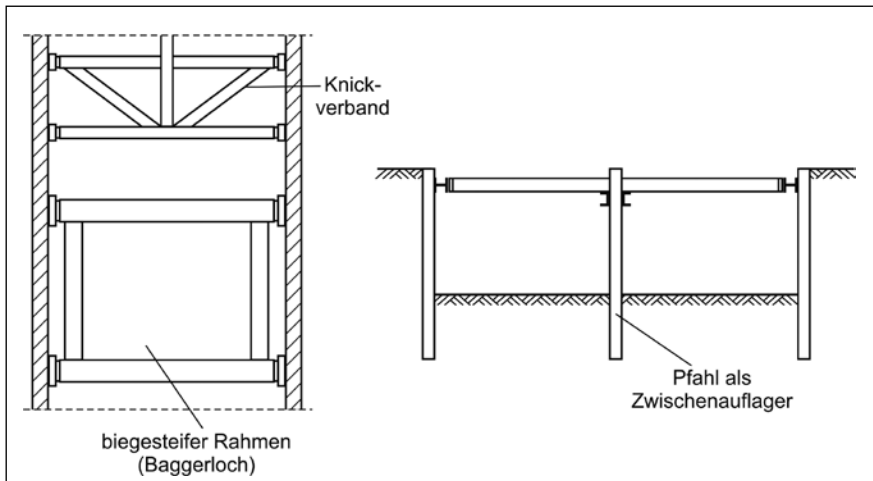
**Bild 8** ■ Abstützung von Verbauwänden durch Steifen (links) und Anker (rechts)

Nach Fertigstellung wird der Aushub fortgesetzt, bei Realisierung mehrerer Abstützungslagen bis rd. 0,5 bis 1 m unter der nächsten Lage usw. bis zum Erreichen der Endaushubtiefe. Wie für den Endaushubzustand sind die statischen Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Verbauwand auch für die entstehenden Zwischenaushubzustände vor Einbringen der jeweils nächsten Abstützungslage sowie auch für Rückbauzustände zu erbringen.

Die Abstützung mittels Steifen hat den Nachteil, dass sich die Abstützungskonstruktion innerhalb der Baugrube befindet und somit die Bauausführung behindert. Bei breiten Baugruben ist zur Realisierung einer ausreichenden Knicksicherheit zudem die Anordnung von Knickverbänden erforderlich. Eventuell sind auch Zwischenauflagerungen, z. B. auf Pfählen, notwendig. Bei relativ enger Anordnung der Steifen kann bzw. muss ein biegesteifer Rahmen als »Baggerloch« in das Aussteifungssystem integriert werden (Bild 9).

Bei geringen Baugrubenbreiten kommen meist mit Kopfplatten versehene Breitflanschträger zum Einsatz. Mit der Verbauwand bzw. der Gurtung werden diese über Stahlkeile kraftschlüssig verbunden. Wenn keine oder nur eine geringe Vorspannung gefordert ist, ist das Einschlagen der Stahlkeile ausreichend. Wenn zwecks Minimierung der Verbauverformungen höhere Vorspannkraft erreicht werden sollen, werden diese über hydraulische Pressen aufgebracht.

Alternativ zu Breitflanschträgern können auch Stahlrohrsteifen eingesetzt werden, die eine höhere Dehn- und insbesondere Knicksteifigkeit aufweisen.



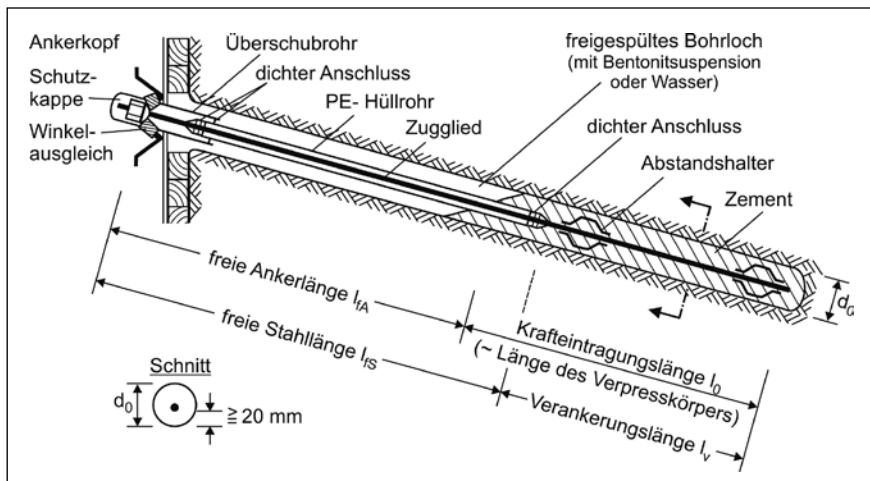
**Bild 9** ■ Abstützungskonstruktionen mit Steifen

Ein Vorteil von Steifen gegenüber Ankern ist, dass es sich hierbei um eine relativ verformungsarme, bei geringen Baugrubenbreiten sogar um eine annähernd starre Stützung handelt. Die Auflagerverformung besteht im Wesentlichen aus der elastischen Dehnung der Steife und kann durch Vorspannung auch weitgehend vorweggenommen werden.

Als Rückverankerungselemente kommen für Baugrubenwände in aller Regel Verpressanker zum Einsatz. Die rückwärtige Verankerung hat den oft wichtigen Vorteil, dass die Baugrubenfläche frei bleibt und die Arbeiten entsprechend nicht behindert werden. Allerdings ergeben sich auch Nachteile:

- Anker sind trotz Vorspannung in der Regel ›weichere‹ Auflager als Steifen, da zur elastischen Dehnung des Stahlzugglieds noch die zur Mobilisierung der Kraftübertragung zwischen Verpresskörper und Boden erforderliche Relativverschiebung hinzukommt.
- Die Ankerherstellung (Bohrung, Verpressarbeiten) sowie die Belastung kann zu einer Beeinflussung von Nachbarbauwerken führen. Im Hinblick auf Einflüsse beim Verpressen und durch die Belastung sollte der vertikale Abstand zwischen dem Verpresskörper und einem darüber liegenden Bauwerk mindestens etwa 4m betragen. Außerdem ist zu beachten, dass die Nutzung des Nachbargrundstücks für die Verankerung einer Genehmigung durch den Besitzer bedarf, wofür dieser ggf. finanziell zu entschädigen ist, u. a. auch, weil Verpressanker im Boden verbleiben und damit zukünftige Bauarbeiten möglicherweise erschweren.
- Der Verpresskörper muss nach der Herstellung zunächst aushärten (meist mindestens sieben Tage), bevor er vorgespannt werden und der Aushub fortgesetzt werden kann. Gegenüber Steifen ist der Zeitbedarf für die Baugrubenherstellung damit erhöht.

Verpressanker für Baugrubensicherungen sind nur für temporäre Zwecke erforderlich (Temporäranker) und benötigen deshalb (im Gegensatz zum Daueranker) nur einen einfachen Korrosionsschutz. Sie werden in aller Regel als Verbundanker ausgeführt (Bild 10). Im Bereich des Verpresskörpers wird der Korrosionsschutz des Stahlzugglieds durch die Umhüllung mit Zementleim gewährleistet, im Bereich der freien Stahllänge durch ein vormontiertes Kunststoffhüllrohr. Aus herstellungstechnischen Gründen sind Verpressanker üblicherweise zur Horizontalen um mindestens etwa 10° nach unten geneigt.



**Bild 10** ■ Aufbau eines Temporärverbundankers (nach [21])

Die erforderliche Länge eines Verpressankers ergibt sich aus drei Kriterien:

- Der Verpresskörper muss außerhalb des Erddruckgleitkeils liegen. Hieraus ergibt sich die Mindestgröße der freien Stahllänge.
- Der Verpresskörper muss eine ausreichende Länge aufweisen, um die geforderte Ankerrenzlast mobilisieren zu können. Die mobilisierbare Mantelreibung zwischen Verpresskörper und Boden hängt u. a. von der Bodenart ab (siehe hierzu Kapitel 5). Größere Verpresskörperlängen als 5 bis 6 m sind meist unwirtschaftlich. Wenn eine solche Länge nicht ausreicht, ist es günstiger, mehr Anker anzuordnen, d. h. entweder geringere Ankerabstände oder mehrere Ankerlagen zu realisieren.
- Die Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge muss gewährleistet sein; siehe hierzu Kapitel 7.

Sowohl Anker als auch Steifen stellen Punktauflager dar. Um die in der statischen Berechnung unterstellte Linienlagerung für das Flächentragwerk Baugrubenwand herzustellen, bedarf es in aller Regel einer Gurtung. Ausnahmen stellen Schlitzwände dar, bei denen die punktförmige Auflagerung durch eine entsprechende, im Bewehrungskorb integrierte Bewehrung abgedeckt wird, oder Bohrpfehlwände und Trägerbohlwände, wenn jeder bewehrte Bohrpfehl bzw. jeder Bohlträger durch eine Steife bzw. einen Anker abgestützt wird.

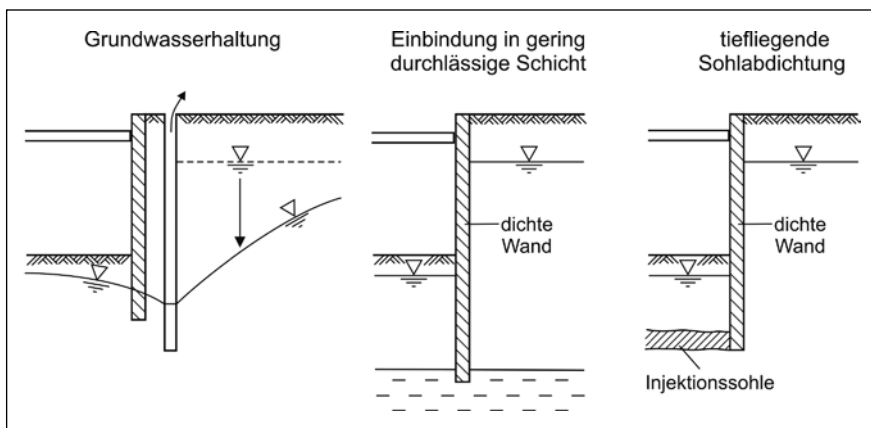
Als Gurtung kommen Breitflanschträger zum Einsatz oder – wenn der Gurt durch Anker gestützt wird – aus zwei U-Profilen zusammengesetzte und in Abständen mittels Blechen verbundene Profile (siehe Bilder 2 und 3).

## 2.3 Baugruben im Grundwasser

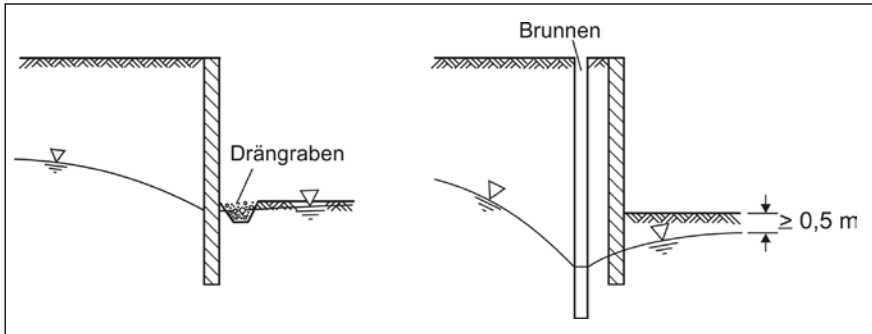
Wenn die Baugrubensohle unterhalb des während der Bauzeit zu erwartenden Grundwasserspiegels liegt, muss entweder eine Grundwasserabsenkung vorgenommen werden oder es muss eine annähernd wasserdichte Baugrube hergestellt werden. Letzteres erfordert in jedem Fall die Wahl einer annähernd wasserundurchlässigen Verbauwand sowie ggf. auch eine Sohlabdichtung der Baugrube. Beispiele für Ausführungsformen von Baugruben im Grundwasser zeigt Bild 11.

Eine Grundwasserhaltung führt zu einer weiträumigen Absenkung des Grundwasserspiegels über die eigentliche Bauwerksfläche hinaus. Eine Absenkung führt zu einer Erhöhung der effektiven Spannungen im Boden, was insbesondere bei erstmaliger Wasserspiegelabsenkung Setzungen vorhandener Bauwerke zur Folge haben kann. Darüber hinaus können Schäden an (meist historischen) Holzpfahlgründungen auftreten, wenn die Holzpfähle über längere Zeit trockenfallen. Durch die Beeinflussung des Grundwasserhaushalts können sich auch ökologische Folgen einstellen, wenn z. B. Pflanzen ihren Wasserbedarf nicht mehr decken können. Innerstädtisch werden deshalb in Deutschland heutzutage meist nur noch geringfügige Grundwasserabsenkmaße genehmigt.

Zu unterscheiden sind die offene Wasserhaltung mittels Gräben oder Horizontaldränagen und die geschlossene Wasserhaltung mittels Brunnen (Bild 12). Bei der offenen Wasserhaltung müssen geringere Wassermengen gefördert werden, allerdings sind bei nichtbindigen, d. h. relativ durchlässigen Böden die auch von unten der Baugrube zufließenden Wassermengen nur bis Absenk-



**Bild 11** ■ Ausführungsvarianten für Baugruben im Grundwasser



**Bild 12** ■ Offene und geschlossene Grundwasserhaltung

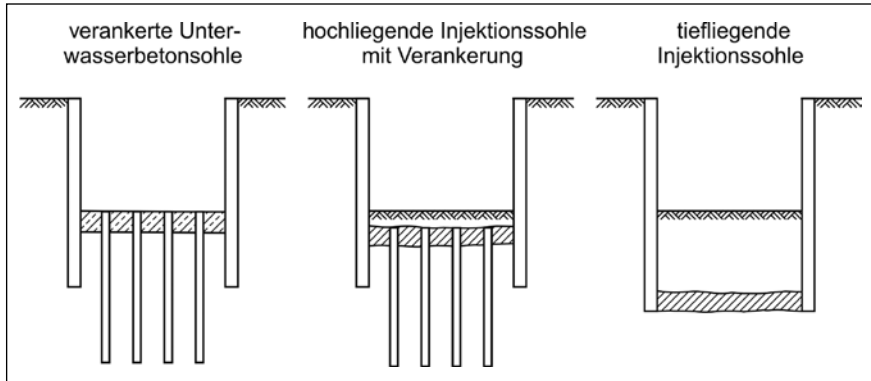
tiefen von 1 bis 2 m beherrschbar. Meist werden geschlossene Wasserhaltungen ausgeführt, welche auch den Vorteil haben, dass die erforderlichen Anlagen außerhalb der Baugrube liegen. Als Absenkziel ist ein Wasserstand von mindestens 0,5 m unter der Baugrubensohle anzustreben.

Auf die Verfahren der Grundwasserabsenkung wird hier nicht näher eingegangen, diesbezüglich sei auf [13] sowie für eine komprimierte Darstellung auf [14] verwiesen.

Geeignete Verbauwände für eine annähernd wasserdichte Baugrube sind Spundwände, überschnittene Bohrpfehlwände, Schlitzwände und natürlich Dichtwände mit eingestellter Spundwand. Bei Spundwänden kann die Durchlässigkeit noch dadurch verringert werden, dass weichplastische Polyurethan- oder Bitumenmassen vor dem Einbau der Spundbohlen in die Schlösser eingebracht werden. Grundsätzlich ist anzumerken, dass weder eine Verbauwand noch eine Sohlabdichtung jemals vollständig wasserdicht, sondern allenfalls sehr gering durchlässig sein kann. Bei der Wahl eines geeigneten Systems geht es daher darum, eine gewisse – ggf. von der Genehmigungsbehörde vorgegebene – Wasserzutrittsmenge pro Flächeneinheit zu unterschreiten.

Wenn eine gering wasserdurchlässige Baugrundsicht in erreichbarer Tiefe ansteht, ist eine Tieferführung der Verbauwände bis in diese Schicht in aller Regel die wirtschaftliche Lösung. Gegebenenfalls kann eine Dichtwand mit eingestellter Spundwand vorteilhaft sein. Die z. B. im Schlitzwandverfahren oder als MIP-Wand hergestellte Dichtwand wird bis in die gering wasserdurchlässige Schicht geführt, während die eingestellte Spundwand nur bis zur erdstatisch erforderlichen Einbindetiefe reichen muss.

Eine Sohlabdichtung der Baugrube kann durch eine Unterwasserbetonsohle oder durch Injektionssohlen erfolgen (Bild 13). Bei hochliegenden Sohlen wird meist eine Verankerung mittels Zugpfählen erforderlich, um die Auf-



**Bild 13** ■ Ausführungsvarianten für Sohlabdichtungen

triebssicherheit der Baugrubensohle zu gewährleisten. Auf die Verfahren der Sohlabdichtung wird in Kapitel 6 noch detailliert eingegangen, weil diese erhebliche Schadenspotenziale beinhalten und daher einer gründlichen Planung und sorgfältigen Ausführung besonders bedürfen.

Zu annähernd wasserdichten Baugruben sei hier abschließend angemerkt, dass die Fehlstellenfreiheit sowohl der Wände als auch einer eventuell erforderlichen Sohle von großer Bedeutung für eine schadenfreie Bauausführung ist. Fehlstellen führen nicht nur zu einem erhöhten Wasserandrang, sondern auch zu hohen örtlichen hydraulischen Gradienten. Oberhalb der Baugrubensohle können Fehlstellen in der Wand einfach detektiert und verschlossen werden, unterhalb der Sohle bleiben sie jedoch ggf. unentdeckt. Im Extremfall kann es zu einem hydraulischen Grundbruch und zum Aufbruch der Baugrubensohle mit katastrophalen Folgen kommen.

Eine genaue Kontrolle der Ausführungsarbeiten ist deshalb immer dann erforderlich, wenn aus Fehlstellen erhebliche Risiken resultieren würden. Bei Spundwänden kann z. B. das Entstehen von Schlosssprengungen bei der Herstellung durch Einsatz spezieller, in den Schlössern angeordneter Signalgeber festgestellt werden. Unterhalb der Baugrubensohle detektierte oder vermutete Fehlstellen können durch Injektionsmaßnahmen abgedichtet werden. Bei Sohlabdichtungen ist das Wasser innerhalb der Baugrube zunächst geringfügig abzusenken. Anhand der zu pumpenden Wassermengen kann auf mögliche Fehlstellen in der Sohle geschlossen werden.

## 3 Planungsgrundlagen für Baugrubensicherungen

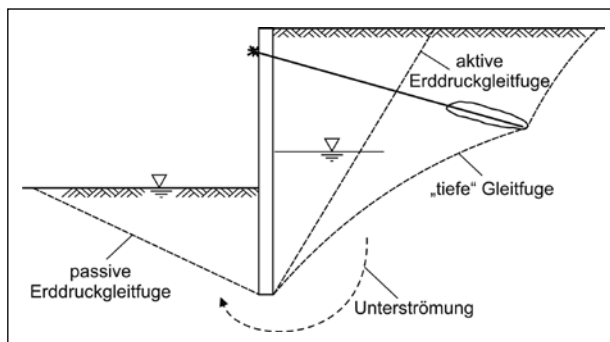
### 3.1 Baugrunderkundungen

#### 3.1.1 Allgemeines

Die Standsicherheit und das Tragverhalten einer Baugrubensicherung hängen entscheidend von den Eigenschaften des vor, hinter und ggf. auch des unter der Wand anstehenden Bodens sowie den Grundwasserständen ab. Zum einen belasten Erd- und Wasserdruck hinter der Wand das Tragwerk und zum anderen wird der Erdwiderstand auf der Baugrubenseite in der Regel als Stützkraft angesetzt. Der Baugrundaufbau vor und hinter der Wand muss daher mindestens innerhalb des Bereichs potenzieller Erddruckgleitfugen bekannt sein, was i. Allg. eine Baugrunderkundung erfordert. Bei verankerten Wänden muss außerdem auch der vom Verpressanker beanspruchte Bodenbereich erkundet sein (Bild 14). Auch unterhalb des Wandfußes muss der Bodenaufbau bekannt sein, da dort vorhandene gering scherfeste Schichten die Standsicherheit des Gesamtsystems beeinflussen können, und um – im Falle der Einbindung der Baugrube in das Grundwasser – die Strömungsverhältnisse beurteilen zu können.

Bei den Erkundungsmaßnahmen ist zu unterscheiden zwischen direkten Aufschlussmethoden (Schürfen und Bohrungen), bei denen der anstehende Boden in Augenschein genommen wird und Proben für Laborversuche entnommen werden können, und indirekten Methoden (Sondierungen, eventuell geophysikalische Verfahren), bei denen indirekt aus den jeweiligen Messgrößen auf bestimmte Baugrundeigenschaften geschlossen wird.

**Bild 14** ■ Potenziell beeinflusster Bodenbereich um eine Baugrubenwand





Die Erkundungen für die Planung von Baugrubensicherungsmaßnahmen werden im Regelfall gemeinsam mit denen für die Planung der Bauwerksgründung ausgeführt. Als Erkundungsverfahren werden meist Bohrungen und Ramm- oder Drucksondierungen eingesetzt.

### 3.1.2 Erkundungsverfahren

Bohrverfahren für die Entnahme von Bodenproben werden in DIN EN ISO 22475-1 [73] dargestellt. Entscheidend für die Auswahl eines Verfahrens ist, welche Probenqualität erforderlich ist. Unterschieden werden gemäß DIN 4021 [46] (bzw. neu in ähnlicher Form DIN EN 1997-2 [70]) die Güteklassen 1 bis 5 entsprechend Tabelle 1. Für die versuchstechnische Untersuchung der Scherfestigkeit und Kompressibilität eines Bodens sind Proben der Güteklasse 1 erforderlich. Diese Güteklasse ist nur bei bindigen Böden erreichbar und erfordert die Auswahl eines hochwertigen Bohrverfahrens oder die Unterbrechung des Bohrvorgangs und Probenentnahme an der Bohrlochsohle mit einem geeigneten Entnahmegesetz. Bei nichtbindigen Böden ist in der Regel nur die Güteklasse 3, in günstigen Fällen auch 2 erreichbar. Die Steifigkeiten und Scherfestigkeiten dieser Böden werden deshalb in Kombination mit Sondierungen durch Korrelationen abhängig von der Lagerungsdichte bestimmt. Auch für bindige Böden können allerdings Proben der Güteklasse 3, wie sie z. B. aus Rammkernsondierbohrungen (Rammkernbohrverfahren mit Bohrdurchmesser kleiner als 80 mm, Kleinbohrung) gewonnen werden können, ausreichend sein, wenn Scherfestigkeit und Steifigkeit auf Grundlage gesicherter Erfahrungen abgeschätzt werden können.

**Tabelle 1** ■ Güteklassen von Bodenproben gemäß DIN 4021 [46] und Beispiele für Bohrverfahren

Güteklasse	unverändert in <sup>*)</sup>	Bohrverfahren (Beispiele)
1	Z, w, $\rho$ , k, $E_s$ , $\tau_f$	Rotationskernbohrung mit Doppelkernrohr und Vorsatz;
2	Z, w, $\rho$ , k	Rammkernbohrung mit Schnittkante innen
3	Z, w	Rotationstrockenkernbohrung mit Hohlbohrschnecke (ggf. auch Güteklasse 2, 1); Kleinrammbohrung; Kleindruckbohrung
4	Z	Drehbohrung, Schlagbohrung (ggf. auch Güteklasse 3)
5	–	alle Verfahren

<sup>\*)</sup> Z Kornzusammensetzung, w Wassergehalt,  $\rho$  Dichte des Bodens,  $E_s$  Steifemodul,  $\tau_f$  Scherfestigkeit, k Wasserdurchlässigkeitsbeiwert

Als Sonden werden Stäbe bezeichnet, die in den Boden eingerammt (Rammsondierung) oder mit vorgegebener Geschwindigkeit eingedrückt (Drucksondierung) werden. Aus dem Eindringwiderstand kann auf Eigenschaften des anstehenden Bodens geschlossen werden, wenn eine sichere Interpretation durch Kenntnis des generellen Baugrundaufbaus möglich ist. Sondierungen ergänzen damit die direkten Aufschlüsse durch Bohrungen. Insbesondere in nichtbindigen Böden sind Sondierungen erforderlich, da nur hiermit die Lagerungsdichte und damit letztlich die Scherfestigkeit und Steifigkeit sicher beurteilt werden können. In bindigen Böden kann dagegen nur eine qualitative Beurteilung erfolgen, da i. Allg. keine ausreichend eindeutige Korrelation zwischen den Messwerten und den Bodenparametern existiert.

In Rammsondierungen (DIN EN ISO 22476-2 [75]) wird die erforderliche Schlagzahl  $N_{10}$  (bzw.  $N_{20}$ ) für das Eindringen eines Stabes mit definierter Spitze um 10 cm (20 cm) gemessen. In DIN EN ISO 22476-2 [75] werden die leichte, mittlere, schwere und superschwere Rammsondierung definiert, die sich im Wesentlichen im Durchmesser von Gestänge und Sondenspitze sowie in Gewicht und Fallhöhe der Rammvorrichtung unterscheiden.

Drucksondierungen sind in DIN 4094-1 [48] bzw. im Norm-Entwurf DIN EN ISO 22476-1 [74] geregelt. Hier wird ebenfalls ein Gestänge mit definierter Spitze in den Boden eingebracht, allerdings nicht durch Rammen, sondern durch Eindrücken mit annähernd konstanter Geschwindigkeit. Gemessen werden hierbei der Spitzenwiderstand und der Reibungswiderstand (ggf. auch der Porenwasserdruck) im Bereich der Spitze. Hieraus lassen sich Aussagen über die Bodenarten und deren Lagerungsdichte bzw. Festigkeit gewinnen.

Der Spitzendruck korreliert bei nichtbindigen Böden mit der Lagerungsdichte. In bindigen Böden besteht kein eindeutiger Zusammenhang mit der Konsistenz des Bodens, da hier auch der Konsolidierungsgrad und die Durchlässigkeit (Entstehung von Porenwasserüberdrücken) das Ergebnis beeinflussen. Deshalb ist nur eine ungefähre Einschätzung der Bodenkonsistenz möglich.

Der Reibungskoeffizient ist der Quotient aus Mantelreibung und Spitzendruck. Er gibt einen Hinweis auf die durchhörte Bodenart. Reibungskoeffizienten kleiner als rd. 1 % weisen auf nichtbindige Bodenarten hin, ausgeprägt plastische bindige Böden weisen dagegen Reibungskoeffizienten größer als 5 % auf.

In Tabelle 2 sind die wesentlichen Daten der beschriebenen Sondierverfahren zusammengestellt.

**Tabelle 2** ■ Sondierverfahren

Benennung	Spitzenquerschnitt/ Gestängedurchmesser	Fallgewicht/ Fallhöhe	Messgrößen
leichte Rammsonde (DPL)	10 cm <sup>2</sup> /22 mm	10 kg/0,50 m	N <sub>10</sub>
leichte Rammsonde (DPL-5)	5 cm <sup>2</sup> /22 mm	10 kg/0,50 m	N <sub>10</sub>
mittelschwere Ramm- sonde (DPM)	10 cm <sup>2</sup> /32 mm	30 kg/0,50 m	N <sub>10</sub>
schwere Rammsonde (DPH)	15 cm <sup>2</sup> /32 mm	50 kg/0,50 m	N <sub>10</sub>
Drucksondierung (CPT)	10 cm <sup>2</sup> /32 mm	–	q <sub>c</sub> , f <sub>s</sub>

N<sub>10</sub>: Schlagzahl für 10 cm Eindringung der Rammsonde; q<sub>c</sub>, f<sub>s</sub>: Spitzendruck und Mantelreibung der Drucksonde

Ergänzend sei hier auf Bohrlochrammsondierungen (DIN 4094-2 [49], DIN EN ISO 22476-3 [76]), Flügelscherversuche (DIN 4094-4 [50]) und Bohrlochaufweittingsversuche (DIN 4094-5 [51], Norm-Entwürfe DIN EN ISO 22476-4 [77], -5 [78] und -7 [79]) verwiesen, die bei Erkundungen für Baugrubensicherungen nur selten zum Einsatz kommen.

### 3.1.3 Umfang der Erkundung für die Planung von Baugrubensicherungen

Eine Baugrunderkundung stellt immer eine stichprobenartige Untersuchung dar, auf deren Basis durch Interpolation oder im Ausnahmefall auch Extrapolation ein räumliches Baugrundmodell entwickelt wird. Es verbleibt somit immer ein Restrisiko hinsichtlich unerwarteter Baugrundverhältnisse, das sogenannte Baugrundrisiko. Dieses Restrisiko gilt es durch einen dem Schwierigkeitsgrad und dem Risikopotenzial einer Baumaßnahme angemessenen Erkundungsumfang zu begrenzen.

Anforderungen hinsichtlich Planung, Ausführung und Auswertung von Baugrunderkundungen enthält DIN 4020 [45]. Hierin heißt es in Abschnitt 4.1: *»Für jede Bauaufgabe müssen Aufbau und Beschaffenheit von Boden und Fels im Baugrund sowie die Grundwasserverhältnisse ausreichend bekannt sein, um insbesondere die Standsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks sowie die Auswirkungen der Baumaßnahme auf die Umgebung sicher beurteilen zu können. Hierzu müssen geotechnische Untersuchungen projektbezogen ausgeführt werden.«*

Erste Erkenntnisse über den zu erwartenden Baugrundaufbau können durch Heranziehung geologischer und hydrogeologischer Karten sowie durch Einholung von Informationen über örtliche Bauverfahren in der Nachbarschaft erlangt werden. Die Baugrunduntersuchungen dienen dann der Bestätigung und Verdichtung dieser Informationen.

Der notwendige bzw. zweckmäßige Erkundungsaufwand ist abhängig von der geplanten Konstruktion sowie von der Heterogenität des vorgefundenen Baugrunds. Selbstverständlich spielen hier auch wirtschaftliche Aspekte eine große Rolle. Anzumerken ist aber, dass ein ausreichender Erkundungsumfang nicht nur für die Einhaltung der Sicherheitsanforderungen sorgt, sondern durch größere, den Baugrund betreffende Datensicherheit auch wirtschaftliche Konstruktionen ermöglicht und damit insgesamt zu Kostenersparnissen führen kann.

Nach DIN 4020 [45] wie auch nach DIN 1054 [44] ist eine Bauaufgabe abhängig von der Komplexität des geplanten Bauwerks und der Baugrundverhältnisse in eine der Geotechnischen Kategorien (GK) 1 (geringer Schwierigkeitsgrad) bis 3 (hoher Schwierigkeitsgrad) einzuordnen. Der erforderliche Erkundungsaufwand hängt von der Geotechnischen Kategorie ab.

Bei GK-1-Baumaßnahmen kann das Einholen allgemeiner Informationen zu Baugrund und Grundwasser, die Erkundung durch Kleinbohrungen und/oder Sondierungen und die Ableitung der Bodenparameter aufgrund gesicherter Erfahrungen ausreichend sein. Gemäß DIN 1054:2010-12 [44] sind allerdings nur Stützbauwerke bis 2 m Höhe sowie Grabenverbauten mit Verbauplatten oder als Normverbau in die GK 1 einzuordnen.

Baugrubensicherungen sind daher stets in die GK2 oder 3 einzuordnen. Hier sind direkte Aufschlüsse grundsätzlich erforderlich, und die Bodenkenngrößen müssen versuchstechnisch oder hilfsweise mittels Korrelationen bestimmt werden. Bei hohem Schwierigkeitsgrad (GK3) ist im Regelfall ein über den Mindestumfang für GK2 hinausgehender Untersuchungsaufwand erforderlich, um die ›Datensicherheit‹ des Baugrundmodells zu verbessern. Gemäß Anhang A der DIN 4020 [45] sind z. B. tiefe Baugruben generell der GK3 zuzuordnen. DIN 1054:2010-12 [44] definiert die Geländesprunghöhe, ab der von GK3 auszugehen ist, mit 10 m. Auch für Baugruben unmittelbar neben bestehenden und damit in Standsicherheit und Betriebssicherheit eventuell gefährdeten Bauwerken ist die GK3 zugrunde zu legen.

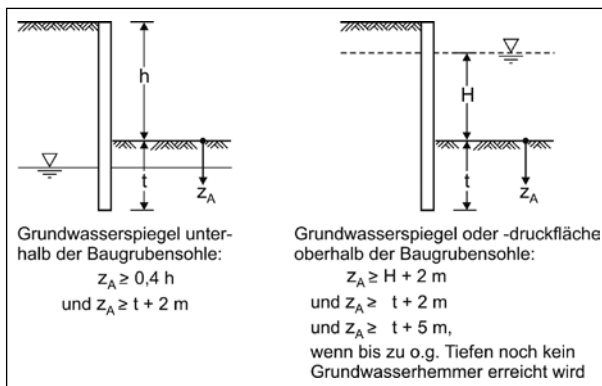
Bezüglich der notwendigen Anzahl von Aufschlüssen und deren Tiefe gibt die DIN 4020 [45] Richtwerte für Regelfälle an. Für Hochbauten sollte ein Rasterabstand direkter Aufschlüsse von 20 bis 40 m nicht überschritten werden. Diese Abstände können auch für Baugrubensicherungen herangezogen werden, wo-

bei zu beachten ist, dass Aufschlüsse nicht nur in der Wandachse, sondern auch vor und hinter der Wand auszuführen sind (vgl. Kapitel 3.1). Für langgestreckte Schlitz- und Dichtwände wird in DIN 4020 [45] als Richtwert ein Erkundungsabstand von 25 bis 50m angegeben. Grundsätzlich sollten zusätzlich auch indirekte Aufschlüsse (Sondierungen) ausgeführt werden. Bei gesicherter Interpretation dürfen aber direkte Aufschlüsse auch durch indirekte ersetzt werden.

Die notwendige Erkundungstiefe hängt bei Baugrubensicherungen davon ab, ob die Baugrubensohle unter die Grundwasseroberfläche (bzw. bei gespanntem Grundwasser bis unter die Grundwasserdruckfläche) reicht. Ist dies nicht der Fall, muss die Erkundungstiefe bis mindestens 40 % der Baugrubentiefe unter die Baugrubensohle reichen bzw. mindestens 2 m unter die Unterkante des Verbauwandfußes. Bei Einbindung in den Grundwasserspiegel sind ggf. größere Erkundungstiefen nötig (Bild 15).

Die Angaben der DIN 4020 [45] sind Richtwerte und somit formal nicht verbindlich. Bei gut bekanntem Untergrundaufbau können ggf. größere Abstände gewählt werden und es können zumindest für einzelne Aufschlüsse geringere Erkundungstiefen festgelegt werden. Andererseits kann es bei heterogenen Baugrundverhältnissen auch erforderlich sein, deutlich engere Erkundungsabstände zu wählen. Diese Entscheidungen liegen in der Verantwortung des geotechnischen Sachverständigen und müssen von ihm nachvollziehbar begründet werden.

Eine oft schwierige Aufgabe ist die Bewertung der Grundwasserverhältnisse. Der Grundwasserspiegel ist räumlich, aber insbesondere auch zeitlich veränderlich, sodass aus dem bei der Erkundung gemessenen Grundwasserstand nicht sicher auf den maximal möglichen Wasserstand (Bemessungswasserstand) geschlossen werden kann. In günstigen Fällen existieren in der Nähe des betrach-



**Bild 15** ■ Im Regelfall erforderliche Erkundungstiefen für Baugrubensicherungen gemäß DIN 4020 [45]

teten Baufelds bereits Grundwasserspiegel, die seit mehreren Jahren beobachtet werden. In vielen Fällen ist man jedoch, basierend auf Pegelmessungen über einen kurzen Zeitraum und Erfahrungen, auf konservative Abschätzungen des maximal zu erwartenden Grundwasserstands angewiesen.

### 3.1.4 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen sind in einem geotechnischen Bericht (Baugrundgutachten) darzustellen und zu bewerten. Insbesondere folgende Angaben hat ein solcher Bericht zu beinhalten:

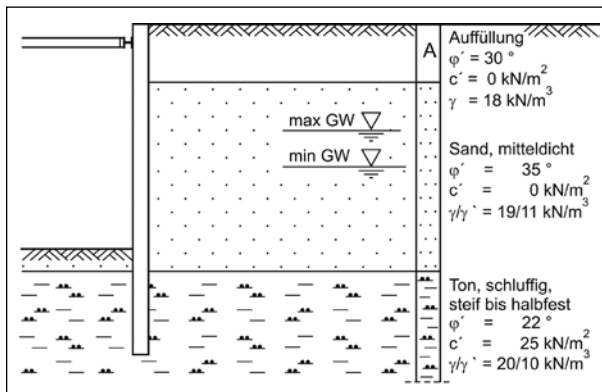
- Objektbeschreibung, Benennung der beigezogenen Unterlagen, lückenlose Darstellung aller vorliegenden Daten sowie Dokumentation der durchgeführten Feld- und Laboruntersuchungen,
- detaillierte Baugrundbeschreibung, d. h. Angaben zur Baugrundsichtung, zu den Schichtverläufen und den Grundwasserverhältnissen; hierbei ist auch der Untersuchungsaufwand kritisch zu bewerten und auf ergänzend notwendige Untersuchungen hinzuweisen;
- Klassifikation der anstehenden Bodenarten für Ausschreibungszwecke, z. B. Angabe von Boden- und Felsklassen nach DIN 18300 [61] und von Boden- und Felsgruppen nach DIN 18196 [60].

In einem Gründungsgutachten sind die technischen Folgerungen für die Baumaßnahme darzustellen, d. h. es sind Empfehlungen und Hinweise zu möglichen Konstruktionen und zur Entwurfsbearbeitung zu geben. Meist wird ein Baugrund- und Gründungsgutachten erarbeitet, das sowohl für den Baugrubenverbau als auch für die Gründung des in der Baugrube zu errichtenden Bauwerks gilt. Bezüglich der Planung von Baugrubenverbauten sind folgende Angaben zu machen:

- Angabe relevanter charakteristischer Bodenparameter der Schichten (Wichte, Scherfestigkeit, ggf. Wasserdurchlässigkeit und Steifigkeit) sowie des Bemessungswasserstands für die Bauzeit,
- Empfehlungen zur Baugrubenherstellung und zur Wasserhaltung sowie Hinweise zur Auswirkung der Baumaßnahme auf Nachbarbauwerke (z. B. durch herstellungsbedingte Einwirkungen, Wandverformungen, Grundwasserabsenkung);
- im Hinblick auf die Herstellungstechnik von Verbauwänden (Rammen, Rütteln, Einpressen, Bohren) ist hierbei vor allem auf mögliche Hindernisse bzw. Widerstände im Baugrund einzugehen; gemäß DIN EN 1536 (Bohrpfähle) [65] ist außerdem auf das Vorkommen stark durchlässiger Böden, auf breiige und weiche Böden, auf Böden, die empfindlich auf Erschütterungen oder Schwingungen sowie auf schädliche chemische Bestandteile

in Böden und Grundwasser reagieren hinzuweisen; ähnliche Anforderungen enthält DIN EN 1538 (Schlitzwände) [67]. DIN EN 12063 (Spundwandkonstruktionen) [62] empfiehlt die Ausführung von Proberammungen, falls die Einbringbarkeit von Spundbohlen infrage steht; auch Angaben zu den Konsequenzen eines eventuell geplanten Ziehens von Spundbohlen sind zu machen, z. B. ein mögliches Haftenbleiben bindigen Bodens.

Letztlich muss sich aus dem Baugrund- und Gründungsgutachten ein klares und hinreichend zuverlässiges Bild der Baugrundsichten und ihrer bodenmechanischen Kenngrößen sowie der Grundwasserstände im Bereich der geplanten Baugrubenwand ergeben. Anhand der Daten muss es möglich sein, sowohl die Eignung möglicher Herstellungs- und Rückbauverfahren für die Verbauwand, ggf. auch für Verpressanker oder Sohlabdichtungen einschätzen zu können, als auch die Querschnittssituation einer Baugrubenwand (wie beispielhaft in Bild 16 dargestellt) für die erdstatische Berechnung mit den zugehörigen Parametern festzulegen.



**Bild 16** ■ Baugrubenwand mit Baugrundmodell (Beispiel) im Querschnitt

## 3.2 Untersuchungen an Nachbarbauwerken

Im Rahmen der Planung einer Baumaßnahme muss ermittelt werden, ob ggf. durch die Arbeiten betroffene Leitungen oder Bauwerke vorhanden sind. Für Leitungen oder Kanäle sind die Art und die genaue Lage festzustellen. Ist – wie häufig der Fall – die exakte Lage nicht bekannt, sind Vorschachtungen auszuführen. Gegebenenfalls kann auch der Einsatz von Ortungsverfahren zweckmäßig sein. Sofern die Ermittlungen ergeben, dass Leitungen umgelegt oder gesichert werden müssen, sind solche Maßnahmen mit dem Leitungsbetreiber abzustimmen.

Wenn eine Baugrube unmittelbar neben einem Nachbarbauwerk errichtet wird, ist eine Wechselwirkung zwischen Verbauwand und Bauwerk zu erwarten. Das Bauwerk belastet die Verbauwand durch Lastabstrahlung von den Gründungskörpern und die Verbauwand verursacht durch Bodenverformungen während der Herstellung und des Aushubs möglicherweise Verformungen des Gründungsbodens. Um diese Effekte berücksichtigen und beurteilen zu können, müssen die Konstruktion und die Lasten des Nachbarbauwerks bekannt sein.

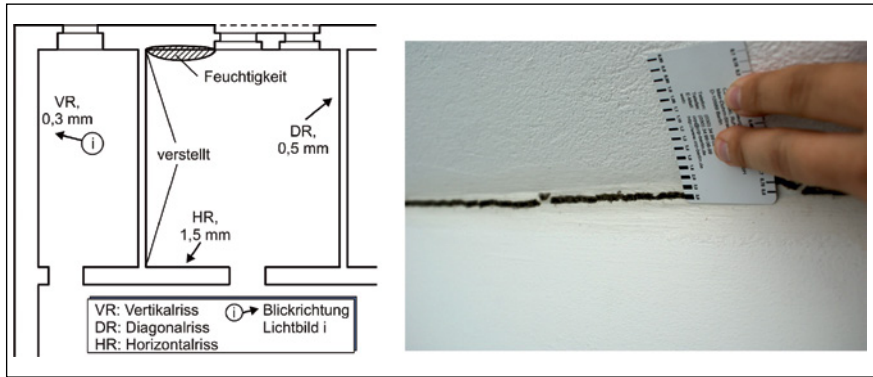
Gemäß DIN EN 1536 (Bohrpfähle) [65] und DIN EN 1538 (Schlitzwände) [67] sind »Art, Lasten und Geometrie« benachbarter Gründungen zu beschreiben. Ähnliche Anforderungen enthalten DIN EN 12063 (Spundwände) [62] und DIN 4124 [53], [54]. Soll die Gründung des Nachbarbauwerks unterfangen werden, so fordert DIN 4123 [52] »vollständige Angaben« über das bestehende Gebäude, u. a. Konstruktionszeichnungen mit Grundriss- und Querschnittsdarstellungen des Gebäudes, der Fundamente und von Kellerfußböden und Kellerdecken. Art, Abmessungen, Gründungstiefe und Zustand der Wände und Fundamente im Einflussbereich der Baugrube sind festzustellen und in den Baugrund eingeleitete Lasten zu bestimmen. Aus der Zustandsbeurteilung eines zu unterfangenden Gebäudes kann sich die Notwendigkeit von Sicherungsmaßnahmen ergeben.

Sofern schadensrelevante Beeinflussungen eines Nachbargebäudes nicht sicher ausgeschlossen werden können, sollte vor Baubeginn eine Beweissicherung des Bauwerkszustands durchgeführt werden. Eine Begehung und Beurteilung des Bauwerks ist schon zwecks Einstufung seiner Empfindlichkeit gegen Beeinflussungen notwendig. Eine detaillierte Dokumentation vor Baubeginn vorhandener Bauwerksschäden (Bauzustandserhebung) empfiehlt sich unbedingt, um bereits vorhandene Altschäden von neuen, durch die Baumaßnahme entstandenen Schäden abgrenzen zu können.

Eine Bauzustandsdokumentation sollte vorhandene Schäden in Lichtbildern dokumentieren, wobei auch die Rissbreiten mittels Risslinealen aufzunehmen



und festzuhalten sind (Bild 17, rechts). In einem Textteil sollten die wichtigsten Ergebnisse unter Verweis auf Lichtbilder und möglichst auch zeichnerische Darstellungen (Bild 17, links) beschrieben werden.



**Bild 17** ■ Beispiele für die zeichnerische (links) und fotografische (rechts) Dokumentation von Bauschäden

## 4 Herstellung von Baugrubenwänden

### 4.1 Allgemeines

Hinsichtlich der Anforderungen an die Herstellung von Baugrubenwänden sind zwei Aspekte zu beachten: Zum einen muss die Qualität bzw. Integrität der fertigen Wand gesichert sein, d. h. beispielsweise, dass Bewehrung und Beton einer Stahlbetonwand den sich aus der Beanspruchung ergebenden Anforderungen entsprechen müssen. Zum anderen muss bei der Ausführung vermieden werden, dass unzulässige Beeinflussungen von Nachbarbebauung bzw. der Umgebung auftreten. Dabei ist zu bedenken, dass sich Beeinflussungen niemals vollständig vermeiden lassen. Zu unterscheiden ist aber zwischen unvermeidbaren, verfahrensimmanenten Beeinflussungen und zwischen vermeidbaren Beeinflussungen infolge nicht fachgerechter Herstellung einer Verbauwand.

Die DIN 4124 [53] enthält zu den hier behandelten Baugrubenverbauten nur allgemeine Hinweise. Hinsichtlich konkreter Ausführungsregelungen wird auf spezielle Herstellungsnormen verwiesen (Spundwände: DIN EN 12063 [62], Bohrpfahlwände: DIN EN 1536 [65], Schlitzwände: DIN EN 1538 [67]).

Nachfolgend wird die fachgerechte Herstellung der verschiedenen Verbauarten detailliert behandelt.

### 4.2 Trägerbohlwände

Der erste Schritt bei der Herstellung eines Trägerbohlwandverbauts ist der Einbau der Bohlträger, d. h. von Doppel-T-Trägern oder durch Laschen fest miteinander verbundenen U-Profilen, in den Baugrund. Dies kann grundsätzlich durch Rammen, Einvibrieren oder Einstellen in eine Bohrung erfolgen.

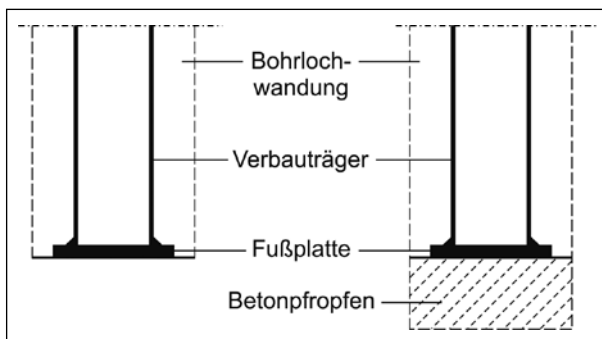
Rammen oder Einvibrieren stellt heutzutage die Ausnahme dar. Dies erfordert einen rammgeeigneten Boden mit nicht zu hohem Eindringwiderstand und ohne größere Steine oder Hindernisse. Innerstädtisch spielt der Aspekt der Umweltbeeinträchtigung durch Lärm- und Erschütterungsemission eine große Rolle, was oft von vornherein ein Rammen oder Rütteln ausschließt. Meist werden Bohlträger deshalb in Bohrungen eingestellt, was auch eine größere Lagegenauigkeit der Träger ermöglicht. Das Fußauflager kann durch eine Fußplatte gebildet werden, die, sofern der Träger nach Abschluss der Baumaß-

nahme wieder gezogen werden soll, nur angeheftet wird und damit verloren ist. Eine noch bessere Kraftübertragung kann durch Auflagerung der Fußplatte auf einen Betonpropfen erreicht werden (Bild 18). Dies kann zweckmäßig sein, wenn größere Vertikalkräfte, z. B. bei mehrfach schräg verankerten Wänden, in den Baugrund abzutragen sind. Nach dem Einstellen wird der Hohlraum zwischen Bohrlochwand und Träger, ggf. im Zuge des Ziehens einer Verrohrung, mit Magerbeton oder einem schwach zementgebundenen Sand oder Kies verfüllt. Wichtig ist, dass dieses Material beim nachfolgenden Aushub leicht gelöst werden kann, aber nicht nachrieselt.

Für die Herstellung einer Bohrung gelten die gleichen Grundsätze und Regeln wie für Bohrpfähle. Diesbezüglich wird hier auf Kapitel 4.4 verwiesen. Ramm-, Rüttel- und Ziehverfahren werden in Kapitel 4.3 im Zusammenhang mit der Herstellung von Spundwänden behandelt.

Trägerbohlwände sind »weiche« Verbauwände, bei denen relativ große Horizontalverformungen und damit hinter der Wand auch Setzungen auftreten. Unmittelbar vor empfindlicher Nachbarbebauung kommen sie deshalb nicht zum Einsatz. Daraus ergibt sich, dass die Problematik der möglichen Schädigung von Nachbarbauwerken meist nicht gegeben ist. Dennoch müssen größere Verformungen oder sogar Hohlrumbildungen hinter der Wand selbstverständlich vermieden werden. Dies erfordert ein sorgfältiges und schonendes Einbringen der Träger wie auch der Verbohlung im Zuge des Aushubs der Baugrube.

Als Ausfachung werden meist Holzbohlen verwendet. Unabhängig vom statischen Nachweis müssen sie eine Mindestdicke von 5 cm aufweisen. Nur nicht beschädigte Bohlen in einwandfreiem Zustand dürfen verwendet werden. Um Bodenauflockerungen zu vermeiden, muss das Einziehen der Bohlen stets fortschreitend mit dem Aushub in möglichst geringem Abstand erfolgen. Bei vorübergehend standfesten nichtbindigen Böden darf der Aushub um maximal 0,5 m vorausseilen, bei mindestens steifen bindigen Böden um maximal 1,0 m, sofern die Zulässigkeit eines größeren Abstands nicht statisch nach-



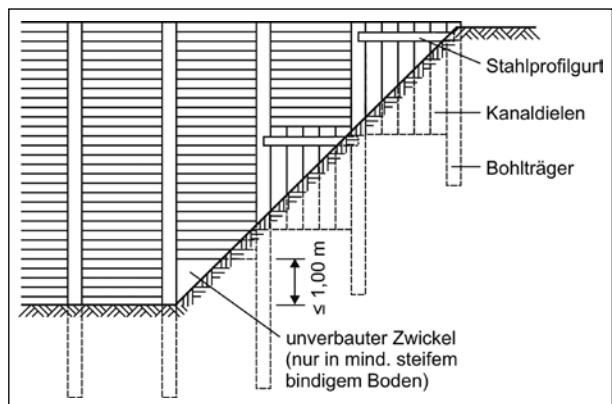
**Bild 18** ■ Ausbildung des Fußes in Bohrlocher eingestellter Bohlträger (nach [31])

gewiesen wird. Die Ausfachung muss fest und unverschiebbar gegen den Boden gepresst und jede Bohle muss einzeln mit Keilen festgesetzt werden. Die Keile sind durch Leisten oder durch Hinternagelung in ihrer Lage zu sichern. Nur wenn größere Bodenbewegungen unbedenklich sind, dürfen auch vor die Träger gehängte Bohlen verwendet werden, die über Klammern mit den Trägerflanschen verkeilt werden.

Die Ausfachung muss bis zur Baugrubensohle reichen. Dies gilt grundsätzlich auch bei einer geneigten Sohle, z. B. im Bereich von Rampen innerhalb der Baugrubenfläche. Dies kann mittels senkrechter Kanaldielen erfolgen. Nur wenn mindestens steifer bindiger Boden ansteht und sich keine Erosion einstellt, darf ein unverbauter Zwickel von maximal 1 m Höhe verbleiben (Bild 19).

DIN 4124 [53] schreibt zur Sicherung des Abstands der Bohlträger und als konstruktive Maßnahme gegen den Ausfall eines Trägers oder seiner Verankerung die Anordnung eines mehrere Träger verbindenden Zugglieds in der oberen Baugrubenhälfte vor. Hierfür kann auch eine vorhandene Gurtung herangezogen werden.

Hinsichtlich des Rückbaus ist zu beachten, dass Holzbohlen insbesondere oberhalb des ständigen Grundwasserspiegels mit der Zeit verrotten können. Wenn dies zu besorgen ist und dadurch Folgeschäden verursacht werden können, sind Holzbohlen deshalb im Zuge der Wiederverfüllung der Baugrube unbedingt auszubauen. Für die maximal zulässige freigelegte Höhe gelten die gleichen Grundsätze wie beim Einbau.



**Bild 19** ■ Ausfachung bei geneigter Baugrubensohle (aus dem Norm-Entwurf DIN 4124 [54])

## 4.3 Spundwände

### 4.3.1 Allgemeines

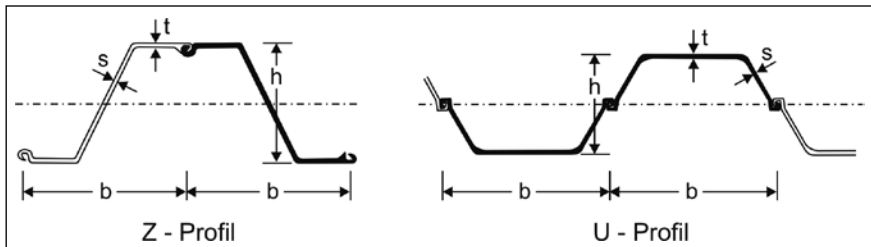
Die Herstellung von Spundwänden ist zumindest in bezüglich der Herstellung unproblematischem Baugrund häufig eine wirtschaftliche Verbaumaßnahme, weil sie relativ geringen Personalaufwand und kurze Herstellzeit erfordert und die Spundbohlen in der Regel wiedergewonnen und somit mehrfach verwendet werden können. Bei ausreichend steifer, ggf. mehrlagiger Abstützung lassen sich horizontale Wandverformungen gering halten, sodass Spundwände auch neben unmittelbar benachbarter Bebauung eingesetzt werden können. Schließlich sind Spundwände bei fachgerechter Ausführung gering wasser-durchlässig und können daher bei Baugruben im Grundwasser oder im freien Wasser als annähernd wasserdichte Baugrubenwände zum Einsatz kommen.

Wasserwegigkeiten bestehen i. Allg. nur an den Schlössern zwischen zwei Bohlen. Bei hohen Anforderungen an die Dichtigkeit kann diese durch Einsatz bituminöser Füllmassen, die vor dem Einbau in das Schloss eingebracht werden, oder durch wasserquellende Dichtmittel (Polyurethan) verbessert werden. Oberhalb der Baugrubensohle ist auch ein Verschweißen der Schlösser möglich, wodurch allerdings das Ziehen und damit die Wiederverwendung unmöglich wird. Weitere Möglichkeiten werden in DIN EN 12063 [62] beschrieben. Hier wird auch empfohlen, als Maßzahl für die Durchlässigkeit den Kehrwert des Sickerwiderstandes  $\rho$  zu verwenden, der als Quotient der hydraulischen Druckhöhe  $\Delta p_z / \gamma_w$  und der Durchflussmenge pro Zeiteinheit und Meter Schlosslänge  $q_z$  definiert ist:

$$\rho = \frac{q_z}{\Delta p_z / \gamma_w}$$

Dieser Wert (Einheit m/s) kann durch Prüfen einer Probe eines Schlosses im Labor oder in situ unter Baustellenbedingungen bestimmt werden. Für nicht speziell abgedichtete Schlösser ist etwa  $\rho \leq 10^{-6}$  m/s zu erreichen. Mit einer bituminösen Füllmasse lässt sich  $\rho < 6 \cdot 10^{-8}$  m/s erreichen [23].

Bei den Profilformen sind im Wesentlichen U- und Z-Profile zu unterscheiden (Bild 20). Eingebracht werden diese meist als Doppel- oder Dreifachbohlen, die bereits im Werk durch Zupressen der Schlösser fest miteinander verbunden werden. Nur in Ausnahmefällen, wenn nämlich der Eindringwiderstand für Doppelbohlen zu hoch ist, werden auch Einzelbohlen eingepresst. Kombinierte Spundwände, bei denen Doppel-T- oder Kastenträger in Abständen und nachfolgend Spundbohlen als Ausfachung eingebracht werden, kommen bei Bau-



**Bild 20** ■ Spundwandprofile

gruben selten zum Einsatz und werden hier nicht weiter behandelt. Ihr Anwendungsfeld liegt eher im Hafenaufbau.

In der statischen Berechnung einer Spundwand wird in der Regel eine schubfeste Verbindung benachbarter Bohlen angestrebt, damit das volle Trägheitsmoment des zusammengesetzten Querschnitts angesetzt werden kann. Deshalb sind U-Profile statisch ungünstig, da die Schlösser in der Schwerelinie und damit an der Stelle angeordnet sind, wo die maximale Schubkraft auftritt. Bei Doppelbohlen wirkt sich das weniger stark aus, weil zumindest jedes zweite Schloss eine schubfeste Verbindung aufweist. Bei Einzelbohlen dagegen kann es erforderlich sein, nur eine teilweise Schubkraftübertragung anzusetzen und entsprechend das Wandträgheitsmoment abzumindern. Dies hängt davon ab, inwieweit durch in das Schloss eindringenden Boden und durch Klemmwirkung infolge der Verbiegung der Wand mit einer Schubkraftübertragung gerechnet werden kann. Abminderungswerte für das Trägheitsmoment und die Tragfähigkeit von Einzel- und Doppelbohlen abhängig von den Randbedingungen enthält Eurocode 3, Teil 5 (DIN EN 1993-5 [69]). Z-Profile sind wegen der Schlosslage an der Außenseite zwar statisch günstiger, haben aber aus rammtechnischer Sicht Nachteile, da die Schlossreibung beim Einbringen exzentrisch angreift und somit eine Torsion des Querschnitts verursacht.

Spundbohlen werden in verschiedenen Stahlgüten angeboten. Bei der Wahl der Güte spielt die Schwere des Ramm- bzw. Einbringvorgangs und die geplante Häufigkeit der Wiederverwendung eine entscheidende Rolle.

Als Einbringverfahren für Spundbohlen sind zu nennen:

- Rammen,
- Rütteln (Vibration) und
- Einpressen.

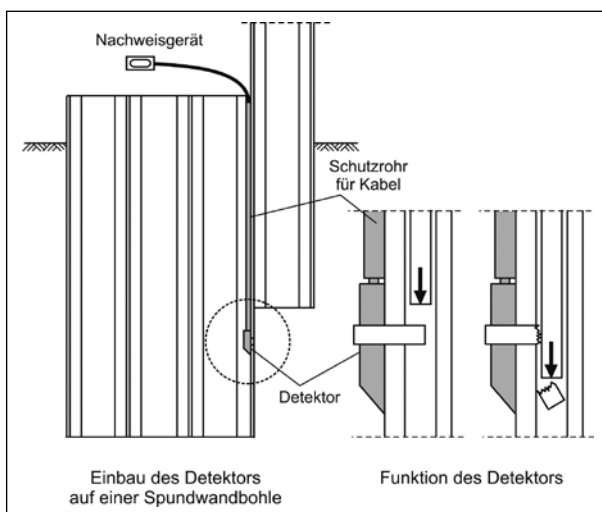
Der Einbringung ist bei der Planung einer Spundwand besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Hierbei entsteht eine hohe Beanspruchung der Spundbohlen. Gleichzeitig entstehen Lärm- und Erschütterungsemissionen und im Nah-

bereich um die Spundwand eine Bodenverdichtung. Bei Baugrundhindernissen oder nicht fachgerechter Herstellung können Schlosssprengungen auftreten, was erhebliche Folgen haben kann. Bei der Baugrunduntersuchung und -beurteilung ist deshalb besonderes Gewicht auf die Identifikation von Bodenbereichen mit Steinen, Blöcken oder anderen Rammhindernissen zu legen.

Wenn die Wasserdichtigkeit der Spundwand von großer Wichtigkeit ist, wie z. B. bei Baugruben im Wasser, wo durch Undichtigkeiten ein hydraulischer Grundbruch ausgelöst werden kann, sollte zum einen ein geeignetes Einbringverfahren (z. B. gestaffelte Rammung; siehe Kapitel 4.3.2) gewählt und zum anderen sollten die Spundbohlen mit Schlosssprungdetektoren ausgerüstet werden. Diese Detektoren werden bereits im Werk im Bereich des Bohlenfußes im Schloss eingesetzt und sind über ein Kabel mit einem Nachweisgerät verbunden (Bild 21). Wenn die Folgebohle den Bolzen im Schloss abschert und somit auch im Bereich des Bohlenfußes noch im Schloss läuft, wird dies am Nachweisgerät durch ein Signal angezeigt.

Falls ein Baugrund zu hohe Eindringwiderstände aufweist, sind Maßnahmen zu treffen, um die Einbringfähigkeit zu verbessern. Folgende Einbringhilfen kommen dafür infrage:

- Auflockerungsbohrungen mittels Schnecken zur Reduktion der Lagerungsdichte nichtbindiger Böden,
- Bodenaustausch durch Herstellung von überschnittenen Bohrungen in der gesamten Spundwandtrasse und Verfüllung mit einem leicht rambaren Material (Sand); dies stellt allerdings einen erheblichen Zeit- und Kostenaufwand dar;



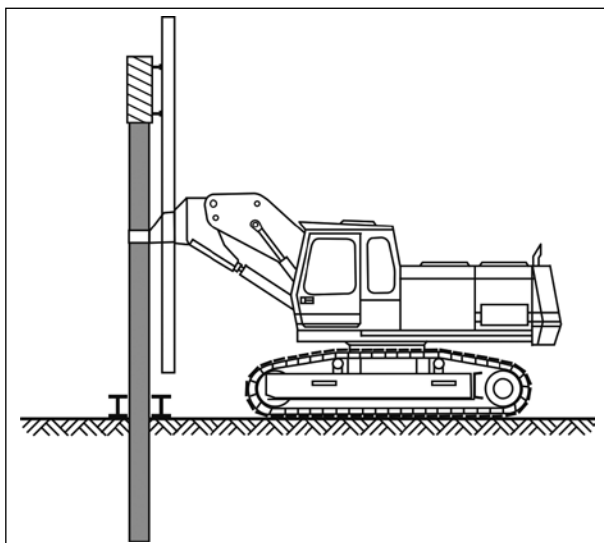
**Bild 21** ■ Schlosssprungdetektoren (nach [23])

- Spülen mit Nieder- oder Hochdruck; hierbei tritt Wasser über Spülrohre am Spundwandfuß aus, lockert den Boden auf und reduziert beim Hochströmen die Mantelreibung; beim Niederdruckspülen wird mit Drücken von 20 bis 40 bar gearbeitet, beim selten ausgeführten Hochdruckspülen mit Drücken von 350 bis 500 bar.

### 4.3.2 Rammen, Rütteln und Ziehen von Spundbohlen

Eine Rammeinrichtung besteht aus einem Trägergerät mit Mäkler sowie einem Rammbar mit Rammhaube bzw. einem Vibrator (Bild 22). Ein Mäkler dient zur Führung des Rammgeräts und der Spundbohlen. Schnellschlagrammen und Vibratoren können auch ohne Mäkler ›freireitend‹ bzw. am Kran hängend eingesetzt werden, wobei die Führung der Spundbohlen dann über einen Führungsrahmen oder Stahlprofilzangen gewährleistet sein muss. Die Rammhaube ist ein Stahlgussteil, das auf die Spundbohlen aufgesetzt wird und die Schlagenergie des Rammbarrens auf diese überträgt, ohne dass der Bohlenkopf stark verformt wird. Zusätzlich kann dafür noch ein Futter aus Hartholz eingelegt werden.

Als Trägergeräte werden häufig Raupenhydraulikbagger eingesetzt, die mit leichten bis mittelschweren Mäklern ausgerüstet sind. Mobilbagger eignen sich wegen der begrenzten zulässigen Gewichte am Ausleger nur für leichte Rammungen. Für langes und schweres Rammgut werden Seilbagger eingesetzt. Für das seilgeführte Rammen oder Vibrieren und auch für Zieharbeiten können auch Autokrane zum Einsatz kommen [4].



**Bild 22** ■ Raupenbagger mit Mäkler als Rammeinrichtung

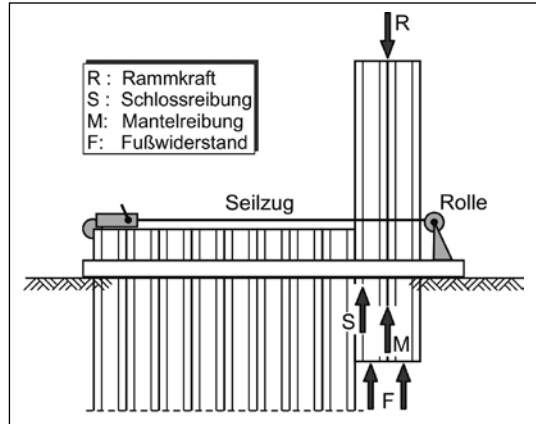


Als Rammgeräte kommen Freifallhämmer, Dieselhäre, Hydraulikhäre und Schnellschlaghäre infrage. Die Auswahl ist abhängig vom Baugrund und vom Gewicht des Rammguts, d. h. Spundbohle und Rammhaube, zu treffen. In nichtbindigen Böden ist eine schnelle Schlagfolge oder auch Vibration günstig, in bindigen Böden eher langsames Schlagen mit hoher Energie.

- Beim Freifallhammer wird ein Kolben hydraulisch angehoben und dann frei fallen gelassen. Das Verhältnis von Kolbengewicht zum Gewicht des Rammguts sollte – je nach Schwere der Rammung – zwischen 1 : 2 und 1,5 : 1 liegen. Entscheidend für das Eindringen der Spundbohle ist die pro Schlag eingebrachte Energie, die sich aus dem Produkt von Kolbengewicht und Hubhöhe ergibt. Zu beachten ist, dass ein schwerer Kolben mit kurzem Hub bei gleicher Schlagenergie zu weniger Lärm und auch zu einer schonenderen Beanspruchung des Rammguts führt als ein leichter Kolben mit großem Hub.
- Beim Dieselhären entzündet ein fallender Kolben Dieselöl und wird durch die Explosion wieder hochgeschleudert. Auch hier sind Verhältnisse von Kolbengewicht zu Rammgewicht zwischen 1 : 2 und 1,5 : 1 üblich. Dieselhäre gelten als effektiv und wenig störanfällig.
- Der Kolben eines Hydraulikhammers wird mittels Hydraulikdruck sowohl angehoben als auch beim Fallen nach unten beschleunigt. Für Spundwände werden Geräte mit Energien pro Schlag zwischen 40 und 90 kNm eingesetzt, die 50 bis 60 Schläge pro Minute ausführen. Gewichtsverhältnisse von Kolben und Rammgut zwischen 1 : 1 und 1 : 2 sind üblich [4].
- Schnellschlaghämmer werden druckluft- oder dampfbetrieben. Sie weisen bei kleinem Gewichtsverhältnis (meist etwa 1 : 5) einen hohen Wirkungsgrad auf. Es werden je nach Gerätegewicht 100 bis 400 Schläge pro Minute ausgeführt. Die maximale Rammenergie liegt aber bei den größten Geräten nur bei etwa 30 kNm [4].

Beim Rammen ist eine Spundbohle an mindestens zwei Punkten zu führen. Als obere Führung dient der Mäkler, die untere Führung kann durch eine Führungszange aus zwei Doppel-T-Trägern, die z. B. durch eingerammte Träger gesichert sind, realisiert werden (vgl. Bild 22). Die einzubringende Bohle wird in das Schloss der vorhergehenden eingefädelt. Wegen der Schlossreibung und der Bodenverdichtung durch die vorhergehende Bohle neigen die Bohlen beim Einbringen zum ›Voreilen‹, d. h. zu einer Kippbewegung. Abhilfe kann hier die etwas ausmittige Einleitung des Rammschlags oder die Einleitung einer dem Voreilen entgegenwirkenden Zugkraft schaffen (Bild 23).

**Bild 23** ■ Führung und Maßnahmen gegen das Voreilen bei der Spundwandrammung [31]



Die fortlaufende Einbringung eignet sich bei leichter Rammung und kurzen Bohlenlängen. Leichte Rammung ist bei Torf- oder Schlickböden sowie locker gelagerten Böden ohne Steineinlagerungen zu erwarten.

Bei schwerer Rammung, z. B. in halbfesten oder festen bindigen Böden, in dichten Sanden und Kiesen oder in Geröllschichten, besteht die Gefahr einer starken Abweichung der Bohlenlage vom Soll und damit von Schlosssprengungen. Schadensbilder sind in Bild 24 dargestellt. Eine wirksame Maßnahme zur Begrenzung von Lageabweichungen ist die gestaffelte Rammung; siehe hierzu auch [4]. Hier werden die einzelnen Bohlen nicht in einem Zug auf ganzer Länge, sondern abwechselnd jeweils teilweise auf Tiefe gebracht. Bei der Nachrammung ist eine Bohle dann beidseitig geführt und wird somit symmetrisch beansprucht. Allerdings ist das gestaffelte Rammen zeitaufwendig wegen des erforderlichen mehrmaligen Versetzens der Rammeinheit.



**Bild 24** ■ Mögliche Schäden beim Einbringen von Spundbohlen (aus [25])

Vibration oder Rütteln ist ein besonders in nichtbindigen Böden sehr effektives Einbringverfahren. Im Vergleich zur Rammung entsteht hierbei auch weniger Lärm. Die auf Nachbarbereiche übertragenen Erschütterungen sind allerdings meist größer bzw. schadensträchtiger als beim Rammen.

Der Vibrator wird auf die Spundbohlen aufgesetzt und über Spannzangen fest mit diesen verbunden. Innerhalb des Gerätes befinden sich Exzenterwellen. Durch das gegenläufige Drehen mindestens zweier Wellen wird eine Vertikalschwingung erzeugt, die auf die Spundbohlen übertragen wird. Die Eindringwiderstände werden dadurch erheblich verringert, sodass eine Eindringung infolge des Gewichts von Rammgut und Vibrator erfolgt.

Wichtige Geräteparameter eines Vibrators sind die Antriebsleistung, die Drehzahl, das statische Moment der Exzenterwellen, die maximale Fliehkraft sowie die Schwingweite (Näheres hierzu in [4]).

Für leicht bis mittelschwer rambbare Böden können einfache Geräte mit fester Frequenz (meist um rd. 28 Hz) und festem statischen Moment eingesetzt werden. Hochfrequente Geräte mit stufenweise verstellbarem oder sogar voll variablem statischem Moment und einstellbarer Frequenz (23 bis rd. 40 Hz) sind bei schwierigen Bedingungen zu empfehlen, da hiermit eine optimale Anpassung des Einbringprozesses an die Bodenverhältnisse erfolgen kann. Beispielsweise sind hohe Frequenzen bzw. Drehzahlen für lockere Sande günstig, während für bindige Böden eine hohe Schwingweite mit entsprechend geringerer Frequenz effektiver ist.

Hinsichtlich einer möglichen Schädigung von Nachbarbauwerken durch Erschütterungsübertragung ist die Steuerung der Betriebsfrequenz von besonderer Wichtigkeit, um Resonanzerscheinungen zu vermeiden. Moderne Geräte verfügen über eine Fliehkraftkupplung, die ein Durchlaufen niedriger Betriebsfrequenzen unter Last beim An- und Ausschalten des Vibrators verhindern.

Die für ein problemloses Einbringen von Spundbohlen erforderliche Fliehkraft eines Vibrators hängt vom Eigengewicht der Bohle, von der geplanten Rammtiefe und natürlich entscheidend von den Bodenverhältnissen ab. Diesbezüglich kann auf erfahrungsbasierte Empfehlungen der Vibratorhersteller zurückgegriffen werden (siehe z. B. [4]). Leichtes Rütteln ist in weichen Böden sowie in Sanden und Kiesen mit überwiegend runder Kornform zu erwarten, schweres Rütteln dagegen in steifen bis halbfesten bindigen Böden sowie auch dichten Sanden und Kiesen mit kantiger Kornform. Wenn mit dem gewählten Gerät kein weiterer Vorschub der Spundbohlen zu verzeichnen ist, muss die Vibration abgebrochen werden, da sich ansonsten der Spundbohlenkopf stark erhitzen und ausbrechen kann.

Für das Ziehen von Spundbohlen im Zuge des Rückbaus gilt, dass die Ziehwi-  
derstände mit der Zeit durch Verkrustungen, Korrosionserscheinungen und  
durch das Einspülen von Boden in die Schlösser größer werden. Außerdem er-  
gibt sich eine Verspannung in den Schlössern infolge der Wanddurchbiegung.

Zugkräfte können von einem Bagger oder durch einen Autokran aufgebracht  
werden. Das Ziehen erfolgt meist mit Rüttelhilfe. Gegebenenfalls kann der  
Zugwiderstand durch einen vorab ausgeführten Rammschlag verringert wer-  
den. Bei schwerer Zieharbeit kommen ›Pfahlzieher‹ zum Einsatz. Ein solches  
Gerät führt in schneller Folge nach oben gerichtete Schläge auf einen fest mit  
der Spundbohle verbundenen Kolben aus ([4], [31]).

### 4.3.3 Einpressen von Spundbohlen

Ein Nachteil der Ramm- und Vibrationsverfahren ist, dass hierbei erhebliche  
Lärmemissionen entstehen und dass Erschütterungen über den Baugrund auf  
benachbarte Bauwerke übertragen werden und dort Belästigungen oder sogar  
Schäden verursachen können (siehe Kapitel 4.3.4). Deshalb sind diese Ver-  
fahren bei vorhandener Nachbarbebauung oft unerwünscht. In solchen Fällen  
können Spundbohlen mittels quasi-statischer Krafteinwirkung in den Bau-  
grund eingepresst werden.

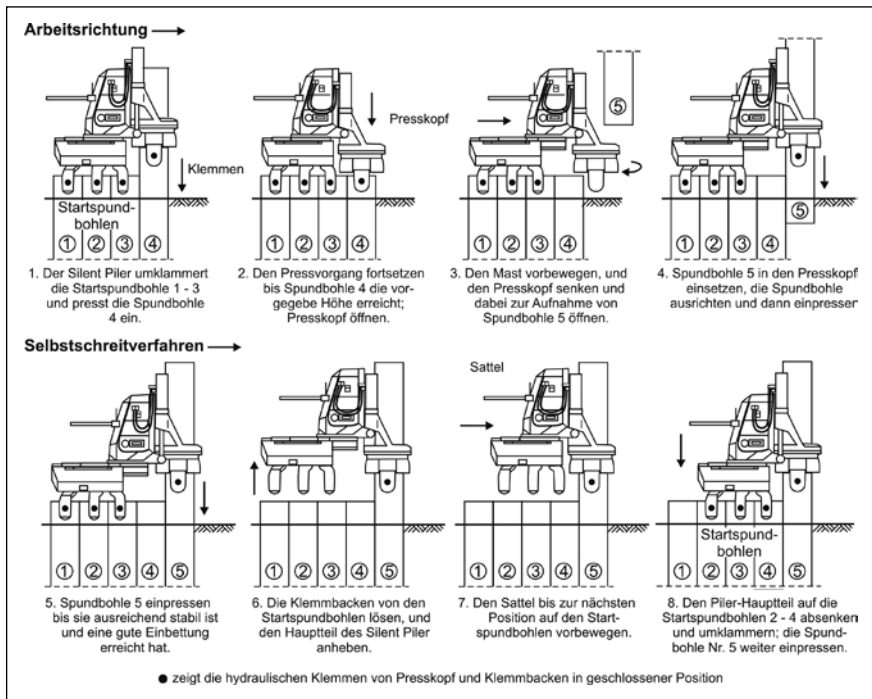
Das Einpressen erfordert hohe statische Kräfte und entsprechende Widerlager.  
Die Anwendbarkeit ist deshalb hinsichtlich der erreichbaren Eindringtiefe,  
natürlich abhängig von den Baugrundbedingungen, begrenzt. In den meisten  
Fällen werden deswegen Einzelbohlen gepresst, was aber statische Implika-  
tionen haben kann, nämlich eine Abminderung des Trägheitsmoments und  
damit auch der Biegesteifigkeit infolge eventuell nur partieller Schubkraftüber-  
tragung in den Schlössern; siehe auch Kapitel 4.3.1. Zur Reduktion der Eindring-  
widerstände wird das Einpressverfahren oft auch mit Auflockerungsbohrun-  
gen kombiniert, z. B. beim Bohrpressverfahren System ›Klammt‹; siehe [31].

Spundwandpressen weisen mehrere unabhängig voneinander zu bedienende  
Hydraulikzylinder auf, die jeweils mit einer Bohle fest verbunden werden. Beim  
Vorschub einer Bohle werden als Widerlagerkräfte das Gewicht der Presse so-  
wie die Gewichte und Herausziehkräfte (Mantelreibung) der jeweils  
anderen Bohlen genutzt.

Bei freireitenden oder optional auch mäklergeführten Pressen werden bis zu  
acht bereits eingefädelt und in einem Führungsrahmen aufgestellte Spund-  
bohlen abschnittsweise um jeweils einen Zylinderhub abwechselnd vorge-  
presst. Für das erste Eindringen dient nur das Gewicht des Geräts und der Boh-  
len als Gegengewicht, bei bereits vorhandener Einbringtiefe kommt zusätz-  
lich die Mantelreibung hinzu.

Selbstschreitende Pressen werden auf eine Anzahl mittels einer Startvorrichtung bereits eingebrachter Bohlen aufgesetzt und pressen nachfolgende Bohlen ohne weitere Kranhilfe ein (Bild 25). Die Geräte haben vergleichsweise geringe Abmessungen und können auch Spundbohlen in geringem Abstand (minimal rd. 70 cm) vor vorhandener Bebauung einpressen [4].

Das Einpressverfahren ist in leicht bindigen, nicht zu festen Böden und in lockeren nichtbindigen Böden effektiv. Bei steifem Ton oder dicht gelagertem Sand und Kies ist Einpressen dagegen in der Regel ungeeignet.



**Bild 25** ■ Arbeitsweise einer selbstschreitenden Spundwandpresse (Giken Europe BV, Berlin, nach [4])

#### 4.3.4 Einfluss der Herstellung auf Nachbarbauwerke

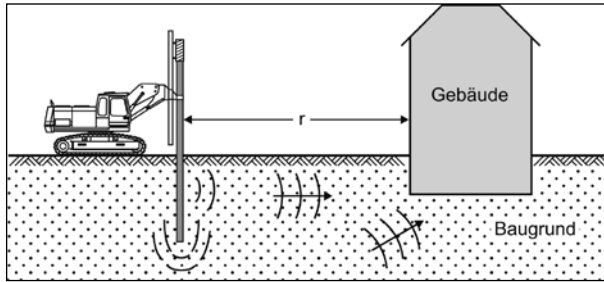
Durch das Einbringen und Ausbauen von Spundwänden können sich folgende Beeinflussungen benachbarter Bauwerke ergeben:

- Setzungen infolge Herunterziehens des Bodens beim Einbringen,
- Erschütterungen infolge Rammung oder Vibration, die durch die Übertragung auf Bauwerke zur Belästigung der Bewohner und auch zu Schäden in Form von Gebäuderissen führen können; darüber hinaus können durch Erschütterungen auch Bodenverdichtungen und somit Setzungen entstehen, wodurch ebenfalls Gebäudeschäden verursacht werden können;
- Auflockerung des Bodens mit der Folge von Setzungen infolge des Ziehens von Spundbohlen.

Setzungen infolge des Herunterziehens von Boden treten bei allen Eindringverfahren auf, sind aber auf den unmittelbaren Bereich um die Bohle beschränkt. Durch die Einleitung der Mantelreibung wird der Boden um die Spundbohlen belastet. Große Setzungen der Geländeoberkante treten hierdurch selten auf. Tendenziell am stärksten sind solche Setzungen beim Einpressverfahren zu erwarten, weil hier die Mantelreibung nicht durch dynamische Einwirkungen herabgesetzt wird. Deshalb können auch beim erschütterungsfreien Einpressverfahren, wenn dies unmittelbar vor bestehender Bebauung durchgeführt wird, Bauwerkssetzungen und damit Schäden nicht ausgeschlossen werden.

Beim Ziehen von Spundbohlen führt der entstehende Hohlraum zu Bodenauflockerungen und damit auch zu Setzungen. Unmittelbar vor Bauwerken sollte deshalb unter Umständen auf die Wiedergewinnung der Bohlen verzichtet werden. Problematisch kann das Ziehen vor allem in bindigen Böden sein, da solche Böden an der Spundbohle – insbesondere bei steilen Winkeln zwischen Flansch und Steg – anhaften können, was beim Ziehen zu größeren Hohlräumen führen kann.

Nennenswerte Erschütterungen treten beim Ramm- und beim Vibrationsverfahren auf. Bei der Rammung handelt es sich um eine zwar wiederholte, aber jeweils impulsartige und damit sehr kurzzeitige (transiente) dynamische Einwirkung, während beim Vibrationsverfahren eine Dauererschütterung auftritt. In beiden Fällen wird die Rammenergie zum Teil in den Baugrund eingeleitet und breitet sich dort als Erschütterungswelle aus (Bild 26). Es kommt somit zu Boden- und ggf. auch zu Bauwerkserschütterungen. Die Intensität der Erschütterung nimmt i. Allg. mit zunehmendem Abstand von der Rammstelle ab.



**Bild 26** ■ Erschütterungsausbreitung im Boden

Als Maß für die Erschütterungsintensität wird allgemein die Schwinggeschwindigkeitsamplitude herangezogen. In der Vornorm des Eurocodes 3, Teil 5 (DIN V ENV 1993-5:2000-10<sup>1</sup> [68]) wurde eine erfahrungsbasierte Prognoseformel für Bodenschwinggeschwindigkeiten infolge Schlag- und Vibrationsrammung angegeben:

$$PPV = C \frac{\sqrt{E}}{r}$$

mit:

PPV (peak particle velocity): maximale Schwinggeschwindigkeitsamplitude in mm/s,

E: Energie pro Schlag bzw. pro Umdrehung in Nm,

r: radialer Abstand des betrachteten Punktes vom Rammgut in m,

C: verfahrens- und bodenartabhängiger Faktor.

Für Schlagrammen kann die Energie pro Schlag den Datenblättern der Rammhersteller entnommen oder bei Freifallhämmern aus dem Produkt von Schlaggewichtskraft und Fallhöhe ermittelt werden. Für Vibrationsrammen kann die Energie pro Umdrehung aus der Vibratorleistung  $P$  und der Betriebsfrequenz  $f$  abgeleitet werden:

$$E = \frac{P}{f}$$

Typische Werte für den Faktor  $C$  sind in Tabelle 3 angegeben. Die Vornorm enthielt ebenfalls Anhaltswerte für Grenzwerte für Gebäude, bei deren Überschreitung möglicherweise mit Schäden zu rechnen ist. Diese Werte sind in Tabelle 4 wiedergegeben.

<sup>1</sup> Im aktuellen Eurocode 3, Teil 5 [69] ist der Anhang entfallen.

**Tabelle 3** ■ Typische Werte für den Faktor C (DIN V ENV 1993-5, Anhang C [68])

Einbringverfahren	Bodenbedingungen	Faktor C
Schlagrammung	sehr steife kohäsive Böden, dicht gelagerte körnige Böden, Fels; Auffüllung mit großen Gesteinsbrocken	1,0
	steife kohäsive Böden, mitteldicht gelagerte körnige Böden, dichte Auffüllung	0,75
	weiche kohäsive Böden, lockere körnige Böden, lockere Auffüllung, Böden mit organischen Bestandteilen	0,5
Vibrationsrammung	für alle Bodenbedingungen	0,7

**Tabelle 4** ■ Grenzwerte für Gebäude gegenüber Erschütterungen gemäß DIN V ENV 1993-5, Anhang C [68]

Art des Bauwerks	Spitzengeschwindigkeit der Bodenteilchen (PPV) in mm/s	
	dauerhafte Erschütterung <sup>1)</sup>	vorübergehende Erschütterung <sup>1)</sup>
Ruinen, Gebäude von architektonischer Bedeutung	2	4
Wohnhäuser	5	10
leichtes Gewerbe	10	20
Schwerindustrie	15	30
erdverlegte Leitungen	25	40

<sup>1)</sup> Reduktion der Grenzwerte um 50 %, wenn Gebäude bereits Schäden am Tragwerk aufweisen oder bei Frequenzen unterhalb 10 Hz

In [1] wurden aus der Auswertung von Schwinggeschwindigkeitsmessungen folgende Prognoseansätze für die maximalen Schwinggeschwindigkeiten von Bauwerksfundamenten entwickelt:

Schlagrammung mit Freifallbär: 
$$PPV_{\text{Fund}} = 11,07 \frac{\sqrt{E}}{r^{1,3}}$$

Vibrationsrammung: 
$$PPV_{\text{Fund}} = 7,9 \text{ bis } 18,52 \frac{\sqrt{E}}{r}$$

In diesen Gleichungen sind die Energie E in kNm und der radiale Abstand in m einzusetzen, um die Schwinggeschwindigkeit in mm/s zu erhalten. Für Schlagrammung kann der Prognosewert direkt mit Anhaltswerten für zulässige Fundamentalschwinggeschwindigkeiten gemäß DIN 4150-3 [59] verglichen werden (Tabelle 5). Bei einer Unterschreitung dieser Anhaltswerte ist mit Bau-



**Tabelle 5** ■ Anhaltswerte für die Schwinggeschwindigkeit PPV zur Beurteilung der Wirkung von kurzzeitigen Erschütterungen auf Bauwerke gemäß DIN 4150-3, Tabelle 1 [59]

Gebäudeart	Anhaltswerte für die Schwinggeschwindigkeit PPV in mm/s			
	Fundament (PPV <sub>Fund</sub> )			oberste Deckenebene, horizontal
	f = 1 bis 10 Hz	f = 10 bis 50 Hz	f = 50 bis 100 Hz	alle Frequenzen
Gewerbe-, Industriebauten	20	20 bis 40	40 bis 50	40
Wohngebäude	5	5 bis 15	15 bis 20	15
besonders empfindliche Bauten	3	3 bis 8	8 bis 10	8

werksschäden nicht zu rechnen, wenn sich das Bauwerk in einem technisch einwandfreien Zustand befindet. Bei vorgeschädigten oder konstruktiv mangelhaften Bauwerken kann selbstverständlich auch bei kleineren Erschütterungen schon ein Schaden auftreten.

Zusätzlich wird in DIN 4150-3 [59] eine maximale vertikale Schwinggeschwindigkeit in der Mitte von Stockwerksdecken von 20 mm/s angegeben.

Für Dauererschütterungen infolge Vibration gibt DIN 4150-3 [59] lediglich Anhaltswerte für die horizontale Schwinggeschwindigkeit in der obersten Deckenebene (nämlich 10 mm/s bei Gewerbe- und Industriebauten, 5 mm/s bei Wohngebäuden und 2,5 mm/s bei besonders empfindlichen Bauten) sowie eine maximale vertikale Schwinggeschwindigkeit in der Mitte von Stockwerksdecken von 10 mm/s an.

Wie sich Fundamentalschwingungen auf Bauteile und Stockwerksdecken übertragen, hängt von den Eigenschaften des Bauwerks ab. Hinweise hierzu enthält [1]. Bei Dauererschütterungen durch Vibrationsrammen ist besonders zu beachten, dass sich Resonanzerscheinungen ergeben können, wodurch die Erschütterungen im Gebäude stark zunehmen können. Dies gilt es durch entsprechende Wahl der Betriebsfrequenzen des Vibrators zu vermeiden. Da Eigenfrequenzen von Bauwerken und Bauteilen meist unterhalb von 30 Hz liegen, empfiehlt sich im Regelfall der Einsatz eines hochfrequenten Rüttlers. Um das Durchfahren von Resonanzfrequenzen beim Ein- und Ausschalten zu vermeiden, sollte dieser über eine Fliehkraftkupplung verfügen (siehe auch Kapitel 4.3.2).

Schließlich können Erschütterungen im Boden auch zu Kornumlagerungen mit Bodensetzung führen. Empfindlich sind diesbezüglich nichtbindige Böden.

In lockeren Sanden können durchaus nennenswerte Setzungen bis in mehrere Meter Abstand vom Rammgerät auftreten. Eine Bewertung kann entweder auf Basis der Beschleunigungsamplitude (PPA, peak particle acceleration) oder auf Basis der maximalen Scherdehnung im Boden erfolgen.

Die Beschleunigungsamplitude ergibt sich für eine Vibrationserschütterung aus der Arbeitsfrequenz  $f$  und der resultierenden Bodenschwinggeschwindigkeitsamplitude  $z_u$

$$PPA = 2\pi \cdot f \cdot PPV$$

Für Rammerschütterungen ist für  $f$  hier die dominierende Frequenz der Schwingung einzusetzen, die sowohl von der Bodenart als auch von der Entfernung zur Rammstelle (bei größeren Abständen dominieren tiefere Frequenzen) abhängt. Sie liegt meist im Bereich zwischen 8 Hz (bindige Böden) und 15 Hz (Sande, Kiese) bzw. 30 Hz (Stein). Erfahrungsgemäß ist auch bei lockeren Böden nicht mit Setzungen zu rechnen, wenn die Beschleunigungsamplitude unterhalb einem Drittel der Erdbeschleunigung liegt.

Als Grenzwert der Scherdehnung bzw. Schubverzerrung  $\gamma$  kann etwa  $\gamma_{\text{Grenz}} \approx 10^{-4} \%$  verwendet werden. Die Scherdehnung  $\gamma$  kann mit der Schwinggeschwindigkeit und der Scherwellengeschwindigkeit  $v_s$  im Boden wie folgt ermittelt werden:

$$\gamma = \frac{PPV}{v_s}$$

Dies gilt genau nur für harmonische Schwingungen. Für nicht harmonische Erschütterungen, z. B. infolge Schlagrammung, sollte das so berechnete  $\gamma$  etwa um den Faktor 2 bis 3 erhöht werden [12]. Anhaltswerte für Scherwellengeschwindigkeiten enthält [1].

## 4.4 Bohrfahlwände

### 4.4.1 Allgemeines

Die Bohrfahlwand ist eine Ortbetonwand, die durch Aneinanderreihung von Pfählen entsteht. Zu unterscheiden sind die überschnittene, die tangierende und die aufgelöste Bauweise; vgl. Kapitel 2.1.3. Regeln hinsichtlich der Ausführung von Bohrfahlarbeiten enthält DIN EN 1536 [65].

Bohrpfähle können in nahezu jedem Baugrund hergestellt werden, wobei der Wandverlauf sehr flexibel an die örtlichen Gegebenheiten angepasst werden kann. Bei Stützung der Bohrung durch eine Verrohrung können sie auch un-

mittelbar neben hochbelasteten Einzelfundamenten hergestellt werden, was bei Schlitzwänden ggf. nicht möglich ist. Die steife Führung durch ein Bohrrrohr ermöglicht auch eine relativ hohe Herstellungsgenauigkeit. In den meisten Fällen kann eine maximale Vertikalitätsabweichung von rd. 0,5 % erreicht werden. Alternativ können die Bohrlochwandungen durch eine Bentonitsuspension gestützt werden. Nur der obere Bohrlochbereich muss dann z.B. durch ein Leitrohr oder eine Leitwand gesichert werden. Im Zuge des Betonierens wird die Verrohrung dann gezogen bzw. die Stützsuspension verdrängt und abgepumpt. Bei der überschnittenen Bauweise ist allerdings gemäß DIN EN 1536 [65] für die Sekundärpfähle generell eine Verrohrung erforderlich.

Die überschnittene Bauweise wird gewählt, wenn bei Baugruben im Grundwasser eine annähernd wasserundurchlässige Verbauwand erforderlich ist. Es werden dann zunächst unbewehrte Primärpfähle hergestellt, deren bereits erhärteten Beton die Sekundärpfähle anschneiden müssen, um eine Überschneidung zu erzielen. Das erforderliche Überschneidungsmaß hängt von der Pfahlänge und der zu erwartenden Vertikalitätsabweichung ab, da auch an den Pfahlfüßen noch eine Überschneidung gegeben sein muss. An der Geländeoberkante bzw. in Höhe der Arbeitsebene wird die korrekte Lage des Pfahls in der Regel durch eine vorab hergestellte Bohrschablone aus Beton sichergestellt.

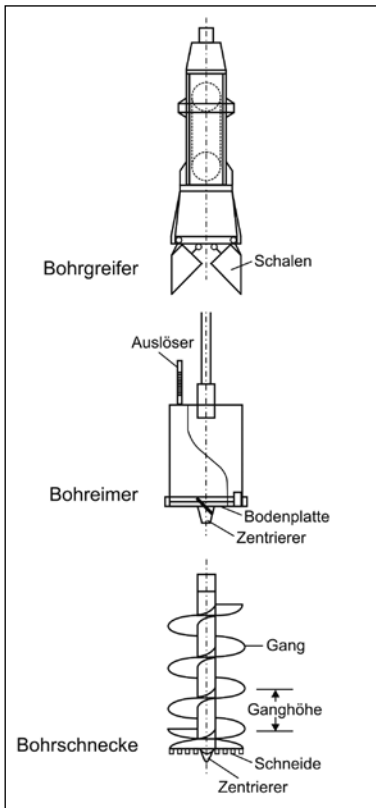
Hinsichtlich der erreichbaren Lagegenauigkeit ist das Anschneiden des Betons der Primärpfähle nachteilig. Zum einen sollte der Beton noch nicht zu fest sein, zum anderen sollten die Festigkeiten der angrenzenden Primärpfähle etwa gleich groß sein. Es empfiehlt sich der Einsatz eines speziellen Betons mit geringer Festigkeit und langsamer Erhärtung, eventuell auch eines Zement-Ton-Gemisches, wie es für Dichtwände zum Einsatz kommt. Dies ist möglich, weil die Abtragung der Biegebeanspruchung der Wand ausschließlich über die bewehrten Sekundärpfähle erfolgt. Die Primärpfähle dienen nur – ähnlich wie die Holzbohlen bei der Trägerbohlwand – der horizontalen Lastübertragung auf die bewehrten Pfähle.

Insbesondere neben Nachbarbauwerken erfordert die Herstellung einer Bohrpfahlwand größtmögliche Sorgfalt und Vorsicht, um Beeinflussungen bzw. Setzungen weitestgehend zu minimieren. Die Arbeitsschritte Bohren sowie Bewehren und Betonieren werden nachfolgend detailliert behandelt. Hinsichtlich der Eigenschaften von Stützsuspensionen für nicht verrohrte Bohrungen sei auf Kapitel 4.5.3 verwiesen.

## 4.4.2 Bohren

Die Stützung eines Bohrlochs kann durch eine Verrohrung, durch Stützflüssigkeit oder durch die bodengefüllten Gänge einer durchgehenden Bohrschnecke erfolgen. Bei der verrohrten Bohrung bringt ein Bohrgerät ein Stahlrohr drehend in den Boden ein. Hierfür wird häufig ein Zusatzgerät (Verrohrungsmaschine) benutzt, welches größere Kräfte als der Kraftdrehkopf eines Bohrgeräts aufbringen kann. Anschließend wird der Boden ausgehoben. Dazu können seilgeführte Werkzeuge (Greifer oder Ventilbohrer) oder drehende Werkzeuge (Schappe, Bohreimer oder Schnecke) eingesetzt werden (Bild 27).

Bei den drehenden Werkzeugen kommt die Kellystange zum Einsatz. Dies ist eine aus ineinander geschachtelten Stahlrohren bestehende und entsprechend teleskopierbare Stange, die ein Drehmoment auf das Werkzeug an der Bohrlochsohle überträgt (Bild 28).



**Bild 27** ■ Bohrwerkzeuge  
(nach DIN EN 1536 [65])



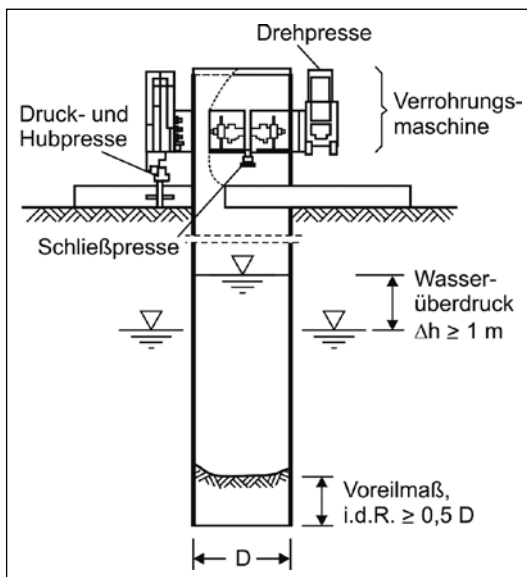
**Bild 28** ■ Bohrgerät mit Kellystange und Bohrschnecke

Das Bohrwerkzeug muss so ausgewählt werden, dass Auflockerungen um den Pfahl herum weitestgehend vermieden werden, gleichzeitig aber auch ein schneller Bohrfortschritt möglich ist. Die Ziehgeschwindigkeit und die Abmessungen des Werkzeugs müssen so auf den Bohrdurchmesser abgestimmt werden, dass kein Unterdruck (Kolbenwirkung) auftritt, durch welchen der Boden unterhalb der Bohrlochsohle aufgelockert wird. Ein unkontrolliertes Eindringen von Wasser und Boden in das Bohrloch ist unbedingt zu vermeiden. Besonders problematisch sind diesbezüglich lockere rollige und weiche bindige Böden sowie auch wechselhafte Baugrundverhältnisse.

Die Verrohrung muss in nicht standfesten Böden ein Voreilmaß aufweisen, um einen Bodeneintrieb zu vermeiden. Im Allgemeinen sollte das Voreilmaß mindestens einen halben Rohrdurchmesser betragen.

Unterhalb des Grundwasserspiegels bzw. bei gespanntem Grundwasser unterhalb der Drucklinie ist generell mit Wasserauflast zu bohren, um von außen in das Bohrloch gerichtete hydraulische Gradienten, durch die Bodeneintrag verursacht werden könnte, zu vermeiden. Innerhalb der Bohrung muss der Wasserspiegel immer (auch bei herausgezogenem Bohrwerkzeug) mindestens 1 m über dem Grundwasserspiegel anstehen (Bild 29).

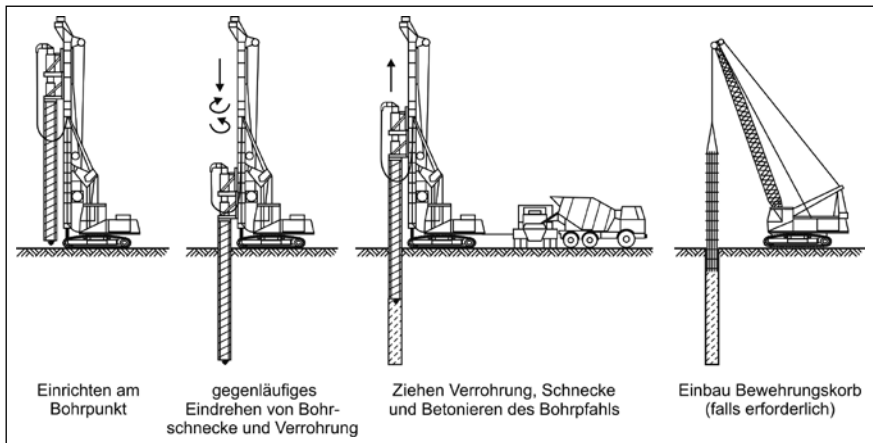
Nur bei ausreichendem Voreilmaß oder bei ausreichend hoher Frischbetonsäule während des Betonierens darf der Überdruck reduziert werden. Bei Bohrpfählen unter Grundwasser ist entsprechend der Beton im Kontraktorverfahren, d. h. mit einem wasserdichten Rohr, einzubringen.



**Bild 29** ■ Voreilmaß und Wasserüberdruck beim Bohrvorgang

Eine kontinuierliche Bodenförderung kann über durchgehende Bohrschnecken erreicht werden (Continuous-Flight-Auger-Verfahren, CFA). Hierbei wird die Standsicherheit des Bohrlochs durch das auf den Schneckengängen befindliche Bodenmaterial gewährleistet. Als diesbezüglich schwierig gelten allerdings lockere nichtbindige Böden, gleichförmige nichtbindige Böden unter dem Grundwasserspiegel sowie weiche bindige Böden mit einer undrained Scherfestigkeit  $c_u < 15 \text{ kPa}$ . Das Seelenrohr der Bohrschnecke, über das später Beton eingebracht wird, muss verschlossen werden können, um ein Eindringen von Boden und Wasser zu vermeiden. Wichtig ist beim CFA-Verfahren eine genaue Abstimmung von Dreh- und Vorschubgeschwindigkeit. Ist die Vorschubgeschwindigkeit zu langsam, kann es zu Bodenauflockerungen kommen, ist sie zu schnell, entsteht eine hohe Zugkraft auf das Bohrgerät (Korkenziehereffekt; siehe [34]).

Größere Sicherheit hinsichtlich Bodenauflockerungen und insbesondere eine größere Herstellungsgenauigkeit (Vertikalität, wegen höherer Steifigkeit des Bohrrohrs) wird mit dem verrohrten Schneckenbohrverfahren erreicht (CCFA, cased CFA-Verfahren). Außenrohr und Schnecke werden gleichzeitig gegenläufig eingedreht. Der Herstellungsvorgang ist in Bild 30 verdeutlicht. Eine spezielle Form dieses Verfahrens ist das Vor-der-Wand-Verfahren (VdW). Bei VdW-Pfählen handelt es sich um verrohrte Schneckenbohrpfähle, bei denen das Bohrgerät so konstruiert wurde, dass nur ein minimaler Abstand zwischen Pfahlachse und anstehender Bebauung erforderlich ist.



**Bild 30** ■ Verrohrtes Schneckenbohrverfahren (CCFA) (nach [34])

### 4.4.3 Bewehren und Betonieren

Nach dem Erreichen der planmäßigen Endtiefe ist der Bewehrungskorb einzubauen. In Ausnahmefällen (z. B. CCFA-Verfahren; Bild 30) kann auch zunächst betoniert und die Bewehrung anschließend in den frischen Beton gestellt werden. In diesem Fall ist nach DIN EN 1536 [65] eine Mindestbetondeckung (hinsichtlich der Ausführung) von 75 mm gefordert, während ansonsten 50 mm (Pfähle mit Durchmessern kleiner als 60 cm) bzw. 60 mm gefordert sind. Im Regelfall sind Abstandshalter aus Beton oder Kunststoff zur Sicherung der mittigen Lage des Bewehrungskorbs erforderlich, und zwar mindestens alle 3 m drei Stück pro Querschnitt.

Um gute Fließfähigkeit und ausreichende Selbstverdichtung des Frischbetons zu gewährleisten, definiert DIN EN 1536 [65] Zielwerte und Toleranzen für Ausbreit- und Setzmaß. Für Pumpbeton oder mit Kontraktorrohren eingebauten Unterwasserbeton (bei Pfählen, die unter den Grundwasserspiegel reichen) gilt ein Ausbreitmaß von  $560 \pm 30$  mm und ein Setzmaß von  $180 \pm 30$  mm. Für im Kontraktorverfahren unter Stützflüssigkeit eingebrachten Beton gelten Werte von  $600 \pm 30$  mm bzw.  $200 \pm 30$  mm.

Hinsichtlich der Eigenschaften von Stützsuspensionen definiert DIN EN 1536 [65] weitgehend gleiche, zum Teil etwas weniger strenge Anforderungen als DIN EN 1538 (Schlitzwände) [67]. Diesbezüglich wird hier auf Kapitel 4.5.3 verwiesen. Das Kontraktorrohr muss beim Betonieren mindestens 1,5 m in den Frischbeton eintauchen, bei Pfahldurchmessern  $> 1,2$  m mindestens 2,5 m.

Während des Betonierens wird die Verrohrung gezogen. Dies darf aber erst beginnen, wenn der Beton ausreichend hoch in der Verrohrung steht und somit ausreichend Überdruck vorhanden ist. Hierdurch soll ein Eindringen von Wasser und Boden sowie ein Anheben des Bewehrungskorbs vermieden werden.

Im obersten Bereich weist der eingebrachte Beton in der Regel eine schlechtere Qualität auf. Dieser Beton ist zu kappen, nachdem er eine ausreichende Festigkeit erreicht hat.

### 4.4.4 Einfluss der Herstellung auf Nachbarbauwerke

Die Herstellung von Bohrpfählen gilt als allgemein schonend und erschütterungsarm. Allerdings kommt es auch hierbei unweigerlich zu Beeinflussungen des Baugrunds und damit zu Setzungen und möglicherweise Schäden an unmittelbar benachbarten Bauwerken.

Geringe Erschütterungen sind auch beim Bohren kaum vermeidbar, insbesondere wenn bei überschrittenen Bohrfahlwänden der erhärtete Beton der Primärfähle angeschnitten wird. Durch die Drehung der Verrohrung werden außerdem Schubspannungen in den Boden eingetragen, was zu Baugrundverformungen führen kann. Hierbei handelt es sich um die verfahrensmanenten Baugrundbeeinflussungen. Bei unsachgemäßem Arbeiten ergeben sich weitere Beeinflussungen durch Bodenauflockerungen. Fehlender Wasserüberdruck in der Bohrung, zu geringes Voreilmaß der Verrohrung und zu hohe Ziehgeschwindigkeiten der Bohrwerkzeuge sind hier typische Ausführungsfehler.

Borchert [9] stellte fest, dass es bei Herstellung von Bohrfählen mit Drehbohranlagen und Kellystangen sowie Bohrschnecken oder Klappschappen vermehrt zu Setzungen und Schäden kam als beim vorher meist eingesetzten Greiferbohrverfahren. Auch bei geringen Ziehgeschwindigkeiten des Bohreimers kommt es nach seiner Erfahrung zu Unterdruck im Bohrrohr und damit zu Bodenentzug. Als diesbezüglich besser geeignet sieht er die Bohrung im Schutz einer Stützsuspension an, bei der nur im oberen Bereich ein Bohrrohr gesetzt wird. Gegebenenfalls kann auch die Anordnung einer HDI-Wand (Sicherheitsschleier) zwischen Bohrfahlwand und Nachbarbauwerk günstig sein, um eine Auswirkung von Bodenauflockerungen auf den Gründungsboden des Gebäudes zu verhindern.

Tedd et al. [32] berichteten über die Messung von Bodenverformungen im Zusammenhang mit dem Bau des Bell Common Tunnel in London. Im anstehenden Ton wurde zunächst eine überschrittene Bohrfahlwand hergestellt, wobei die Primärfähle im Ton unverrohrt gebohrt wurden. Etwa 2,6 m hinter der Wand traten bereits hierbei Vertikalverformungen von rd. 8 mm und etwa doppelt so große Horizontalverformungen auf.

Der Autor selbst hat ebenfalls die Erfahrung gemacht, dass allein durch die Herstellung einer Bohrfahlwand nicht unerhebliche Setzungen der Nachbarbebauung auftraten, wobei nicht immer klar zu unterscheiden ist, welcher Anteil solcher Setzungen verfahrensmanent und welcher auf nicht fachgerechtes Arbeiten zurückzuführen ist. In jedem Fall ist bei Herstellung einer Bohrfahlwand neben einer bestehenden Bebauung höchste Sorgfalt angezeigt.



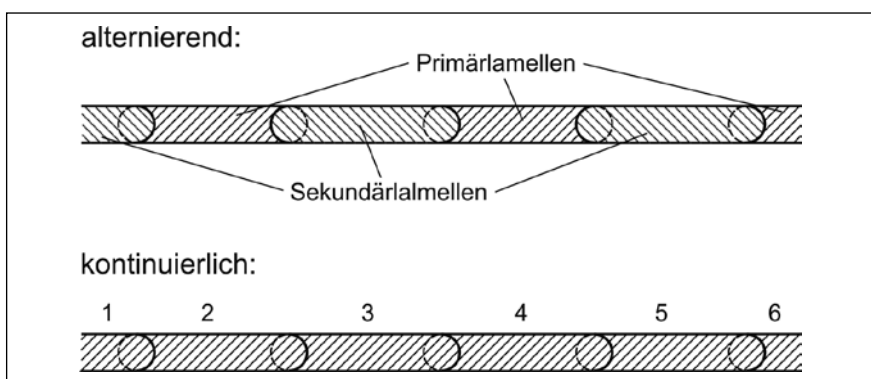
## 4.5 Schlitzwände

### 4.5.1 Allgemeines

Mit der Schlitzwandbauweise werden Ortbetonwände (dann in der Regel als Schlitzwand bezeichnet) sowie Dichtwände mit eingestellten Spundwänden oder Betonfertigteilen hergestellt. Anforderungen an die Herstellung von Schlitzwänden enthält DIN EN 1538 [67]. Der Nachweis der Standsicherheit von suspensionsgestützten Schlitzten ist im Norm-Entwurf DIN 4126:2004-08 [57] geregelt<sup>2</sup>.

Im Schutz einer Leitwand werden einzelne, in der Regel zwischen rd. 3 und 7 m breite Lamellen ausgehoben und durch eine Stützsuspension gesichert. Beim Zweiphasenverfahren wird in den fertig abgeteufte Schlitz ein Bewehrungskorb eingehängt und die Suspension wird durch von unten nach oben aufgefüllten Beton verdrängt (siehe Kapitel 2.1.4). Alternativ können in den Schlitz Spundwände eingehängt bzw. Betonfertigteile eingestellt werden. Der Suspension wird in diesen Fällen Zement beigemischt, sodass sie erhärtet.

Hinsichtlich der Herstellungsreihenfolge sind die alternierende Bauweise (Pilgerschrittverfahren) und die kontinuierliche Bauweise zu unterscheiden (Bild 31). Bei der alternierenden Bauweise werden Sekundärlamellen zwischen zwei bereits fertiggestellten und erhärteten Primärlamellen hergestellt. Bei der kontinuierlichen Bauweise muss eine ausreichende Erhärtung der vorherigen Lamelle jeweils abgewartet werden. Alle Lamellen weisen dann gleiche Abmessungen auf, was für die Herstellung (Ausbildung Bewehrungskörbe, Ausbildung von Ankern etc.) vorteilhaft sein kann.



**Bild 31** ■ Schlitzwandbauweisen

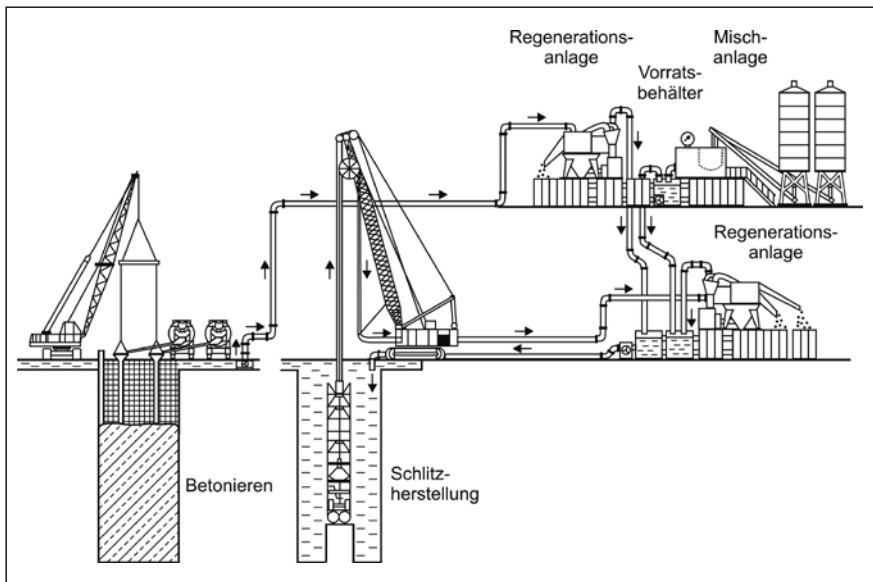
<sup>2</sup> Die genannten Normen sind als Ersatz für DIN V 4126-100:1996-04 und DIN 4127:1986-08 vorgesehen.

Schlitzwände können in fast allen Böden hergestellt werden. Problematisch können lediglich extrem stark durchlässige Böden (z. B. Schutt- oder Schotterlagen) sein, da es hier zu einem plötzlichen Absinken des Suspensionsspiegels kommen kann.

Ein Vorteil gegenüber überschnittenen Bohrfahlwänden, die hinsichtlich ihrer Eigenschaften im Endzustand ansonsten ähnlich sind, ist, dass die Schlitzwand weniger Fugen aufweist und daher meist eine geringere Systemdurchlässigkeit aufweist. Darüber hinaus muss auch kein erhärteter Beton angeschnitten werden. Nachteilig ist, dass für die Schlitzwandherstellung relativ große Baustelleneinrichtungsflächen benötigt werden (Bild 32). Neben Behältern für das Mischen und die Bevorratung von Suspension ist auch eine Regenerationsanlage zur Reinigung der mit Aushubmaterial durchmischten Suspension erforderlich.

Zu beachten ist, dass suspensionsgestützte Schlitzte bei einer Unterbrechung der Arbeiten unbedingt abzudecken sind, um das Hineinstürzen von Lebewesen und die damit verbundene Lebensgefahr zu vermeiden. Darüber hinaus sind benachbarte Verkehrswege mit einem Spritzschutz zu versehen und der mit Suspension vermischte Aushub ist in wasserdichten Containern abzutransportieren, da Suspension die Wege glatt und schmierig macht.

Nachfolgend wird auf die einzelnen Arbeitsschritte zur Herstellung einer Ortbetonschlitzwand näher eingegangen.

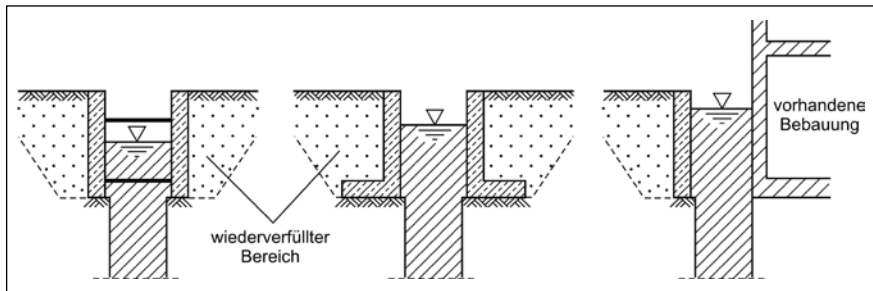


**Bild 32** ■ Für die Schlitzwandherstellung (Fräsverfahren) notwendige Einrichtungen auf der Baustelle

## 4.5.2 Leitwand

Der erste Schritt bei einer Schlitzwandherstellung besteht in der Errichtung einer Leitwand aus Ortbeton oder Betonfertigteilen mit einer Tiefe zwischen meist 0,7 und 1,5 m. Sie sichert den oberen Bereich des Schlitzes und dient gleichzeitig als Führung für das Aushubwerkzeug. Der Abstand zwischen den Leitwänden sollte dafür im Regelfall 2 bis 5 cm größer sein als die Breite des Aushubwerkzeugs (DIN EN 1538 [67]). Außerdem dienen die Leitwände als Auflager für eingehängte Bewehrungskörbe oder Spundwände sowie als Widerlager für das Ziehen der Abschaltrohre.

Es können sowohl Rechteckquerschnitte als auch – insbesondere in geringstandfesten Böden – Winkelstützwände ausgeführt werden. Bei Letzteren kann während des Aushubs ggf. auf eine Aussteifung verzichtet werden. Bei Herstellung unmittelbar neben einem bestehenden Gebäude kann auch die Bebauung selbst als Leitwand genutzt werden (Bild 33). Weitere Sonderformen werden in [33] beschrieben.



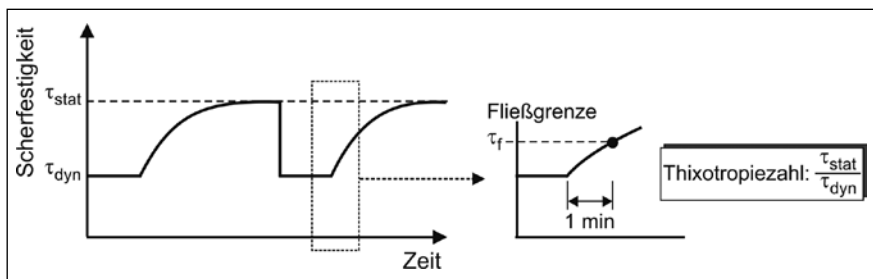
**Bild 33** ■ Ausführungsformen von Leitwänden (nach [31])

### 4.5.3 Stützsuspension

Die Stützflüssigkeit besteht in aller Regel aus einer Bentonitsuspension, d. h. aus mit einem speziellen Ton vermischem Wasser. Bentonit ist ein stark quellfähiger Ton, der zum großen Teil aus dem Tonmineral Montmorillonit besteht. Dieses Material wird auf der Baustelle intensiv mit Wasser vermischt und dann in Vorratsbehältern mehrere Stunden quellen gelassen, bevor es zum Einsatz kommen kann. Die Eignung eines Bentonits für den Einsatz in Stützsuspensionen ist durch Eignungsuntersuchungen gemäß Norm-Entwurf DIN 4126 [57] nachzuweisen.

Die Wichte einer Bentonitsuspension ist mit 1,03 bis max. 1,1 g/cm<sup>3</sup> nur weniger höher als die von Wasser. Der entscheidende Vorteil einer solchen Stützsuspension gegenüber reinem Wasser ist, dass sie eine – wenn auch relativ geringe – Scherfestigkeit (›Fließgrenze‹) aufweist. Hierdurch wird zum einen das weitere Abfließen der Suspension in durchlässigen Böden nach einer bestimmten Eindringtiefe verhindert und zum anderen wird das Abrutschen von Einzelkörnern in den suspensionsgefüllten Schlitz vermieden (Sicherung der inneren Standsicherheit).

Bentonitsuspensionen weisen thixotropes Verhalten auf (Bild 34). Die Scherfestigkeit resultiert aus den Kontakten der einzelnen Tonpartikel, die eine ›Kartenhausstruktur‹ bilden. Wird die Suspension gestört, so werden die Kontakte zum Teil aufgelöst und die Scherfestigkeit sinkt auf den dynamischen Wert ab. Bei anschließender Ruhe baut sich die Kartenhausstruktur neu auf und die statische Scherfestigkeit stellt sich wieder ein. Dieser Vorgang ist reversibel. Die Fließgrenze  $\tau_f$ , die in den zu führenden Nachweisen rechnerisch anzusetzen ist, ist als die Scherfestigkeit nach 1 min Ruhezeit (bei 20 °C) definiert. Sie wird versuchstechnisch mit der Kugelharfe oder dem Pendelversuch ermittelt; siehe Norm-Entwurf DIN 4126 [57].



**Bild 34** ■ Thixotropes Verhalten einer Bentonitsuspension

Neben der Fließgrenze bestimmt die Viskosität der Suspension die Pumpbarkeit und damit die Verarbeitbarkeit. Beide Parameter dürfen daher nicht zu groß sein, wodurch der Tongehalt der Suspension begrenzt wird. Eine indirekte Überprüfung erfolgt über den Marsh-Versuch. Hierbei wird die Auslaufzeit von 1 l Suspension aus einem Trichter mit definierten Abmessungen (Marsh-Trichter) bestimmt. Die ›Marsh‹-Zeit von Wasser beträgt rd. 28 s, während für übliche Suspensionen Marsh-Zeiten von rd. 35 bis 50 s gelten.

Eine weitere wichtige Eigenschaft einer Stützsuspension ist die Stabilität gegen Entmischung. Eine Sedimentation der Tonpartikel und damit ein Absetzen der Wasserphase darf während der Verarbeitungszeit nicht eintreten. Die Stabilität wird anhand der Filtratwasserabgabe in einem Filterabpressversuch (siehe Norm-Entwurf DIN 4126 [57]) beurteilt. Liegt die Filtratwasserabgabe nach einer Versuchsdauer von 7,5 min unterhalb  $15 \text{ cm}^3$ , so gilt eine Suspension als ausreichend stabil. Aus dieser Forderung resultiert ein minimal erforderlicher Tongehalt einer Stützsuspension.

Auf einer Schlitzwandbaustelle sind Kontrollen der Suspensionseigenschaften erforderlich (Fließgrenze, Sedimentation, Wichte, Marsh-Versuch). Unmittelbar vor dem Betonieren darf die Wichte der im Schlitz befindlichen Suspension nicht zu groß sein (kleiner als  $1,15 \text{ g/cm}^3$  gemäß DIN EN 1538 [67]), da andernfalls die Verdrängung durch den Beton und damit ggf. die Betonqualität negativ beeinflusst wird.

Die Übertragung des Suspensionsstützdrucks erfolgt abhängig von der Durchlässigkeit des anstehenden Bodenmaterials entweder durch Normalspannungen oder Schubspannungen (Bild 35). Bei gering durchlässigem Boden werden die Porenkanäle durch die Tonpartikel verstopft, es bildet sich ein (abdichtender) Filterkuchen, über den der Suspensionsdruck auf den Boden übertragen wird. Dies ist i. Allg. bei Böden mit mehr als 10 % Feinkorn- bzw. Feinsandanteil ( $d_{10} \leq 0,2 \text{ mm}$ ) zu erwarten. In gröbere Böden dringt die Suspension ein, das Vordringen stagniert aber, wenn die Summe der auf das Bodengerüst infolge der Fließgrenze wirkenden Scherkräfte der Differenzdruckkraft infolge Suspensionsdrucks das Gleichgewicht hält. Die Eindringtiefe ist also der Differenz von Suspensions- und außen anstehendem Wasserdruck proportional, der Proportionalitätsfaktor ist der Kehrwert des ›Druckgefälles‹  $f_{s0}$ :

$$s = \frac{\Delta p}{f_{s0}}$$

mit:

$s$  = Eindringtiefe,

$\Delta p = p_f - p_w$  = Druckdifferenz zwischen Stützsuspension und Grundwasser.

Das Druckgefälle kann für eine bestimmte Kombination Boden-Suspension experimentell bestimmt werden, siehe hierzu Norm-Entwurf DIN 4126 [57]. Näherungsweise darf  $f_{s0}$  aus folgender Gleichung bestimmt werden:

$$f_{s0} = \frac{2 \tau_f}{d_{10}}$$

mit:

$\tau_f$  = Fließgrenze der Suspension,

$d_{10}$  = Korngröße des Bodens, die der Ordinate 10 % Massenanteil der Körnungslinie entspricht.

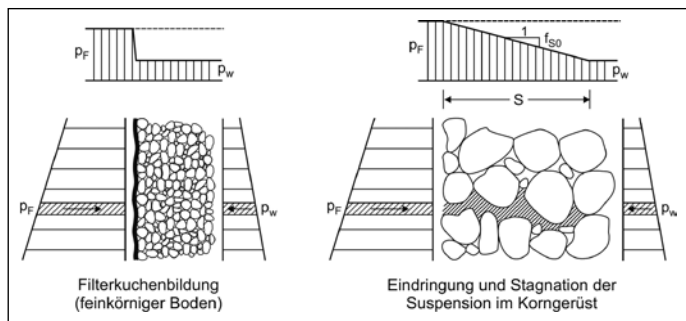
Gemäß Norm-Entwurf DIN 4126 [57] sind folgende Standsicherheitsnachweise für den suspensionsgestützten Schlitz zu erbringen:

- Sicherheit gegen den Zutritt von Grundwasser in den Schlitz und gegen Verdrängen der stützenden Flüssigkeit

Hierfür ist nachzuweisen, dass der Stützdruck in jeder Tiefe mindestens 5 % größer ist als der Grundwasserdruck. Der Spiegel der Stützflüssigkeit darf rechnerisch nicht höher als 20 cm unter der Oberkante der Leitwand angenommen werden. Bei sehr hoch anstehendem Grundwasser kann es deshalb erforderlich werden, die Leitwand bis über Geländeoberkante auszuführen, um ausreichenden Stützdruck zu realisieren.

- Sicherheit gegen Abgleiten von Einzelkörnern oder Korngruppen (innere Standsicherheit)

Die Sicherheit hängt vom Reibungswinkel des anstehenden Bodens, seiner Durchlässigkeit, beschrieben durch den Korndurchmesser  $d_{10}$ , und der Scherfestigkeit der Suspension ab; siehe Norm-Entwurf DIN 4126 [57]. Aus dem Nachweis ergibt sich entsprechend eine Mindestfließgrenze der verwendeten Suspension.



**Bild 35** ■  
Übertragung  
des Suspensions-  
stützdrucks

- Sicherheit gegen den Schlitz gefährdende Gleitflächen im Boden (äußere Standsicherheit)

Hier wird nachgewiesen, dass der aktive Erddruck kleiner ist als die aus der Differenz von Suspensionsdruck und äußerem Wasserdruck resultierende Stützkraft. Wichtig ist, dass der Erddruck wegen der begrenzten Länge des Schlitzes (endliches Räumlichkeitsverhältnis  $L/t$ , mit  $t$  = Schlitztiefe) kleiner ist als der ebene Erddruck. Für die meisten Fälle lassen sich nur durch die »räumliche« Erddruckreduktion ausreichende Standsicherheiten ermitteln. Aus dem Nachweis lässt sich entsprechend eine maximal zulässige Schlitzlänge ermitteln. Ein Berechnungsmodell zur Ermittlung räumlichen aktiven Erddrucks wird im Norm-Entwurf DIN 4126 [57] beschrieben.

Bezüglich Details zu den rechnerischen Standsicherheitsnachweisen sei hier ergänzend auf [33] verwiesen.

#### 4.5.4 Aushub

Als Aushubwerkzeuge kommen Seilgreifer, an Kelly- bzw. Teleskopstangen geführte Greifer sowie Schlitzwandfräsen zum Einsatz (Bild 36). Bei den meist eingesetzten Greifern wird die Vertikalität des Schlitzes wesentlich durch ein



**Bild 36** ▪ Aushubwerkzeuge: Schlitzwandgreifer (links) und Schlitzwandfräse (rechts)

hohes Eigengewicht (rd. 5 bis 15 t) sichergestellt. Damit können Vertikalitätsabweichungen in der Regel unter 1 % gehalten werden. Diesbezüglich sind Schlitzwandfräsen aber genauer, was insbesondere bei sehr großen Aushubtiefen von Vorteil sein kann. Zwei Frästrommeln lösen den Boden und transportieren ihn zur Mitte, wo er mit der Stützsuspension abgesaugt wird. Die Suspension wird also gleichzeitig als Transportmedium genutzt. In Regenerationsanlagen wird die Suspension gereinigt und kann dann erneut verwendet werden; vgl. Bild 32. Durch den sehr steifen Rahmen und mittels Neigungsmessungen kann die Vertikalität so gesteuert werden, dass maximale Abweichungen unter 0,2 % erreichbar sind.

#### 4.5.5 Bewehren und Betonieren

Nach dem Erreichen der Endaushubtiefe ist der Schlitz, d. h. die Schlitzsohle und Fugenoberflächen, zu reinigen. Anschließend ist die Stützsuspension, falls die maximal zulässige Dichte von  $1,15 \text{ g/cm}^3$  überschritten ist, auszutauschen und ggf. die Abschalkonstruktion einzubauen. Dann ist der Bewehrungskorb einzubauen. Um ausreichende Betondeckung sicherzustellen (für Ausführungszwecke sind dies mindestens 75 mm), sind Abstandshalter vorzusehen. Dies können platten- oder rollenförmige Betonelemente sein oder auch vertikal angeordnete Rohre, die während des Betonierens gezogen werden können. Während des Betonierens sollte der Bewehrungskorb auch gegen Auftreiben gesichert werden, da bei hoher Steiggeschwindigkeit des Betons und relativ dichter Bewehrungsanordnung eine Bewegung nach oben auftreten kann [31]. Im Bewehrungskorb sind ggf. Aussparungen, z. B. Rohre für Ankerdurchdringungen, vorzusehen. Sowohl die Anordnung der Bewehrung als auch der Aussparungsformteile darf einen problemlosen Fluss des Betons nicht verhindern. Diesbezügliche Regelungen sind in DIN EN 1538 [67] enthalten.

Das Betonieren erfolgt im Kontraktorverfahren. Dazu werden ein oder auch mehrere Kontraktorrohre in den Schlitz abgesenkt. Am Anfang muss das Rohr nach unten durch einen Pfropfen, z. B. einen Schaumstoffball, verschlossen sein, um eine Vermischung des Betons mit der Stützsuspension zu verhindern. Zum Beginn des Betonierens unmittelbar über der Schlitzsohle wird der Ball herausgedrückt. Während des Betonierens muss das Rohr immer in den Frischbeton eintauchen, und zwar mindestens 6 m vor dem Ziehen des ersten Rohrabschnitts und mindestens 3 m vor dem Ziehen weiterer Rohrabschnitte. Die Steiggeschwindigkeit des Betons sollte nicht weniger als 3 m/h betragen, um die Homogenität des Betons zu gewährleisten.

Eine Innenverdichtung des Betons ist nicht zulässig. Um gute Fließfähigkeit und ausreichende Selbstverdichtung zu erzielen, muss der Frischbeton ein Ausbreitmaß von  $600 \pm 30 \text{ mm}$  und ein Setzmaß von  $200 \pm 30 \text{ mm}$  aufweisen.



Bei Primärlamellen wird in der Regel ein Abschaltrohr am Rand des Schlitzes eingestellt, dessen Außendurchmesser der Schlitzdicke entspricht, und dagegen betoniert. Dieses Rohr sollte unmittelbar nach dem Erstarren, aber vor dem Erhärten des Betons gezogen werden.

Nach dem Erhärten des Betons ist der obere Bereich mit qualitativ in der Regel mangelhaftem Beton bis zur Kapphöhe abzustemmen. Entsprechend ist ein gewisses Überbetoniermaß vorzusehen. Mögliche Betonierfehler, die zu Fehlstellen in der Schlitzwand führen können, werden detailliert in [33] beschrieben.

#### 4.5.6 Einfluss der Herstellung auf Nachbarbauwerke

Durch den Aushub eines Schlitzes kommt es unweigerlich trotz der Stützung durch die Suspension zu Bodenverformungen im Umfeld des Schlitzes. Im Boden hinter dem Schlitz bildet sich ein Gewölbe aus und der ursprünglich vorhandene Erddruck nimmt auf den Suspensionsdruck ab. Dies ist mit Horizontalverformungen und in deren Folge auch mit Setzungen verbunden. Durch den Frischbetondruck nehmen die Horizontalspannungen am Schlitz während des Betonierens wieder zu, die Verformungen werden dadurch jedoch nur geringfügig beeinflusst.

Bei vorhandener Nachbarbebauung ist deshalb mit verfahrensimmanten Setzungen zu rechnen, die bereits vor Beginn des Baugrubenaushubs eintreten. Darüber hinaus beeinflusst die Änderung des Spannungszustands im Boden auch die im Zuge des Aushubs auftretenden Verformungen. In [33] wird anhand einer numerischen Modellierung für eine Schlitzwand in normalkonsolidiertem Ton dargestellt, dass sich hierdurch bis zu 30 % größere Wandverformungen ergeben können.

Mayer (zitiert in [33]) hat Setzungen von Streifen- und Einzelfundamenten auf normalkonsolidiertem Ton infolge der Herstellung einer Schlitzwand in 75 cm lichtem Abstand numerisch berechnet. Für das Streifenfundament mit einer Breite von 1,4 m wurden Setzungen von rd. 15 mm an der Vorderkante und 5 mm an der Hinterkante ermittelt. Für Einzelfundamente  $2,5\text{ m} \times 2,5\text{ m}$  wurden bei kontinuierlicher Schlitzwandbauweise Verformungen in ähnlicher Größe ermittelt. Bemerkenswert ist, dass sich beim Pilgerschrittverfahren deutlich erhöhte Setzungen vor den Sekundärlamellen ergaben. Außerdem wurde festgestellt, dass sich die Anordnung der Lamellenränder vor den Einzelfundamenten günstig auswirkt, da dann etwas kleinere Setzungen auftreten.

Nach [9] sollte bei im Pilgerschrittverfahren hergestellten Schlitzwänden unmittelbar vor Nachbarbebauung mit Setzungen von rd. 1 cm gerechnet

werden. Diese Erfahrungen beziehen sich größtenteils auf Berliner Baugrundverhältnisse sowie Schlitzlängen von maximal rd. 5 m.

## 4.6 Unterfangungen

### 4.6.1 Allgemeines

Durch eine Unterfangung wird der Fundamentkörper eines vorhandenen Gebäudes in die Tiefe verlängert und die Bauwerkslasten werden entsprechend in größerer Tiefe, nämlich z. B. unterhalb der geplanten Baugrubensohle, in den Baugrund abgetragen. Obwohl eine Unterfangungswand keine Baugrubensicherung im eigentlichen Sinne ist, kann sie als Bauwerkswand zum Einsatz kommen (Bild 37). Vorteilhaft ist, dass ein neues Bauwerk im Schutze einer Unterfangung auch im Kellerbereich unmittelbar an das vorhandene Bauwerk angrenzen kann, während bei den Baugrubenwänden immer ein gewisser Abstand und damit ein Raumverlust nötig ist.

Als Verfahren für die Herstellung einer Unterfangung kommen die ›herkömmliche‹ Unterfangung, bei der die Gründung abschnittsweise unterhöhlt und Unterfangungskörper aus Beton oder Mauerwerk erstellt werden, die Unterfangung durch Bodenverfestigung mittels Injektion sowie die Unterfangung durch Pfahlkonstruktionen infrage. Pfahlkonstruktionen werden hauptsächlich für die Unterfangung von Einzelfundamenten und für Nachgründungen eingesetzt. Eine temporäre Unterfangung kann auch durch Bodenvereisung erfolgen, dieses meist sehr teure Verfahren ist jedoch Sonderfällen vorbehalten. Nachfolgend werden nur die herkömmliche Unterfangung und die Unterfangung durch Bodenverfestigung mittels Injektion (Hochdruck- oder Einpressinjektion) als die am häufigsten angewandten Verfahren behandelt.

**Bild 37** ■ Unterfangungswand als Baugrubensicherung, hergestellt mittels Hochdruckinjektion (Foto: Jahr, Köln)



Eine Unterfangung stellt grundsätzlich einen Eingriff in eine bestehende Gründung dar und bedeutet damit immer eine Beeinflussung des Bauwerks. Jede Unterfangung birgt somit das Risiko von Bauwerksschäden, das durch sorgfältige Planung und Ausführung lediglich minimiert werden kann. Gründliche Voruntersuchungen des betroffenen Gebäudes sind deshalb unverzichtbar. In aller Regel sollten auch eine Bauzustandserhebung vor Baubeginn sowie die Messung von Verformungen während der Unterfangungsmaßnahme zum Zwecke der Beweissicherung vorgenommen werden; siehe Kapitel 3.2.

Ob und in welchem Maße bei einer Unterfangungsmaßnahme Schäden eintreten, hängt – außer von der Qualität von Planung und Ausführung – ganz wesentlich von der Konstruktion und dem baulichen Zustand des Gebäudes sowie dem Zustand und dem Ausnutzungsgrad der vorhandenen Gründung (und damit auch von den Baugrundverhältnissen) ab. Es sollten daher zunächst die verfügbaren bautechnischen Unterlagen eingesehen werden, um daraus die notwendigen Daten zur Konstruktion, zum Kraftfluss und insgesamt zum Tragverhalten des Bauwerks ableiten zu können. Wichtig ist auch die genaue Bestimmung der Fundamentlasten, die in den zu führenden Standsicherheitsnachweisen zu berücksichtigen sind.

Besondere Bedeutung kommt der Bauwerkserfassung vor allem bei älteren Gebäuden zu. Hier gilt es u. a. zu klären, inwieweit die zu unterfangenden Wände durch Scheibenwirkung eine örtliche Fundamentunterhöhlung und damit einen Entzug der Stützung aufnehmen können. Die Zuverlässigkeit der Deckenaufleger und deren Reserve gegen horizontale Verschiebungen sollten überprüft werden. Oftmals sind auch Bauart, Tiefe und Zustand der Fundamentkörper bei solchen Gebäuden nicht genau bekannt. In solchen Fällen sind diese Daten durch örtliche Aufgrabungen (Schurfe) zu beschaffen.

Selbstverständlich muss auch der Baugrundaufbau im Bereich der Unterfangung bekannt sein. Zu beachten ist, dass Unterfangungsmaßnahmen generell mindestens der GK2 gemäß DIN 4020 [45] zuzuordnen sind. Dies bedeutet, dass direkte Aufschlüsse (Bohrungen, Schurfe) erforderlich sind und die Festlegung der Bodenkennwerte im Regelfall auf Grundlage von Laborversuchen zu erfolgen hat. Der Umfang der Untersuchungen ist natürlich an die örtlichen Bedingungen und an das gewählte Unterfangungsverfahren anzupassen.

Im Ergebnis der Gebäudeerfassung ist festzustellen, wie empfindlich das Gebäude ist, mit welchem Verfahren eine Unterfangung möglich ist und ob vorab konstruktive Maßnahmen zu ergreifen sind, um das Gebäude zu ertüchtigen und damit unterfangungsfähig zu machen. Solche Maßnahmen können z. B. sein:

- Giebelsicherung durch Verankerung mithilfe von Sprengwerken oder durch Abstützung (Bild 38)



**Bild 38** ■ Methoden der Giebelisierung: Sprengwerk mit Verankerung über Stahlseile (links), Absteifung (rechts)

Gerade bei älteren Gebäuden liegt oftmals keine ausreichende Verzahnung der Giebelwand mit Decken und Querwänden vor. Bei Setzungen des Giebel Fundaments kann es dann zum Abriss und zum Wegkippen des Giebels kommen.

- Ausmauerung von Türen und Fenstern

Bei der herkömmlichen Unterfangung wie auch beim Hochdruckinjektionsverfahren wird dem Fundamentkörper lokal und temporär die Stützung entzogen. Die hiermit einhergehende Lastumlagerung bedingt eine Scheibenwirkung der darüber liegenden Wand, die durch Tür- und Fensteröffnungen beeinträchtigt werden kann. Bild 39 zeigt ein Schadensbeispiel. Der zu erkennende Riss trat bei der Unterfangung der Gebäudeecke auf. Da im Erdgeschoss beidseitig der betroffenen Ecke Fensteröffnungen vorhanden waren, war eine Lastabtragung in benachbarte Wandbereiche nicht möglich. Hier hätten die Fenster ausgesteift und der hochbelastete Eckpfeiler ggf. abgefangen werden müssen.

- Gewölbeschubabfangung

Giebelwände älterer Gebäude mit Gewölbedecken im Keller sind oftmals durch den Gewölbeschub horizontal belastet, was zu einer hohen Kippbeanspruchung des Unterfangungskörpers führt. Hier kann eine Entlastung



**Bild 39** ■ Beispiel für einen Schaden infolge fehlender Scheibenwirkung [15]

vom Gewölbeschub z. B. durch Verankerung des Deckenauflegers im rückwärtigen Gebäude mit Zugstangen zweckmäßig sein.

- Injektion des Fundamentkörpers

Bruchsteinfundamente alter Gebäude können so geringe Verzahnung bzw. Festigkeit aufweisen, dass eine abschnittsweise Unterhöhung unmöglich ist. In solchen Fällen kann die nötige Festigkeit ggf. durch Verfestigung des Fundamentkörpers mittels vor der Unterfangung durchzuführender Zementinjektion erreicht werden.

## 4.6.2 Herkömmliche Unterfangung

Bei der herkömmlichen Unterfangung wird der Boden unter dem bestehenden Fundament abschnittsweise entfernt und durch Mauerwerk, Beton oder Stahlbeton ersetzt. Vielfach geht dieser Maßnahme noch ein Voraushub des Geländes bis zu einer Arbeitsebene voraus. Regelungen zur Ausführung sowohl des Voraushubs als auch der Unterfangung enthält die DIN 4123 [52]. Detaillierte Angaben enthält [39].

Eine herkömmliche Unterfangung kommt nur für Gründungen auf Streifenfundamenten oder auf einer Gründungsplatte infrage. Voraussetzungen für die Anwendbarkeit der Ausführungsregeln der DIN 4123 [52] sind darüber hinaus, dass die Wandlast nicht größer als 250 kN/m ist und dass der anstehende

Baugrund ausreichend tragfähig ist und im Bereich der Unterfangung überwiegend durch vertikale Lasten beansprucht wird. Sofern Grundwasser im Bereich der Unterfangungswand ansteht, muss es abgesenkt werden.

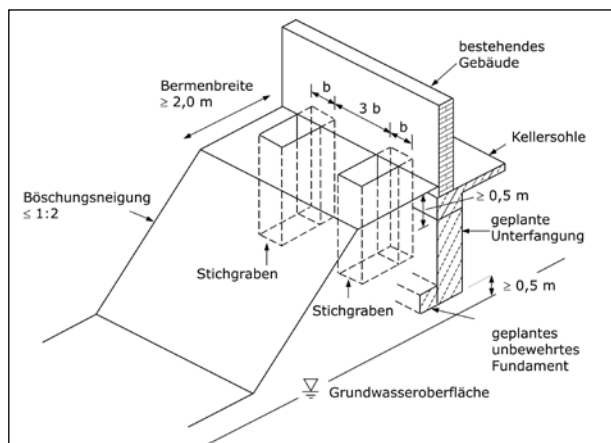
Bezüglich des Voraushubs neben einem bestehenden Gebäude gilt generell, dass ein Fundament nicht ohne ausreichende Sicherungsmaßnahmen bis zu seiner Unterkante oder tiefer freigeschachtet werden darf, da hierdurch seine Standsicherheit gefährdet werden kann. Insbesondere bei älteren Gebäuden kann es bei zu tiefer Ausschachtung auf gesamter Bauwerksbreite sogar zum Einsturz des Giebels kommen, siehe z. B. [2].

In Bild 40 sind die zulässigen Grenzen des Bodenaushubs gemäß DIN 4123 [52] dargestellt. Am Fundament muss eine Einbindetiefe von mindestens 0,5 m verbleiben. Im Abstand von mehr als 2 m vom Gebäude darf tiefer ausgeschachtet werden (bis max. 4 m unter Gründungssohle), wenn eine Böschungsneigung von 1 : 2 nicht überschritten wird.

Bei Einhaltung dieser Anforderungen darf ausreichende Geländebruchsicherheit als gegeben angenommen werden. Die Grundbruchsicherheit für die Aushub-situation ist jedoch nachzuweisen, und zwar – trotzdem es sich um einen Bauzustand handelt – unter Zugrundelegung des Lastfalls 1 (bzw. ständige Bemessungssituation, BS-P) gemäß DIN 1054 [43] bzw. [44]. Grund hierfür ist, dass ausgehend von diesem Zustand eine abschnittsweise Unterhählung des Fundaments und damit eine Reduktion der Grundbruchsicherheit um max. 20 % erfolgt, ohne dass dies im Einzelnen rechnerisch nachgewiesen wird.

Die Unterfangung erfolgt anschließend durch Herstellung maximal 1,25 m breiter Gräben, die unter das Fundament fortgesetzt werden. Gleichzeitig hergestellte benachbarte Gräben müssen einen lichten Abstand von mindestens

**Bild 40** ■ Grenzen des Bodenaushubs und Anforderungen an eine Unterfangung nach DIN 4123 [52]



dem 3-Fachen der Grabenbreite aufweisen. Insgesamt darf das Fundament auf nicht mehr als 20 % seiner Länge unterhöhlt werden. Die Dicke der Unterfangungswand muss mindestens der Dicke des zu unterfangenden Fundaments entsprechen und richtet sich ansonsten nach dem Standsicherheitsnachweis. Nach Aushub der Baugrube muss eine Einbindetiefe der Wand von mindestens 0,5 m vorliegen. Die Anforderungen der DIN 4123 [52] sind ebenfalls in Bild 40 veranschaulicht.

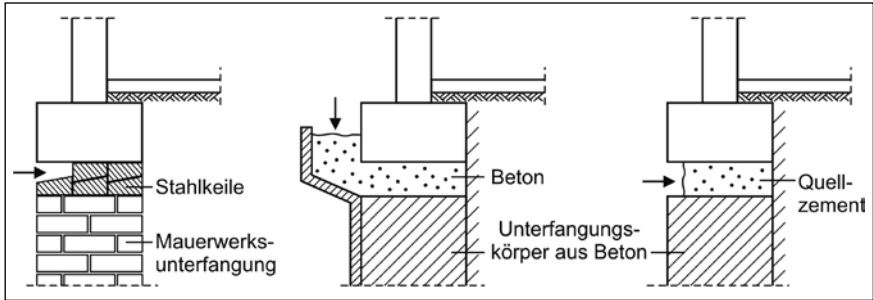
Für den Endzustand nach Baugrubenaushub ist die Standsicherheit der Unterfangungswand rechnerisch nachzuweisen. Hierbei sind alle Fundamentlasten sowie der hinter dem Unterfangungskörper wirkende Erddruck anzusetzen. Nach DIN 4123 [52] darf zumindest bei unverankerten Wänden aktiver Erddruck angenommen werden, ggf. sollte aber auch hier zumindest erhöhter Erddruck berücksichtigt werden. Bei Unterfangungshöhen von mehr als 2 m werden meist Verankerungen notwendig bzw. sind diese zweckmäßig.

Schadenspotenziale bei der herkömmlichen Unterfangung bestehen auf Planungsseite in mangelhaften Voruntersuchungen, die zu einer Fehleinschätzung des Gebäudes und seiner Lasten oder zum Verzicht auf notwendige Sicherungsmaßnahmen führen können. Bei der statischen Berechnung bestand der Fehler in der Vergangenheit oft darin, dass in Fehlinterpretation der DIN 4123 [52] ein Standsicherheitsnachweis gar nicht geführt wurde [2].

Auf der Ausführungsseite bestehen Schadenspotenziale natürlich darin, dass die Vorgaben der DIN 4123 [52] bezüglich Abschnittsbreiten und -abständen nicht eingehalten werden. Hier empfiehlt sich dringend eine sorgfältige Bauüberwachung.

Von großer Bedeutung ist auch die Herstellung des Kraftschlusses zwischen Fundament und Unterfangungskörper. Es kann zunächst eine Lücke gelassen werden und, ggf. nach dem Erhärten des Betons, danach der Kraftschluss durch Verkeilung mit Stahlkeilen und/oder durch Ausfüllung mit Quellzement erreicht werden. Alternativ wird die Schalung des Unterfangungskörpers über die Fundamentsohle hinausgezogen, um infolge des hydrostatischen Frischbetondrucks einen guten Verbund zu erzeugen (Bild 41).

Eine falsche Herstellungsreihenfolge der Unterfangungsabschnitte kann ebenfalls unnötige Bauwerksschäden verursachen. Gemäß DIN 4123 [52] sollten die höchstbelasteten Fundamentbereiche zuerst unterfangen werden, um entstehende Setzungen infolge von Lastumlagerungen möglichst gleichmäßig und damit bauwerksverträglich zu verteilen. Die zuerst unterfangenen Bereiche erfahren i. Allg. die geringsten Setzungen. In der Regel sollten die Ecken eines Gebäudes zuerst unterfangen werden, da sich dann eine für das Bauwerk verträgliche, weil überwiegend mit Druckspannungen verbundene Mulden-

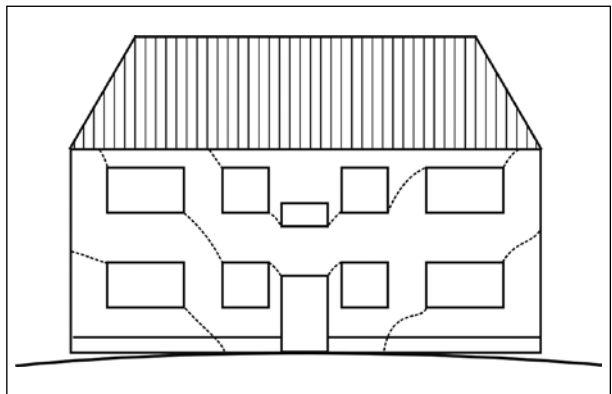


**Bild 41** ■ Herstellung des Kraftschlusses zwischen Fundament und Unterfangungskörper

lage einstellt. Bei Beginn in Bauwerksmitte kann dagegen eine Sattellage und in deren Folge Rissbildung auftreten (Bild 42).

Auch bei fachgerechter Planung und Ausführung einer herkömmlichen Unterfangung entstehen immer Setzungen des unterfangenen Gebäudes. Zum einen werden durch die Lastumlagerungen während der abschnittswisen Unterhöhnung die verbliebenen Bodenbereiche höher belastet als im Ausgangszustand (im Mittel um 25 %, wenn die Grenzen der DIN 4123 [52] ausgenutzt werden), zum anderen wird die Fundamentlast im Endzustand in größerer Tiefe in den Baugrund abgeleitet. Die darunter anstehenden Schichten erfahren dadurch eine Spannungszunahme und entsprechende Setzungen.

Die Größe dieser verfahrensimmanenten Setzungen hängt natürlich wesentlich von der Baugrundsteifigkeit ab. In der DIN 4123 [52] werden generell – d. h. auch bei günstigen Bedingungen – Setzungen bis 5 mm als weitgehend unvermeidbar angegeben.



**Bild 42** ■ Typisches Rissbild bei Sattellage infolge falscher Reihenfolge der Unterfangungsabschnitte (nach [26])

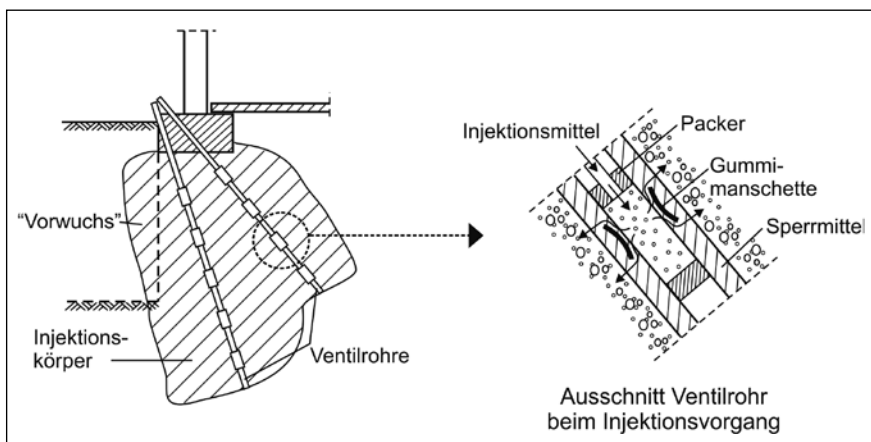


### 4.6.3 Unterfangung mittels Injektion

Ein Unterfangungskörper kann durch Verfestigung des Bodens unterhalb der bestehenden Gründung hergestellt werden. Dies kann durch Einpressinjektion oder durch Hochdruckinjektion (HDI) erfolgen.

Durch eine Einpressinjektion nach DIN 4093 [47] bzw. DIN EN 12715 [63] wird der Porenraum des anstehenden Bodens mit einem erhärtenden Verpressmittel (meist mit Bentonit stabilisierte Zemente oder Wasserglas/Silikatgel) verfüllt. Mit Zementsuspensionen lassen sich Kiesböden injizieren, für Sandböden sind dagegen Wasserglaslösungen oder auch spezielle Feinstzementsuspensionen geeignet. Einen umfassenden Überblick über die Injektionstechnik gibt Kutzner [16]. In Kapitel 6 wird im Zusammenhang mit Sohlabdichtungen näher auf Einpressinjektionen eingegangen.

Für Unterfangungszwecke erfolgt das Einbringen des Verpressmittels mit dem Manschettenrohrverfahren (Bild 43). Hierfür wird in eine verrohrte Bohrung (Durchmesser meist 80 bis 100 mm) ein Ventilrohr (Durchmesser 50 bis 60 mm) eingestellt. Letzteres besteht aus Kunststoff und weist in regelmäßigen Abständen Öffnungen auf, die durch Gummimanschetten verschlossen sind. Der Ringraum der Bohrung wird mit einer Zement-Bentonit-Suspension (Sperrmittel) verfüllt, anschließend wird die Verrohrung gezogen. Das Sperrmittel wird so konditioniert, dass es nach 24 Stunden eine einaxiale Druckfestigkeit von etwa 0,3 bis 0,5 MN/m<sup>2</sup> aufweist. Für die Injektion wird durch das Ventilrohr über einen mit Packern abgedichteten Rohrabschnitt Verpressmittel unter Druck (meist unter 5 bar) eingebracht. Unter dem Druck wird die Gummimanschette gedehnt und das Sperrmittel um das beaufschlagte Ventil auf-



**Bild 43** ■ Manschettenrohrverfahren für die Unterfangung durch Einpressinjektion

gebrochen, sodass das Verpressmittel in den umgebenden Boden eindringt. Dieser Vorgang erfolgt bei jedem Ventil, wobei in aller Regel von unten nach oben und von hinten nach vorn gearbeitet wird.

Im Unterschied zur Hochdruckinjektion soll bei der Einpressinjektion keine Strukturveränderung des Bodens stattfinden, sondern lediglich der Porenraum gefüllt werden. Zu hohe Drücke wie auch zu schnelle Druckanstiege müssen daher vermieden werden, da der Boden sonst aufreißen kann.

Je nach Bodenart sind Injektionsreichweiten zwischen rd. 1 m und 3 m erzielbar. Unter Berücksichtigung der Reichweite sind einzelne Verpressrohre unter dem Fundament so anzuordnen, dass sich ein durchgehend verpresster Bodenkörper ergibt (Bild 43). Bei Zementinjektionen können 28-Tage-Festigkeiten des verpressten Körpers von rd.  $10 \text{ MN/m}^2$  erwartet werden, bei Silikatgelinektionen (Hartgel) ist die Festigkeit geringer (rd.  $1,5$  bis  $3 \text{ MN/m}^2$ ), aber bereits nach nur drei bis vier Tagen nahezu vollständig vorhanden. Die tatsächlichen Festigkeiten sind durch Untersuchungen von Probekörpern zu überprüfen. Für den Unterfangungskörper sind die innere und die äußere Standicherheit (Grundbruch, Kippen etc.) für den Endzustand nach Herstellung der Baugrube bzw. Abgrabung nachzuweisen.

Ein Vorteil der Einpressinjektion für Unterfangungen ist, dass die Bodentragfähigkeit auch temporär nicht aufgehoben wird. Dies bedeutet, dass keine verfahrensimmanenten Setzungen infolge von Lastumlagerungen entstehen. Auch Einzelfundamente können mittels Einpressinjektion unterfangen werden.

Problematisch für eine Einpressinjektion sind inhomogene Baugrundverhältnisse. Gegebenenfalls muss zuerst Zementsuspension und nachfolgend Silikatgel verpresst werden. Die Baugrundverhältnisse müssen sehr genau erkundet werden, um eine erfolgreiche Injektion sicherstellen zu können. Außerdem erfordert das Verfahren einen vergleichsweise hohen Zeitaufwand und eine aufwendige Herstellungskontrolle. Es kommt daher für Unterfangungen nur noch relativ selten zum Einsatz.

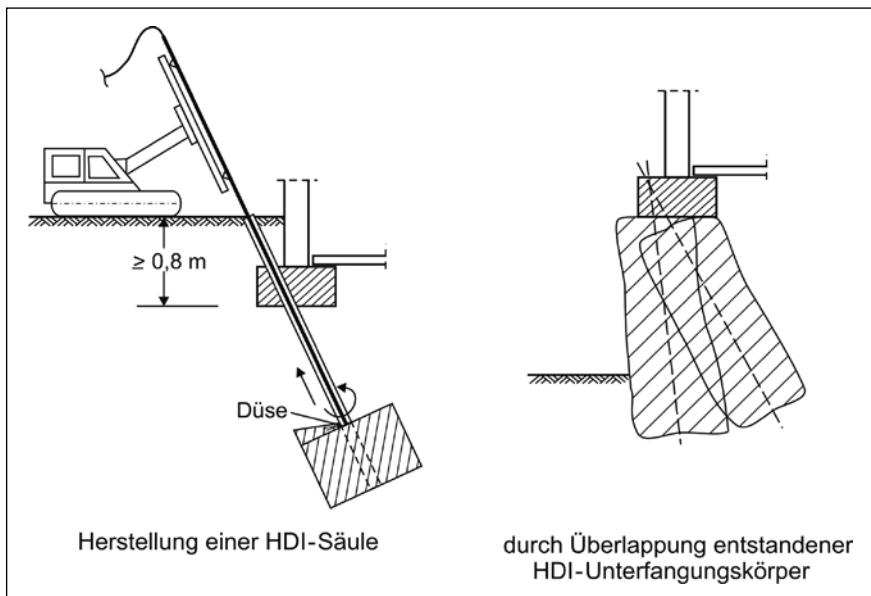
Bei der Hochdruckinjektion (HDI) tritt eine Zementsuspension aus einer an einem Spezialgestänge angeordneten Düse unter hohem Druck (bis rd. 600 bar) aus. Der entstehende ›Schneidstrahl‹ fräst den umgebenden Boden auf. Aus der Mischung des Bodens und der Zementsuspension entsteht ein Erdbeton, dessen erzielbare einaxiale Druckfestigkeiten bei nichtbindigen Böden um rd.  $15 \text{ MN/m}^2$  und bei bindigen Böden um rd.  $10 \text{ MN/m}^2$  liegen. Die Druckfestigkeiten sind durch Untersuchung von Probekörpern zu überprüfen.

Beim Fräsen wird das zunächst durch eine Bohrung bis zur geplanten Endtiefe eingebrachte Gestänge gedreht und langsam gezogen. Bei vollständiger Drehung entsteht eine zylindrische Erdbetonsäule, bei halber Drehung entstehen

Halbsäulen. Das Arbeitsplanum liegt mindestens 0,8m oberhalb der Sohle des zu unterfangenden Fundaments. Durch geeignete Anordnung der Bohrungen und Herstellung von Voll- und Halbsäulen kann ein durchgehender Unterfangungskörper hergestellt werden (Bild 44). Für diesen ist wie für die herkömmliche Unterfangung ein Nachweis der Standsicherheit für den Endzustand (Grundbruch, zulässige Ausmitte bzw. Kippen, Gleiten, Geländebruch, Setzung) zu führen.

Die erzielbaren Durchmesser von HDI-Säulen liegen zwischen rd. 0,6 m bei halbfesten bindigen Böden und rd. 1,8 m bei Kiesböden. Durch die Herstellung einer HDI-Säule wird der Boden unter dem Fundament temporär verflüssigt. Beim HDI-Verfahren ist damit in gleicher Weise wie bei der herkömmlichen Unterfangung mit verfahrensimmanenten Setzungen zu rechnen. Hieraus kann sich die Notwendigkeit der Begrenzung des Säulendurchmessers ergeben. Benachbarte Säulen dürfen nicht in zu schneller Abfolge hergestellt werden, die Spannungsumlagerungen und ihre Verträglichkeit für das Gebäude sind zu untersuchen.

Außer Setzungen können bei der Hochdruckinjektion auch Hebungen der Fundamente entstehen. Beim Fräsen einer Säule wird ein Teil des Boden-Zement-Gemisches über den Ringraum der Bohrung zum Arbeitsplanum gefördert und dort aufgenommen. Kommt es zu einer Verstopfung des Ringraums,



**Bild 44** ■ Schematische Darstellung der Unterfangung durch HDI

z. B. durch in größeren Brocken gelösten bindigen Boden, so können die hohen Drücke zu Fundamenthebungen oder auch zum Aufbruch des Kellerfußbodens führen. Eine laufende Kontrolle der Herstellung und des Rückflusses ist deshalb von großer Wichtigkeit.

Ausführungsrisiken ergeben sich auch daraus, dass die Kubatur des hergestellten Unterfangungskörpers nicht genau bekannt ist und nur stichprobenartig überprüft werden kann. Sind z. B. größere Steine im Boden vorhanden, können Fehlstellen durch ›Düsschatten‹ (vgl. auch Kapitel 6.5) entstehen. Trotz dieser Risiken wird das HDI-Verfahren sehr häufig eingesetzt, da es relativ schnell auszuführen ist und große Flexibilität aufweist.



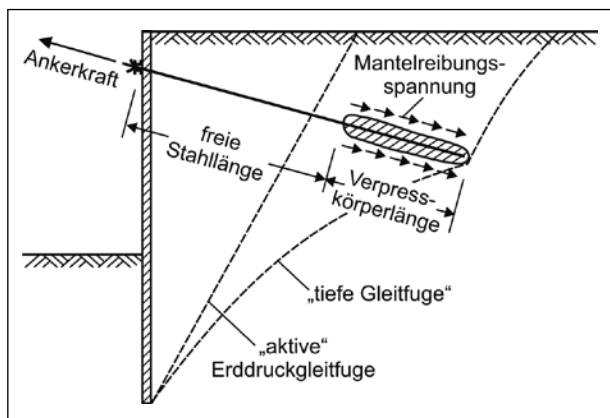
## 5 Herstellung und Prüfung von Verpressankern

### 5.1 Allgemeines

Für die Abstützung von Baugrubenwänden werden Verpressanker seit Ende der 1950er-Jahre eingesetzt, nachdem beim Zurückziehen von Bohrgestängen bei der Herstellung einer Baugrube in München die großen Zugwiderstände aufgefallen waren. Daraufhin wurden Zugstangen in Bohrungen eingebaut und im hinteren Teil mit dem Ziehen des Bohrgestänges mit Zement verpresst. Probelastungen belegten dann die hohe Tragfähigkeit eines solchen Verankerungselements [37].

Heute werden Verpressanker standardmäßig für die Abstützung von Baugrubenwänden eingesetzt (Bild 45). Die Ankerabstände liegen meist zwischen 1,5 und 3 m. Größere Abstände als 3 m sind natürlich möglich, bei Abständen kleiner als 1,5 m ist zumindest bei gleicher Ankerneigung und -länge ggf. von einer gegenseitigen Beeinflussung benachbarter Anker und damit von verringerter Tragfähigkeit pro Anker auszugehen (Gruppenwirkung).

Gegenüber Steifen bieten Anker zum einen den Vorteil, dass die Baugrubenfläche frei bleibt und der Baubetrieb nicht behindert wird, zum anderen kann die Realisierung von Steifen bei breiten Baugruben äußerst aufwendig sein (siehe auch Kapitel 2.2). Nachteilig ist, dass Verpressanker meist Flächen außerhalb des Baugrundstücks nutzen, was eine Genehmigung des Nachbarn erfordert. Dies erfordert eventuell eine finanzielle Kompensation. Meist werden



**Bild 45** ■ Systemskizze einer verankerten Baugrubenwand

Temporäranker für Baugruben im Zuge des Rückbaus entspannt und im Baugrund belassen. In besonderen Fällen, nämlich z. B. auf Verlangen des Nachbarn, müssen auch die Zugelemente rückgebaut werden, was den Einsatz spezieller Ankersysteme und Verfahren erfordert. Zu berücksichtigen ist schließlich, dass Verpressanker durch die Beeinflussung des Bodens bei der Herstellung sowie bei der Krafteinleitung eventuell auch vorhandene Nachbarbauwerke beeinflussen bzw. schädigen können.

Ein Anker besteht aus einem Stahlzugglied sowie dem Verpresskörper, über den die Zugkraft in den Boden übertragen wird. Für das Stahlzugglied werden hochfeste Spannstähle verwendet. Unter anderem deshalb müssen Verpressanker grundsätzlich vorgespannt werden. Der wegen der hohen Festigkeit geringe erforderliche Stahlquerschnitt führt zu großen elastischen Dehnungen unter Gebrauchslast, die durch Vorspannung vorweggenommen werden müssen. Im Regelfall werden Verpressanker auf rd. 80 % der im Vollaushubzustand rechnerisch vorhandenen Zugkraft vorgespannt. Wenn die Wandbemessung zwecks Begrenzung der Verformungen für Erdruhedruck erfolgt, sollte die Vorspannkraft rd. 100 % der Zugkraft im Vollaushubzustand entsprechen. Meist kann die volle Vorspannung unmittelbar nach der Abnahmeprüfung eines Ankers erfolgen. Nur wenn in dem Bauzustand dann eine Überbeanspruchung der Wand oder des Bodens hinter der Wand zu erwarten ist, wäre die Vorspannung zunächst teilweise und in einem späteren Bauzustand dann voll vorzunehmen.

Beim für Baugruben nahezu ausschließlich eingesetzten Verbundanker (siehe Bild 10) wird das aus einem Einzelstab oder verseilten Drähten bestehende Zugglied im Bereich des Verpresskörpers vollständig mit Zement umhüllt. Hinsichtlich des Korrosionsschutzes ist der Verbundanker insofern ungünstig, als hier der Verpresskörper zugbeansprucht wird und deshalb Querrisse entstehen. Für Temporäranker ist dennoch der einfache Korrosionsschutz durch die Zementsteinüberdeckung ausreichend, weshalb teurere Druckrohranker für Baugruben nicht zum Einsatz kommen. Bei Druckrohrankern schließt das Zugglied am Ankerende an ein Druckrohr an, über das die Kraft vom Ankerende ausgehend auf den Zementstein übertragen wird. Der Verpresskörper wird dabei druckbeansprucht.

Aufgabe des Ankers ist es, eine durch den Erddruckgleitkeil entstehende Belastung der Wand aufzunehmen. Die Krafteintragung der Ankerkraft in den Baugrund muss deshalb außerhalb des Erddruckgleitkeils erfolgen. Hieraus ergibt sich eine Mindestlänge der freien Stahllänge. Die Länge des anschließenden Verpresskörpers ist abhängig von der abzutragenden Ankerkraft und dem anstehenden Boden. Wirtschaftlich sind meist Verpresskörperlängen zwischen rd. 4 und 6 m, da eine weitere Verlängerung des Verpresskörpers nur noch zu geringen Tragfähigkeitserhöhungen führt. Ein weiteres Kriterium, welches die

Gesamtlänge des Verpressankers und damit auch die freie Stahllänge bestimmt, ist die Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge (siehe Kapitel 7.5.5).

Herstellung und Prüfung von Verpressankern sind in DIN EN 1537 [66] geregelt. Bauaufsichtlich eingeführt ist allerdings derzeit noch die (vom DIN bereits zurückgezogene) DIN 4125 [55], weshalb diese z. B. für Ankerprüfungen in der Praxis meist noch angewendet wird. In Kapitel 5.4 werden deshalb die Prüfvorgaben nach DIN 4125 [55] detailliert behandelt und die davon etwas abweichenden Vorgaben der DIN EN 1537 [66] nur kurz angesprochen. Ein wichtiger Unterschied ist außerdem, dass die erforderliche Zementsteinüberdeckung des Stahlzugglieds für Temporäranker gemäß DIN 4125 [55] 20 mm beträgt, während gemäß DIN EN 1537 [66] nur 10 mm gefordert werden.

Hinsichtlich der Standsicherheitsnachweise sind auch für Verpressanker Eurocode 7 (DIN EN 1997-1) [41] mit DIN 1054 [44] maßgebend; siehe hierzu Kapitel 7. Die Nachweise ausreichender Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit erfolgen grundsätzlich über Probelastungen im Rahmen von Eignungs- und Abnahmeprüfungen. Eine aufwendigere Eignungsprüfung ist bei Temporärankern nicht auf jeder Baustelle erforderlich, es müssen lediglich Ergebnisse von Eignungsprüfungen mit demselben Ankersystem in vergleichbarem Baugrund vorliegen. Abnahmeprüfungen sind dagegen immer und an jedem Anker vorzunehmen. Die Festlegung der Ankerlänge bzw. der Verpresskörperlänge im Planungsprozess auf Grundlage von Erfahrungswerten (Kapitel 5.3) stellt somit nur eine Vorbemessung dar. Wenn die prognostizierten Ankertragfähigkeiten im Zuge der Prüfungen nicht bestätigt werden können, sind deshalb Anpassungen erforderlich, wie z. B. zusätzliche Anker oder geringere Ankerabstände.

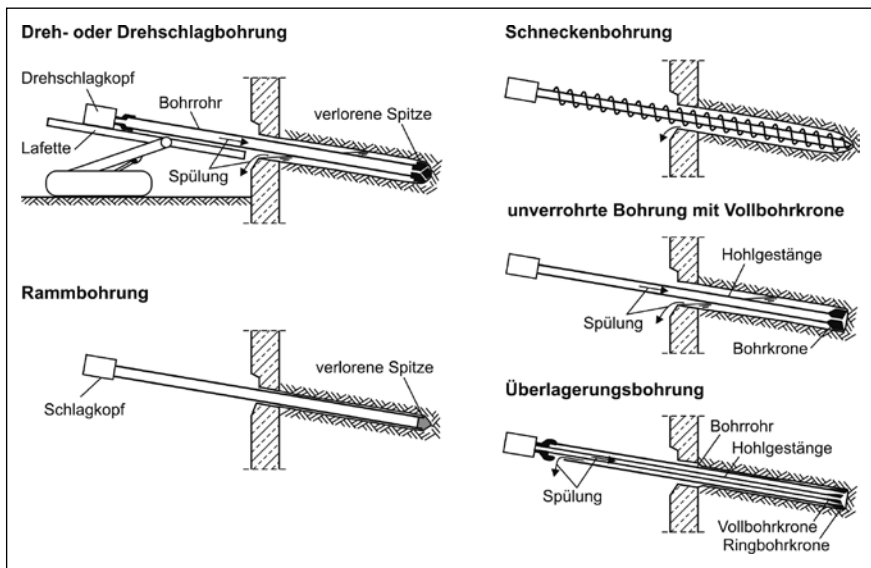
## 5.2 Herstelltechnik

Das Bohrverfahren und damit die Herstelltechnik eines Verpressankers bestimmt nicht nur die Kosten der Ankerherstellung, sondern beeinflusst die erzielbare Tragfähigkeit eines Ankers und den Umfang einer möglichen Beeinträchtigung vorhandener Nachbarbebauung. Diesbezüglich heißt es in DIN EN 1537 [66]: *»Das Bohrverfahren ist unter Berücksichtigung der Baugrundverhältnisse so zu wählen, dass entweder nur minimale Änderungen im Baugrund verursacht werden oder die Änderungen die Ankertragkraft erhöhen und dass der Bemessungswert des Ankerwiderstandes ( $R_d$ ) erreicht werden kann«*. Beispielsweise kann ein Bohrverfahren mit Außenspülung in bindigen Böden zu einer Aufweichung und damit zu einem verschlechterten Tragverhalten des Ankers führen. Wenn der Boden durch das Bohrverfahren aufgelockert wird, kann es zu Setzungen und damit zu Bauwerksschäden kommen.



Übliche Bohrverfahren für die Ankerherstellung sind in Bild 46 dargestellt. Wichtige Aspekte sind neben der Art des Bohrvortriebs das Arbeiten mit oder ohne Wasser- oder Luftspülung sowie mit oder ohne Verrohrung des Bohrlochs:

- Die Drehschlagbohrung wird ohne Verrohrung und meist mit Luftspülung bei festen bindigen Böden oder Fels eingesetzt. Bei nichtbindigen Böden kann eine Drehschlagbohrung ohne bzw. bei dichter Lagerung mit Wasser- spülung zum Einsatz kommen.
- Verrohrte Rammbohrungen ohne Spülung sind für locker bis mitteldicht gelagerte nichtbindige Böden geeignet.
- Eine Schneckenbohrung ohne Verrohrung kann in mindestens halbfesten bindigen Böden oder weichem Fels zweckmäßig und wirtschaftlich sein.
- Bei der Überlagerungsbohrung wird ein Innengestänge in dem äußeren Bohrrohr geführt. Das Spülungsmedium (Luft, Wasser oder Zementsuspension) wird über das Innengestänge zugeführt und fließt zusammen mit dem gelösten Boden im Ringraum zwischen den Rohren zurück. Dadurch ist der umgebende Boden durchgehend gestützt und kommt nicht mit dem Spülungsmedium in Berührung. Dieses Verfahren ist besonders schonend sowohl hinsichtlich einer möglichen Aufweichung bindiger Böden als auch hinsichtlich Bodenauflockerungen. Es wird in nichtbindigen und bindigen Böden eingesetzt.



**Bild 46** ■ Ankerbohrverfahren (aus [21], mit Ergänzungen)

Die Bohrdurchmesser liegen in der Regel zwischen 80 und 150 mm. Bei der Planung ist zu beachten, dass Abweichungen von der Solllage von bis zu 1/30 der Ankerlänge (geforderte Genauigkeit gemäß DIN EN 1537) [66] zu berücksichtigen sind. Auch bei sehr sorgfältiger Ausführung muss man mit einer Abweichung von 2 % bzw. 1/50 der Ankerlänge rechnen [38].

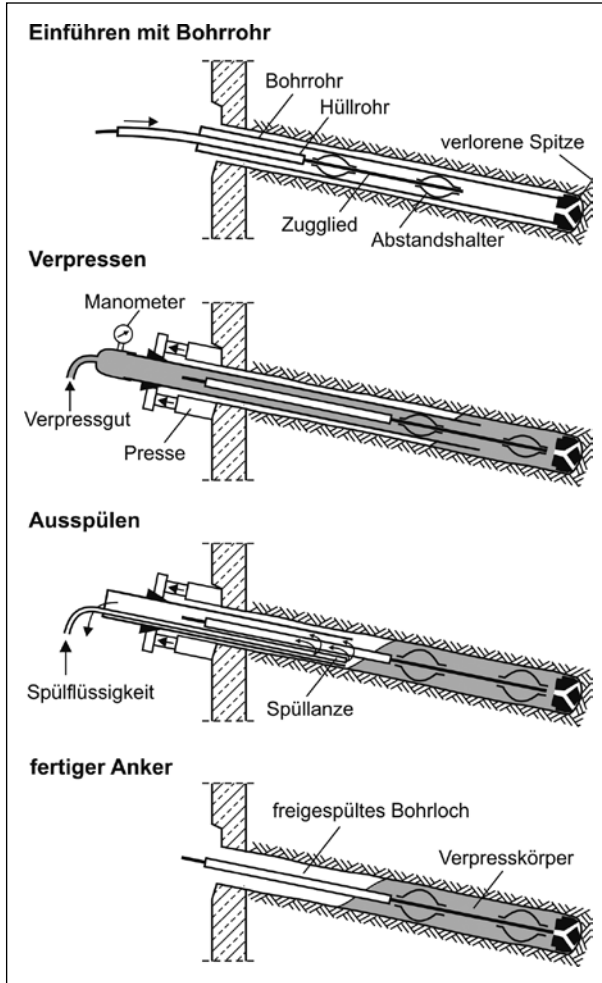
Besonders schwierig ist die Ankerherstellung, wenn der Ankerkopf unterhalb des hinter der Baugrubenwand anstehenden Grundwasserspiegels liegt. Dann muss gegen drückendes Wasser gebohrt werden, was aufwendig ist und Probleme verursachen kann. Der Durchgang durch die Baugrubenwand muss auch während des Bohrens abgedichtet sein, indem z. B. eine Kappe mit integriertem Packer aufgesetzt wird [38]. Schon bei geringen Undichtigkeiten kann es in empfindlichen Böden zum Ausspülen des Bodens und damit zu Setzungen hinter der Wand kommen.

Nach Erreichen der Endtiefe ist das Bohrloch mittels Luft- oder Wasserspülung von Bohrgut zu reinigen und zumindest bei unverrohrter Bohrung möglichst umgehend mit Zementsuspension zu füllen. Dann wird das Zugglied eingeführt, wobei die zentrische Lage durch Abstandshalter zu gewährleisten ist.

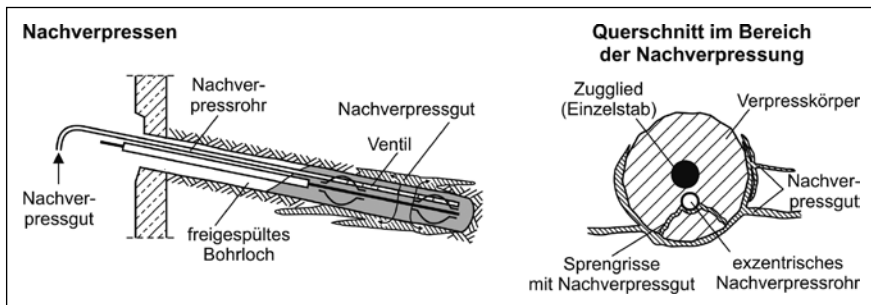
Bei verrohrten Bohrungen wird das Bohrrohr nachfolgend im Bereich der Verpressstrecke abschnittsweise gezogen, der Verpresskopf wird aufgesetzt und Zementsuspension mit Drücken zwischen rd. 5 und 15 bar eingepresst. Die freie Stahllänge wird schließlich mittels einer Spüllanze von Zement freigespült. Um Bodensetzungen in diesem Bereich durch den Einsturz des Bohrlochs nach Ziehen der Verrohrung zu minimieren, kann es zweckmäßig sein, hier eine Bentonit-Zementsuspension einzubringen. Den Einbau des Zugglieds und das Verpressen verdeutlicht Bild 47.

Für die Zementsuspensionen gilt, dass der  $w/z$ -Wert zwischen 0,35 und 0,70 liegen muss. Für bindige Böden sollte der Wert aber unterhalb  $w/z = 0,45$  liegen, da hier überschüssiges Wasser nicht in nennenswertem Maße abgefiltert werden kann. Die benötigte Zementsuspensionsmenge liegt meist je nach Bodenverhältnissen zwischen rd. 50 und 200 % über dem theoretischen Bohrlochvolumen.

In bindigen Böden wird durch ein- oder auch mehrmaliges Nachverpressen in aller Regel eine nennenswerte Tragfähigkeitssteigerung des Ankers erreicht (Bild 48). Mit dem Zugglied werden eine oder mehrere Nachverpressleitungen in das Bohrrohr eingebaut. Beginnend etwa einen Tag nach der erstmaligen Verpressung kann über diese Kunststoffleitungen erneut Zementsuspension unter Drücken zwischen 5 und 30 bar (möglichst größer 20 bar) eingepresst werden. Der vorhandene Verpresskörper wird dann aufgebrochen und zusätzliches Material in den Baugrund eingebracht, was zu einer Verspannung und entsprechenden Tragfähigkeitserhöhungen (bis ca. 30 %) führt.



**Bild 47** ■ Einbau des Zugglieds und Verpressvorgang (nach [21])



**Bild 48** ■ Effekt einer Nachverpressung (nach [21])

### 5.3 Vorbemessung der Ankertragfähigkeit

Die über die Baugrubenwand in den Anker übertragene Verankerungskraft wird vom Stahlzugglied in den Verpresskörper übertragen und dort über Schubspannungen in den umgebenden Boden abgeleitet.

Für das Zugglied ist ausreichende Sicherheit gegen das Erreichen der Zugfestigkeit des Stahls nachzuweisen. Der charakteristische innere Widerstand des Stahlzugglied  $R_{i,k}$  wird für Spannstähle aus dem charakteristischen Spannungswert bei 0,1 % bleibender Dehnung  $f_{t,0,1k}$  und bei Betonstählen von 0,2 % bleibender Dehnung  $f_{t,0,2k}$  berechnet:

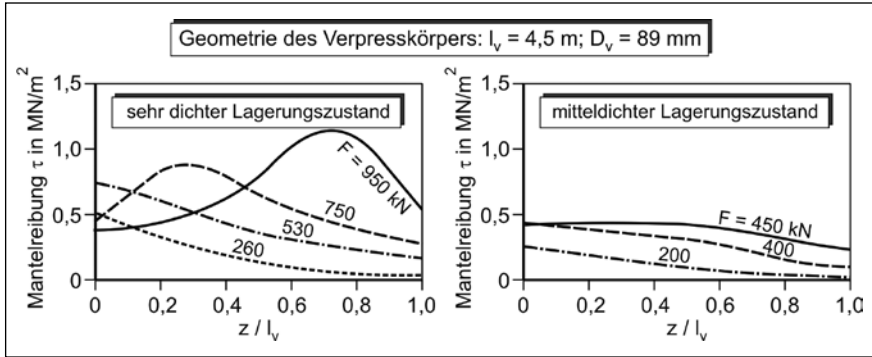
$$R_{i,k} = \begin{cases} A_t f_{t,0,1k} & \text{(Spannstahl)} \\ A_t f_{t,0,2k} & \text{(Betonstahl)} \end{cases}$$

mit:

$A_t$  = Querschnittsfläche des Stahlzugglieds.

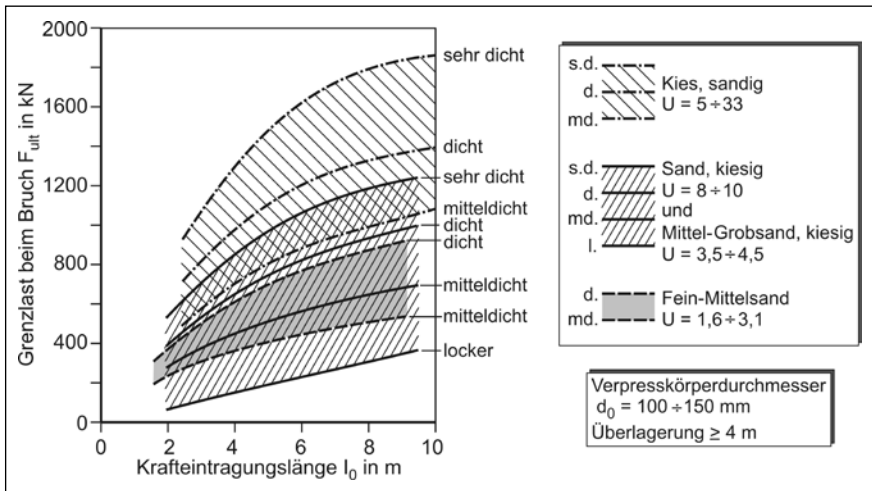
Der Herauszieh Widerstand des Ankers bzw. der charakteristische äußere Widerstand  $R_{a,k}$  ist bei Verpressankern als die Ankerkraft definiert, welche ein Kriechmaß (siehe Kapitel 5.4) von  $k_s = 2 \text{ mm}$  erzeugt bzw. unterschreitet. Dieser Widerstand darf nicht rechnerisch ermittelt werden, sondern muss grundsätzlich über Eignungs- und Abnahmeprüfungen nachgewiesen werden; siehe Kapitel 5.4. Durch Tabellen- bzw. Erfahrungswerte wird also lediglich die erforderliche Verpresskörperlänge abgeschätzt.

Verpresskörperlängen größer als rd. 8 m werden selten gewählt, weil eine weitere Verlängerung meist nur geringe Tragfähigkeitszunahmen bringt. Grund dafür ist, dass sich über die Verpresskörperlänge eine ungleichmäßige Relativverschiebung zwischen Verpresskörper und Boden und damit eine ungleichmäßige Verteilung der Mantelreibungsspannungen einstellt. Bei geringen Lasten treten die Maximalwerte der Mantelreibungsspannung am Beginn des Verpresskörpers auf, mit zunehmender Belastung verlagert sich das Maximum nach hinten. Je steifer bzw. dichter der Boden ist, desto ungleichmäßiger ist die Spannungsverteilung (Bild 49). Im dichten Boden wird im vorderen Bereich die zur Bruchfestigkeit gehörende Relativverschiebung erreicht, sodass bei weiterer Belastung die Spannung auf die Restfestigkeit abfällt. Es werden damit nicht über die gesamte Verpresskörperlänge gleichzeitig die Bruchfestigkeiten mobilisiert. Bei großen Verpresskörperlängen kann die Abnahme der Spannungen im vorderen Bereich die Tragfähigkeitszunahme durch eine Verlängerung annähernd kompensieren.



**Bild 49** ■ Mantelreibungsverteilungen für einen Anker in kiesigem Sand (nach [30])

Eine Abschätzung der äußeren Ankertragfähigkeit kann mit von Ostermayer [21] veröffentlichten Erfahrungswerten erfolgen. Für nichtbindige Böden können Grenzlasten  $F_{ult}$  (bzw. charakteristische äußere Widerstände) mit Bild 50 abhängig von der Bodenart, der Lagerungsdichte und der Verpresskörperlänge abgeschätzt werden. Die Erfahrungswerte gelten für Verpresskörperdurchmesser von 100 bis 150 mm sowie Mindestbodenüberdeckungshöhen des Verpresskörpers von 4 m.



**Bild 50** ■ Ankergrenzlasten für nichtbindige Böden (nach [21])

Für bindige Böden besteht eine annähernd lineare Abhängigkeit der Tragfähigkeit vom Verpresskörperdurchmesser, sodass Bruchwerte der Mantelreibungsspannungen  $\tau_M$  als Erfahrungswerte angegeben werden (Bild 51). Die Ankergranzlast  $F_{ult}$  ergibt sich aus

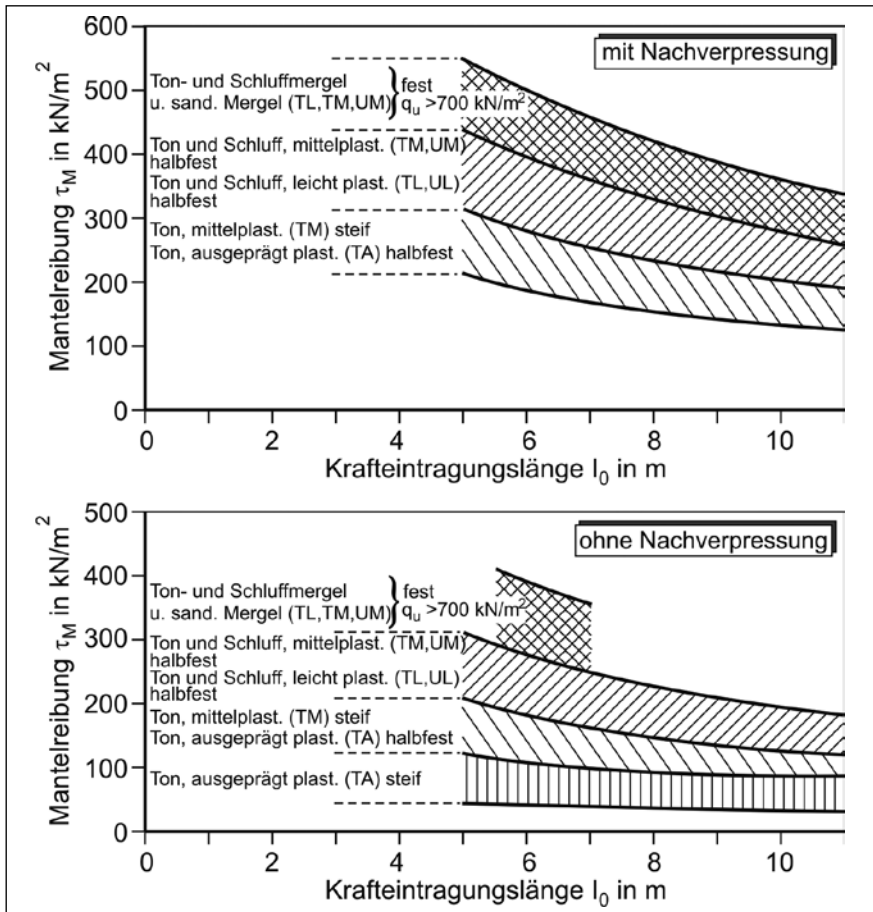
$$F_{ult} = \pi D_v l_v \tau_M$$

mit:

$D_v$  = Durchmesser,

$l_v$  = Länge des Verpresskörpers.

Unterschieden wird bei bindigen Böden in Anker mit und ohne Nachverpressungen. Der Vergleich der jeweiligen Mantelreibungswerte zeigt deutlich, dass durch Nachverpressung erhebliche Tragfähigkeitssteigerungen erreicht werden können.



**Bild 51** ■ Ankergranzlasten für bindige Böden (nach [21])

Die Bemessungswerte der inneren und äußeren Ankertragfähigkeiten ergeben sich aus den charakteristischen Widerständen durch Division mit den Teilsicherheitsbeiwerten:

$$R_{i,d} = \frac{R_{i,k}}{\gamma_M}$$

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_a}$$

Hierin sind  $\gamma_M = 1,15$  und  $\gamma_a = 1,1$ . Bei der Ermittlung des Bemessungswerts der Ankerkraft ist zu beachten, dass auch für Baugruben für den Vollaushubzustand die Teilsicherheitsbeiwerte für die ständige Bemessungssituation (BS-P bzw. LF 1) anzusetzen sind. Mit  $\gamma_G = 1,35$  und  $\gamma_Q = 1,5$  (siehe Kapitel 7.5.5) liegt die für Verpressanker geforderte Globalsicherheit gegen Herausziehen damit etwa bei 1,5.

## 5.4 Ankerprüfung

Für Verpressanker sind Eignungs- und Abnahmeprüfungen vorzunehmen. Erstere werden an jeweils drei Ankern vorgenommen, sind für Kurzzeitanker aber nur erforderlich, wenn keine Eignungsprüfungen für das gleiche Ankersystem in vergleichbarem Baugrund vorliegen. Für Baugruben werden deshalb meist keine Eignungsprüfungen erforderlich. Abnahmeprüfungen sind dagegen an jedem Anker vorzunehmen. Im Anschluss an die Abnahmeprüfung wird ein Anker vorgespannt und festgelegt.

Derzeit ist die DIN 4125 [55] noch bauaufsichtlich eingeführt, sodass Ankerprüfungen in der Regel hiernach ausgeführt werden.

Im Rahmen der Eignungsprüfung wird eine Be- und Entlastung an drei Ankern in sechs Stufen vorgenommen. Die maximale Belastung (Prüfkraft) beträgt das 1,5-Fache der Gebrauchslast  $F_w$  bzw. im Falle der Berechnung der Baugrubenwand für Erdruhedruck das 1,33-Fache, wobei im Stahlzugglied maximal eine Spannung von 90 % der Streckgrenze wirken darf. Am Ende einer Laststufe wird die Last jeweils konstant gehalten (‘maintained load test’ bzw. Prüfverfahren 1 nach DIN EN 1537 [66]) und die zeitliche Entwicklung der Ankerkopferschiebung beobachtet bzw. gemessen. Die Laststufen und die Mindestbeobachtungszeiten sind in Tabelle 6 angegeben.

**Tabelle 6** ■ Laststufen und Mindestbeobachtungszeiten bei Ankerprüfungen gemäß DIN 4125 [55]

Laststufen Prüfkraft $F_p$	Mindestbeobachtungszeit in min							
	Eignungsprüfung				Abnahmeprüfung			
	Kurzzeitanker		Daueranker		Kurzzeitanker		Daueranker	
	nicht- bindig/ Fels	bindig	nicht- bindig/ Fels	bindig	nicht- bindig/ Fels	bindig	nicht- bindig/ Fels	bindig
$F_i \leq 0,2 F_w^{1)}$	1	1	1	1	1	1	1	1
$0,5 F_w$	1	1	15	30	–	–	–	–
$0,75 F_w$	1	1	15	30	1	1	1	1
$1,0 F_w$	1	1	60	120	1	1	1	1
$1,25 F_w$	1	1	60	180	5	15	1	1
$\eta_K F_w$	15	30	120	440	–	–	5	15

<sup>1)</sup>  $F_w$ : Gebrauchslast des Ankers

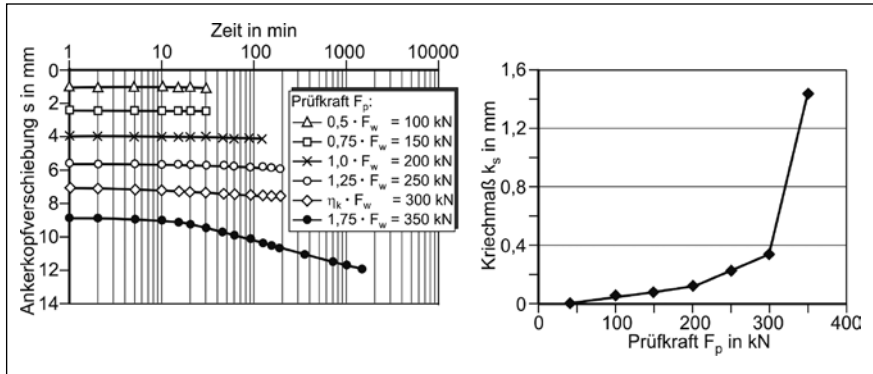
Das Kriechmaß  $k_s$  ist wie folgt definiert:

$$k_s = \frac{(s_2 - s_1)}{\lg\left(\frac{t_2}{t_1}\right)}$$

Hierin sind  $s_1$  und  $s_2$  die Ankerkopfverschiebungen zu den Zeitpunkten  $t_1$  und  $t_2$  ( $> t_1$ ).

Bei Dauerankern sind die Zeit-Verschiebungskurven für jede Laststufe in halb-logarithmischem Maßstab aufzutragen (Bild 52, links). Das Kriechmaß ist in dieser Darstellung die Steigung des geradlinigen Abschnitts der jeweiligen Kurve. Die Grenzlast des Verpresskörpers des Ankers ist als die Kraft definiert, bei der das Kriechmaß 2 mm beträgt. Aus einer Darstellung der Kriechmaße abhängig von der Prüfkraft (Bild 52, rechts) lässt sich qualitativ ableiten, wie weit die maximale Prüfkraft von der Grenzlast entfernt ist.

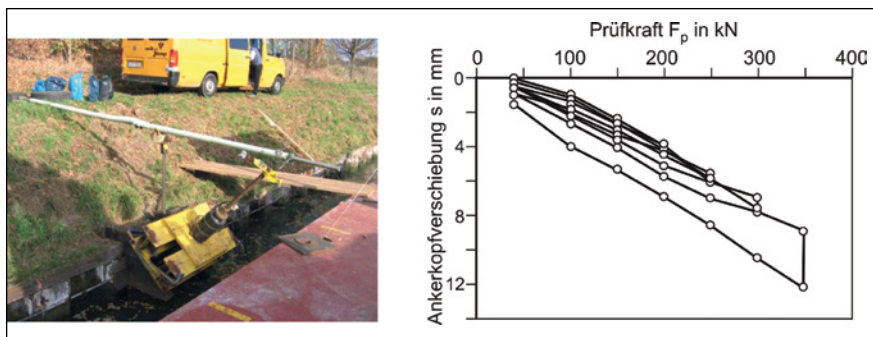




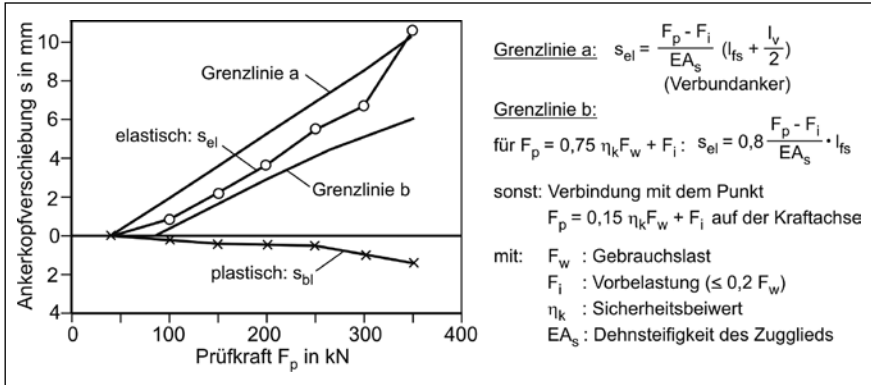
**Bild 52** ■ Zeit-Verschiebungslinien und Kriechmaße für das Beispiel eines Dauerankers in bindigem Boden

In bestimmten Fällen und insbesondere, wenn das Kriechmaß noch nicht konstant ist, sind die Mindestbeobachtungszeiten der Tabelle 6 zu verlängern.

Der Aufbau sowie die im Rahmen einer Eignungsprüfung ermittelte Kraft-Verschiebungskurve eines Dauerankers in bindigem Boden sind in Bild 53 wiedergegeben. Bei der Prüflast von 350 kN wurde ein Kriechmaß von 1,45 mm festgestellt (siehe Bild 52), sodass für diese Last nachgewiesen ist, dass sie unter der Ankergrenzlast liegt. Zusätzlich sind im Rahmen einer Eignungsprüfung die bleibenden und elastischen Verschiebungen abhängig von der Prüfkraft aufzutragen (Bild 54). Mit dieser Darstellung lässt sich aus der elastischen Verschiebung die rechnerische freie Stahllänge des Ankers ermitteln, welche maximal 20 % kleiner als die planmäßige freie Stahllänge sein soll und maximal der planmäßigen freien Stahllänge zuzüglich 50 % der Verpresskörperlänge (bei Verbundankern) betragen soll.



**Bild 53** ■ Versuchsaufbau und Kraft-Verschiebungslinie aus einer Eignungsprüfung (Daueranker in bindigem Boden; siehe auch Bild 52)



**Bild 54** ■ Auftragung und Auswertung der elastischen Verschiebungen gemäß DIN 4125 [55]

Bei der Abnahmeprüfung gemäß DIN 4125 [55] beträgt die maximale Prüfkraft bei Kurzzeitankern das 1,25-Fache der Gebrauchslast, bei Dauerankern wiederum das 1,5- bzw. 1,33-Fache (abhängig vom Erddruckansatz, wie bei Eignungsprüfungen). Die Mindestbeobachtungszeiten bei der maximalen Prüfkraft betragen 5 min (nichtbindiger Boden, Fels) bzw. 15 min (bindiger Boden; siehe Tabelle 6). Die Abnahmeprüfung ist bestanden, wenn das Kriechmaß zwischen 2 und 5 min (nichtbindig) bzw. zwischen 5 und 15 min (bindiger Boden)  $k_s = 0,5$  mm nicht überschreitet. Ist es größer, muss die Beobachtungszeit verlängert werden. Für Kurzzeitanker (Prüfkraft ist 1,25-fache Gebrauchslast) darf das Kriechmaß maximal 1 mm und für Daueranker (Prüfkraft ist die geforderte Grenzlast) maximal 2 mm betragen. Außerdem ist wiederum zu prüfen, dass die elastischen Verschiebungen des Ankers innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben.

Die Vorgehensweise bei einer Ankerprüfung nach DIN EN 1537 [66] weicht von der in DIN 4125 [55] festgelegten etwas ab. Es handelt sich aber nur um Unterschiede im Detail; das sich aus beiden Prüfmethoden ergebende Sicherheitsniveau ist etwa gleich.

Bei der Eignungsprüfung nach DIN EN 1537 [66] soll die maximale Prüfkraft mindestens dem erforderlichen Bemessungswiderstand  $R_{s,d}$  des Ankers (und damit mindestens der  $\gamma_C = 1,35$ -fachen charakteristischen Ankerkraft) und mindestens der 1,25-fachen Festlegekraft entsprechen. Bei der Prüfkraft darf das Kriechmaß dann 1 mm nicht überschreiten. Für den Fall, dass die Grenzlast des Ankers (definiert bei  $k_s = 2$  mm) nicht in einer speziellen Eignungsuntersuchung (Untersuchungsprüfung) nachgewiesen wurde, ist sogar ein Kriechmaß von 0,8 mm einzuhalten. Die maximale Prüfkraft ist damit etwas geringer als in der Eignungsprüfung nach DIN 4125 [55], dafür ist das zulässige Kriechmaß aber ebenfalls geringer.

Die Abnahmeprüfung gemäß DIN EN 1537 [66] entspricht im Wesentlichen der Eignungsprüfung, nur dass lediglich drei Laststufen und geringere Beobachtungszeiten gefordert sind.

## 5.5 Einfluss auf Nachbarbauwerke

Beeinflussungen von Nachbarbauwerken treten bei Verpressankern zum einen infolge der Ankerherstellung (Bohren, Verpressen) und zum anderen durch die Beanspruchung des Baugrunds infolge der Lastabtragung auf.

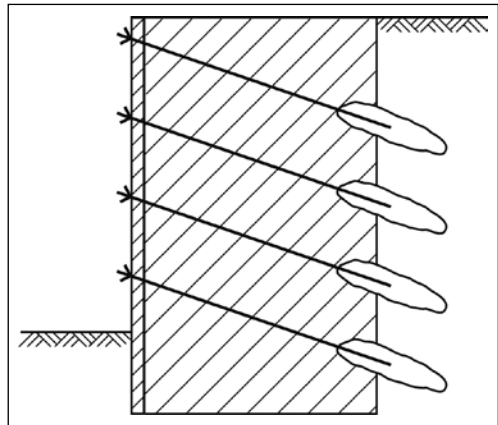
Nach Wichter und Meiniger [38] treten in wassergesättigten Sanden nicht selten Setzungen an der Geländeoberkante auf, was auf Verdichtungen infolge von Bohrererschütterungen sowie den Zusammenbruch des Bohrlochs nach Ziehen der Verrohrung im Bereich der freien Stahllänge zurückzuführen sei. Sofern setzungsempfindliche Bebauung vorhanden ist, empfehlen sie daher, ein möglichst erschütterungsarmes Bohrverfahren einzusetzen sowie ggf. eine Bodenauflockerung um das Stahlzugglied durch Verfüllung mit einer Bentonit-Zementsuspension vor dem Ziehen des Bohrrohrs zu minimieren.

Auch Borchert [9] weist aufgrund von Erfahrungen mit tiefen Baugruben in Berlin darauf hin, dass besonders bei mehreren Ankerlagen und ungünstigen Verhältnissen Setzungen und erhebliche Schäden der Nachbarbauwerke eintreten können. Insbesondere wenn die Ankerbohrung gegen drückendes Grundwasser erfolgen muss, sollte nach seinen Angaben mit 5 mm Setzung pro Ankerlage gerechnet werden. Unter ungünstigen Umständen können die Setzungen auch noch deutlich größer werden. Borchert berichtet, dass sich der S-Bahn-Tunnel am Potsdamer Platz in Berlin infolge der Herstellung zweier Ankerlagen unmittelbar unter der Sohle um insgesamt rd. 8 cm gesetzt hat.

Bei der Durchführung der Verpressung ist in der Regel nicht mit Setzungen zu rechnen, stattdessen können aber Geländeteile und auch Gebäude Hebungen erfahren. Auch kann Verpressgut eventuell in vorhandene Keller oder Kanäle eindringen. Der Verpresskörper sollte deshalb einen gewissen Mindestabstand (Faustregel: rd. 4 m) von vorhandenen Bauwerken einhalten bzw. der maximale Verpressdruck sollte den örtlichen Gegebenheiten angepasst werden.

Im Zuge der Lastabtragung durch Verpressanker kommt es aufgrund folgender Effekte zu Baugrundverformungen:

- Durch die Nachgiebigkeit der Anker entstehen Horizontalverformungen der Baugrubenwand, die Setzungen im Boden hinter der Wand verursachen. Dieser Effekt lässt sich durch die Ankervorspannung (eventuell auf 100 % der rechnerischen Gebrauchslast) wenn auch nicht vollständig vermeiden, so aber doch minimieren.
- Die Belastung des Baugrunds durch die Anker führt zur Ausbildung eines fangedammartigen Bodenkörpers (Bild 55). Die Verformung dieses Bodenkörpers führt i. Allg. zu Verschiebungen an der Geländeoberkante. Dieser Effekt lässt sich durch die Ankervorspannung nicht beeinflussen. Im Zweifelsfall sollten Verformungsberechnungen mittels numerischer Methoden (siehe Kapitel 8) durchgeführt werden. Wenn sich hieraus zu große zu erwartende Verformungen ergeben, sollten die Anker entweder verlängert werden oder, falls möglich, zumindest einzelne Ankerlagen durch Steifen ersetzt werden.



**Bild 55** ■ Fangedammartiger Bodenkörper bei mehrfach verankerten Wänden (nach [10])



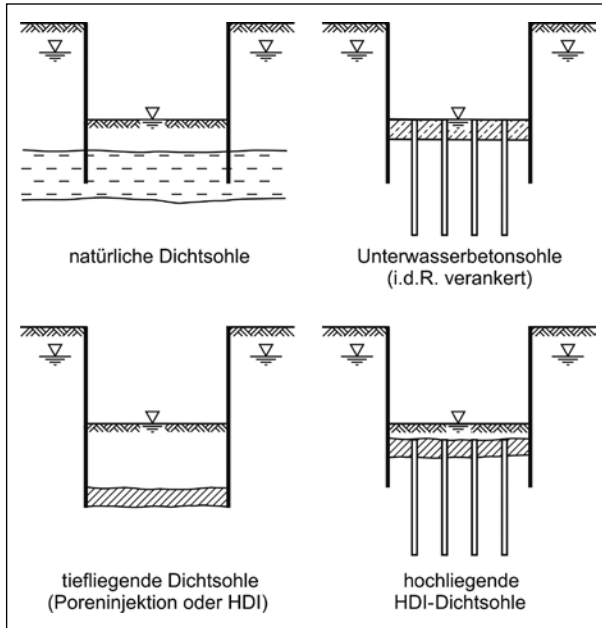
## 6 Sohlabdichtungen

### 6.1 Allgemeines

Wenn die Baugrube in das Grundwasser einbindet und eine Absenkung des Grundwasserspiegels außerhalb der Baugrubenfläche nicht genehmigt wird oder auch nicht wirtschaftlich ist, muss sie abgedichtet werden. Dies bedeutet, dass zum einen eine gering wasserdurchlässige Verbauwand und zum anderen im Regelfall auch eine Sohlabdichtung hergestellt werden muss. Als annähernd wasserdichte Verbauwände kommen hauptsächlich Schlitzwände, überschnittene Bohrpfahlwände und Dichtwände mit eingestellter Spundwand, ggf. auch nur eine Spundwand infrage; siehe hierzu Kapitel 2 und 4. Die Wandherstellung sollte sorgfältig überwacht werden, da Fehlstellen in der Wand nicht nur erhöhten Wasserzufluss, sondern eventuell auch einen hydraulischen Grundbruch zur Folge haben können. Problematisch sind vor allem Fehlstellen unterhalb der Baugrubensohle, weil diese im Zuge des Ausbaus nicht entdeckt werden. Erkannte Fehlstellen sind in der Regel nachträglich abzudichten.

Die Abdichtung gegen von unten der Baugrube zuströmendes Wasser kann über folgende Konstruktionen realisiert werden (siehe Bild 56):

- Einbindung der Verbauwände in eine natürlich vorhandene gering wasserdurchlässige Schicht (z. B. Ton, Geschiebelehm oder auch ausreichend dichtes Festgestein),
- Herstellung einer Unterwasserbetonsohle, im Regelfall mittels Zugpfählen gegen Auftrieb gesichert, bei nicht zu hohen Wasserstandsdifferenzen eventuell auch unverankert,
- Herstellung einer Poreninjektionssohle, d. h. Abdichtung des Bodens durch Verfüllung seiner Poren mit Zement oder Weichgel; die Tiefe der Abdichtungsschicht ist so zu wählen, dass über das Gewicht der Sohle und des darüber anstehenden Bodens ausreichende Auftriebssicherheit gewährleistet ist;
- Herstellung einer Dichtungsschicht mittels Hochdruckinjektion (HDI); es kann eine tiefliegende HDI-Sohle ohne Verankerung oder auch eine hochliegende Sohle (bzw. mittelhochliegende, wenn eine dickere Bodenschicht oberhalb der Dichtsohle verbleibt) mit Verankerung ausgeführt werden.



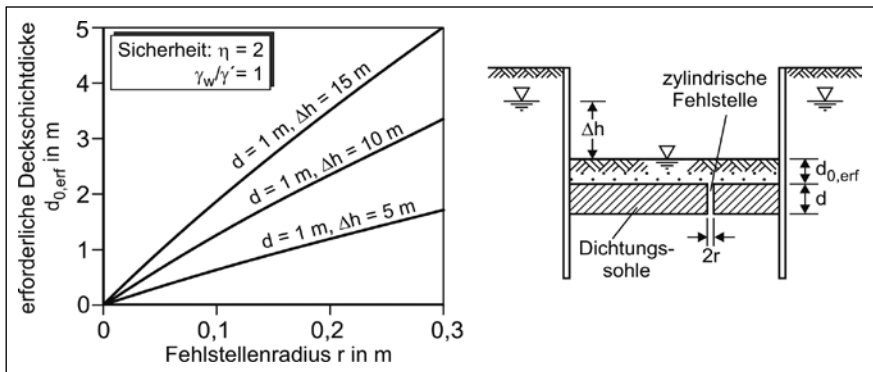
**Bild 56** ■ Varianten von Sohlabdichtungsstrukturen

Ziele der Abdichtungsmaßnahme sind natürlich eine möglichst geringe Wasserdurchlässigkeit und entsprechend geringe zu fördernde Restwassermengen. Diesbezüglich wird bei künstlich hergestellten Dichtsohlen von der Systemdurchlässigkeit gesprochen, da die durchtretenden Wassermengen ganz wesentlich von Fehlstellen und weniger von der Durchlässigkeit des Dichtkörpermaterials abhängen. Von den Genehmigungsbehörden wird häufig eine maximal in die Baugrube eintretende Restwassermenge pro benetzter Fläche gefordert (z. B. in Berlin 1,5 l/s pro 1.000 m<sup>2</sup> Sohlfläche). Borchert und Richter [7] halten diese häufig schwer zu realisierende Forderung allerdings für nicht zweckmäßig und empfehlen stattdessen eine von der Absenkhöhe des Grundwassers abhängige Festlegung der zulässigen Restwassermenge. In verschiedenen Projekten in Berlin wurde auch bei deutlich größeren Restwassermengen keine erhebliche Beeinflussung des Grundwasserspiegels außerhalb der Baugrube festgestellt. Zu berücksichtigen ist aber auch, dass große Restwassermengen bei lang anhaltenden Wasserhaltungsmaßnahmen ein erheblicher Kostenfaktor werden können, was dann die Realisierung geringer Systemdurchlässigkeiten auch aus wirtschaftlicher Sicht notwendig macht.

Als Verankerungselemente hochliegender Sohlen werden Verpressanker, Verpresspfähle (meist GEWI-Verbundpfähle) oder Rüttelinjektionspfähle (RI-Pfähle) eingesetzt. Letztere bestehen aus Stahlträgern, die unter Zugabe von Zementsuspension am Trägerfuß in den Baugrund eingerüttelt werden. Bei

Unterwasserbetonsohlen werden die Verankerungen vor dem Einbringen der Sohle hergestellt, bei HDI-Sohlen zwecks Vermeidung von Fehlstellen (siehe Kapitel 6.5) danach. Zu beachten ist, dass bei Baugruben mit Unterwasserbetonsohlen relativ große Wandverformungen durch das Herstellen der Zuelemente beobachtet wurden [9], vermutlich weil hier der bereits durch den Bodenaushub mobilisierte Erdwiderstandskörper gestört wurde.

Hochliegende Sohlen bergen ein relativ hohes Risiko, weil eine Schwach- oder Fehlstelle einen starken Wasser- und Bodeneinbruch zur Folge haben kann, der schwer beherrschbar ist und ggf. das Fluten der Baugrube erfordert. HDI-Sohlen sollten eine Mindestbodenüberdeckung aufweisen, um derartige katastrophale Folgen einer Leckage zu vermeiden. Bieberstein et al. [5] haben auf Grundlage von Modellversuchen sowie theoretischer Überlegungen einen Ansatz zur Ermittlung der erforderlichen Deckschichtdicke abhängig vom Absenkmaß und dem Radius einer Fehlstelle vorgestellt. Aus der Darstellung in Bild 57 ergibt sich, dass eine Fehlstelle mit einem Radius von 5 cm für eine Wasserstandsdifferenz von 5 m eine Deckschichtdicke von rd. 0,4 m und für eine Wasserstandsdifferenz von 10 m von rd. 0,8 m erfordert.



**Bild 57** ■ Erforderliche Deckschichtdicke über einer hochliegenden Sohle ( $d = 1$  m; nach [5])



## 6.2 Natürliche Dichtsohlen

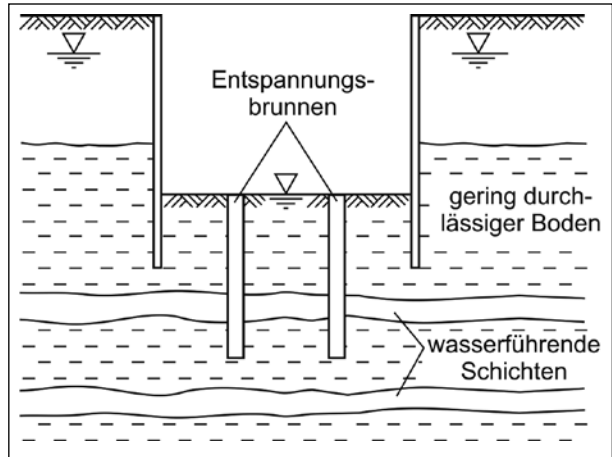
Eine unterhalb der Baugrubensohle anstehende gering wasserdurchlässige Bodenschicht kann als natürliche Dichtsohle dienen. Dies ist natürlich insbesondere dann wirtschaftlich, wenn sie nicht allzu tief ansteht, sodass die dichte Baugrubenwand nicht wesentlich über das statisch erforderliche Maß hinaus verlängert werden muss. Allerdings müssen Lage, Ausdehnung, Mächtigkeit und Wasserdurchlässigkeit dieser Schicht genau erkundet werden, um die Eignung als Sohlabdichtung zuverlässig beurteilen zu können.

Die mindestens erforderliche Tiefe der Unterkante einer natürlichen Dichtschicht ergibt sich aus dem Auftriebsnachweis für die Baugrubensohle. Eine nennenswerte Kraftübertragung von der Dichtschicht in die Baugrubenwände kann nicht angenommen werden. In einzelnen Projekten sind auch natürliche Dichtschichten schon rückverankert worden, um ausreichende Auftriebssicherheit zu erreichen [6].

Dem Aushub vorausseilend kann das innerhalb des Baugrubentrogs vorhandene Wasser mittels Brunnen abgezogen werden. Da keine vollständige Abdichtung erreicht werden kann, ist auch nach Abschluss der Aushubarbeiten eine Restwasserhaltung erforderlich. Reicht der Aushub bis in die gering wasserdurchlässige Schicht, ist ggf. eine rd. 1 bis 1,5 m dicke Sand- oder Kiesschicht anzuordnen, damit das Wasser problemlos gefasst und eine trockene Baugrubensohle realisiert werden kann.

Fehlstellen in einer natürlichen Dichtsohle können zu einem unerwartet hohen Wasserzufluss und eventuell zu einer merklichen Beeinflussung des außerhalb der Baugrube anstehenden Grundwassers führen. Derartige Fehlstellen sind schwer zu lokalisieren und damit auch kaum nachträglich abzudichten.

Bei Baugruben, die in eine gering durchlässige Schicht einbinden (Bild 58) besteht die Gefahr eines Aufbruchs der Baugrubensohle, wenn zu hohe aufwärts gerichtete hydraulische Gradienten wirksam sind. Durch die Verlängerung der Einbindetiefe der Baugrubenwand kann eine Reduktion der hydraulischen Gradienten erreicht werden. Sofern örtlich größere Wasserdrücke infolge von Inhomogenitäten im Untergrund nicht ausgeschlossen werden können, sollten Entspannungsbrunnen in der Baugrubensohle angeordnet werden (Bild 58). In Frankfurt am Main ist dies eine Standardmaßnahme, weil im Frankfurter Ton häufig wasserführende klüftige Kalksteinbänke eingelagert sind [20].



**Bild 58** ■ Entspannungsbrunnen bei einer Baugrube mit natürlicher Dichtsohle

Eine Schwachstelle kann der Anschluss der Verbauwand an die Dichtsohle sein. Bei weicheren Schichten ist ein relativ dichter Anschluss meist durch das ›Anpressen‹ des Bodens infolge Auflast gegeben. Bei härteren bzw. spröden Schichten sind Ortbetonwände (Bohrpfahl- oder Schlitzwand) vorteilhaft, weil der bei der Herstellung entstehende Schlitz mit dem ›fließfähigen‹ Ortbeton verschlossen wird.

### 6.3 Unterwasserbetonsohle

Unterwasserbetonsohlen können grundsätzlich verankert oder unverankert hergestellt werden. Eine Abtragung der Auftriebskraft allein über das Eigengewicht einer unbewehrten Sohle ist nur für Außenwasserstände oberhalb der Baugrubensohle bis rd. 3 bis 4 m wirtschaftlich, da die erforderliche Sohldicke nur geringfügig kleiner ist, d. h. dann rd. 2,5 bis 3,5 m beträgt. Die Sohle kann aber auch bewehrt ausgeführt werden und über konstruktive Maßnahmen an die Baugrubenwand angeschlossen werden, sodass die Wände einen Teil der Auftriebskräfte abtragen können. Bei Spundwänden kann die Kraftübertragung durch angeschweißte Knaggen erfolgen, bei Ortbetonwänden können bei deren Herstellung Aussparungen mittels an der Bewehrung befestigter Hartschaumplatten vorgesehen werden. Nach dem Unterwasseraushub können diese Platten von Tauchern entfernt werden, sodass der Unterwasserbeton in die Aussparungen einfließen und eine kraftschlüssige Verbindung schaffen kann [31]. Die konstruktive Anbindung an die Baugrubenwände kann bei schmalen Baugruben zweckmäßig sein. Bei größeren Wasserstandsunterschieden und relativ breiten Baugruben ist jedoch die Verankerung mittels Ankern oder Pfählen üblich.

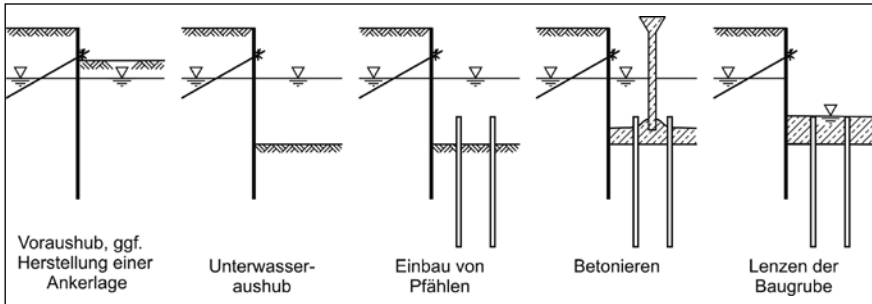
Verankerte Sohlen haben Dicken von 1 bis 3 m. Sie können durch Verpressanker rückverankert werden, die nach dem Herstellen der Sohle hergestellt werden. Dies wird von Tauchern überwacht. Auch Prüfung und Vorspannung der Anker erfolgt durch Taucher. Bei relativ enger Anordnung kann auf eine Bewehrung der Sohle ggf. verzichtet werden. Alternativ kann die Verankerung durch Stahl-, Stahlbetonpfähle oder RI-Pfähle erfolgen. Diese werden vor dem Betonieren der Sohle hergestellt. Die meist größeren Abstände zwischen den Pfählen erfordern dann eine Bewehrung der Sohle.

Oberhalb des Grundwasserspiegels kann die Baugrubenwand verankert werden. Unterhalb des Wasserspiegels können dagegen nur Aussteifungen (mit Tauchereinsatz) installiert werden. Dies ist meist ungünstig, da hierdurch der Aushub sehr stark behindert wird: Zum einen muss der Aushub während des Einbaus der Aussteifungen ruhen, zum anderen besteht danach ein großes Kollisionsrisiko, da die Aussteifungen im getrübten Wasser kaum sichtbar sind. Für tiefe Baugruben unmittelbar neben setzungsgefährdeten Bauwerken werden Unterwasserbetonsohlen deshalb selten eingesetzt.

Der Bodenaushub kann mit Baggern vom Baugrubenrand, von Brücken oder bei breiten Baugruben von schwimmenden Pontons aus erfolgen. Nach Erreichen der Endtiefe sollte eine Regeneration des Wassers in der Baugrube erfolgen, um die Entstehung von Schlammschichten durch Sedimentation von Feinteilen zu minimieren. Vor dem Betonieren sollten die Übergänge zur Baugrubenwand sowie die Oberflächen von Pfählen von Tauchern mit einem Hochdruckwasserstrahl gereinigt werden.

Beim Einbringen des Betons ist eine Entmischung unbedingt zu vermeiden. Dies kann mit dem Kontraktorverfahren oder auch mit dem Hydroventilverfahren erfolgen. Bei Ersterem gelangt der Beton durch ein dichtes Schüttrohr zur Einbaustelle, das immer mindestens 50 cm in den Frischbeton einbindet. Beim Hydroventilverfahren wird der Beton über einen Schlauch eingebracht. Über das Zusammendrücken des Schlauchs unter Wasserdruck wird ein Eindringen von Wasser verhindert, bei Überschreiten eines gewissen Betondrucks aber ein (unstetiger) Austritt von Beton ermöglicht. Hiermit können sehr dünne Unterwasserbetonsohlen hergestellt werden [31].

Der Bauablauf einer mit Pfählen verankerten Unterwasserbetonsohle ist in Bild 59 veranschaulicht.



**Bild 59** ■ Bauablauf einer Unterwasserbetonsohle

Undichtigkeiten von Unterwasserbetonsohlen treten vorwiegend an Betonierfugen sowie an den Übergängen zu Verankerungen und Baugrubenwänden auf. Problemstellen lassen sich durch Taucher relativ leicht lokalisieren und mittels Injektion verschließen, was ein großer Vorteil der Unterwasserbetonsohle ist. Es empfiehlt sich, an potenziellen Problemstellen vorab Injektions-schläuche einzubauen, über welche Fugen bzw. Undichtigkeiten nachgedichtet werden können.

Borchert [6] gibt folgende Qualitätssicherungsmaßnahmen als für Unterwasserbetonsohlen zwingend erforderlich an:

- Höhenlage der Aushubsohle vor Betonieren (ggf. nach Herstellung von Verankerungspfählen) kontrollieren; Einmessen der Verankerungspfähle nach Lage und Höhe;
- Wände von Bentonit- und Bodenresten säubern; Pfahlköpfe säubern;
- Betonierrichtung so wählen, dass keine Nischen für die verdrängte Schlammwalze entstehen; Schlammwalze kontinuierlich absaugen;
- vor dem Lenzen betonierte Sohle einmessen;
- alle Fugen in der Sohle nachinjizieren.

## 6.4 Poreinjektion mit Zement oder Weichgel

Die Poreinjektion nach DIN 4093 [47] bzw. DIN EN 12715 [63] wird für die Herstellung tiefliegender Dichtsohlen eingesetzt. Die erforderliche Tiefenlage ergibt sich aus dem Auftriebsnachweis für die Baugrubensohle. Von der Geländeoberkante oder einer oberhalb des Grundwasserspiegels liegenden Voraushubsohle werden Bohrungen ausgeführt, über die ein Injektionsmittel in die Poren des Bodens eingepresst wird, das dort erhärtet und den Boden entsprechend abdichtet. Eine vollständige Abdichtung wird dadurch zwar nicht erreicht, aber die Wasserdurchlässigkeit des anstehenden Bodens wird erfahrungsgemäß um bis zu drei Zehnerpotenzen verringert.

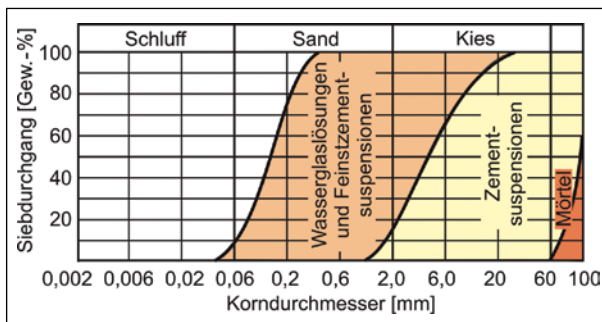
Die Abstände der Einpresspunkte sind auf die erreichbare Eindringtiefe des Injektionsmittels und damit auf die Bodenart abzustimmen. Üblich ist die Anordnung in einem Dreiecksraster mit Abständen benachbarter Punkte von 1 bis 1,5 m. Die Einpressdrücke liegen meist zwischen etwa 5 und 10 bar.

Als Injektionsmittel kommen mit Bentonit stabilisierte Zementsuspensionen sowie Weichgel- bzw. Wasserglasinjektionen infrage. Mit Zementsuspensionen lassen sich Kiesböden injizieren, für Sandböden sind dagegen Wasserglaslösungen oder auch spezielle Feinstzementsuspensionen geeignet. Die Anwendungsbereiche sind in Bild 60 veranschaulicht.

Für Zementsuspensionen sind Wasserzementwerte (w/z) von rd. 1 bis 2 üblich. Um eine vorzeitige Entmischung durch Sedimentation zu vermeiden, wird Bentonit zugemischt, der die Stabilität der Suspension und auch die Abdichtungswirkung verbessert. Mit Zementsuspensionen lassen sich aber nur Kiese oder auch sandige Kiese injizieren (Bild 60). Um den Anwendungsbereich zu erweitern, werden von der Industrie auch Feinstzemente angeboten. Allerdings wurden nach [40] mit Feinstzementsohlen oft nicht die angestrebten Abdichtungswirkungen erreicht.

Weichgele bestehen aus Wasserglas, Wasser und einem Härter (Natriumaluminat oder Natriumcarbonat). Die Rezeptur ist so zu wählen, dass eine ausreichend lange Verarbeitungszeit verbleibt, bevor durch den zeitlichen Anstieg der Viskosität die Pumpfähigkeit des Materials beeinträchtigt wird. Auch ist darauf zu achten, dass der Synäreseffekt (Volumenverminderung des Weichgels beim Erhärten) gering bleibt, um dadurch entstehende Wasserwegigkeiten zu minimieren. In der Praxis eingesetzte Weichgele weisen zwischen 10 und 30 % Gehalt an Wasserglas und 3 bis 4 % Härter auf und lassen sich innerhalb von 40 bis 60 Minuten verarbeiten [31].

Nachteilig ist, dass bei der Anwendung von Weichgelen Natronlauge freigesetzt wird, was zumindest temporär die Grundwasserqualität beeinträchtigt. Dies führt möglicherweise zu Problemen bei der Genehmigungsfähigkeit einer

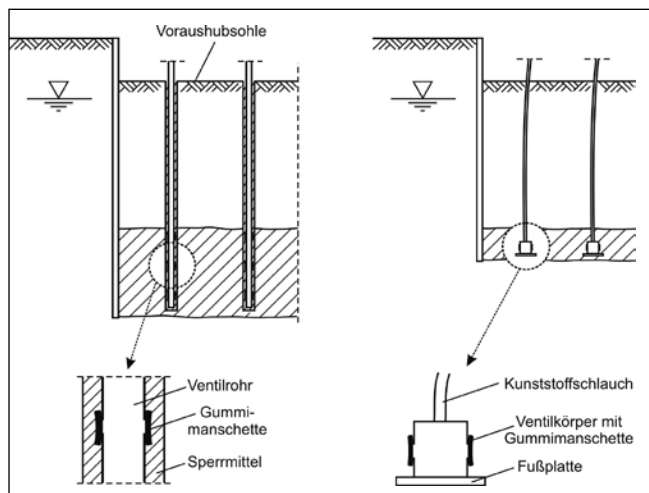


**Bild 60** ■ Anwendungsbereiche von Injektionsmitteln

Weichgelsohle. Borchert [6] weist auch darauf hin, dass bei der Anwendung von Weichgelsohlen in Berlin Verstoppungen der oberhalb der Sohle angeordneten Entnahmebrunnen für die Restwasserhaltung beobachtet wurden. Dies kann das Risiko eines hydraulischen Grundbruchs in der Baugrubensohle bergen, wenn unter feineren anstehende gröbere Schichten nicht ausreichend entwässert werden.

Die Herstellung einer Injektionssohle kann mit dem Ventilkörperverfahren oder dem Manschettenrohrverfahren erfolgen (Bild 61). Bei Ersterem wird ein Ventilkörper, bestehend aus einer Fußplatte mit aufgeschweißtem Rohr (Durchmesser rd. 3 cm, Höhe rd. 10 bis 15 cm) und Gummimanschette, mit angeschlossenen Kunststoffschlauch mittels eines Schutzrohres in den Baugrund eingerüttelt. Das Schutzrohr wird anschließend wieder gezogen, wobei ebenfalls gerüttelt wird, um den Boden um den Injektionsschlauch zu verdichten und damit das Verbleiben eines offenen Ringraums, durch den später Injektionsgut abfließen könnte, zu unterbinden.

Beim Manschettenrohrverfahren werden mit Gummimanschetten versehene Ventilrohre in eine Bohrung eingestellt. Der Ringraum wird mit einem Sperrmittel (Ton-Zement-Suspension) verfüllt, um ein Entweichen von Injektionsmaterial nach oben zu unterbinden. Mithilfe von Packern kann über jedes Ventil einzeln Material eingepresst werden. Die Manschette weitet sich unter dem Injektionsdruck auf und das Sperrmittel wird lokal aufgebrochen, sodass das Material in den Boden eindringen kann. Ein Vorteil des Manschettenrohrverfahrens ist, dass in mehreren Tiefen injiziert werden kann und dass nacheinander unterschiedliche Injektionsmaterialien eingepresst werden können. Dies kann bei relativ heterogenen Böden erforderlich sein. In einer ersten Stufe wird



**Bild 61** ■ Manschettenrohr- und Ventilkörperverfahren

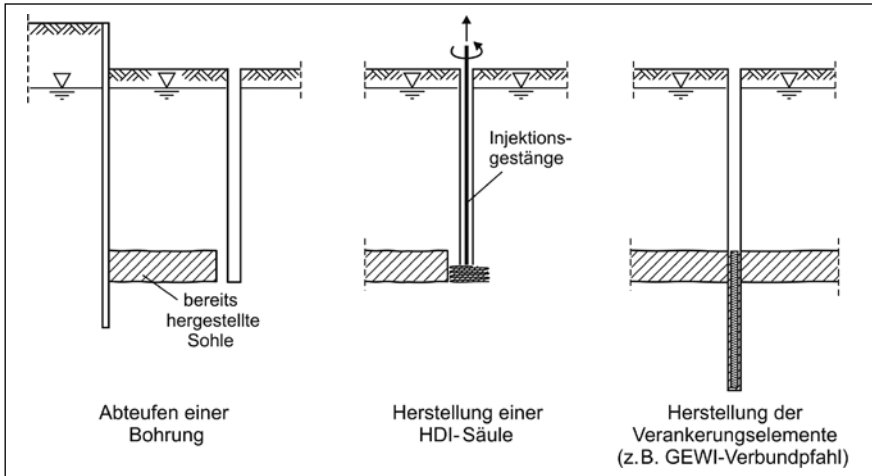
Zementsuspension eingebracht, um das Grobkorngerüst abzudichten, in einer zweiten Stufe wird Weichgel eingepresst, um auch die Feinporen zu verschließen.

Ein Problem bei der Poreninjektion (wie auch beim HDI-Verfahren, siehe unten) ist, dass der Abdichtungserfolg nicht direkt kontrolliert werden kann. Auch lassen sich Fehlstellen nachträglich kaum lokalisieren. Eine extrem sorgfältige Vorbereitung (u. a. auch Baugrunderkundung) sowie Kontrolle der Injektionsarbeiten ist deshalb unverzichtbar. Der erreichbare Durchmesser eines Injektionskörpers sollte durch Probeinjektionen bestimmt werden. Bei der Festlegung der Rasterabstände ist zu berücksichtigen, dass sich an den Rändern eines Weichgel-Injektionskörpers Verdünnungszonen bilden, in welchen das Verpressmittel verringerte Qualität aufweist. Die Injektionspunkte sind nach Lage und Höhe genau einzumessen. Die Injektionsdrücke und -mengen sind genauestens zu protokollieren, Letztere sind mit dem rechnerisch zu verfühlenden Porenvolumen des Bodens zu vergleichen. Anhand der Auswertung der Herstellungsdaten lassen sich ggf. Hinweise auf mögliche Problemstellen ableiten.

Generell kann es bei Weichgelsohlen zu einem Selbstabdichtungseffekt, d.h. einer Verringerung der Durchlässigkeit mit zunehmender Förderdauer, kommen. Ist das Weichgel dagegen nicht ausreichend stabil, z.B. wegen eines zu gering bemessenen Wasserglasanteils, kann es auch zu Erosionserscheinungen und damit zu Durchlässigkeitserhöhungen kommen [16].

## 6.5 HDI-Dichtsohle

Im Zuge einer Hochdruckinjektion (HDI) nach DIN EN 12716 [64] wird ein Boden durch einen über eine Düse horizontal austretenden Schneidstrahl aus Zementsuspension aufgefräst und mit Zement vermischt. Es entsteht ein ›Erdbeton‹ mit gegenüber dem ursprünglichen Boden stark verminderter Durchlässigkeit. Der Herstellvorgang einer hochliegenden HDI-Dichtsohle ist in Bild 62 veranschaulicht. Wie bei der Poreninjektion werden von einer oberhalb des Grundwasserspiegels liegenden Voraushubsohle Bohrungen bis zur Tiefe der geplanten Sohle niedergebracht. Über ein spezielles Gestänge wird dann im Bereich der geplanten Sohle Zementsuspension eingebracht. Direkt am Ventil entstehen Drücke von 400 bis 500 bar, sodass auch bindige Böden aufgefräst werden können. Das Gestänge wird dabei langsam gezogen und gleichzeitig gedreht, um einen zylindrischen HDI-Körper zu erzeugen. Der aufgefräste Boden wird teilweise über den Ringraum zwischen Bohrrohr und Injektionsgestänge abgefördert.



**Bild 62** ■ Herstellung einer verankerten HDI-Dichtsohle

Der Durchmesser des HDI-Körpers ist natürlich abhängig vom anstehenden Boden und sollte möglichst anhand von Probesäulen ermittelt werden. Erreichbar sind Säulendurchmesser von rd. 1 bis 1,5 m. Der Abstand benachbarter Ansatzpunkte (Rasterabstand) sollte entsprechend etwas kleiner gewählt werden, um eine Überschneidung der Säulen sicher zu gewährleisten. Durch eine spezielle Technik der Luftummantelung des Schneidstrahls lässt sich dessen Wirkung und damit der Säulendurchmesser noch weiter erhöhen.

Die Herstellung einer ausreichend dichten Schicht ohne größere Fehlstellen erfordert ein höchst sorgfältiges Arbeiten. Problematisch sind in diesem Zusammenhang vor allem Hindernisse im Boden wie z. B. größere Steine oder auch Holzreste, durch die ein ›Düsschatten‹, d. h. ein nicht aufgefäster und durch Zement vergüteter Bereich, entstehen kann. Um solche Fehlstellen zu vermeiden, werden Verankerungselemente bei hochliegenden HDI-Sohlen grundsätzlich erst nach dem Düsen der Sohle hergestellt.

Zu beachten ist, dass die übertragbaren Verbundspannungen zwischen Verankerungselementen und HDI-Sohle relativ gering sind, sodass der Anwendungsbereich hochliegender HDI-Sohlen auf Fälle mit maximal etwa 8 m Wasserstandsdifferenz beschränkt ist [14]. Die aufnehmbaren Verbundspannungen sind durch Zugversuche nachzuweisen.

Problematisch bezüglich Dichtigkeit sind immer Anschlussbereiche an bereits erhärtete Injektionskörper. Es empfiehlt sich daher eine Herstellung ›frisch in frisch‹, d. h. ein Anschluss benachbarter Säulen innerhalb der Abbindezeit des Zements. Möglich ist auch die Herstellung von Primärsäulen und das spätere

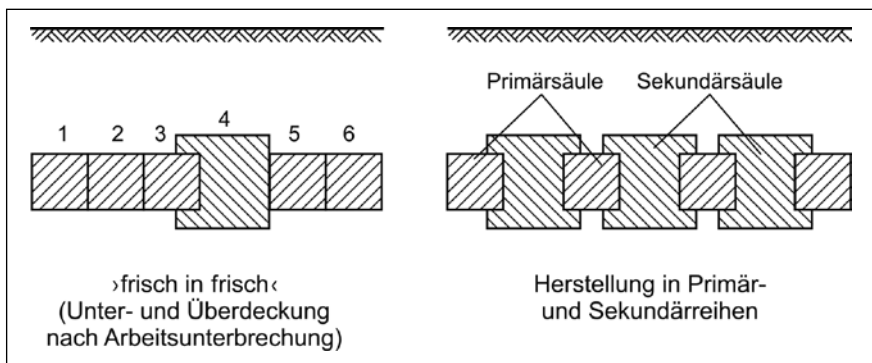


Düsen nach unten und oben verlängerter Zwischensäulen. Verlängerte Säulen sollten auch nach einer Arbeitspause bei der ›frisch in frisch‹-Vorgehensweise ausgeführt werden (Bild 63).

Übliche Dicken von HDI-Sohlen liegen bei rd. 1,5 m, Zwischensäulen werden um rd. 20 bis 50 cm nach unten und oben verlängert. Im Bereich von Böden mit höherem Steinanteil kann es sinnvoll sein, die Sohldicke eventuell deutlich zu erhöhen.

Nach Borchert und Richter [7] wurde bei tiefliegenden HDI-Dichtsohlen in Berlin ausreichende Dichtigkeit oft nur mittels Nachdüsungen erreicht. Gründe dafür waren neben Hindernissen möglicherweise auch Bohrabweichungen aus der Vertikalen. Es sollten daher Vertikalitätsmessungen der Bohrungen erfolgen.

Die Ausführung hochliegender HDI-Dichtsohlen beinhaltet ein nicht unerhebliches Risiko, weil der erreichte Säulendurchmesser nicht direkt kontrollierbar ist. Treten größere Fehlstellen auf, erfordert dies sofortige Sicherungsmaßnahmen bis hin zum Fluten der Baugrube. Es ist deshalb empfehlenswert, eine Sandüberdeckung der HDI-Sohle von mindestens 1 bis 1,5 m (bzw. abhängig vom Wasserüberdruck und der zu erwartenden Fehlstellengröße auch mehr; vgl. Bild 57) zu belassen. Eine Kontrolle der Integrität der Sohle sollte durch nachträgliche Bohrungen oder Sondierungen erfolgen, ggf. auch durch geophysikalische Messungen. Diese Verfahren geben aber keine absolute Sicherheit, da bereits eine Fehlstelle in der Sohle eine Havarie verursachen kann. Borchert et al. [8] empfehlen bei hohen Anforderungen an die Dichtigkeit und insbesondere, wenn die Zeit für eine aufwendige Leckageortung und Nachdichtung fehlt, eine doppelte Dichtsohle auszuführen. Dies bedeu-



**Bild 63** ■ Ausführungsvarianten von Düsenstrahlsohlen (nach [40])

tet, dass in zwei unterschiedlichen Höhen und mit einem sich nicht überschneidenden Säulenraster Dichtsohlen hergestellt werden.

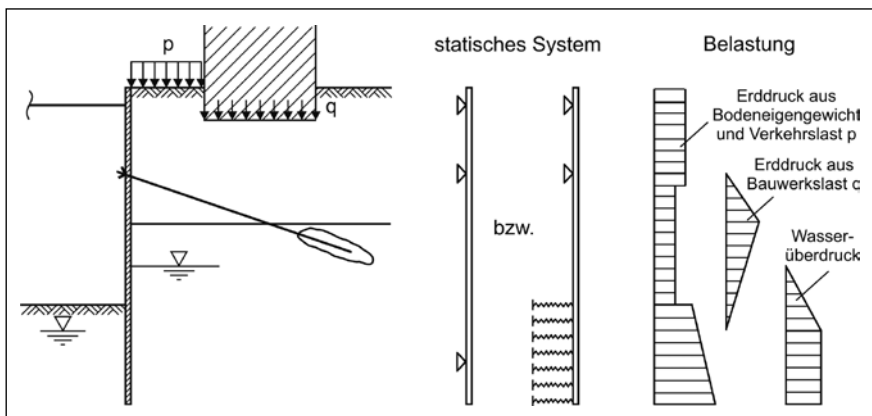
Festzustellen ist also, dass eine gering durchlässige und fehlerstellenfreie HDI-Sohle nur mit großem Aufwand für Planung, Ausführung und Überwachung erreichbar ist. Nach [9] ist von hochliegenden HDI-Dichtsohlen bei großen Wasserstandsunterschieden generell abzuraten. Zu beachten ist auch, dass sich bei einer Probeabsenkung höhere Dichtigkeiten als im Endaushubzustand ergeben können, weil bei den dann höheren hydraulischen Gradienten nicht verfestigte Sohlbereiche gelöst werden können. Bei der Probeabsenkung sollten daher erhöhte Dichtigkeiten (bzw. geringere Wasserdurchlässigkeiten) nachgewiesen werden.



## 7 Erdstatische Berechnung von Baugrubenwänden

### 7.1 Allgemeines

Die erdstatische Berechnung einer Verbauwand erfolgt standardmäßig mit dem Modell eines Durchlaufträgers, dessen Auflager durch die Abstützungen (Anker oder Steifen) sowie unterhalb der Baugrubensohle durch den Boden gebildet werden (Bild 64). Aus statischer Sicht ist dies ein sehr einfaches System, aus geotechnischer Sicht ist jedoch insbesondere die Festlegung der Beanspruchungen des statischen Systems keineswegs trivial. Zu beachten ist, dass sich Erddrücke abhängig von der Größe der Wandverschiebung einstellen. Dies bedingt zum einen, dass Erddruckverteilungen abhängig vom statischen System zu wählen sind. Zum anderen sind bei sehr steifen Verbausystemen höhere Erddrücke (erhöhter Erddruck) anzusetzen als bei relativ weichen Systemen, welche für aktiven Erddruck bemessen werden können. Darüber hinaus ist bei der Festlegung der Erddrücke (bzw. der Wandreibungswinkel) das Gleichgewicht der Vertikalkräfte zu beachten. Schließlich ist bei umströmten Baugrubenwänden ggf. der Einfluss von Strömungskräften auf Erd- und Wasserdrücke zu berücksichtigen. Es gibt somit eine Vielzahl von Aspekten, die bei der Berechnung und Bemessung beachtet werden müssen.



**Bild 64** ■ System (links) und statische Berechnungsmodelle (rechts) für eine Baugrubenwand

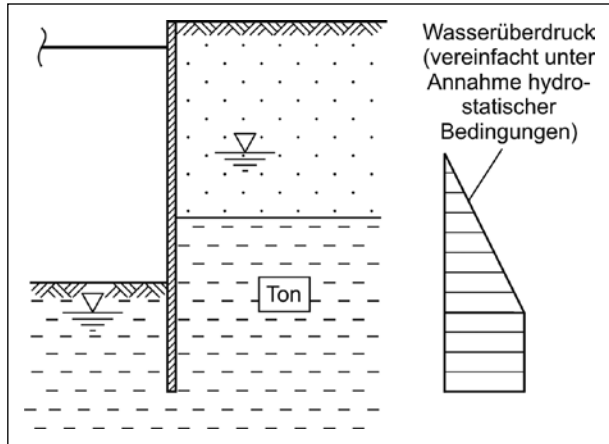
Für die Berechnung wird eine Reihe vereinfachender Annahmen getroffen. Dies betrifft die Belastungsverteilung, aber z. B. auch die Stützungsbedingungen. Es darf eine starre Stützung unterstellt werden. Tatsächlich sind Anker, Steifen und Boden nachgiebige Stützungen. Zudem ergeben sich in den Bauzuständen vor Installation der Anker oder Steifen bereits Verformungen, die in der Berechnung aber vernachlässigt werden dürfen. Die berechneten Auflagerkräfte und Schnittgrößenverläufe entsprechen deshalb der Realität nur mehr oder weniger gut. Sie sind aber erfahrungsgemäß ausreichend genau für eine sichere Bemessung. Örtliche Überbeanspruchungen können zu einem gewissen Grad durch Lastumlagerungen oder bei Stahlträgern auch durch Bildung plastischer Gelenke abgebaut werden. Diese Robustheit oder auch ›Schlauheit‹ des Systems darf aber keinesfalls durch die Wahl unrealistischer Belastungsbedingungen überfordert werden.

Häufig wird z. B. dem Gleichgewicht der Vertikalkräfte (siehe Kapitel 7.5) nicht die erforderliche Aufmerksamkeit gewidmet. Insbesondere für nicht gestützte, im Boden voll eingespannte Wände erfordert dieses in aller Regel eine Abminderung des passiven Wandreibungswinkels. Nimmt man diese Abminderung nicht vor, wird der Erdwiderstand ggf. stark überschätzt und damit die erforderliche Einbindetiefe der Wand stark unterschätzt. Dies kann zu sehr großen Wandverformungen und im schlimmsten Fall auch zum Umkippen der Wand führen.

Zu beachten ist zudem, dass auch in gering durchlässigen Böden unter Grundwasser grundsätzlich Wasserdrücke wirken und anzusetzen sind. Die immer wieder geäußerte Vorstellung, dass ein bindiger Boden ›dicht‹ sei und deshalb keine Wasserdrücke anzusetzen wären, trifft nicht zu. Für das System in Bild 65 gilt eventuell, dass die in die Baugrube einfließenden Wassermengen sehr gering sind und im Vergleich mit dem anfallenden Niederschlagswasser kaum ins Gewicht fallen. Die Druckverhältnisse im Boden sind aber unabhängig von der absoluten Wasserdurchlässigkeit der Schicht. Es wäre also Erd- und Wasserdruck unter Ansatz einer Umströmung der Wand oder ersatzweise, d. h. bei Nichtberücksichtigung der Umströmung in der Erddruckermittlung, ein hydrostatischer Wasserdruckverlauf – wie im Bild dargestellt – zu berücksichtigen.

Schließlich müssen in der statischen Berechnung alle relevanten Bau- und Rückbauzustände erfasst werden. Bild 66 zeigt diese beispielhaft für eine Tunnelbaugrube. Für die Wandlänge ist natürlich meist der Endaushubzustand maßgebend, die maximalen Biegemomente der Wand oder auch Anker- bzw. Steifenkräfte können sich aber in anderen Bauzuständen ergeben. Wie bereits erwähnt, dürfen die Wandverformungen aus vorhergehenden Bauzuständen bei der Berechnung in der Regel vernachlässigt werden. Die sich ergebenden

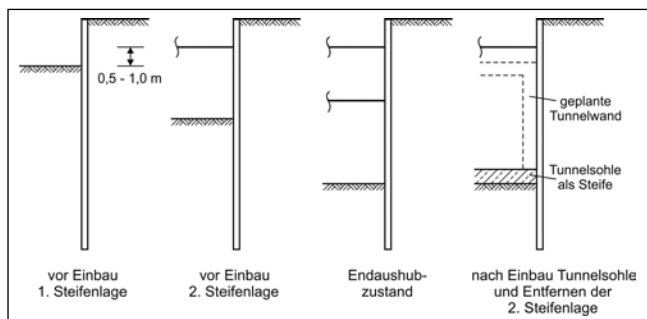
**Bild 65** ■ Wasserdruck auf eine in bindigen Boden einbindende Verbauwand



Schnittgrößen genügen für eine sichere Wandbemessung. Man muss sich allerdings darüber im Klaren sein, dass die tatsächlichen Wandverformungen größer sind als die berechneten. Wenn Wandverformungen und vor allem Verformungen hinter der Wand befindlicher Bauwerke von besonderer Relevanz sind, müssen deshalb weitergehende Untersuchungen angestellt werden; siehe hierzu Kapitel 8. Einen besonderen Fall stellt auch der Bauzustand in Bild 66 rechts dar. Durch den Ersatz der unteren Steifenlage durch die in Höhe der Baugrubensohle angeordnete Tunnelsohle wird das statische System grundlegend verändert. Die Schnittgrößen des neuen Bauzustands sind dann durch Überlagerung der Schnittgrößen im vorhergehenden Bauzustand mit den durch die Systemveränderung verursachten (Differenz-)Schnittgrößen zu ermitteln (EAB [10], Empfehlung EB 82).

Darauf hingewiesen sei auch, dass gemäß Eurocode 7 (DIN EN 1997-1 [41]) die rechnerische Aushubsohle um 10 % des Abstands zur untersten Stützung bzw. zur Wandoberkante tiefer angesetzt werden sollte als planmäßig vorgesehen.

**Bild 66** ■ Bauzustände für eine zweifach gestützte Wand



Folgende Nachweise sind für ein Verbauwandsystem zu führen:

Äußere Standsicherheit (Bruchzustände im Boden):

- Nachweis des Erdaufлагers (Erdwiderstand im Bereich der Einbindung unter Baugrubensohle), bei Trägerbohlwänden zusätzlich Gleichgewicht der Horizontalkräfte,
- Nachweis der Vertikalkräfte, d. h. Nachweis, dass sich keine nach oben gerichtete Resultierende ergibt bzw. bei nach unten gerichteter Resultierender Nachweis, dass diese mit ausreichender Sicherheit aufgenommen werden kann,
- bei verankerten Wänden Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge; ergänzend wird der Nachweis ausreichenden Herausziehwiderstands eines Ankers durch Eignungs- und Abnahmeprüfungen geführt; siehe Kapitel 5,
- ebenfalls bei verankerten Wänden: Nachweis der Gesamtstandsicherheit (Geländebruchsicherheit).

Innere Standsicherheit:

- Bemessung der Verbauwand für Biegung und Normalkraft,
- Bemessung der Gurtung für Biegung,
- Bemessung der Abstützungen, d. h. Steifen für Druckkraft und Biegung infolge Eigengewichts, Zugglieder von Verpressankern für Zugkraft.

Nachweise der inneren Standsicherheit werden im Folgenden nicht weiter behandelt, sie sind nach den entsprechenden Werkstoffnormen durchzuführen. Ebenfalls nicht behandelt wird der Nachweis der Geländebruchsicherheit, da er nicht spezifisch für Baugrubenwände ist.

Ein expliziter Gebrauchstauglichkeitsnachweis ist für Baugrubenwände meist nicht gefordert, es wird stattdessen davon ausgegangen, dass die Verformungen bei Einhaltung der Tragsicherheitsnachweise tolerable Größen aufweisen. Wenn dies infrage steht, sind ergänzende Untersuchungen notwendig; siehe Kapitel 8.

Nachfolgend wird zunächst das zur Bemessung gemäß Eurocode 7 (DIN EN 1997-1 und DIN 1054 [41], [42], [44]) anzuwendende Sicherheitskonzept beschrieben, wobei bereits auf die ab 2012 verbindlich geltenden Neufassungen, d. h. DIN EN 1997-1:2009-09 [41] und DIN 1054:2010-12 [44], Bezug genommen wird. Anschließend werden Lastansätze, statische Systeme und erforderliche Nachweise behandelt. Dargestellt werden die wesentlichen Berechnungsgrundlagen entsprechend der EAB [10], auf welche in DIN 1054 [44] hingewiesen wird und die somit als allgemein anerkannte Regel der Technik anzusehen ist. Weitergehende Details zur Berechnung von Baugrubenwänden können z. B. [36] entnommen werden.

Es sei darauf hingewiesen, dass die korrekte Berechnung und Bemessung von Baugrubenwänden geotechnische Spezialkenntnisse erfordert und deshalb nur von Tragwerksplanern mit solchen Kenntnissen und entsprechender Expertise durchgeführt werden sollte. Die Erfahrung lehrt leider, dass dies nicht immer der Fall ist und es deshalb nicht selten zu vermeidbaren Schäden kommt.

## 7.2 Sicherheitskonzept

Im Rahmen der Bemessung ist nachzuweisen, dass für den jeweils betrachteten möglichen Versagenszustand die Einwirkungen (Belastungen) um ein definiertes Maß kleiner als die Widerstände (die maximal aufnehmbaren, d. h. zum Bruchzustand gehörenden Kräfte) sind. Um ausreichende Sicherheit zu gewährleisten, werden Bemessungswerte (Index  $d$ ) gegenübergestellt. Die charakteristischen bzw. repräsentativen Einwirkungen werden durch Multiplikation mit Teilsicherheitsbeiwerten vergrößert, wobei ständige (Index  $G$ , Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_G$ ) und veränderliche Einwirkungen (Index  $Q$ , Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_Q$ ) zu unterscheiden sind. Die charakteristischen Widerstände werden durch Division mit Teilsicherheitsbeiwerten reduziert. Die Bemessungsgleichung lautet dann:

$$E_d \leq R_d$$

$$\text{mit } E_d = \gamma_G E_{G,k} + \gamma_Q E_{Q,rep} \quad \text{und} \quad R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

Der Index  $k$  bezeichnet charakteristische Größen und damit Werte, die mit einem gewissen Streuungsab- bzw. -aufschlag wirklichen Größen entsprechen. Der Index  $rep$  steht für ›repräsentativ‹, da mehrere veränderliche charakteristische Lasten ggf. mittels Kombinationsbeiwerten in repräsentative Lasten zu überführen sind.

Dieses Nachweisformat wird nach Eurocode 7 mit GEO-2 bezeichnet (gemäß ›alter‹ DIN 1054 [43] war dies der Grenzzustand GZ 1B) und ist für den Nachweis des Erdauflagers, den Grundbruchnachweis, den Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge sowie den Herausziehwiderstand von Ankern anzuwenden. Die Besonderheit gegenüber dem Nachweisformat GEO-3 (alt: GZ 1C) besteht darin, dass der Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite auf die mit charakteristischen Scherparametern ermittelten Baugrundwiderstände angewandt wird und nicht auf die Scherparameter selbst. Letzteres ist nach deutscher Norm nur für den Böschungs- und Geländebruchnachweis vorgesehen und wird hier nicht weiter behandelt.



Für Nachweise, bei denen es keine Widerstände oder nur solche von untergeordneter Bedeutung gibt, werden ungünstige (destabilisierende, Index dst) und günstige (stabilisierende, Index stb) Einwirkungen gegenübergestellt. Dies sind für Baugruben der Auftriebsnachweis (Bezeichnung UPL) bei Sohlabdichtungen sowie der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch (HYD) bei umströmten Baugrubenwänden. Die Nachweisgleichungen lauten:

$$E_{dst,d} \leq E_{stb,d}$$

bzw. konkret

- für den Auftriebsnachweis:  $\gamma_{G,dst} A_k + \gamma_{Q,dst} Q_k \leq \gamma_{G,stb} G_{k,stb}$
- für den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch:  $\gamma_H S'_k \leq \gamma_{G,stb} G'_k$ .

Die einzelnen Bezeichnungen werden in den nachfolgenden Abschnitten noch erläutert. Zu beachten ist, dass für die Nachweise UPL und HYD bei Auftreten mehrerer veränderlicher Beanspruchungen keine Kombinationsbeiwerte anzusetzen sind, weshalb der Index rep in den obigen Gleichungen fehlt.

Die das Sicherheitsniveau bestimmenden Teilsicherheitsbeiwerte sind in DIN 1054 [44] festgelegt. Sie sind abhängig von der betrachteten Bemessungssituation (BS):

- ständige Bemessungssituation: BS-P (persistent, ehemals Lastfall LF 1),
- vorübergehende Bemessungssituation: BS-T (transient, ehemals LF 2),
- außergewöhnliche Bemessungssituation: BS-A (außergewöhnlich, ehemals LF 3).

Bei Baugruben handelt es sich in aller Regel um Konstruktionen mit begrenzter Dauer, sodass für die Nachweise von einer vorübergehenden oder ggf. einer außergewöhnlichen Bemessungssituation ausgegangen werden kann. Ausnahmen gelten für die Beanspruchung von Steifen in Bauzuständen sowie von Verpressankern im Vollaushubzustand. Hier sind gemäß DIN 1054 [44] die Teilsicherheitsbeiwerte für die Bemessungssituation BS-P zu verwenden.

In Tabelle 7 sind die für die geotechnische Bemessung von Baugrubenkonstruktionen relevanten Teilsicherheitsbeiwerte der DIN 1054:2010-12 [44] wiedergegeben, wobei der Vollständigkeit halber auch die Werte für die BS-P angegeben sind.

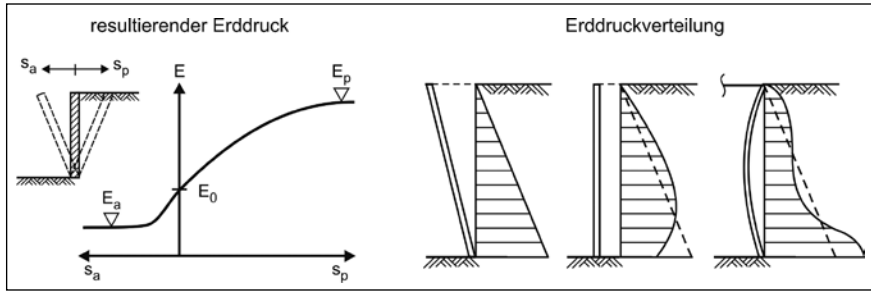
**Tabelle 7** ■ Teilsicherheitsbeiwerte gemäß DIN 1054:2010-12 [44]

Einwirkungen			BS-P	BS-T	BS-A
GEO-2	ständig, allgemein	$\gamma_G$	1,35	1,20	1,10
	ständig, günstig	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00	1,00
	ständig, aus Erdruchdruck	$\gamma_{G,E0}$	1,20	1,10	1,00
	veränderlich, ungünstig	$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,10
	veränderlich, günstig	$\gamma_Q$	0	0	0
UPL/ HYD	destabilisierend, ständig	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,00
	stabilisierend, ständig	$\gamma_{G,stb}$	0,95	0,95	0,95
	destabilisierend, veränderlich	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
	stabilisierend, veränderlich	$\gamma_{Q,stb}$	0	0	0
	Strömungskraft bei günstigem Untergrund	$\gamma_H$	1,35	1,30	1,20
	Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	$\gamma_H$	1,80	1,60	1,35
Widerstände			BS-P	BS-T	BS-A
GEO-2	Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand Verpresskörper von Verpressankern	$\gamma_{R,ei}; \gamma_{R,v}$	1,40	1,30	1,20
		$\gamma_a$	1,10	1,10	1,10

### 7.3 Lastansätze

Die Besonderheit einer Systembelastung durch Erddruck ist, dass diese verschiebungsabhängig ist. Dies gilt zum einen für die Größe der resultierenden Belastung bzw. Erddruckkraft über die Gesamthöhe der Wand (Bild 67, links). Ist das gewählte Verbausystem relativ nachgiebig, sodass die Verschiebungen und Verdrehungen der Wand ausreichen, um den aktiven Grenzzustand zu induzieren, so darf für den aktiven Erddruck bemessen werden. Ist das Verbausystem dagegen sehr steif, wie z. B. generell Ort betonwände oder eventuell auch mehrlagig ausgesteifte Spundwände, so muss i. Allg. ein ›erhöhter Erddruck‹ angesetzt werden.

Die Verschiebungsabhängigkeit des Erddrucks gilt aber zum anderen auch lokal (Bild 67, rechts). Die klassische Erddruckverteilung mit schichtweise linearer Zunahme des Erddrucks mit der Tiefe trifft nur für eine Wandverdrehung um den Fußpunkt zu und damit näherungsweise für ungestützte Verbauwände. Bei gestützten Wänden konzentrieren sich die Erddrücke dort, wo geringe Verschiebungen auftreten, d. h. im Bereich der Stützstellen. Es kommt also zu einer Umlagerung der Erddrücke gegenüber der klassischen Erddruckfigur.



**Bild 67** ■ Verschiebungsabhängigkeit des Erddrucks

Aktiver Erddruck darf generell unter Annahme des Auftretens ebener Gleitflächen ermittelt werden, wenn der Wandreibungswinkel  $\delta_a$  maximal zu  $2/3 \varphi'$  angesetzt wird. Für Wände mit geringer Rauigkeit – als solche gelten Schlitzwände – darf der Wandreibungswinkel nur mit  $1/2 \varphi'$  angesetzt werden. Darüber hinaus ist bei der Wahl des Wandreibungswinkels die Erfüllung des vertikalen Gleichgewichts der auf die Verbauwand wirkenden Kräfte zu beachten.

Bei nicht oder nachgiebig gestützten Baugrubenwänden darf in bindigen Bodenschichten eine rechnerische Zugspannung nicht berücksichtigt werden. Außerdem ist ein Mindesterdruddruck zu ermitteln, indem ein kohäsionsloser Boden mit einem Ersatzreibungswinkel von  $40^\circ$  angenommen wird. Die größere der beiden so ermittelten Erddrucklasten ist als Wandbelastung zu berücksichtigen; siehe hierzu EAB [10], EB4.

Erhöhter Erddruck ist in der Regel bei ausgesteiften Ort betonwänden und bei mehrfach ausgesteiften Spundwänden mit geringem Abstand der Stützungen anzusetzen. Auch bei mehrfach ausgesteiften Trägerbohlwänden ist erhöhter Erddruck dann anzusetzen, wenn die Steifen auf mehr als 60 % der im Endaushubzustand auftretenden Steifenkraft vorgespannt werden.

Anker sind vergleichsweise nachgiebige Stützungen. Nur wenn Anker auf mehr als 80 % der rechnerischen Beanspruchung im Endaushubzustand vorgespannt werden, ist ggf. ein erhöhter Erddruck zu berücksichtigen.

Der Erdruchdruckbeiwert darf bei waagerechter Geländeoberfläche aus der Gleichung

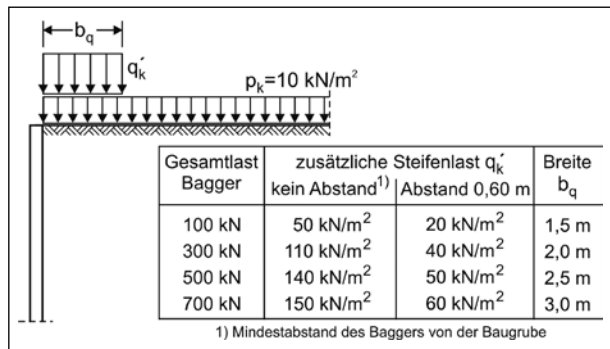
$$K_0 = K_{0h} = 1 - \sin \varphi'$$

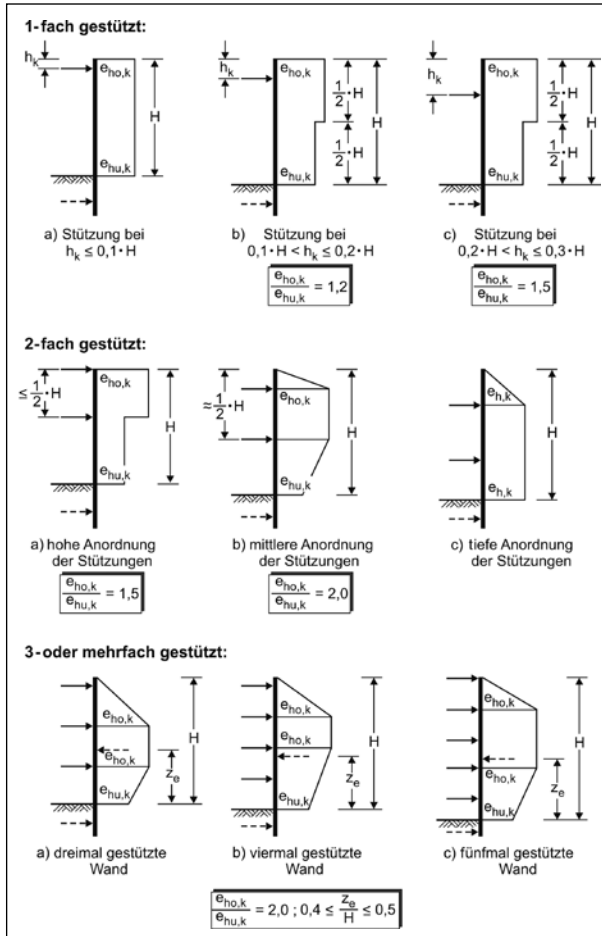
ermittelt werden. Für geneigte Geländeoberfläche gelten andere Gleichungen; siehe hierzu EAB [10], EB 18. Erdruchdruck aus senkrechten oder waagerechten Bauwerkslasten darf nach der Theorie des elastischen Halbraums ermittelt werden.

Anzusetzende Nutzlasten auf Baugrubenwandsysteme enthält die EAB [10], Empfehlungen EB 3, EB 55, EB 56 und EB 57. Im Regelfall ist eine großflächige Oberflächenlast auf der Geländeoberfläche von  $p_k = 10 \text{ kN/m}^2$  anzusetzen. Diese Oberflächenlast darf als ständige Last angesehen werden. Darüber hinaus sind abhängig von den konkreten Bedingungen zusätzliche Oberflächenlasten  $q'_k$  als veränderliche Lasten anzusetzen (Bild 68).

Die Erddruckumlagerung bei gestützten Wänden ist für den Erddruck aus Bodeneigengewicht, Kohäsion und großflächigen Verkehrslasten ( $p_k$ ) vorzunehmen, nicht jedoch für Erddruck aus konzentrierten Lasten und selbstverständlich auch nicht für Wasserdruck. In der EAB [10] werden systemabhängige wirklichkeitsnahe Lastfiguren angegeben. Diese gelten für mindestens mitteldicht gelagerten nichtbindigen und mindestens steifen bindigen Boden und wenig nachgiebige Stützungen, d. h. Steifen werden zumindest kraftschlüssig verkeilt oder Anker werden auf mindestens 80 % der für den Endaushubzustand berechneten Kraft vorgespannt. Beispielhaft sind die für Spund- und Ortbetonwände gültigen Lastfiguren in Bild 69 wiedergegeben. Es wird hier von einer Umlagerung der Erddrucklasten oberhalb der Baugrubensohle ausgegangen, darunter darf die gemäß klassischer Erddruckberechnung ermittelte Verteilung angesetzt werden.

**Bild 68** ■ Ansatz von Nutzlasten aus Baustellenverkehr und Baggern/Hebezeugen (EAB [10], EB 57)

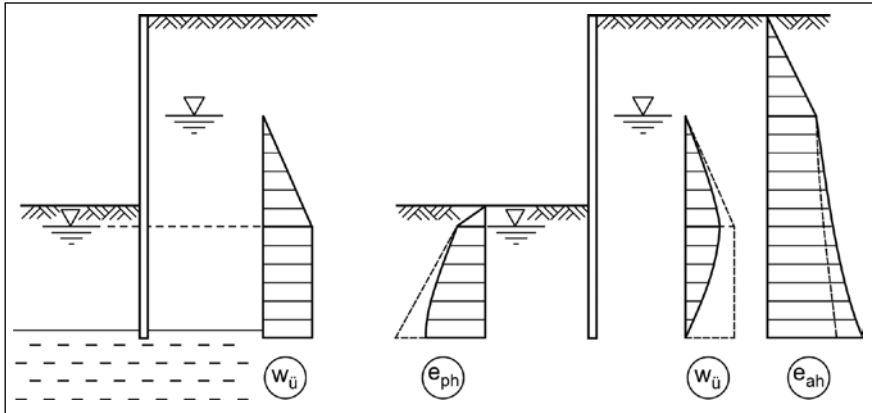




**Bild 69** ■ Wirklichkeitsnahe Lastfiguren gemäß EAB [10] für Spund- und Ortbetonwände

Grundwasser wirkt sich zunächst bei der Erddruckberechnung dadurch aus, dass unterhalb des Grundwasserspiegels die Bodenwichte unter Auftrieb  $\gamma'$  anzusetzen ist. Steht Grundwasser oberhalb der Baugrubensohle an, so kann durch Einbindung der Verbauwand in eine annähernd wasserundurchlässige Schicht oder durch eine Sohlabdichtung eine Umströmung der Wand verhindert werden. In diesem Fall ist der hydrostatische Wasserüberdruck als Belastung der Wand zu berücksichtigen (Bild 70, links).

Wird der Wandfuß dagegen umströmt, so ändern sich der Wasserüberdruck und durch die entstehenden Strömungskräfte auch die Erd drücke (Bild 70, rechts). Der aktive Erd druck nimmt aufgrund der nach unten gerichteten Strömungsdrücke zu und der Erdwiderstand aufgrund der nach oben gerichteten Strömungsdrücke ab. Diese Effekte können genau nur durch die Ermittlung



**Bild 70** ■ Hydrostatischer Wasserüberdruckansatz (links) und qualitativer Einfluss einer Wandumströmung (rechts)

und Auswertung eines Strömungsnetzes erfasst werden. Eine solche genauere Untersuchung darf aber unterbleiben. Gemäß EAB [10], EB 63, darf der hydrostatische Ansatz als Näherung auch dann verwendet werden, wenn der Wandfuß umströmt wird. Grund dafür ist, dass sich der günstige Effekt des geringeren Wasserüberdrucks mit den ungünstigen Effekten auf die Erddrücke etwa kompensiert.

## 7.4 Statische Systeme

Das statische System einer Baugrubenwand ist der Durchlaufträger. Stützpunkte durch Anker oder Steifen dürfen im Regelfall als starre Auflager idealisiert werden, obwohl sie tatsächlich in gewissem Maße nachgiebig sind. Soll dies genauer untersucht werden, um z. B. realistische Verformungen der Verbauwand zu erhalten, so können die starren Stützpunkte durch Federn ersetzt werden.

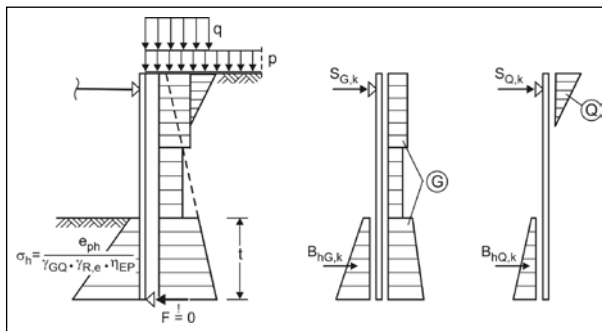
Abgesehen von Verbauwänden für Leitungsgräben binden die Verbauwände in den allermeisten Fällen in den Baugrund unterhalb der Baugrubensohle ein. Abhängig von der Einbindelänge ist zu unterscheiden zwischen einer freien Auflagerung sowie voller oder teilweiser Einspannung im Boden.

Für den Fall der freien Auflagerung im Boden kann die erforderliche Tiefe durch Betrachtung des in Bild 71 links dargestellten Systems ermittelt werden. Als horizontale Bodenreaktion  $\sigma_h$  wird der um die Teilsicherheitsbeiwerte und ggf. einen Anpassungsfaktor (siehe Kapitel 7.5.2) zur Begrenzung der Verschie-

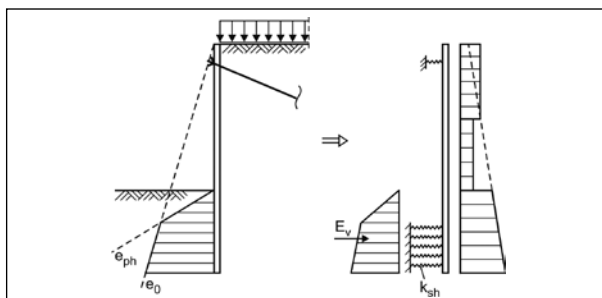
bungen verminderte Erdwiderstand angesetzt. Am Fuß des Trägers wird ein Auflager angenommen, und die Einbindelänge des Trägers wird iterativ gerade so ermittelt, dass die zugehörige Auflagerkraft zu null wird. Die Berechnung erfolgt für Gesamtbelastung aus ständigen und veränderlichen Lasten, der mittlere Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{GQ}$  für die Einwirkungen ist zu schätzen.

Die Schnittgrößenermittlung wird dann mit der gefundenen Einbindetiefe getrennt für ständige und veränderliche Lasten durchgeführt, die jeweiligen Bodenreaktionsspannungen ergeben sich aus der für das Gleichgewicht erforderlichen Auflagerkraft ( $B_{hG,k}$  bzw.  $B_{hQ,k}$ ; siehe Bild 71, rechts). Mit diesen Auflagerkräften und Schnittgrößen sind dann die Standsicherheitsnachweise zu führen. In der Regel sind also mehrere Berechnungen sowie iterative Anpassungen erforderlich, wobei auch das Gleichgewicht der Vertikalkräfte eventuell durch Anpassung der Wandreibungswinkel für Erddruck und Erdwiderstand zu berücksichtigen ist.

Die Wandverformungen werden durch die Annahme starrer Stützpunkte sowie auch des Fußauflagers unterschätzt. Die Verschiebung im Boden unterhalb der Baugrubensohle kann ggf. durch Mobilisierungsfunktionen für den Erdwiderstand abgeschätzt werden (siehe [36]). Ein hinsichtlich der Wandverformungen genaueres Berechnungsmodell ist der elastisch gebettete Träger (Bild 72). Für diesbezügliche Erläuterungen und Ansätze zur Wahl des Bettungsmoduls sei



**Bild 71** ■ Statisches System für eine im Boden frei aufgelagerte Wand



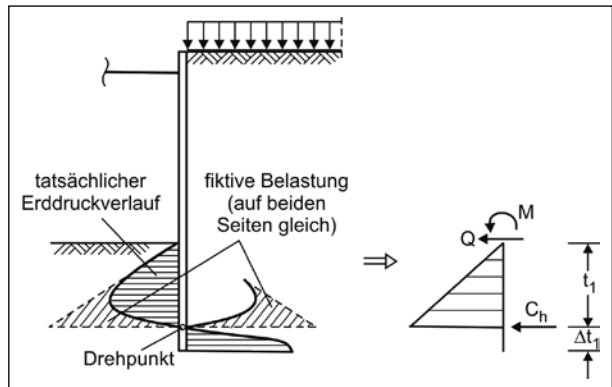
**Bild 72** ■ Modell des gebetteten Verbauträgers

hier auf [36] sowie die EAB [10] verwiesen. In solchen Berechnungen sollten ggf. auch die Vorverformungen der Stützstellen aus vorhergehenden Bauzuständen berücksichtigt werden.

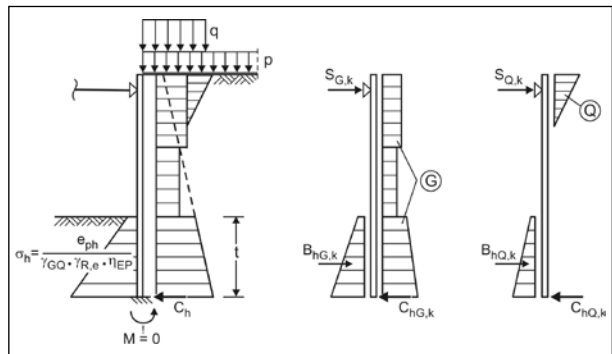
Wird die Verbauwand tiefer geführt als für freie Auflagerung im Boden erforderlich, so entsteht eine Einspannwirkung im Boden. Die Wandverschiebungen werden gegenüber der freien Auflagerung geringer und es ergeben sich im Regelfall auch geringere Wandbeanspruchungen, wodurch ein kleineres Wandprofil gewählt werden kann.

Bei der vollen Einspannung im Boden tritt ein Drehpunkt auf, unterhalb dessen Erdwiderstand auf der der Baugrube abgewandten Seite mobilisiert wird. Die relativ komplizierten Belastungsverhältnisse unterhalb der Baugrubensohle dürfen durch den Lastansatz von Blum idealisiert werden (Bild 73). Die für Volleinspannung erforderliche Einbindetiefe wird als die Länge ermittelt, bei der sich für das System mit einer Einspannung das Einspannmoment gerade zu null ergibt (Bild 74, links).

**Bild 73** ■ Lastansatz von Blum für die Berücksichtigung einer Einspannung im Boden



**Bild 74** ■ Statisches System für eine im Boden voll eingespannte Wand





Beim Lastansatz von Blum ist zwischen der theoretischen Einbindetiefe bis zum Fußauflager  $t_1$  und der gesamten erforderlichen Einbindetiefe  $t_g = t_1 + \Delta t_1$  zu unterscheiden. Die Fußauflagerkraft  $C_h$  resultiert zum Teil aus unterhalb des theoretischen Fußpunkts wirkenden Erdwiderstandsspannungen. Die Einbindetiefe ist deshalb mit einem Zuschlag  $\Delta t_1$  zu versehen. In den meisten Fällen kann dieser überschlägig mit 20 % der theoretischen Einbindetiefe festgelegt werden. Dies liegt in der Regel auf der sicheren Seite, wenn nicht die Wandbelastung überwiegend aus Wasserdruck resultiert oder im Bereich des Wandfußpunktes weicher Boden ansteht. In solchen Fällen ist eine genauere Berechnung nach dem Ansatz von Lackner (siehe EAB [10]) vorzunehmen.

Zu beachten ist, dass bei gestützten Ortbetonwänden eine volle Einspannung wegen der hohen Biegesteifigkeit dieser Wände meist nicht realisierbar ist. Solche Systeme sollten deshalb als frei aufgelagerte oder allenfalls teileingespannte Wände berechnet werden. Bei der Teileinspannung wird ein System wie in Bild 71 unterstellt, die Wand wird aber tiefer geführt als für freie Auflagerung nötig, sodass eine Fußauflagerkraft  $C_h$  entsteht, die Biegelinie am Fußpunkt aber keine vertikale Tangente (wie bei der Volleinspannung) aufweist. Auch hier ist zu beachten, dass der Ansatz einer Fußauflagerkraft einen Zuschlag auf die theoretische Einbindetiefe erfordert.

Bei ausgesteiften Baugrubenwänden mit unterschiedlichen Belastungen oder Wandarten auf gegenüberliegenden Seiten ist die über die Steifen gegebene Wechselwirkung beider Systeme zu beachten. Näheres hierzu enthält die EAB [10], Empfehlung EB 30. In den meisten Fällen genügt es, die jeweils geringer belastete Wand für die gleichen Schnittgrößen bzw. für die gleichen Lastfiguren zu bemessen wie die höher belastete. Unterscheiden sich die gegenüberliegenden Systeme aber zu stark voneinander, sind besondere Überlegungen hinsichtlich der anzusetzenden Belastungen erforderlich.

In Bild 75 ist beispielhaft das statische System für die Gurtung einer Trägerbohlwand dargestellt. Auch die Gurtung wird als Durchlaufträger bemessen, wobei als Belastung die Auflagerkräfte der Bohlträger wirken. Bei Spund- oder Ortbetonwänden wäre hier entsprechend eine Linienlast zu berücksichtigen.

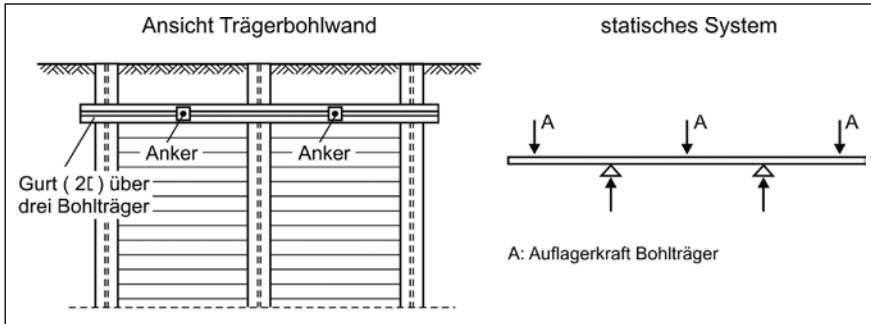


Bild 75 ■ Statisches System für einen Gurt

## 7.5 Erforderliche Nachweise

### 7.5.1 Gleichgewicht der Vertikalkräfte

Als Ergebnis der Berechnung des statischen Systems unter ständigen und veränderlichen Lasten liegen die horizontalen Komponenten der charakteristischen Anker- bzw. Steifenkräfte ( $A_{hG,k}$ ,  $A_{hQ,k}$  bzw.  $S_{G,k}$ ,  $S_{Q,k}$ ), der Erdauflegerkraft ( $B_{hG,k}$ ,  $B_{hQ,k}$ ), ggf. der Ersatzkraft am Trägerfuß ( $C_{hG,k}$ ,  $C_{hQ,k}$ ) sowie der Schnittgrößen (z. B. Biegemomente  $M_{G,k}$ ,  $M_{Q,k}$ ) fest.

Bevor Grenzzustände der Tragfähigkeit betrachtet werden, ist zunächst nachzuweisen, dass die angesetzten horizontalen Kraftkomponenten an dem betrachteten System überhaupt so auftreten können. Dafür ist zu prüfen, dass die aufwärts gerichtete Vertikalkomponente der Erdauflegerkraft  $B_{v,k}$  nicht größer ist als die Summe aller anderen, auf die Verbauwand einwirkenden Vertikalkräfte inklusive des Wandgewichts  $G_k$ :

$$B_{v,k} \leq \sum V_{ki}$$

Bei freier Auflagerung im Boden, d. h.  $C_k = 0$ , ergibt sich:

- freie Auflagerung:  $B_{h,k} \tan \delta_{p,k} \leq G_k + E_{av,k} + A_{v,k}$ .

Bei Einspannung im Boden ist die Kraft  $C_k$  zu berücksichtigen. Vereinfacht darf sie in  $\sum V_{ki}$  voll angesetzt werden. Alternativ darf in einem genaueren Nachweis berücksichtigt werden, dass die im Rahmen des Lastansatzes von Blum (Bild 73) ermittelte Kraft  $C_k$  zum Teil (Annahme: zu rd. 50 %) fiktiv ist. Entsprechend wird  $B_{h,k}$  um  $0,5 C_{h,k}$  vermindert und in  $\sum V_{ki}$  nur  $0,5 C_{v,k}$  berücksichtigt.

- Einspannung, vereinfacht:  $B_{h,k} \tan \delta_{p,k} \leq G_k + E_{av,k} + A_{v,k} + C_{v,k}$
- Einspannung, genau:  $(B_{h,k} - 0,5 C_{h,k}) \tan \delta_{p,k} \leq G_k + E_{av,k} + A_{v,k} + 0,5 C_{v,k}$

Für die Ersatzkraft  $C$  darf auch ein positiver Wandreibungswinkel angesetzt werden, allerdings mit der Begrenzung  $\delta_c \leq 0,33 \varphi'$ .

Lässt sich der Nachweis nicht erbringen, so ist der Wandreibungswinkel für den Erdwiderstand  $\delta_p$  neu zu wählen und es ist eine Neuberechnung des Systems erforderlich.

Bei verankerten Wänden ist der Nachweis wegen der meist großen nach unten gerichteten Komponenten der Ankerkräfte in der Regel nicht maßgebend, im Gegenteil ist dann der Nachweis der Abtragung nach unten gerichteter Vertikalkräfte in den Baugrund zu führen; siehe Kapitel 7.5.3. Bei nicht gestützten Wänden muss dagegen der Wandreibungswinkel meist gegenüber dem betragsmäßig maximal zulässigen Wert (siehe Kapitel 7.3) reduziert werden.

Geschieht das nicht, d. h. es ergibt sich eine nach oben gerichtete resultierende Vertikalkraft am System, bedeutet das **nicht**, dass sich die Wand im Zuge des Aushubs nach oben bewegt, sondern dass die unterstellten horizontalen Kräfte so nicht auftreten können und die Wand hinsichtlich Einbindetiefe und Querschnitt somit unterbemessen ist.

## 7.5.2 Nachweis des Erdaufлагers

Zum Nachweis, dass ausreichende Sicherheit gegen den Aufbruch des Bodens vor der Wand bzw. vor einem Bohlträger gegeben ist, muss folgende Ungleichung erfüllt sein:

$$B_{h,d} \leq E_{ph,d}, \quad \text{d. h.} \quad \gamma_G B_{hG,k} + \gamma_Q B_{hQ,rep} \leq \frac{E_{ph,k}}{\gamma_{R,e}}$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte sind Tabelle 7 in Kapitel 7.2 zu entnehmen.

Bei Trägerbohlwänden oder auch aufgelösten Pfahlwänden ist der räumliche Erdwiderstand vor dem Bohlträger bzw. dem Pfahl nach dem Ansatz von Weißbach zu ermitteln und durch Division mit dem Trägerabstand zu einer Streckenlast umzuwandeln. Bei relativ eng stehenden Trägern ist diese Streckenlast noch mit dem Erdwiderstand vor einer als durchgehend angenommenen Wand zu vergleichen. Der kleinere Wert ist maßgebend und in der obigen Gleichung für den Erdwiderstand einzusetzen (siehe hierzu [36]).

Bei Ansatz des vollen Bemessungserdwiderstands ist vor allem bei Trägerbohlwänden in der Regel auch in mindestens mitteldichten nichtbindigen und steifen bindigen Böden mit relativ großen Fußverschiebungen zu rechnen. Will

man diese begrenzen, so ist der Erdwiderstand mit einem Anpassungsfaktor  $\eta_{Ep}$  abzumindern.

Bei normalen Anforderungen ist bei Spund- und Ortbetonwänden keine Abminderung erforderlich, bei Trägerbohlwänden sollte dagegen  $\eta_{Ep} = 0,80$  berücksichtigt werden, wenn nicht die Verträglichkeit größerer Verschiebungen nachgewiesen wird. Bei Baugruben neben Bauwerken, die zwecks Verschiebungsbegrenzung für erhöhten Erddruck bemessen werden, ist nach EAB [10]  $\eta_{Ep} = 0,60$  für Trägerbohlwände und  $\eta_{Ep} = 0,80$  für Spund- und Ortbetonwände anzusetzen.

Für weiche bindige Böden oder locker gelagerte nichtbindige Böden sind eventuell noch kleinere Anpassungsfaktoren zu wählen. Für Baugruben neben Bauwerken und mit weichen bindigen Böden im Wandfußbereich ist nach EAB [10] eine Konstruktion zu wählen, die keine Stützung durch den Baugrund benötigt.

### 7.5.3 Nachweis der Abtragung von Vertikalkräften

Ergibt sich bei der Betrachtung des Gleichgewichts der Vertikalkräfte, dass die Resultierende aller Kräfte nach unten gerichtet ist, so muss die Abtragung in den Untergrund mit folgender Gleichung nachgewiesen werden:

$$V_d \leq R_d$$

Der Bemessungswert der Einwirkung  $V_d$  ergibt sich aus den mit den Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_G$  und  $\gamma_Q$  multiplizierten Vertikalkräften aus Wandeigengewicht, Erddruck, Anker und bei eingespannten Wänden 50 % der Fußauflagerkraft  $C$ . Der Widerstand setzt sich aus der Vertikalkomponente der um 50 % der Fußauflagerkraft verminderten Erdauflegerkraft sowie zusätzlich Spitzendruck am Wandfuß zusammen und wird mit dem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{R,v}$  vermindert. Die Nachweisgleichung lautet also:

$$\gamma_G (G_k + E_{avG,k} + A_{vG,k} + 0,5 C_{vG,k}) + \gamma_Q (E_{avQ,k} + A_{vQ,k} + 0,5 C_{vQ,k}) \leq \frac{1}{\gamma_{R,v}} [(B_{h,k} - 0,5 C_{h,k}) \tan \delta_p + R_{vb,k}]$$

Ansätze zur Ermittlung des Spitzendrucks  $R_{vb,k}$  von Bohlträgern, Spundwänden und Ortbetonwänden enthält EB 85 der EAB [10]. Wenn die Verbauwand tiefer als statisch notwendig ausgeführt wird, darf unterhalb der rechnerisch erforderlichen Tiefe Mantelreibung als zusätzlicher Widerstand angesetzt werden.

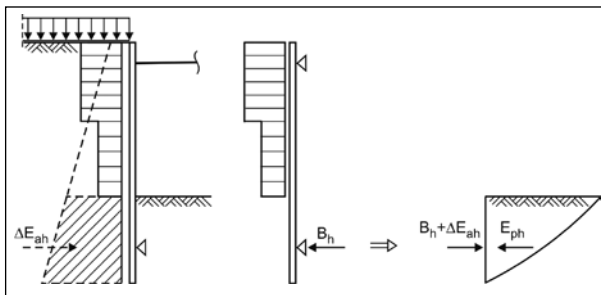
### 7.5.4 Nachweis der Horizontalkräfte für Trägerbohlwände

Bei Trägerbohlwänden ist unterhalb der Baugrubensohle kein durchgehender Verbau vorhanden. Aktiver bzw. erhöhter Erddruck wird deshalb als Belastung der Verbauwand nur bis zur Baugrubensohle angesetzt, der darunter anstehende Erddruck  $\Delta E_{ah}$  wirkt nur im Bereich der Bohlträger auf das System und darf bei der Bemessung der Träger unberücksichtigt bleiben (Bild 76).

Beim Nachweis des Erdaufagers ist allerdings zu berücksichtigen, dass der Bodenkörper nicht nur durch die Auflagerkraft  $B$  des Bohlträgers, sondern außerdem durch den Erddruck  $\Delta E_{ah}$  belastet wird. Zusätzlich zum Nachweis des Erdaufagers gemäß Kapitel 7.5.2 ist deshalb das Gleichgewicht der Horizontalkräfte unterhalb der Baugrubensohle wie folgt nachzuweisen:

$$B_{h,d} + \Delta E_{ah,d} \leq E_{ph,d}$$

Die Auflagerkraft  $B_h$  ist hierin auf den laufenden Meter Wand bezogen. Sie darf bei eingespannten Wänden um  $0,5 C_h$  verringert werden. Der Erdwiderstand darf wie für eine durchgehende Wand mit  $\delta_p = -\varphi'$  bzw. bei Annahme ebener Gleitfugen  $\delta_p = -2/3 \varphi'$  berechnet werden. Anpassungsfaktoren  $\eta_{Ep}$  (Kapitel 7.5.2) sind zu berücksichtigen.



**Bild 76** ■ Erddruck bei Trägerbohlwänden

### 7.5.5 Nachweise für Verpressanker

Für die üblicherweise als Rückverankerungen eingesetzten Verpressanker ist nachzuweisen, dass diese die aus der statischen Berechnung resultierenden Ankerkräfte ( $A_G$ ,  $A_Q$ ) mit ausreichender Sicherheit in den Boden außerhalb des aktiven Erddruckgleitkeils ableiten können. Die minimale freie Stahllänge des Ankers ergibt sich somit aus dem Schnittpunkt der Ankerachse mit dem Gleitkeil, die minimale Verpresskörperlänge aus der zwischen Verpresskörper und Boden übertragbaren Mantelreibung. Für Letztere ist eine Vorbemessung vorzunehmen. Der Nachweis ausreichender Ankertragfähigkeit wird grundsätzlich über Probelastungen geführt (Eignungs- und Abnahmeprüfungen), aus denen sich der charakteristische Herauszieh Widerstand  $R_{a,k}$  ergibt (siehe Kapitel 5.3). Der Nachweis lautet dann:

$$\gamma_G A_{G,k} + \gamma_Q A_{Q,rep} \leq \frac{R_{a,k}}{\gamma_a}$$

Für das Stahlzugglied ist der charakteristische Widerstand  $R_{i,k}$  durch das Erreichen der zu einer bleibenden Dehnung von 0,1 % (Spannstahl) bzw. 0,2 % (Betonstahl) gehörenden Spannungen ( $f_{t,0,1k}$  bzw.  $f_{t,0,2k}$ ) definiert:

$$R_{i,k} = \begin{cases} A_t f_{t,0,1k} & \text{(Spannstahl)} \\ A_t f_{t,0,2k} & \text{(Betonstahl)} \end{cases}$$

Damit lautet die Nachweisgleichung:

$$\gamma_G A_{G,k} + \gamma_Q A_{Q,rep} \leq \frac{R_{i,k}}{\gamma_M}$$

Hierin ist  $\gamma_M = 1,15$ . Zu beachten ist, dass für den Nachweis von Verpressankern im Vollaushubzustand der Baugrube die Teilsicherheitsbeiwerte des BS-P (bzw. LF 1) anzusetzen sind, d. h.  $\gamma_G = 1,35$  und  $\gamma_Q = 1,5$ .

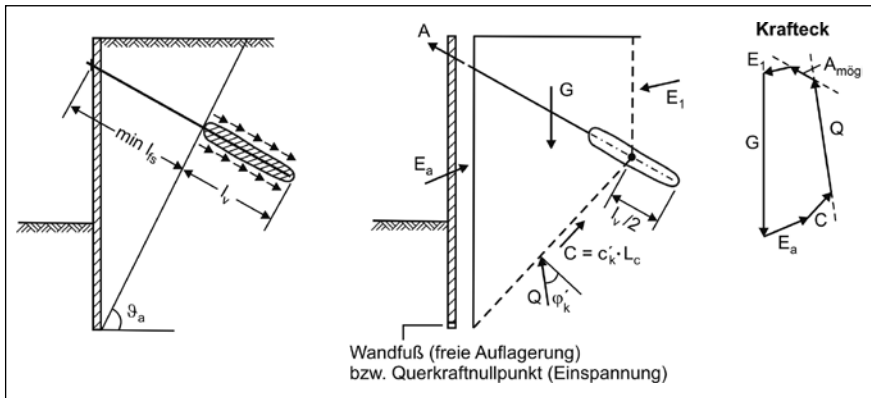
Als weiteres Kriterium zur Festlegung der Ankerlänge ist der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge zu führen. Die tiefe Gleitfuge wird beim Verfahren von Kranz durch die Verbindungslinie zwischen dem Wandfußpunkt (bzw. bei Einspannung dem Querkraftnullpunkt) und dem Schwerpunkt des Verpresskörpers festgelegt (Bild 77). Aus dem Gleichgewicht der Kräfte auf diesen Gleitkörper wird die aufnehmbare charakteristische Ankerkraft  $A_{m\ddot{o}gl,k}$  ermittelt, und zwar getrennt einmal nur unter Ansatz ständiger ( $A_{m\ddot{o}gl,k,G}$ ) und einmal unter Ansatz ständiger und veränderlicher Lasten ( $A_{m\ddot{o}gl,k,G+Q}$ ). Der Nachweis ist einmal nur für ständige und einmal für ständige und veränder-

liche Lasten zu führen, wenn nicht klar erkennbar ist, ob veränderliche Lasten günstig oder ungünstig wirken. Die Nachweisgleichungen (GEO-2; Teilsicherheitsbeiwerte siehe Tabelle 7 in Kapitel 7.2) lauten dann:

$$A_{\text{vorh,d}} \leq A_{\text{mögl,d}}, \quad \text{d. h.} \quad \gamma_G A_{\text{vorh,G,k}} + \gamma_Q A_{\text{vorh,Q,rep}} \leq \frac{A_{\text{mögl,k,G+Q}}}{\gamma_{R,e}}$$

$$\text{bzw.} \quad \gamma_G A_{\text{vorh,G,k}} \leq \frac{A_{\text{mögl,k,G}}}{\gamma_{R,e}}$$

Bei mehreren Ankerlagen ist für jede Ankerlage die zugehörige tiefe Gleitfuge zu betrachten. In der vorhandenen Ankerkraft  $A_{\text{vorh}}$  sind die Kräfte aller Anker zu summieren, die innerhalb des betrachteten Gleitkörpers verankert sind. Details hierzu sowie auch zur Vorgehensweise bei geschichtetem Boden und Wasserdruckbelastung enthält EAU [11], Empfehlung E 10. Hierin ist auch geregelt, dass  $A_{\text{mögl}}$  mit dem Faktor  $0,5l_v/a$  abgemindert werden sollte, wenn der Ankerabstand  $a$  kleiner ist als die halbe Verpresskörperlänge  $0,5l_v$ .



**Bild 77** ■ Mindestankerlänge (links) und Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge (rechts)

## 7.5.6 Auftriebsnachweis für Baugruben mit Sohlabdichtung

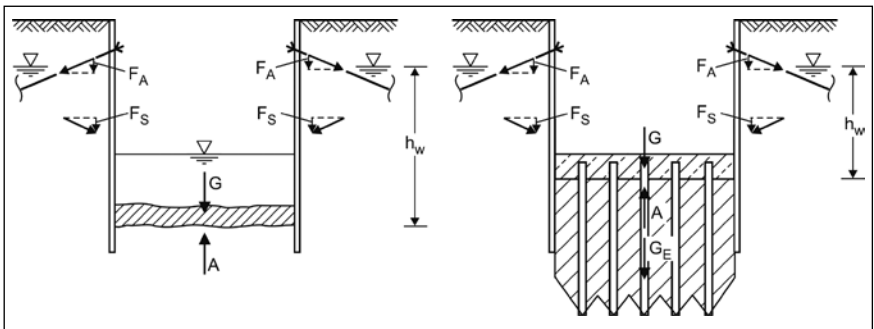
Eine abgedichtete Baugrube liegt vor, wenn die Durchlässigkeit der sohlabdichtenden Schicht mindestens um zwei Zehnerpotenzen kleiner ist als die des umgebenden Bodens. Man kann dann von hydrostatischen Verhältnissen ausgehen. Grundlegend sind Systeme mit tiefliegender Abdichtungssohle (natürlich anstehend oder mittels Injektion hergestellt) und solche mit hochliegenden und durch Zugpfähle oder Verpressanker verankerter Sohle zu unterscheiden (Bild 78).

Allgemein gilt folgende Nachweisgleichung (Nachweisformat UPL; siehe Kapitel 7.2):

$$\gamma_{G,dst} A_k \leq \gamma_{G,stb} (G_{k,stb} + G_{E,k} + F_{S,k} + F_{A,k})$$

Für die angesetzten Kräfte gilt Folgendes:

- Die Auftriebskraft  $A_k$  ergibt sich aus dem vollen hydrostatischen Druck  $\gamma_W h_W$  auf die Unterseite der abdichtenden Schicht.  $h_W$  ist der Bemessungswasserstand, der nicht überschritten werden darf bzw. nur dann, wenn in einem solchen Falle Maßnahmen zur Sicherstellung der Auftriebssicherheit (wie z. B. Fluten der Baugrube) ergriffen werden.
- $G_{k,stb}$  resultiert aus dem Eigengewicht der Sohlabdichtung und des darüber anstehenden Bodens, wobei untere charakteristische Werte der Wichten anzusetzen sind. Wenn eine Kraftübertragung zwischen Sohle und Baugrubenwänden nachgewiesen und berücksichtigt wird, darf auch das Eigengewicht der Verbauwand angesetzt werden.
- $G_{E,k}$  bezeichnet bei durch Zugelemente verankerten Sohlen (Bild 78, rechts) das Eigengewicht (unter Auftrieb) des von den Zugelementen erfassten Bodenkörpers. Das auf ein einzelnes Zugelement entfallende Gewicht kann nach folgender Gleichung (Bezeichnungen siehe Bild 79) berechnet werden:



**Bild 78** ■ Kräfte für den Auftriebsnachweis



$$G_{E,k} = I_a I_b \left( L - \frac{1}{3} \sqrt{I_a^2 + I_b^2} \cot \varphi' \right) \eta \gamma'$$

Hierin sind  $I_a$  und  $I_b$  die Rasterabstände der Zugelemente und  $\eta$  ist ein Anpassungsfaktor, der zu  $\eta = 0,80$  festgelegt ist.

- $F_{S,k}$  bezeichnet die vertikale Einwirkung aus aktivem Erddruck auf die Baugrubenwand und  $F_{A,k}$  die Einwirkung aus Ankerkräften. Der Ansatz dieser Kräfte bedingt den Nachweis der Kraftübertragung zwischen Baugrubensohle und Baugrubenwand und kommt meist nur bei relativ schmalen Baugruben infrage. Beide Kraftwirkungen werden als Einwirkungen behandelt und sind als untere charakteristische Werte einzusetzen.

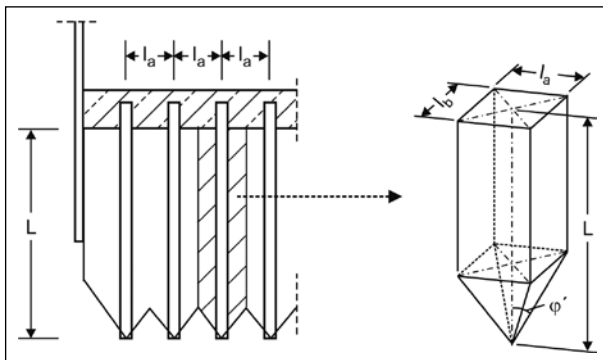
Als unterer charakteristischer Wert des Erddrucks ist bei nichtbindigen Böden der halbe aktive Erddruck anzusetzen, bei bindigen Böden ist  $E = 0$  anzusetzen. Zusätzlich ist auch hier der Anpassungsfaktor  $\eta = 0,80$  zu berücksichtigen.

Der Ermittlung der vertikalen Komponenten der Ankerkräfte darf nur die Festlegekraft, d. h. die tatsächlich realisierte Vorspannkraft, zugrunde gelegt werden.

Für durch Zugelemente verankerte Sohlen ist zusätzlich der Nachweis ausreichender Tragfähigkeit des Zugelements mit dem Nachweisformat GEO-2 zu erbringen.

Bei der Ermittlung der Bemessungseinwirkung auf ein Zugelement ist die auf das Element entfallende Auftriebskraft mit  $\gamma_G$  zu erhöhen, während die günstig wirkende Druckkraft aus Eigengewicht von Sohle sowie ggf. Baugrubenwand sowie Erddruck- und Ankerkräften mit  $\gamma_{G,inf} = 1,0$  zu versehen ist:

$$\gamma_G A_{1GZ,k} - \gamma_{G,inf} E_{1GD,k} \leq R_d$$



**Bild 79** ■ Geometrie des an einem Zugelement angehängten Bodens

$R_d$  ist hierin der Bemessungswert des Zugpfahlwiderstands  $R_{1,d}$  bzw. der Bemessungswert des Herausziehwiderstands des Verpresskörpers  $R_{a,d}$ :

$$R_{1,d} = \frac{R_{1,k}}{\gamma_P}$$

$$R_{a,d} = \frac{R_k}{\gamma_a}$$

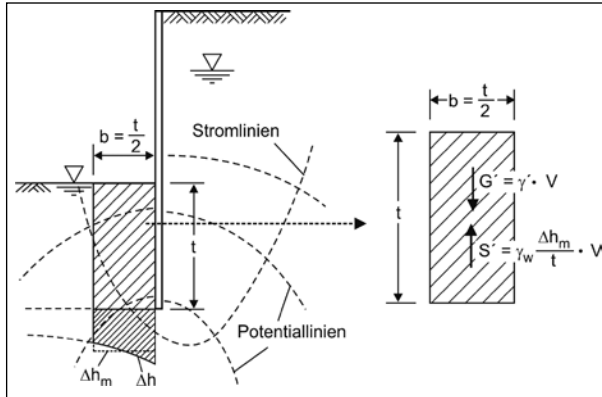
Teilsicherheitsbeiwerte für Zugpfähle sind DIN 1054:2010-12 [44] zu entnehmen.

### 7.5.7 Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch für umströmte Baugrubenwände

Ein hydraulischer Grundbruch kann bei umströmten Baugrubenwänden auftreten, wenn der Strömungsdruck auf einen Bodenkörper vor der Verbauwand größer wird als das Eigengewicht dieses Bodenkörpers unter Auftrieb. Diesbezüglich empfindliche Böden sind locker gelagerte Sande, Schluffe sowie auch weiche bindige Böden. Für solche Böden sind die in Tabelle 7 (Kapitel 7.2) angegebenen höheren Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_H$  für ungünstigen Untergrund anzusetzen.

Der Nachweis erfolgt aufgrund eines Vorschlags von Terzaghi und Peck für einen rechteckigen Bodenkörper, der eine Breite von der halben Einbindetiefe der Wand aufweist (Bild 80). Im Nachweis (Nachweisformat HYD) werden als Einwirkungen die Strömungskraft sowie die Gewichtskraft des Bodenkörpers unter Auftrieb berücksichtigt. Eine Kohäsion bleibt außer Ansatz, sodass der Nachweis für bindige Böden mehr oder weniger große Reserven aufweist:

$$\gamma_H S'_k \leq \gamma_{G, \text{stb}} G'_k$$



**Bild 80** ■ Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch

Die Strömungskraft ist im Allgemeinen aus einem Strömungsnetz abzuleiten; siehe hierzu EAU [11]. Hierin sind auch Angaben zur Untersuchung eines Erosionsgrundbruchs enthalten, die bei ungünstigen Untergrundverhältnissen, d. h. Vorhandensein der oben genannten empfindlichen Böden, erfolgen sollte.

## 8 Verformungsprognosen für Baugruben

### 8.1 Allgemeines

Die Herstellung einer Baugrubenwand führt zwangsläufig zu Horizontalverformungen und Setzungen oder Hebungen des umgebenden Baugrunds. Infolge der Herstellung der Verbauwand entstehen bereits vor dem eigentlichen Bodenaushub in gewissem Maße (abhängig vom Herstellungsverfahren und den Bodeneigenschaften) Bodenbeeinflussungen, die benachbarte Bauwerke beeinträchtigen können. Auf diese Herstellereinflüsse wurde in den Kapiteln 4 und 5 jeweils eingegangen. Hinzu kommen Bodenbewegungen infolge des Bodenaushubs und der dadurch entstehenden Belastung und Verschiebung des Verbausystems. Solche Bodenbewegungen können relativ zuverlässig nur mit numerischen Simulationen prognostiziert werden.

Um solche Prognoseberechnungen, die üblicherweise mit Programmsystemen auf Basis der Finite-Elemente-(FE-)Methode erfolgen, geht es in dem vorliegenden Kapitel. Grundsätzlich können FE-Berechnungen nicht nur für Verformungs-, sondern auch für Standsicherheitsnachweise eingesetzt werden. Zu beachten ist hierbei allerdings, dass eine direkte Berechnung der Sicherheit bzw. eines Ausnutzungsgrads mit FE-Methoden nur mit dem Nachweisverfahren GEO-3 möglich ist, während nach DIN 1054 [44] das Nachweisverfahren GEO-2 anzuwenden ist. Mit der numerischen Simulation sind daher charakteristische Beanspruchungen (z. B. die Auflagerkraft im Boden eines Verbauträgers) zu ermitteln, der Nachweis ausreichender Tragfähigkeit ist dann damit in herkömmlicher Weise zu führen. Details zur Durchführung von Tragfähigkeitsnachweisen mit der FE-Methode beschreiben Weißenbach und Hettler [36].

Gemäß EAB [10] ist ein expliziter Nachweis der Gebrauchstauglichkeit durch besondere Verformungsberechnungen nur im Ausnahmefall erforderlich. Wenn mindestens mitteldichter nichtbindiger oder steifer bindiger Boden ansteht, impliziert eine statische Berechnung nach den Vorgaben der EAB in der Regel, d. h. wenn keine erhöhten Ansprüche an die Konstruktion gestellt werden, auch eine ausreichende Gebrauchstauglichkeit. In besonderen Fällen sind jedoch genauere Untersuchungen durchzuführen, nämlich z. B.

- bei Baugruben neben sehr hohen oder sehr empfindlichen Bauwerken oder Leitungen, insbesondere wenn diese sehr geringen Abstand zur Baugrube aufweisen, oder auch
- bei Baugruben neben Nachbarbebauung in weichen bindigen Böden.

Auch im Eurocode 7 [41] und in DIN 1054 [44] wird auf die Notwendigkeit genauerer Untersuchungen zu Verformungen hingewiesen, wenn benachbarte Gebäude und Leitungen besonders verschiebungsempfindlich sind. Wenn es nur auf eine genauere Prognose der Horizontalverformungen der Verbauwand ankommt, kann eine solche eventuell durch eine Verfeinerung des statischen Systems erfolgen, d. h. beispielsweise Berücksichtigung der Nachgiebigkeit von Abstützungen sowie von Verformungen in Bauzuständen, Ansatz von realistischen Bettungsbedingungen (Bettungsmodulverfahren) im Einbindebereich der Wand. Hilfreich für eine Abschätzung der Wandverformungen ist eventuell auch eine Studie von Long [17], in der die Messergebnisse für eine Vielzahl von Baugrubenprojekten ausgewertet wurden. Auf dieser Basis werden Diagramme angegeben, aus denen auf empirischer Grundlage die Verbauverformungen abgeschätzt werden können. Als relevante Faktoren werden dabei die Steifigkeit der Baugrubenwand, der mittlere Abstand von Stützungen sowie die Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle herangezogen.

Sollen jedoch für konkrete Randbedingungen Verformungen des umgebenden Bodens und benachbarter Bauwerke prognostiziert werden, ist eine numerische Simulation erforderlich.

Es sei hier darauf hingewiesen, dass eine numerische Simulation nicht in jedem Fall besser oder genauer sein muss als eine Abschätzung auf analytischer Grundlage. Die Qualität einer numerischen Verformungsprognose hängt ganz wesentlich von der Qualität der Eingabedaten und von der Expertise des die Berechnungen ausführenden Ingenieurs ab. In EAB [10] wird ausdrücklich auf erforderliche spezielle geotechnische Kenntnisse hingewiesen. Potts [22] beschreibt sehr eindrucksvoll Möglichkeiten und Grenzen numerischer Simulationen in der Geotechnik. Er zeigt beispielhaft, dass sehr gute Prognosen von Wand- und Bodenverformungen möglich sind. Er weist aber auch darauf hin, dass verschiedene Bearbeiter für das gleiche Problem zu stark unterschiedlichen Ergebnissen kommen können, selbst wenn Annahmen zu den Randbedingungen und zur Modellierung des Stoffverhaltens weitgehend vorgegeben werden. Er leitet daraus folgende Anforderungen an den berechnenden Ingenieur ab:

- tiefreichendes Verständnis für bodenmechanische Zusammenhänge und für die Hintergründe der verwendeten numerischen Methode,
- Fähigkeit zur Einschätzung der Qualität von Stoffgesetzen, vor allem zum Erkennen von deren Anwendungsgrenzen,
- Erfahrung im Umgang mit dem eingesetzten Programmsystem.

Angaben zur Durchführung numerischer Verformungsberechnungen für Baugruben enthalten die EAB ([10]), [35], [36] sowie die EMPFEHLUNGEN DES ARBEITSKREISES 1.6 ›NUMERIK IN DER GEOTECHNIK‹ ([19], [28], [29]). Die wichtigsten Empfehlungen werden nachfolgend zusammengefasst.

## 8.2 Hinweise zu numerischen Verformungsprognosen

### 8.2.1 Stoffgesetze und Materialparameter

Die Auswahl eines Stoffgesetzes zur Beschreibung des Spannungs-Verformungsverhaltens von Boden hat entscheidenden Einfluss auf die Qualität der Berechnungsergebnisse. Das Stoffgesetz muss in der Lage sein, die wesentlichen Aspekte des Bodenverhaltens zu erfassen. Gleichzeitig sollte es nicht unnötig kompliziert sein, u. a. um den erforderlichen Aufwand für die Ermittlung der Materialparameter zu begrenzen. Es gilt der Grundsatz ›so komplex wie nötig, aber so einfach wie möglich‹.

Bei Herstellung und Aushub einer Baugrube treten sowohl Entlastungen (insbesondere infolge Bodenaushubs) als auch Belastungen des Bodens auf. Ein linear-elastischer Stoffansatz kann daher keine wirklichkeitsnahe Erfassung der Spannungen und Verformungen liefern. Ein Stoffgesetz für Boden muss zumindest erhöhte Steifigkeiten bei Ent- und Wiederbelastungsvorgängen berücksichtigen. Anderenfalls würden Hebungen der Baugrubensohle infolge Bodenaushubs und damit einhergehende Bodenverformungen im Bereich der Baugrube stark überschätzt werden. Außerdem muss die begrenzte Scherfestigkeit des Bodens durch ein Bruchkriterium erfasst werden.

Als für Baugrubensimulationen grundsätzlich geeignet sind elastoplastische Stoffgesetze mit Verfestigungsansätzen anzusehen. Hiermit werden zumindest für Standardsituationen plausible Ergebnisse erzielt [36]. Bei diesen Ansätzen wird die Entstehung plastischer Verformungen bereits vor Erreichen der Bruchscherfestigkeit berücksichtigt. Außerdem wird zwischen Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit und Erstbelastungssteifigkeit unterschieden, wobei die Steifigkeiten meist spannungsabhängig formuliert sind. Ein geeignetes Bruchkriterium ist das Kriterium von Mohr-Coulomb. Neben den Scherparametern Reibungswinkel  $\varphi'$  und Kohäsion  $c'$  sollte auch ein Dilatanzwinkel  $\psi$  berücksichtigt werden, der die Größe plastischer Volumenänderungen steuert.

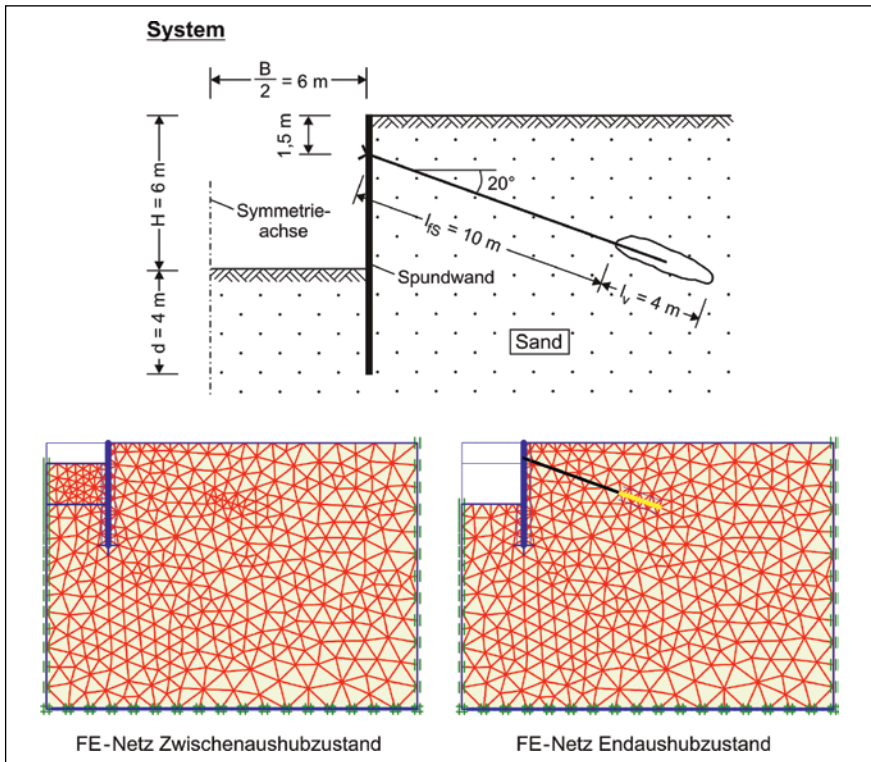
Eine verbesserte Genauigkeit ist zu erwarten, wenn die vergrößerte Bodensteifigkeit bei Beanspruchungen mit sehr kleinen Dehnungen (small strain stiffness) berücksichtigt wird ([3], [35]).

Vom Bearbeiter bzw. vom geotechnischen Sachverständigen sind die für das ausgewählte Stoffgesetz erforderlichen Bodenparameter festzulegen. Im Allgemeinen ist dafür ein spezielles Versuchsprogramm zu konzipieren, das auch Triaxialversuche oder zumindest Scher- und Kompressionsversuche umfasst. Hieraus sind charakteristische Werte bzw. unter Umständen auch untere und obere Erwartungswerte der Parameter abzuleiten.

Die Verbauwand sowie Konstruktionselemente wie Steifen können generell ausreichend genau als elastische Bauteile modelliert werden.

### 8.2.2 Berechnungssystem und Modellierung der Bauteile

Beispielhaft ist das Finite-Elemente-Netz für eine Baugrubensituation (Zwischen- und Endaushubzustand einer einfach verankerten Spundwand) in Bild 81 dargestellt. In den meisten Anwendungsfällen wird eine zweidimensionale Betrachtung unter Annahme eines ebenen Verzerrungszustands vorgenommen, wobei Symmetriebedingungen möglichst ausgenutzt werden. Extrem aufwendige dreidimensionale Berechnungen sind nur für spezielle Fragestellungen erforderlich und zweckmäßig. Für eine zweidimensionale Betrachtung müssen die Eigenschaften räumlicher Tragelemente wie Steifen, Anker und Bohlträger natürlich entsprechend angepasst werden. Bei Trägerbohlwänden ist auch zu überprüfen, dass der – numerisch dann nicht erfasste – räumliche Erdwiderstand vor dem Bohlträger unterhalb der Baugrubensohle nicht überschritten wird.



**Bild 81** ■ Beispiel für ein Finite-Elemente-Netz

Für annähernd quadratische Baugruben ist bei der Bewertung aus zweidimensionalen Berechnungen gewonnener Ergebnisse Vorsicht geboten. Meist kann man davon ausgehen, dass die Verformungen bei der zweidimensionalen Betrachtung überschätzt werden. Verformungen in den Eckbereichen einer Baugrube können aber nicht erfasst werden, und Setzungsmulden aus einer tatsächlich in der Länge begrenzten, aber notwendigerweise als Streckenlast modellierten Bauwerkslast können eventuell unterschätzt werden [35].

Die Netzfeinheit und die Größe des betrachteten Berechnungsausschnitts sollten auf Grundlage von Voruntersuchungen festgelegt werden. Als Anhaltswert für den erforderlichen Randabstand zur Baugrubenkonstruktion (inkl. Verpresskörper von Anker) kann die 2- bis 3-fache Baugrubenbreite bzw. die 2- bis 3-fache Aushubtiefe gelten [19].

Spundwände und Trägerbohlwände können als Balken- bzw. Plattenelemente modelliert werden, während sich für die dickeren Ortbetonwände die Modellierung als Flächen- bzw. Volumenbauteil empfiehlt. Das Kontaktverhalten zwischen Wandelementen und dem umgebenden Boden sollte möglichst durch spezielle Interfacelemente wirklichkeitsnah modelliert werden. Hierdurch wird eine Relativverschiebung zwischen Wand und Boden bei Überschreiten der Bruchscherfestigkeit in der Kontaktfläche möglich.

Die numerische Simulation des Einbringprozesses der Verbauwand ist noch nicht Stand der Technik. Stattdessen wird die Wand schicht durch Ersatz der vorhandenen Bodenelemente mit Wandelementen generiert (wished in place-Methode). Falls dies für erforderlich gehalten wird, kann die Veränderung der Baugrundeigenschaften infolge der Wandherstellung durch Anpassung der Parameter der neben der Wand angeordneten Elemente berücksichtigt werden.

Verpressanker werden als nur auf Zug beanspruchbare Balken- bzw. Plattenelemente (Membranelemente) angesetzt. Im Bereich der Verpressstrecke kann die Kraftübertragung auf den Boden wiederum durch Interfacelemente modelliert werden. Ankerdehnungen infolge von über die Vorspannkraft hinausgehenden Belastungen sollten berücksichtigt werden. Dagegen dürfen Steifendehnungen in vielen Fällen vernachlässigt werden.

Besondere Aufmerksamkeit ist der Berücksichtigung von Zugelementen für die Auftriebsverankerung einer annähernd wasserdichten Sohle zu widmen. Die insbesondere beim Lenzen einer Baugrube mit Unterwasserbetonsohle auftretenden Hebungen können erheblich sein und ihre Erfassung in numerischen Simulationen ist schwierig [27]. Die das Verhalten des Zugelements bestimmenden Parameter sollten möglichst durch vorhergehende Nachrechnung von Probelastungen kalibriert werden.



Wenn die Steifigkeit von Bauwerken neben der Baugrube von erheblicher Bedeutung ist, sollten die Bauteile ebenfalls modelliert werden. Anderenfalls ist es ausreichend, nur die Gebäudelasten als Einzel- oder Flächenlasten zu berücksichtigen.

### 8.2.3 Berechnungsablauf und Auswertung

Als erster Berechnungsschritt muss die Ausgangssituation vor Herstellung der Baugrube erfasst werden. Dafür ist ein Initialspannungszustand im Boden zu generieren, wobei in der Regel ein Ruhedruckzustand unterstellt wird, d. h. die Horizontalspannungen ergeben sich aus den Vertikalspannungen, multipliziert mit dem Ruhedruckbeiwert. Bei ebenem Gelände- und Schichtenverlauf kann der Initialspannungszustand den Elementen eingeprägt werden, ansonsten muss er in einem ersten Lastschritt durch Berechnung des Systemverhaltens unter Bodeneigengewicht generiert werden. Anschließend sind die Belastungen aus vorhandenen Nachbarbauwerken bzw. die entsprechenden Bauteile zu generieren. Für den daraus resultierenden Spannungszustand werden die Verformungen dann zu null gesetzt, da nur die infolge des Baugrubenaushubs zusätzlich auftretenden Verformungen von Interesse sind.

In den nächsten Schritten sind die einzelnen Bauphasen schrittweise zu simulieren:

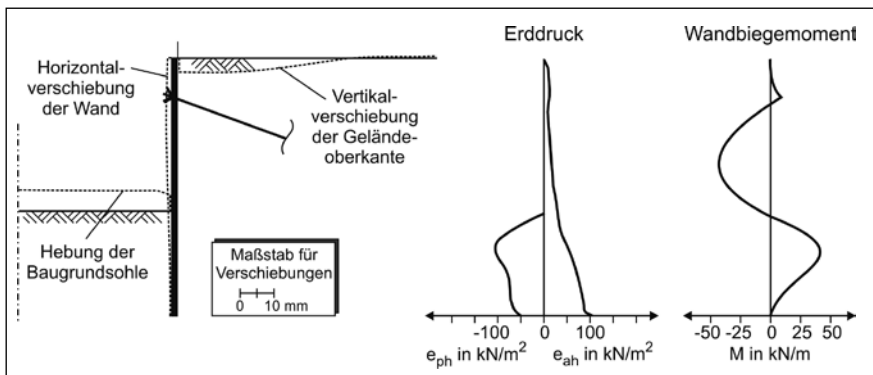
- Zunächst wird die Baugrubenwand generiert (›wished in place‹).
- Nachfolgend wird durch ›Löschen‹ der entsprechenden Bodenelemente der Bodenaushub bis zur ersten Zwischenaushubsohle simuliert.
- Danach werden Steifen oder Anker ebenfalls mit der ›wished in place‹-Methode generiert. Zumindest bei Ankern, ggf. auch bei Steifen ist die Vorspannung in einem zusätzlichen Berechnungsschritt aufzubringen.
- Sukzessive wird der Aushub und das Einbringen der jeweils nächsten Anker- bzw. Steifenlage bis zum Endaushubzustand fortgeführt. Eine Grundwasserabsenkung innerhalb der Baugrube kann ebenfalls in der Regel als ein Lastschritt bzw. ggf. abschnittsweise in mehreren Schritten simuliert werden.
- Abschließend können Verkehrslasten an der Geländeoberkante aufgebracht werden, wobei zu bewerten ist, welche Lasten tatsächlich zu erwarten sind und damit setzungs- bzw. verformungswirksam werden.

In den meisten Fällen kann für die Berechnungen vollständig dräniertes Verhalten (keine Porenwasserüberdrücke) bzw. vollständig undränniertes Verhalten unterstellt werden. In manchen Fällen sind zwischen einzelnen Lastschritten Konsolidationsprozesse zu simulieren. Nur in Ausnahmefällen wird die gekoppelte instationäre Berechnung von Verformungs- und Konsolidationsprozessen erforderlich werden.

Ein entscheidendes Element der Qualitätssicherung für numerische Simulationen ist die Plausibilitätsprüfung der Ergebnisse. Wand- und Oberflächenverschiebungen, Erddruck-, Wasserdruckbelastungen und Schnittgrößenverläufe sind für möglichst viele Zwischenschritte grafisch darzustellen. Dies ist unabdingbar für die Erkennung von Modellierungsfehlern und ermöglicht es außerdem, die Berechnungen nachzuvollziehen und zu prüfen. Beispielhaft sind in Bild 82 für das in Bild 81 dargestellte System die Verschiebungen und Biegemomente der Wand, die Erddruckbelastung und die Setzung der Geländeoberkante im Endaushubzustand dargestellt.

Hilfreich für die Bewertung der Ergebnisse ist es auch, Parameter für Sensibilitätsstudien zu variieren und Berechnungen mit unteren und oberen Grenzwerten der Parameter durchzuführen.

Wenn die genannten Empfehlungen eingehalten werden, kann meist eine recht zuverlässige Aussage zur möglichen Bandbreite von Wand- und Baugrundverschiebungen sowie ggf. Bauwerksverformungen erzielt werden. Eine weitere Qualitätssteigerung des Modells lässt sich durch Anwendung des Beobachtungskonzepts erreichen. Das Systemverhalten wird dann schon während des Aushubs gemessen, und anhand der Messwerte wird das numerische Modell fortlaufend kalibriert. Diese Vorgehensweise ist vor allem bei schwierigen Bauvorhaben mit schwer prognostizierbaren Auswirkungen auf die Umgebung angezeigt.



**Bild 82** ■ Ergebnisse einer FE-Berechnung für den Endaushubzustand



## 9 Schäden

### 9.1 Allgemeines

In den vorhergehenden Kapiteln wurden die Grundlagen für die fachgerechte Planung und Ausführung von Baugrubensicherungen detailliert dargestellt, wobei auch jeweils auf besondere Schadenspotenziale hingewiesen wurde. Betrachtungen zu möglichen bzw. häufigen Schadensursachen und die exemplarische Darstellung einiger Schäden sollen die Ausführungen abschließen.

Generell ist zunächst zu unterscheiden zwischen Schäden, welche nur die Baugrubenwand bzw. das Verbausystem selbst betreffen, und Schäden an im Einflussbereich der Verbauwand vorhandener Nachbarbebauung (Bauwerke oder auch Leitungen und Straßen).

Schäden an Nachbarbebauung können zum einen durch Beeinflussungen infolge des Einbaus der Verbausysteme (Bohren, Rammen, Rütteln) und zum anderen durch Setzungen infolge der mit dem Aushub eintretenden Verformungen des Verbaus verursacht werden. Hinsichtlich des Einbaus der Verbausysteme sind folgende Einflüsse zu nennen (vgl. Kapitel 4.3.4, 4.4.4, 4.5.6 und 5.5):

- Der Einbau von Spundbohlen durch Rammen oder Rütteln führt zu Erschütterungen, die auf Bauwerke übertragen werden und Bauwerksschäden durch Spannungsüberschreitungen auslösen können. Im Nahbereich um die Spundwand kann es außerdem zu erschütterungsbedingten Bodenverdichtungen und damit zu Setzungen kommen, die indirekt wieder zu Bauwerksschäden führen können. Beim Einpressverfahren können Setzungen unmittelbar hinter der Spundwand ebenfalls nicht ausgeschlossen werden.
- Auch die Herstellung von Bohrungen für die Installation von Bohrpfahlwänden oder das Einstellen von Bohlträgern kann zu Setzungen führen. Bei Herstellung von Bohrungen unmittelbar vor vorhandener Bebauung ist deshalb äußerst vorsichtiges Arbeiten angezeigt.
- Der Aushub eines Schlitzes für die Herstellung einer Schlitzwand führt zu Spannungumlagerungen im umgebenden Boden, weshalb hier mit Setzungen im Umfeld des Schlitzes zu rechnen ist.
- Schließlich kann auch die Herstellung von Verpressankern zu Bodenauflockerungen und damit zu Setzungen oberhalb der Bohrungen liegender Bebauung führen.

Die genannten Effekte lassen sich durch die fachgerechte Wahl des Herstellungsverfahrens und die sorgfältige und fachgerechte Ausführung der Arbeiten minimieren, aber nicht vollständig ausschließen.

Auch für die Gelände- bzw. Bauwerksverformungen (meist überwiegend Setzungen) infolge Verbauverformungen gilt, dass diese nicht ganz vermieden werden können. Durch verformungsarme Verbausysteme wie z. B. ausgesteifte Ort betonwände können die Wandverformungen aber i. Allg. gering gehalten werden. Bei empfindlicher Nachbarbebauung empfiehlt sich im Zuge der Planung dringend die Durchführung numerischer Prognoseberechnungen (siehe Kapitel 8). Dies ermöglicht eine Risikoabschätzung und ggf. eine Optimierung der Planung.

Eine exakte Vorhersage von Beeinflussungen und daraus resultierenden Schäden an vorhandenen Bauwerken, Leitungen oder Straßen ist grundsätzlich kaum möglich. Eine sorgfältige Planung sollte jedoch zum einen auf die Identifikation und die Minimierung möglicher Beeinflussungen abzielen und zum anderen nicht auszuschließende geringfügige Schäden von vornherein im Planungsprozess berücksichtigen. Unvermeidbare, weil verfahrensimmanente, Schäden an Nachbarbauwerken sind Baukosten und sollten als solche eingepreist werden.

Viele Bauschäden an Baugruben sind natürlich auch durch Ausführungsfehler bedingt. Nach Untersuchungen in [18] und [24] überwiegen in der Praxis allerdings die Planungsfehler.

Von Losansky [18] wurden in den 1980er-Jahren insgesamt 567 Schadensfälle ausgewertet, bei denen Sach- oder Personenschäden auftraten. Seine Datenquellen waren zum Teil Sachverständigengutachten für Versicherungen und Gerichte, Unterlagen von Versicherungen sowie bezüglich Personenschäden (Unfälle) Unterlagen von Bau-Berufsgenossenschaften. Bezüglich Verbauwänden (ohne Grabenverbau) lagen 194 Schadensfälle vor. In rd. 66 % der Fälle wurden Planungsfehler (inklusive unzureichender Vorbereitung und Erkundung) als Hauptschadensquelle bewertet. Für Unterfangungen (82 Schadensfälle) lag der Anteil der Planungsfehler bei rd. 57 %.

Rizkallah et al. [24] haben ebenfalls systematische Untersuchungen zu Bauschäden im Spezialtiefbau durchgeführt. Anhand der Auswertung einer großen Zahl von Schadensfällen, die hauptsächlich aus Versicherungsakten recherchiert wurden, wurden u. a. Hauptschadensarten und -ursachen abgeleitet. Aus dem Bereich ›Verbaute Baugruben und Gräben‹ wurden insgesamt 264 Bauschadensfälle analysiert. Es wurde festgestellt, dass in 54 % der Fälle der Schaden in einer Überschwemmung bestand, d. h. mit Wasserandrang infolge starken Niederschlags, Hochwasser oder Verbaundichtigkeiten zusammenhing.

Bezüglich der Bauschadensquellen wurden in 42 % der Fälle Planungsfehler (davon 17 % unzureichende Vorerkundung) und in 25 % Ausführungsfehler festgestellt. Für das Gesamtgebiet ›Baugruben und Gräben‹ betrafen 87 % der Schäden das Bauvorhaben selbst und 13 % der Schäden die Nachbarbebauung, d. h. Gebäude, Straßen und Kabel bzw. Leitungen. Bei Schäden an der Nachbarbebauung waren die Schadenskosten im Schnitt deutlich höher als bei Schäden am Bauvorhaben selbst.

Nachfolgend werden – ohne Anspruch auf Repräsentativität – einige Schadenfälle dargestellt, um die vorgenannten Zusammenhänge zu veranschaulichen.

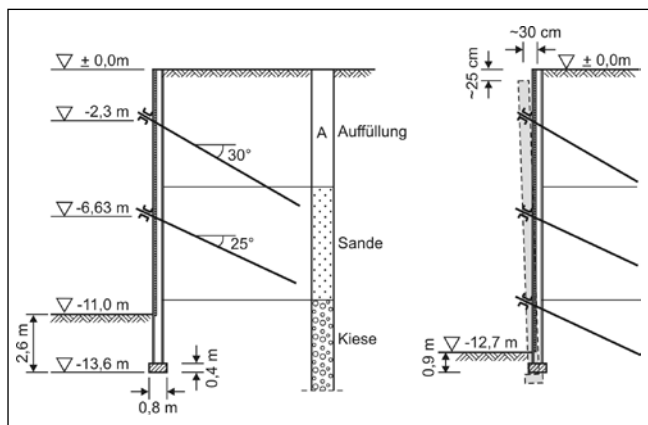
## 9.2 Schadensbeispiele

### 9.2.1 Schaden infolge Grundbruchs am Verbauwandfuß

Für ein Bürogebäude mit Parkhaus wurde eine rd. 11 m tiefe Baugrube hergestellt. Der Baugrund bestand oberflächennah aus Auffüllungen mit Schluff, Kies und Bauschuttresten sowie darunter aus Sanden und Kiesen. Als Verbau wurde eine zweifach verankerte Trägerbohlwand ausgeführt. Die Bohlträger waren in Bohrlöcher eingestellt und auf ein rd. 40 cm dickes Magerbetonfundament aufgelagert worden. Die planmäßige Einbindetiefe von Baugrubensohle bis Unterkante des Betonfundaments betrug rd. 2,6 m (Bild 83, links).

Aufgrund einer Planänderung wurde für eine Aufzugunterfahrt unmittelbar neben der Verbauwand eine lokale Vertiefung der Baugrubensohle um rd. 1,7 m über eine Länge von rd. 6 m notwendig. Um die aus der erhöhten Baugrubentiefe resultierende höhere Biegebeanspruchung der Wand zu vermeiden, wurde im Bereich der Vertiefung eine dritte Ankerlage ausgeführt (Bild 83, rechts).

**Bild 83** ■ Ursprünglich geplanter (links) und nach Planungsänderung ausgeführter (rechts) Verbau



Bei der statischen Berechnung wurde weder für die ursprünglich geplante noch für die geänderte Ausführung der Nachweis der Aufnahme der Vertikalkräfte geführt. Nach Durchführung der Vertiefung betrug die Einbindetiefe des Fundaments unter den Bohlträgern planmäßig nur noch rd. 0,9 m und tatsächlich nur rd. 0,5 m. Übersehen wurde, dass der Bohlträgerfuß die hohen, hauptsächlich aus den Vertikalkomponenten der Ankerkräfte resultierenden Vertikalkräfte nicht aufnehmen konnte. Es trat hier im Bereich der Sohlvertiefung ein Grundbruch ein, verbunden mit großen Verformungen der Baugrubenwand über eine Länge von rd. 15 m. In horizontaler Richtung wurden am Kopf des Verbaus Verschiebungen bis rd. 25 cm gemessen, in vertikaler Richtung sackte der Verbau bis zu rd. 30 cm ab. Die hinter dem Verbau verlaufende Straße sackte um bis zu 15 cm ab und wies entsprechend große Schäden auf.

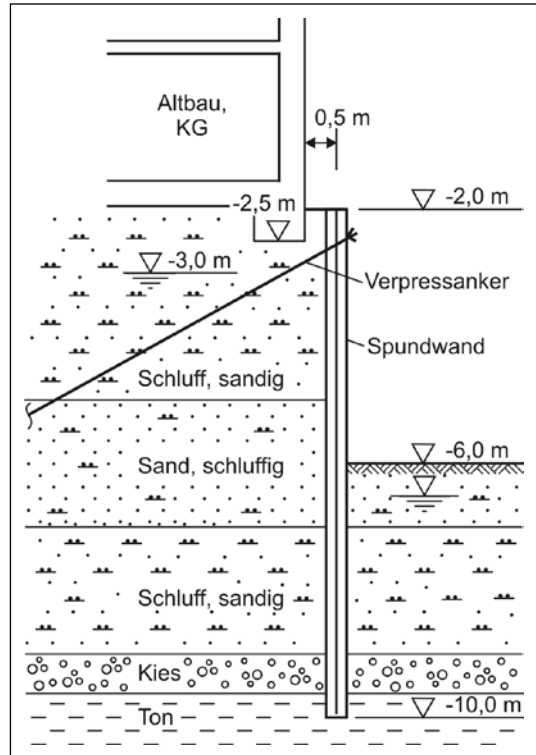
Für die Schadenssanierung wurde der vertiefte Bereich sofort wieder verfüllt. Zur Stabilisierung des Auflagers der Bohlträger wurde der Bereich um den Bohlträgerfuß bis rd. 1 m darunter mittels Zementinjektion verfestigt. Hierfür sowie für die Sanierung der Straße entstanden erhebliche Kosten.

Der Schadensfall zeigt, dass die Notwendigkeit bzw. Wichtigkeit des Nachweises der Vertikalkräfte nicht jedem Tragwerksplaner bewusst ist. Insbesondere bei mehrfach verankerten Wänden kommt es zu einer relativ hohen nach unten gerichteten resultierenden Vertikalkraft, da Verpressanker aus herstellungstechnischen Gründen grundsätzlich geneigt ausgeführt werden und entsprechend jeder Anker eine nach unten gerichtete Vertikalkraftkomponente in die Wand einleitet.

## 9.2.2 Setzungen und Risschäden an einem Nachbargebäude

In einer Lücke zwischen vorhandener innerstädtischer Bebauung wurde ein Neubau mit vier Ober- und zwei Kellergeschossen errichtet. Die Gründungssohle des Neubaus lag ca. 5,8 m unter Geländeoberkante (GOK). Die vorhandene Bebauung war nur einfach unterkellert mit einer Tiefe der Gründungssohle von ca. 2,5 m unter GOK. Es handelte sich um relativ alte Mauerwerksgebäude mit Gründungskörpern aus Bruchsteinen, Kalk und Betonresten, die zum Teil keinen festen Zusammenhalt aufwiesen.

Ein Querschnitt der Baugrubensituation ist in Bild 84 dargestellt. Der Baugrund bestand aus zum Teil recht kompressiblen Wechsellagerungen von Schluffen und Sanden bzw. örtlich auch Kiesen über Schieferthon. Grundwasser wurde rd. 3 m unter GOK festgestellt. Als Baugrubenwand wurde eine verankerte und auf erhöhten Erddruck bemessene Spundwand ausgeführt. Die Spundbohlen wurden eingepresst. Zur Sicherstellung eines annähernd wasserdichten Verbaus wurde die Spundwand bis in den Schieferthon geführt und die Schlösser wurden abgedichtet.



**Bild 84** ■ Baugrubensituation

Im Zuge der Herstellung der Baugrube und der Errichtung des Neubaus kam es zu Schäden an der vorhandenen Bebauung. Exemplarisch sind Risschäden in Bild 85 dargestellt. Es wurden zahlreiche neue Rissbildungen vor allem im Keller und im Erdgeschoss festgestellt. Aus dem Rissbild ergab sich eindeutig eine Setzung des Altbaus im an den Neubau angrenzenden Bereich. Die Sanierungskosten wurden auf insgesamt rd. 30.000 Euro geschätzt.





**Bild 85** ■ Schadensbilder: Riss in Kellergewölbedecke (links) und Fassadenriss an der Grenze zum Neubau (rechts)

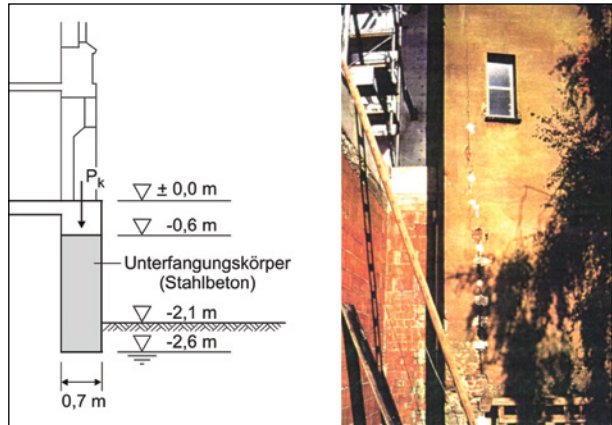
Das Schadensbild ist durchaus typisch für eine Neubebauung unmittelbar neben älterer und entsprechend relativ empfindlicher Altbebauung. Mit der Wahl des Einpressverfahrens und der Bemessung der Spundwand für erhöhten Erddruck wurden durchaus Maßnahmen zur Minimierung der Beeinflussungen getroffen. Besser, aber auch erheblich teurer wäre eventuell die Herstellung einer Ortbetonwand gewesen. Auch dann hätten jedoch Setzungen des Altbaus und Risschäden mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht vollständig vermieden werden können. Das Gleiche gilt für die Alternative einer Unterfangung des Altbaus. Gerade bei älteren Gebäuden mit Fundamenten geringer Festigkeit sind größere Setzungen und Risschäden im Zuge einer Unterfangung kaum vermeidbar.

Es ist davon auszugehen, dass die aufgetretenen Schäden zum größten Teil unvermeidbar waren.

### 9.2.3 Schaden infolge einer Bauwerksunterfangung

Kaiser und Rizkallah [15] berichteten von einem im Zuge der Unterfangung eines Bauwerks zwecks Herstellung einer Baugrube entstandenen Schaden.

Die Querschnittssituation sowie ein Foto des zwischen Giebelwand und angrenzenden Querwänden des betroffenen Altbaus entstandenen durchgehenden Risses sind in Bild 86 wiedergegeben.



**Bild 86** ■ System einer Unterfangung und Schadensbild (aus [15])

Bei dem betroffenen Gebäude handelte es sich um einen viergeschossigen Mauerwerksbau mit Vollkeller, der etwa um 1900 errichtet worden war. Die Fundamente bestanden aus Ziegeln und im unteren Bereich aus Schuttkörpern.

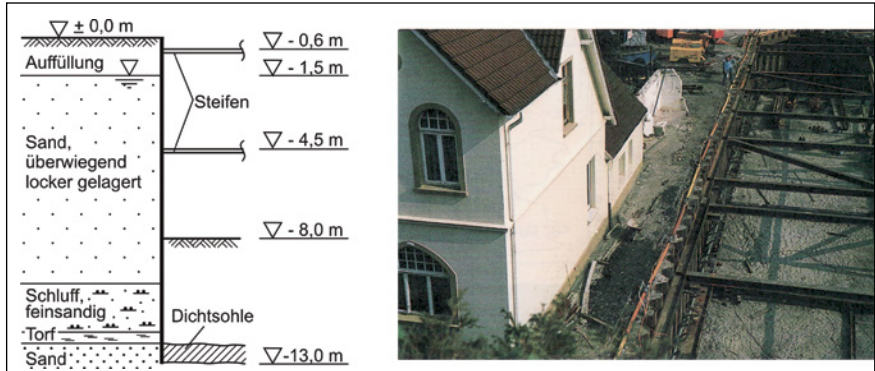
Im Zuge der Ausführung der Unterfangung und des anschließenden Bodenaushubs bis rd. 1,5 m unter die Gründungssohle kam es zu Setzungen der Gründung um rd. 2 bis 3 cm. Der Giebel riss dadurch über die volle Höhe vom Bauwerk ab. Ein Einsturz des Giebels wurde vermutlich nur dadurch verhindert, dass dieser vorab durch Stahlbänder gegen Wegkippen gesichert worden war.

Der Schaden war gemäß Kaiser und Rizkallah [15] durch eine zu geringe Grundbruchsicherheit des Giebelfundaments im Endzustand der Unterfangung verursacht. Rechnerisch wäre nicht nur eine zu geringe Sicherheit, sondern sogar Grundbruchversagen zu erwarten gewesen. Ein Grundbruchnachweis war jedoch vom Tragwerksplaner nicht geführt worden.

## 9.2.4 Schaden im Zuge der Herstellung einer Spundwandbaugrube

Rizkallah et al. [25] berichteten von Setzungen und Bebauungsschäden durch die Herstellung einer Baugrube mit Spundwänden.

Eine rd. 8 m tiefe Baugrube wurde mit einer Stahlspundwand verbaut. Die Wand wurde durch zwei Steifenlagen abgestützt. In Höhe des Spundwandfußes wurde eine Injektionssohle zur Abdichtung der Baugrube von unten hergestellt. Das System ist in Bild 87 links dargestellt. Das Foto in Bild 87 rechts zeigt, dass in geringem Abstand zur Wand ein Wohnhaus vorhanden war.



**Bild 87** ■ System der Baugrubenwand (links) und Foto der Baugrube zum Zeitpunkt des ersten Aushubzustands (rechts) (aus [25])

Die Stahlspundbohlen wurden eingerüttelt. Dadurch wurde der anstehende überwiegend locker gelagerte Sandboden verdichtet. Bereits bei der Spundwandinstallation kam es deshalb zu Rissen im angrenzenden Wohnhaus. Außerdem war der Verbau als relativ weich einzustufen. Durch relativ große Horizontalverformungen im Zuge des Baugrubenaushubs kam es zu weiteren Setzungen. Das Nachbargebäude wurde letztlich so stark beschädigt (Bild 88), dass es abgerissen werden musste.



**Bild 88** ■ Risse am Nachbarhaus (aus [25])

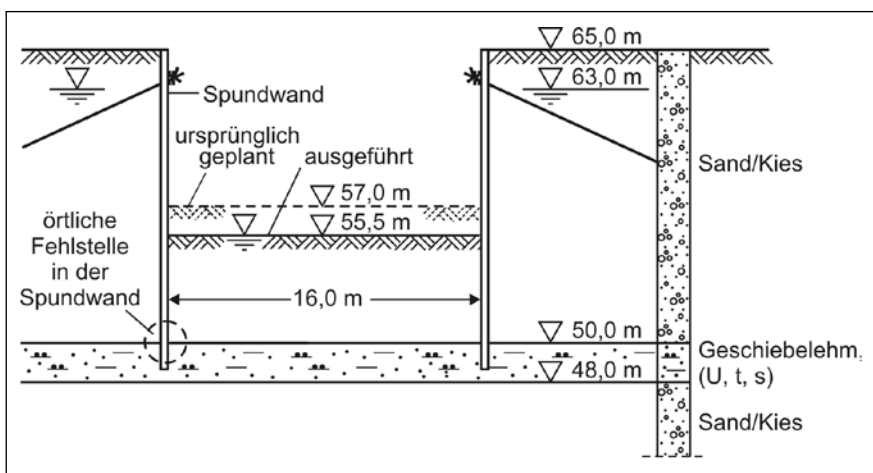
## 9.2.5 Sohlaufbruch einer wasserdichten Baugrube

Ein Schadensbeispiel im Zusammenhang mit einer annähernd wasserdichten Baugrube ist in Bild 89 dargestellt. Für ein Pumpwerk sollte eine rd. 8 m tiefe Baugrube in Kiessand hergestellt werden. Eine Abdichtung wurde erzielt, indem der gewählte Spundwandverbau in eine in rd. 15 m Tiefe vorhandene gering durchlässige Lehmschicht geführt wurde. Die Spundbohlen wurden im Rammverfahren eingebracht.

Für die ursprüngliche Planung war der Nachweis ausreichender Auftriebssicherheit für die Baugrubensohle geführt worden. Aufgrund einer Planungsänderung musste die Baugrube jedoch rd. 1,5 m tiefer ausgeführt werden. Ein Auftriebsnachweis wurde für diese neue Situation aber nicht geführt. Tatsächlich ergibt sich hierfür keine ausreichende Sicherheit bzw. rechnerisch gerade ein Auftriebsversagen der Baugrubensohle.

Kurze Zeit nach Erreichen der Endaushubtiefe kam es zum Aufbruch der Baugrubensohle, verbunden mit starken Bodenauflockerungen und nicht beherrschbarem Wasserzutritt.

Abgesehen davon, dass keine ausreichende Auftriebssicherheit gegeben war, befand sich – wie nachträglich recherchiert wurde – in der Verbauwand eine große Fehlstelle. Drei nebeneinander liegende Spundbohlen hatten vermutlich wegen Baugrundhindernissen nicht bis auf die erforderliche Tiefe eingerammt werden können und der herausragende Teil der Spundbohlen war – offenbar unbeobachtet von der Bauleitung – einfach abgetrennt worden. Durch diese Fehlstelle konnten lokal große hydraulische Gradienten auftreten und große



**Bild 89** ■ Schadensbeispiel für eine annähernd wasserdichte Baugrube

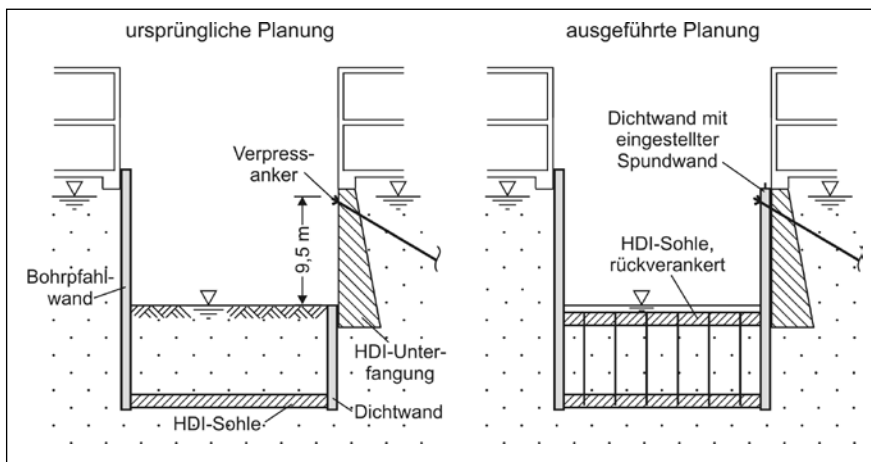
Wassermengen in die Baugrubensohle eindringen. Der Schaden wurde letztlich durch beide Mängel verursacht, wobei nachträglich kaum feststellbar ist, ob nur die Kombination beider Mängel oder auch ein Mangel allein bereits den Aufbruch der Baugrubensohle verursacht hätte.

## 9.2.6 Schaden an einer HDI-Sohle

Zöller und Heil berichteten in [40] über einen besonders spektakulären Schaden bei der Herstellung einer Trogbaugrube mit HDI-Sohlabdichtung in Berlin.

Die Baugrubenwände bestanden zum Teil aus Bohrpfehlwänden und zum Teil aus HDI-Unterfangungskörpern, welche nach unten durch Dichtwände verlängert waren (Bild 90). Die Sohlabdichtung sollte anfänglich durch eine tiefliegende HDI-Sohle erfolgen. Nachdem bei Probeabsenkungen unzulässig hohe Wassermengen entnommen werden mussten, wurden ergänzende Abdichtungsmaßnahmen ausgeführt. Zum einen wurde vor dem HDI-Unterfangungskörper eine Dichtwand mit eingestellter Spundwand angeordnet und zum anderen wurde zusätzlich eine hochliegende und mit Zugpfählen rückverankerte HDI-Sohle ausgeführt. Danach wurden in Probeabsenkungen Wasserentnahmemengen im zulässigen Bereich festgestellt.

Trotz dieser aufwendigen Maßnahmen und des Vorhandenseins zweier Dichtsohlen trat während des Aushubs der Baugrube kurz vor Erreichen der Endaushubtiefe ein örtlicher Sohlaufbruch ein, durch den große Wasser- und Bodenmengen in die Baugrube eindrangen. In einer 15 Stunden dauernden



**Bild 90** ■ Schematische Baugrubenquerschnitte für eine Trogbaugrube in Berlin (nach [40])

Sofortrettungsmaßnahme musste die Baugrube durch Einrichtung eines Lkw-Pendelverkehrs mit 29 Zügen mit Boden aufgefüllt werden, »*der Erfolg der Rettungsmaßnahme steht lange Zeit auf des Messers Schneide*« (Zöller und Heil [40]).

Zur Sanierung wurde unter der Schadstelle zunächst ein weiterer HDI-Körper hergestellt. Schließlich wurde unter der hochliegenden HDI-Sohle auf ganzer Fläche der Baugrube eine weitere Dichtungsschicht durch Poreninjektion mit Weichgel hergestellt.

Das Schadensbeispiel belegt das hohe Risiko der Ausführung von Sohlabdichtungen mittels hochliegender HDI-Sohlen.



# Literaturverzeichnis

## Literatur

- [1] Achmus, M.; Kaiser, J.; tom Wörden, F.: Bauwerkserschütterungen durch Tiefbauarbeiten. Grundlagen, Messergebnisse, Prognosen. Hannover: Selbstverlag, 2005 (Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Universität Hannover; 61)
- [2] Achmus, M.; Kaiser, J.: Bauschadensursachen bei Bauwerksunterfangungen. In: Rizkallah, V. (Hrsg.): Bauschäden im Hoch- und Tiefbau. Band 1: Tiefbau. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 2007
- [3] Benz, T.: Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. Stuttgart: Selbstverlag, 2007 (Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart; 55)
- [4] Berner, F.; Paul, W.: Rammen, Ziehen, Pressen, Rütteln. In: Witt, K. J. (Hrsg.): Grundbau-Taschenbuch. Tl. 2. Geotechnische Verfahren. 7. Aufl. Berlin: Ernst und Sohn, 2009
- [5] Bieberstein, A.; Herbst, J.; Brauns, J.: Hochliegende Dichtungssohlen bei Baugrubenumschließungen. Bemessungsregel zur Vermeidung von Sohlaufbrüchen im Bereich von Fehlstellen. Geotechnik 22(1999), Nr. 2, S. 114–123
- [6] Borchert, K.-M.: Dichtigkeit von Baugruben bei unterschiedlichen Sohlen-Konstruktionen. Lehren aus Schadensfällen. VDI-Tagung Nr. 1436, Berlin, 1999
- [7] Borchert, K.-M.; Richter, T.: Durchlässigkeiten von Düsenstrahlsohlen – Erfahrungen bei Berliner Trogbaugruben. In: Düsenstrahlverfahren. Möglichkeiten und Grenzen der Anwendung. Beiträge zum 15. Christian-Veder-Kolloquium. Graz, 27. und 28. April 2000, S. 101–114
- [8] Borchert, K.-M.; Mittag, J.; Richter, T.: Erfahrungen und Risiken bei Düsenstrahlsohlen in Trogbaugruben. 29. Baugrundtagung. Bremen, 2006
- [9] Borchert, K.-M.: Erfahrungen bei tiefen Baugruben im Grundwasser zu Verformungen und Dichtigkeit. 6. Tiroler Geotechnik- und Tunnelbautag. Innsbruck, 2008
- [10] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.): Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben -EAB-. 4. Aufl. Berlin: Ernst und Sohn, 2006
- [11] Empfehlungen des Arbeitsausschusses »Ufereinfassungen«, Häfen und Wasserstraßen -EAU-. 10. Aufl. Berlin: Ernst und Sohn, 2004 (Mitteilung des Arbeitsausschusses Ufereinfassung der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. -DGGT-)
- [12] Funk, K.: Expertensystem für Lärm- und Erschütterungsprognosen beim Einbringen von Spundbohlen. Hannover: Selbstverlag, 1996 (Mitteilung der Univ. Hannover, Curt-Risch-Institut für Dynamik, Schall- und Messtechnik -CRI-)
- [13] Herth, W.; Arndts, E.: Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung. 3. Aufl. Berlin: Ernst und Sohn, 1994
- [14] Hettler, A.: Gründung von Hochbauten. Berlin: Ernst und Sohn, 2000
- [15] Kaiser, J.; Rizkallah, V.: Planungs- und Ausschreibungsfehler bei herkömmlichen Bauwerksunterfangungen. Hannover: Selbstverlag; 2001 (Informationsreihe des Instituts für Bauforschung e.V. -IFB-; 17)
- [16] Kutzner, C.: Injektionen im Baugrund. Stuttgart: Enke Verlag, 1991



- [17] Long, M.: Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127(2001), No. 3, pp. 203–224
- [18] Losansky, G.: Analyse und qualitative Beurteilung von Personen- und Bauwerkschäden bei Baugruben-, Graben-, Unterfangungs- und Gebäudesicherungsarbeiten. Dissertation. Universität Dortmund, 1989
- [19] Meißner, H.: Baugrube – Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 ›Numerik in der Geotechnik‹, Abschnitt 3. *Geotechnik* 25(2002), Nr. 1, S. 44–56
- [20] Moormann, C.: Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion. Darmstadt: Selbstverlag, 2002 (Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt; 59)
- [21] Ostermayer, H.: Verpressanker. In: Smoltczyk, U. (Hrsg.): *Grundbau-Taschenbuch*. Tl. 2. 4. Aufl. Berlin: Ernst und Sohn, 1991
- [22] Potts, D. M.: 42nd Rankine Lecture: Numerical analysis: a virtual dream or practical reality? *Geotechnique* 53(2001), No. 4, pp. 533–573
- [23] Profilarbed: Gesamtkatalog Stahlspundwände. Profilarbed SA, Arcelor Gruppe, 2005
- [24] Rizkallah, V.; Harder, H.; Jebe, P.; Vogel, J.: Bauschäden im Spezialtiefbau (Baugruben, Rohrvortriebe, unterirdische Bauanlagen). Hannover: Selbstverlag, 1990 (Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Universität Hannover; 28)
- [25] Rizkallah, V.; Jebe, P.; Jebe, C.: Geböschte Baugruben, Baugruben mit Stahlspundwänden. Hannover: Selbstverlag, 1991 (Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Universität Hannover; 29)
- [26] Rybicki, R.: Bauschäden an Tragwerken. Tl. 1. Düsseldorf: Werner Verlag, 1978
- [27] Savidis, S.; Rackwitz, F.; Borchert, K.-M.; Detering, K.: Verformungen von Unterwasserbetonsohlen. Düsseldorf: VDI-Verlag, 1999 (VDI-Berichte; 1436)
- [28] Schanz, T.: Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik – Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 ›Numerik in der Geotechnik‹, Abschnitt 4. *Geotechnik* 29(2006), Nr. 1, S. 13–27
- [29] Schanz, T.: Standsicherheitsberechnungen von Baugruben – Berechnungsbeispiele – Beiblatt zu Empfehlung Nr. 4 des Arbeitskreises 1.6 ›Numerik in der Geotechnik‹. *Geotechnik* 29(2006), Nr. 4, S. 359–368.
- [30] Scheele, F.: Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden. München: Selbstverlag, 1982 (Mitteilung der TU München, Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik)
- [31] Schnell, W.: Verfahrenstechnik zur Sicherung von Baugruben. 2., neubearb. u. aktual. Aufl. Stuttgart: Teubner, 1995
- [32] Tedd, T.; Chard, B.M.; Charles, J. A.; Symons, I. F.: Behaviour of a propped embedded retaining wall in stiff clay at Bell Common Tunnel. *Geotechnique* 34(1984), No. 4, pp. 513–532
- [33] Triantafyllidis, T.: Planung und Bauausführung im Spezialtiefbau. Tl. 1. Schlitzwand- und Dichtwandtechnik. Berlin: Ernst und Sohn, 2004
- [34] Ulrich, G.; Ulrich, G.: Bohrtechnik. In: Witt, K. J. (Hrsg.): *Grundbau-Taschenbuch*. Tl. 2. Geotechnische Verfahren. 7. Aufl. Berlin: Ernst und Sohn, 2009

- [35] Wolffersdorff, P.-A. von; Schweiger, H. F.: Numerische Verfahren in der Geotechnik. In: Witt, K. J. (Hrsg.): Grundbau-Taschenbuch. Tl. 1. Geotechnische Grundlagen. 7. Aufl. Berlin: Ernst und Sohn, 2008
- [36] Weißenbach, A.; Hettler, A.: Baugruben. Tl. 3. Berechnungsverfahren. 2., vollst. überarb. u. erw. Aufl. Berlin: Ernst und Sohn, 2011
- [37] Wichter, L.; Meiniger, W.: Verankerungen und Vernagelungen im Grundbau. Berlin: Ernst und Sohn, 2000
- [38] Wichter, L.; Meiniger, W.: Verpressanker. In: Witt, K. J. (Hrsg.): Grundbau-Taschenbuch. Tl. 2. Geotechnische Verfahren. 7. Aufl. Berlin: Ernst und Sohn, 2009
- [39] Witt, K. J.: Unterfangung und Verstärkung von Gründungen. In: Witt, K. J. (Hrsg.): Grundbau-Taschenbuch. Tl. 2. Geotechnische Verfahren. 7. Aufl. Berlin: Ernst und Sohn, 2009
- [40] Zöller, R.; Heil, H.: Ausführungsrisiken tiefliegender und hochliegender HDI-Sohlen. In: Vorträge zum 7. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 23. März 2000. Darmstadt: Selbstverlag, 2000, S. 133–148 (Mitteilung der TU Darmstadt, Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik)
- [43] DIN 1054:2005-1 Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
- [44] DIN 1054:2010-12 Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1
- [45] DIN 4020:2003-09 Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke
- [46] DIN 4021:1990-10 Baugrund – Aufschluß durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben
- [47] DIN 4093:1987-09 Einpressen in den Baugrund – Planung, Ausführung, Prüfung
- [48] DIN 4094-1:2002-06 Baugrund – Felduntersuchungen – Teil 1: Drucksondierungen
- [49] DIN 4094-2:2003-05 Baugrund – Felduntersuchungen – Teil 2: Bohrlochrammsondierung
- [50] DIN 4094-4:2002-01 Baugrund – Felduntersuchungen – Teil 4: Flügelscherversuche
- [51] DIN 4094-5:2001-06 Baugrund – Felduntersuchungen – Teil 5: Bohrlochaufweitungsversuche
- [52] DIN 4123:2000-09 Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen im Bereich bestehender Gebäude
- [53] DIN 4124:2002-10 Baugruben und Gräben – Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten
- [54] DIN 4124:2010-10 (Entwurf) Baugruben und Gräben – Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten
- [55] DIN 4125:1990-11 Verpressanker. Kurzzeitanker und Daueranker. Bemessung, Ausführung und Prüfung (zurückgezogen)
- [56] DIN 4126:1986-08 Ort beton-Schlitzwände; Konstruktion und Ausführung
- [57] DIN 4126:2004-08 (Entwurf) Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden

## Normen

- [41] DIN EN 1997-1:2009-09 Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009
- [42] DIN EN 1997-1/NA:2010-12 Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln

- [58] DIN 4127:1986-08 Erd- und Grundbau; Schlitzwandtone für stützende Flüssigkeiten; Anforderungen, Prüfverfahren, Lieferung, Güteüberwachung
- [59] DIN 4150-3:1999-02 Erschütterungen im Bauwesen – Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen
- [60] DIN 18196:2006-06 Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke
- [61] DIN 18300:2010-04 VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Erdarbeiten
- [62] DIN EN 12063:1999-05 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Spundwandkonstruktionen; Deutsche Fassung EN 12063:1999
- [63] DIN EN 12715:2000-10 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Injektionen; Deutsche Fassung EN 12715:2000
- [64] DIN EN 12716:2001-12 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Düsenstrahlverfahren (Hochdruckinjektion, Hochdruckbodenvermörtelung, Jetting); Deutsche Fassung EN 12716:2001
- [65] DIN EN 1536:2010-12 Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bohrpfähle; Deutsche Fassung EN 1536:2010
- [66] DIN EN 1537:2001-01 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Verpressanker; Deutsche Fassung EN 1537:1999 + AC:2000; Deutsche Fassung EN 1537:1999 + AC:2000
- [67] DIN EN 1538:2010-12 Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Schlitzwände; Deutsche Fassung EN 1538:2010
- [68] DIN V ENV 1993-5:2000-10 (Vornorm) Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 5: Pfähle und Spundwände
- [69] DIN EN 1993-5:2010-12 mit DIN EN 1993-5/NA:2010-12 Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 5: Pfähle und Spundwände
- [70] DIN EN 1997-2:2010-10 Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; Deutsche Fassung EN 1997-2:2007 + AC:2010
- [71] DIN EN ISO 14688-1:2011-06 Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden – Teil 1: Benennung und Beschreibung (ISO 14688-1:2002); Deutsche Fassung EN ISO 14688-1:2002
- [72] DIN EN ISO 14688-2:2011-06 Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden – Teil 2: Grundlagen für Bodenklassifizierungen (ISO 14688-2:2004); Deutsche Fassung EN ISO 14688-2:2004
- [73] DIN EN ISO 22475-1:2007-01 Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Probenentnahmeverfahren und Grundwassermessungen – Teil 1: Technische Grundlagen der Ausführung (ISO 22475-1:2006); Deutsche Fassung EN ISO 22475-1:2006
- [74] DIN EN ISO 22476-1:2009-10 (Entwurf) Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Felduntersuchungen – Teil 1: Drucksondierungen mit elektrischen Messwertaufnehmern und Messeinrichtungen für den Porenwasserdruck (ISO/DIS 22476-1:2009); Deutsche Fassung prEN ISO 22476-1:2009
- [75] DIN EN ISO 22476-2:2005-04 Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Felduntersuchungen – Teil 2: Rammsondierungen (ISO 22476-2:2005); Deutsche Fassung EN ISO 22476-2:2005

- 
- 
- [76] DIN EN ISO 22476-3:2005-04 Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Felduntersuchungen – Teil 3: Standard Penetration Test (ISO 22476-3:2005); Deutsche Fassung EN ISO 22476-3:2005
  - [77] DIN EN ISO 22476-4:2008-02 (Entwurf) Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Felduntersuchungen – Teil 4: Pressiometerversuch nach Ménard (ISO/DIS 22476-4:2007); Deutsche Fassung prEN ISO 22476-4:2007
  - [78] DIN EN ISO 22476-5:2008-02 (Entwurf) Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Felduntersuchungen – Teil 5: Versuch mit dem flexiblen Dilatometer (ISO/DIS 22476-5:2007); Deutsche Fassung prEN ISO 22476-5:2007
  - [79] DIN EN ISO 22476-7:2008-02 (Entwurf) Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Felduntersuchungen – Teil 7: Seitendruckversuch (ISO/DIS 22476-7:2007); Deutsche Fassung prEN ISO 22476-7:2007



# Stichwortverzeichnis

## A

Abnahmeprüfung 86 f., 91, 94 f., 97 f., 118, 133  
Abschalrohr 21, 66, 72  
Ankerrenzlast 27, 92 f., 96  
Ankerlage 27, 98 f., 134, 149  
Ankerprüfung 87, 94 f., 97  
Auflagerung, freie 125, 127 ff.  
Auflockerung 20, 42, 53, 60 f., 63, 88, 98, 147, 155  
Auflockerungsbohrung 46, 51  
Auftriebskraft 105, 135 f.  
Auftriebsnachweis 104, 107, 120, 135, 155  
Auftriebssicherheit 101, 104, 135, 155  
Ausfachung 15 ff., 42 ff.  
Ausführungsfehler 63, 148 f.  
Außenspülung 87  
Aussteifung 14, 16, 19, 25, 66, 106

## B

Baugrubensohle 13 f., 28 f., 30, 36, 43 f., 73, 101, 104 f., 107, 109, 115, 117 f., 123 ff., 132, 136, 140 ff., 149, 155 f.  
Baugrunderkundung 14, 31, 34, 110  
Baugrundgutachten 37  
Baugrundmodell 34 f., 38  
Baugrundrisiko 34  
Bauschadensquelle 149  
Bauzustand 15, 77, 86, 116 f., 120, 127, 140  
Bauzustandserhebung 39, 74  
Bemessung 13 f., 86 f., 91, 94, 115 ff., 120, 132 f., 136 f., 152  
Bemessungs(erd)widerstand 97, 130 f.  
Bemessungssituation 77, 94, 120  
Bemessungswasserstand 36 f., 135  
Bentonitsuspension 58, 67  
Berechnung, erdstatische 14, 38, 115  
Beschleunigungsamplitude 57  
Betondeckung 62, 71  
Betonieren 21, 58, 60, 62, 68, 71 f., 106 f.  
Bewehren 58, 62, 71  
Beweissicherung 39, 74  
Bodenaustausch 46  
Bodenverdichtung 46, 48, 53, 147

Bohren 14 f., 19 f., 37, 58 ff., 63, 89, 98, 147  
Bohrpfahlwand 19 ff., 27, 29, 41, 57 f., 63, 65, 101, 147, 156  
Bohrrohr 58, 61, 63, 88 f., 98, 110  
Bohrschnecke 23, 32, 59, 61, 63

## C

CCFA-Verfahren 61 f.  
CFA-Verfahren 61

## D

Dichtwand 22 f., 29, 36, 58, 64, 101, 156  
Dieselbär 48  
Doppelbohle 17, 44 f.  
Druckgefälle 68 f.  
Druckrohranker 86  
Drucksondierung 32 ff.  
Durchlässigkeit 18, 22, 29, 32 f., 37, 44, 65, 68 f., 102, 104, 107, 110, 113, 116, 135  
Düsschatten 83, 111

## E

Eignungsprüfung 87, 94 ff.  
Einbindetiefe 24, 29, 77 f., 104, 116, 126 ff., 130, 137, 149 f.  
Eindringwiderstand 33, 41, 44, 46, 50 f.  
Einpressen 15, 19, 37, 45, 51 f.  
Einspannung 125, 127 ff., 133  
Einzelbohle 18 f., 44 f., 51  
Entspannungsbrunnen 104 f.  
Erdaufleger 118 f., 129 ff.  
Erddruck 19, 27, 31, 70, 72, 78, 86, 97, 115 f., 121 ff., 131 ff., 136, 145, 150, 152  
Erddruck, erhöhter 19, 78, 115, 121 f., 132  
Erddruckumlagerung 123  
Erddruckverteilung 115, 121  
Erddruckwiderstand 31, 103, 116, 118, 121, 124, 126 ff., 130 ff., 142  
Erkundungstiefe 36  
Erosionsgrundbruch 138  
Erschütterung 19 f., 37, 41, 45, 50 f., 53 ff., 62 f., 98, 147

## F

FE-Berechnung 139, 145  
Fehlstelle 30, 72, 83, 101 ff., 110 ff., 155  
Filtratwasserabgabe 68  
Fließgrenze 67 ff.  
Fräse 22, 70 f., 81 f.  
Freifallhammer 48, 54

## G

Gebrauchslast 86, 94 f., 97, 99  
Gebrauchstauglichkeit 25, 34, 87, 118, 139  
Geländebruch 77, 82, 118 f.  
Geotechnische Kategorie 35  
Giebelsicherung 74 f.  
Gleichgewicht (der Vertikalkräfte) 115 f., 126, 129, 131  
Gleitfuge, tiefe 27, 87, 118 f., 133 f.  
Gleitkörper 133 f.  
Greifer 22, 59, 63, 70  
Grundbruch 30, 77, 81 f., 101, 109, 119 ff., 138, 149 f., 153  
Grundbruch, hydraulischer 46, 137  
Grundwasser 18, 20, 28, 31, 34 ff., 43 f., 58, 60 ff., 68 f., 89, 98, 101 f., 104, 106 ff., 110, 116, 124, 150  
Grundwasserabsenkung 28 f., 37, 144  
Grundwasserhaltung 14, 28 f.  
Gurt, Gurtung 15, 17 f., 25, 27, 43, 118, 128 f.

## H

Hartgel 81  
Herausziehungswiderstand 51  
Hochdruckinjektion (HDI) 23, 63, 73, 75, 80 ff., 101, 103, 110 ff., 156 f.  
Hydraulikhammer 48

## I

Injektion 23, 30, 73, 76, 80 f., 107 ff., 135, 150  
Injektionssohle 29, 101, 109, 153

## K

Kellystange 59, 63  
Kolbenwirkung 60  
Kontraktorverfahren 21, 60, 62, 71, 106  
Kriechmaß 91, 95 ff.

## L

Lamelle 21 ff., 64, 72  
Lastansatz 118, 121, 127 ff.  
Lastfigur 123 f., 128  
Leitwand 21, 58, 64, 66, 69

## M

Mäkler 47 f., 51  
Manschettenrohrverfahren 80, 109  
Mantelreibung 27, 33 f., 47, 51, 53, 91 ff., 131, 133  
Mixed-In-Place-Verfahren 23  
Muldenlage 78

## N

Nachbarbauwerk, Nachbarbebauung 14, 18, 20, 26, 37, 39, 41 f., 44, 50 f., 53, 58, 62 f., 72, 86 f., 98, 139 f., 144, 147 f., 149 f., 154  
Nachverpressen 89 f., 93  
Numerische Simulation 139 f., 143, 145  
Nutzlast 123

## P

Pilgerschrittverfahren 23, 64, 72  
Planungsfehler 148 f.  
Poreninjektion 101, 107, 110, 157  
Primärlamelle 21, 23, 64, 72  
Primärpfahl 19, 58, 63  
Primärsäule 111

## R

Rammen 14 f., 33, 37, 41, 45, 47 ff., 147  
Rammhindernis 46  
Rammsondierung 33 f.  
Restwassermenge 22, 102  
Risikoabschätzung 148  
Rüttelinjektionspfahl (RI-Pfahl) 102  
Rütteln 14 f., 37, 41, 45, 47, 50, 147

## S

Sattellage 79  
Schaden 14, 24, 28, 30, 39 f., 43, 49 ff., 53 ff., 62 f., 74 ff., 78, 87, 98, 119, 147 ff.  
Schlagrammen 47, 54  
Schlitzwand 15, 21 ff., 27, 29, 38 f., 41, 58, 62, 64 ff., 68, 72, 101, 105, 122, 147  
Schloss 17 f., 29 f., 44 ff., 48, 51, 150  
Schlosssprengung 19, 30, 46, 49

Schlosssprungdetektor 46  
Schnellschlaghammer 48  
Schurf 74  
Schwinggeschwindigkeit 54 ff.  
Sekundärlamelle 21, 23, 64, 72  
Sekundärpfahl 19, 58  
Sekundärsäule 112  
Setzung 14, 19, 28, 42, 53, 56 ff., 62 f., 72,  
75, 78 f., 81 f., 87, 89, 98 f., 139, 143, 145,  
147 f., 150 ff.  
Sicherheitskonzept 118 f.  
Sicherungsmaßnahmen 32, 39, 77 f., 107,  
112  
Silikatgel 80 f.  
Sohlabdichtung 14, 28 ff., 38, 80, 101 f., 104,  
120, 124, 135, 156 f.  
Sondierung 31 ff., 112  
Sperrmittel 80, 109  
Spundbohle 18 f., 29, 38, 44 ff., 147, 150,  
154 f.  
Spundwand 15, 17 ff., 22 f., 29 f., 38 f., 41 f.,  
44 ff., 51 ff., 64, 66, 101, 105, 121 f., 131,  
142 f., 147, 150, 152 ff.  
Standicherheit 13, 15, 21 f., 27, 31, 34 f.,  
61, 64, 69 f., 74, 77 f., 81 f., 87, 118 f., 126,  
133 f., 139  
Steckträgerverbau 20  
Steife 15, 17 f., 24 ff., 85, 99, 115 ff., 120,  
122 f., 125, 128 ff., 142 ff.  
Steifenlage 117, 144, 153  
Stoffgesetz 140 f.  
Strömungskraft 115, 121, 124, 137 f.  
Stützsuspension 21 f., 58, 62 ff., 67 f., 71  
Systemdurchlässigkeit 22, 65, 102

## T

Teilsicherheitsbeiwert 94, 119 ff., 125 f.,  
130 f., 133 f., 137  
Thixotrop 67  
Trägerbohlwand 15 ff., 23, 27, 41 f., 58, 118,  
122, 128, 130 ff., 142 f., 149  
Tragfähigkeit 25, 45, 81, 85 ff., 89, 91 ff.,  
129, 133, 136, 139

## U

Überlagerungsbohrung 88  
Überschneidungsmaß 19, 58  
Unterfangung 23 f., 73 ff., 148, 152 f., 156

Unterwasserbeton 62, 105  
Unterwasserbetonsohle 29, 101, 103, 105 ff.,  
143

## V

Verankerung 14, 16 f., 19, 26, 29, 43, 74 ff.,  
78, 85, 91, 101 ff., 105 ff., 111, 143  
Verbundanker 26 f., 86, 96  
Verformungsprognose 139 f.  
Verpressanker 15 ff., 26 f., 31, 38, 85 ff., 91,  
94, 98, 102, 106, 118, 120 f., 133, 135,  
143, 147, 150  
Verpresskörper 26 f., 86 f., 89, 91 ff., 95 f., 98,  
121, 133 f., 137, 143  
Vibrationsrammen 54, 56  
Voraushub 16, 76 f., 107, 110  
Vor-der-Wand-Verfahren 61  
Voreilmaß 60, 63  
Vorspannung 25 f., 86, 99, 106, 144

## W

Wandreibungswinkel 115 f., 122, 126, 130  
Wandverformung 14, 17 f., 24, 37, 44, 72,  
103, 116 f., 126, 140, 148  
Wasserdruck 31, 33, 36, 68 ff., 104, 106,  
116, 123, 128, 134, 145  
Wasserglas 80, 108, 110  
Weichgel 101, 107 ff., 157

## Z

Ziehen 16, 23, 38, 42, 44, 47, 51, 53, 66,  
71, 85, 89, 98  
Zugglied 26, 43, 86 f., 89 ff., 94, 98, 118,  
133  
Zugpfahl 29, 101, 135, 137, 156



# Fachbuchreihe SCHADENFREIES BAUEN

Herausgegeben von Dr.-Ing. Ralf Ruhnau ■ Begründet von Professor Günter Zimmermann



Die Fachbuchreihe SCHADENFREIES BAUEN stellt das gesamte Gebiet der Bauschäden dar. Erfahrene Bausachverständige beschreiben die häufigsten Bauschäden, ihre Ursachen und Sanierungsmöglichkeiten sowie den Stand der Technik. Die Bände behandeln jeweils ein einzelnes Bauwerksteil, ein Konstruktionselement, ein spezielles Bauwerk oder eine besondere Schadensart.

- |         |  |         |  |
|---------|--|---------|--|
| Band 44 | Schäden bei Baugrubensicherungen   | Band 20 | Schäden an Wärmedämm-Verbundsystemen                                       |
| Band 43 | Schäden an Schwimmbädern   | Band 19 | Schäden an Außenwänden aus Mehrschicht-Betonplatten                        |
| Band 42 | Nutzereinfluss auf Schäden an Gebäuden                                     | Band 18 | Schäden an Deckenbekleidungen und abgehängten Decken                       |
| Band 41 | Schäden beim Bauen im Bestand  | Band 17 | Schäden an Dränanlagen   |
| Band 40 | Schäden an Dachdeckungen   | Band 16 | Tauwasserschäden   |
| Band 39 | Schäden durch fehlerhaftes Konstruieren mit Holz                           | Band 15 | Schäden an Estrichen   |
| Band 38 | Wasserschäden  | Band 14 | Schäden an Tragwerken aus Stahlbeton                                       |
| Band 37 | Windschäden  | Band 13 | Schäden an Außenwänden aus Ziegel- und Kalksandstein-Verblendmauerwerk     |
| Band 36 | Schäden an Abdichtungen erdberührter Bauteile                              | Band 12 | Schäden an Fassaden und Dachdeckungen aus Aluminium und Stahl              |
| Band 35 | Schäden an genutzten Flachdächern  | Band 11 | Schäden an Außenmauerwerk aus Natursandstein                               |
| Band 34 | Gründungsschäden   | Band 10 | Schäden an Außenwänden mit Asbestzement-, Faserzement- und Schieferplatten |
| Band 33 | Schäden an Balkonen  | Band 9  | Schäden an Fassadenputzen  |
| Band 32 | Schäden durch mangelhaften Wärmeschutz                                     | Band 8  | Schäden an Abdichtungen in Innenräumen                                     |
| Band 31 | Die vorsorgliche Beweissicherung im Bauwesen                               | Band 7  | Risschäden an Mauerwerk  |
| Band 30 | Schäden an Tragwerken aus Stahl  | Band 6  | Schäden an Fenstern  |
| Band 29 | Schäden an Holzfußböden  | Band 5  | Feuchtebedingte Schäden an Wänden, Decken und Dächern in Holzbauart        |
| Band 28 | Schäden an Holztragwerken  | Band 4  | Schäden an Industrieböden  |
| Band 27 | Mangelhafter Schallschutz von Gebäuden                                     | Band 3  | Schäden an Sichtbetonflächen   |
| Band 26 | Schäden an polymeren Beschichtungen  | Band 2  | Schäden an Flachdächern und Wannen aus wasserundurchlässigem Beton         |
| Band 25 | Schäden an Belägen und Bekleidungen aus Keramik, Natur- und Betonwerkstein | Band 1  | Schäden an Außenwandfugen im Beton- und Mauerwerksbau                      |
| Band 24 | Schäden an Installationsanlagen  |         |  |
| Band 23 | Schäden an Türen und Toren   |         |  |
| Band 22 | Schäden an elastischen und textilen Bodenbelägen                           |         |  |
| Band 21 | Schäden an Glasfassaden und -dächern                                       |         |  |

Fraunhofer IRB Verlag

Postfach 80 04 69 ■ 70504 Stuttgart ■ Telefon 0711 970-25 00 ■ Fax 0711 970-25 08

[irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de) ■ [www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

https://doi.org/10.51022/9783819790709 - Generiert durch IP 216.78.236.00, am 24.01.2026, 04:54:21. © Urheberrechtlich geschützter Inhalt. Ohne Gewährleistung. Erlaubnis ist jede urheberrechtliche Nutzung untersagt, insbesondere die Nutzung des Inhalts in Zusammenhang mit, für oder in KI-Systemen, KI-Modellen oder Generativen Sprachmodellen.

# Schadenfreies Bauen

Die Fachbuchreihe »Schadenfreies Bauen« stellt das gesamte Gebiet der Bauschäden dar. Erfahrene Bausachverständige beschreiben die häufigsten Bauschäden, ihre Ursachen und Sanierungsmöglichkeiten sowie den Stand der Technik. Die Bände behandeln jeweils ein einzelnes Bauwerksteil, ein Konstruktionselement, ein spezielles Bauwerk oder eine besondere Schadensart.

Band 44

Martin Achmus

## Schäden bei Baugrubensicherungen

Die Herstellung einer Baugrube gehört zu fast jeder Baumaßnahme. Während bei geringen Aushubtiefen einfache Gräben oder Böschungen ausreichen, ist bei größeren Tiefen regelmäßig die Konstruktion einer Baugrubenwand nötig. Dies ist hinsichtlich Entwurf, Berechnung und Ausführung eine anspruchsvolle Ingenieuraufgabe, bei der Fehler und Schäden schwere bis katastrophale Folgen für Personen, das Bauwerk oder die angrenzende Bebauung haben können. Aber auch auf korrekt bemessene und ausgeführte Baugrubensicherungen wirken im Bauablauf Einflüsse wie Erschütterungen und Verformungen ein. Zudem treten gerade bei der unmittelbar angrenzenden Nachbarbebauung geringe Schäden nahezu zwangsläufig auf.

In diesem Buch werden zunächst die Anforderungen an den Umfang von Baugrunderkundungen als Planungsgrundlage dargestellt. Die Verfahren zur Baugrubensicherung und ihre Anwendungsbereiche werden auch mit Blick auf mögliche schadensrelevante Beeinflussungen von Nachbarbauwerken beschrieben. Auf die Herstellungsanforderungen für Wandsysteme und Aussteifungen, Verankerungen und Sohlabdichtungen wird ebenso eingegangen wie auf die erdstatische Berechnung der Sicherungssysteme. Damit soll das erforderliche Wissen für eine im Sinne von Wirtschaftlichkeit und Schadenfreiheit optimale Planung und Ausführung von Baugrubensicherungen in relativ komprimierter Form zusammengestellt werden.

### Der Autor:

Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus leitet das Institut für Geotechnik an der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie der Leibniz Universität Hannover. Er ist außerdem ö. b. u. v. Sachverständiger für Baugrunduntersuchungen, Erd- und Grundbau, Sachverständiger für Erd- und Grundbau nach Bauordnungsrecht sowie geschäftsführender Gesellschafter des Ingenieurbüros ACP Grundbauplanung GmbH.

ISBN 978-3-8167-8602-3

