

Geotechnik-Seminar

DIN 1054:2005 und EC 7-1

28. Oktober 2005

Leitung:

Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt
Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau,
Bodenmechanik und Felsmechanik
Technische Universität München

Inhaltsverzeichnis

LBD Dr.-Ing. B. Schuppener, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe Einführung: Entwicklung der Grundbau-Normen aus europäischer und deutscher Sicht	3
Prof. Dr.-Ing. N. Vogt, Zentrum Geotechnik TUM DIN 1054 und EC 7: Stand der Grundbau-Normung am Beispiel von Flachgründungen	11
Dr.-Ing. Th. Richter, Geotechnik und Dynamik GmbH, Berlin Standicherheit von Böschungen und Stützwänden im Licht der neuen Normung	23
Dipl.-Ing. E. Birle, Zentrum Geotechnik TUM Nachweis eines Verbaus nach DIN 1054:2005	39
LBD Dr.-Ing. B. Schuppener, BAW, Karlsruhe Auftriebssicherheit und hydraulischer Grundbruch	63
Dipl.-Ing. R. Jörger, Bilfinger Berger AG, Mannheim Die neue Generation der EN-Ausführungsnormen – erste Erfahrungen aus der Praxis	81
Prof. Dr.-Ing. H.-G. Kempfert, Universität Kassel Entwurf von Pfahlgründungen nach DIN 1054:2005 und Eurocode EC 7-1	93
Prof. Dr.-jur. K. Englert, Anwaltskanzlei, Schrobenhausen Die Bedeutung der DIN 4020 im Baurecht	111

Entwicklung der Grundbau-Normen aus europäischer und deutscher Sicht

Dr.-Ing. Bernd Schuppener,
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Kurzfassung: In den letzten Jahren sind zwei wichtige geotechnische Normen, die Neufassungen der DIN 1054 *Baugrund Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau (2005-01)* und die DIN 4020 *Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke (2003-09)* im Weißdruck erschienen. Gleichzeitig wurde der Eurocode 7 *Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1 Allgemeine Regeln* vom CEN veröffentlicht. Nach einer Kalibrierungsperiode von 2 Jahren und einer Koexistenzperiode von weiteren 3 Jahren müssen alle deutschen Normen zurückgezogen werden, die Regelungen der Eurocodes enthalten. In etwa 5 Jahren wird daher die neue DIN 1054 in der jetzigen Form nicht mehr existieren und vom Eurocode abgelöst werden. Es wird dargestellt, welche inhaltlichen und formalen Anpassungen für die zukünftigen deutsch-europäischen geotechnischen Normen erforderlich werden und wie die in den deutschen Normen enthaltenen speziellen deutschen Erfahrungen im Erd- und Grundbau in das neue Normenwerk integriert werden.

1 Einleitung

Im Jahre 1975 beschloss die Kommission der Europäischen Gemeinschaft in einem von der EU finanzierten und kontrollierten Programm, Bemessungsnormen für das Bauwesen zu erarbeiten. Ziel des Eurocode-Programms der Harmonisierung technischer Normen war nicht nur die Beseitigung technischer Handelshemmnisse innerhalb Europas, sondern auch die Sicherung der Wettbewerbs- und Zukunftsfähigkeit der Unternehmen. Die Arbeit an den Eurocodes ist weitgehend abgeschlossen. Die letzten Eurocodes werden voraussichtlich 2006 durch die nationalen Normungsinstitute der Mitgliedsstaaten ratifiziert.

Parallel zu den Eurocodes sind in den letzten Jahren in Deutschland neue nationale Bemessungsnormen für den konstruktiven Ingenieurbau und die Geotechnik erarbeitet worden, um das Teilsicherheitskonzept der Eurocodes mit den speziellen deutschen Erfahrungen und Verfahren zu verbinden und dem Anwender für eine Übergangszeit eine verbindliche normative Regelung zur Verfügung zu stellen. Diese nationalen Normen sind zum großen Teil mittlerweile in Deutschland auch bauaufsichtlich eingeführt worden.

Im Rahmen der Europäischen Verträge haben sich die Mitgliedsländer der Europäischen Union zur Harmonisierung der nationalen und europäischen Baunormen folgende normenrechtliche Ziele gesetzt:

- Die Eurocodes des Bauwesens sind von allen Mitgliedsstaaten der EU einzuführen und anzuwenden.

- Konkurrierende nationale und europäische Normen sind nicht zulässig. Deshalb sind nationale Normen, für die es europäische Normen gibt, nach einer Übergangsfrist zurück zu ziehen.
- Nationale Normen sind nur in den Bereichen zulässig, in denen es keine europäischen Normen gibt. Sie dürfen europäischen Normen nicht widersprechen.

Für die Umsetzung dieser Ziele wurde folgender Zeitplan zur Umsetzung der Eurocodes nach ihrer Veröffentlichung durch das CEN festgelegt:

- Während einer Kalibrierungsperiode von 2 Jahren sind die sog. Nationalen Anhänge für die Eurocodes zu erstellen.
- Nach einer Koexistenzperiode von weiteren 3 Jahren sind dann die nationalen Normen zurückzuziehen, für die es Eurocodes gibt.

In etwa 5 Jahren werden daher die neuen Bemessungsnormen des konstruktiven Ingenieurbaus und der Geotechnik in der jetzigen Form nicht mehr existieren und von den Eurocodes und den nationalen Anhängen abgelöst werden. Es wird dargestellt, welche inhaltlichen und formalen Anpassungen erforderlich sind, um die in den deutschen Normen enthaltenen speziellen deutschen Erfahrungen im Erd- und Grundbau in das neue Normenwerk zu integrieren.

2 EC 7-1 und DIN 1054

Zur Bemessung liegen in der Geotechnik zum einen

- der Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln (2004) und zum anderen
- die neue DIN 1054 (2005-01) "Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau"

vor. Die DIN 1054 wurde parallel zum EC 7-1 erarbeitet, um das Teilsicherheitskonzept der Eurocodes mit den speziellen deutschen Erfahrungen und Verfahren zu verbinden und dem Anwender für eine Übergangszeit eine verbindliche normative Regelung zur Verfügung zu stellen.

Der Inhalt des EC 7-1 und der DIN 1054 ist in Abbildung 1 durch zwei Kreisflächen dargestellt, die sich überschneiden, weil der größte Teil Regelungen der beiden Normen gleich ist. Die Schnittmenge des Überschneidungsbereichs enthält die wichtigsten und grundlegenden Festlegungen, z. B. die Definition der Grenzzustände und das Teilsicherheitskonzept. Sie entspricht dem normativen Teil des EC 7-1. Daneben gibt es eine Reihe von Festlegungen im EC 7-1, die nicht in der DIN 1054 enthalten sind. Dazu gehören z. B. die Nachweisverfahren, für die wir uns in Deutschland nicht entschieden haben, und die informativen Anhänge mit erdstatischen Berechnungsverfahren, für die wir eigene Normen haben. Als letztes, aber als wichtigstes ist der Bereich der DIN 1054 zu erwähnen, der nicht im EC 7-1 enthalten ist. Dieser Bereich umfasst alle speziellen deutschen Erfahrungen, die wir natürlich auch in Zukunft weiter verwenden wollen.

Die DIN 1054 und EC 7-1 sind zum großen Teil inhaltlich gleich. Die DIN ist daher eine mit dem EC 7-1 konkurrierende nationale Norm, die in ihrer jetzigen Form nach einer Übergangsfrist zurückgezogen werden muss. Die Übergangsfrist hat zwei Phasen. In einer sogenannten Kalibrierungsperiode von 2 Jahren ist eine nationale Fassung des EC 7-1 herzustellen. Nach einer

Koexistenzperiode von 3 Jahren, während derer sowohl die alten nationalen Normen als auch die Eurocodes gelten dürfen, müssen die konkurrierenden nationalen Normen zurückgezogen werden.

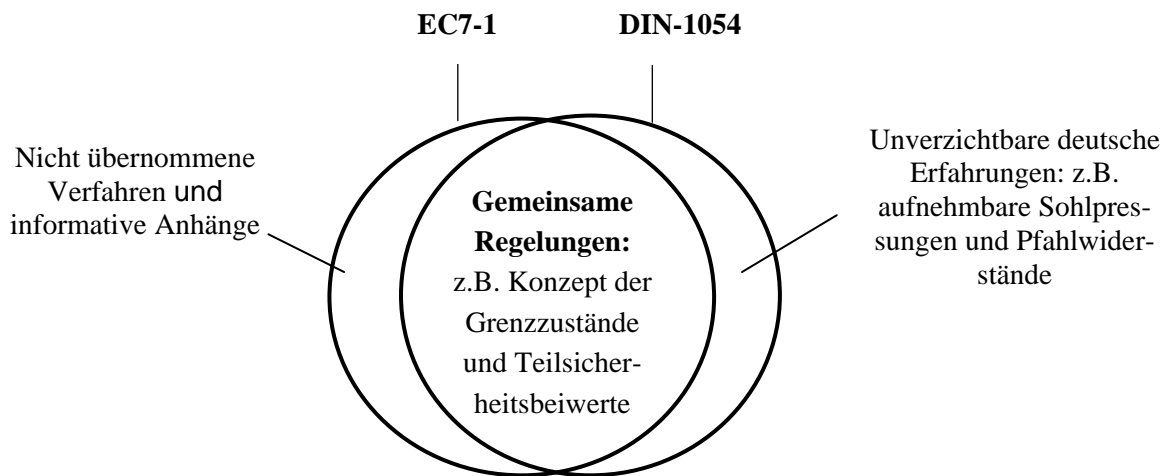


Bild 1: Regelungsbereiche des EC 7-1 und der DIN 1054

Die deutsche Fassung des Eurocodes 7-1 als DIN EN 1997-1 wird aus

- dem vollständigen deutschen Text des Eurocodes einschließlich aller Anhänge,
- einer nationalen Titelseite, einem nationalen Vorwort und
- einem sog. Nationalen Anhang

bestehen. In dem *Leitpapier Anwendung der Eurocodes* hat die Europäische Kommission Vorschriften darüber erlassen, was in den Nationalen Anhang aufzunehmen und wie er aufgebaut ist. Darin wird zunächst noch einmal bekräftigt:

„2.1.1 Die Bestimmung von Sicherheitsniveaus für Hoch- und Ingenieurbauwerke und für Teile davon einschließlich der Aspekte der Dauerhaftigkeit und der Wirtschaftlichkeit ist und bleibt in der Zuständigkeit der Mitgliedstaaten.“

Gleichzeitig werden jedoch dem nationalen Entscheidungsspielraum Grenzen gesetzt:

„2.3.4 Ein nationaler Anhang kann den Inhalt eines EN Eurocodes in keiner Weise ändern, außer wo angegeben wird, dass eine nationale Wahl mittels national festzulegender Parameter vorgenommen werden kann.“

„2.1.6 Es sollte in nationalen Vorschriften vermieden werden, Bestimmungen der EN Eurocodes, z. B. Anwendungsregeln, durch nationale Regelungen zu ersetzen. Wenn jedoch nationale Vorschriften vorsehen, dass der Tragwerksplaner von den EN Eurocodes oder bestimmten Vorschriften davon (z.B. Anwendungsregeln) abweichen kann oder sie nicht anwenden muss - auch nach Ablauf der Koexistenzperiode - werden Entwurf und Bemessung nicht als "Entwurf und Bemessung gemäß der EN Eurocodes" bezeichnet.“

Ein Entwurf, der auf Grundlage von Vorschriften aufgestellt wurde, die nicht den Eurocodes entsprechen, hat also nicht mehr das Gütesiegel „Entwurf und Bemessung gemäß der EN Eurocodes“.

In den Nationalen Anhang der DIN EN 1997-1, der als gesondertes Dokument (DIN EN 1997-1-NA-1) erscheinen wird, darf nach dem *Leitpapier Anwendung der Eurocodes* nur folgendes aufgenommen werden:

- die Zahlenwerte für Teilsicherheitsbeiwerte,
- die Entscheidung für ein Bemessungsverfahren, wenn mehrere Verfahren zur Wahl gestellt sind,
- die Entscheidungen bezüglich der Anwendung informativer Anhänge,
- länderspezifische Angaben (geografischer, klimatischer Art usw.), z. B. eine Schneekarte und
- Verweise auf nicht widersprechende zusätzliche Angaben, die dem Anwender beim Umgang mit dem Eurocode helfen.

Der Nationalen Anhang darf also keinerlei zusätzliche nationale normative Regelungen enthalten. Für die spezifisch nationalen Regelungen sind aber weiterhin nationale Normen möglich, auf die im Nationalen Anhang verwiesen wird.

Um die speziellen deutschen Erfahrungen der DIN 1054 zu erhalten, muss die DIN 1054 also überarbeitet werden, indem alle Regelungen gestrichen werden, die schon im Eurocode enthalten sind. Die so überarbeitete DIN 1054 stellt keine Konkurrenz mehr zum EC 7-1 dar. Sie ist eine nationale Ergänzung des EC 7-1, deren Regelungen dem EC 7-1 nicht widersprechen, so dass sie als nationale Norm bestehen bleiben kann. Parallel zum Nationalen Anhang muss daher eine neue DIN 1054 erarbeitet und ebenso zum Jahr 2007 fertig gestellt werden, denn ohne die nationalen ergänzenden Regelungen der neuen DIN 1054 können die Nachweise der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit nach dem EC 7-1 nicht durchgeführt werden.

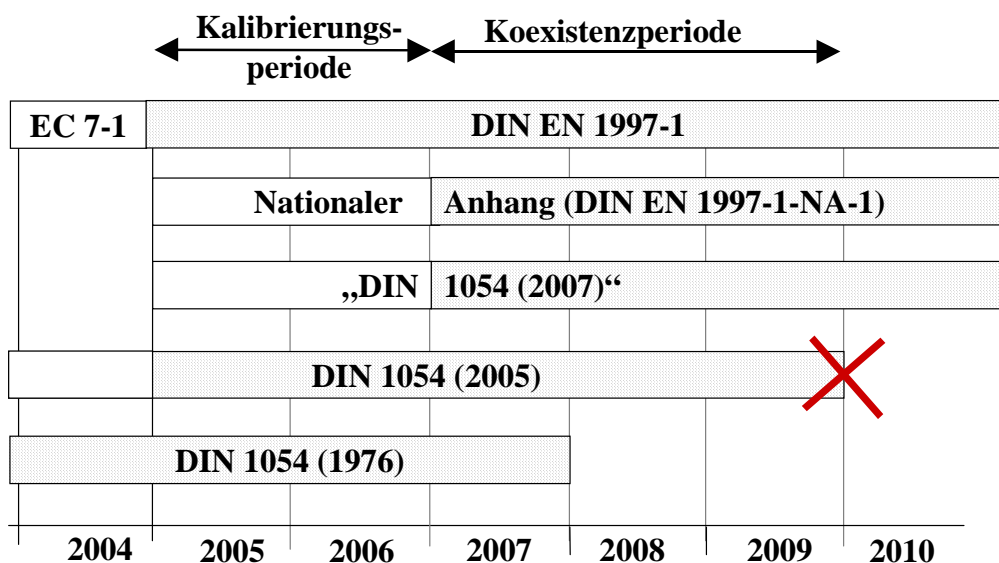


Bild 2: Zeitplan für die Einführung des Eurocode DIN EN 1997-1

Der ungefähre Zeitplan der weiteren Entwicklung des EC 7-1 und der verschiedenen Fassungen der DIN 1054 ist in Abbildung 2 dargestellt. Zur Zeit gilt noch die alte DIN 1054 von 1976. Nachdem die neue DIN 1054 (2005) Ende 2004 von der Fachkommission Bautechnik bauaufsichtlich eingeführt wurde, ist sie noch weitere 3 Jahre parallel gültig. Die offizielle deutsche Fassung des EC 7-1 ist Ende 2004 erschienen, so dass nach einer Kalibrierungsperiode von 2 Jahren und einer Koexistenzperiode von 3 Jahren etwa im Jahr 2009 die DIN EN 1997-1 "Entwurf, Bemessung und Berechnung in der Geotechnik - Allgemeine Regeln" mit dem Nationalen Anhang der DIN EN 1997-1-NA-1 gültig sein wird.

In dem Nationalen Anhang wird allerdings nicht nur auf die DIN 1054 (2007) verwiesen, sondern auch auf alle anderen in der Geotechnik zu beachtenden Normen wie z. B. die Berechnungsnormen DIN 4017 *Grundbruchberechnung*, DIN 4084 *Gelände- und Böschungsbruchberechnungen* und DIN 4085 *Berechnung des Erddrucks* sowie die Herstellungsnormen des Spezialtiefbaus.

Wie die bauaufsichtliche Einführung der DIN EN 1997-1, des Nationalen Anhangs der DIN EN 1997-1-NA-1 und der DIN 1054 (2007) geregelt wird, ist zur Zeit noch nicht klar.

Die drei Normen, die DIN EN 1997-1, Nationalen Anhang DIN EN 1997-1-NA-1 und die DIN 1054 (2007) sind leider alles andere als anwenderfreundlich, denn der Nutzer muss bei der Arbeit immer zwischen 3 Papieren hin- und herblättern. Deshalb wird wahrscheinlich als letzter Schritt ein DIN-Fachbericht erstellt, in dem alle drei Normen in einem Dokument zusammengefasst werden. Dabei könnte man drucktechnisch deutlich machen, welche Regelung aus welcher Norm stammen. Dies wäre für den Anwender sicherlich die beste Lösung.

3 DIN 4020 und EC 7-2

Eine ähnliche Situation wie bei den Bemessungsnormen ergibt sich in der Geotechnik bei den Normen für die Erkundung und Beurteilung des Baugrunds. Es liegt zum einen die überarbeitete DIN 4020 *Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke* (2003-09) vor, die Ende 2003 als Weißdruck erschienen ist. Zum anderen wurde im letzten Jahr der Teil 2: *Erkundung und Untersuchung des Untergrunds* des Eurocodes 7 fertiggestellt und in einer Vorabstimmung positives Votum sichergestellt. Er wird z. Z. übersetzt, so dass auch der Teil 2 des Eurocodes 7 im Herbst 2005 ratifiziert werden kann.

Grund für die Überarbeitung der DIN 4020 war weniger die Anpassung an das neue Sicherheitskonzept der Eurocodes als die Tatsache, dass die alte DIN 4020 (1990) im Gegensatz zur DIN 1054 bauaufsichtlich nicht eingeführt war. Eine bauaufsichtlich eingeführte Norm unterscheidet sich von den sonstigen Normen dadurch, dass ihre Einhaltung im Baugenehmigungsverfahren vom Prüfstatiker oder der Bauaufsicht zu überprüfen ist. Damit wird baurechtlich die Anwendung des „Vier-Augen-Prinzip“ sichergestellt. Beim Baugrund bestand daher eine Sicherheitslücke, als Art und Umfang sowie die Bewertung der Baugrunduntersuchungen nicht überprüft und Baugrunduntersuchungen deshalb in der Praxis oft genug entsprechend schlampig durchgeführt wurden.

Die bauaufsichtliche Einführung der alten DIN 4020 (1990) war damals von der Bauaufsicht der Länder abgelehnt worden, weil die Norm Regelungen enthielt, die nicht Gegenstand einer Prüfung durch die Bauaufsicht oder den Prüfstatiker sein können. Die Überarbeitung der DIN 4020 sollte

daher vor allem eine bauaufsichtliche Einführung ermöglichen. Sie bestand zu einem wesentlichen Teil in einer Neugliederung:

- Den Kern der überarbeiteten DIN 4020 (2003) bildet das Normblatt, das die prüfbaren normativen Regelungen zu den geotechnischen Untersuchungen enthält. Dieser Teil sollte bauaufsichtlich eingeführt und in die Muster-Liste der Technischen Baubestimmungen aufgenommen werden.
- Die nicht bauaufsichtlich zu prüfenden Teile sind in vier normativen und informativen Anhängen zusammengefasst.
- Darüber hinaus gibt es ein Beiblatt, das Anwendungshilfen und Erläuterungen enthält.

Leider hat sich die Bauaufsicht der Länder auch nach dieser Überarbeitung nicht entschließen können, die DIN 4020 bauaufsichtlich einzuführen. Sie hat das u. a. damit begründet, dass in der eingeführten DIN 1054 mehrfach auf die DIN 4020 verwiesen wird. Das ist gut und richtig, doch ist ein Verweis in einer DIN für einen Prüfer keine zwingende Verpflichtung, zu kontrollieren, ob die zitierte DIN auch beachtet wurde. Gerade das sollte erreicht werden. Insofern bleibt die Sicherheitslücke bestehen, weil das „Vier-Augen-Prinzip“ bei den Baugrunduntersuchungen baurechtlich nicht verbindlich verankert wird. Der Bauherr wurde von der Bauaufsicht der Länder mit dem Baugrundrisiko allein gelassen!

Die Vereinigung von DIN 4020 (2003) mit dem EC 7-2 wird formal genauso erfolgen wie bei der DIN 1054 und dem EC 7-1. Mit dem Nationalen Anhang zum Eurocode wird auch die DIN 4020 überarbeitet werden müssen. Dabei werden alle Regelungen in der DIN 4020 gestrichen, die schon im Eurocode enthalten sind.

Nach der Kalibrierungsperiode und der Koexistenzperiode wird dann etwa im Jahr 2010 die DIN EN 1997-2 „Entwurf, Bemessung und Berechnung in der Geotechnik - Erkundung und Untersuchung des Untergrunds“ mit dem Nationalen Anhang der DIN EN 1997-2-NA-1 gültig sein. In dem Nationalen Anhang wird nicht nur auf eine überarbeitete DIN 4020 verwiesen, die die zusätzlich erforderlichen nationalen Regelungen zur Planung, Durchführung und Bewertung der Baugrunduntersuchungen enthält, sondern auch auf alle anderen bei Baugrunduntersuchungen zu beachtenden Normen wie z. B. die DIN 4094 *Baugrund - Erkundung durch Sondierungen*, die DIN 4021 *Aufschlüsse durch Schürfe und Bohrungen sowie die Entnahme von Proben*, die Normen für bodenmechanische Laborversuche wie z. B. DIN 18137 *Baugrund – Versuche und Versuchsgärte; Bestimmung der Scherfestigkeit* sowie die Herstellungsnormen des Spezialtiefbau sowie die DIN 18196 *Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke*. Ein Teil dieser Normen wird möglicherweise in den nächsten Jahren durch entsprechende europäische Normen ersetzt werden.

Ob und wie die bauaufsichtliche Einführung der DIN EN 1997-2, des nationalen Anhangs der DIN EN 1997-2-NA-1 und der neuen DIN 4020 geregelt wird, ist zur Zeit noch nicht klar.

4 Schlussbetrachtung

Bei der Diskussion der Eurocodes wird immer wieder kritisch die Frage gestellt, ob denn der große Aufwand der jetzt über zwanzigjährigen Arbeit einer großen Zahl von Fachleuten des Bauwesens in einem angemessenen Verhältnis zu dem erzielten Nutzen der Harmonisierung der Normen steht, insbesondere wenn man berücksichtigt, dass in wesentlichen Fragen noch kein verbindli-

ches und einheitliches Vorgehen – wie bei den Standsicherheitsnachweisen – festgeschrieben wurde und auch die Größe der anzuwendenden Teilsicherheitsbeiwerte in jedem Mitgliedsland der Europäischen Union anders festgesetzt werden kann.

Dieser Frage muss man sich offen stellen. Auf der Habenseite ist festzustellen, dass mit der Einführung des Teilsicherheitskonzepts der Eurocodes auch die deutschen technischen Baubestimmungen wesentlich vereinheitlicht wurden. So haben als Nebenprodukt die deutschen Baunormen, die EAU, die EAB und viele andere Merkblätter ein einheitliches Nachweisformat bekommen, was alle Nutzer sicher begrüßen werden. Was die Harmonisierung innerhalb Europas anbetrifft, haben sich alle Beteiligten sicher eine weitergehende Vereinheitlichung erhofft. Wir haben unterschätzt, wie stark die unterschiedlichen Traditionen in Europa sind. Daher müssen wir akzeptieren, dass es im ersten Schritt zunächst noch drei konkurrierende Nachweisverfahren in Europa gibt. Es müssen jetzt weitere Schritte folgen, weil Normen Türöffner sind, um Technologien und Innovationen erfolgreich am Markt zu etablieren, und damit für Unternehmen ein wertvolles Instrument zur Sicherung ihrer Wettbewerbs- wie ihrer Zukunftsfähigkeit. Dies gilt insbesondere auch für die deutsche Bauindustrie, wo gerade die großen Konzerne z. Z. Gewinne fast ausschließlich im Ausland machen. Diese Offenheit der Eurocodes hat im Übrigen auch einen großen strategischen Vorteil. Weltweit stehen sich das amerikanische Normensystem der ASTM und die Eurocodes als Konkurrenten gegenüber. Gerade wegen ihrer Offenheit und Flexibilität ist eine Übernahme der Eurocodes für viele Länder attraktiv, weil es ihnen problemlos erlaubt, ihre eigenen Erfahrungen und Sicherheitsanforderungen zu integrieren. Zu einer positiven Bilanz kommt man daher, wenn man über die Grenzen Deutschlands hinaus schaut und sich vergegenwärtigt, welche Anforderungen die Zukunft und die globalisierten Märkte für die Bauindustrie stellen. In 10 Jahren wird man daher stolz und dankbar sein, dass sich Europa diese Eurocodes gegeben hat.

DIN 1054 und EC 7: Stand der Grundbau-Normung am Beispiel von Flachgründungen

Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt

Geotechnik Seminar am 28.10.2005 in München

1 Aufnahme der DIN 1054:2005-01 in die Liste der Bau-Musterverordnungen

Im Lenkungsgremium des Normenausschusses Bauwesen, Fachbereich 05 "Grundbau, Geotechnik" am 12. Mai 2005 war die Freude groß, als verkündet werden konnte, dass die neue **DIN 1054: "Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau"**, die mit Datum Januar 2005 veröffentlicht worden war, nach Abschluss eines letzten Verfahrensschrittes in Brüssel endgültig in die Liste der Bau-Musterverordnungen aufgenommen wurde. Damit wird sie jetzt in allen Bundesländern bauaufsichtlich eingeführt. Die aktuelle Liste der eingeführten Normen mit Bezug zum Grundbau findet sich in der Anlage. Leider wurde es von der Bauministerkonferenz – Fachkommission Bautechnik der Länder – abgelehnt, auch die **DIN 4020 "Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke"** in gleicher Weise einzuführen. Dem stand im Weg, dass die in ihr enthaltenen Regelungen nicht auf den ersten Blick sicherheitsrelevant sind. Dennoch genießt auch diese Norm einen hohen baurechtlichen Stellenwert, denn gleichzeitig mit der ergänzten Musterliste der Baunormen wurde eine Anlage zur DIN 1054 verabschiedet, die als Nr. 3 folgenden Hinweis trägt: **"DIN 1054 nimmt wiederholt Bezug auf Ergebnisse von Baugrunduntersuchungen, die den Anforderungen der Norm DIN 4020:2003-09 genügen. Diese müssen vor der konstruktiven Bearbeitung der baulichen Anlage vorliegen"**. Wenn künftig Bauunterlagen zur Prüfung eingereicht werden, die ohne die Grundlage von Baugrunduntersuchungen erstellt wurden, müssen diese daher von vornherein abgelehnt werden. Sätze wie "Die Zulässigkeit der angesetzten Bodenpressungen ist bei der Bauausführung verantwortlich zu überprüfen" widersprechen damit den technischen Regeln und können haftungsrechtliche Konsequenzen nach sich ziehen. Die erforderlichen Untersuchungen müssen schon während der Planung durchgeführt und ihre Ergebnisse vorgelegt werden.

Die neue DIN 1054:2005 basiert auf dem Teilsicherheitskonzept. Sie wurde parallel zum Eurocode 7 erarbeitet und die deutsche Norm und der europäische Code haben sich gegenseitig intensiv befruchtet. Sie widersprechen sich nicht, dennoch gibt es Unterschiede im Detail. Sie sind in ihren Formulierungen unabhängig voneinander. Aber der EC 7 enthält Passagen, die nicht in DIN 1054 enthalten sind, und es gibt präzise Regelungen in DIN 1054, die im EC 7 fehlen. Wie das zukünftig zusammenpassen wird, ist im vorausgegangenen Beitrag von Herrn Dr. Schuppener erläutert worden.

2 Aktuelle Situation der europäischen und deutschen Normung

Der **Eurocode 7-1** wurde als europäische Norm vom CEN am 23.04.2004 angenommen und hat alle Hürden der Ratifizierung in der Europäischen Kommission am 03.11.04 überwunden. Sie soll noch in diesem Jahr vom Beuth-Verlag als **DIN EN 1997-1**, also als deutsche Norm allgemein zur Verfügung gestellt werden, ist dann aber als gebrauchsfähige Norm noch nicht verbindlich. Sie enthält nämlich Optionen, über die in einem nationalen Anhang entschieden werden muss. So können die Mitgliedsländer selbst die Größe von Teilsicherheitsbeiwerten festlegen und für die zentralen Grenzzustandsnachweise sind 3 verschiedene Verfahren im EC 7 benannt, für die national zu regeln ist, welches Verfahren für welchen Nachweis verwendet werden soll. Insofern ist der EC 7 eine Regenschirm-Norm, unter der sich alle beteiligten Länder mit einem Rest ihrer Traditionen und Eigenheiten wieder finden können.

Parallel zum Eurocode 7 und in enger abstimmender Diskussion mit dem internationalen EC7-Gremium in Deutschland ist die DIN 1054 neu erarbeitet worden. Sie wurde im Januar 2003 veröffentlicht. Da aber leider die Länder diese Fassung der DIN 1054 vor allem aufgrund einiger formaler Unverträglichkeiten nicht bauaufsichtlich einführen konnten, stand unmittelbar nach der Herausgabe bereits eine Überarbeitung an. Mit Datum Januar 2005 ist aktuell eine neue Fassung der DIN 1054 erschienen, in der jetzt auch die Belange der Bauaufsicht erfasst sind und die daher im April 2005 in die Liste der Musterverordnungen aufgenommen werden konnte. In den nächsten Monaten wird sie von den obersten Bauaufsichtsbehörden der einzelnen Bundesländer mit den jeweiligen Einführungserlassen als bauaufsichtlich eingeführte Technische Baubestimmung baurechtlich eingeführt werden. Es ist davon auszugehen, dass diese Einführungsprozedur mit den Veröffentlichungen in den Landesgesetzblättern im Jahr 2006 abgeschlossen wird.

Mit der Einführung werden Übergangsregeln veröffentlicht werden, bis zu welchem Zeitpunkt Nachweise noch nach der bestehenden DIN 1054:1976 geführt werden dürfen. Hier ist mit der Veröffentlichung der neuen Norm als Frist der 31.12.2007 genannt worden. Danach muss mit der neuen Norm gearbeitet werden.

Leider ist damit noch keine Konsolidierungsphase im Bereich der geotechnischen Normung angesagt. Vielmehr muss der jetzt veröffentlichte EC 7 als nationale Norm umgesetzt werden. Der 31.03.2010 ist im europäischen Recht als Termin für das Auslaufen der eigenen nationalen Sicherheitsnormen vorgesehen und erzwingt dann das Gültigwerden des EC 7.

Dazu ist der erste Schritt das Erstellen eines nationalen

Anhangs zum EC 7, in dem alle alternativen Regelungen durch nationale Festlegung präzisiert werden. Dies soll bis Ende 2006 geschehen. Deutschland hat wie alle beteiligten Nationen darüber hinaus das Recht, ergänzende Regelungen zu treffen, wobei diese allerdings nicht dem EC 7 widersprechen oder ihn außer Kraft setzen dürfen. Daher sollen alle Regelungen, die derzeit in DIN 1054:2005, aber nicht in EC 7 enthalten sind, in eine Ergänzungsnorm übernommen werden. Sie könnte zum Beispiel den Titel tragen: "DIN 1054:2007, Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Anwendungsregeln zur EN 1997-1". Sie wird dieselbe Gliederung wie der EC 7 enthalten und die Grundsätze im EC 7 präzisieren und ergänzen.

An diesen Anwendungsregeln und dem nationalen Anhang wird derzeit gearbeitet, der Autor ist dabei für die Flachgründungen zuständig. Die jetzt offiziell vorliegenden Regeln der DIN 1054 und des EC 7 werden damit neu geordnet, nicht aber neu definiert. Schon heute steht die DIN 1054 nicht im Widerspruch zum EC 7, aber im Sprachgebrauch und in der Sichtweise vieler Details sind manche Anpassungen vorzunehmen. Für alle, die normenkonform arbeiten müssen, besteht also in den nächsten Jahren ein stetiger Weiterbildungsbedarf.

3 Kerninhalte der DIN 1054:2005 im Vergleich zur Ausgabe 1976

In der verfügbaren Zeit eines Vortrags lassen sich allenfalls wichtige Kerninhalte der neuen Norm vermitteln, schließlich enthält sie 120 Seiten und über jeden einzelnen Satz ist gerungen worden.

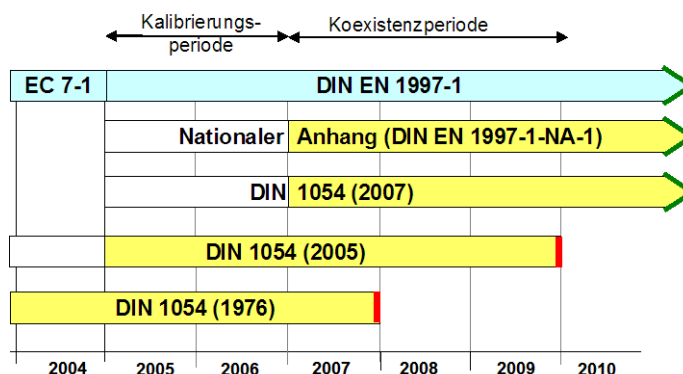
Gegenüber der Vorgängernorm wurde vor allem das Sicherheitskonzept im Sinne von DIN EN 1990 und DIN V ENV 1997-1 auf das Teilsicherheitskonzept umgestellt und der Inhalt wurde im Sinne einer Grundnorm für den Erd- und Grundbau vollständig überarbeitet und erweitert. DIN 1054 regelt den **Entwurf und die Bemessung** geotechnischer Konstruktionen, insbesondere hinsichtlich

- Flach- und Flächengründungen
- Pfahlgründungen
- Verankerungen mit Verpressankern
- Stützbauwerke und im Boden eingebettete Bauwerke
- Aufschwimmen und hydraulischer Grundbruch
- Gesamtstandsicherheit (Geländebruch)

Sie enthält damit auch Regelungen, die sich bisher in den Pfahlnormen oder der Ankernorm finden ließen. Diese Normen sind als reine **Ausführungsnormen** in einer europäischen Normungsfamilie inzwischen ohne Hinweise auf Bemessung und Entwurf verfügbar, insbesondere:

- ~~DIN 4014~~ ==> DIN EN 1536:1999, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Bohrpfähle
- ~~DIN 4125~~ ==> DIN EN 1537:2000-06, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Verpressanker
- ~~DIN 4126~~ ==> DIN EN 1538:2000-07, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Schlitzwände

Zeitplan für die Einführung des Eurocode DIN EN 1997-1



- ~~DIN 4128~~ ==> DIN EN 12699:2001-05, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Verdrängungspfähle
- DIN EN 12063:1999-05, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) Spundwandkonstruktionen
- DIN EN 12715:2000-10, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Injektionen
- DIN EN 12716:2001-12, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Düsenstrahlverfahren (Hochdruckinjektion, Hochdruckbodenvermörtelung, Jetting)
- DIN EN 12794:1997-06, Vorgefertigte Gründungspfähle aus Beton
- DIN EN 14199:2001-08, Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle)
- DIN EN 14679:2005-05, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Tief reichende Bodenstabilisierung

Parallel zur DIN 1054 besteht weiterhin als zentrale Norm die DIN 4020, die die geotechnischen Untersuchungen regelt. Ihr untergeordnet sind alle Normen der Untersuchungs- und Versuchstechnik. Ihr Parallel-Produkt auf europäischer Ebene ist EC 7 Teil 2 und in absehbarer Zeit werden DIN 4020 und EC7-2 in gleicher Weise verbunden wie für DIN 1054 erläutert.

DIN 1054 verweist darüber hinaus auf die **Berechnungsnormen und Normen zu Gründungsverfahren** (siehe Anlage) sowie auf Empfehlungen der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, z.B. die **EAB, EAU oder EBGeo**.

Die Begriffe und Formelzeichen haben sich an vielen Stellen gegenüber früher verändert. Vorteil ist, dass sie im gesamten europäischen Raum jetzt einheitlich verwendet werden und auch im gesamten Bauwesen eine weitere Vereinheitlichung festzustellen ist.

DIN 1054 führt den Begriff **Fachplaner für Geotechnik** ein. Zunächst war der Begriff Sachverständiger für Geotechnik vorgesehen, wie er auch in DIN 4020 verwendet wird. Die Bauaufsicht hat jedoch darauf verwiesen, dass ein Sachverständiger nach der Muster-Sachverständigen-Ordnung die Funktion eines Prüfers habe und sie hat diesen Begriff abgelehnt. Konkret heißt es jetzt in DIN 1054:2005:

"Die Herstellung von Gründungen und geotechnischen Bauwerken erfordert eine gründliche Planung und Vorbereitung. Hierzu müssen der verantwortliche Entwurfsverfasser bzw. die zuständigen Fachplaner über die zur Bewältigung ihres Aufgabenbereichs erforderliche Sachkunde und Erfahrung verfügen. Der Entwurfsverfasser entscheidet nach Maßgabe der fachlichen Kompetenz, hierzu siehe 4.2 (1) b) und c), und ggf. im Einvernehmen mit dem Bauherrn über die Einschaltung eines Fachplaners für Geotechnik.

ANMERKUNG: Nach § 54 Musterbauordnung, MBO (2002) gilt:

Abs. (1) "Der Entwurfsverfasser muss nach Sachkunde und Erfahrung zur Vorbereitung des jeweiligen Bauvorhabens geeignet sein. Er ist für die Vollständigkeit und Brauchbarkeit seines Entwurfs verantwortlich. Der Entwurfsverfasser hat dafür zu sorgen, dass die für die Ausführung notwendigen Einzelzeichnungen, Einzelberechnungen und Anweisungen den öffentlich-rechtlichen Vorschriften entsprechen."

Abs. (2) "Hat der Entwurfsverfasser auf einzelnen Fachgebieten nicht die erforderliche Sachkunde und Erfahrung, so sind geeignete Fachplaner heranzuziehen. Diese sind für die von ihnen gefertigten Unterlagen, die sie zu unterzeichnen haben, verantwortlich. Für das ordnungsgemäße Ineinandergreifen aller Fachplanungen bleibt der Entwurfsverfasser verantwortlich."

Das Sicherheitskonzept beruht wie in allen Disziplinen des Bauingenieurwesens auf Nachweisen eines gerade noch möglichen **Gleichgewichts für Grenzzustände**, also für Zustände mit erhöhten Einwirkungen und/oder reduzierten Widerständen. Dennoch bleibt es möglich, in einfachen Fällen mit Tabellenwerten und zulässigen Sohldruckspannungen oder zulässigen Pfahlkräften zu arbeiten, die dann nur etwas anders heißen: z.B. Aufnehmbarer Sohldruck oder Charakteristische Pfahlwiderstände $R_{2,k}$, wobei der Index 2 für einen Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bezieht. Die genannten Werte sind mit charakteristischen Werten der Einwirkungen zu vergleichen.

Bei schwierigeren Fällen sind dagegen selbstverständlich weitergehende Nachweise erforderlich. Wie unterscheiden sich aber einfache und schwierige Fälle in der Geotechnik? Dazu ist als neues Konzept die Einteilung in drei **Geotechnische Kategorien** vorgesehen:

- a) Die Geotechnische Kategorie GK 1 umfasst Baumaßnahmen mit geringem Schwierigkeitsgrad im Hinblick auf Bauwerke und Baugrund. Bei Bauwerken der Geotechnischen Kategorie GK 1 können Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit mit vereinfachten Verfahren aufgrund von Erfahrungen nachgewiesen werden.
- b) Die Geotechnische Kategorie GK 2 umfasst Baumaßnahmen mit mittlerem Schwierigkeitsgrad im Hinblick auf Bauwerke und Baugrund. Bauwerke der Geotechnischen Kategorie GK 2 erfordern eine ingenieurmäßige Bearbeitung und

einen rechnerischen Nachweis der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit auf der Grundlage von geotechnischen Kenntnissen und Erfahrungen. Außerdem ist ein geotechnischer Entwurfsbericht (siehe 4.6) zu erstellen.

c) Die Geotechnische Kategorie GK 3 umfasst Baumaßnahmen mit hohem Schwierigkeitsgrad und somit Baumaßnahmen, die nicht in die Geotechnischen Kategorien GK 1 oder GK 2 eingeordnet werden können. Bauwerke oder Baumaßnahmen, bei denen die Beobachtungsmethode angewendet werden soll, sind, abgesehen von begründeten Ausnahmen, in die Geotechnische Kategorie GK 3 einzustufen. Bauwerke der Geotechnischen Kategorie GK 3 erfordern eine ingenieurmäßige Bearbeitung und einen rechnerischen Nachweis der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit auf der Grundlage von zusätzlichen Untersuchungen und von vertieften geotechnischen Kenntnissen und Erfahrungen in dem jeweiligen Spezialgebiet. Außerdem ist ein geotechnischer Entwurfsbericht (siehe 4.6) zu erstellen.

Je nach der für ein Bauvorhaben vorliegenden Geotechnischen Kategorie unterscheidet sich also der Aufwand für die Baugrunduntersuchung.

DIN 1054 unterscheidet drei verschiedene Arten von **Grenzzuständen der Tragfähigkeit** und fordert stets den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit, der formal ebenfalls als Grenzzustandsnachweis geführt wird:

- der Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit entspricht im europäischen Konzept dem Grenzzustand EQU, wobei er zusätzlich die Zustände UPL und HYD erfasst; er wird in DIN 1054:2005 als GZ 1A bezeichnet.
- der Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen, STR im Eurocode, wird hier als GZ 1B bezeichnet
- der Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit entspricht GEO und wird in DIN 1054 mit GZ 1C bezeichnet.
- Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit werden mit GZ 2 bezeichnet.

Der EC 7 lässt für die Nachweise zu STR und GEO drei verschiedene **Nachweisverfahren** zu, die als design approaches 1, 2 und 3 definiert sind. Das Nachweisverfahren 1 bietet den Regenschirm für Großbritannien und Belgien, es wird hier nicht vorgestellt.

Das Nachweisverfahren 2 ist auf deutsches Betreiben in den EC 7 gekommen. Bei diesem Verfahren werden die Einwirkungen mit Teilsicherheitsfaktoren erhöht und gleichzeitig die Widerstände mit Teilsicherheitsbeiwerten vermindert. Dabei ist eine Variante gewählt worden, bei der alle Berechnungen möglichst weitgehend mit charakteristischen Werten der Einwirkungen durchgeführt werden und die Erhöhung auf Entwurfswerte erst zu einem möglichst späten Zeitpunkt im Berechnungsablauf vorgenommen wird. Konkret werden dabei die Teilsicherheiten nicht auf die Einwirkungen, sondern auf die Auswirkungen der Einwirkungen angewandt. Das Verfahren hat den Vorteil, dass alles – wie früher – mit charakteristischen Werten berechnet wird: Erdrücke, Ankerkräfte, Sohldruckspannungen und vor allem, dass die Berechnungen von den Einwirkungen bis zu den Stellen des Kontakts zum Boden sowohl für die Nachweise des Versagens als auch für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit identisch sind.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Lasten liegen für den Lastfall 1 z.B. mit $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,5$ fest. Da die Eigengewichtslasten meist überwiegen, ist der gewichtete Mittelwert dieser beiden Werte etwa 1,4. Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände wurden in der Geotechnik so gewählt, dass das Sicherheitsniveau der alten DIN 1054:1976 erhalten bleibt. War bisher eine globale Sicherheit auf den Grundbruch von $\eta = 2$ (im Lastfall 1) gefordert, dann ist der neue Teilsicherheitsbeiwert für den Grundbruch $\gamma_{Gr} = 2,0 / 1,4 = 1,4$. Beim Gleitsicherheitsnachweis ergibt sich entsprechend $\gamma_{GI} = 1,5 / 1,4 = 1,1$.

In diesem Zusammenhang ist auf die in der Geotechnik weiterhin Bestand haltenden **Lastfälle** hinzuweisen, die Einfluss auf die Teilsicherheitsbeiwerte sowohl bei den Einwirkungen als auch bei den Widerständen haben. Bei der Definition spielt dabei die Kopplung von Einwirkungskombinationen und Sicherheitsklassen eine Rolle. Als Ergebnis ergibt sich:

- Lastfall LF 1: Regel-Kombination EK 1 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 1. Der Lastfall LF 1 entspricht der ständigen Bemessungssituation nach DIN 1055-100:2001-03, 9.3 (1), erster Spiegelstrich.
- Lastfall LF 2: Seltene Kombination EK 2 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 1 oder Regelkombination EK 1 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 2. Der Lastfall LF 2 entspricht der vorübergehenden Bemessungssituation nach DIN 1055-100:2001-03, 9.3 (1), zweiter Spiegelstrich. Er wird z.B. bei üblichen Bauzuständen angewandt.
- Lastfall LF 3: Außergewöhnliche Kombination EK 3 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 2 oder seltene Kombination EK 2 in Verbindung mit Zustand der Sicherheitsklasse SK 3. Der Lastfall LF 3 entspricht der außergewöhnlichen Bemessungssituation sowie der Erdbeben-Situation nach DIN 1055-100:2001-03, 9.3 (1), dritter und vierter Spiegelstrich.

Dabei ist nicht vorgesehen, wird aber auch nicht ausgeschlossen, auf der Einwirkungsseite die Bemessungswerte mit Kombinationen der Einwirkungen unter Verwendung von ψ -Faktoren zu ermitteln. In diesem Fall sind nach meiner Interpretation des Regelwerks Lastfall-bezogene Teilsicherheitsbeiwerte nur auf der Widerstandsseite anzusetzen, eine konkrete Aussage dazu findet sich jedoch nicht.

Beim Nachweisverfahren 3 werden die Lasten nur eingeschränkt erhöht, und die Widerstände mit reduzierten Scherparametern des Bodens (z.B. im Lastfall 1 mit $\gamma_\phi = 1,25$, anzuwenden auf den Tangens des Reibungswinkels) ermittelt. Dieses Nachweisverfahren wird beim Nachweis des Grenzzustands des Verlustes der Gesamtstandsicherheit (GEO bzw. in DIN 1054:2005 GZ 1C) zur Anwendung gebracht, also bei Böschungs- und Geländebruchnachweisen (nicht beim Grundbruchnachweis, der ein Bauteilversagen mit einschließt).

Neu in DIN 1054:2005 ist die Regelung der so genannten **Beobachtungsmethode**. Sie lässt zu, vorbereitete Entscheidungen über geotechnische Maßnahmen in Abhängigkeit von Beobachtungs- und Messergebnissen während der Bauzeit zu treffen. Sie sollte angewendet werden, wenn mit vorab durchgeführten Untersuchungen und Berechnungen die Vorhersage des Baugrundverhaltens nicht mit ausreichender Zuverlässigkeit möglich ist, z.B. bei Mischgründungen, komplexen Verbausystemen oder Baumaßnahmen an Hängen. Die Beobachtungsmethode darf auch zur Optimierung der Bemessung und des weiteren Bauablaufs verwendet werden. Ihre Anwendung erfordert die Zuordnung zur Geotechnischen Kategorie GK 3.

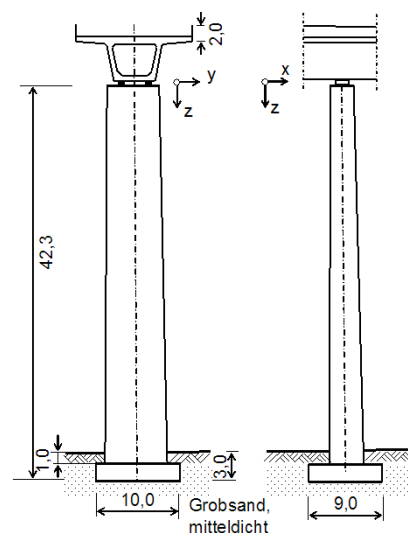
Vor Beginn der Bauausführung sind dabei die zur Schadensverhinderung einzuhaltenden Grenzen des Bauwerks- und Baugrundverhaltens festzulegen und es ist vorab rechnerisch zu ermitteln, in welchem Bereich das Bauwerksverhalten voraussichtlich liegen wird. Es ist ein Messprogramm derart durchzuführen, dass stets rechtzeitig überprüft wird, ob das tatsächliche Systemverhalten innerhalb der einzuhaltenden Grenzen liegt. Gegebenenfalls sind erforderliche Gegenmaßnahmen rechtzeitig zu ergreifen. Es wird empfohlen, ein Alarmsystem zu installieren.

4 Beispiel für den Nachweis einer Flachgründung nach DIN 1054:2005

Führen wir beispielhaft die Nachweise für das Fundament eines Brückenpfeilers:

Abb. 6

Der Baugrund soll einen Reibungswinkel von 35° und eine Wichte von 18 kN/m³ aufweisen, das Grundwasser stehe tief unter der GOK. Es ist nachzuweisen, dass die gewählten Fundamentabmessungen von 9,0 m mal 10,0 m, Einbindetiefe 3,0 m ausreichen.



Die charakteristischen Werte der Einwirkungen sind in der nachstehenden Tabelle zusammengestellt. Die Momente beziehen sich auf die Gründungssohle.

Nr.	Einwirkung	F _z [MN]	F _x [MN]	M _y [MNm]	F _y [MN]	M _x [MNm]
1	Überbaugewicht	30,13				
2	Pfeilergewicht, Fundament, Boden	13,23				
3	Verkehr, max. Verkehr, min	11,81 - 2,05				1,03
4	$\Delta s = 1 \text{ cm}$	$\pm 1,63$				
5	Lagerreibung (Bremsen)		1,24	52,45		
6	Temperatur	$\pm 1,76$	0,64	27,37	0,01	0,43
7	Wind				1,25	50,47

Die maßgebenden charakteristischen Horizontallasten resultieren aus den Einwirkungen 5, 6 und 7 mit einer resultierenden Summe von $T_k = (1,88^2 + 1,26^2)^{0,5} = 2,26$ MN. Zur Ermittlung des charakteristischen **Gleitwiderstands** ist zunächst die beim Wirken der maximalen Horizontallast minimal wirkende charakteristische vertikale Last zu ermitteln. Sie ergibt sich aus der Zusammenstellung zugehöriger minimaler vertikaler charakteristischer Lasten aus den Einwirkungen 1, 2, 3b, 4 und 6 mit $\Sigma F_{z,k} = 30,13 + 13,23 - 2,05 - 1,63 - 1,76 = 37,92$ MN. Als charakteristischer Sohlreibungswinkel δ_k kann beim vorliegenden Ortbetonfundament der Reibungswinkel des Bodens $\phi_k = 35^\circ$ verwendet werden. Unter Vernachlässigung des Erdwiderstandes, der vor dem Fundament geweckt werden kann und der im nachzuweisenden Grenzzustand mit großen zugehörigen Verformungen auch mit angesetzt werden dürfte, ergibt sich ein charakteristischer Gleitwiderstand von $R_{t,k} = 37,9 \cdot \tan 35^\circ = 26,5$ MN. Der Nachweis lautet dann: $T_k \cdot \gamma_Q \leq R_k / \gamma_{GI}$ und ist mit den Teilsicherheitsbeiwerten des Lastfalls 1 mit $2,26 \cdot 1,5 = 3,39 \leq 26,5 / 1,1 = 24,1$ erfüllt.

Auch beim **Grundbruchnachweis** sind die charakteristischen Lasten sorgfältig zusammenzustellen. Hier ist nicht auf Antrieb erkennbar, ob die größte einwirkende Vertikallast mit zugehöriger größter Horizontallast maßgebend wird oder eine Lastkombination, bei der eine große Lastneigung und eine große Exzentrizität den Grundbruchwiderstand besonders herabsetzen. Daher sind alle in Frage kommenden Nachweise zu führen.

Bei den Lasten ist zu bedenken:

- Die minimale Verkehrslast (Nr. 3) tritt auf, wenn die Verkehrslast außerhalb der vom Pfeiler gestützten beiden Felder steht (Durchlaufträgerwirkung). Die gemäß Brückennorm einzurechnende „wahrscheinliche Setzung“ (Nr. 4) wie auch die Temperatureinwirkung (Nr. 6) infolge einer Temperaturdifferenz zwischen Brückendeck und Unterfläche sind „ständige Einwirkungen“ in zeitlich begrenzten Situationen (*vorübergehende Bemessungssituation* nach DIN EN 1990, 3.2), die mit entsprechenden Kombinationsregeln behandelt werden könnten. Da es sich um Zwangsbeanspruchungen handelt, werden sie hinsichtlich der Teilsicherheitsbeiwerte gemäß DIN 1055-100 als veränderliche Einwirkungen eingestuft.
- Da die Horizontalkräfte mit großer Sicherheit an der Sohle in den Untergrund übertragen werden, findet keine Aktivierung des Erdwiderstandes statt, d.h. der Erddruck wirkt symmetrisch auf das Fundament und erscheint bei der Ermittlung von Exzentrizität und Lastneigung nicht in den Nachweisen.
- Die aus Temperatur und Lagerreibung entstehenden Kräfte sind Zwangsgrößen und damit mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_Q zu belegen.

Nachweis mit maximaler vertikaler Einwirkung:

Die charakteristische vertikale Last an der Fundamentbasis beträgt $30,13 + 13,23 + 11,81 + 1,63 + 1,76 = 58,56$ MN. Davon sind $30,13 + 13,23 = 43,36$ MN ständige und $15,2$ MN veränderliche Einwirkungen.

Die zugehörige maximale charakteristische horizontale Last beträgt in x-Richtung $1,88$ MN und in y-Richtung $1,26$ MN, die zugehörigen charakteristischen Momente betragen $79,82$ MNm und $51,93$ MNm.

Daraus ergeben sich charakteristische Lastneigungen mit $F_x / F_z = 1,88 / 58,56 = 0,032$ und $F_y / F_z = 1,26 / 58,56 = 0,022$ sowie charakteristische Exzentrizitäten von $e_x = 79,82 / 58,56 = 1,36$ m und $e_y = 51,93 / 58,56 = 0,89$ m.

Mit den Fundamentabmessungen, die unter Berücksichtigung der charakteristischen Exzentrizitäten auf $a' \cdot b' = (9,00 - 2 \cdot 1,36) \cdot (10,00 - 2 \cdot 0,89) = 6,28 \text{ m} \cdot 8,22 \text{ m}$ reduziert werden, und unter Berücksichtigung der charakteristischen Lastneigung wird mit dem charakteristischen Reibungswinkel von $\phi' = 35^\circ$ sowie der Wichte des Bodens von $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ der charakteristische Grundbruchwiderstand errechnet. Er ergibt sich unter Verwendung der Formeln aus DIN 4017:2001-06 (Entwurf) – ohne Wiedergabe detaillierter Zwischenrechnungen – zu

$$R_{n,k} = a' \cdot b' \cdot (\gamma_2 \cdot b' \cdot N_b + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d) \quad \text{mit} \quad N_b = N_{b0} \cdot v_b \cdot i_b \quad \text{und} \quad N_d = N_{d0} \cdot v_d \cdot i_d$$

$$R_{n,k} = 8,22 \cdot 6,28 \cdot (18 \cdot 6,28 \cdot 16,1 + 18 \cdot 3 \cdot 44,9) = 219 \text{ MN}$$

$$\text{mit} \quad N_b = 23 \cdot 0,77 \cdot 0,907 = 16,1 \quad \text{und} \quad N_d = 33 \cdot 1,44 \cdot 0,944 = 44,9$$

Dies führt zum erfüllten Nachweis (Dabei wird unglücklicherweise N_d in DIN 1054 für den Bemessungswert der Einwirkungen in Normalrichtung verwendet. Das Zeichen ist identisch mit dem Tragfähigkeitsbeiwert N_d im Grundbruchnachweis):

$$N_d = N_{G,k} \cdot \gamma_G + N_{Q,k} \cdot \gamma_Q = 43,36 \cdot 1,35 + 15,2 \cdot 1,5 = 81,3 \text{ MN} \leq R_{n,d} = R_{n,k} / \gamma_{Gr} = 219 / 1,4 = 156 \text{ MN}$$

mit einem Ausnutzungsgrad von $81,3 / 156 = 52 \%$

Nachweis mit minimaler vertikaler Einwirkung:

Die charakteristische vertikale Last an der Fundamentbasis beträgt jetzt $30,13 + 13,23 - 2,05 - 1,63 - 1,76 = 37,92$ MN.

Davon sind 43,36 MN ständige und -5,44 MN veränderliche Einwirkungen.

Die zugehörige maximale charakteristische horizontale Last beträgt in x-Richtung 1,88 MN und in y-Richtung 1,26 MN, die zugehörigen charakteristischen Momente betragen 79,82 MNm und 50,90 MNm.

Daraus ergeben sich charakteristische Lastneigungen mit $F_x / F_z = 1,88 / 37,92 = 0,050$ und $F_y / F_z = 1,26 / 37,92 = 0,033$ sowie charakteristische Exzentrizitäten von $e_x = 79,82 / 37,92 = 2,10$ m und $e_y = 50,90 / 37,92 = 1,34$ m.

Die reduzierten Fundamentabmessungen sind jetzt $a' \cdot b' = (9,00 - 2 \cdot 2,10) \cdot (10,00 - 2 \cdot 1,34) = 4,80$ m \cdot 7,32 m und der charakteristische Grundbruchwiderstand errechnet sich zu

$$R_{n,k} = 7,32 \cdot 4,8 \cdot (18 \cdot 4,80 \cdot 15,9 + 18 \cdot 3 \cdot 41,8) = 127,5 \text{ MN}$$

$$\text{mit } N_b = 23 \cdot 0,80 \cdot 0,862 = 15,9 \quad \text{und} \quad N_d = 33 \cdot 1,38 \cdot 0,917 = 41,8$$

Dies führt zum erfüllten Nachweis:

$$N_d = N_{G,k} \cdot \gamma_G - N_{Q,k} \cdot \gamma_{Q,inf} = 43,36 \cdot 1,35 - 5,44 \cdot 1,0 = 53,1 \text{ MN} \leq R_{n,d} = R_{n,k} / \gamma_{Gr} = 127,5 / 1,4 = 91 \text{ MN}$$

mit einem Ausnutzungsgrad von $53,1 / 91 = 58 \%$

Die zwei dargestellten Nachweise zeigen, dass der Grundbruchwiderstand von der Lastneigung und der Exzentrizität abhängt. Würde man diese Größen nicht mit den charakteristischen, sondern mit den Bemessungslasten ermitteln, ergäben sich deutlich geringere Widerstände, vor allem, wenn man die vertikalen Einwirkungen typischer Weise nur mit $\gamma_{G,inf} = 1,0$ faktorisiert würde und die horizontalen Einwirkungen, die meist veränderlich sind, mit $\gamma_Q = 1,5$. Um die Einführung des neuen Sicherheitskonzeptes nicht mit erheblichen Fundamentvergrößerungen einhergehen zu lassen, ist man in der Geotechnik ganz bewusst den Weg gegangen, Lastneigung und Exzentrizität für den Grundbruchnachweis mit charakteristischen Einwirkungen zu ermitteln. Dies erlaubte, das über Jahrzehnte bewährte Sicherheitsniveau unverändert beizubehalten. Dieses deutsche Verfahren ist in EC 7 (DIN EN 1997 Teil 1) erfasst, allerdings eher als Ausnahme formuliert. Andere europäische Nutzer des EC 7 faktorieren die Einwirkungen, bevor die Lastneigung und Exzentrizität ermittelt werden.

Der zweite Nachweis enthält eine interessante Besonderheit, deren Behandlung in DIN 1054:2005 nicht geregelt ist. Die nach oben wirkenden Verkehrslasten und Zwangsgrößen aus Temperatur und Setzungsunterschieden vergrößern die Neigung der charakteristischen Resultierenden und verringern damit den Grundbruchwiderstand. Gleichzeitig verringern sie die vertikale Gesamt-Einwirkung. Ordnete man ihnen einen Teilsicherheitsbeiwert von 1,5 zu, so würde sich der Nachweis wie folgt darstellen:

$$N_d = N_{G,k} \cdot \gamma_G - N_{Q,k} \cdot \gamma_Q = 43,36 \cdot 1,35 - 5,44 \cdot 1,5 = 50,4 \text{ MN} \leq R_{n,d} = 91 \text{ MN}, \text{ Ausnutzungsgrad } 55 \%$$

Ließe man die abhebenden Lasten ganz weg, dann ändert sich die Gesamtberechnung wie folgt:

ständige charakteristische Einwirkung: 43,36 MN, Horizontallasten und Momente unverändert

Die charakteristischen Lastneigungen sind jetzt $F_x / F_z = 1,88 / 43,36 = 0,043$ und $F_y / F_z = 1,26 / 43,36 = 0,029$

und die charakteristischen Exzentrizitäten $e_x = 79,82 / 43,36 = 1,84$ m und $e_y = 50,90 / 43,36 = 1,17$ m.

Die reduzierten Fundamentabmessungen sind jetzt $a' \cdot b' = (9,00 - 2 \cdot 1,84) \cdot (10,00 - 2 \cdot 1,17) = 5,32$ m \cdot 7,66 m

und der charakteristische Grundbruchwiderstand errechnet sich zu $R_{n,k} = 149,9$ MN.

$$N_d = N_{G,k} \cdot \gamma_G = 43,36 \cdot 1,35 = 58,5 \text{ MN} \leq R_{n,d} = 149,9 / 1,4 = 107 \text{ MN}, \text{ Ausnutzungsgrad wiederum } 55 \%$$

Nach dem alten Globalsicherheitskonzept ergibt sich eine Sicherheit von $\eta = 127,5 / (43,36 - 5,44) = 3,36$. Gegenüber einer erforderlichen Sicherheit von 2,0 ergibt sich eine Ausnutzung von 59 %.

Insgesamt zeigt sich, dass ein Grundbruchnachweis mit geringeren Vertikallasten maßgebend werden kann und dass bei abhebenden veränderlichen Einwirkungen die Verwendung eines Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{Q,inf} = 1,0$ geboten sein kann, auch wenn dies in DIN 1054:2005 oder an anderer Stelle nicht explizit behandelt wird bzw. nicht vorgesehen ist. Hier sollte der Grundsatz gelten: was nicht geregelt ist, sollte mit vernünftigem Ingenieurverstand gelöst werden.

Zusätzlich zum Grundbruchnachweis ist nach DIN 1054:2005 der Nachweis der maximal bis zur Fundamentmitte klaffenden Fuge als **Kippsicherheitsnachweis** zu führen. Mit den oben errechneten Exzentrizitäten bei minimalen vertikalen Einwirkungen ergibt sich: $e_x = 2,10$ m $<$ $b_x/3 = 9/3 = 3,0$ m und $e_y = 1,34$ m $<$ $b_y/3 = 10/6 = 3,33$ m bzw. zur Kontrolle der beiden Exzentrizitäten gleichzeitig $(e_x/b_x)^2 + (e_y/b_y)^2 = 0,05 + 0,02 = 0,07 <$ $1/9$.

Nehmen wir an, dass unter dem bewehrten Fundament ein Ausgleichsbeton (z.B. als Bodenaustausch) angeordnet werden müsste, dann wäre ein Kippsicherheitsnachweis an der Kante des Fundamentes, in der Fuge zwischen dem bewehrten Fundamentbeton und dem Unterbeton als Lagesicherheitsnachweis zu führen, wie er in DIN 1055-100 gefordert ist. Hier ist nachzuweisen, dass die Summe der Bemessungswerte der stabilisierenden Einwirkungen größer ist als die

Summe der Bemessungswerte der destabilisierenden Einwirkungen. Die Summe der stabilisierenden Momente ergibt sich zu $43,36 \text{ MN} \cdot 4,5 \text{ m} = 195,1 \text{ MNm}$, destabilisierend sind $79,82 \text{ MNm}$. Mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{G, \text{stb}} = 0,9$ (in DIN 1055-100 ist der Teilsicherheitsbeiwert unglücklicherweise mit $\gamma_{G, \text{inf}}$ bezeichnet) und $\gamma_Q = 1,5$ ergibt sich $195,1 \cdot 0,9 = 175,6 \text{ MNm} > 79,82 \cdot 1,5 = 119,73 \text{ MNm}$. Hier ist anzumerken, dass dieser Nachweis im Allgemeinen maßgebend wird, da ein Klaffen bis zur Fundamentmitte einer globalen Sicherheit gegen Kippen um die Fundamentkante von $1,5$ entspricht, während das Verhältnis der letztgenannten Sicherheitsbeiwerte $\gamma_Q / \gamma_{G, \text{stb}} = 1,5 / 0,9 = 1,67$ ist.

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit, der hier nicht vorgeführt wird, stellt die rechnerisch zu erwartenden Setzungen und Verkantungen den Werten gegenüber, die im Grenzfall als akzeptabel angesehen werden. Neu gegenüber früheren Gepflogenheiten ist nicht die Verformungsberechnung, sondern die erforderliche klare Aussage über die Größe der für ein gebrauchstaugliches Bauwerk zulässigen Verformungen.

5 Hinweise zu Pfahlgründungen nach DIN 1054:2005 und Weiteres

Zulässige Pfahlkräfte haben nicht ausgedient, sie heißen nur anders. Im Anhang von DIN 1054:2005 sind z.B. für gerammte Holz- und Stahlpfähle Angaben für charakteristische Pfahlwiderstände $R_{2,k}$ angegeben, also charakteristische widerstehende Kräfte für den Grenzzustand 2, den der Gebrauchstauglichkeit. Sie sind mit den charakteristischen einwirkenden Pfahlkräften zu vergleichen, fertig.

Der Regelfall bei Pfahlgründungen wird jedoch sein, dass charakteristische Pfahlwiderstände für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ermittelt werden, entweder mit Hilfe von Pfahl-Probepbelastungen oder mit Hilfe von Erfahrungswerten aus Pfahlprobepbelastungen, die sich bei Bohrpfählen auf die Mantelreibung und den Spitzendruck beziehen. Dabei werden gemessene oder synthetische Last-Verformungs-Diagramme aufgetragen, welche verformungsabhängig die Aktivierung des Spitzendrucks und der Mantelreibung darstellen. Neu ist, dass bei ausgeführten Pfahlprobepbelastungen das charakteristische Last-Widerstands-Diagramm aus Minimal- und Mittelwerten der durchgeführten Belastungen abgeleitet wird und unter Anwendung von Streufaktoren ξ , deren Größe - zwischen $1,15$ und $1,0$ - von der Anzahl der ausgeführten Probepbelastungen abhängt. Es wird unterschieden, ob ein Pfahl als Einzelelement wirken muss oder in einer Pfahlgruppe steht, die mit einer starren Kopfkonstruktion verbunden ist. Dynamische Pfahlprobepbelastungen werden in der neuen DIN 1054 positiv erfasst.

Mit Hilfe des charakteristischen Last-Setzungs-Diagramms wird der charakteristische Pfahlwiderstand sowohl für den Grenzzustand GZ 1C als auch GZ 2 ermittelt. Für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird der charakteristische Widerstand - wie nicht anders zu erwarten - mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_P abgemindert und mit den Bemessungswerten der Einwirkung verglichen. Die Teilsicherheitsbeiwerte sind so gewählt, dass die alten globalen Sicherheiten zwischen $1,75$ und $2,0$, die ebenfalls von der Anzahl von Probepbelastungen abhängig waren, näherungsweise weiterhin eingehalten werden. Für den Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist sicherzustellen, dass die erwartete Verformung bei einer Beanspruchung mit der charakteristischen Last im zulässigen Rahmen bleibt.

DIN 1054:2005 gibt weiter Hinweise auf den Umgang mit dem Seitendruck auf Pfähle, negativer Mantelreibung, Pfählen in Gruppen sowie zyklische und dynamische Pfahlbelastungen. Es findet sich auch ein Hinweis zum Umgang mit kombinierten Pfahl-Plattengründungen, nämlich dass in der Regel eine Zulassung im Einzelfall erforderlich ist.

DIN 1054:2005 regelt neuerdings auch den Umgang mit dem Entwurf und der Bemessung von Verankerungen, weiterhin mit Stützbauwerken - siehe Beitrag von Herrn Birle in dieser Veranstaltung - Aufschwimmen und hydraulischem Grundbuch sowie den Nachweis der Gesamtstandsicherheit - also Böschungs- und Geländebruch. Beim letztgenannten Nachweis werden die Teilsicherheitsfaktoren nicht auf Widerstände, sondern auf die Scherfestigkeit bezogen. Der Tangens des Reibungswinkels und die Kohäsion werden z.B. im Lastfall 1 um den Faktor $1,25$ abgemindert und mit diesen reduzierten Werten wird nachgewiesen, ob ein Geländesprung noch ein Gleichgewicht findet. Dabei wird das Eigengewicht des Bodens, welches gleichzeitig hauptsächlich als Einwirkung wirkt und zu Scherwiderständen beiträgt, nicht mit Teilsicherheitsbeiwerten belegt. Äußere Lasten dagegen werden mit Teilsicherheitsbeiwerten erhöht. Statt also wie früher eine $1,4$ -fache Böschungssicherheit nachzuweisen, wird heute gezeigt, dass mit um Faktoren $1,25$ reduzierten Scherparametern eine Ausnutzung < 1 entsteht. Hier wird damit neuerdings ein geringeres globales Sicherheitsniveau akzeptiert.

6 Anmerkungen zum Eurocode 7

Wie schon in den ersten Abschnitten gezeigt, sind EC 7 und DIN 1054:2005 zwar nicht identisch, aber sie widersprechen sich nicht. Mit der Erstellung des Nationalen Anhangs zum EC 7 wird gleichzeitig eine Ergänzungsnorm DIN 1054:2007

erarbeitet, in der die aus deutscher Sicht erforderlichen Präzisierungen festgeschrieben werden, die auch nach Gültigwerden des EC 7 die aktuell übersichtlich in DIN 1054:2005 dargestellten Regelungen erhalten. Leider werden dann die Regelungen auf 3 Dokumente verteilt sein: EC 7, Nationaler Anhang und Ergänzungsnorm, unser Tribut an Europa.

EC 7 enthält gegenüber der DIN 1054:2005 zusätzlich ein Kapitel Erddämme. in dem jedoch nur recht allgemeingültige Aussagen enthalten sind, die aus meiner Sicht überwiegend auch durch Erfüllen der Regelungen unter Böschungsbruch und Flachgründung erfasst sind.

Bei der Umstellung auf den EC 7 wird man sich leider auch an einige Begriffe neu gewöhnen müssen, die in DIN 1054:2005 nicht enthalten sind, zum Beispiel die oben schon erwähnten drei Nachweisverfahren betreffend. Dies hängt damit zusammen, dass der EC 7 ein Regenschirm-Code ist und mit einer Hyperstruktur Dinge Regeln muss, die im national festgelegten deutschen Weg entbehrlich sind.

- 1 -

M-Liste der Techn. Baubestimmungen
Auszug / Stand 18.04.2005

GKenn / Lfd.Nr.	Bezeichnung	Titel	Ausgabe	Bezugs- quelle/ Fundst.
1	2	3	4	5
2.1.1 (1)	DIN 1054 Anlagen 2.1/1, 2.1/7 E und 2.1/8	Baugrund; zulässige Belastung des Baugrunds	November 1976	*)
2.1.1 (2)	DIN 1054 Anlagen 2.1/7 E, 2.1/8 und 2.1/9	Baugrund; Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau	Januar 2005	*)
2.1.2 (1)	DIN 4014 Anlage 2.1/2	Bohrpfähle; Herstellung, Bemessung und Tragverhalten	März 1990	*)
2.1.2 (2)	DIN EN 1536	Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Bohrpfähle	Juni 1999	*)
	DIN Fachbericht 129	Richtlinie zur Anwendung von DIN EN 1536:1999-06	Februar 2005	*)
2.1.3	DIN 4026 Anlagen 2.1/3 und 2.3/18 E	Rammpfähle; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung	August 1975	*)
2.1.4	DIN 4093 Anlage 2.3/18 E	Baugrund; Einpressen in den Untergrund; Planung, Ausführung, Prüfung	September 1987	*)
2.1.5	DIN 4123	Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen im Bereich bestehender Gebäude	September 2000	*)
2.1.6	DIN 4124 Anlage 2.1/4	Baugruben und Gräben; Böschungen, Arbeitsraumbreiten, Verbau	August 1981	*)
2.1.7	DIN 4125 Anlagen 2.1/5 und 2.3/18 E	Verpressanker, Kurzzeitanker und Daueranker; Bemessung, Ausführung und Prüfung	November 1990	*)
2.1.8	DIN 4126 Anlage 2.1/6	Ortbeton-Schlitzwände; Konstruktion und Ausführung	August 1986	*)
2.1.9	DIN 4128	Verpresspfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung	April 1983	*)

Anlage 2.1/8

Bei der Anwendung der technischen Regel ist Folgendes zu beachten:

- Die Technischen Baubestimmungen nach 2.1.1 (1) und 2.1.2 (1) dürfen bis zum 31. Dezember 2007 alternativ zu den Technischen Baubestimmungen nach 2.1.1 (2) und 2.1.2 (2) angewendet werden.
- Die Regeln der Technischen Baubestimmungen nach 2.1.1 (2) und 2.1.2 (2) (neues Normenwerk) dürfen nicht mit denen der Technischen Baubestimmungen nach 2.1.1 (1) und 2.1.2 (1) (altes Normenwerk) kombiniert werden (Mischungsverbot).

Anlage 2.1/9

Zu DIN 1054 : 2005-01

- Seite 2, Abschnitt "Beginn der Gültigkeit", Satz 2: "DIN 1054:2003-01" wird ersetzt durch "DIN 1054:1976-11"
- Der informative Anhang G gilt verbindlich und ist zu beachten.
- Hinweis:
DIN 1054 nimmt wiederholt Bezug auf Ergebnisse von Baugrunduntersuchungen, die den Anforderungen der Norm DIN 4020 : 2003-09 genügen. Diese müssen vor der konstruktiven Bearbeitung der baulichen Anlage vorliegen.

Zusammenstellung der zum Zeitpunkt Januar 2005 bestehenden Normen auf dem Gebiet der Geotechnik

DIN 1054 (11/1976 und 01/2005) Zulässige Belastung des Baugrund		DIN 1055-2 (02/2003) Lastannahmen, Bodenkenngrößen		DIN 1080-6 (03/1980) Begriffe, Formelzeichen		
<u>BAUGRUNDERKUNDUNG</u>	<u>BAUGRUNDPRÜFUNG</u>		<u>GRÜNDUNGSELEMENTE / GRÜNDUNGSVERFAHREN</u>		<u>BERECHNUNG VON GRÜNDUNGEN</u>	
DIN 4020 (09/2003) Geotechnische Untersuchungen	DIN 18121-1 (04/1998) Wassergehaltsbestimmung	DIN 18132 (12/1995) Wasseraufnahmevermögen	DIN 4024-1 und -2 (04/1988 - 04/1991) Stützkonstruktionen für Maschinen mit rotierenden Massen bzw. periodischer Erregung	DIN 4093 (09/1987) Einpressungen in Untergrund und Bauwerke	DIN 4017 (08/1979) Grundbruchberechnung	
DIN 4021 (10/1990) Boden- Fels und Wasseraufschlüsse	DIN 18121-2 (08/2001) Wassergehaltsbestimmung, Schnellverfahren	DIN 18134 (09/2001) Plattendruckversuch		DIN 4123 (09/2000) Unterfangungen	DIN 4018 (09/1974) Sohldruck unter Flächen Gründungen	
DIN 4022-1 (09/1987) Schichtenverzeichnis für Bohrungen im Lockergestein ohne Kernung	DIN 18122 (07/1997) Konsistenzgrenzen	DIN 18135 (06/1999) Kompressionsversuch	DIN 4025 (10/1958) Fundamente f. Amboßhämmer	DIN 4124 (10/2002) Baugruben und Gräben	DIN 4019 T1 – T2 (04/1979 - 02/1981) Setzungsberechnung	
DIN 4022-2 (03/1981) Schichtenverzeichnis für Felsbohrungen	DIN 18123 (11/1996) Korngrößenverteilung	DIN 18136 (11/2003) Einaxialer Druckversuch	DIN 4095 (06/1990) Dränung des Untergrunds		DIN 4084 (07/1981) Geländebruch- Böschungsbruchnachweis	
DIN 4022-3 (05/1982) Schichtenverzeichnis bei durchgehender Kernung	DIN 18124 (07/1997) Korndichte (Pyknometer)	DIN 18137-1 (08/1990) Scherfestigkeit, Begriffe	DIN 4127 (08/1986) Schlitzwandtone: Güteforderungen	DIN EN 12063 (05/1999) Spundwandkonstruktionen	DIN 4085 (02/1987) Berechnung des Erddrucks für Grundbauwerke	
DIN 4023 (03/1984) Zeichn. Darst. der Bohrergebnisse	DIN 18125-1 (08/1997) Bodendichte: Labormethoden	DIN 18137-2 (12/1990) Triaxialversuch	DIN 18195-1 bis -10 (08/2000) Bauwerksabdichtungen	DIN EN 12715 (10/2000) Injektionen	DIN 4149 (04/1981) Bauten in deutschen Erdbebengebieten	
DIN 4030 (06/1991) Betonaggressive Wässer, Böden und Gase	DIN 18125-2 (08/1999) Bodendichte: Feldmethoden	DIN 4094-1 bis -5 (06/2001 - 05/2003) Ramm- und	DIN EN 1536 (06/1999) Bohrpfähle	DIN EN 12716 (12/2001) Düsenstrahlverfahren	DIN 4150-2 (06/1999) Erschütterungseinwirkung auf Menschen in Gebäuden	
DIN 18196 (10/1988) Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke	DIN 18126 (11/1996) Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung	Drucksondierungen, Flügelsondierungen, Bohrlochaufweitungsversuche	DIN EN 1537 (06/2000) Verpressanker	DIN EN 12794 (06/1997) vorgefertigte Gründungspfähle aus Beton	DIN 4150-3 (02/1999) Erschütterungseinwirkung auf Bauwerke und Bauteile	
	DIN 18127 (11/1997) Proctorversuch		DIN EN 1538 (07/2000) Schlitzwände	DIN EN 14199 (08/2001) Mikropfähle		
	DIN 18128 (12/2002) Bestimmung des Glühverlusts		DIN 4107 (01/1978) Setzungsbeobachtungen	DIN EN 12699 (05/2001) Verdrängungspfähle		DIN EN 14679 (05/2005) Tief reich. Bodenstabilisierung
	DIN 18129 (11/1996) Kalkgehaltsbestimmung		DIN 4150-1 (06/2001) Schwingungsmessung			
	DIN 18130-1 (05/1998) Durchlässigkeit (Labor) <i>als Entwurf:</i> DIN 18130-2 (10-2003) Durchlässigkeit (Feld)					

Anm.: Die Titel sind als Stichworte ausgeführt. Wegen der genauen Bezeichnungen wird auf die DIN-Taschenbücher 36 (Erd- und Grundbau) und 113 (Erkundung und Untersuchung des Baugrunds), Beuth-Verlag 2004 bzw. 2002 verwiesen.

Standicherheit von Böschungen und Stützwänden im Licht der neuen Normung

Prof. Dr.-Ing. Thomas Richter
GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH

1 Einführung in das Thema

Mit Einführung der DIN 1054 – Januar 2005 hat nun unumkehrbar auch im Grundbau das neue Sicherheitskonzept Einzug genommen. Verbunden mit diesem Sicherheitskonzept ist für den im Normungsvorgang selbst unbeteiligten Ingenieur eine Flut von neuen Normen, die im ersten Ansehen auch bedingt durch die Anzahl ihrer Seiten eher abschreckend bzw. furchteinflößend wirken, hereingebrochen.

So ist neben der starken Veränderung der DIN 1054 auch für die dieser Norm erwähnten begleitenden Berechnungsnormen die Anpassung an das neue Sicherheitskonzept notwendig geworden. Im Normenausschuss NA 005-05-04 „Baugrund/Berechnungsverfahren“, dessen derzeitiger Obmann der Autor dieses Berichtes ist, sind die Normen DIN 4017 – Baugrund-Berechnung des Grundbruchwiderstandes unter Flachgründungen, DIN 4019 – Baugrund-Setzungsberechnungen, DIN 4085 – Baugrund-Berechnung des Erddrucks sowie DIN 4084 – Baugrund-Geländebruchberechnungen in Bearbeitung.

Thema dieses Beitrages ist dabei die DIN 4084, wobei aufgezeigt wird, welche entsprechenden Regelungen aus dem alten Normenwerk in die neuen Normen aufgenommen wurden, welche zusätzlichen normativen Regelungen im neuen Normenwerk enthalten sind, und es soll über die Darstellung von Vergleichsberechnungen versucht werden, dem Anwender die Scheu vor den in der neuen DIN 4084 beschriebenen Nachweisverfahren zu nehmen.

Währenddessen die DIN 4017 und DIN 4085 in ihrer überarbeiteten Form vom Normenausschuss verabschiedet sind und die DIN 4019 sich noch in der grundlegenden Bearbeitung befindet, ist die DIN 4084 seit Erscheinen des Entwurfes im November 2002 Gegenstand einer ausführlichen Diskussion in der Fachwelt gewesen, mit der daraus erwachsenen teilweise nicht unerheblichen Modifikation der in der Norm enthaltenen Aussagen. Besonderer Wert wurde dabei darauf gelegt, die in der DIN 4084 geregelten Nachweise kongruent zur DIN 1054 zu entwickeln und darüber hinaus die Belange anderer in der Praxis eingeführter Regelwerte, wie der EAB (Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“) zu berücksichtigen.

2 Normative Festlegungen im alten und neuen Regelwerk

Im Nachfolgenden wird die DIN 4084 in ihrer Ausgabe Juli 1981 mit DIN 4084-alt und die DIN 4084 im derzeitigen Bearbeitungsstadium mit DIN 4084-neu bezeichnet. Gleiches gilt für die Fassungen der DIN 1054.

2.1 Geltungs- und Anwendungsbereich

Bezüglich der Geländebruchuntersuchungen wird der Geltungs- bzw. Anwendungsbereich im alten Regelwerk lediglich in der DIN 4084 geregelt, wobei im neuen Normenwerk hier Regelungen sowohl in der DIN 1054, Abschnitt 12.1 sowie in der DIN 4084 neu im Abschnitt 1 gegeben sind. Detaillierter erfolgt dabei die Definition in der DIN 1054.

Tabelle 1: Geltungs- und Anwendungsbereich

DIN 4084-alt	DIN 1054-neu / DIN 4084-neu
<p>in 1</p> <ul style="list-style-type: none"> • Stützbauwerke an Geländesprüngen unabhängig von ihrer Konstruktion und Gründungsart • Böschungen im Lockergestein unabhängig von Gestalt im ebenen Formänderungszustand • Einfache Berechnungsverfahren mit Standsicherheit längs kreiszylindrischer Gleitflächen <p><i>Anmerkung: Die Sicherheitsdefinitionen z.B. für Boden- und Felsnägel waren in den entsprechenden Zulassungen geregelt.</i></p>	<p>in 12.1 (1)-(5) der DIN 1054-neu und in 1 der DIN 4084-neu</p> <ul style="list-style-type: none"> • Nachweise im Grenzzustand 1C • Stützbauwerke und erforderliche konstruktive Bauteile an Geländesprüngen unabhängig von Konstruktion und Gründungsart • Böschungen und Hänge unabhängig von ihrer Gestalt • Hänge, Böschungen und Dämme auch unter Einfluss von Bauwerkslasten und Strömungsdruck • nichtverankerte Stützbauwerke, auch Spundwände, Trägerbohlwände, Winkelstützwände etc. • einfach und mehrfach durch Anker oder Zugpfähle verankerte Stützwände • konstruktive Böschungssicherungen, Hangverdübelungen, Bodenvernagelungen • Verformungen im ebenen Zustand, näherungsweise Übertragung auf räumliche Einflüsse • auch auf Erdkörper mit Scherzonen anwendbar

Beim Vergleich in der Tabelle 1 fällt auf, dass die DIN 4084-alt im Geltungsbereich Standsicherheitsbetrachtungen auf Kreisgleitlinien oder kreisgleitlinienähnliche Bruchkörper beschränkt. In der Norm selber ist dann der Sonderfall einer böschungsp parallelen Gleitfläche geregelt und im Beiblatt 2, bei den Beispielen, ist das Verfahren von JANBU angewendet. Die neuen Normen geben hier keine Einschränkung und beziehen in den Bruch auch Scherzonen mit ein.

2.2 Sicherheitskonzept

Zum neuen Sicherheitskonzept ist an anderer Stelle schon umfänglich Stellung genommen worden und die Grundlagen dieses neuen Konzept wurden dabei hinlänglich dargestellt. Es soll dennoch nachfolgend zumindest grundlegend der Vergleich zwischen alter und neuer Normung aufgelistet werden.

Tabelle 2: Sicherheitskonzept

DIN 4084-alt	DIN 1054-neu
<p>in 12</p> <ul style="list-style-type: none"> Globales Sicherheitskonzept <u>Globalsicherheiten für LF1</u> Lamellenverfahren $\eta = 1,4$ lamellenfreies Verfahren $\eta = 1,3$ <p><u>Sicherheit auf die Bodenkennwerte LF1</u> Reibung $\eta_R = 1,3$ Kohäsion $\eta_c = 1,73$</p>	<p>gem. 12.3</p> <ul style="list-style-type: none"> Nachweis im Grenzzustand GZ 1C $E_d \leq R_d$ mit E_d = Bemessungswert der resultierenden Beanspruchung parallel zur Gleitfläche bzw. der Bemessungswert des Momentes der Einwirkung um den Gleitkreismittelpunkt R_d = Bemessungswert des Widerstandes parallel zur Gleitlinie bzw. der Bemessungswert des Momentes der Widerstände um den Gleitmittelpunkt <p>in 6.4.1 Tabelle 2</p> <ul style="list-style-type: none"> Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen und Beanspruchungen, für LF 1: <ul style="list-style-type: none"> - ständige Einwirkungen $\gamma_G = 1,0$ - ungünstige veränderliche Einwirkungen $\gamma_Q = 1,3$ 6.4.2, Tabelle 3 Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände für LF 1 <ul style="list-style-type: none"> - Reibungsbeiwert und Kohäsion $\gamma_{\phi}, \gamma_c = 1,25$ Herausziehwiderstände <ul style="list-style-type: none"> - für Verpressanker $\gamma_A = 1,1$ - Boden- und Felsnägel sowie flexible Bewehrungselemente $\gamma_N, \gamma_B = 1,4$

Es fällt auf, dass die sicherheitstechnischen Regelungen, die in der Vergangenheit zum Teil, das bezieht sich z. B. auf den Geländebruch, nicht in der DIN 1054-alt festgelegt waren, wogegen sie im neuen Normenwerk generell in der DIN 1054-neu geregelt sind.

Regelungen bezüglich der Sicherheiten sind deshalb in der DIN 4084-neu nicht mehr enthalten.

Während, wie zuvor geschildert, im Anwendungsbereich der neuen Normen Gleitkörper unterschiedlicher Geometrie Berücksichtigung finden, fällt auf, dass im Nachweis der Sicherheit gegen Böschungs- und Geländebruch im Abschnitt 12.3 der DIN 1054-neu in der Sicherheitsdefinition ausschließlich auf Kreisgleitlinien abgehoben ist. Im Folgeabschnitt 12.4 – *Nachweis der Tragfähigkeit von konstruktiven Böschungssicherungen* ist dann die Empfehlung gegeben, dass soweit bauaufsichtliche Zulassungen und bauartspezifische Festlegungen zum Nachweis der Standsicherheit nicht gegeben sind, die Standsicherheitsnachweise nach den Regeln für den Grenzzustand GZ 1C zu führen sind. In diesen Berechnungen ist dann die Bemessungsbeanspruchung der Sicherungselemente einzuführen. Der Nachweis der Tragfähigkeit des Verankerungselementes ist dann ebenfalls über die Vorschrift

$$E_d \leq R_d$$

mit

E_d = Bemessungswert der Herausziehbeanspruchung aus der Standsicherheitsuntersuchung nach GZ 1C

und

R_d = Bemessungswert des Herausziehwiderstandes

zu führen.

Im neuen Normenkonzept ist in der DIN 1054 der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit auch für solcher Art Standsicherheitsbetrachtungen im Abschnitt 12.5 geregelt. Hierbei heißt es, dass zumindest in mitteldicht gelagerten nichtbindigen oder mindestens steifen bindigen Böden bei Einhaltung der Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand 1C in der Regel auch eine ausreichende Sicherheit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gegeben ist. Bei weichen bindigen Böden ist die Gebrauchstauglichkeit über Triaxialversuche nachzuweisen. Bei erhöhten Ansprüchen an die Gebrauchstauglichkeit wird empfohlen, die Ausnutzung über die Bodenwiderstände zu reduzieren und die in der DIN 1054-neu im Abschnitt 4.5 beschriebene Beobachtungsmethode zur Anwendung kommen zu lassen.

2.3 Wirkung von Zuggliedern

Im Hinblick auf die Erfassung der Wirkung von Zuggliedern, Dübeln etc. sind die Regelungen in der alten und der neuen Norm teilweise vergleichbar, wobei hier das neue Normenwerk im normativen Teil umfangreichere Ausführungen erhält.

Tabelle 3: Wirkung von Zuggliedern, Dübeln etc.

DIN 4084-alt	DIN 4084-neu
<p>in 6 unter e)</p> <ul style="list-style-type: none"> Lasten aus Scherkräften von Konstruktionsteilen <p>in 11.2</p> <ul style="list-style-type: none"> haltende und treibende Momente aus zusätzlichen Kräften in Formeln enthalten <p>im Beiblatt 1 zu 6 e)</p> <ul style="list-style-type: none"> es wird auf die Dübelwirkung und die Begrenzung der Dübelkraft durch die mobilisierbare Reaktionskraft unterhalb der Gleitfluge eingegangen. bei geschnittenen Ankern wird neben dem Moment auch die Erhöhung der Reibung aus der Ankerkraft berücksichtigt. bei den Momenten aus Lasten ist zwischen günstig und ungünstig wirkenden Momenten zu unterscheiden. 	<p>in 6 unter c)</p> <p>Kräfte von vorgespannten Zuggliedern, wenn nicht selbstspannend und in Gleitrichtung wirkend, hier Festlegekraft als Einwirkung</p> <p>in 7.2</p> <ul style="list-style-type: none"> für Widerstände aus Kräften von Zuggliedern und Dübeln erfolgt die Unterscheidung in : selbstspannend, nichtselbstspannend; in Bewegungsrichtung, entgegen Bewegungsrichtung; vorgespannte und nichtvorgespannte Zugglieder. Hierauf wird im Folgeabschnitt näher eingegangen. <p>in 7.3.3</p> <ul style="list-style-type: none"> im Reibungsboden darf in der geschnittenen Gleitlinie, die durch die Normalkomponente der Zugkraft bewirkte Reibung angesetzt werden <p>in 7.3</p> <ul style="list-style-type: none"> Scherwiderstände aus durch die Gleitfläche geschnittene Bauteile.

Regelungen im alten und neuen Normenwerk sind damit grundsätzlich gleichwertig. Während die alte Norm bei der hier berücksichtigten Kreisgleitflächen in günstig und ungünstig wirkende Momente unterscheidet, gibt die DIN 4084-neu eine Unterscheidung in Einwirkungen und Widerstände, wobei im derzeitigen Diskussionszustand der Norm noch keine abschließende Aufteilung der verschiedenen Zuggliederzustände gefunden ist. Das sich diesbezüglich aufbauende Spannungsfeld ergibt sich dadurch, dass der EC7 Ankerkräfte grundsätzlich als Einwirkungen definiert, wobei die DIN 1054-neu Ankerkräfte als Widerstände auffasst. Die DIN 4084-neu wird hier einen Mittelweg gehen, bei dem die Kräfte aus Zuggliedern, wie z. B. die Festlegekraft eines vorgespannten Ankers, immer dann wenn sie durch den Gleitprozess beim Böschungsbruch nicht verändert wird, als Einwirkungen aufzufassen sind, und soweit z. B. bei selbstspannenden Ankern eine Veränderung dieser Kraft durch den Gleitprozess erfolgt, diese Kraft dann als Widerstand aufzufassen ist.

Für die praktische Anwendung erhebt sich die Frage, inwieweit diese Betrachtung von Bedeutung ist. Im alten Globalsicherheitskonzept lässt sich die Auswirkung vergleichsweise leicht ablesen. Es ist hier definiert:

$$\begin{aligned} \text{Sicherheit} &= \text{haltende Momente} / \text{treibende Momente} \\ &= (M_{\text{halt(Boden)}} + M_S) / (M_{\text{treib (Boden)}} + M) \\ M_S &= \text{haltendes Moment} \quad M = \text{treibendes Moment} \end{aligned}$$

Es wird nun der fiktive Fall betrachtet, in dem ein an sich haltendes Moment, welches z. B. aus einem Anker resultiert und damit die DIN-geforderte Sicherheit von 1,4 sicherstellt, alternativ fälschlicherweise als negativ treibendes Moment berücksichtigt wird.

Das Rechenbeispiel hier ergibt folgendes:

Es sei: $M_{\text{halt (Boden)}} = M_{\text{treib (Boden)}} = M_{\text{Boden}}$
mithin

$$\eta = (M_{\text{Boden}} + M_S) / M_{\text{Boden}} \Rightarrow M_S = (\eta - 1) \times M_{\text{Boden}}$$

und für den zweiten Fall

$$\eta = M_{\text{Boden}} / (M_{\text{Boden}} - M_S) \Rightarrow M_S = (1-1/\eta) \times M_{\text{Boden}}$$

Hieraus lässt sich erkennen, dass für den Fall des Versagens, d. h. für den Fall $\eta = 1$, jeweils $M_S = 0$ ist, wogegen für den Fall $\eta = 1,4$ im ersten Fall, d. h. bei Erfassung von M_S als haltendes Moment $M_S = 0,4 \times M_{\text{Boden}}$ und im zweiten Fall $M_S = 0,29 \times M_{\text{Boden}}$ sein muss, mithin ein nicht unerheblicher Unterschied für die erforderliche Ankerkraft zum Erlangen einer hinreichenden Geländebruchsicherheit in dieser fiktiven Situation gegeben ist.

Im Normenwerk der DIN 4084-neu geht die Auswirkung des Ansatzes von Kräften aus den Zuggliedern als Einwirkungen oder als Widerstände aus den dort umfänglichen z. B. für die kreisförmige Gleitlinie angegebenen Formeln (7) und (8) hervor. Die entsprechenden Ausdrücke sehen verkürzt wie folgt aus:

$$E_M = E(G + P) - \sum_i F_{Aoi} \times \kappa_1$$

$$R_M = R(G + P) + \sum_i (\mu \times F_{Ai} \times \kappa_2 + F_{Aoi} \times \kappa_2 + F_{Ai} \times \kappa_1)$$

Die Abkürzungen κ_1 und κ_2 ersetzen dabei diverse Winkelfunktionen und die Ausdrücke $E(G+P)$ und $R(G+P)$ subsumieren alle übrigen dort angegebenen Terme. μ ist hierbei der

Ausnutzungsgrad, der im Zustand der Einhaltung aller DIN-geforderten Sicherheiten den Wert 1,0 annehmen darf. In allen anderen Zuständen muss $\mu < 1$ gewährleistet sein.

Die Kraft F_{Aoi} ist die Ankerkraft als Einwirkung, die Kraft F_{Ai} die Ankerkraft als Widerstand. Man erkennt, dass soweit $E_M = R_M$ gesetzt wird, mithin auch wie beschrieben, $\mu = 1$ ist, es keinen Unterschied macht, ob eine Ankerkraft als Einwirkung oder als Widerstand eingeführt wird. In beiden Fällen ist der Bemessungswert dieser Kraft zu berücksichtigen. Für den Fall, dass $\mu < 1$ ist, d. h. das System nicht vollständig ausgenutzt ist, ergeben sich, was nicht leicht aus obigen Gleichungen erkennbar ist, was jedoch für den Regelfall gezeigt werden kann, die gleichen Aussagen wie nach dem globalen Sicherheitskonzept. Dies bedeutet, dass bei Realisierung eines Ausnutzungsgrades $\mu < 1$ die Definition der Ankerkraft als Widerstand einen größeren Bemessungswert dieses Ankerwiderstandes erfordert als, wenn die Ankerkraft als Einwirkung definiert wäre.

Als Auswirkung für die Praxis ergibt sich, dass es für ausgenutzte Konstruktionen im neuen Sicherheitskonzept unerheblich ist, inwieweit der Ansatz von Anker- oder Haltekräften über Einwirkungen oder Widerstände erfolgt. Bedeutung gewinnt diese Unterscheidung jedoch dann, wenn, wie zuvor beschrieben, z.B. hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit ein bewusst geringerer Ausnutzungsgrad gefordert wird und dabei dann sich die Unterscheidung entsprechend, wie beschrieben, bemerkbar macht.

2.4 Bruchmechanismen

Ein erhebliches Feld der Diskussion nach Vorliegen des Entwurfs für die DIN 4084 bis heute umfasst die Thematik Gleitlinien und Bruchmechanismen. In den Regelwerken ist dabei das Folgende festgelegt.

Tabelle 4: Gleitlinien und Bruchmechanismen

DIN 4084-alt	DIN 4084-neu
<p><i>in 10</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Im Allgemeinen genügt es einen Kreis als Gleitlinie zu wählen. • Im unteren Geländeabschnitt ist bei steileren als der Erdwiderstandsgleitlinie die Erdwiderstandslinie anzusetzen. • logarithmische Spiralen und Kombinationen von Kreisen und Graden sind geeignet. • Geologische Verhältnisse können Gleitlinien vorgeben. • Gleitflächenvariation wird gefordert. • Hinweis bei Stützbauwerken, dass Gleitlinie durch hinteren Fußpunkt der Wand und bei Böschungen durch Fußpunkt der Böschung geht. 	<p><i>in 8.2</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • Es erfolgt eine allgemeine Regelung. <ul style="list-style-type: none"> • Es müssen alle in Frage kommenden Bruchmechanismen in Betracht gezogen werden und die wesentlich erkannten rechnerisch verglichen werden. • Es kommen in Frage <ul style="list-style-type: none"> ○ ein Gleitkörper mit gerader Gleitlinie, kreisförmiger Gleitlinie mit beliebig einsinnig gekrümmter Gleitlinie. ○ angesetzte Bruchmechanismen mit mehreren Gleitkörpern und geraden Linien

DIN 4084-alt	DIN 4084-neu
<ul style="list-style-type: none"> • <i>Anmerkung</i> • <i>In der Norm selber ist dann der Sonderfall einer böschungsp parallelen Gleitfläche geregelt und im Beiblatt 2, bei den Beispielen, ist das Verfahren von JANBU angewendet.</i> <p>Beiblatt 1 zu 10</p> <ul style="list-style-type: none"> • Hinweis auf die Wichtigkeit der Beschränkung auf E_p im unteren Gleitkörperbereich. • Hinweis, dass es in vielen Fällen genügt nur eine Gleitlinie zu untersuchen, um die Standsicherheit grob abzuschätzen. • Hinweis, dass auch Rechenprogramme auf Grund verschiedener Vereinfachungen unterschiedliche Ergebnisse liefern. 	<p>in 8.3</p> <ul style="list-style-type: none"> • Hinweise für die Wahl der Bruchmechanismen. <ul style="list-style-type: none"> • In vielen Fällen genügt es einen Kreis als Gleitlinie zu wählen. • Bei Geländesprung mit Stützbauwerken und konstruktiven Elementen, sind zwei Gleitkörper auf aktiver Seite ausreichend <p>Bei kohäsionslosem Boden ohne Strömung und Auflasten Gleitfläche an Böschung.</p> <p>in Anmerkung 1</p> <ul style="list-style-type: none"> • Hinweis auf Nachweis in der tiefen Gleitfuge. <p>in Anmerkung 2</p> <ul style="list-style-type: none"> • Hinweis, dass kreisförmige Gleitlinien nicht immer die ungünstigste Form darstellen. <p>in Anmerkung 3</p> <ul style="list-style-type: none"> • Es sollen Bruchmechanismen untersucht werden, die sowohl die Zugglieder schneiden als auch diese vollständig einschließen. • Hinweis der möglicherweise größeren erforderlichen Ankerlängen als aus dem Nachweis der tiefen Gleitfuge, soweit Rückseite der Wand stark zum Erdreich geneigt ist, das Gelände hinter der Wand ansteigt, das Gelände vor der Wand abfällt, unterhalb des Wandfußes ein Boden mit geringer Tragfähigkeit ansteht, im Bereich des steilen Bereiches der Gleitlinie besonders große Lasten wirken, dieser Hinweis deckt sich mit DIN 1054, 10.6.7 bzw. 10.6.9

Es sei an dieser Stelle erwähnt, dass die Diskussion im Normenausschuss der DIN 4084 bezüglich der oben genannten Formulierungen zur Drucklegung dieses Berichtes noch nicht abgeschlossen ist, so dass hier durchaus noch Formulierungsunterschiede Eingang finden können. Im mündlichen Beitrag wird hierzu berichtet.

Der derzeitige Stand ist dadurch gekennzeichnet, dass in alter wie in neuer Norm darauf verwiesen wird, dass Kreise im Allgemeinen bzw. in vielen Fällen als Gleitlinie ausreichen, jedoch die neue Norm mit den angebotenen Bruchmechanismen erheblich weiter geht. Auf die Auswirkung dieser anderen Bruchmechanismen wird nachfolgend bei der Diskussion einiger Berechnungsergebnisse näher eingegangen.

2.5 Berechnungsverfahren

Abschließend soll nun im Vergleich der Normen alt und neu auf die angebotenen Berechnungsverfahren eingegangen werden. Diese ergeben sich aus den zuvor diskutierten Gleitlinienformen bzw. Bruchmechanismen.

Tabelle 5: Berechnungsverfahren

DIN 4084-alt	DIN 4084-neu
<p>in 11.2</p> <ul style="list-style-type: none"> • Lamellenverfahren nach BISHOP, näher erläutert im Beiblatt 1 zu 11.2. <p>in 11.3</p> <ul style="list-style-type: none"> • Lamellenfreies Verfahren nach Fröhlich. <p>in 11.4</p> <ul style="list-style-type: none"> • Sonderfall einer Böschung in nichtbindigen Böden ohne Strömung behandelt. <p>im Beiblatt 2</p> <ul style="list-style-type: none"> • das Berechnungsverfahren nach JANBU wird auf ein Berechnungsbeispiel angewandt und beschrieben. 	<p>in 9.2.1.1</p> <ul style="list-style-type: none"> • für kreisförmige Gleitlinien Verfahren nach BISHOP. <p>in 9.2.1.2</p> <ul style="list-style-type: none"> • für nichtgleitförmige Gleitlinien Verfahren nach JANBU. • es sind auch die Verfahren von MORGENSTERN-PRICE und SPENCER zugelassen. <p>in 9.2.2</p> <ul style="list-style-type: none"> • Lamellenfreies Verfahren mit kreisförmigen Gleitlinien und einer Bodenschicht als Formeln <p>in Anhang A</p> <ul style="list-style-type: none"> • Hinweise auf Lage des ungünstigen Gleitkreismittelpunktes (informativ). <p><u>Verfahren mit geraden Gleitlinien:</u></p> <p>in 9.3.1</p> <ul style="list-style-type: none"> - allgemeine Gerade <p>in 9.3.2</p> <ul style="list-style-type: none"> - Böschungsparallele Gerade <p><u>Verfahren zusammengesetzter Bruchmechanismen</u></p> <p>in 9.4.2</p> <ul style="list-style-type: none"> - Blockgleitverfahren Sicherheitsdefinition über kleine Zusatzkraft $\Delta T > 0$ am jeweils größten Gleitkörper als antreibende Kraft angesetzt <p>in 9.4.3</p> <ul style="list-style-type: none"> - Verfahren mit inneren Gleitlinien auch hier Sicherheitsdefinition über Zusatzkraft $\Delta T > 0$ am größten Gleitkörper in treibender Richtung

3 Besonderheiten im neuen Normenwerk der DIN 4084

3.1 Unterscheidung der Zugglieder

Im Abschnitt 7.2, insbesondere im Abschnitt 7.2.3 der DIN 4084, sind besondere Regelungen für Zugglieder vorgenommen worden. Es wird hierbei unterschieden in:

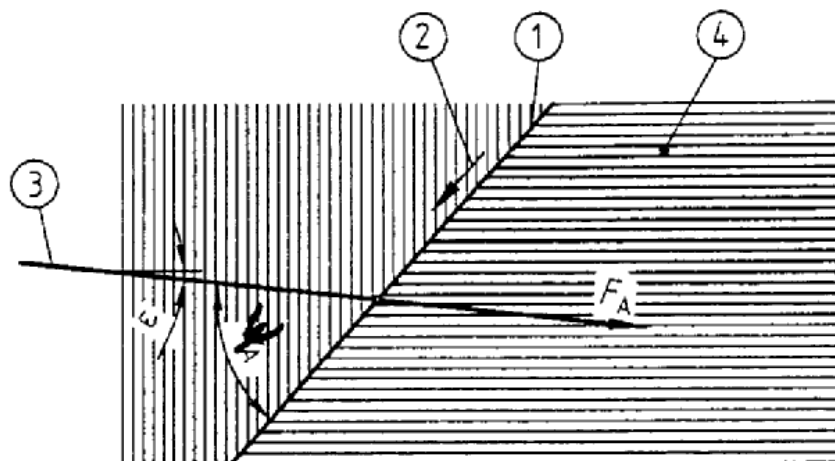
- vorgespannte und nicht vorgespannte Zugglieder
- selbstspannende und nicht selbstspannende Zugglieder
- in Bewegungsrichtung geneigte und entgegen der Bewegungsrichtung geneigte Zugglieder

Es gilt hierbei:

- selbstspannende Zugglieder liegen vor, wenn
 $\psi_A \leq 75^\circ$ für locker gelagerten nichtbindigen bzw. weichen bindigen Boden
 $\psi_A \leq 80^\circ$ für steifen bindigen Boden
 $\psi_A \leq 85^\circ$ für mitteldicht gelagerten nichtbindigen und halbfesten bindigen Boden
 $\psi_A \leq 90^\circ$ für dicht gelagerten nichtbindigen Boden

Soweit $\psi_A < 90^\circ$ ist, ist der Anker entgegen der Bewegungsrichtung und $\psi_A \geq 90^\circ$ ist der Anker in Bewegungsrichtung geneigt.

Der Winkel ψ ist zwischen Gleitlinie und Anker definiert.



Legende

- 1 Gleitlinie
- 2 Bewegungsrichtung des Gleitkörpers
- 3 Zuggliedrichtung
- 4 nicht bewegter Boden

Bild 1: Geometrie am Schnittpunkt Zugglied-Gleitlinie

Die obige Unterscheidung ist wichtig für die Frage, welche Kraft als Bemessungszugkraft in den Standsicherheitsnachweisen einzuführen ist. Einem Script von der Universität Kassel, Prof. Kempfert folgend und dem aktuellen Stand der Norm angepasst, gibt hierfür die nachfolgende Tabelle 6 einen Überblick über die anzusetzenden Kräfte der Zugglieder.

Unter Berücksichtigung der Aussagen des Abschnittes 2, wird hier empfohlen, die in der Tabelle angegebene Unterscheidungen in Widerstände und in Einwirkungen vorzunehmen. Diese Unterscheidung ist mit Ausnahme der Spalte 2 zur Drucklegung dieses Aufsatzes noch nicht im Normenausschuss abgestimmt.

Tabelle 6: Ansatz der Kräfte von Zuggliedern (modifiziert aus Skript Uni Kassel)

Vorgespannt				Nicht vorgespannt			
entgegen Bewegung $\alpha_A \leq 90^\circ$		in Bewegung $\alpha_A > 90^\circ$		entgegen Bewegung $\alpha_A \leq 90^\circ$		in Bewegung $\alpha_A > 90^\circ$	
Selbstspannend	Nicht selbstsp.	Selbstspannend	Nicht selbstsp.	Selbstspannend	Nicht Selbstsp.	Selbstspannend	Nicht selbstsp.
$F_{A,d}$	$F_{A0,d}$	-	$F_{A0,d}$ oder $F_{A,d (e+w)}$	$F_{A,d}$	$F_{A,d (e+w)}$	-	$F_{A,d (e+w)}$
Herausziehkraft oder max. Kraft im Zugglied ¹⁾	Festlegekraft des Ankers	Nicht möglich	Festlegekraft oder Zugkraft aus Aufnahme Bemessungserd- und Wasserdruck ¹⁾	Herausziehkraft oder aus max. Kraft im Zugglied ¹⁾	Zugkraft aus Aufnahme Bemessungserd- und Wasserdruck	Nicht möglich	0 oder Zugkraft aus Aufnahme Bemessungserd- und Wasserdruck ¹⁾
Widerstand	Einwirkung	-	Einwirkung	Widerstand	Einwirkung	-	Einwirkung

¹⁾ ungünstigerer Wert bzw. Fall maßgebend

3.2 Auswirkung der Wahl des Bruchmechanismus

Für zwei willkürlich herausgegriffene Fälle, einmal eine Schwergewichtswand im Gelände und zum anderen eine verankerte Baugrubenwand, wurden mit verschiedenen Bruchmechanismen vergleichende Berechnungen mit dem Programm GGU-STABILITY Version 6 durchgeführt.

Im ersten Beispiel wurde ein homogener Boden mit einem Reibungswinkel von 35°, im zweiten ein solcher mit 32,5° und in beiden eine Wichte von 19 kN/m³ angesetzt. Die Teilsicherheiten wurden gemäß DIN 1054 für den Lastfall 1 berücksichtigt.

Für die Schwergewichtswand im Boden wurden alle vier im Programm zur Verfügung stehenden Berechnungsmodelle nach BISHOP und nach JANBU sowie das Verfahren des Blockgleitens und das mit inneren Gleitlinien eingesetzt. Das Ergebnis zeigt die Tabelle 7. Die Sicherheiten bzw. Ausnutzungsgrade sind bei allen Verfahren sehr ähnlich, sodass in diesem Fall die Kreisgleitlinie mit dem Verfahren nach BISHOP ein durchaus zuverlässiges Ergebnis geliefert hat.

Tabelle 7: Rechenbeispiel 1 - Schwergewichtswand in Böschung

Verfahren	Ausnutzungsgrad
nach BISHOP	0,58
nach JANBU	0,63
Blockgleiten	0,58
mit inneren Gleitlinien	0,57

Die Bilder 2 bis 5 zeigen die mit dem Programm im jeweiligen Verfahren iterierten ungünstigsten Gleitkörper.

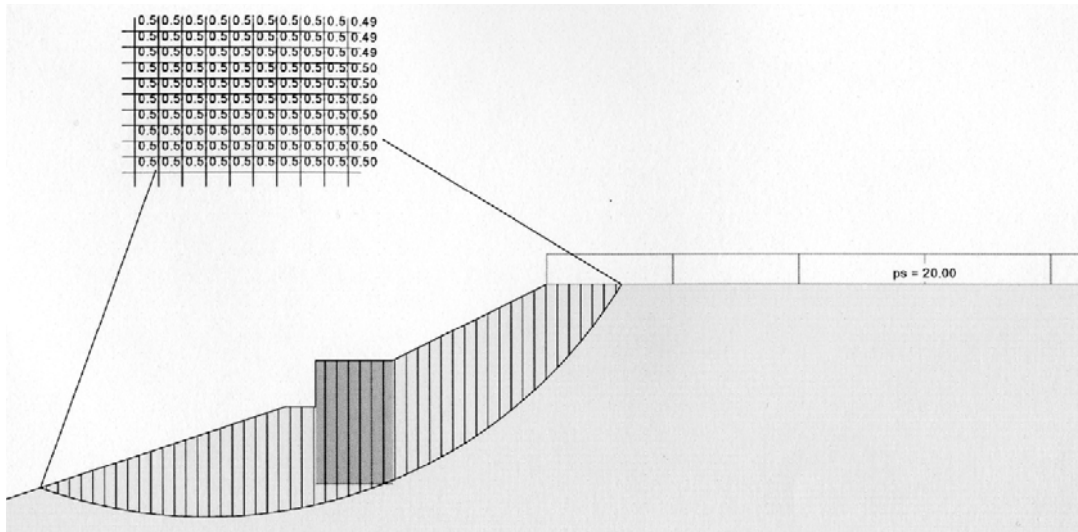


Bild 2: Gleitkörper nach BISHOP

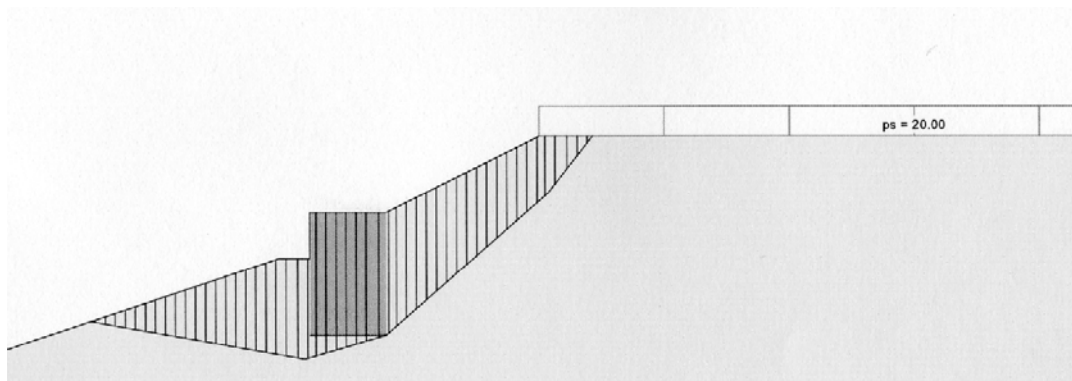


Bild 3: Gleitkörper nach JANBU

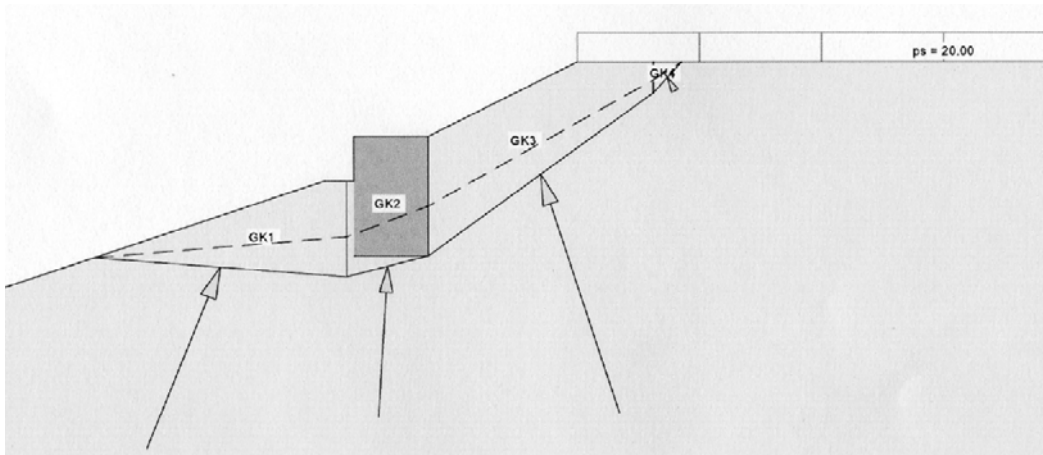


Bild 4: Gleitkörper aus dem Blockgleitverfahren

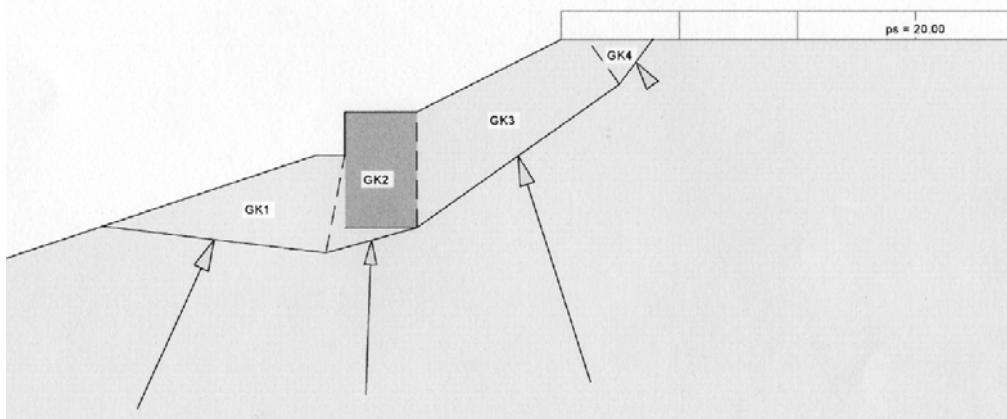


Bild 5: Gleitkörper aus dem Verfahren mit inneren Gleitlinien:

Als zweites Berechnungsbeispiel dient eine hier mit einem langen Anker versehene Baugrubenwand. Die Ankerlänge wurde deshalb so lang gewählt, um sicherzustellen, dass maßgebliche Gleitflächen den Anker schneiden. Es wurde eine Festlegekraft von 150 kN/m vorgegeben. Hinter der Wand im Einflussbereich der Gleitkörper ist ein Gebäude mit einer Flächenbelastung von 120 kN/m² simuliert.

Dieses Beispiel wurde zur Veranschaulichung möglicher Ergebnisdifferenzen bei Verwendung der verschiedenen Bruchkörpermodellen gewählt, obwohl nach DIN 1054 10.6.1 der Nachweis der Tragfähigkeit im GZ1B durch den Nachweis in der tiefen Gleitfuge erbracht wäre, und ein Nachweis nach GZ1C gemäß 10.6.9 bei den hier vorliegenden geometrischen und bodenmechanischen Verhältnissen nicht erforderlich wäre. Die Berechnungsergebnisse sind in Tabelle 8 eingetragen:

Tabelle 8: Rechenbeispiel 2 – Rückverankerte Baugrubenwand

Verfahren	Ausnutzungsgrad
nach BISHOP	0,89
nach BISHOP mit E_a und E_p Anpassung	0,91
Blockgleitverfahren	1,03

Hier wurde bei der Gleitkörperberechnung die Programmoption der Beschränkung der Gleitflächenneigung im Ober- und Unterbereich auf die Rankin'schen E_a und E_p Sonderfälle aktiviert, was auch einer Anforderung der DIN 4084-neu in 9.2.1.1 entspricht. Tabelle 8 zeigt die bei diesem Beispiel doch recht deutlichen Unterschiede in den Ausnutzungsgraden, abhängig vom gewählten Bruchkörpermodell. So ist das System mit der hier vorgegebenen Ankerkraft nach dem Blockgleitverfahren so nicht standsicher, wogegen die Gleitkreisuntersuchungen nicht genutzte Tragreserven vortäuschen. Insbesondere die Verletzung der E_a und E_p Randbedingung wirkt sich zusätzlich ungünstig aus.

Die Bilder 6 und 7 zeigen die Gleitkörper nach BISHOP ohne und mit E_a / E_p Anpassung sowie im Bild 8 den Gleitkörper nach dem Verfahren des Blockgleitens.

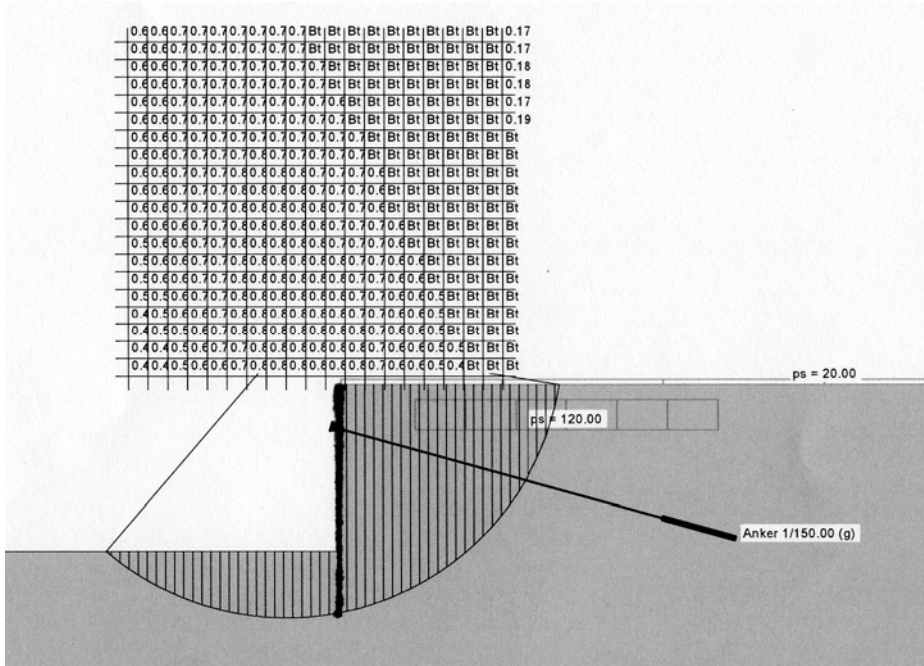


Bild 6: Gleitkörper nach BISHOP

Verwendung der neuen Normen mit gewohnt kritischer ingenieurmäßiger Herangehensweise, insbesondere bei der Verwendung der angebotenen Berechnungsmethoden, durchzuführen.

Bei einfachen Bodenverhältnissen (z.B. homogener Boden) und einfacher Geometrie reicht es, wie das Berechnungsbeispiel 1 gezeigt hat, in der Regel aus kreisförmige Gleitlinien zu verwenden, wobei in jedem Fall die E_a und E_p Anpassung vorgenommen werden sollte (siehe Beispiel 2).

Bei komplexerer Geometrie, wie im Beispiel 2, sind andere Gleitkörperformen eher geeignet, den kritischen Gleitkörper zu finden. Kreisförmige Gleitlinien liegen in ihren Ergebnissen dabei mehr oder weniger deutlich auf der unsicheren Seite, wie das Beispiel 2 zeigt. Für eine grobe Abschätzung des vorhandenen Sicherheitsniveaus und auch insbesondere für Plausibilitätskontrollen anderer mit komplexen Modellen gewonnener Bruchmechanismen haben sie auch bei solchen Systemen ihre Anwendungsberechtigung.

5 Literatur

DIN 1054 (November 1976): Baugrund Zulässige Belastung des Baugrunds; DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 1054 (Januar 2005): Baugrund-Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau; DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 4084 (Juli 1981): Baugrund-Gelände- und Böschungsbruchberechnungen; DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

Beiblatt 1 zu DIN 4084 (Juli 1981): Baugrund-Gelände- und Böschungsbruchberechnungen, Erläuterungen; DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

Beiblatt 2 zu DIN 4084 (September 1983): Baugrund-Gelände- und Böschungsbruchberechnungen, Berechnungsbeispiele; DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 4084 (September 2005): Baugrund-Geländebruchberechnungen; Normenausschuss Bauwesen (NABau im DIN Deutsches Institut für Normung e.V.)

Nachweis eines Verbaus nach DIN 1054:2005

Dipl.-Ing. Emanuel Birle
Technische Universität München, Zentrum Geotechnik

1 Allgemeines

Wesentliche Neuerung der DIN 1054:2005 gegenüber der DIN 1054:1976 ist die Einführung des Teilsicherheitskonzeptes. Bisher wurde bei der Berechnung von Baugruben der Erdwiderstand des Fußauflagers mit einem Globalsicherheitsbeiwert abgemindert und daraus eine erforderliche Einbindetiefe ermittelt. D.h. die verschiedenen Unsicherheiten aus Streuung der Bodenkennwerte, Vereinfachung der Berechnungsansätze und Unsicherheiten über Größe und Verteilung der auftretenden Belastungen wurden mit einem einzigen Sicherheitsbeiwert erfasst.

Nach DIN 1054:2005 werden Einwirkungen und Widerstände getrennt voneinander behandelt, wobei die Effekte der Einwirkungen zu Bemessungsbeanspruchungen erhöht und Widerstände zu Bemessungswiderständen reduziert werden. Es ist nachzuweisen, dass mit den Bemessungswerten noch ein Gleichgewicht (Grenzgleichgewicht) möglich ist. Bei der Berechnung von Baugruben bedeutet dies, dass die bisher übliche Überlagerung von Erddruck und abgemindertem Erdwiderstand nicht mehr möglich ist. Auch eine Überlagerung von mit Teilsicherheitsbeiwerten erhöhtem Erddruck oder mit Teilsicherheitsbeiwerten abgemindertem Erdwiderstand ist nicht zielführend.

Bei der praktischen Umsetzung der neuen Norm ist zu beachten, dass für die EAB bisher noch keine Überarbeitung auf der Grundlage der neuen Normengeneration veröffentlicht ist und sich daher einige Inkonsistenzen zwischen den Regelungen der DIN 1054:2005 und den derzeit noch gültigen Empfehlungen finden.

DIN 1054 unterscheidet Nachweise der Tragfähigkeit (Grenzzustand 1) und Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (Grenzzustand 2). Für die Bemessung einer Verbauwand müssen in der Regel folgende Nachweise der Tragfähigkeit geführt werden:

- Nachweis der Tragfähigkeit des Erdwiderlagers (GZ 1B)
- Nachweis gegen Versinken der Wand (GZ 1B)
- Nachweis gegen Materialversagen (z. B. Nachweis gegen Materialversagen der Verbauwand, Nachweis des Stahlzuggliedes) entsprechend der jeweiligen Bauartnorm
- Versagen der freien Ankerlänge (GZ 1B und GZ 1C)
- Nachweis der Gesamtstandsicherheit (GZ 1C)
- Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch (GZ 1A)
- Nachweis gegen Aufschwimmen (GZ 1A)

Darüberhinaus muss der angesetzte Wandreibungswinkel nachgewiesen werden (Nachweis mit charakteristischen Werten) und neuerdings sind stets Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (z.B. Wandverformungen) zu führen.

Die für die Bemessung von Verbauwänden anzusetzenden Lastfälle ergeben sich nach DIN 1054:2005 aus der Kombination von Sicherheitsklassen und Einwirkungskombinationen. Verbauwände werden, sofern sie temporäre Konstruktionen (Bauzustände) darstellen, der Sicherheitsklasse 2 zugeordnet und werden bei Ansatz ständiger oder regelmäßig auftretender veränderlicher Einwirkungen (Einwirkungskombination 1) im Lastfall 2 bemessen.

Aufgrund der Trennung von Einwirkungen und Widerständen muss der Berechnungsgang zur Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe einer Verbauwand iterativ durchgeführt werden. Er untergliedert sich in folgende Punkte:

- Entwurf des Bauwerks und Festlegung des statischen Systems
- Wahl einer Einbindetiefe nach Erfahrung
- Ermittlung der charakteristischen Einwirkungen (Erddruck / Wasserdruck) getrennt nach
 - ständigen Einwirkungen
 - veränderlichen Einwirkungen
 - Wasserdruck
- Ermittlung der charakteristischen Beanspruchungen
- Ermittlung der charakteristischen Erdwiderstände
- Ermittlung der Bemessungswerte der Beanspruchungen mit Hilfe der Teilsicherheitsbeiwerte nach Tab. 2 der DIN 1054:2005 für Einwirkungen
- Ermittlung der Bemessungswerte der Erdwiderstände mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tab. 3 der DIN 1054:2005 für Widerstände
- Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit durch Vergleich der Bemessungswerte der Einwirkungen mit den Bemessungswerten der Erdwiderstände

Ggf. muss die Einbindelänge vergrößert bzw. verringert werden und der Berechnungsablauf unter Berücksichtigung der geänderten Systemabmessungen wiederholt werden.

2 Berechnungsbeispiel

2.1 Statisches System und Belastung

Die in Bild 1 dargestellte Verbauwand soll als frei aufgelagerte, einfach rückverankerte Spundwand ausgeführt werden. Die Wand darf auf aktiven Erddruck bemessen werden. Folgende Oberflächenlasten müssen berücksichtigt werden:

- großflächige Verkehrslast $p = 10 \text{ kN/m}^2$
- 2,5 m breite Verkehrslast $p' = 20 \text{ kN/m}^2$

Im Folgenden sollen für den Endaushubzustand die Einbindetiefe, Ankerkräfte und Schnittgrößen ermittelt und anschließend die zur Dimensionierung der Verbauwand nötigen Nachweise geführt werden.

Der zum Einbringen der Verankerung maßgebende Zwischenaushubzustand wird in diesem Beispiel nicht beachtet.

Für eine erste Berechnung wird eine Einbindetiefe der Verbauwand von 2,50 m angenommen, woraus sich die in Bild 1 dargestellte Bemessungssituation ergibt:

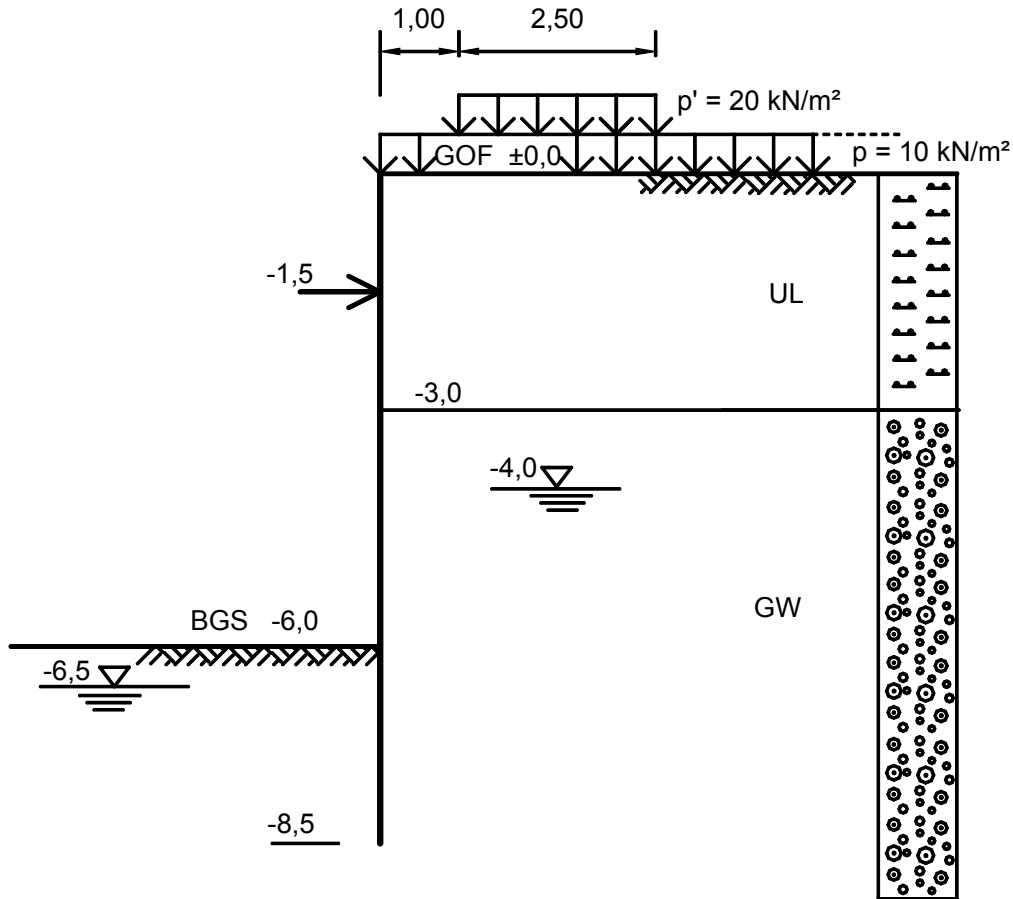


Bild 1: Bemessungssituation

2.2 Einwirkungen

2.2.1 Charakteristischer aktiver Erddruck aus Bodeneigengewicht und Verkehrslasten $\leq 10 \text{ kN/m}^2$ (ständige Einwirkungen)

Veränderliche Lasten dürfen nach DIN 1054:2005 wie ständige Einwirkungen behandelt werden, sofern sie eine Nutzlast von 10 kN/m^2 nicht überschreiten. Dies ermöglicht es, den aktiven Erddruck aus Bodeneigengewicht und der im Beispiel angreifenden großflächigen Auflast gemeinsam zu ermitteln.

Bei einem kohäsiven Boden dürfen die Erddruckkräfte näherungsweise nach folgender Beziehung ermittelt werden:

$$E_{ah} = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot K_{ah} - 2 \cdot c' \cdot h \cdot \sqrt{K_{ah}}$$

Der aktive Erddruckbeiwert K_{ah} wird dabei unter der Annahme ebener Gleitflächen ermittelt:

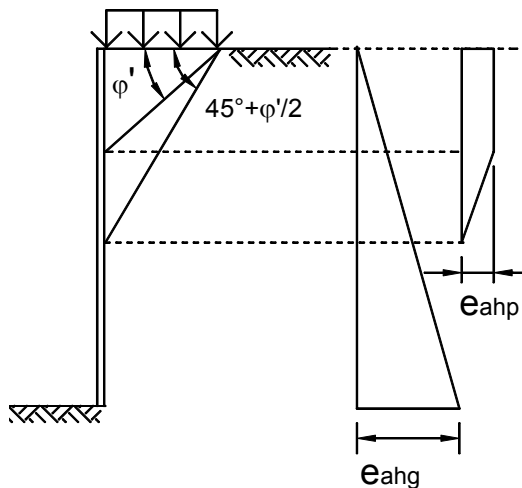
$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi' + \alpha)}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta_a) \cdot \sin(\varphi' - \beta)}{\cos(\alpha - \delta_a) \cdot \cos(\alpha + \beta)}}\right)^2 \cos^2 \alpha}$$

Im Folgenden ist die Erddruckermittlung bei Ansatz eines Wandreibungswinkel $\delta_a = 2/3 \cdot \varphi'$ dargestellt.

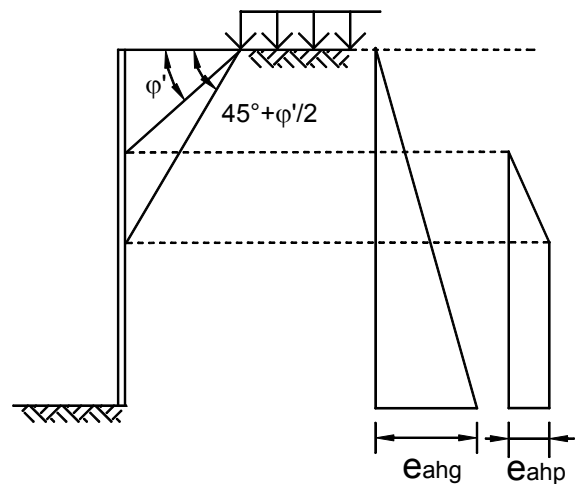
Kote	Schicht	γ / γ' [kN/m ³]	σ'_{zz} [kN/m ²]	φ' [°]	K_{ah} [-]	$e_{agh} = \sigma'_{zz} \cdot K_{ah}$ [kN/m ²]	c' [kN/m ²]	$e_{ach} = 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_{ah}}$ [kN/m ²]	e_{ah} [kN/m ²]
0,0	Schluff		10	27,5	0,31	3,1	5	5,6	-2,5
-3,0		21,0	$10 + 3 \cdot 21 = 73,0$			22,6			17,0
-3,0	Kies		73,0	35	0,22	16,0	0	0	16,0
-4,0		19,5	$73 + 1 \cdot 19,5 = 92,5$			20,4			20,4
-6,0		11,5	$92,5 + 2 \cdot 11,5 = 115,5$			25,4			25,4
-8,5		11,5	$115,5 + 2,5 \cdot 11,5 = 144,25$			31,7			31,7

2.2.2 Charakteristischer aktiver Erddruck aus Verkehrslasten > 10 kN/m² (veränderliche Einwirkungen)

Erddrücke aus oberflächennah angreifenden Lasten sind rechnerisch nicht exakt erfassbar. Für Linien- und Flächenlasten können die in Bild 2 dargestellten Erddruckansätze verwendet werden.



einseitig begrenzte Flächenlast in Wandnähe



einseitig begrenzte Flächenlast

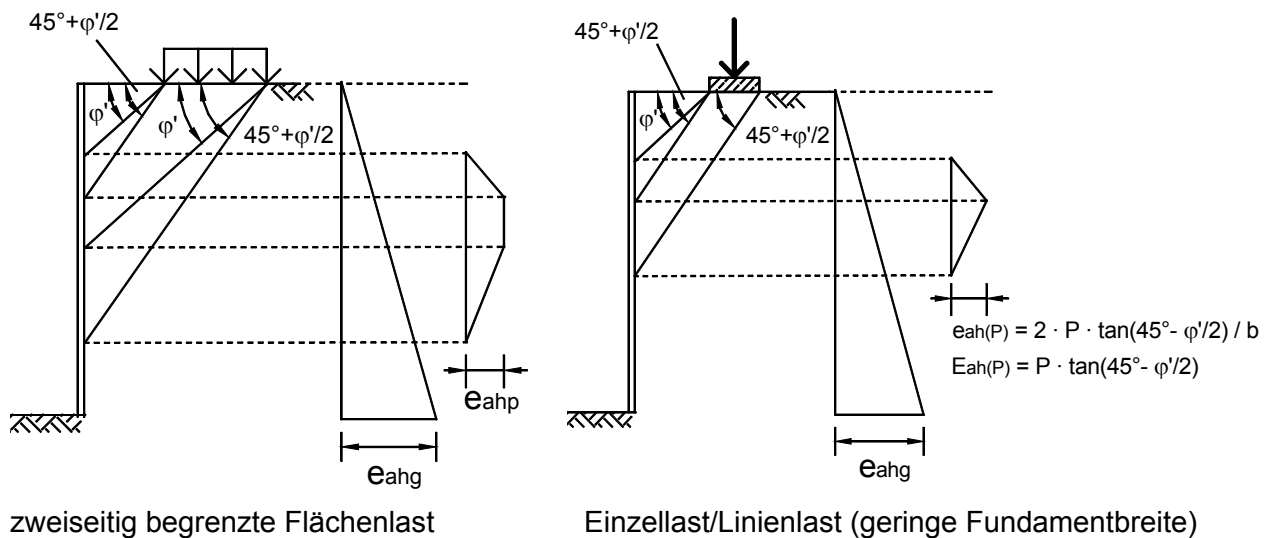


Bild 2: Erddruckverteilung infolge oberflächennaher Lasten

Für das betrachtete Beispiel können die Erddrücke infolge der Verkehrslast p' demnach folgendermaßen ermittelt werden:

$$l_1 = 1,0 \cdot \tan \varphi' = 1,0 \cdot \tan 27,5^\circ = 0,50 \text{ m}$$

$$l_2 = 1,0 \cdot \tan \vartheta_a = 1,0 \cdot \tan (45^\circ + \varphi'/2) = 1,0 \cdot \tan (45^\circ + 27,5^\circ/2) = 1,65 \text{ m}$$

$$l_3 = 3,5 \cdot \tan \varphi' = 3,5 \cdot \tan 27,5^\circ = 1,82 \text{ m}$$

$$l_4 = 3,5 \cdot \tan \vartheta_{a,m} = 3,5 \cdot \tan (45^\circ + \varphi'_m/2) = 3,5 \cdot \tan (45^\circ + 31,25^\circ/2) = 6,22 \text{ m}$$

$$e_{ahp} = K_{ah} \cdot p' = 0,31 \cdot 20 = 6,2 \text{ kN/m}^2$$

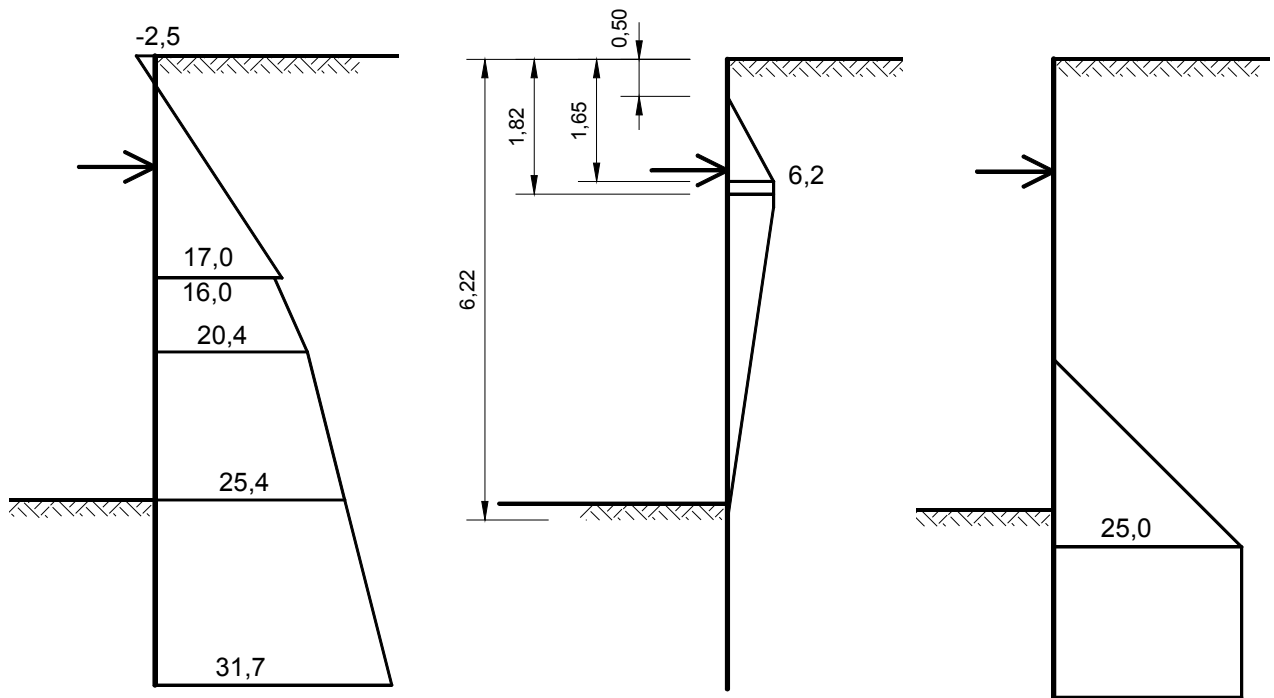
Anmerkung: Da die Wirkung der Last über den Schichtwechsel hinausgeht, wurde zur Ermittlung der Länge l_4 ein mittlerer Reibungswinkel von $\varphi'_m = \frac{1}{2} \cdot (\varphi'_{UL} + \varphi'_{GW}) = \frac{1}{2} \cdot (27,5 + 35) = 31,25^\circ$ angesetzt. Zur Berechnung der Erddruckordinate e_{ahp} wurde auf der sicheren Seite liegend der aktive Erddruckbeiwert des Schluffes verwendet.

Aufgrund der unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und veränderliche Einwirkungen dürfen die oben ermittelten Erddruckverteilungen aus Bodeneigengewicht/großflächiger Auflast und begrenzter Verkehrslast nicht zu einem gesamten Belastungsbild überlagert werden.

2.2.3 Wasserdruck

Das Grundwasser wird in der Baugrube auf Kote $-6,5 \text{ m}$ abgesenkt. Unter Vernachlässigung der Umströmung darf der Wasserdruck hydrostatisch angesetzt werden.

In Bild 3 sind die Erddruckverteilungen infolge Bodeneigengewicht/großflächiger Auflast und Verkehrslast, sowie die Wasserdruckverteilung dargestellt.



aktiver Erddruck aus Bodenei-
gengewicht und großflächiger
Auflast p

aktiver Erddruck aus
Verkehrslast p'

Wasserdruckverteilung
(hydrostatischer Ansatz)

Bild 3: Erd- und Wasserdruckverteilung

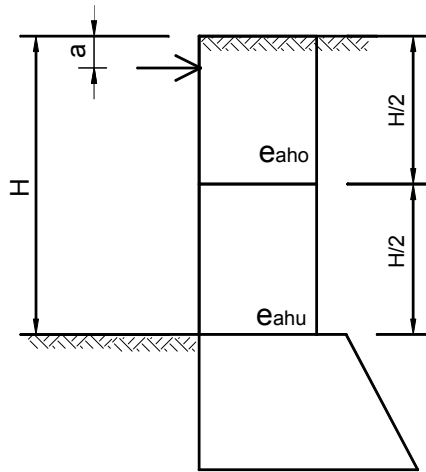
2.2.4 Erddruckumlagerung

Bei gestützten Baugruben stellen sich je nach Lage, Anzahl und Ausbildung der Aussteifungen Wandverformungen ein, die sich aus Drehbewegungen und Parallelverschiebungen zusammensetzen. Im Vergleich zu nicht gestützten Baugrubenwänden führt dies zu Erddruckumlagerungen, die nicht exakt prognostizierbar sind. Die EAB empfiehlt daher in Abhängigkeit von Anzahl und Lage der Stützpunkte den Ansatz einfacher Lastfiguren. Unter Berücksichtigung der DIN 1054:2005 werden die Erddrücke (abweichend von der noch nicht aktuellen EAB) nicht mehr bis zum Belastungsnulldruckpunkt, sondern bis zur Baugrubensohle umgelagert. Der aktive Erddruck unterhalb der Baugrubensohle wird nicht umgelagert (siehe Bild 4).

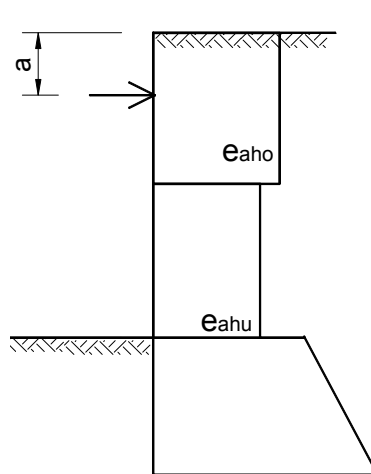
Das Verhältnis des in der oberen und unteren Wandhälfte anzusetzenden Erddruckes richtet sich nach der Angriffshöhe der Stützung:

Fall gemäß <u>Bild 4</u>	Stützung bei	$\frac{e_{ho}}{e_{hu}}$
I	$a \leq 0,1 \cdot H$	1,0
II	$0,1 \cdot H < a \leq 0,2 \cdot H$	1,2
III	$0,2 \cdot H < a \leq 0,3 \cdot H$	1,5

Fall 1: $a \leq 0,1 \cdot H$



Fall 2: $0,1 \cdot H < a \leq 0,2 \cdot H$



Fall 3: $0,2 \cdot H < a \leq 0,3 \cdot H$

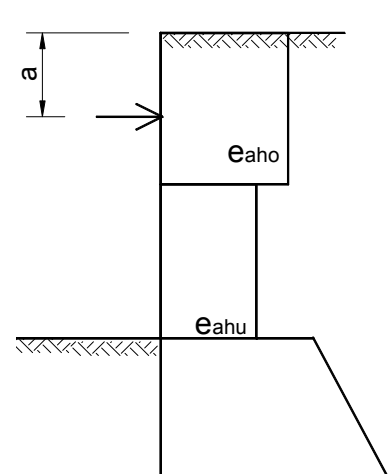


Bild 4: Erddruckumlagerung in Anlehnung an EB 70 der EAB bei einfach gestützten Wänden

Die Erddrücke aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen müssen unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzeptes der DIN 1054:2005 getrennt voneinander umgelagert werden.

- Umlagerung der Erddrücke aus ständigen Einwirkungen:

Zunächst muss die Gesamterddruckkraft bis zur Baugrubensohle ermittelt werden:

$$E_{agh,k} = \frac{1}{2} \cdot [(-2,5 + 17,0) \cdot 3,0 + (16 + 20,4) \cdot 1,0 + (20,4 + 25,4) \cdot 2,0]$$

$$= \frac{1}{2} \cdot [43,5 + 36,4 + 91,6] = 85,8 \text{ kN/m}$$

Zur Ermittlung der Umlagerungsfigur muss das Verhältnis zwischen Wandhöhe und Höhenlage der Abstützung bestimmt werden:

$$\frac{a}{H} = \frac{1,5}{6} = 0,25$$

Daraus folgt, dass der Erddruck in der oberen Wandhälfte um den Faktor 1,5 größer zu wählen ist als in der unteren:

$$e_{ho} = 1,5 \cdot e_{hu}$$

$$E_{ah} = \frac{H}{2} \cdot (e_{ho} + e_{hu}) = 1,25 \cdot e_{hu} \cdot H$$

$$e_{hu} = \frac{E_{ah}}{1,25 \cdot 6,0} = \frac{85,8}{1,25 \cdot 6,0} = 11,6 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ho} = 1,5 \cdot 11,6 = 17,3 \text{ kN/m}^2$$

- Umlagerung der Erddrücke aus veränderlichen Einwirkungen:

Gesamterddruckkraft:

$$E_{aph,k} = \frac{1}{2} \cdot [1,15 \cdot 6,2 + 2 \cdot 0,17 \cdot 6,2 + 4,4 \cdot 6,2]$$

$$= \frac{1}{2} \cdot [7,1 + 2,1 + 27,3] = 18,2 \text{ kN/m}$$

Die Umlagerungsfigur ist dieselbe wie für die ständigen Einwirkungen:

$$e_{ho} = 1,5 \cdot e_{hu}$$

$$e_{hu} = \frac{E_{ah}}{1,25 \cdot 6,0} = \frac{18,2}{1,25 \cdot 6,0} = 2,4 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{ho} = 1,5 \cdot 2,4 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

– Wasserdruck

Wasserdruck wird nie umgelagert!

Die resultierenden Belastungsbilder sind in Bild 5 dargestellt.

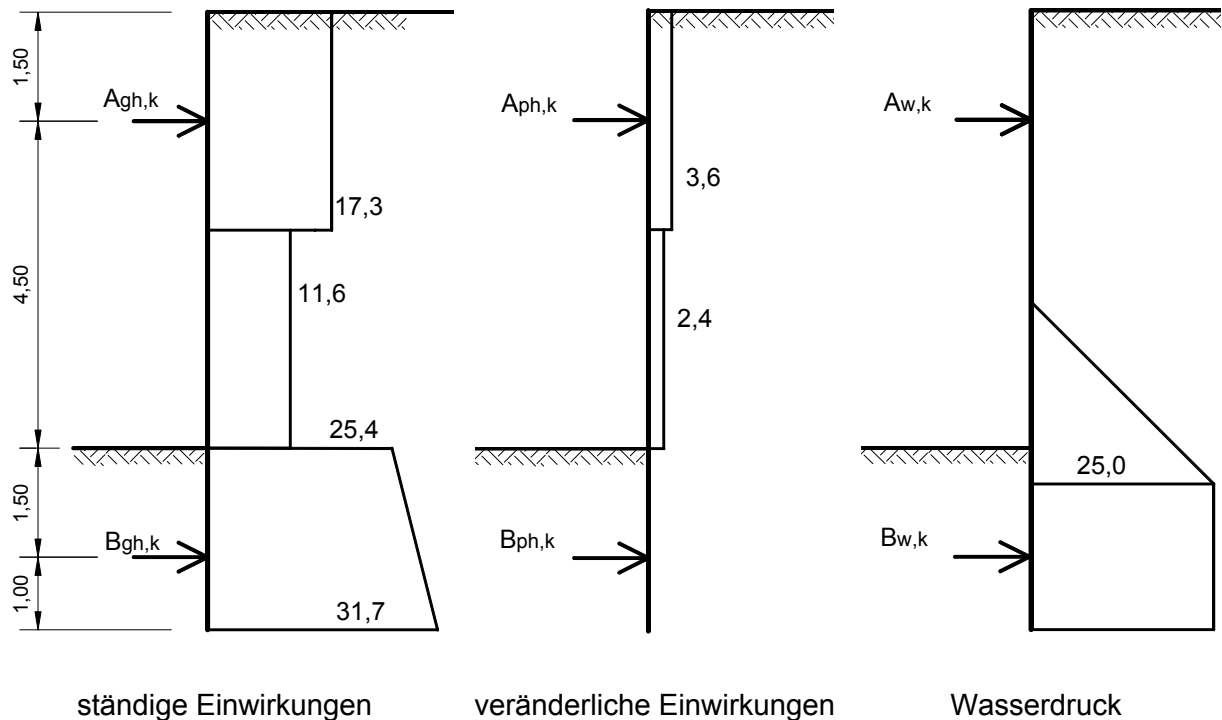


Bild 5: resultierende Belastungsbilder

2.3 Ermittlung der charakteristischen Auflagerkräfte (Beanspruchungen)

Unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzeptes müssen die charakteristischen Auflagerkräfte getrennt nach den einzelnen Einwirkungsarten ermittelt werden.

Zur Berechnung der Auflagerkräfte wird das Erdwiderlager in einer Tiefe $t_0 = 0,6 \cdot t$ unter Baugrubensohle angenommen (siehe Bild 5).

Auflagerkräfte infolge ständiger Einwirkungen:

Die Momentensumme um die Ankerlage liefert:

$$\Sigma M_A:$$

$$B_{gh,k} \cdot (1,5 + 4,5) = 17,3 \cdot 3,0 \cdot (1,5 - 1,5) + 11,6 \cdot 3,0 \cdot (4,5 - 1,5) + 25,4 \cdot 2,5 \cdot (1,25 + 4,5) + (31,7 - 25,4) \cdot 2,5 \cdot 0,5 \cdot (4,50 + 1,67)$$

$$B_{gh,k} = 86,4 \text{ kN/m}$$

Aus dem Gleichgewicht der horizontalen Kräfte ergeben sich die Ankerkräfte.

$$\Sigma H:$$

$$A_{gh,k} = 86,7 + 0,5 \cdot (25,4 + 31,7) \cdot 2,5 - 86,4 = 71,7 \text{ kN/m}$$

Auflagerkräfte infolge veränderlicher Einwirkungen:

Die Momentensumme um die Ankerlage liefert:

$$\Sigma M_A:$$

$$B_{ph,k} \cdot (1,5 + 4,5) = 3,6 \cdot 3,0 \cdot (1,5 - 1,5) + 2,4 \cdot 3,0 \cdot (4,5 - 1,5)$$

$$B_{ph,k} = 3,6 \text{ kN/m}$$

Aus dem Gleichgewicht der horizontalen Kräfte ergeben sich die Ankerkräfte:

$$\Sigma H:$$

$$A_{ph,k} = 3,6 \cdot 3,0 + 2,4 \cdot 3,0 - 3,6 = 14,4 \text{ kN/m}$$

Auflagerkräfte infolge Wasserdruck:

Die Momentensumme um die Ankerlage liefert:

$$\Sigma M_A:$$

$$B_{w,k} \cdot (1,5 + 4,5) = 0,5 \cdot 25,0 \cdot 2,5 \cdot (4 + 1,67 - 1,5) + 25,0 \cdot 2,0 \cdot 6,0$$

$$B_{w,k} = 71,7 \text{ kN/m}$$

Aus dem Gleichgewicht der horizontalen Kräfte ergeben sich die Ankerkräfte:

$$\Sigma H:$$

$$A_{w,k} = 31,25 + 50,0 - 71,7 = 9,5 \text{ kN/m}$$

2.4 Ermittlung des charakteristischen Erdwiderstandes

Zur Ermittlung des charakteristischen Erdwiderstandes im Bereich des Fußauflagers der Wand wird zunächst ein Wandreibungswinkel von $\delta_p = 2/3 \cdot \varphi'$ angenommen. Der passive Erddruckbeiwert wurde in diesem Beispiel unter Ansatz kreisförmiger Bruchfugen nach Caquot/Kerisel ermittelt.

Kote	Schicht	γ / γ' [kN/m ³]	σ'_{zz} [kN/m ²]	φ' [°]	K_{ph} [-]	e_{pgh} [kN/m ²]	c' [kN/m ²]	e_{pch} [kN/m ²]	$e_{ph,k}$ [kN/m ²]
-6,0	Kies	19,5	0	35,0°	7,46	0	0	0	0
-6,5		11,5	$0,5 \cdot 19,5 =$ 9,75			72,7		0	72,7
-8,5		11,5	$9,75 + 2,0 \cdot 11,5 =$ 32,75			244,3		0	244,3

$$E_{ph,k} = \frac{1}{2} \cdot [0 + 72,7] \cdot 0,5 + (72,7 + 244,3) \cdot 2,0 = \frac{1}{2} \cdot [36,4 + 634,0] = 335,2 \text{ kN/m}$$

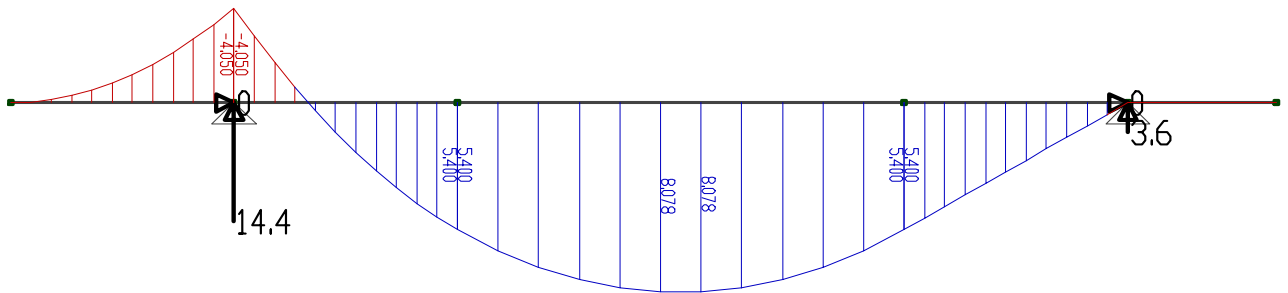
2.5 Nachweis der Tragfähigkeit des Erdaufagers (GZ 1B, LF 2)

Bemessungswert der Beanspruchungen:

$$B_{h,d} = \gamma_G \cdot B_{gh,k} + \gamma_Q \cdot B_{ph,k} + \gamma_G \cdot B_{w,k} = 1,2 \cdot 86,4 + 1,3 \cdot 3,6 + 1,2 \cdot 71,7 = 194,4 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert des Erdwiderstandes:

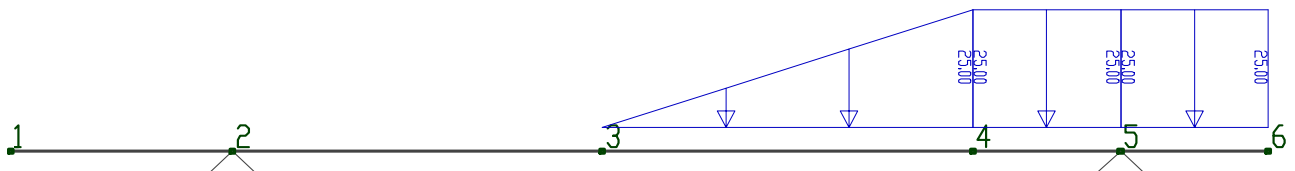
$$R_d = E_{ph,k} / \gamma_{Ep} = 335,2 / 1,30 = 257,8 \text{ kN/m}$$



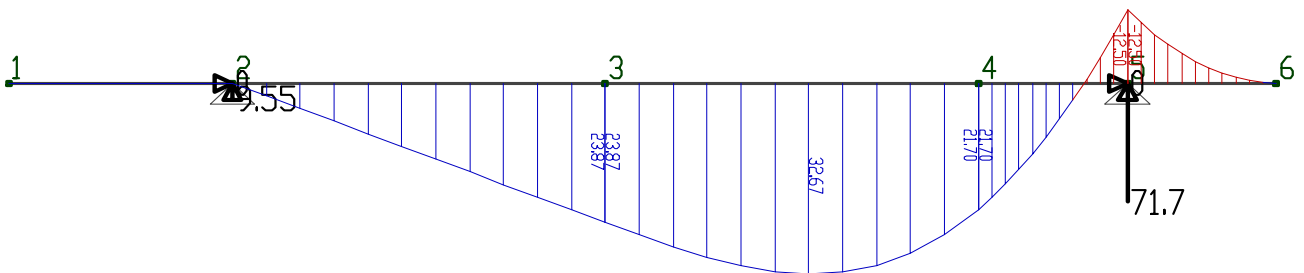
Momentenverlauf und Auflagerkräfte

Maximales Biegemoment aus veränderlichen Einwirkungen: $M_{\max p,k} = 8,1 \text{ kNm/m}$

Ermittlung des maximalen Biegemomentes aus Wasserdruck



System und Belastung



Momentenverlauf und Auflagerkräfte

Maximales Biegemoment aus Wasserdruck: $M_{\max w,k} = 32,7 \text{ kNm/m}$

2.7 Nachweis der Verbauwand (GZ 1B, LF 2)

Bemessungswert der Beanspruchungen:

Zur Ermittlung des Bemessungswertes der Beanspruchungen werden die maximalen charakteristischen Biegemomente aus den einzelnen Belastungsarten mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert, wobei näherungsweise unabhängig von ihrer lokalen Lage die Maximalwerte addiert werden.

$$E_d = M_d = M_{\max g,k} \cdot \gamma_G + M_{\max p,k} \cdot \gamma_Q + M_{\max w,k} \cdot \gamma_G = 46,7 \cdot 1,2 + 8,1 \cdot 1,3 + 32,7 \cdot 1,2 = 105,8 \text{ kNm/m}$$

Bemessungswert der Widerstände:

Als Verbauwand soll eine Spundwand ausgeführt werden. Das erforderliche Widerstandsmoment kann aus der Gleichung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

$$E_d \leq R_d$$

ermittelt werden:

$$R_d = E_d = M_d = \frac{W \cdot \sigma}{\gamma_M} \quad \text{bzw.} \quad W = \frac{M_d \cdot \gamma_M}{\sigma}$$

Unter Berücksichtigung der Streckgrenze des Stahls $f_{y,k} = 240 \text{ N/mm}^2 = 24,0 \text{ kN/cm}^2$ und des Teilsicherheitsbeiwertes für den Materialwiderstand $\gamma_M = 1,1$ (nach DIN 18800-1) ergibt sich:

$$W = \frac{M_d}{\frac{f_{y,k}}{\gamma_M}} = \frac{10580 \text{ kNcm/m}}{\frac{24,0 \text{ kN/cm}^2}{1,1}} = 485 \text{ cm}^3 / \text{m}$$

gewähltes Spundwandprofil: Larssen L 601: $W = 745 \text{ cm}^3 / \text{m} \geq 485 \text{ cm}^3 / \text{m}$

2.8 Nachweis der vertikalen Kräfte

Bei den bisherigen Betrachtungen wurde das Gleichgewicht der horizontalen Kräfte nachgewiesen.

Hierbei wurde der passive Wandreibungswinkel am Wandfuß mit $\delta_p = 2/3 \cdot \varphi'$ angenommen, was im Vergleich zum - ebenso möglichen - Ansatz von $\delta_p = 0^\circ$ zu deutlich größeren Erdwiderständen führt. Da es sich beim Erdwiderstand um eine Reaktionskraft handelt, liegt die Annahme dieser Wandreibung nicht auf der sicheren Seite und ist somit nachzuweisen.

Weiterhin muss sichergestellt sein, dass die Verbauwand nicht im Boden versinkt. Durch den am Fuß der Verbauwand wirkenden Spitzendruck R_b und die auf der passiven Seite der Wand aktivierbare Mantelreibung müssen alle angreifenden Vertikalkräfte sicher aufgenommen werden können.

Das Gleichgewicht der vertikalen Kräfte lautet somit:

$$A_v + G + E_{av} + C_v = B_v + R_b$$

Die in der Gleichung enthaltenen Kräfte sind zum Teil von den Verformungen des Baugrundes abhängig, hier in besonders starkem Maß der Mantelreibungsanteil aus dem passiven Erddruck B_v , der Spitzendruck R_b und die Blum'sche Ersatzkraft C_v .

Der Nachweis der vertikalen Kräfte wird in der Regel zweigeteilt durchgeführt, wobei als Erstes der Nachweis des passiven Wandreibungswinkels unter Vernachlässigung des Spitzendruckes geführt wird. Diese Vereinfachung ist strenggenommen nur unter der Annahme gültig, dass bei kleinen Verformungen der Verbauwand zunächst nur Wandreibung mobilisiert wird. Weiterhin wird hinsichtlich der Verformungen vereinfachend angenommen,

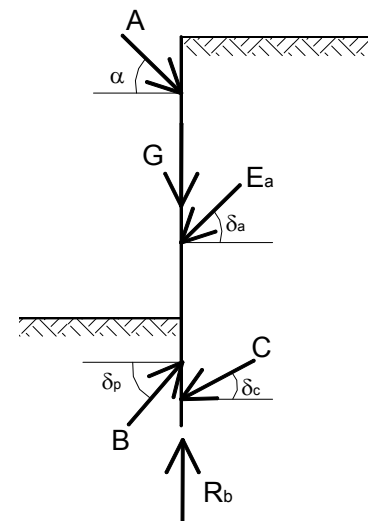


Bild 6: Vertikalkräfte im System

dass sich der gesamte Boden hinter der Wand bis zum Wandfuß am stärksten vertikal bewegt, die Wand selbst sich etwas weniger als der Boden hinter der Wand setzt, aber gleichzeitig noch stärker als der Boden vor der Wand im Erdwiderstandsbereich.

Die Vertikalkräfte, die nicht durch die voll mobilisierte Vertikalkomponente des passiven Erddruckes aufgenommen werden können, werden im zweiten Nachweis dem Spitzendruck zugewiesen. Dieser Nachweis gegen das Versinken der Baugrubenwand wird analog der Bemessung von Pfählen nach DIN 1054:2005 durchgeführt.

2.8.1 Nachweis der Zulässigkeit der angesetzten Wandreibungswinkel

Der Nachweis erfolgt über einen Vergleich der im System angreifenden charakteristischen Vertikalkräfte unter Vernachlässigung der Spitzendruckkraft R_b .

$$\sum V_{k,i} = E_{av} + G + A_{v,k} + C_{v,k} \geq B_{v,k}$$

Die Vertikalkomponente des aktiven Erddruckes E_{av} wird mit dem gewählten Wandreibungswinkel auf aktiver Seite ermittelt, wobei für den geschichteten Baugrund näherungsweise ein mittlerer Reibungswinkel von $\varphi'_m = 31,2^\circ$ angesetzt wird.

$$\begin{aligned} E_{av} &= (E_{agh,k,ges} + E_{aph,k,ges}) \cdot \tan(2/3 \cdot 31,2^\circ) \\ &= (86,7 + 0,5 \cdot (25,4 + 31,7) \cdot 2,5 + 18,2) \cdot \tan(2/3 \cdot 31,2^\circ) = 67,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Das Eigengewicht G ergibt sich aus der gewählten Verbauwand (Larsen L 601: $g = 77 \text{ kg/m}^2$):

$$G = 77 \cdot 10 \cdot 8,5 = 6,5 \text{ kN/m}$$

$A_{v,k}$ erfasst die Vertikallasten aus der Abstützung (hier Ankerneigung 20°) und alle anderen eventuell zusätzlich angreifenden Vertikalkräfte:

$$A_{v,k} = (A_{gh,k} + A_{ph,k} + A_{w,k}) \cdot \tan 20^\circ = (71,7 + 14,4 + 9,5) \cdot \tan 20^\circ = 34,8 \text{ kN/m}$$

Der bei eingespannten Verbauwänden zu berücksichtigende vertikale Anteil der Blum'schen Ersatzkraft C wird mit einem Wandreibungswinkel $\delta_c \leq 1/3 \cdot \varphi'$ ermittelt.

Die Vertikalkomponente der charakteristischen Erdauflagerkraft $B_{v,k}$ wird mit dem bei der Berechnung des passiven Erdwiderstands angesetzten Wandreibungswinkel ermittelt.

$$\begin{aligned} B_{v,k} &= (B_{gh,k} + B_{ph,k} + B_{w,k}) \cdot \tan(2/3 \cdot 35^\circ) = (86,4 + 3,6 + 71,7) \cdot \tan(2/3 \cdot 35^\circ) \\ &= 69,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Damit ergibt sich für das Gleichgewicht der vertikalen charakteristischen Einwirkungen:

$$\sum V_{k,i} = E_{av} + G + A_{v,k} + C_{v,k} = 67,0 + 6,5 + 34,8 + 0 = 108,3 \geq B_{v,k} = 69,8$$

Nachweis erfüllt!

2.8.2 Nachweis gegen Versinken der Wand (GZ 1B, LF 2)

Sollten die vertikal nach unten wirkenden Kräfte (Einwirkungen) wesentlich größer sein als die Vertikalkomponente des Erdwiderstandes (Widerstand), so ist nachzuweisen, dass die überschüssigen Kräfte über den Wandfuß sicher in den Baugrund eingeleitet werden

können. Bei diesem Nachweis ist unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten ein Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen.

$$\sum V_d \leq R_d$$

Zur Ermittlung der Bemessungswerte der Einwirkungen wird zwischen ständigen und veränderlichen vertikalen Kräften unterschieden:

$$\sum V_d = \gamma_G \cdot V_{G,k} + \gamma_Q \cdot V_{Q,k}$$

$$\text{mit } V_{G,k} = G_{v,k} + A_{gv,k} + E_{agv,k} + C_{gv,k}$$

$$V_{Q,k} = A_{pv,k} + E_{ppqv,k} + C_{pv,k}$$

Die Grenztragfähigkeit der Wand R_d wird analog der Bemessung von Pfählen ermittelt:

$$R_d = (R_{b,k} + R_{s,k}) / \gamma_P$$

Nach DIN 1054 dürfen der Pfahlspitzenwiderstand und der Pfahlmantelwiderstand auch für wandartige Elemente verwendet werden, wenn Widerstandskräfte nur auf den Kontaktflächen zum Boden angesetzt werden.

Dabei ist zu beachten, dass der charakteristische Mantelwiderstand $R_{s,k}$ auf Flächen, die mit einem von oben nach unten wirkenden Erddruck belastet sind, nicht angesetzt werden darf, da das Aktivieren einer Mantelreibungskraft eine Relativverschiebung der Wand nach unten gegenüber dem benachbarten Boden voraussetzt.

Außerdem ist zu beachten, dass Wandreibung nur entsprechend dem Erddruckansatz berücksichtigt werden darf. Bei Ermittlung des aktiven Erddrucks mit einem positiven Wandreibungswinkel bis zur Unterkante der Verbauwand darf Pfahlmantelreibung nur auf der passiven Seite der Wand angesetzt werden.

Bemessungswerte der Einwirkungen:

$$\sum V_d = \gamma_G \cdot V_{G,k} + \gamma_Q \cdot V_{Q,k}$$

$$V_{G,k} = G_{v,k} + A_{gv,k} + E_{agv,k} + C_{gv,k}$$

$$= 8,0 + (71,7 + 9,5) \cdot \tan(20^\circ) + (86,7 + 0,5 \cdot (25,4 + 31,7) \cdot 2,5) \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 31,2^\circ\right) + 0$$

$$= 97,6 \text{ kN/m}$$

$$V_{Q,k} = A_{pv,k} + E_{apv,k} + C_{pv,k} = 14,4 \cdot \tan 20^\circ + 18,2 \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 31,2^\circ\right) + 0 = 12,2 \text{ kN/m}$$

$$\sum V_d = \gamma_G \cdot V_{G,k} + \gamma_Q \cdot V_{Q,k} = 1,2 \cdot 97,6 + 1,3 \cdot 12,2 = 133,0 \text{ kN/m}$$

Grenztragfähigkeit der Wand:

$$R_d = (R_{b,k} + R_{s,k}) / \gamma_P$$

Für die Mantelreibung $R_{s,k}$ auf der passiven Seite darf die Vertikalkomponente der Auflagerkraft angesetzt werden:

$$R_{s,k} = B_{v,k} = B_{h,k} \cdot \tan \delta_p = 69,8 \text{ kN/m}$$

Der Spitzenwiderstand $R_{b,k}$ kann aus Probelastungen oder aus Erfahrungswerten ermittelt werden. Bisher durften für gerammte Profile die Tabellenwerte nach Schenck aus DIN V 1054-100, Anhang E.1, zur Festlegung des Spitzenwiderstands herangezogen werden. Diese sind jedoch in DIN 1054:2005 nicht mehr enthalten und stehen somit nur zur Verfügung, wenn der Sachverständige für Geotechnik die Anwendung der Tabellenwerte zulässt.

In diesem Beispiel wurde nach Tabelle E.1 von DIN V 1054-100 für $q_{b,k}$ gewählt:

$$q_{b,k} = 1,5 \text{ MN/m}^2 \text{ (Stahlträgerprofil in nichtb. Boden mit einer Einbindetiefe } t < 5,0 \text{ m)}$$

Außerdem muss in Abhängigkeit des gewählten Spundwandprofils eine Einflussbreite des Spitzenwiderstandes angenommen werden. Für das gewählte Spundwandprofil Larssen L601 mit einer Höhe von 31 cm wurde die Einflussbreite zu $H/2 = 15,5 \text{ cm}$ abgeschätzt.

Damit ergibt sich für den Spitzenwiderstand:

$$R_{b,k} = q_{b,k} \cdot b = 1500 \cdot 0,155 = 232,5 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert der Grenztragfähigkeit der Wand:

$$R_d = (R_{b,k} + R_{s,k}) / \gamma_P = (69,8 + 232,5) / 1,4 = 215,9 \text{ kN/m}$$

Nachweis:

$$\sum V_d = 133,0 < R_d = 215,9 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Hinweis: Es muss sichergestellt werden, dass die angenommene Einflussbreite für den Spitzendruck tatsächlich zur Verfügung steht.

2.9 Verankerung

Im Folgenden soll eine Verankerung zur sicheren Einleitung der vorangehend ermittelten Lasten dimensioniert werden. Dabei müssen folgende Nachweise geführt werden:

- Nachweis gegen Herausziehen des Ankers (GZ 1B)
- Nachweis des Stahlzugliedes (GZ 1B)
- Nachweis der freien Ankerlänge (GZ 1B)

2.9.1 Nachweis gegen Herausziehen des Ankers (Bemessungsdiagramme)

Im Rahmen einer Vorbemessung kann mit Hilfe der in Bild 12 (Anhang) dargestellten Bemessungsdiagramme in Abhängigkeit der Bodenverhältnisse ein charakteristischer Herausziehewiderstand eines Ankers bestimmt werden.

Im betrachteten Fall werden die Verpresskörper sinnvoller Weise im Kies hergestellt, der eine mitteldichte Lagerung aufweist, mit begrenzten Längen erreichbar ist und eine deutlich größere Traglast als die Deckschicht erwarten lässt.

Nach Bild 12 kann man bei einer Kräfteintragslänge von $l_0 = 6,0 \text{ m}$ einen charakteristischen Herausziehewiderstand folgender Größenordnung erwarten:

$$R_{a,k} = F_{ult} \approx 850 \text{ kN}$$

Für den Bemessungswert des Herausziehwiderstandes ergibt sich:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_A} = \frac{850}{1,10} \approx 773 \text{ kN}$$

Im Fall der freien Fußauflagerung wurden folgende charakteristische Ankerkräfte ermittelt:

$$A_{gh,k} = 71,7 \text{ kN/m} \quad A_{ph,k} = 14,4 \text{ kN/m} \quad A_{wh,k} = 9,5 \text{ kN/m}$$

bzw. unter Berücksichtigung der Ankerneigung $\alpha = 20^\circ$:

$$A_{g,k} = \frac{A_{gh,k}}{\cos 20^\circ} = 76,3 \text{ kN/m} \quad A_{p,k} = \frac{14,4}{\cos 20^\circ} = 15,3 \text{ kN/m} \quad A_{w,k} = \frac{9,5}{\cos 20^\circ} = 10,1 \text{ kN/m}$$

Die Spundwandbreite des gewählten Profils Larssen L 601 beträgt $b = 600 \text{ mm}$. Damit die Momentenbeanspruchung der Gurte nicht zu groß wird, wird ein Ankerabstand von

$$a = 6 \cdot 0,6 = 3,60 \text{ m}$$

gewählt.

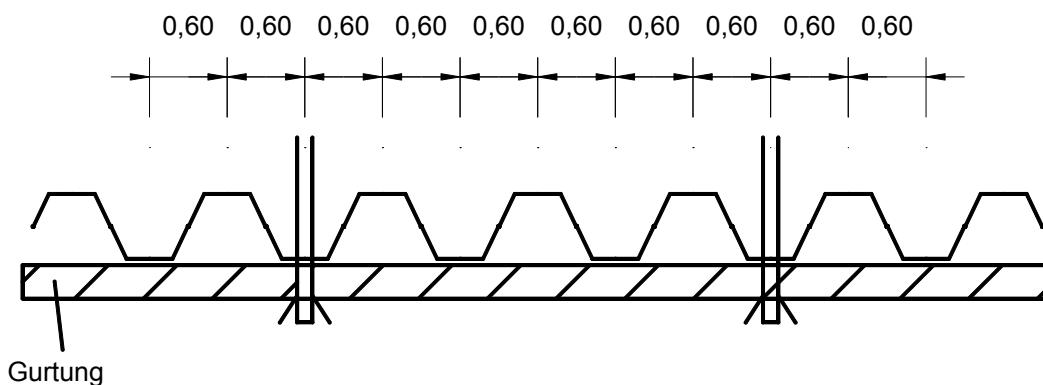


Bild 7: Abstände bei Verankerung von Spundwänden

Die aufzunehmenden Ankerkräfte sind dann

$$A_{g,k} = 3,6 \cdot 76,3 = 274,7 \text{ kN}$$

$$A_{p,k} = 3,6 \cdot 15,3 = 55,2 \text{ kN}$$

$$A_{w,k} = 3,6 \cdot 10,1 = 36,4 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert der Einwirkungen beträgt damit:

$$A_d = A_{g,k} \cdot \gamma_G + A_{p,k} \cdot \gamma_Q + A_{w,k} \cdot \gamma_G = 274,7 \cdot 1,2 + 55,2 \cdot 1,3 + 36,4 \cdot 1,2 = 445 \text{ kN}$$

Nachweis:

$$A_d = 445 \text{ kN} \leq R_{a,d} = 773 \text{ kN}$$

Zu Beginn der Baumaßnahme muss durch Eignungsversuche geprüft werden, ob der charakteristische Herausziehwiderstand beim gewählten Bohrverfahren und im anstehenden Boden tatsächlich erreicht wird.

2.9.2 Nachweis des Stahlzugliedes

Nach dem europäischen Normenkonzept der Teilsicherheitsbeiwerte ergibt sich der charakteristische Widerstand des Stahlzugliedes zu:

$$R_{i,k} = A_s \cdot f_{t,0.1,k}$$

Dabei ist $f_{t,0.1,k}$ der charakteristische Wert der Spannung des Stahlzugliedes bei 0,1 % bleibender Dehnung.

In der Baupraxis derzeit noch gebräuchlich ist die Verwendung der Streckgrenze des Stahls nach DIN 18800-1.

Damit erhält man für den charakteristischen Widerstand des Stahlzugliedes:

$$R_{i,k} = A_s \cdot \beta_s$$

Für das betrachtete Beispiel sollen Litzen-Anker 0,6'' ($A_s = 140 \text{ mm}^2$) zur Anwendung kommen. Der Bemessungswert des Widerstandes eines Stahlzugliedes beträgt damit:

$$R_{i,d} = \frac{A_s \cdot \beta_s}{\gamma_M} = \frac{140 \cdot 1,57}{1,15} = 191 \text{ kN}$$

Aus einem Vergleich der Einwirkungen mit den Widerständen kann die Anzahl der erforderlichen Stahllitzen ermittelt werden:

$$A_d = 442,0 \text{ kN} \leq R_{i,d} = n \cdot 191 \text{ kN}$$
$$n \geq 442,0 / 191 \geq 2,3$$

Somit muss das Stahlzugglied aus mindestens drei Litzen bestehen.

2.9.3 Nachweis der freien Ankerlänge (Nachweis in der tiefen Gleitfuge)

Um eine Wand im Boden rückzuankern, muss ein ausreichendes Bodenvolumen hinter der Wand aktiviert werden, da sonst Boden und Bauwerk gemeinsam versagen. Die Bestimmung der richtigen Lage und Länge des Ankers wird in Form eines speziellen Geländebruchnachweises geführt, wobei von geradlinigen Bruchflächen ausgegangen wird.

Beim Nachweis in der tiefen Gleitfuge wird eigentlich ein Versagen des Gesamtsystems betrachtet und könnte daher nach den Regeln für Nachweise des Grenzzustandes 1C behandelt werden. Da beim Nachweis in der tiefen Gleitfuge jedoch ein Bauteil bemessen wird, nämlich die erforderliche Ankerlänge, wird ein Nachweis nach den Regeln des Grenzzustandes 1B geführt. Zusätzlich ist ein Geländebruch zu untersuchen, für den die Regeln des Grenzzustandes 1C gelten, nämlich ein Grenzgleichgewichtsnachweis mit reduzierten Scherfestigkeiten. Im Hinblick auf die erforderlichen Ankerlängen wird dieser aber meist nicht maßgebend, weswegen in diesem Beispiel auf den Geländebruchnachweis im GZ 1C verzichtet wird.

In Bild 8 ist der betrachtete Bodenkörper mit allen angreifenden Kräften dargestellt.

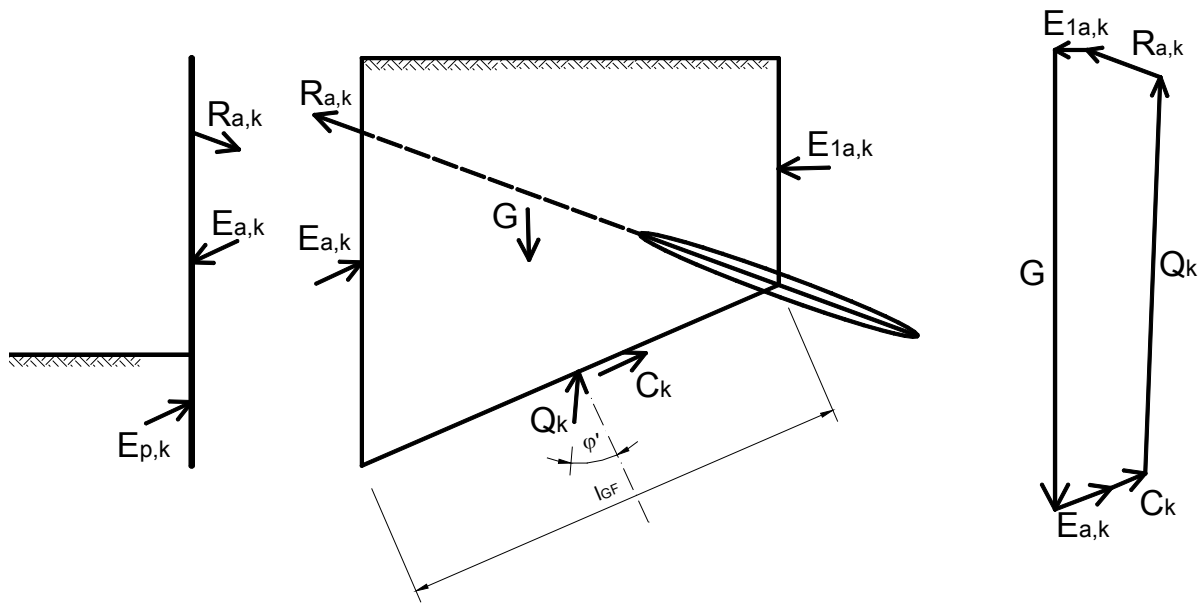


Bild 8: Nachweis der freien Ankerlänge

Als Fußpunkt F des Gleitkörpers wird bei freier Auflagerung der Wand deren Unterkante gewählt. Darüberhinaus wird die geometrische Form des Gleitkörpers durch den Schwerpunkt des Verpresskörpers bestimmt. Direkt oberhalb des Verpresskörpers geht man von einem plastifizierten Bodenkeil aus (Rankine'sches Gleitlinienfeld). Deshalb wird die Begrenzung des Bruchkörpers vom Verpresskörperschwerpunkt senkrecht zur Geländeoberfläche führend angesetzt. Der auf diese sogenannte Ersatzankerwand wirkende Erddruck $E_{1a,k}$ wird nach der Theorie von Rankine ($\delta_a = 0$) ermittelt.

Die Reibungskraft Q_k in der Bruchfuge wird unter Ansatz des Reibungswinkels des Bodens ermittelt.

Eine gegebenenfalls vorhandene Kohäsion wird im Kräfteck mit der Kohäsionskraft

$$C_k = c' \cdot l_{GF}$$

berücksichtigt, wobei l_{GF} die Länge der Gleitfuge zwischen dem Drehpunkt der Wand und dem Verpresskörperschwerpunkt ist.

Über Gleichgewichtsbetrachtungen kann die maximale charakteristische Kraft $R_{a,k}$, die im Boden verankert werden kann, ermittelt werden. Dies wird hier zeichnerisch über ein Kräfteck gelöst.

Zur Nachweisführung muss zwischen ständigen und veränderlichen Lasten unterschieden werden. Der Nachweis ist sowohl für ausschließlich ständige Lasten als auch für ständige und veränderliche Lasten zu führen, wobei im zweiten Fall die Anteile aus den veränderlichen Lasten in ungünstigster Laststellung zu berücksichtigen sind.

Bild 9 zeigt die Geometrie für den Nachweis in der tiefen Gleitfuge für das betrachtete Beispiel. Es wurde eine freie Stahllänge $l_f = 6,0$ m gewählt.

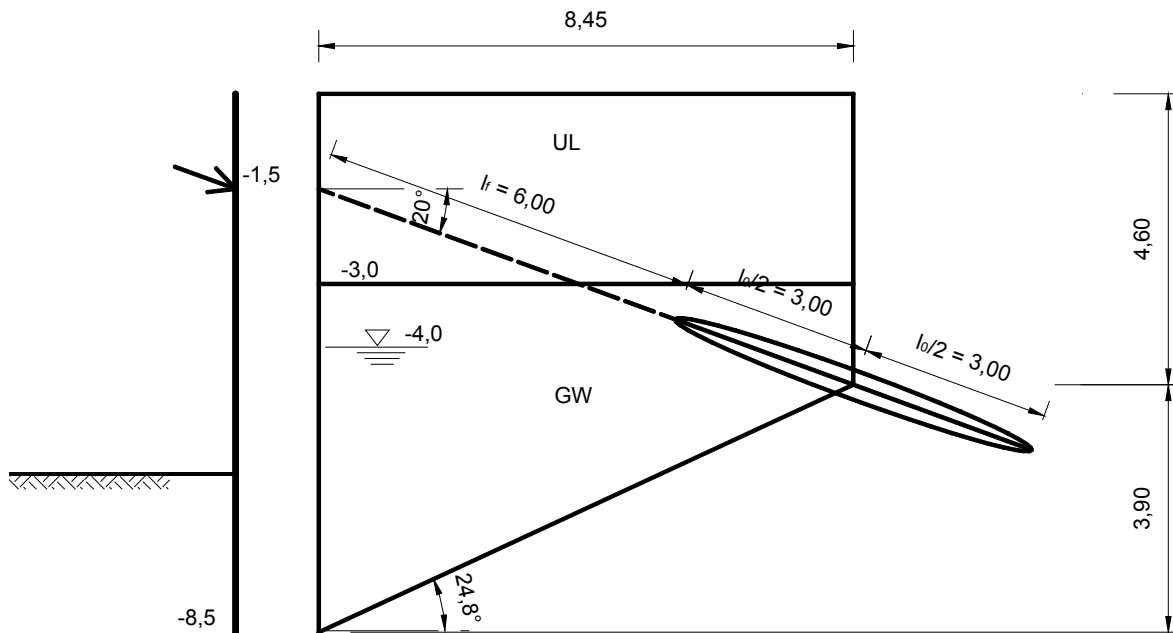


Bild 9: Geometrie

Näherungsweise wird wie beim Nachweis des horizontalen Gleichgewichtes die Umströmung der Baugrubenwand nicht berücksichtigt und eine hydrostatische Wasserdruckverteilung angenommen. Aus diesem Grund müssen bei der in **Bild 9** dargestellten Schnittführung hinter der Wand nur vertikale Wasserdrücke angesetzt werden, was in der Regel durch Verwendung der um den Auftrieb abgeminderten Wichte bei der Ermittlung des Eigengewichtes des Bruchkörpers erfolgt.

– Ermittlung der ständigen charakteristischen Einwirkungen:

- Eigengewicht G:

$$G = 8,45 \cdot [3,0 \cdot 21,0 + 1,0 \cdot 19,5 + 11,5 \cdot (0,59 + \frac{1}{2} \cdot 3,91)] = 944 \text{ kN/m}$$

- Aktiver Erddruck aus ständigen Einwirkungen:

$$E_{agh,k} = 158,1 \text{ kN/m}$$

Dieser ist unter dem Winkel $\delta_a = \frac{2}{3} \cdot \varphi'_m = \frac{2}{3} \cdot 31,2^\circ = 20,8^\circ$ gegen die Horizontale geneigt, so dass sich für den aktiven Erddruck ergibt:

$$E_{ag,k} = 158,1 / \cos(20,8^\circ) = 169,1 \text{ kN/m}$$

- Erddruck auf die Ersatzankerwand:

Es muss eine Erddruckermittlung für den Wandreibungswinkel $\delta_a = 0^\circ$ durchgeführt werden.

Kote	Schicht	γ / γ' [kN/m ³]	σ'_{zz} [kN/m ²]	φ' [°]	K_{ah} [-]	e_{agh} [kN/m ²]	c' [kN/m ²]	e_{ach} [kN/m ²]	e_{ah} [kN/m ²]
0,0	Schluff		10	27,5	0,37	3,7	5	6,1	-2,4
-3,0		21,0	$10 + 3 \cdot 21 = 73,0$			27,0			20,9
-3,0	Kies		73,0	35	0,27	19,7	0	0	19,7
-4,0		19,5	$73 + 1 \cdot 19,5 = 92,5$			25,0			25,0
-4,60		11,5	$92,5 + 0,6 \cdot 11,5 = 99,4$			26,8			26,8

Die charakteristische Erddruckkraft auf die Ersatzankerwand ist dann:

$$E_{1a,k} = \frac{1}{2} \cdot [(-2,4 + 20,9) \cdot 3,0 + (19,7 + 25,0) \cdot 1,0 + (25,0 + 26,8) \cdot 0,60]$$

$$= \frac{1}{2} \cdot [55,5 + 44,7 + 31,1] = 65,7 \text{ kN/m}$$

– Ermittlung der veränderlichen charakteristischen Einwirkungen:

- Verkehrslast p' :
 $P = 20 \cdot 2,5 = 50 \text{ kN/m}$
- Aktiver Erddruck aus veränderlichen Einwirkungen:
 $E_{aph,k} = 18,2 \text{ kN/m}$
 $E_{ap,k} = 18,2 / \cos(20,8^\circ) = 19,5 \text{ kN/m}$

– Ermittlung des maximalen charakteristischen Ankerwiderstandes

Nach Ermittlung der charakteristischen Einwirkungen kann das Kräfteck getrennt für ständige sowie für ständige und veränderliche Lasten gezeichnet werden.

Die Kräfte G , P , $E_{ag,k}$, $E_{ap,k}$ und $E_{1a,k}$ sind jeweils in Lage und Größe bekannt. Von der Reibungskraft Q_k und der gesuchten Widerstandskraft $R_{a,k}$ sind die Richtungen der Wirkungslinien bekannt, so dass das Kräfteck geschlossen werden und die Größe der gesuchten Kraft abgelesen werden kann. Der so ermittelte charakteristische Ankerwiderstand $R_{a,k}$ stellt dabei die maximale Ankerkraft dar, die vom betrachteten Gleitkörper bei voller Ausnutzung der Scherfestigkeit des Bodens höchstens aufgenommen werden kann.

Maximaler charakteristischer Ankerwiderstand bei Ansatz ständiger Einwirkungen (siehe Bild 10):

$$R_{ag,k} = 250 \text{ kN/m}$$

Maximaler charakteristischer Ankerwiderstand bei Ansatz ständiger und veränderlicher Einwirkungen (siehe Bild 11):

$$R_{ag+p,k} = 278 \text{ kN/m}$$

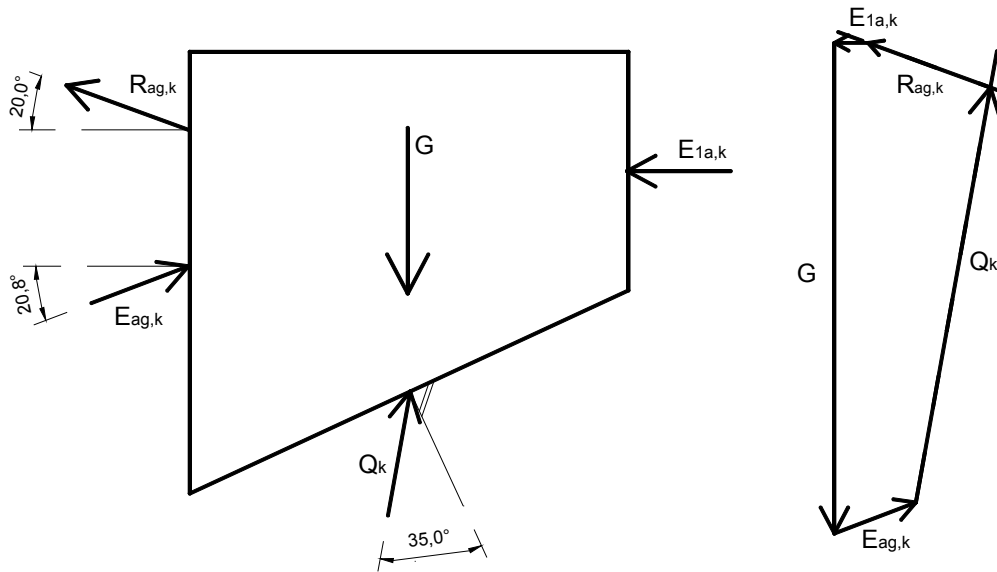


Bild 10: Lage- und Kräfteplan bei Ansatz ständiger Lasten

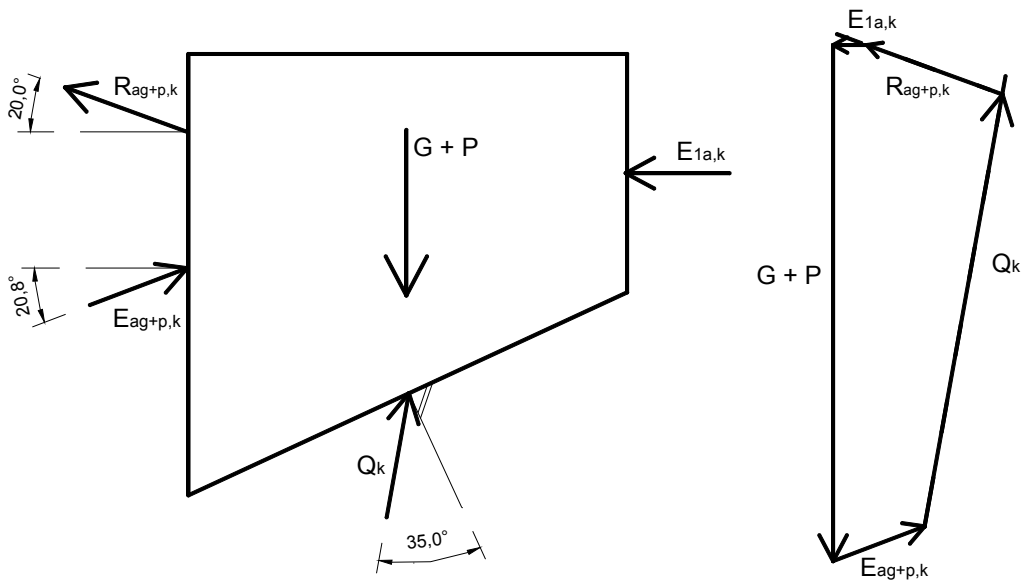


Bild 11: Lage- und Kräfteplan bei Ansatz ständiger und veränderlicher Lasten

– Nachweis bei Ansatz ständiger Lasten:

Bemessungswert der einwirkenden Ankerkräfte:

$$A_d = A_{g,k} \cdot \gamma_G + A_{w,k} \cdot \gamma_G = 76,3 \cdot 1,2 + 10,1 \cdot 1,2 = 103,7 \text{ kN/m}$$

Unter Verwendung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_{Ep} erhält man aus dem charakteristischen Ankerwiderstand den Bemessungswert:

$$R_{a,d} = \frac{R_{ag,k}}{\gamma_{Ep}} = \frac{250}{1,3} = 192,3 \text{ kN/m}$$

Nachweis:

$$A_d = 104 \text{ kN} \leq R_{a,d} = 192 \text{ kN}$$

Ausnutzungsgrad:

$$\mu = 104/192 = 0,54$$

– Nachweis bei Ansatz ständiger und veränderlicher Lasten:

Bemessungswert der einwirkenden Ankerkräfte:

$$A_d = A_{g,k} \cdot \gamma_G + A_{p,k} \cdot \gamma_Q + A_{w,k} \cdot \gamma_G = 76,3 \cdot 1,2 + 15,3 \cdot 1,3 + 10,1 \cdot 1,2 = 123,6 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert des Ankerwiderstandes:

$$R_{a,d} = \frac{R_{ag+p,k}}{\gamma_{Ep}} = \frac{278}{1,3} = 213,8 \text{ kN/m}$$

Nachweis:

$$A_d = 124 \text{ kN} \leq R_{a,d} = 214 \text{ kN}$$

Ausnutzungsgrad:

$$\mu = 124/214 = 0,58$$

Die Sicherheit in der tiefen Gleitfuge ist eingehalten, die freie Stahllänge wurde ausreichend lang dimensioniert.

–

3 Literatur

DIN 1054:2005 – Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Januar 2005.

DIN 4085:2002 – Berechnung des Erddrucks, Dezember 2002.

EAB (1994): Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, 3. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin 1994.

EAU (2004): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen, 10. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin 2005.

Studienunterlagen zur Übung Grundbau und Bodenmechanik (Studienjahr 2003/2004); Zentrum Geotechnik; Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München.

Vogt, N.: Studienunterlagen zu Grundbau und Bodenmechanik (Ausgabe 2004); Zentrum Geotechnik; Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München; abrufbar unter www.gb.bv.tum.de.

Weißbach, A., Hettler, A.: Berechnung von Baugrubenwänden nach der neuen DIN 1054, Bautechnik 80 (2004), Heft 12.

Weißbach, A.: Baugruben, Teil 3, Berechnungsverfahren, Ernst & Sohn, Berlin 1977.

Anhang

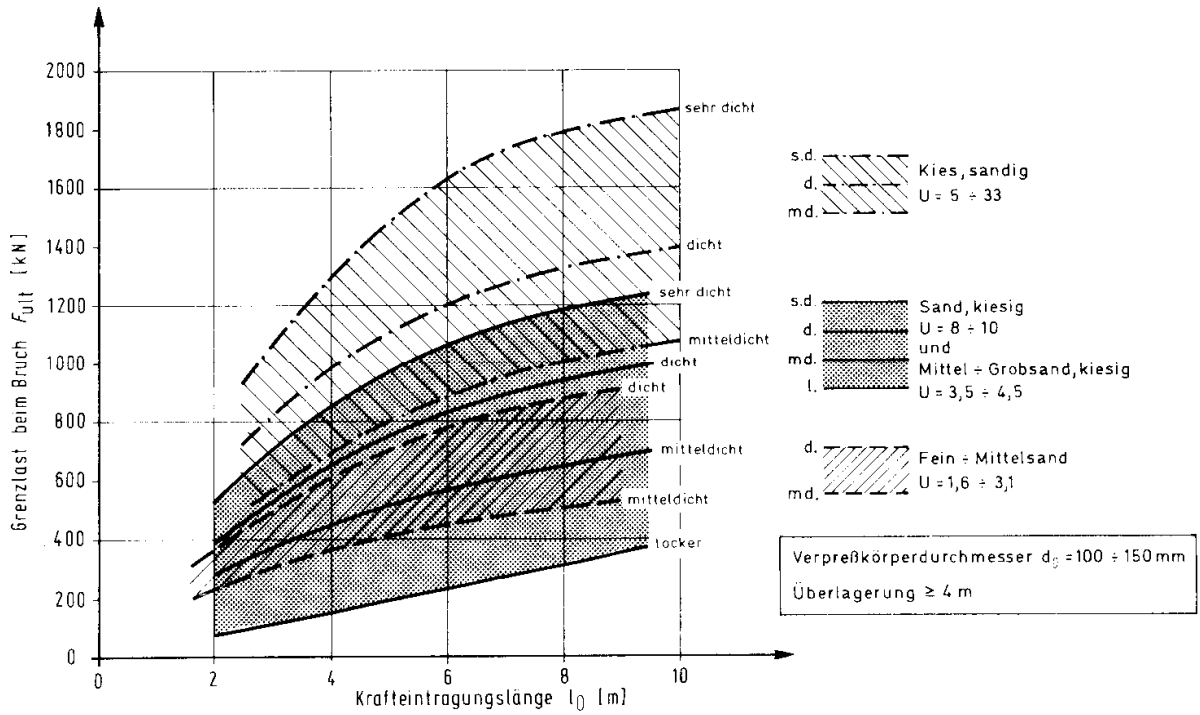


Bild 12: Traglasten von Ankern in nichtbindigen Böden

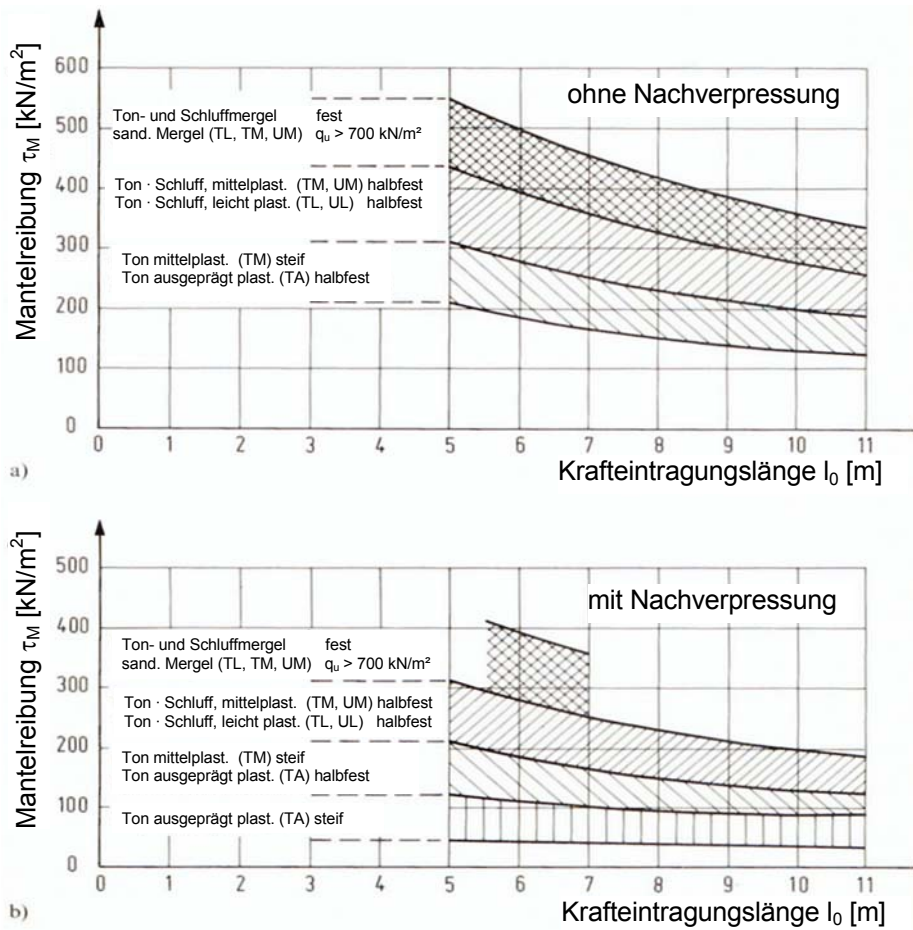


Bild 13: Mantelreibung von Ankerverpresskörpern in bindigen Böden (OSTERMAYER 1991)

Nachweise der Sicherheit gegen Aufschwimmen und hydraulischer Grundbruch

Dr.-Ing. B. Schuppener,
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1 Allgemeines

Mit Aufschwimmen bezeichnet man das Anheben eines Bauwerks oder einer undurchlässigen Bodenschicht infolge der hydrostatischen Auftriebskraft des Wassers. Das Bild 1 zeigt zwei Beispiele. Ein Aufschwimmen tritt auf, wenn die Auftriebskraft des Wassers größer wird als das Eigengewicht des Bauwerks oder der dichtenden Bodenschicht zusammen mit dem auf ihr liegenden Boden und dem darin enthaltenen Wasser.

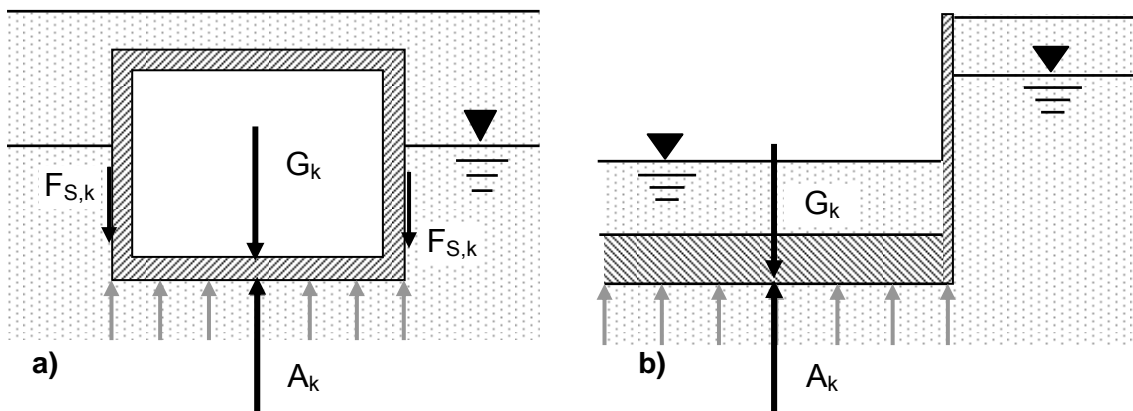


Bild 1: Beispiele für Bauwerke, die gegen Aufschwimmen nachzuweisen sind; a) überschütteter Tunnel im Grundwasser, b) dichtende Bodenschicht oder Dichtungssohle unter einer Baugrubensohle

Bei einem Versagen durch hydraulischen Grundbruch wird eine durchlässige Bodenschicht durch einen nach oben gerichteten Strömungsdruck von strömendem Grundwasser gewichtslos, sobald die vom strömendem Grundwasser ausgeübte Strömungskraft ebenso groß wird wie die Gewichtskraft des Bodens unter Auftrieb. Die wirksamen Normalspannungen in der Bodenschicht werden Null und damit besitzt der Boden keine Festigkeit mehr, weil die Scherfestigkeit eines nichtbindigen Bodens nur durch Normalspannungen wirksam wird. Die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs besteht z. B. bei umströmten Spundwänden (siehe Bild 1 im Beispiel: Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch) und bei der im Bild 2 dargestellten Situation eines Seitengrabens am Fuß eines Hochwasserschutzdeichs, der auf einer undurchlässigen Auelehmschicht errichtet wurde, die ihrerseits von einer durchlässigen Schicht, z. B. Sand, unterlagert wird.

Bei keiner der beiden Versagensformen werden Widerstände im Baugrund mobilisiert. Daher handelt es sich um Grenzzustände des Verlustes der Lagesicherheit GZ 1A. Da dabei die stabilisierenden Eigengewichtskräfte des Bodens eine maßgebende Rolle spielen, sind für die Wichten untere charakteristische Werte anzusetzen (siehe 5.1.3.(4) der DIN). Falls zur Auftriebssicherung Zuelemente verwendet werden, sind diese nach den Regeln des Grenzzustandes GZ 1B zu bemessen.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die drei Lastfälle nach DIN 1054, 6.3.3 sind der Tabelle 2 der Norm zu entnehmen. Ihre Zahlenwerte wurden so festgelegt, dass das Sicherheitsniveau des globalen Sicherheitskonzepts der alten DIN 1054 von 1976 [11.1] erhalten bleibt. Dies wird erreicht, wenn zwischen der globalen Sicherheit η_a für den Auftrieb und den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{G, stb}$ für die günstigen, stabilisierenden ständigen Einwirkungen und den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{G, dst}$ für die ungünstigen, destabilisierenden ständigen Einwirkungen folgende Beziehung eingehalten wird:

$$\eta_a = \gamma_{G, dst} / \gamma_{G, stb}$$

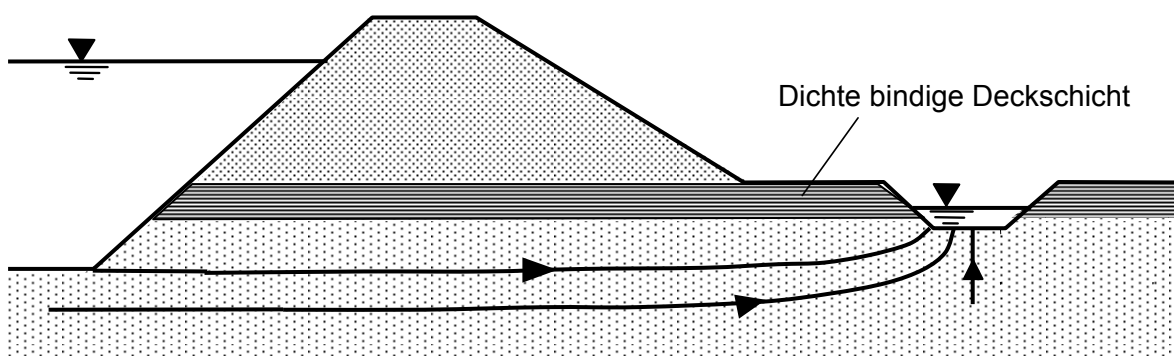


Bild 2: Anströmung eines Seitengrabens am Fuß eines Deichs bei Hochwasser

In den Lastfällen 1 und 2, für die die alte DIN 1054 eine globale Sicherheit von $\eta_a = 1,10$ vorsah, gibt die Tabelle 2 der Norm den Teilsicherheitsbeiwert für die günstigen ständigen Einwirkungen zu $\gamma_{G, stb} = 0,90$, den Teilsicherheitsbeiwert für die ungünstigen ständigen Einwirkungen zu $\gamma_{G, dst} = 1,00$ an. Aus diesen beiden Werten ergibt sich $\eta_a = 1,00 / 0,90 = 1,11 \approx 1,10$. Im Lastfall 3 ergibt sich sinngemäß $\eta_a = 1,00 / 0,95 = 1,05$. In ähnlicher Weise wurden die Zahlenwerte für die Teilsicherheitsbeiwerte beim hydraulischen Grundbruch festgelegt. Der Teilsicherheitsbeiwert für die ungünstigen veränderlichen Einwirkungen von $\gamma_{Q, dst} = 1,50$ wurde vom EC 7-1 [11.5] übernommen. Da die alte DIN 1054 eine Unterscheidung zwischen ständigen und veränderlichen Einwirkungen nicht vorsah, wird somit bei Mitwirkung von ungünstigen veränderlichen Einwirkungen die globale Sicherheit erhöht. Unwirtschaftliche Lösungen sind damit aber nicht verbunden, weil ungünstige veränderliche Einwirkungen kaum auftreten. Zu den seltenen Anwendungsfällen mit ungünstigen veränderlichen Einwirkungen gehören z. B. schwere Blockfundamente für die Abspannungen von Masten, die veränderliche, vertikal nach oben wirkende Einwirkungen durch Wind aufzunehmen haben. Bei einem solchen Nachweis wird man die Verfahrensweise und die Sicherheiten des Nachweises gegen Aufschwimmen zugrunde legen.

Neben dem Aufschwimmen und dem hydraulischen Grundbruch gibt es noch weitere Versagensformen, die durch Wasser im Boden ausgelöst werden. Dazu gehört der Materialtransport von strömendem Wasser im Boden, wie zum Beispiel die Suffosion, die innere Erosion und das Piping als Sonderform der Erosion im Boden:

- a) Suffosion ist die Umlagerung und der Transport der feinen Fraktionen eines ungleichförmigen nichtbindigen Bodens im Porenraum des Skeletts der groben Fraktionen durch die Strömung des Wassers. Ein solcher Materialtransport tritt auf, wenn der Boden selbst oder zwei Schichten gegeneinander nicht filterstabil sind. Das tragende Skelett wird bei diesem Vorgang nicht verändert, es erhöht sich die Durchlässigkeit und die Porenzahl des Bodens, während die Dichte abnimmt.
- b) Bei der inneren Erosion wird der gesamte Boden durch das strömende Wasser transportiert. Ein besonders gefährlicher Sonderfall der inneren Erosion ist das Piping, auch Erosionsgrundbruch genannt. Beginnend an der Geländeoberfläche bzw. der Gewässersohle erzeugt der Materialtransport infolge des hohen hydraulischen Gefälles einen röhrenförmigen Fließweg z. B. zwischen Boden und Bauwerk oder an der Schichtgrenze zwischen bindigen und nichtbindigen Bodenschichten. Im Bild 2 ist eine solche Situation dargestellt, wo sich von der Grabensohle aus im Schutz der bindigen Deckschicht durch rückschreitende Erosion eine Stromröhre bilden kann, die zu einem Dammbbruch führt, sobald die erodierte Stromröhre die Gewässersohle auf der Wasserseite des Damms erreicht.

Zum Nachweis der Sicherheit gegen einen Materialtransport durch Suffosion und gegen ein Versagen durch Piping sei auf das *Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen* [11.2] und die EAU [11.3] verwiesen. Weder die DIN 1054 noch der EC 7-1 geben Grenzzustandsbedingungen für diese Versagensformen an.

2 Zuordnung zu Geotechnischen Kategorien

Nach Anhang A der DIN 4020 [11.4] zählen zur Geotechnischen Kategorie GK 3 „Staudämme sowie Deiche und andere Bauwerke, die durch einen Druckhöhenunterschied des Wassers von $\Delta h > 2$ m belastet werden“ und „Einrichtungen, die den Grundwasserspiegel vorübergehend oder bleibend verändern und damit ein Risiko für benachbarte Bauten bewirken“. Damit sind so gut wie alle Bauwerke, bei denen der Nachweis gegen Aufschwimmen und hydraulischen Grundbruch zu führen ist, der Geotechnischen Kategorie GK 3 zuzuordnen. Das bedeutet, dass der Baugrund- und die Grundwasserverhältnisse ganz besonders intensiv - ggf. über die Anforderungen der DIN 4020 hinaus - erkundet werden müssen und zu prüfen ist, ob aus Sicherheitsgründen bei der Baudurchführung und ggf. auch nach Fertigstellung eine Kontrolle der in den Nachweisen angenommenen Grundwasserverhältnisse durch Bauwerksmessungen erforderlich ist. Einzelheiten siehe Abschnitt 4.5 der Norm.

3 Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen

3.1 Nachweis bei alleiniger Wirkung von Bauwerkseigengewicht

Der Nachweis der Auftriebssicherheit von Bauwerken wird in der Regel in einer Folge von mehreren Nachweisen durchgeführt. Man untersucht zunächst, ob das Eigengewicht G des Bauwerks allein in der Lage ist, der hydrostatischen Auftriebskraft A mit der geforderten Sicherheit das Gleichgewicht zu halten. Das Bild 1 stellt zwei Beispiele dar. Bei diesen Fällen des Grenzzustandes der Lagesicherheit wird mit der Grenzzustandsbedingung (55) nachgeprüft, ob die Bemessungswerte der ungünstigen, destabilisierenden Einwirkungen – das sind die ständige hydrostatische Auftriebskraft $A_k \cdot \gamma_{G,dst}$ und eine möglicherweise zusätzliche veränderliche Kraft $Q_k \cdot \gamma_{G,dst}$ – höchstens gleich dem Bemessungswert der günstigen Einwirkung des Eigengewichtes $G_{k,stab} \cdot \gamma_{G,stab}$ sind:

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stab} \cdot \gamma_{G,stab} \quad (55)$$

Bei einem überschütteten Bauwerk - z. B. bei einem Tunnel - ist beim Bauwerkseigengewicht natürlich auch die Auflast des Bodens über dem Tunnel einzurechnen, ggf. mit der Unterscheidung nach Lastfällen. Bei der Untersuchung von Bodenschichten - z. B. an einer Baugrubensohle - ist das gesamte Gewicht des feuchten oder wassergesättigten Bodens zwischen der Unterkante der Dichtung und der Baugrubensohle anzusetzen. Für die Wichte des Bodens ist dabei im Sinne von Abschnitt 5.3.1(4) der Norm ein unterer charakteristischer Wert der Wichte festzulegen.

In 11.3.1 (2) schreibt die Norm zusätzlich zum Nachweis gegen Aufschwimmen von Bodenschichten auch einen Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch vor. Maßgebend kann dieser Nachweis nur werden, wenn der gesamte Baugrund unterhalb der Aushubsohle durchströmt wird und als „ungünstig“ im Sinne von Absatz 11.5 (5) einzustufen ist, wie z. B. ein Schluff. In einem solchen Fall kann sich rechnerisch eine ausreichende Sicherheit gegen Aufschwimmen ergeben, während die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch jedoch nicht erfüllt wird, weil die Teilsicherheitsbeiwerte größer sind als beim Aufschwimmen. Bei einem steifen tonigen bindigen Boden, der als „günstiger Baugrund“ eingestuft wird, ergibt sich bei einer ausreichenden Sicherheit gegen Aufschwimmen auch eine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch. Da ein solcher Boden auf Grund seiner Kohäsion im Vergleich zu nichtbindigen Böden eine ausreichende innere Festigkeit besitzt, kann in solchen Fällen auf einen Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch verzichtet werden.

Sofern eine wasserundurchlässige Schicht von einer wasserdurchlässigen Schicht überlagert wird (siehe Bild 1b) ist nur das Aufschwimmen nachzuweisen. Ein Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch ist nicht erforderlich, weil in der oberen wasserdurchlässigen Schicht praktisch keine Strömungskraft wirkt. Bei solchen Schichtgrenzen ist darüber hinaus zu prüfen, ob durch das strömende Wasser Kontaktsuffosion oder sogar Kontakterosion auftreten kann. Dabei werden die feineren Kornfraktionen der weniger durchlässigen Bodenschicht in die gröbere, durchlässige Schicht eingetragen, so dass sich der weniger durchlässige Boden „auflöst“ und mit der Zeit seine dichtende Wirkung verliert. Bei einer undurchlässigen Schicht aus bindigem, kohäsivem Boden erübrigt sich ein solcher Nach-

weis, weil die Eigenfestigkeit einen Bodenaustrag verhindert. Bei nichtbindigem Boden können Filterregeln zur Beurteilung herangezogen werden (siehe z.B. [11.2]).

3.2 Nachweis bei Mitwirkung von Scherkräften

In vielen Fällen reicht das Eigengewicht nicht aus, um eine ausreichende rechnerische Sicherheit gegen Aufschwimmen nachzuweisen. Da viele solche Bauwerke im Boden eingebettet sind, erlaubt die DIN 1054 als günstige, d. h. stabilisierende Einwirkungen neben dem Eigengewicht auch die Scherkräfte $F_{S,k}$ zwischen Bauwerk und Boden anzusetzen. (siehe Bild 1b). In der alten DIN 1054 von 1976 [11.1] wurde bei der Berücksichtigung von seitlichen Bodenreaktionen in den Lastfällen 1 und 2 eine um 0,3 und im Lastfall 3 eine um 0,15 erhöhte Sicherheit gefordert. Um dieses erhöhte Sicherheitsniveau beim Teilsicherheitskonzept zu erhalten, wird die Scherkraft mit einem Anpassungsfaktor von $\eta = 0,80$ bzw. $\eta = 0,90$ abgemindert (siehe 11.3.2(2) der DIN). Gleiches gilt, falls in begründeten Fällen eine Kohäsion angesetzt wird. Scherkraft $F_{S,k}$ kann z. B. sein:

- die Vertikalkomponente des aktiven Erddrucks bei Bauwerkswänden, hinter denen sich durch entsprechende Verformungen der aktive Erddruck einstellt,

$$F_{S,k} = \eta \cdot E_{ah,k} \cdot \tan \delta_a$$

mit δ_a dem Wandreibungswinkel oder

- die Scherkraft, die in einer gedachten, vom Ende eines waagerechten Sporns ausgehenden lotrechten Bodenfuge wirkt:

$$F_{S,k} = E_{ah,k} \cdot \tan \varphi'_k$$

Es versteht sich, dass beim Auftriebsnachweis Scherkräfte nur dann angesetzt werden können, wenn eine Reibung an der Wand wirksam werden kann. Dies ist z. B. nicht der Fall, wenn die Wand mit einer bituminösen Außenabdichtung versehen ist. Andererseits kann auch ohne Sporn der wirksame Reibungswinkel zu $\delta_a = \varphi$ angenommen werden, wenn die Wand mit dem Boden verzahnt ist, wie z. B. bei einer Pfahlwand. Darüber hinaus darf für eine als Unterwasserbeton hergestellte Baugrubensohle (siehe Bild 1 im Beispiel: Nachweis gegen Aufschwimmen) eine an der Baugrubenwand wirkende Scherkraft nur angesetzt werden, wenn auch eine entsprechende Übertragung der Scherkräfte von der Wand auf die Sohle gewährleistet ist. Sind alle Randbedingungen erfüllt, dann kann die Grenzzustandsbedingung (55) um die zusätzlich einwirkende charakteristische Scherkraft $F_{S,k}$ erweitert werden:

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} + F_{S,k} \cdot \gamma_{G,stb} \quad (56)$$

Da nun Scherkräfte üblicherweise als Widerstände anzusehen sind, könnte man einwenden, dass es sich streng genommen nicht mehr um einen Grenzzustand GZ 1A der Lagesicherheit handelt, sondern um einen Grenzzustand GZ 1B des Versagens von Bauwerken und Bauteilen, bei dem dann andere Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und Widerstände anzusetzen wären. Dem ist entgegenzuhalten, dass es sich bei der Scherkraft in der Regel um die Vertikalkomponente des aktiven Erddrucks handelt, mit der letztlich ein Teil

des Gewichtes des abrutschenden Erdkeils auf das Bauwerk übertragen wird. Dies ist eindeutig als Einwirkung anzusehen.

Damit die Auftriebssicherheit nicht maßgeblich von den Scherkräften abhängt, ist bei Dauerbauwerken zusätzlich nachzuweisen, dass die Grenzzustandsbedingung (56) ohne den Ansatz der Scherkräfte mit den Teilsicherheitsbeiwerten des Lastfalls LF 3 erfüllt ist. Bei Dauerbauwerken haben die Scherkräfte somit nur eine sehr geringe Bedeutung.

3.3 Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen von verankerten Konstruktionen

3.3.1 Allgemeines

In sehr vielen Fällen reicht auch die zusätzliche Inanspruchnahme der Scherkräfte an den Bauwerkswänden nicht aus, um eine ausreichende rechnerische Sicherheit gegen Aufschwimmen sicherzustellen. In solchen Fällen wird das Bauwerk in der Regel mit Zugelementen nach unten verankert, wobei Pfähle oder Verpressanker verwendet werden.

Nach 8.5.4(1) der DIN sind zur Bemessung einer Gründung mit Zugelementen stets folgende Grenzzustände zu untersuchen:

- Mit der Annahme, dass die Tragfähigkeit der einzelnen Zugelemente maßgebend ist, ist nach 8.5.1 für den Grenzzustand GZ 1B die ausreichende Sicherheit gegen Herausziehen nachzuweisen. Der Nachweis der Tragfähigkeit von Zugelementen wird erbracht, indem gezeigt wird, dass der Bemessungswert $E_{1,d}$ der Beanspruchung eines Zugelementes höchstens gleich dem Bemessungswert $R_{1,d}$ seines Widerstandes gegen Herausziehen ist:

$$E_{1,d} \leq R_{1,d} \quad (32)$$

- Mit der Annahme, dass die Zugelemente zusammen mit dem umgebenden Boden infolge der Gruppenwirkung einen geschlossenen Bodenblock bilden, ist für den Grenzzustand GZ 1A eine ausreichende Sicherheit gegen Abheben durch Aufschwimmen nachzuweisen. Der Nachweis der Sicherheit gegen Abheben im Grenzzustand GZ 1A ist erbracht, wenn die Bedingung

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} + (G_{E,k} + F_{s,k}) \cdot \gamma_{G,stb} \quad (61)$$

erfüllt ist. Dabei ist $G_{E,k}$ die charakteristische Gewichtskraft des angehängten Bodens nach Absatz 8.5.4(4). Diese Gewichtskraft und die Scherkräfte $F_{s,k}$ werden als günstig wirkende ständige Einwirkungen behandelt.

- Darüber hinaus ist für die Zugelemente der Nachweis der Sicherheit gegen Materialversagen nach den bauartspezifischen Regeln nach Gleichung (38) der DIN 1054 (2002) zu erbringen. Dieser Nachweis wird hier nicht geführt.

3.3.2 Nachweis der Tragfähigkeit der Zugelemente

Das Versagen des Herausziehens von Zugelementen ist ein Grenzzustand GZ 1B, weil beim Herausziehen der Widerstand des Bodens in Anspruch genommen wird. Die in der Grenzzustandsbedingung (32) anzusetzenden Bemessungswerte $R_{1,d}$ der Herausziehwiderstände der Zugelemente sind für Zugpfähle nach Abschnitt 8.4.7 der Norm und für Verpressanker nach Abschnitt 9.4.1 der Norm zu ermitteln.

So ergibt sich z. B. bei einer Zugpfahlgründung, die auf Grundlage der Ergebnisse von Erfahrungswerten bemessen wird, der Bemessungswert $R_{1,d}$ des Zugpfahlwiderstands aus dem charakteristischen Wert $q_{s,k}$ für die Pfahlmantelreibung bei Zug sowie dem Durchmesser D und der Länge L der Pfähle mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_P nach Tabelle 3 der DIN 1054 zu:

$$R_{1,d} = L \cdot q_{s,k} \cdot D \cdot \pi / \gamma_P$$

Beim Nachweis der Sicherheit gegen Herausziehen der Zugelemente im Grenzzustand GZ 1B ist der Bemessungswert $E_{1Z,d}$ der Zugbeanspruchungen einer Gründung mit Zugelementen entsprechend dem Ansatz

$$E_{1,d} = E_{1Z,d} = A_{1GZ,k} \cdot \gamma_G + E_{1QZ,k} \cdot \gamma_Q - (E_{1GD,k} + F_{S,k}) \cdot \gamma_{G,inf} \quad (60)$$

zu ermitteln, wobei die Scherkräfte $F_{S,k}$ wieder als günstige ständige Druckbeanspruchung zu behandeln sind. Dabei ist

$A_{1GZ,k}$ der charakteristische Wert der Zugbeanspruchung infolge einer an der Unterfläche der Gründung ständig wirkenden hydrostatischen Auftriebskraft;

γ_G der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Beanspruchungen im Grenzzustand GZ 1B nach Tabelle 2;

$E_{1QZ,k}$ der charakteristische Wert der Zugbeanspruchung infolge von möglichen ungünstigen veränderlichen Einwirkungen;

γ_Q der Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige veränderliche Beanspruchungen im Grenzzustand GZ 1B nach Tabelle 2;

$E_{1GD,k}$ der charakteristische Wert einer gleichzeitig wirkenden Druckbeanspruchung infolge von ständigen Einwirkungen;

$\gamma_{G,inf}$ der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,inf} = 1,00$ für günstige ständige Druckbeanspruchungen im Grenzzustand GZ 1B nach 8.3.4 (2).

Mit der Bedingung (32) und der Gleichung (60) lässt sich damit die erforderliche Länge der Pfähle bestimmen:

l_b das kleinere Rastermaß,
 γ' die Wichte des Bodens unter Auftrieb und

η ein Anpassungsfaktor, mit dem die Eigenlast des Bodens in Abhängigkeit vom Lastfall abgemindert wird, um das schon beim globalen Sicherheitskonzept geforderte höhere Sicherheitsniveau für die Bodenreaktion auch beim Teilsicherheitskonzept sicherzustellen (siehe 11.3.2(2) der DIN).

Die Grenzzustandsbedingung (61) liegt auf der sicheren Seite, da die an der Umfangsfläche des angehängten Bodenblocks mobilisierbaren Scherkräfte nicht in Ansatz gebracht werden. Es sind sicherlich Fälle denkbar, wo diese Scherkräfte zusätzlich angesetzt werden können, wie z. B. bei wenigen, relativ langen und eng stehenden Pfählen.

Der Nachweis der Pfahlgruppenwirkung dieser Norm wird mit wirksamen Kräften durchgeführt. Der Eurocode EC7-1 lässt auch einen Nachweis in totalen Kräften zu (siehe EC 7-1, Bild 7.1), der auf der sicheren Seite liegt, aber physikalisch falsch ist. Beim Nachweis mit totalen Kräften geht auf beiden Seiten der Grenzzustandsbedingung das Gewicht des Wasservolumens des Bodenkörpers ein. Es wird hier der gleiche physikalische Fehler gemacht, wie im Abschnitt 11.5 beschriebenen Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch mit totalen Kräften.

3.3.4 Bemessung der Sohlplatte

Es versteht sich, dass für die beim Nachweis gegen Aufschwimmen angesetzten Einwirkungen auch eine Bemessung der Sohlplatte und der Baugrubenkonstruktion für den Grenzzustand GZ 1B (innere Tragfähigkeit) durchzuführen ist. Dabei ist zu berücksichtigen, ob die Sohlplatte nur vorübergehend während der Bauzeit erforderlich ist oder aber in das spätere Bauwerk als Bauwerkssohle integriert ist. Dabei ist insbesondere der Anschluss zwischen der Bauwerkssohle und den Baugrubenwänden zu prüfen. Falls Scherkräfte zwischen der Baugrubenwand und dem Boden beim Nachweis der Sohlplatte gegen Aufschwimmen in Anspruch genommen wurden, ist natürlich auch der Anschluss zwischen der Bauwerkssohle und den Baugrubenwänden entsprechend zu konstruieren und zu bemessen. Zu bedenken sind auch die Auswirkungen der Scherkräfte auf die Biegemomente der Sohlplatte. Außerdem sind ungleichmäßige Verteilungen des Auftriebs (z. B. bei Versprüngen der Sohle) und der Eigengewichtslasten zu berücksichtigen.

4 Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch

Grundlage für einen rechnerischen Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruchs ist der Grenzzustand, bei dem der Boden unter der Strömungskraft gewichtslos wird, weil die Strömungskraft so groß wird wie die Eigenlast des durchströmten Bodenkörpers unter Auftrieb (siehe Bild 1 im Beispiel: Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch). Es ist nachzuweisen, dass die Bemessungswerte der ungünstigen, destabilisierenden Einwirkungen durch die Strömungskraft S'_k nicht größer sind als diejenigen der günstigen, stabilisierenden Einwirkungen aus der Eigenlast G'_k des durchströmten Bodenkörpers unter Auftrieb. Damit ergibt sich die Grenzzustandsbedingung zu:

$$S'_k \cdot \gamma_H \leq G'_k \cdot \gamma_{G, \text{stb}} \quad (62)$$

mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_H für die ungünstig wirkende Strömungskraft und $\gamma_{G, \text{stb}}$ die günstig, stabilisierend wirkende Eigenlast des Bodenprismas nach Tabelle 2 der DIN 1054.

Beim rechnerischen Nachweis des hydraulischen Grundbruchs mit der Grenzzustandsbedingung (61) bereitet die Ermittlung der Größe der Eigenlast des durchströmten Bodenprismas wenig Probleme. Für die Wichte des Bodens ist dabei allerdings im Sinne von Abschnitt 5.3.1(4) der Norm ein unterer charakteristischer Wert der Wichte festzulegen. Schwieriger ist dagegen die Bestimmung der Größe der Strömungskraft S'_k bzw. die Ermittlung des für den Nachweis maßgebenden waagerechten Schnitts durch den Baugrund, bei dem das Verhältnis von Strömungskraft S'_k und Eigenlast G'_k des Bodenprismas unter Auftrieb am ungünstigsten ist. Bei geschichteten Böden stellt sich in Schichten mit geringerer Durchlässigkeit immer ein größeres hydraulisches Gefälle und damit eine größere Strömungskraft ein. Dies ist bei Nachweis zu berücksichtigen, um den maßgebenden Bodenkörper mit der kleinsten Sicherheit zu ermitteln. Es empfiehlt sich in solchen Fällen die Bestimmung des Potenzialfeldes im durchströmten Boden.

Für einfache geometrische Verhältnisse und homogenen Baugrund findet man Näherungslösungen in Handbüchern. Geübte Fachleute ermitteln für einfache Fälle auch schnell grafisch Strömungs- und Potenzialnetze, mit denen dann die maßgebenden Potentiale abgeschätzt werden können. Bei Baugrund mit Bodenschichten mit unterschiedlicher Durchlässigkeit oder wenn die räumliche Wirkung von Bedeutung ist, wie z. B. in Baugrubenecken, sind genauere Untersuchungen zur Ermittlung des hydraulischen Potentials erforderlich. Sofern Angaben in der Literatur, z. B. in [11.6], hierzu nicht ausreichen, empfiehlt sich die Anwendung numerischer Methoden. Am zuverlässigsten kann die Strömungskraft bzw. die Auftriebskraft durch Messungen des Porenwasserdrucks im Untergrund bestimmt werden, die allerdings in der Planungsphase kaum möglich sind. In vielen Fällen empfiehlt es sich aber im Sinne der Beobachtungsmethode beim Bau oder nach Fertigstellung des Bauwerks Messungen durchzuführen, um die Berechnungsannahmen zu überprüfen und das Bauwerk zu überwachen.

Am Fuß von Stützwänden kann für das vom Boden durchströmte Bodenprisma eine Breite der halben Einbindetiefe der Stützwand angenommen werden. Deutlich auf der sicheren Seite liegt man, wenn man Davidenkoff [11.7] folgend ein unendlich dünnes Bodenprisma, d. h. einen Stromfaden unmittelbar an der Stützwand untersucht.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die 3 Lastfälle sind der Tabelle 2 der DIN zu entnehmen. Beim Teilsicherheitsbeiwert für die Strömungskraft wird unterschieden zwischen günstigem und ungünstigem Untergrund. Als günstiger Untergrund sind Kies, Kiessand und mindestens mitteldicht gelagerter Sand mit Korngrößen über 0,2 mm sowie mindestens steifer toniger bindiger Boden anzusehen, als ungünstiger Untergrund locker gelagerter Sand, Feinsand, Schluff und weicher bindiger Boden. Der Grund für die höheren Teilsicherheitsbeiwerte bei den lockeren Sanden und weichen bindigen Böden liegt darin, dass sie bei Durchströmung zu Suffosion und innerer Erosion neigen. Dadurch können die geohydraulischen Bedingungen im Boden ungünstig verändert und bei entsprechenden Randbedingungen Piping mit einem Erosiongrundbruch ausgelöst werden (siehe Bild 2). Verfahren zum Nachweis einer ausreichenden Sicherheit gegen Suffosion und gegen Piping werden im *Merkblatt Standsi-*

cherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen [11.1] beschrieben. Da durch Filterschichten ein Austrag von Boden aus dem Untergrund verhindert werden kann, erlaubt die DIN 1054 bei einem Einbau von Filterschichten mit einer Mindestdicke von 0,30 m die Verwendung der kleineren Teilsicherheitsbeiwerte für den günstigeren Untergrund.

5 Literatur

- [11.1] DIN 1054 (1976): Baugrund – Zulässige Belastung des Baugrunds
- [11.2] Bundesanstalt für Wasserbau: Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), 2005
- [11.3] Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen, EAU 1990, Ernst & Sohn
- [11.4] DIN 4020 (2003). Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke
- [11.5] EC 7-1: Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, 2004
- [11.6] Weißenbach, A.: Baugrubensicherung. Kapitel 3.6 im Grundbautaschenbuch, Fünfte Auflage, Teil 3. Ernst & Sohn, 1997
- [11.7] Davidenkoff, R.: Zur Berechnung des hydraulischen Grundbruchs, Wasserwirtschaft 46, 1956, H. 9

Beispiel: Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen

1 Aufgabenstellung und Annahmen

Es ist die Sicherheit einer Betonsohle in einer Baugrube gegen Aufschwimmen nachzuweisen, die in einer Tiefe von $H = 10,0$ m unter Geländeoberkante liegt und Abmessungen von $a = 10,0$ m und $b = 5,0$ m hat. Das Grundwasser kann bis zur Geländeoberfläche ansteigen. Die Baugrube wird durch eine ausgesteifte Spundwand gesichert, die eine Länge von $U = 2 \cdot (a+b) = 30$ m hat und $L_{Sp} = 15,0$ m tief reicht (siehe Bild 1). Der Baugrund besteht aus Sand mit einem charakteristischen Reibungswinkel von $\varphi'_k = 32,5^\circ$ und unteren charakteristischen Werten für die Wichten von $\gamma_{sat} = 20,0$ kN/m³ für den gesättigten Boden und $\gamma' = 10$ kN/m³ für den Boden unter Auftrieb.

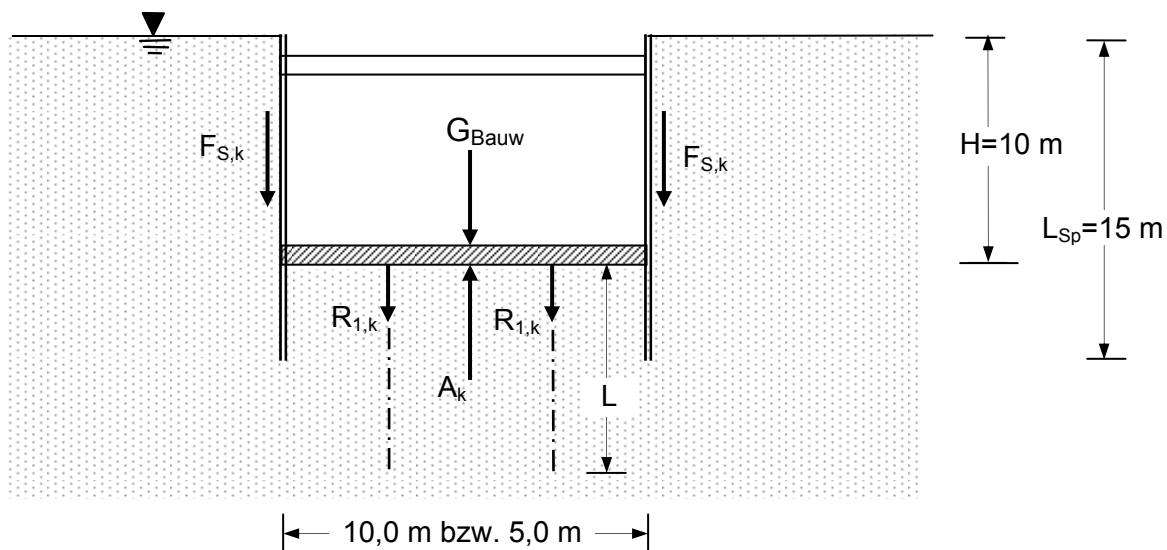


Bild 1: Baugrube mit Abmessungen und Einwirkungen

Zur Herstellung der Baugrube wird zunächst die Spundwand geschlagen, anschließend folgt der Aushub unter Wasser, parallel dazu der Einbau der Aussteifung. Dann werden ggf. die erforderlichen Pfähle geschlagen, die Bewehrung auch zur Herstellung eines Schubverbundes zwischen Spundwand und Betonsohle eingebaut und die Unterwasserbetonsohle geschüttet. Zum Schluss kann die Baugrube gelenzt werden. Der für die Bemessung maßgebende Lastfall ist die wasserfreie Baugrube. Er wird im Hinblick auf die geforderten Sicherheiten als Lastfall 2 eingestuft.

Für die nachfolgenden Nachweise werden folgende Größen benötigt:

Sohlplatte: Dicke $d = 1,0$ m, Wichte des Betons: $\gamma_{Beton} = 24,0$ kN/m³:

$$\text{Grundfläche } A = 10,0 \cdot 5,0 = 50,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Betoneigenlast: } G_{Beton} = A \cdot d \cdot \gamma_{Beton} = 50 \cdot 1,0 \cdot 24,0 = 1200 \text{ kN.}$$

Spundwand: mittlere Dicke $d_{Sp} = 0,03 \text{ m}$, Wichte $\gamma_{\text{Stahl}} = 78,0 \text{ kN/m}^3$,

Flächenlast: $g = 78,0 \cdot 0,03 = 2,34 \text{ kN/m}^2$,

Eigenlast der Spundwand: $G_{\text{Spundwand}} = L_{Sp} \cdot U \cdot g = 15 \cdot 30 \cdot 2,34 = 1053 \text{ kN}$

Gesamtlast des Bauwerks:

$$G_{\text{Bauw}} = G_{\text{Beton}} + G_{\text{Spundwand}} = 1200 + 1053 = 2253 \text{ kN}$$

2 Nachweis des unverankerten Bauwerkes gegen Aufschwimmen

Für den Nachweis gegen Aufschwimmen gilt Grenzzustandsbedingung (55):

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} \quad (55)$$

Im Lastfall 2 ist nach Tabelle 2 der DIN 1054: $\gamma_{G,stb} = 0,90$ und $\gamma_{G,dst} = 1,00$. Der Bemessungswert der destabilisierenden Einwirkung durch den Sohlwasserdruck ist:

$$A_d = A_k \cdot \gamma_{G,dst} = a \cdot b \cdot H \cdot \gamma_{\text{Wasser}} \cdot \gamma_{G,dst} = 5,0 \cdot 10,0 \cdot 10,0 \cdot 10,0 \cdot 1,00 = 5000 \text{ kN}$$

Es gibt keine destabilisierende veränderliche Einwirkung, $Q_k = 0$. Der Bemessungswert der ständigen stabilisierenden Einwirkungen aus dem Bauwerksgewicht ist:

$$G_d = G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} = G_{\text{Bauw,k}} \cdot \gamma_{G,stb} = 2253 \cdot 0,90 = 2028 \text{ kN}$$

Da $A_d = 5000 \text{ kN} > G_d = 2028 \text{ kN}$, kann die Bedingung (55) nicht erfüllt werden; das Eigengewicht des Bauwerks reicht nicht aus, um eine ausreichende Sicherheit gegen Aufschwimmen zu gewährleisten.

Im nächsten Schritt wird untersucht, ob durch den zusätzlichen Ansatz der Reibungskräfte an den Spundwänden eine ausreichende Sicherheit gegen Aufschwimmen erreicht werden kann.

3 Nachweis mit Scherkräften F_S an den Spundwänden

Für den Nachweis gegen Aufschwimmen des Bauwerkes bei Mitwirkung von Scherkräften F_S gilt die Grenzzustandsgleichung (56) der Norm:

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} + F_{S,k} \cdot \gamma_{G,stb} \quad (56)$$

Nach Gleichung (57a) der DIN ist der charakteristische Wert die Reibungskraft $F_{S,k}$ am Bauwerksrand der Vertikalkomponente des aktiven Erddruckes vermindert mit einem Anpassungsfaktor $\eta = 0,80$ im Lastfall 2:

$$F_{S,k} = \eta \cdot E_{ah,k} \cdot \tan \delta_a \quad (57a)$$

Bei einem Wandreibungswinkel von $\delta_a = 2/3 \varphi'_k$ ergibt sich bei horizontalem Gelände und vertikaler Wand der Erddruckbeiwert zu $K_{ah,k} = 0,25$ und $\tan \delta_a = 0,397$. Angesetzt wird der Erddruck auf der äußeren Umfangsfläche der Spundwand. Dafür ergibt sich der aktive Erddruck zu:

$$E_{ah,k} = U \cdot 0,5 \cdot L_{Sp}^2 \cdot \gamma' \cdot K_{ah,k} = 30 \cdot 0,5 \cdot 15^2 \cdot 10 \cdot 0,25 = 8437 \text{ kN}$$

und die Reibungskraft zu

$$F_{S,k} = \eta \cdot E_{ah,k} \cdot \tan \delta_a = 0,8 \cdot 8437 \cdot 0,397 = 2680 \text{ kN}$$

Mit dem Teilsicherheitsbeiwert für die stabilisierende Einwirkung der Wandreibung nach Tabelle 2 von $\gamma_{G,stab} = 0,90$ ist der Bemessungswert der vertikalen Scherkräfte:

$$F_{S,d} = F_{S,k} \cdot \gamma_{G,stab} = 2680 \cdot 0,90 = 2412 \text{ kN}$$

Eingesetzt in Gleichung (56) ergibt:

$$5000 > 2028 + 2412 = 4440$$

Auch der zusätzliche Ansatz von Scherkräften reicht zum Nachweis einer ausreichenden Sicherheit gegen Aufschwimmen nicht aus. Im nächsten Schritt wird daher untersucht, wie Zugelemente zur Gewährleistung der Sicherheit gegen Aufschwimmen zu bemessen sind.

4 Bemessung einer mit Zugpfählen verankerten Konstruktion

4.1 Nachweis der Tragfähigkeit des Einzelpfahls gegen Herausziehen

Der Ermittlung der Beanspruchung der Zugpfahlgründung wird die Gleichung (60) bzw. (36) zugrunde gelegt:

$$E_{1,d} = E_{1Z,d} = A_{1GZ,k} \cdot \gamma_G + E_{1QZ,k} \cdot \gamma_Q - (E_{1GD,k} + F_{S,k}) \cdot \gamma_{G,inf} \quad (60)$$

Im vorliegenden Fall ist die ungünstige veränderliche Einwirkung $E_{1QZ,k} = 0$. Mit der charakteristischen Zugbeanspruchung aus der ständig wirkenden Einwirkung des Auftriebs von $A_{1GZ,k} = 5000 \text{ kN}$, dem charakteristischen Wert der ständigen Druckbeanspruchung aus dem Eigengewicht $E_{1GD,k} = G_{Bauw} = 2253 \text{ kN}$, der Scherkraft $F_{S,k} = 2680 \text{ kN}$ sowie den Teilsicherheitsbeiwerten für Lastfall 2 nach Tabelle 2 von $\gamma_G = 1,20$ und $\gamma_{G,inf} = 1,00$ nach Absatz 8.5.4(2) der DIN ergibt sich dann der Bemessungswert $E_{1,d}$ der Zugbeanspruchung der Pfahlgründung zu:

$$E_{1,d} = 5000 \cdot 1,20 - (2253 + 2680) \cdot 1,00$$

$$E_{1,d} = E_{1Z,d} = 6000 - 4933$$

$$E_{1,d} = 1068 \text{ kN}$$

Bei Annahme

- eines charakteristischen Werts für die Pfahlmantelreibung auf Grund von Erfahrungswerten von $q_{s,k} = 35 \text{ kN/m}^2$,
- eines Teilsicherheitsbeiwerts für Zugpfähle im Lastfall 2 von $\gamma_P = 1,40$,
- einem Pfahldurchmesser $D = 0,5 \text{ m}$, d.h. einer Mantelfläche pro m: $u = \pi \cdot D = 1,57 \text{ m}^2/\text{m}$ und
- einer Gesamtlänge der Pfähle von L_{ges}

ergibt sich der Bemessungswert des Widerstands der Zugpfahlgründung zu:

$$R_{1,d} = L_{\text{ges}} \cdot q_{s,k} \cdot u / \gamma_P = L_{\text{ges}} \cdot 35 \cdot 1,57 / 1,40 = L_{\text{ges}} \cdot 39,25$$

Mit der Grenzzustandsbedingung GZ 1B (32) für den Herausziehwiderstand von Pfählen ergibt sich:

$$E_{1,d} \leq R_{1,d}$$

$$E_{1,d} = 1067 \leq L_{\text{ges}} \cdot 39,25$$

$$L_{\text{ges}} \geq 1.067/39,25$$

$$L_{\text{ges}} \geq 27,2 \text{ m}$$

Gewählt werden eine Anzahl von $n = 3$ Pfähle mit einer Länge von jeweils $L = 10,0 \text{ m}$. Ihre Anordnung ist im Bild 2 schematisch dargestellt.

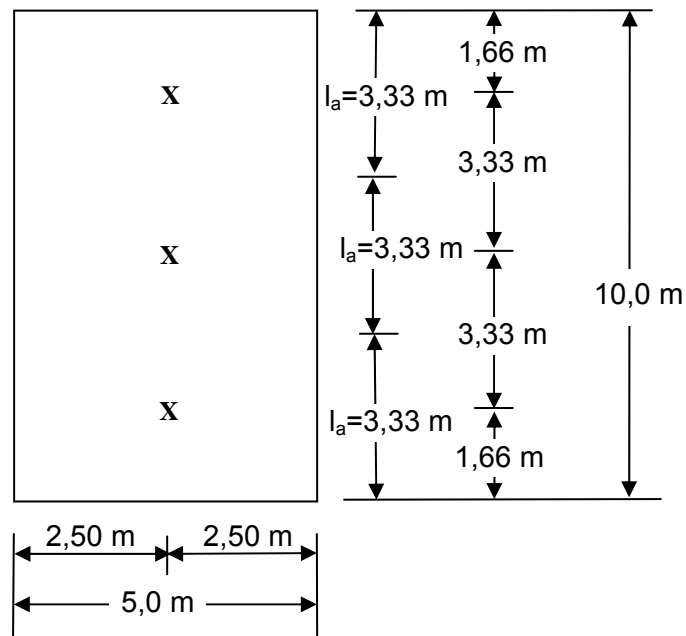


Bild 2: Anordnung der Pfähle

4.2 Nachweis der Gruppenwirkung der Pfähle

Über die Gleichung (61) wird nachgewiesen, dass der Bemessungswert A_d der ständig ungünstig wirkenden Auftriebskraft kleiner gleich ist der Summe der Bemessungswerte der günstigen ständigen Einwirkungen aus dem Bauwerksgewicht $G_{\text{Bauw,d}}$, der Reibungskraft $F_{\text{s,d}}$ an den Spundwänden und dem Eigengewicht $G_{\text{E,d}}$ des angehängten Bodens:

$$A_k \cdot \gamma_{\text{G,dst}} \leq (G_{\text{Bauw,k}} + F_{\text{S,k}} + G_{\text{E,k}}) \cdot \gamma_{\text{G,stb}} \quad (61)$$

Der charakteristische Wert $G_{\text{E,k}}$ des Eigengewichts des angehängten Bodens wird ermittelt mit Gleichung (35) der DIN 1054 zu:

$$G_{\text{E,k}} = n \cdot \left\{ l_a \cdot l_b \left(L - 1/3 \cdot \sqrt{l_a^2 + l_b^2} \cdot \cot \varphi' \right) \right\} \cdot \eta \cdot \gamma'$$

dabei ist neben den bereits definierten Größen

$l_a = 5,0$ m das größere Rastermaß der Pfähle,

$l_b = 3,33$ m das kleinere Rastermaß,

$\gamma' = 10,0$ kN/m³ die Wichte des Bodens unter Auftrieb und

$\eta = 0,80$ der Anpassungsfaktor zur Abminderung der Wichte des Bodens.

Mit den oben angegebenen Größen ergibt sich:

$$G_{\text{E,k}} = 3 \cdot \{ 5,0 \cdot 3,33 \cdot (10 - 1/3 \cdot \sqrt{5,0^2 + 3,33^2} \cdot \cot 32,5^\circ) \} \cdot 0,8 \cdot 10 = 2740 \text{ kN}$$

Eingesetzt in Gleichung (61) ergibt sich:

$$5000 \cdot 1,0 \leq (2253 + 2680 + 2740) \cdot 0,90$$

$$5000 \leq 7673 \cdot 0,90 = 6906 \text{ kN}$$

Die Pfähle haben einen ausreichenden Abstand.

4.3 Konstruktive Bemessung der Sohlplatte und Nachweis der Pfähle gegen Materialversagen

Es versteht sich, dass im Anschluss an die geotechnischen Nachweise die Sohlplatte und ihr Anschluss an die Spundwand auf Grundlage der maßgebenden Stahlbetonnormen bemessen werden muss und bei den Pfählen mit der maßgebenden Stahlbaunorm der Nachweis gegen Materialversagen zu führen ist.

$$h_r = \frac{h}{1 + \sqrt[3]{\frac{h'}{t} + 1}}$$

Mit $h = 4,40$ m, $h' = 1,4$ m und $t = 6,62$ m ergibt sich:

$$h_r = \frac{4,4}{1 + \sqrt[3]{\frac{1,4}{6,62} + 1}} = 2,13 \text{ m}$$

Das bedeutet, dass in einem an den Spundwandfuß reichenden Standrohr der Wasserstand bis $h_r = 2,13$ m über der Baugrubensohle ansteigen wird. Dies Potential wird auf einer Höhe von $t = 6,62$ m abgebaut, so dass sich vor der Spundwand ein hydraulisches Gefälle von:

$$i = h_r / t = 2,13 / 6,62 = 0,32$$

ergibt. Die in dem „Bodenprisma“ mit dem Volumen V wirkende charakteristische Strömungskraft S'_k ergibt sich zu:

$$S'_k = i \cdot \gamma_w \cdot V = 0,32 \cdot 10,0 \cdot V = 3,20 \cdot V$$

Der charakteristische Wert G'_k der Eigenlast des Bodenprismas ist:

$$G'_k = \gamma' \cdot V = 10,0 \cdot V$$

Mit den Teilsicherheitsbeiwerten für den Lastfall 2 (Tabelle 2 der DIN 1054) $\gamma_H = 1,30$ für die Strömungskraft und $\gamma_{G, \text{stb}} = 0,90$ für die Eigenlast des Bodenprismas im Lastfall 2 ergibt sich die Grenzzustandsbedingung (62) zu:

$$\begin{aligned} S'_k \cdot \gamma_H &\leq G'_k \cdot \gamma_{G, \text{stb}} \\ 3,20 \cdot V \cdot 1,30 &\leq 10 \cdot V \cdot 0,90 \\ 4,16 &\leq 9,0 \end{aligned}$$

Die Zahlenrechnung zeigt also, dass die geforderte Sicherheit eingehalten ist. Der Quotient der Bemessungswerte der ungünstigen zu den günstigen Einwirkungen wird als Ausnutzungsgrad $1/f$ bezeichnet. Er beschreibt, wie weit die erforderlichen Sicherheiten in Anspruch genommen werden. Es ergibt sich hier ein Ausnutzungsgrad von:

$$1/f = 4,16 / 9,0 = 0,46.$$

Die neue Generation der EN-Ausführungsnormen – erste Erfahrungen aus der Praxis

Dipl.-Ing. Roland Jörger
Bilfinger Berger AG, NL Spezialtiefbau, Mannheim

1 Einführung

Der Titel des Vortrags, d.h. die Suche nach den ersten Erfahrungen mit der neuen Generation der EN-Ausführungsnormen muss zwangsläufig auch oder gerade aus Deutschland herausführen. Das deutsche System der Bauaufsicht bzw. der Aufnahme in die Muster-Liste der technischen Baubestimmungen hat dazu geführt, dass bis zum heutigen Tage noch keine EN-Ausführungsnorm durchgängig in allen Bundesländern in Deutschland eingeführt ist. Die weitest gehende Einführung hat die EN 1536 (Bohrpfähle) [1]:, die aktuell in 5 Bundesländern eingeführt ist.

Dies mag auf der einen Seite verwundern, zeigt auf der anderen Seite aber die Bedeutung, die in Deutschland dem Normungswesen zugeschrieben wird. Eine neu einzuführende Norm soll auf jeden Fall dem aktuellen Stand der Technik entsprechen, zum anderen soll der bisherige Standard nur positiv in keinem Fall jedoch negativ verändert werden. Daher wird der Erstellung der zugehörigen DIN-Fachberichte eine große Bedeutung zugewiesen.

Die ist nach Meinung des Verfassers kein Zeichen einer Überregulierung, sofern die DIN-Fachberichte entsprechend kompakt gefasst werden, sondern stellt letztendlich die Grundlage unseres, d.h. des deutschen Verständnisses unserer Baukultur dar.

Der nationale Einfluss bei der Normengestaltung ist häufig begrenzt, da in den verschiedenen Arbeitsgruppen durchaus auch rein nationale Aspekte eine Rolle spielen können. Das hier wohl bekannteste Ereignis ist die deutsche Ablehnung der DIN 14 199 (Mikropfähle), was jedoch ohne Bedeutung war, da die EN-Norm durch Mehrheitsentscheidung jetzt eingeführt wird.

Wie weit jedoch das Verfahren der EN-Normen auf internationaler Ebene ist, zeigt die Tatsache, dass schon die Überprüfung von Normen anstand, die in Deutschland noch nicht eingeführt sind.

Dass man sich aber auch europäisch hier schwer tut, ist der Tatsache zu entnehmen, dass zuletzt die anstehende Überprüfung von vier EN-Normen ohne nähere Angabe von Gründen um zwei Jahre verschoben wurde.

Um das Thema des Vortrages praxisnah abarbeiten zu können, bezieht sich der Verfasser auf die bis dato am weitesten angewendeten Normen für Bohrpfähle, Verpressanker, Schlitzwände und das Düsenstrahlverfahren. Über die anderen EN-Normen existieren nur geringere Erfahrungen, zumal dies den Rahmen des Vortrages sprengen würde.

2 Aktueller Status

Der aktuelle Status der EN-Ausführungsnormen ist nachfolgend dargestellt [2]:

Norm	Beginn	Enquiry	Formal Vote	Intern. Veröffentl.	Nationale Einführung	Review
EN 1536 Bohrpfähle	1992	1995	16.03.1997	02 / 1999	06 / 2000	2007
EN 1538 Schlitzwände	1992	1996	16.03.1997	01 / 2000	07 / 2007	2007
EN 1537 Verpressanker	1992	1996	02.12.1997	12 / 1999	12 / 2000	14.05.2005
EN 12 063 Spundwände	1993		06.10.1998	02 / 2001	05 / 1999	14.05.2005
EN 12 699 Verdrängungspfähle	1994		03.10.2000	02 / 2001	02 / 2001	14.05.2005
EN 12 715 Verpressarbeiten	1994		17.04.2000	10 / 2000	10 / 2000	14.05.2005
EN 12 716 Düsenstrahlverfahren	1994		09.01.2001	12 / 2001	12 / 2001	01 / 2006
prEN 14 199 Mikro Pfähle	1996	2002	24.08.2004	2005	2006	2009
prEN 14 475 Bewehrte Stützbauwerke	1997	2002	09.09.2005	2006	2006	2010
prEN 14490 Bodenvernagelung	2000	2002	2006	2006	2007	2011
prEN 14 679 Bodenvermörtelung	2002	2003	26.01.2005	31.10.2005	2006	2011
prEN 15 237 Vertikale Dränagen	2000	14.10.2005	2006	2006	2007	2011
prEN 14 731 Tiefenverdichtung		12 / 2003	07.06.2005	2006	2007	2011

Anmerkung: *Kursiv geschriebene Daten sind geschätzt oder Zielvorgaben*

Bild 1: Status der EN-Ausführungsnormen

Der Tabelle ist deutlich zu entnehmen, dass sowohl die Erstellung als auch die Umsetzung eine deutlich längere Zeit in Anspruch nehmen als dies ursprünglich angedacht war. Dies liegt zum einen am System der Ausarbeitung über das TC 288 als auch an der Tatsache, dass für bestimmte Normen nicht die breite nationale Grundlage vorhanden ist, wie für die bekannten Techniken der Bohrpfähle, Schlitzwände, etc.

Nicht zu vergessen sind nationale Egoismen, da sich jedes in der Arbeitsgruppe beteiligte Land auch in der Norm wiederfinden möchte, was zu längeren Diskussionen führen kann.

3 EN 1536 ⇔ Bohrpfähle

Die EN 1536 [1] ist zweifelsohne die beste und daher heute am weitesten verbreitete EN-Norm; dies nicht nur in Deutschland, sondern in ganz Europa. Es sei hier der Vermerk gestattet, dass diese Norm unter deutscher Federführung (Dr. Linder) entstand und wirklich den tatsächlichen Stand der Technik in Europa wiedergibt; ohne zu sehr jedem Lokalkolorit Rechnung zu tragen.

Die bereits in der DIN 4014 [3] vorgenommene Änderung, wonach Pfähle einem Gründungskörper, d.h. auch einem Barette, entsprechen, wird durch den Verzicht auf Mindestlängen und die Ausweitung des Geltungsbereiches noch unterstrichen. Schlitzwandelemente sind mit einer Wandstärke von min. 40 cm und einem max. Verhältnis $L/W = 6$ herzustellen. Schaftaufweitungen sind jetzt bis zum 2-fachen Pfahldurchmesser erlaubt, d.h. die Pfähle können mit wesentlich größeren Füßen hergestellt werden, was auch in der Praxis so schon erfolgt. (Bild 1).

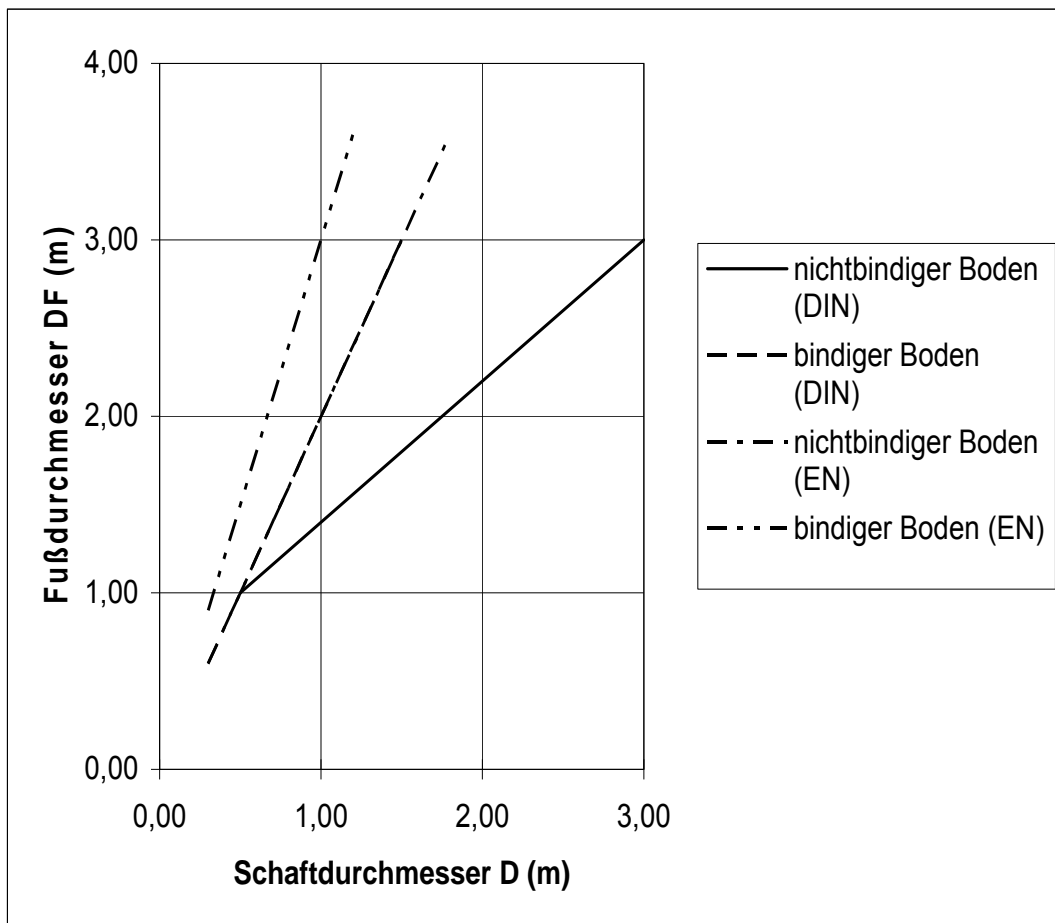


Bild 2: Zulässige Fußaufweitungen bei Bohrpfählen

Die EN 1536 verschärft weiter die Bedingungen für den Einsatz des unverrohrten Bohrens mit durchgehender Bohrschnecke (sogenannte Schneckenbohrpfähle). Bei instabilen Bodenschichten mit einer Mächtigkeit von mehr als dem Pfahldurchmesser muss die Machbarkeit des Verfahrens durch Probepfähle oder örtliche Erfahrungen nachgewiesen werden. Instabile Böden sind :

- gleichförmige nichtbindige Böden mit $d_{60}/d_{10} < 1,5$ ($\equiv U < 1,5$), bisher $U < 3$
- lockere nichtbindige Böden mit einer Lagerungsdichte $D < 0,3$
- Tone hoher Empfindlichkeit
- weiche bindige Böden mit einer undrainierten Scherfestigkeit von $C_U < 15$ kPa

In Hinblick auf die Herstellung von suspensionsgestützten Pfählen ist die EN 1536 jetzt mit der Schlitzwandnorm EN 1538 [4] harmonisiert und gibt gleichlautende Werte für die Herstellung, Verarbeitung und Prüfung der Suspension an, was auf europäischen Baustellen den Umgang von national gemischtem Personal den Umgang wesentlich erleichtert.

Die Herstelltoleranzen sind gegenüber der DIN 4014 als solche eindeutig ausgewiesen mit:

- Lageabweichung am Ansatzpunkt $e = 10$ bis 15 cm (durchmesserabhängig)
- Neigungsabweichung $\leq 2/4$ cm/m für vertikale/geneigte Pfähle

Die Pfähle sind innerhalb dieser Toleranz herzustellen, was bedeutet, dass bereits im Entwurf das Tragwerk und das Pfahlsystem aufeinander abgestimmt werden müssen, um die wirtschaftlichste Variante (z.B. Bewehrungsgehalt) zu finden.

Die für den Beton vorgegebenen Kontrollen sind in der EN 1536 sowohl auf das Ausbreitmaß als auch den Slump bezogen, was insbesondere im europäischen Einsatz die Handhabung für das Baustellenpersonal erleichtert und so Fehlerquellen ausschließt. Im einzelnen sind dies:

- Betonieren im Trockenem

Ausbreitmaß	$460 \leq \varnothing \leq 530$ mm
Slump	$130 \leq H \leq 180$ mm
- Betonieren im Kontraktorverfahren

Ausbreitmaß	$530 \leq \varnothing \leq 600$ mm
Slump	$H \geq 160$ mm
- Betonieren unter Stützflüssigkeit

Ausbreitmaß	$570 \leq \varnothing \leq 630$ mm
Slump	$H \geq 180$ mm

Die Mindestwerte für Längsbewehrung sind an die alte DIN 4014 angelegt, haben jedoch in Praxis kaum Bedeutung, da immer noch nach nationaler Bemessungsnorm gearbeitet wird.

Querschnitt Pfahl	Fläche Längsbewehrung
A_C	A_S
$A_C \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_S \geq 0,5 \% A_C$
$0,5 \text{ m}^2 < A_C \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_S \geq 0,0025 \text{ m}^2$
$A_C > 1,0 \text{ m}^2$	$A_S \geq 0,25 \% A_C$

Bild 3: Mindestlängsbewehrung bei Bohrpfählen

4 EN 1537 ⇔ Verpressanker

Die EN 1537 [5] ist schon ein Ersatz der Version vom Juni 2000; der Grund hierfür ist die Einbeziehung der AC 2000 des CEN in die deutsche Fassung. Die EN 1537 wurde von zehn nationalen und internationalen Ausführungsnormen abgeleitet und stellt damit nach DAUSCH/KLUCKERT [6] sicherlich weltweit die aktuellste Normung für Verpressanker dar. Die Ausarbeitung erfolgte unter britischer Federführung.

Die in Tabelle 1 der EN 1537 gegebenen detaillierten Empfehlungen zu den bei der Planung und Ausführung von Verpressanker-Arbeiten notwendigen Tätigkeiten werden im internationalen Bereich heute üblicherweise als Checkliste angesehen. Die Leitlinie erlaubt eine Zuordnung der Verantwortlichkeiten für alle Baubeteiligte im eigentlichen Prozessablauf.

In Kapitel 3 der EN 1537 ist unter Punkt 1.8 die Definition des „Technischen Bauherrnvertreters“ aufgeführt. Dieser „Vertreter des Bauherren, der mit allen Aspekten der Ankeranwendung vertraut und zugleich Fachmann auf dem Gebiet der Verpressankertechnik ist“ ist in dieser Form in Deutschland bis heute so nicht tätig. Die Funktion wird im Regelfall durch den Baugrundsachverständigen wahrgenommen.

Bis heute wird in Deutschland die Grundsatzprüfung, nun vergleichbar mit der Untersuchungsprüfung, vom Deutschen Institut für Bautechnik in Berlin (DIBt) als Grundlage für die Zulassung eines Ankersystems verwendet. Zukünftig müsste konsequenterweise der TBV die Funktion des DIBt übernehmen, beziehungsweise könnte das DIBt die Funktion des TBV ausüben. Eine Regelung wird hier mit der Vorlage des DIN-Fachberichtes erwartet.

Bezüglich des Korrosionsschutzes des Stahlzuggliedes und gespannter Stahlteile ergab sich keine Veränderung bei den Kurzzeitankern mit einer Einsatzdauer von zwei Jahren. Die Änderung bei den Dauerankern mit dem Schutz des Stahlzuggliedes durch zwei möglich Systeme, i.e.

- Zwei Korrosionsschutzhüllen, bei denen mindestens eine erhalten bleiben muss.
- Eine Korrosionsschutzhülle, deren Unversehrtheit bei jedem Anker überprüft werden muss. Die hat sich in der Praxis noch nicht durchgesetzt; hier ist weiterhin der Status der DIN 4125 [7] das Maß der Dinge.

Bei den Ankerprüfungen änderte sich die bisher bekannte Grundsatzprüfung, die als Voraussetzung der Zulassung in erster Linie die Ausführbarkeit und Brauchbarkeit des Ankersystems nachweisen sollte. Nach neuer Definition tritt an die Stelle der Grundsatzprüfung die Untersuchungsprüfung. Diese dient zur Ermittlung des Auszieh Widerstandes der Verpressanker in Abhängigkeit der Baugrundbedingungen und der verwendeten Baustoffe; des weiteren soll die Fachkompetenz der Ausführenden festgestellt werden.

Die in der EN 1537 zugelassenen drei Prüfverfahren zur Durchführung von Ankerversuchen werden aktuell nicht wahrgenommen; es wird weiter Verfahren 1 (die in Deutschland bekannte Prüfmethode), bei dem die Ankerkopferschiebung während der aufeinanderfolgenden Lastzyklen aufgezeichnet wird, verwendet.

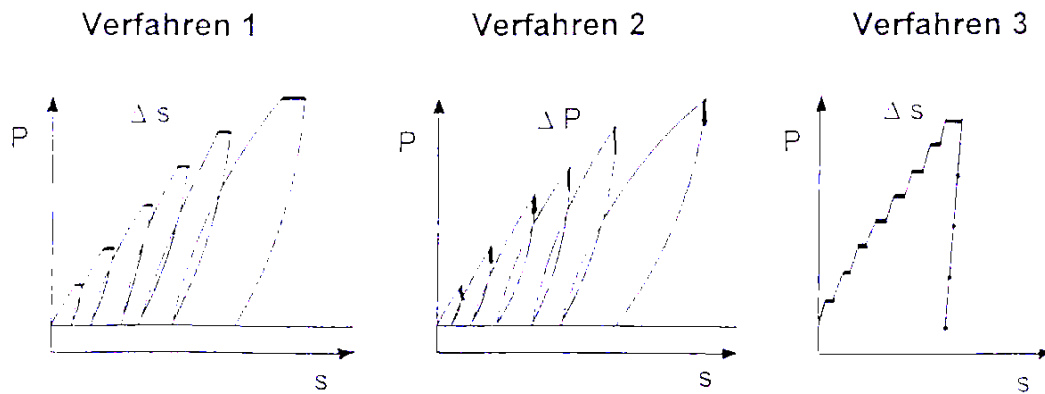


Bild 4: Prüfverfahren nach EN 1537

Die in der alten DIN 4125 vorgenommene Limitierung auf max. 1300 kN Traglast für Mehrstab- und max. 700 kN für Einstabanker wurde nicht in die Euronorm aufgenommen, da in anderen Ländern auch Erfahrungen mit höheren Traglasten vorhanden waren. Hier wird aktuell in Deutschland auch mit höheren Traglasten gerechnet und diese werden auch ausgeführt.

Die in der EN 1537, § 8.1.1 angegebenen Herstelltoleranzen für das Abteufen der Bohrungen finden heute immer weitere Verbreitung in der Tragwerksplanung, d.h. in der Konstruktion bei komplexen Verankerungen (ausspringende Ecken, etc.). Die Forderung der DIN 4125 nach einem generellen Mindestabstand von 1,0 bzw. 1,5m zwischen einzelnen Verbauankern, in der EN 1536 nicht aufgeführt, stellt jedoch heute noch einen deutschen Standard dar und wird auch im DIN-Fachbericht Aufnahme finden.

5 EN 1538 ⇔ Schlitzwände

Die EN 1538 [6] ersetzt im wesentlichen die DIN 4126 [8] und 4127 [9] (Schlitzwände und Schlitzwandtone). Aufgrund des erweiterten Geltungsbereiches für alle Schlitzwandsysteme, wie

- Ortbeton-Schlitzwände
- Fertigteil-Schlitzwände
- Bewehrte Einphasenschlitzwände
- Dichtungsschlitzwände mit/ohne Einbauten

werden etliche Lücken der bisherigen Normung geschlossen, die in der Vergangenheit nur über Interpretationen vorhandener Normen oder Übergang auf internationale Normen o.g. Verfahren abgedeckt wurden. Dies wird praktisch seit nationaler Offenlegung der Norm umgesetzt.

Der bedeutendste Punkt in den Empfehlungen für die Planung ist der Hinweis, dass eine wasserdichte Ortbeton-Schlitzwand nicht erwartet werden kann, sondern immer Durchsickerungen vorkommen können. Damit wurde eine eindeutige Rechtslage geschaffen, die in der Vergangenheit nicht nur in Deutschland, sondern auch international immer für Diskussionen sorgte. Eine Angabe zu Dichtigkeitsklassen wird nicht gegeben, hier sei auf ENGLERT, Handbuch des Baugrundrechts [10] verwiesen.

Weiter wird eindeutig die Forderung nach Angabe der Durchlässigkeit, Festigkeit und des Verformungsverhaltens für Dichtungswände gestellt. Auch diese Forderung ist juristisch von Bedeutung, da gerade im Deponiebau häufig die Forderungen für horizontale Dichtungsbahnen auf vertikale Wände übertragen werden, was technisch nicht immer möglich bzw. sinnvoll ist.

Ebenso wird klar geregelt, dass durchgehende Bewehrungen (über Fugen hinweg) zwar möglich, aber nicht der übliche Standard sind.

Die EN 1538 regelt sehr detailliert die Eigenschaften der Bentonitsuspension im frischen Zustand, vor der Wiederverwendung als auch vor dem Betonieren und dies gleichlautend bzw. gültig für die EN 1536, was in der Umsetzung auf der Baustelle von großem Vorteil ist.

Die in Tabelle 2 der EN 1538 angegebenen Mindestzementgehalte des einzubauenden Betons in Abhängigkeit des Größtkorns waren in der DIN 4126 nur für die Obergrenze (350 kg bei Größtkorn 32mm) angegeben. Die EN 1538 regelt dies auch für kleinere Zuschlagsgrößen; damit wird zum einen die erfahrungsgemäß vorhandene Neigung zum Bluten reduziert als auch das Fließverhalten generell verbessert. Quantifizierte Angaben bei Flugaschenzugabe, einem heute üblichen Verfahren, werden nicht gemacht; auch hier wird auf den in Erarbeitung befindlichen DIN-Fachbericht verwiesen, der eine solche Angabe enthalten wird.

Bei den Entwurfskriterien für die Bewehrungskorbausbildung werden jetzt sehr detaillierte Angaben zu den lichten Abständen der Längs- und Querbewehrung in Abhängigkeit vom Größtkorn des Betons gemacht. Es handelt sich hier um Erfahrungen, insbesondere aus Frankreich. In der Vergangenheit gab es in Deutschland schon häufig gerichtliche Auseinan-

dersetzungen in Hinblick auf die Schnittstelle Planer/Ausführender bezüglich dieser Thematik.

Die minimale Betondeckung wird nach EN 1538 auf den Nenndurchmesser des Aushubwerkzeuges bezogen und beträgt mindestens

- 60mm bei Bauhilfsmaßnahmen (sofern keine weichen Böden)
- 75mm bei Dauerbauwerken

Die Ausbildung der Leitwand ist in EN 1538 dahingehend geregelt, dass die Höhe zwischen 70 und 140cm liegen und eine Bemessung für die relevanten Lastfälle (Bagger, Auflast, Suspensionsspiegel, etc.) zu erfolgen hat; es wird zudem generell eine bewehrte Leitwand gefordert.

In § 8.3.1 wird die Höhe der Arbeitsebene auf 1,5m oberhalb des max. bauzeitlichen GW-Spiegels empfohlen. Der minimale Suspensionsspiegel wird auf 1,0m festgesetzt. Ungeachtet dessen gilt jedoch der rechnerische Nachweis der Schlitzstandsicherheit. Ein weiterer Hinweis in § 8.3.2 der EN 1538 ist zu beachten, wonach eine der Leitwandinnenfläche als Referenz für die Schlitzwandlage festzulegen ist.

Die Toleranzen sind in EN 1538 deutlich verfahrensangepasster geregelt als in den vergleichbaren Euronormen 1536 und 1537. So wird generell eine Abweichung von max. 1% der Schlitztiefe zugelassen; die max. Lageabweichung in Höhe Leitwand ist mit 20/50mm (baugruben- bzw. erdseitig) angegeben. Weiter ist ein „Ausbauchen“ von max. 100mm über die Toleranzwerte zugelassen.

Weitere festgelegte Toleranzmaße der EN 1538 sind:

- Max. 10mm Abweichung für die Breite der Bewehrungskörbe
- Max. 70mm Abweichung für Einbauteile
- Max. 50mm Abweichung für Höhenlage Bewehrungskorb
- Max. 70mm Abweichung für Längslage Bewehrungskorb

Für den Betoniervorgang selbst wird eine max. Betoniergeschwindigkeit von 3m/h bei einer max. Einzugsbreite je Schüttrohr von 2,5m. Die Reglementierung des Betonierrohrdurchmesser auf mindestens 150mm und dem sechsfachen Größtkorndurchmesser (i.d.R. 32mm, d.h. 192mm) ist analog zu EN 1536 aufgeführt. Dieser Wert entspricht jedoch nicht den Erfahrungen beim Betonieren tiefer Pfähle bzw. Schlitzte mit Pumprohrleitungen, die auch einen geringeren Durchmesser haben können.

Bei der Darstellung der Möglichkeiten der Fugenausbildung in § 8.6 der Euronorm wird auch der Frästechnik Rechnung getragen, indem die Möglichkeit des Anschneidens des Betons genannt wird. Dieses Verfahren ist allerdings hinsichtlich der erzielbaren Fugenqualität sehr umstritten.

6 EN 12 716 ⇔ Düsenstrahlverfahren

Die EN 12 716 [11] ersetzt die in Deutschland bisher üblichen Zulassungen für das Düsenstrahlverfahren [12], die (durch das DIBt erteilt) aber alle (mit Ausnahme des firmenspezifischen Namens wie HDI, Soilcrete, o.ä.) identisch waren, so dass die Zulassung auch normativen Charakter hatte. Nahezu zeitgleich mit der EN 12 716 erschien in Deutschland im November 2001 auch die DIN 18 321 [13], die innerhalb der VOB, Teil C, wesentliche Punkte für die Ausführung regelte.

Die Norm hat einen deutlich weiteren Geltungsbereich als die bisherigen Zulassungen hat; ebenso erfolgt in Kapitel 1 auch eine deutliche Abgrenzung zum klassischen Injektionsverfahren. Dies bedeutet, dass auch alle horizontalen DSV-Arbeiten jetzt über die Euronorm geregelt sind und dies auch in Praxis Anwendung findet.

Waren in der Zulassung noch detaillierte Abgrenzungen für geschichtete Böden mit cu-Werten kleiner 15 kN/m^2 bzw. Gewichtsanteilen an organischen Stoffen von über 10% und Stärken über 1,50m vorhanden, so ist dies in EN 12 716 über die Entwurfs- und Ausführungsqualität geregelt. Ebenso werden in der Zulassung Mindestsäulendurchmesser von 62cm (Querschnitt von $>0,3\text{m}^2$) bei einreihigen Unterfangungssäulen und von 37cm (Querschnitt $0,1\text{m}^2$) bei zweireihigen Unterfangungssäulen gefordert. EN 12 716 reglementiert dies nicht.

Die in Tabelle 1 der EN 12 716 gegebenen, detaillierten Empfehlungen zu den bei der Planung und Ausführung von DSV-Arbeiten notwendigen Tätigkeiten werden, insbesondere im europäischen Umfeld, als Ablaufcheckliste für alle Baubeteiligten genutzt. Die Norm wird als Grundlage für die firmenspezifischen Method Statements genutzt, die allen normativen Forderungen gerecht werden müssen. In Kapitel 10 gibt die EN 12 716 eindeutige Vorgaben über Unterlagen, die auf der Baustelle zur Verfügung stehen müssen (RQD).

Die in der EN 12 716, § 8.4, angegebenen Herstelltoleranzen für das Abteufen der Bohrungen mit 50mm am Bohransatzpunkt und 2% für die Neigung, begrenzt für eine Tiefenlage bis 20m, sind heute Standard für die Ausführung.

Die in EN 12 716 dargelegte Forderung bezüglich der Prüfkörper (...sofern durch die Planung nicht anders festgelegt...) mit einer Serie von 4 Probekörpern je 1000 m^3 DSV-Körper hat sich europaweit ebenso durchgesetzt.

Für die eigentliche Ermittlung der Druckfestigkeit aus den Probekörpern wird aktuell noch auf die Zulassung zurückgegriffen, da die EN 12 716 hierzu keine dezidierten Angaben gibt. Der Verweis auf den erforderlichen Standsicherheitsnachweis nach ENV 1997-1 wird – mangels Erfahrung - noch nicht umgesetzt.

Hinsichtlich der zu verwendenden Baustoffe entsprechen Zulassung und EN 12 716: So wurde der Bereich des zulässigen W/Z- bzw. W/B-Werte auf 0,5 bis 1,5 festgeschrieben. Die Zulassung begrenzt die mögliche Flugaschenzugabe auf max. gleiche Menge wie Zement; EN 12 716 erlaubt nur generell die Zugabe.

7 Zusammenfassung

Alle vorgenannten Punkte können nur einen begrenzten Teil der Erfahrungen zeigen, die sich aktuell mit den neuen EN-Normen gemacht wurden. Die Umsetzung ist insbesondere in den Ländern, die bisher auf eine nicht so breite Normenbasis zurückgreifen konnten, deutlich weiter fortgeschritten als in Deutschland, Frankreich oder Großbritannien.

Die deutsche Umsetzung wird nur mit den jeweiligen DIN-Fachberichten zusammen erfolgreich sein können, woraus jedoch ein hoher Anspruch an die DIN-Fachberichte und deren Ersteller resultiert.

In Frankreich und Großbritannien wird eine Umsetzung aus Sicht des Verfassers nur sehr bedingt erfolgen, da man hier sehr stark auf die bisherige Normung abhebt und aufgrund des Systems der unabhängigen Gutachter bzw. Consultants mehr Auslegungsspielraum hat.

Insgesamt bleibt jedoch festzuhalten, dass mit den Euronormen ein Regelwerk geschaffen ist, dass zum einen dem Zusammenwachsen Europas Rechnung trägt als auch zum anderen in der Breite einen aktuelleren Stand der Technik abdeckt als dies aus der rein nationalen Normung heraus erfolgen kann.

Insofern sind wir alle am Bau Beteiligten gefordert, die Euronormen so umzusetzen, wie wir dies in der Vergangenheit von den DIN Normen gewohnt waren.

Glück auf !

8 Literatur

- [1] EN 1536, Bohrpfähle, Juni 1999
Beuth Verlag GmbH, Berlin
- [2] LINDER, Dr., 2005: Status der EN-Normen im Spezialtiefbau
Unveröffentlichtes Papier der TWG der EFFC, Essen
- [3] DIN 4014, Bohrpfähle, Mai 1990
Beuth Verlag GmbH, Berlin
- [4] EN 1538, Schlitzwände, Juli 2000
Beuth Verlag GmbH, Berlin
- [5] EN 1537, Verpressanker, Januar 2001
Beuth Verlag GmbH, Berlin
- [6] DAUSCH, G. und KLUCKERT, K.-D., 2000:, Aktueller Stand der Ankertechnik
16. Christian Veder Kolloquium, Graz
- [7] DIN 4125, Kurzzeit- und Daueranker, November 1990
Beuth Verlag GmbH, Berlin
- [8] DIN 4126, Ortbeton-Schlitzwände, August 1986
Beuth Verlag GmbH, Berlin
- [9] DIN 4127, Schlitzwandtone für stützende Flüssigkeiten, August 1986
Beuth Verlag GmbH, Berlin
- [10] ENGLERT, et. al., Handbuch des Baugrund- und Tiefbaurechts

Werner Verlag, Düsseldorf, 1999

[11] EN 12 716, Düsenstrahlverfahren, Dezember 2001

Beuth Verlag GmbH, Berlin

[12] Zulassung Z-34.4-3, Düsenstrahlverfahren „Bilfinger+Berger (HDI)“

Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin

[13] DIN 18 321, VOB, Teil C, Düsenstrahlverfahren, November 2001

Beuth Verlag GmbH, Berlin

Berechnung von Pfahlgründungen nach DIN 1054 neu und Eurocode EC 7-1

Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert
Institut für Geotechnik und Geohydraulik
Universität Kassel · Fachgebiet Geotechnik

1 Einleitung

Zur Zeit liegt die deutsche Fassung von DIN EN 1997-1:2004-11 (Eurocode EC 7-1) sowie die DIN 1054:2005-01 vor. Die bauaufsichtliche Einführung der DIN 1054 ist in den einzelnen Bundesländern für das Jahr 2005 vorgesehen, nachdem die Fachkommission Bautechnik die DIN 1054 ebenso wie die DIN EN 1536 (Ausführungsnorm Bohrpfähle) im Jahr 2004 in die Musterliste der technischen Baubestimmungen aufgenommen hat. Die DIN EN 1997-1 wird voraussichtlich 2007 bauaufsichtlich eingeführt. Für diese Norm wird derzeit ein Nationaler Anhang erarbeitet, der eine Verbindung zur DIN 1054 und damit zu den deutschen Vorstellungen herstellt.

Da zwischen der derzeitigen Fassung der beiden Bemessungsnormen u.a. auch im Pfahlbereich einige unterschiedliche Regelungen vorliegen, werden diese Unterschiede im nachfolgenden Beitrag vorgestellt und mit Beispielen hinterlegt. Beispiele zu Pfahlberechnungen nach DIN 1054:2005-01 sind auch in *Kempfert (2003)* aufgeführt.

Der vorliegende Beitrag soll auch als Grundlage für weitere Diskussionen zum Thema Pfahlgründungen bei der Zusammenführung von Eurocode EC 7-1 und DIN 1054 im Zusammenhang mit der Erarbeitung des Nationalen Anhangs und einer möglichen nationalen Ergänzungsnorm dienen.

2 Wesentliche Unterschiede zwischen der DIN 1054 und DIN EN 1997-1

2.1 Allgemeines

Mit der DIN EN 1997-1 (Eurocode EC 7-1) gilt für die Mitgliedsländer der EU und EFTA ein einheitliches Regelwerk für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung im geotechnischen Aufgabenbereich. Aufgrund der unterschiedlichen Vorgehensweisen, mit denen die einzelnen Länder langjährige Praxiserfahrung vorweisen können, war es in letzter Konsequenz nicht möglich, eine tatsächlich einheitliche Vorgehensweise in der DIN EN 1997-1 umzusetzen. Vielmehr wurde sich mit dem Teilsicherheitskonzept zwar auf eine Bemessungsphilosophie verständigt, für die Anwendung wurden dann allerdings drei parallel geltende Nachweisverfahren aufgestellt, die im Wesentlichen zurückzuführen sind auf die britische/skandinavische, die deutsche und die französische Vorgehensweise. Diese drei Nachweisverfahren werden in 2.2 kurz erläutert.

2.2 Nachweisverfahren

In vielen Ländern wurde bisher die Pfahltragfähigkeit auf der Grundlage des Globalsicherheitskonzeptes bestimmt. Das bedeutet bekanntlich, dass sich die zulässige Tragfähigkeit eines Pfahles durch Bezug auf den Bruchzustand dividiert durch einen globalen Sicherheitsbeiwert ergibt, z.B. $\eta = 2,0$.

Das nach DIN 1054 und DIN EN 1997-1 gültige Teilsicherheitskonzept definiert partielle Sicherheitsbeiwerte getrennt für Einwirkungen, Widerstände und Bodenkenngrößen. Die Gesamtsicherheit ergibt sich dann aus dem Produkt der einzelnen Teilsicherheitsbeiwerte, wobei diese automatisch über den Anteil ihrer Bezugsgröße (Einwirkungen, Widerstände oder Bodenkenngrößen) gewichtet werden.

Gegenüber DIN 1054 stellt die DIN EN 1997-1 mehrere Sätze an Teilsicherheitsbeiwerten zur Verfügung. Im Einzelnen sind dies die Sätze A1 und A2 für Einwirkungen bzw. Beanspruchungen, die Sätze M1 und M2 für Baugrund-Kenngrößen und die Sätze R1 bis R4 für Widerstände.

Im Folgenden werden die nach DIN EN 1997-1 anzuwendenden Nachweisformen kurz skizziert. Diese unterscheiden sich zunächst darin, dass aus den drei Sätzen (A, M, R) jeweils unterschiedliche Werte miteinander kombiniert werden.

Im Nachweisverfahren 1 muss für Pfähle nachgewiesen werden, dass ein Grenzzustand durch Bruchversagen oder zu große Verformungen mit jeder der beiden folgenden Kombinationen von Gruppen von Teilsicherheitsbeiwerten ausgeschlossen ist:

- Kombination 1: A1 "+" M1 "+" R1
- Kombination 2: A2 "+" (M1 oder M2) "+" R4

Ist es offensichtlich, dass eine dieser Kombinationen die Bemessung bestimmt, so ist es nicht notwendig, die andere Kombination nachzuweisen. Bei der zweiten Kombination werden in Abhängigkeit von der Art der Belastung die Sicherheitsbeiwerte für die Bodenkenngrößen gewählt. Dabei ist der Satz M2 im Falle von ungünstig wirkenden Beanspruchungen anzuwenden, wie sie z.B. infolge negativer Mantelreibung oder quer zur Achse wirkender Einwirkungen auftreten.

Das Nachweisverfahren 2 mit einer Nachweiskombination entspricht zunächst den in Deutschland definierten Festlegungen für den Grenzzustand GZ 1. Allerdings ist die Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte, d.h. der Zeitpunkt der Überführung der charakteristischen Größen in Bemessungswerte, für eine zur DIN 1054 analoge Vorgehensweise nicht eindeutig definiert. Daher wurde das Verfahren mit dem Nachweisverfahren 2* präzisiert. Dieses entspricht dem Vorgehen nach DIN 1054 im Grenzzustand GZ 1B, welcher für Pfahlgründungen maßgeblich ist. Hierbei wird die Pfahlberechnung zunächst mit charakteristischen Größen durchgeführt und erst mit der Aufstellung der Grenzzustandsbedingung erfolgt die Umwandlung in Bemessungsgrößen.

Die Nachweiskombination ist definiert als:

- Kombination: A1 "+" M1 "+" R2

Hierbei liegen nach DIN 1054 und DIN EN 1997-1 derzeit unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte und ξ -Werte zugrunde.

Alle Teilsicherheitsbeiwerte des Satzes M1 für die Baugrund-Kenngrößen betragen 1.0, so dass bei diesem Nachweisverfahren die Teilsicherheiten lediglich bei den Einwirkungen und Widerständen einfließen. Weiterhin sind in DIN 1054 noch weitere Modifizierungen vorgenommen worden, wobei 3 Lastfälle (LF 1-3) Berücksichtigung finden.

Das Nachweisverfahren 3 beschreibt die folgende Nachweiskombination.

Kombination: (A1 oder A2) "+" M2 "+" R3

Bei dieser Vorgehensweise werden die Beanspruchungen nach zwei Arten unterschieden. Der Satz A1 ist für Beanspruchungen anzusetzen, die aus dem Bauwerk herrühren. Beanspruchungen, die aus dem Boden selber stammen oder über den Boden angreifen, werden mit dem Satz A2 berücksichtigt.

2.3 Teilsicherheitsbeiwerte

Den drei in DIN EN 1997-1 aufgeführten Nachweisverfahren, siehe Abschnitt 2.2, liegen zunächst die Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle A.3 bis Tabelle A.8, DIN EN 1997-1, zugrunde, wobei diese allerdings national verändert werden dürfen.

Dabei entsprechen sich die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen nach dem Nachweisverfahren 2, Tabelle A.3 DIN EN 1997-1 und die Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 2, DIN 1054 Lastfall 1. Gleiches gilt für die Teilsicherheitsbeiwerte für die effektiven Baugrund-Kenngrößen bei der Pfahlbemessung im Grenzzustand GZ 1B oder GZ 1A. Lediglich im Grenzzustand GZ 1C, der für die Pfahlberechnung nicht wesentlich ist, sind Unterschiede für die Scherfestigkeit im undrained Zustand vorhanden.

Bei den Teilsicherheitsbeiwerten für die Pfahlwiderstände treten erhebliche Unterschiede bei dem Nachweisverfahren 2 (R2) und den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054 auf, siehe Tabelle 1. Ein direkter Vergleich ist schwierig, da nach DIN 1054 die Pfahlwiderstände unterschieden werden nach der Ermittlungsmethode der Pfahlwiderstände (Pfahlprobelastung, Erfahrungswerte) während in DIN EN 1997-1 zunächst nach Widerstandsanteilen (Spitzendruck, Mantelreibung) und nach Druck- und Zugpfählen unterschieden wird. Es wird anschließend definiert, welcher Teilsicherheitsbeiwert bei welcher Methode zur Bestimmung des Pfahlwiderstandes angesetzt werden darf.

Insgesamt sind die Teilsicherheitsbeiwerte R2 nach DIN EN 1997-1 aber geringer als die Werte nach DIN 1054. Zusätzlich gibt DIN EN 1997-1 auch noch Teilsicherheitsbeiwerte für unterschiedliche Pfahlarten an. Diese unterscheiden sich allerdings bei den Teilsicherheitsbeiwerten R2 nicht.

Im Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte zeigt DIN EN 1997-1 zunächst ein insgesamt geringeres Sicherheitsniveau als DIN 1054, da sich die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Baugrund-Kenngrößen entsprechen, die Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände nach DIN EN 1997-1 aber deutlich geringer sind.

Zusätzlich muss allerdings das unterschiedliche Vorgehen in der Festlegung der charakteristischen Pfahlwiderstände beider Normen berücksichtigt werden. Bei Pfahlprobelastungen werden nach Vorgaben von DIN EN 1997-1 die Messwerte über den Streuungsfaktor ξ in charakteristische Werte umgerechnet. Nach DIN EN 1997-1 wird der Streuungsfaktor ebenfalls bei der Ableitung charakteristischer Pfahlwiderstände von Baugrunduntersuchun-

gen angewendet, wobei die Auswertung von Baugrunduntersuchungen der Anwendung von Erfahrungswerten gleichgesetzt werden kann. Der bisher in Deutschland nicht übliche Streuungsfaktor ξ wurde aus Gründen der Kompatibilität mit DIN EN 1997-1 eingeführt. Dabei wurde der ξ -Wert in DIN 1054 wesentlich niedriger als in DIN EN 1997-1 gewählt und dieser kompensiert somit weitestgehend die Unterschiede der Teilsicherheitsbeiwerte beider Normen, siehe Abschnitt 2.4.

Tabelle 1 Teilsicherheitsbeiwerte γ_R der Pfahlwiderstände für den Grenzzustand GZ 1B nach DIN 1054 und DIN EN 1997-1 angewendet auf Pfahlgründungen

DIN 1054			DIN EN 1997-1					
Pfahlwiderstand	Symbol	LF 1 – LF 3	Pfahlwiderstand	Symbol	Satz	Verdrängungspfahl	Bohrpfahl	Schneckenbohrpfahl
Gesamtwiderstand Erfahrungswerte	γ_P	1,40	Spitzendruck Pfahlprobebelastung oder Erfahrungswerte	γ_b	R1	1,00	1,25	1,10
					R2	1,10	1,10	1,10
					R3	1,00	1,00	1,00
					R4	1,30	1,60	1,45
			Mantelreibung (Druck) Pfahlprobebelastung oder Erfahrungswerte	γ_s	R1	1,00	1,00	1,00
					R2	1,10	1,10	1,10
					R3	1,00	1,00	1,00
					R4	1,30	1,30	1,30
Gesamtwiderstand (Druck) Pfahlprobebelastung	γ_{Pc}	1,20	Gesamtwiderstand (Druck) Pfahlprobebelastung oder dyn. Schlagversuch	γ_t	R1	1,00	1,15	1,10
					R2	1,10	1,10	1,10
					R3	1,00	1,00	1,00
					R4	1,30	1,50	1,40
Gesamtwiderstand (Zug) Pfahlprobebelastung	γ_{Pt}	1,30	Mantelreibung (Zug)	$\gamma_{s,t}$	R1	1,25	1,25	1,25
					R2	1,15	1,15	1,15
					R3	1,10	1,10	1,10
					R4	1,60	1,60	1,60

Anmerkung: Bei der Entscheidung für die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren für Pfahlgründungen wurde in DIN 1054 der bisherigen Vorgehensweise der Vorzug gegeben, nämlich dass bei Flach- und Pfahlgründungen etwa die gleichen Sicherheitsbeiwerte (früher $\eta = 2,0$, jetzt $\gamma = 1,4$) anzusetzen sind. Außerdem wurden die ξ -Werte bei wenigen Probebelastungen als zu hoch angesehen, da dadurch möglicherweise in der Praxis Pfahlprobebelastungen verhindert würden.

2.4 Werte und Anwendung des Streuungsfaktors ξ

Grundlage für die Bemessung von Pfahlgründungen ist der charakteristische Pfahlwiderstand. Im Falle von Pfahlprobelastungen werden die Messwerte des Pfahlwiderstandes $R_{1m,i}$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit GZ 1 über den Streuungsfaktor ξ , der Pfahlherstellungseinflüsse und Baugrundunregelmäßigkeiten berücksichtigen soll, in charakteristische Pfahlwiderstände $R_{1,k}$ umgewandelt, indem der Messwert des Widerstandes durch den Streuungsfaktor geteilt wird. Dabei werden grundsätzlich zwei Fälle unterschieden. Zum einen das System mit starrer Pfahlkopfplatte, bei dem davon ausgegangen werden kann, dass Lasten auf die Nachbarpfähle übertragen werden können und zum anderen das weiche System, bei dem eine Übertragung von Lasten auf benachbarte Pfähle nicht stattfinden kann.

Nach DIN 1054 ergibt sich der charakteristische Pfahlwiderstand $R_{1,k}$ bei weichen Systemen aus dem Kleinstwert der Probelastungsergebnisse nach Gleichung (1a). Besteht aufgrund der baulichen Ausbildung des Bauwerkes die Möglichkeit, dass Lasten von einem schwächeren Pfahl auf benachbarte stärker Pfähle verteilt wird, z. B. bei einer weitgehend starren Kopfplatte, und ist der Variationskoeffizient $s_N/\bar{R}_m \leq 0,25$, so darf der Streuungsfaktor ξ auf den Mittelwert \bar{R}_{1m} der Probelastungsergebnisse bezogen werden, siehe Gleichung (1b).

$$R_{1k} = R_{1m,\min} / \xi \quad (1a)$$

$$R_{1k} = \bar{R}_{1m} / \xi \quad (1b)$$

Tabelle 2 Streuungsfaktor ξ zur Berücksichtigung von Anzahl und Streuung der Ergebnisse von Pfahlprobelastungen nach DIN 1054

Zahl der Probelastungen N	Streuungsfaktor ξ		
	Mittelwert \bar{R}_{1m}		Kleinstwert $R_{1m,\min}$
	$s_N/R_{1m} = 0$	$s_N/\bar{R}_m \leq 0,25$	
1	-	-	1,15
2	1,05	1,10	1,05
>2	1,00	1,05	1,00

Der Wert des Streuungsfaktors ergibt sich nach Tabelle 2. Zwischenwerte dürfen interpoliert werden. Dabei ist

$$s_N = \sqrt{\sum_{i=1}^N (\bar{R}_{1m} - R_{1m,i})^2 / (N-1)} \quad (2)$$

Unter bestimmten Voraussetzungen dürfen nach DIN 1054 auch die Pfahlwiderstände aus dynamischen Pfahlprobelastungen abgeleitet werden. Dabei sind ebenfalls die Streuungsfaktoren ξ nach Tabelle 2 zu berücksichtigen, wobei je nach Vorinformationen aus vergleichbaren statischen Probelastungen und gewählten Verfahren die Anzahl der dynamischen Pfahlprobelastungen bzw. auch die ξ -Faktoren zu erhöhen sind. Die wesentlichen Regelungen der DIN 1054 sind in Tabelle 3 zusammengefasst.

Tabelle 3 Erhöhung des Streuungsfaktors ξ nach Tabelle 2 bei der Auswertung von dynamischen Probelastungen

1) Kalibrierung an statischer Probelastung		
Ort der Probelastung	Auswerteverfahren	Erhöhung
gleiches Baufeld	erweitertes Verfahren (z.B. CAPWAP)	keine
	direktes Verfahren (z.B. CASE-Formel)	$\Delta\xi = 0,10$
andere Baumaßnahme	erweitertes Verfahren	$\Delta\xi = 0,05$
	direktes Verfahren	$\Delta\xi = 0,15$
2) Ableitung aus allgemeinen Erfahrungswerten (nur erweitertes Verfahren zulässig)		$\Delta\xi = 0,15$

Anmerkung: Bei der Anwendung der Streuungsfaktoren ξ der Tabelle 2 auf dynamische Probelastungen muss jeweils in der ersten Spalte von Tabelle 2 die doppelte Anzahl an Probelastungen N vorliegen (z.B. statisch N=1, dynamisch N=2).

Nach DIN EN 1997-1 ist der charakteristische Pfahlwiderstand als das Minimum aus den folgenden Gleichungen definiert:

$$R_{1,k} = \bar{R}_m / \xi_1 \quad (3a)$$

$$R_{1,k} = R_{m,min} / \xi_2 \quad (3b)$$

Der Streuungsfaktor ist nach Tabelle 4 anzusetzen. Dabei dürfen beim Vorhandensein einer ausreichend starren Pfahlkopfplatte die Zahlenwerte von ξ_1 und ξ_2 durch 1,1 dividiert werden, wobei sich ξ_1 nicht kleiner als 1,0 ergeben darf.

Tabelle 4 Streuungsfaktor ξ zur Berücksichtigung von Anzahl und Streuung der Ergebnisse von Pfahlprobelastungen nach DIN EN 1997-1

Zahl der Probelastungen	Streuungsfaktor ξ_1 für den Mittelwert, ξ_2 für den kleinsten Wert	
	ξ_1 für \bar{R}_m	ξ_2 für $R_{m,min}$
1	1,40	1,40
2	1,30	1,20
3	1,20	1,05
4	1,10	1,00
≥ 5	1,00	1,00

DIN EN 1997-1 gibt weitere Streuungsfaktoren an und zwar bei der Festlegung der charakteristischen Pfahlwiderstände aufgrund von Baugrunduntersuchungen, siehe Tabelle 5, und zur Ableitung des Pfahlwiderstandes aus Schlagversuchen, siehe Tabelle 6.

Tabelle 5 Streuungsfaktor ξ zur Ableitung des charakteristischen Pfahlwiderstandes aus Ergebnissen von Baugrunduntersuchungen nach DIN EN 1997-1

Zahl der Versuchsprofile	Streuungsfaktor ξ_3 für den Mittelwert, ξ_4 für den kleinsten Wert	
	ξ_3 für \bar{R}_m	ξ_4 für $R_{m,min}$
1	1,40	1,40
2	1,35	1,27
3	1,33	1,23
4	1,31	1,20
5	1,29	1,15
7	1,27	1,12
10	1,25	1,08

Tabelle 6 Streuungsfaktor ξ zur Ableitung des charakteristischen Pfahlwiderstandes aus Schlagversuchen^{a,b,c,d,e} nach DIN EN 1997-1

Zahl der untersuchten Pfähle	Streuungsfaktor ξ_5 für den Mittelwert, ξ_6 für den kleinsten Wert	
	ξ_5 für \bar{R}_m	ξ_6 für $R_{m,min}$
≥ 2	1,60	1,50
≥ 5	1,50	1,35
≥ 10	1,45	1,30
≥ 15	1,42	1,25
≥ 20	1,40	1,25

- ^a Die ξ -Werte in der Tabelle gelten für Schlagversuche.
- ^b Die ξ -Werte dürfen mit einem Modellfaktor = 0,85 reduziert werden, wenn bei den Versuchen die Wellenausbreitung gemessen wird.
- ^c Die ξ -Werte sollen mit einem Modellfaktor = 1,10 erhöht werden, wenn eine Rammformel mit Messung der quasi-elastischen Pfahlkopfbewegung beim Schlag angewendet wird.
- ^d Die ξ -Werte sollen mit einem Modellfaktor = 1,20 erhöht werden, wenn die Rammformel ohne Messung der quasi-elastischen Pfahlkopfbewegung angewendet wird.
- ^e Wenn unterschiedliche Pfähle in der Gründung vorhanden sind, sollen bei der Wahl der Anzahl n von Versuchspfählen Gruppen gleichartiger Pfähle getrennt berücksichtigt werden.

Die Pfahlwiderstände können rechnerisch auch durch

$$R_{b,k} = A_b \cdot q_{b,k} \quad \text{und} \quad R_{s,k} = \sum A_{s,i} \cdot q_{s,i,k} \quad (4)$$

ermittelt werden, wobei die charakteristischen Pfahlwiderstände $q_{b,k}$ und $q_{s,k}$ auf der Grundlage von Erfahrungswerten an vergleichbaren Probelastungen abzuleiten sind. Dabei brauchen für die Vorgehensweise nach DIN 1054 dann die Streuungsfaktoren nach Tabelle 5 nicht zugrunde gelegt werden. Wenn diese Alternative angewendet wird, kann es aber erforderlich sein, die Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 1 durch Modellfaktoren $> 1,0$ zu korrigieren.

Verfahren nach DIN EN 1997-1, bei denen der Druckwiderstand einer Pfahlgründung anhand von Ergebnissen von Baugrunduntersuchungen festgelegt wird, müssen auf Grundlage von Pfahlprobelastungen und vergleichbaren Erfahrungen bei gleichen Boden- oder Felsarten sowie vergleichbaren geotechnischen Verhalten und bei vergleichbaren Bauwerken entwickelt worden sein. Diese Verfahren sind vergleichbar mit der Ableitung von Pfahlwiderständen anhand von Erfahrungswerten nach DIN 1054.

Für die Ableitung von charakteristischen Pfahlwiderständen nach Tabelle 6 der DIN EN 1997-1 ist die Anwendung unterschiedlicher dynamischer Verfahren oder Rammformeln möglich.

3 Diskussionsstand zur nationalen Festlegung von Teilsicherheitsbeiwerten und Streuungsfaktoren bei Pfahlgründungen für DIN EN 1997-1

3.1 Gültigkeitsbereich von DIN EN 1997-1 (EC 7-1) und DIN 1054:2005

Die nationalen Vorstellungen zur Einführung des Teilsicherheitskonzeptes in Deutschland enthält DIN 1054:2005-01. Diese in der bauaufsichtlichen Einführung befindlichen Norm gilt allerdings nur übergangsweise und wird 2007 mit der nationalen Einführung der DIN EN 1997-1 (EC 7-1) ergänzt. Nach einer geplanten Parallelgeltung dieser beiden Normen wird DIN EN 1997-1 ab 2010 alleine gelten.

Neben den unterschiedlichen Nachweisverfahren, die in DIN EN 1997-1 definiert sind, bietet diese Norm nur noch einen sehr geringen Spielraum für die Umsetzung nationaler Festlegungen. Nationale Gremien werden faktisch auf die Festlegung von Zahlenwerten für Faktoren beschränkt, die im Eurocode als national wählbar gekennzeichnet sind. Dieses sind für Pfahlgründungen im Wesentlichen Teilsicherheitsbeiwerte, Streuungsfaktoren und Modellfaktoren, die im Nationalen Anhang zur DIN EN 1997-1 abweichend zu den gegebenen Empfehlungen festgelegt werden dürfen. Änderungen oder abweichende Regelungen zu den in DIN EN 1997-1 festgelegten Verfahren und Nachweisen sind nicht gestattet. Lediglich zusätzliche Vorschriften, die nicht in Konkurrenz zu DIN EN 1997-1 stehen und somit keine Doppeldefinition darstellen, dürfen in einer nationalen Norm, Arbeitstitel „DIN 1054:2007“, eingebracht werden.

3.2 Nationale Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren

Bei der Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren der DIN 1054:2005-01 wurde versucht, ein zur DIN 1054:1976-11 vergleichbares Sicherheitsniveau zu erreichen. In *Kempfert/Rudolf* (2005) sind Zahlenbeispiele für die Entwicklung der globalen Sicherheit in Abhängigkeit der Anzahl der Pfahlprobelastungen und dem damit verbundenen Streu-

ungsfaktor für die drei Nachweisverfahren nach DIN EN 1997-1 im Vergleich zur DIN 1054 zusammengestellt.

Bei der nun vorzunehmenden Festlegung der Zahlenwerte für den Nationalen Anhang zur DIN EN 1997-1 wurde zunächst versucht, die Zahlenwerte nach DIN 1054:2005-01 weitestgehend zu übernehmen. In Beispielrechnungen hat sich aber gezeigt, dass durch die etwas unterschiedliche Herangehensweise beider Normen, siehe Gleichungen 1a/b und 3a/b, eine direkte Übertragung nicht möglich ist.

In DIN 1054 wird für starre Systeme der Streuungsfaktor an dem Variationskoeffizienten s_N/\bar{R}_m ausgerichtet. Wird der Variationskoeffizient von $s_N/\bar{R}_m = 0,25$ überschritten, so ist der Streuungsfaktor für weiche Systeme maßgeblich. Diese Definition führt zu einem Sprung bei der zulässigen Einwirkung, siehe z.B. Bild 2a.

Nach DIN EN 1997-1 ist stets das Minimum des Pfahlwiderstandes aus den Gleichungen 3a/b maßgebend. Bei diesem Verfahren kommt es zu keinem Sprung sondern lediglich zu einem Knick im Graphen der zulässigen Einwirkung, siehe z.B. Bild 2b.

Da die Festlegungen der DIN 1054 nicht direkt auf das Verfahren nach DIN EN 1997-1 übertragen werden kann, sollte in Berechnungsbeispielen eine Kalibrierung der Zahlenwerte für den Nationalen Anhang in Bezug auf das ursprüngliche Niveau der DIN 1054:1976-11 erfolgen. Während der Erarbeitung kalibrierter Zahlenwerte hat sich ergeben, dass die bisher oft übliche Herangehensweise zur Bestimmung der globalen Sicherheit, bei der die Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände und Einwirkungen sowie der Streuungsfaktor miteinander multipliziert werden, kein eindeutiges und aussagekräftiges Ergebnis liefert, weil hierbei der Bezug zum maßgeblichen Pfahlwiderstand, also der Kleinstwert oder der Mittelwert der Messergebnisse, nicht berücksichtigt wird. Es wird also nur die in den Teilsicherheitsbeiwerten und Streuungsfaktoren enthaltene Sicherheit, nicht aber die tatsächliche Sicherheit des gesamten Verfahrens berücksichtigt.

Die Beurteilung der im gesamten Berechnungsverfahren enthaltenen globalen Sicherheit hat sich allerdings als problematisch herausgestellt. Definiert man die globale Sicherheit als den Quotient zwischen vorhandenem Widerstand und zulässiger Einwirkung, so ist die Wahl des maßgeblichen Widerstandes nicht eindeutig. Ist der charakteristische Widerstand oder der Messwert des Widerstandes anzusetzen oder ist zum Vergleich unterschiedlicher Normen für alle Sicherheitsdefinitionen ein einheitlicher Bezugspfahlwiderstand zu wählen, siehe z.B. η_1 Tabelle 7?

Für die weiteren Kalibrierungsarbeiten wurden daher unterschiedliche Sicherheitsdefinitionen gewählt, siehe Tabelle 7, bei denen unterschiedliche Widerstände als Bezugsgröße auf die nach der betrachteten Norm zulässige Einwirkung bezogen werden. Die erste Definition soll den direkten Vergleich zur DIN 1054:1976-11 ermöglichen. Definition 2 berücksichtigt einen Bezugswiderstand ohne Streuungsfaktor, während bei Definition 3 der Streuungsfaktor im Bezugspfahlwiderstand enthalten ist. Für Vergleichsrechnungen wurden die angenommenen Messwerte des Pfahlwiderstandes nach Tabelle 8 zu Grunde gelegt. Die Bilder 1 und 2 zeigen, dass sich mit diesen jeden für sich sinnvollen Sicherheitsdefinitionen sehr unterschiedliche globale Sicherheitsniveaus ergeben, obwohl allen die gleichen Zahlenwerte und damit auch die gleiche zulässigen Einwirkungen F_k zu Grunde liegen.

Tabelle 7 Sicherheitsdefinitionen der Globalen Sicherheit

DIN 1054:1976-11	DIN 1054:2005-01	EC 7-1
$\eta_1 = \frac{Q_g(\text{maßg.})}{\text{zul } Q} = \frac{R_{1,k}}{F_k}$	$\eta_1 = \frac{Q_g(\text{maßg./DIN 1054 alt})}{F_k(\text{DIN 1054 neu})}$	$\eta_1 = \frac{Q_g(\text{maßg./DIN 1054 alt})}{F_k(\text{EC 7})}$
$\eta_2 = \frac{Q_g(\text{Mittel})}{\text{zul } Q} = \frac{\bar{R}_{1,m}}{F_k}$	$\eta_2 = \frac{\bar{R}_{1,m}}{F_k(\text{DIN 1054 neu})}$	$\eta_2 = \frac{\bar{R}_{1,m}}{F_k(\text{EC 7})}$
$\eta_3 = \frac{Q_g(\text{Mittel})}{\text{zul } Q} = \frac{\bar{R}_{1,m}}{F_k}$	$\eta_3 = \frac{R_{1,k}(\text{DIN 1054 neu})}{F_k(\text{DIN 1054 neu})}$	$\eta_3 = \frac{R_{1,k}(\text{EC 7})}{F_k(\text{EC 7})}$

Tabelle 8 Messwerte der Pfahlwiderstände für die Zahlenbeispiele nach Bild 1 und 2

Nr.	Messwert des Pfahlwiderstandes [MN]		Mittelwert [MN]	Variationskoeffizient
	$R_{m,1}$	$R_{m,2}$		
1	975	1025	1000	0,04
2	950	1050	1000	0,07
3	925	1075	1000	0,11
4	900	1100	1000	0,14
5	875	1125	1000	0,18
6	825	1175	1000	0,25
7	815	1185	1000	0,26
8	700	1300	1000	0,42
9	690	1310	1000	0,44
10	600	1400	1000	0,57

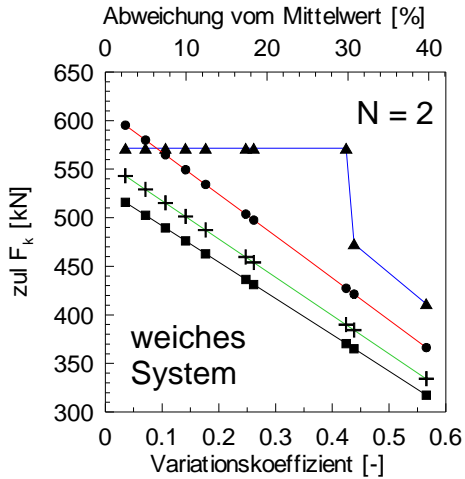
In den Bildern 1a und 2a sind die zulässigen Einwirkungen nach DIN 1054:2005-01 mit den Streuungsfaktoren nach Tabelle 9 dargestellt. Die Bilder 1b und 2b zeigen die zulässigen Setzungen nach Zahlenwerten DIN EN 1997-1 Verfahren 2 und den Streuungsfaktoren nach Tabelle 10. In den Bildern 1c und 2c wurden die zulässigen Einwirkungen mit den Zahlenwerten eines ersten möglichen Vorschlages für die den Nationalen Anhang aufgetragen. Die Zahlenwerte der Streuungsfaktoren sind in Tabelle 11 aufgeführt. Dabei wurde versucht, sich an den zulässigen Einwirkungen von DIN 1054:1976-11 zu orientieren.

Tabelle 9 Streuungsfaktoren nach DIN 1054:2005-01

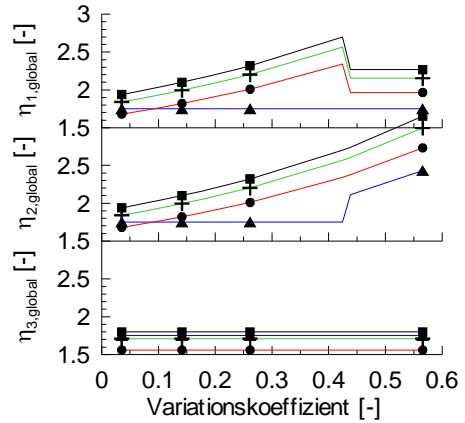
Zahl der Probelastungen N	Streuungsfaktor ξ		
	Mittelwert \bar{R}_{1m} ^a		Kleinstwert $R_{1m,min}$
Spalte 1	Spalte 2	Spalte 3	Spalte 4
	$s_N / \bar{R}_{1m} = 0$	$s_N / \bar{R}_{1m} = 0,25$	
1	–	–	1,15
2	1,05	1,10	1,05
>2	1,00	1,05	1,00

^a Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden

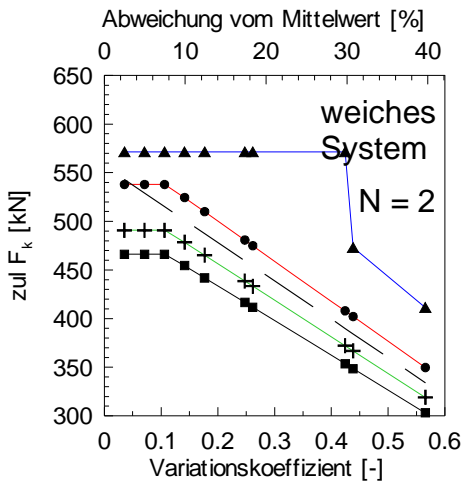
a)



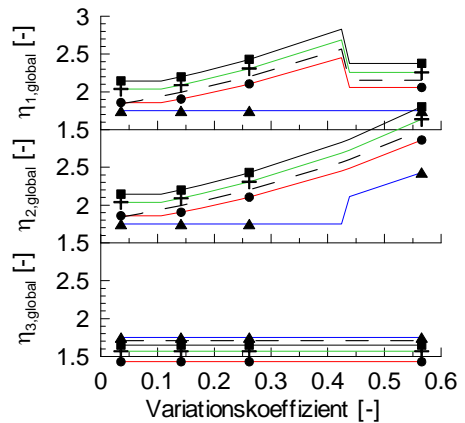
DIN 1054:2005-01



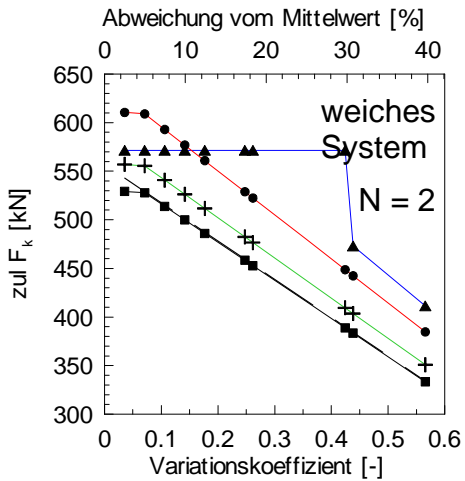
b)



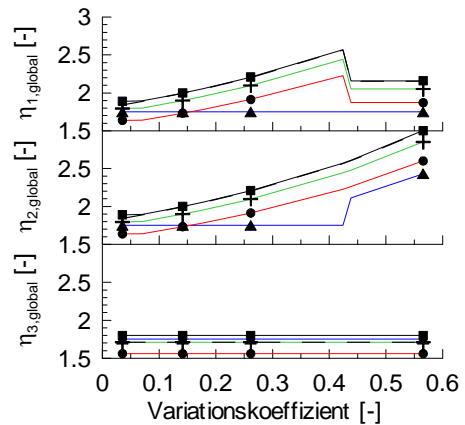
DIN EN 1997-1 (EC 7-1)



c)



Vorschlag für Nationalen Anhang



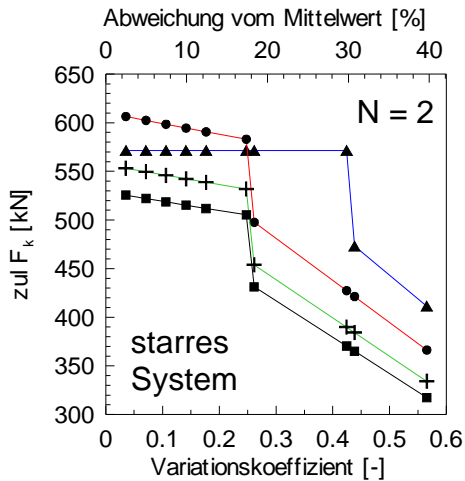
DIN 1054:1976-11
 DIN 1054:2005-01
 mit $\gamma_{G,\alpha} = 1,425$

$\gamma_G = 1,30$
 $\gamma_{G,\alpha} = 1,425 [(\gamma_G + \gamma_\alpha)/2]$
 $\gamma_\alpha = 1,50$

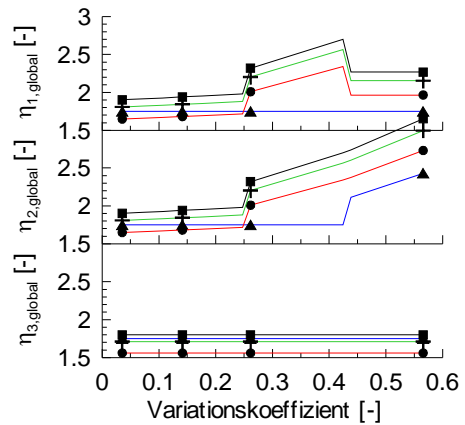
Bild 1:

Zulässige Einwirkungen und globale Sicherheiten für ein weiches System bei zwei Pfahlprobelastungen für unterschiedliche Einwirkungskombinationen a) nach DIN 1054:2005-01 und b) nach DIN EN 1997-1 c) Vorschlag Nationaler Anhang in Anlehnung an DIN 1054

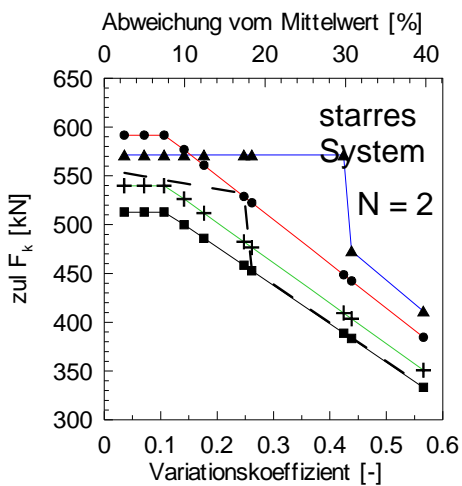
a)



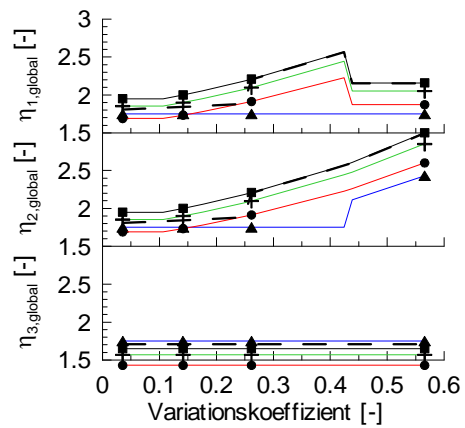
DIN 1054:2005-01



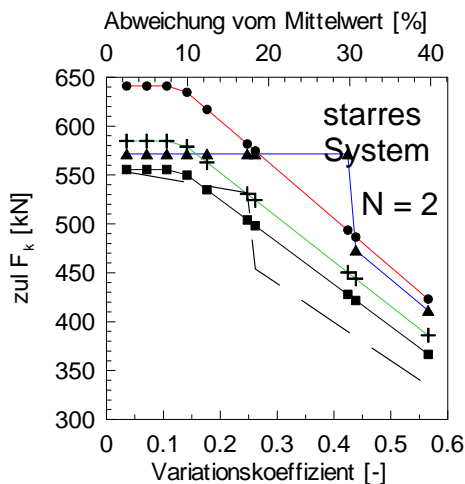
b)



DIN EN 1997-1 (EC 7-1)



c)



Vorschlag für Nationalen Anhang

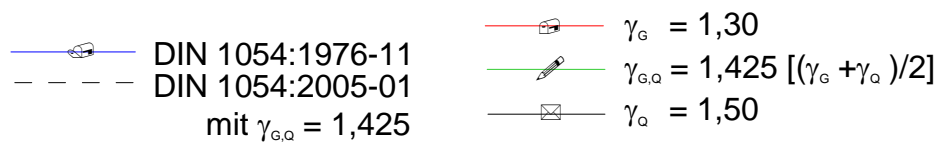
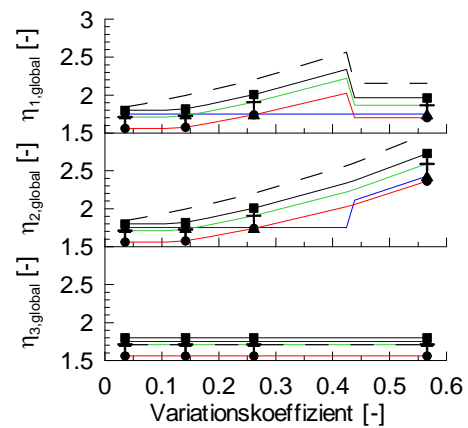


Bild 2:

Zulässige Einwirkungen und globale Sicherheiten für ein starres System bei zwei Pfahlprobelastungen für unterschiedliche Einwirkungskombinationen a) nach DIN 1054:2005-01 und b) nach DIN EN 1997-1 c) Vorschlag Nationaler Anhang in Anlehnung an DIN 1054

Tabelle 10 Streuungsfaktoren nach DIN EN 1997-1

	N = 1	N = 2	N = 3
ξ_1	1,40	1,30	1,20
ξ_2	1,40	1,20	1,05

Tabelle 11 Erster möglicher Vorschlag für Streuungsfaktoren für den Nationalen Anhang

	N = 1	N = 2	N = 3
ξ_1	1,15	1,05	1,00
ξ_2	1,150	1,00	0,95

In den Bildern 1 und 2 liegt nach DIN EN 1997-1 ein Teilsicherheitsbeiwert für Widerstände von $\gamma_R = 1,10$ und nach DIN 1054-2005-01 sowie dem derzeitigen Vorschlag zum Nationalen Anhang von $\gamma_R = 1,20$ zugrunde.

In DIN 1054:1976-11 ist bei mehreren Pfahlprobelastungen zunächst vom Mittelwert der Pfahlprobelastungsergebnisse auszugehen. Weichen aber der kleinste oder größte Wert mehr als 30 % vom Mittelwert ab, so ist der Kleinstwert der Pfahlprobelastungen maßgebend, wobei dieser um 20 % erhöht werden darf. Diese Festlegung führt zu den in den Bildern 1 und 2 vorhandenen Sprüngen für den Graphen nach DIN 1054:1976-11.

Nach dem Teilsicherheitskonzept werden für ständige und veränderliche Einwirkungen unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt. Um dieses zu berücksichtigen wurden in den Bildern 1 und 2 drei Einwirkungskombinationen betrachtet:

- nur ständige Einwirkungen mit $\gamma_F = \gamma_G = 1,30$
- ständige und veränderliche Einwirkungen in gleicher Höhe mit $\gamma_F = (\gamma_G + \gamma_Q) / 2 = (1,30 + 1,50) / 2 = 1,425$
- nur veränderliche Einwirkungen mit $\gamma_F = \gamma_Q = 1,50$

Je nach Einwirkungskombination ergeben sich mit diesen Teilsicherheitsbeiwerten deutlich unterschiedlichen zulässige Einwirkungen, so dass eine generelle Übereinstimmung zu den Ergebnissen nach DIN 1054:1976-11 nicht erreicht werden kann.

Schon diese wenigen Zahlenbeispiele zeigen, dass die Einhaltung eines einheitlichen Sicherheitsniveaus, welches dem alten nach DIN 1054:1976-11 entspricht, kaum möglich ist. Die Vorgehensweise nach DIN EN 1997-1 weist zunächst den Vorteil eines kontinuierlichen Verlaufes der zulässigen Einwirkung auf, bei der es nicht wie in DIN 1054 (alt und neu) zu Sprüngen kommt. Bei der Festlegung des Teilsicherheitsbeiwertes gilt es zu überlegen, ob dem Vorschlag nach DIN EN 1997-1 mit $\gamma_R = 1,10$ gefolgt werden soll oder an dem bisherigen Wert nach DIN 1054:2005-01 mit $\gamma_R = 1,20$ festgehalten wird. Die stark abweichenden globalen Sicherheiten je nach Wahl der Sicherheitsdefinition zeigen, dass die zulässige Einwirkung als maßgebliche Bezugsgröße zur Beurteilung des Sicherheitsniveaus betrachtet werden sollte.

Insgesamt gibt es einen erheblichen Diskussionsbedarf zur Festlegung der nationalen Zahlenwerte im Nationalen Anhang zur DIN EN 1997-1. Erst wenn die reguläre Vorgehens-

weise bei statischen Pfahlprobebelastungen festgelegt ist, können nachlaufend Angaben für dynamische Probebelastungen und Erfahrungswerte erarbeitet werden.

4 Zugpfahlgruppen und verankerte Auftriebssohlen

4.1 Regelungen der DIN 1054:2005-01 und DIN EN 1997-1

Beim Nachweis von Zugpfahlgruppen sind grundsätzlich zwei Grenzfälle zu unterscheiden. Zum einen muss das Versagen des Einzelpfahles durch Herausziehen aus dem Boden ausgeschlossen werden, zum anderen muss die Tragfähigkeit der gesamten Pfahlgruppe nachgewiesen werden, wobei das Anheben des Bodenblockes mit den Pfählen betrachtet wird. Dabei unterscheidet sich in den beiden Normen die geometrische Definition dieses Bodenblockes.

Nach DIN 1054:2005-01 ist der Bodenblock als eine vom Pfahlfuß ausgehende Pyramide festgelegt, die in einem Quader mit den Pfahlabständen als Seitenlängen übergeht, siehe Bild 3 a. Die Höhe der Pyramide ist vom Reibungswinkel φ' des Bodens abhängig. Für die gesamte Pfahlgruppe ergibt sich der angehängte Bodenblock als die Summe der Einzelpfahlbodenkörper.

Nach DIN EN 1997-1 wird entlang der Außenkante der Gründungkörper eine umhüllende Linie angesetzt. Der angehängte Bodenblock besteht aus dem Boden und Gründungselementen, die sich innerhalb dieser Umhüllenden befinden. Den Gründungkörper überlagernde Bodenschichten werden dabei mit zum Bodenblock gerechnet, siehe Bild 3 b.

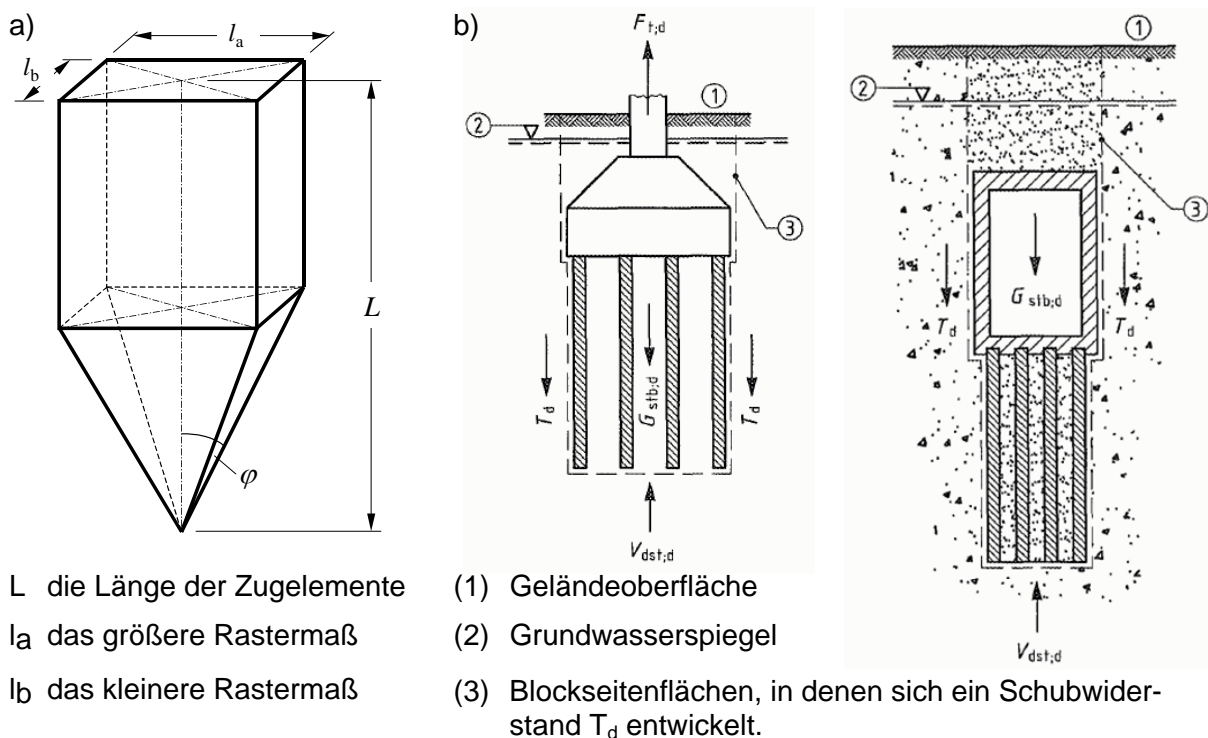


Bild 3: Definition des angehängten Bodenkörpers beim Nachweis von Zugpfahlgruppen nach a) DIN 1054 und b) DIN EN 1997-1

Die anzusetzende Gewichtskraft des Bodenblockes hängt von den geometrischen Abmessungen der Gründung ab (Pfahllänge, -abstand und -anzahl). Diese drei Größen beeinflussen die Gewichtskraft des Bodenblockes derart, dass die Änderung eines Parameters sich nicht grundsätzlich bei dem Ansatz einer der beiden Normen günstiger auswirkt. Hingegen wirken sich größere Pfahldurchmesser günstig nach DIN EN 1997-1 aus, größere Reibungswinkel begünstigen dagegen die Gewichtskraft nach DIN 1054.

Der Nachweis gegen Abheben des angehängten Bodenblockes wird nach DIN 1054 im Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit GZ 1A geführt. Dabei werden günstige ständige Einwirkungen abgemindert, ungünstige ständige und veränderliche Einwirkungen werden einfach angesetzt, siehe auch Tabelle 12. In der Grenzzustandsgleichung werden die stabilisierenden Einwirkungen den destabilisierenden Einwirkungen gegenübergestellt, siehe Gleichung (5). Widerstände treten hierbei definitionsgemäß nicht auf und werden als stabilisierende Einwirkungen betrachtet.

$$G_{k,dst} \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} + G_{E,k} \cdot \gamma_{G,stb} \quad (5)$$

Nach DIN EN 1997-1 wird der Nachweis des Abhebens des Bodenblockes im Grenzzustand UPL geführt. Hierbei werden ebenfalls die destabilisierenden Einwirkungen den stabilisierenden Einwirkungen gegenübergestellt, siehe Gleichung (6). Die anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 12 entsprechen sich bei ständige Einwirkungen in beiden Normen. Für ungünstige veränderliche Einwirkungen muss nach DIN EN 1997-1 ein gegenüber DIN 1054 höherer Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{Q,dst} = 1,50$ angesetzt werden.

$$F_{dst,k} \cdot \gamma_{dst} + V_{dst,k} \cdot \gamma_{dst} \leq G_{stb,k} \cdot \gamma_{stb} \quad (6)$$

Im Abschnitt 4.2 werden diese beiden Vorgehensweisen anhand von Zahlenbeispielen miteinander verglichen. Beim Nachweis des Einzelpfahles gegen Herausziehen ergeben sich die bereits diskutierten Unterschiede zwischen den beiden Normen bzgl. der Kombination unterschiedlicher Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren, siehe Abschnitte 2.

Tabelle 12 Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen für den Grenzzustand GZ 1A nach DIN 1054 und UPL nach DIN EN 1997-1

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	DIN 1054			DIN EN 1997-1
		Lastfall			
		LF 1	LF 2	LF 3	
Günstige ständige Einwirkung	$\gamma_{G,stb}$	0,90	0,90	0,95	0,90
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,dst}$	1,00	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,00	1,00	1,00	1,50

4.2 Zahlenbeispiel zum Nachweis gegen Abheben einer Zugpfahlgruppe

In Abschnitt 3.1 sind die beiden Definitionen für den angehängten Bodenkörper nach DIN 1054 und DIN EN 1997-1 für den Nachweis gegen Abheben einer Pfahlgründung

beschrieben. Es zeigt sich jedoch, dass beide Definitionen unabhängig von der Pfahlgruppengeometrie und der Bodenart vergleichbare Ergebnisse liefern, siehe Bild 4.

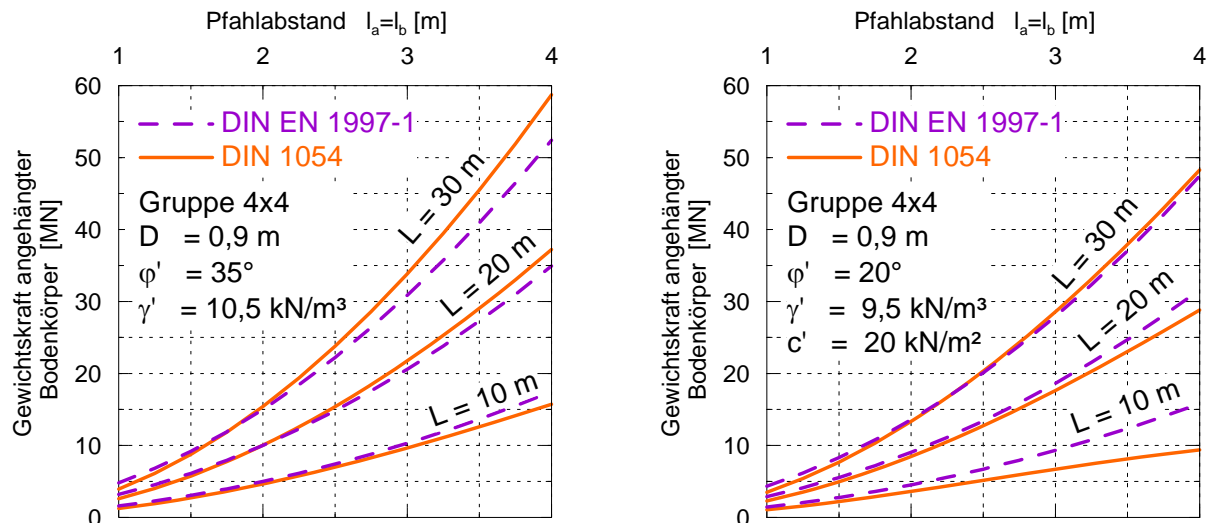


Bild 4: Beispiel zur Entwicklung der Gewichtskraft des angehängten Bodenkörpers mit dem Pfahlabstand für unterschiedliche Pfahllängen

Weiterhin soll das Sicherheitsniveau beider Normen bei diesem Nachweis verglichen werden. Dazu wird die jeweilige Grenzzustandsbedingung nach der ungünstigen Einwirkung umgestellt und somit die noch zulässige charakteristischen Einwirkung $F_{k,zul}$ bestimmt:

$$F_{k,zul} = \frac{G_{E,k} \cdot \gamma_{stb}}{\gamma_{dst}} \quad (\text{nach DIN 1054, Gleichung 34}) \quad (7)$$

$$F_{k,zul} = \frac{G_{stb,k} \cdot \gamma_{stb} - V_{dst,k} \cdot \gamma_{dst}}{\gamma_{dst}} \quad (\text{nach DIN EN 1997-1, Gleichung 2.8}) \quad (8)$$

In diesem Beispiel wird nur das Gewicht des Bodenkörpers als widerstehende Größe angesetzt, weitere günstige, lotrecht nach unten wirkende Größen werden nicht angenommen. Für die ungünstig wirkenden Einwirkungen werden drei Fälle betrachtet, die Gesamteinwirkung besteht lediglich aus ständigen oder veränderlichen Einwirkungen oder beide Anteile kommen in selber Höhe vor. Die Teilsicherheitsbeiwerte werden entsprechend Tabelle 12 angesetzt.

Es zeigt sich, dass sich für den Nachweis des Abhebens von Zugpfahlgruppen nach DIN EN 1997-1 geringere zulässige Einwirkungen ergeben, siehe Bild 5. Dies ist im abweichenden Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige veränderliche Einwirkungen von $\gamma_{Q,dst} = 1,50$ nach DIN EN 1997-1 gegenüber $\gamma_{Q,dst} = 1,00$ nach DIN 1054 begründet. Damit ergibt sich unter ausschließlich ständigen ungünstigen Einwirkungen ein vergleichbares Sicherheitsniveau zwischen den beiden Normen, während beim Auftreten von veränderlichen ungünstigen Einwirkungen das Vorgehen nach DIN 1054 wirtschaftlicher ist.

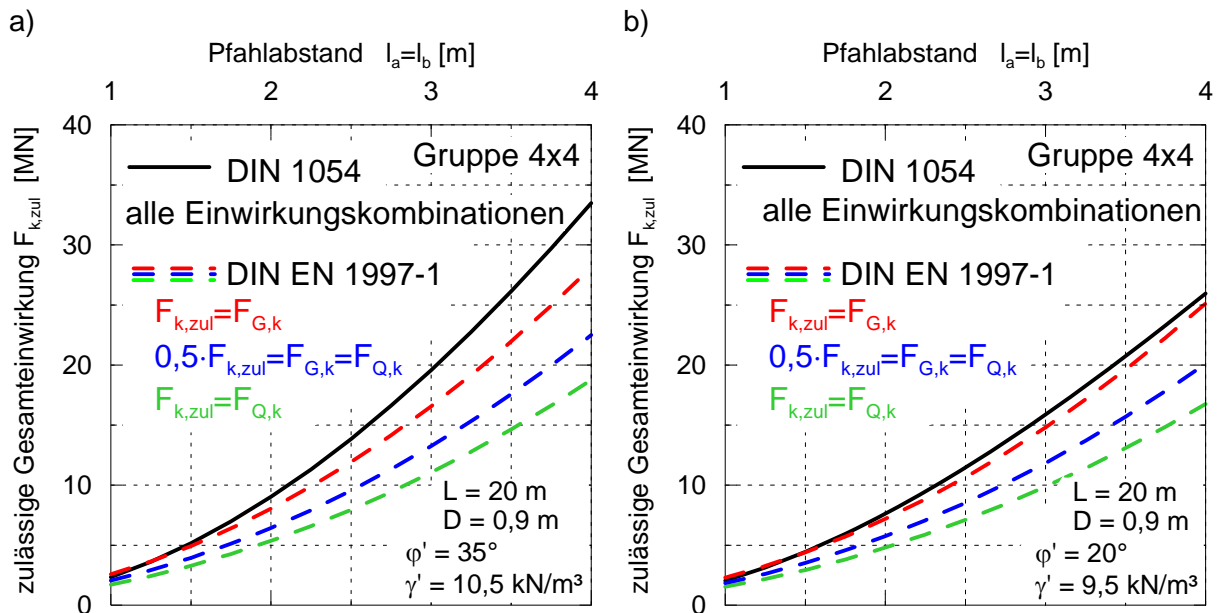


Bild 5: Beispiel zur Entwicklung der zulässigen Gesamteinwirkung mit dem Pfahlabstand beim Nachweis gegen Abheben des Bodenkörpers bei a) nichtbindigen und b) bindigen Böden für unterschiedliche Verhältnisse von ständigen und veränderlichen Einwirkungen

5 Literatur

- Kempfert, H.-G., Rudolf, M. (2005): Vergleichende Darstellung der Pfahlbemessung in DIN 1054 und DIN EN 1997-1 (EC 7) sowie Entwicklung der nationalen Anwendung, Pfahlsymposium 2005, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 80, S. 271-292
- Kempfert, H.-G. (2003): Sicherheitsnachweise für Pfahlgründungen. Im Tagungsband: Geotechnik-Seminar in München, 17. Oktober 2003, DIN 1054 – neu

Die Bedeutung der DIN 4020 im Baurecht

Prof. Dr. jur. Klaus Englert

Honorarprofessor für Baurecht an der FH Deggendorf
Mitarbeiter im Normungsausschuss DIN 4020

Dr. jur. Bastian Fuchs, LL. M.

Lehrbeauftragter für Baurecht an der Universität der Bundeswehr München
Vorstandsmitglied des CBTR, Centrum für
Deutsches und Internationales Baugrund- und Tiefbaurecht e.V.

I. Der „Baugrund“ als unverzichtbares Baumedium und seine treffende Beschreibung

„**Ohne Grund und Boden geht das Bauen nicht.**“¹ Dieser Satz, dem in der Praxis ein dickes Ausrufezeichen angefügt werden müsste, stammt aus der Feder von *Prof. Hermann Korbion*, dem langjährigen Vorsitzenden Richter am OLG Düsseldorf, der im Jahre 1999 viel zu früh verstarb. Er war der Vordenker und Lenker des deutschen Baurechts in der 2. Hälfte des 20. Jahrhunderts und einer der ersten Juristen, die dem Baugrund ein besonderes Augenmerk widmeten. Die einleitende Feststellung birgt eine fundamentale Aussage: Jede Bauleistung steht in Wechselwirkung mit dem Baugrund. Ein einfaches, wenn auch theoretisches Beispiel dazu: Die Anbringung des Wetterhahnes als Schlusspunkt einer Gebäudeerrichtung kann das berühmte Fass zum Überlaufen bzw. den Grundbruch des gesamten Bauwerks mit sich bringen, wenn die Tragfähigkeit des Bodens zur Aufnahme der um das Gewicht des Hahnes erhöhten Lasten aus dem Gebäude nicht mehr ausreichend ist. Trotz dieser nachvollziehbaren Erkenntnis, dass der Baugrund – dessen Wortinhalt sich im „Baugrundstück“ und damit wiederum „in Grund und Boden“, also insoweit inhaltlich übereinstimmend mit § 94 Absatz 1 Satz 1 BGB findet – im doppelten Sinne des Wortes das „Fundament“ eines jeden Bauwerks bildet, wird seine technische Bedeutung im Baurecht unter den Aspekten der „Erfolgshaftung“ oft nicht hinreichend gewürdigt.

Dies beginnt bereits bei der Ausschreibung: Die Vorgaben für eine richtige Ausschreibung und damit Kalkulation werden häufig, wenn sie dem Bauherrn oder dessen Architekturbüro überhaupt bekannt sind, dann oft in ihrer Bedeutung zumindest verkannt. Und nicht wenige Gerichte folgen dem Credo des „Risikoübergangs“ für den Baugrund mit Vertragsunterzeichnung, ohne die für den Baugrund tatsächlich vorliegenden Ausschreibungsregeln einerseits sowie die rechtlichen Grundsätze andererseits zu berücksichtigen. Dies betrifft an vorderster Stelle die Beschreibung der Baugrundverhältnisse als notwendige Vorgabe zur Kalkulation und damit Angebotslegung.

¹ Vorwort zu Englert/Grauvogl/Maurer, Handbuch des Baugrund- und Tiefbaurechts, 1. Aufl. 1993 (3.Aufl. 2004), Werner-Verlag, Düsseldorf;

1. Was ist „Baugrund“?

Der Begriff „Baugrund“ ist mehrdeutig. Einmal wird damit – umgangssprachlich – ein Grundstück bezeichnet, auf dem ein Bauwerk errichtet wurde oder werden kann, kurz als „Baugrundstück“ bezeichnet. Zum anderen handelt es sich um einen Definitionsbegriff, der in maßgeblicher Weise im Abschnitt 3.1 der DIN 4020² (Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke) aufgeführt ist³:

„3.1 Baugrund

Boden bzw. Fels einschließlich aller Inhaltsstoffe (z.B. Grundwasser und Kontaminationen), in und auf dem Bauwerke gegründet bzw. eingebettet werden sollen bzw. sind, oder der durch Baumaßnahmen beeinflusst wird.“⁴

Vereinfacht ausgedrückt: Alles, was sich unterhalb der Grasnarbe bzw. der sichtbaren Fläche befindet, gleichgültig in welcher Tiefe und welcher Ausdehnung, ist „Baugrund“ oder „Gebirge“ – also das Medium, dem die Rolle des „Bauwerk-Trägers“ oder der „Bauwerks-Einbettung“ zukommt.

Damit ist ein weiteres Phänomen angeschnitten: „Unterhalb“ des Einsehbaren ist das Uneinsehbare, das oft Unerwartete, Überraschende, von Bergleuten in den respektvollen Ausspruch verpackt: „Vor der Hacke ist es dunkel.“⁵

„Baugrund“ ist damit letztlich etwas Geheimnisvolles, am Ende niemals alle Facetten seiner Beschaffenheit und Reaktionsmöglichkeiten preisgebend. Und so tappen Auftragnehmer und Auftraggeber, Architekten und Ingenieure, Tragwerksplaner und Baugrundgutachter (besser: Sachverständige für Geotechnik gem. DIN 4020, Abschnitt 5.2) oftmals nicht nur beim Planungsbeginn und bei der Bauausführung, sondern ebenso lange nach Abschluss und Abnahme einer Baumaßnahme hinsichtlich dieses Mediums im Dunkeln und oftmals auch in die Falle: Der „Schiefe Turm von Pisa“ oder die „Innbrücke bei Kufstein“ stellen dafür prominente Beispiele dar, denen eine Vielzahl setzungsgeschädigter oder durch die Auswirkung von Kontaminationen – etwa das Ausgasen von Altdeponien⁶ – unbrauchbar gewordener Bauwerke hinzugefügt werden können.⁷

² Ausgabe 2003-09 mit Beiblatt 1, Ausgabe 2003-10, Stand 2005-03.

³ Ausführlich zur Thematik Baugrund: *Englert/Grauvogl/Maurer*, Handbuch des Baugrund- und Tiefbaurechts, 3. Aufl. 2004.

⁴ Dazu ergänzt das Beiblatt 1 zur DIN 4020 im Abschnitt „Zu 3.1“: „*Im Hohlraumbau wird für die Benennung „Baugrund“ synonym die Benennung „Gebirge“ verwendet. Boden und Fels können gewachsen oder geschüttet sein.*“

⁵ Spezialtiefbauer drücken dies drastischer aus: „Hinter der Schaufel wohnt der Teufel!“

⁶ Vgl. dazu etwa das wegweisende Urteil des OLG München IBR 2004, 7 (Problematik Baugrund- und Systemrisiko).

⁷ Vgl. dazu etwa die drastischen Beispiele in: *Hilmer/Knappe/Englert*, Gründungsschäden, Fraunhofer IRB Verlag, 2004; zum Turm von Pisa: *Veder*, Sanierungsvorschlag für den Schiefen Turm von Pisa, in: *Der Bauingenieur* 1975, 204 ff.

Weil diese mangelnde Einsehbarkeit des Baugrunds, aber auch die nicht wegdenkbare Notwendigkeit dieses Mediums als „Grundlage“ – wiederum im doppelten Sinne – eines jeden Bauwerks seit Menschengedenken bekannt ist, lassen sich auch schon frühe Zeugnisse für den Umgang mit diesem Wissen finden.⁸ Von der Einschränkung des Tiefbaus „bis Spatenbreite“ über den „Tod des Baumeisters“ bis hin zur „Richter-Erlaubnis“ finden sich alle Variationen letztlich der Hilflosigkeit in der Bewältigung der naturgeschichtlich vorgegebenen Bestandteile der Erdkruste (Boden, Fels, Wasser) mit allen ihren physikalischen, chemischen und mechanischen Besonderheiten, die durch Menschenhand (Bergbau; Auffüllungen; Abtrag etc.) oft noch verstärkt wurden.

In Kenntnis dieser Unmöglichkeit exakter Untersuchung und Beschreibung des Baugrunds entwickelte die Technik gerade im ausgehenden 20. Jahrhundert, als die Inanspruchnahme von Baugrund auch in große Tiefen im Hinblick auf die immer wertvoller, da auch knapper werdende Ressource „Bau-Land“, aber auch eine ständig aufwändigere Infrastruktur mit U-Bahnen, Tunneln oder Schifffahrtsstraßen unverzichtbar wurde, ein umfassendes Regelwerk⁹ zur Erkundung und Beschreibung von Baugrund. Die Hauptnorm dafür stellt die im Normungsausschuss unter ihrem unermüdlichen Obmann *Paul von Soos* überarbeitete¹⁰ und im September 2003 neu veröffentlichte – wenn auch letztlich unverständlicher Weise doch nicht bauaufsichtlich eingeführte -

2. DIN 4020 als „Baugrund-Bibel“

dar. Im Abschnitt 4.1 (Notwendigkeit der geotechnischen Untersuchungen) wird etwas Selbstverständliches, für viele Bauherren, Architekten, Ingenieure und Bauunternehmer dennoch nicht immer Geläufiges vorgegeben:

„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.“

Die Formulierung ist eindeutig: „Muss“ heißt nicht „Soll“. Und der „Aufbau“ von Boden und Fels umfasst ebenso z.B. Schichtstärken und – folgen wie etwaige Einschlüsse (etwa in Form von Ton-, Torf- oder Sandlinsen, aber auch Kontaminationen etwa aus Rückständen

⁸ Zur Tiefbau-Geschichte näher: *Englert/Grauvogl/Maurer*, Handbuch des Baugrund- und Tiefbaurechts, 3. Aufl. 2004, Rn. 2 ff.; *Buja*, Handbuch des Spezialtiefbaus, 2. Aufl., Werner-Verlag, 2002; ebenso für den US-amerikanischen Bereich: *Bruner and O'Connor*, Construction Law, Kapitel 14 (zum Baugrund- und Systemrisiko im US-amerikanischen Baugrundrecht mit weiteren Nachweisen), verfügbar, wenn auch gebührenpflichtig online über www.westlaw.com.

⁹ Vgl. nur die Übersicht bei *Englert/Grauvogl/Katzenbach*, in: Beck'scher VOB-Kommentar, Teil C, DIN 18299, Rn. 38 – 39.

¹⁰ Vorläufer-Fassung: 1990 – 10.

von Tankstellen, chemischen Reinigungen oder Fabriken bzw. durch Kampfmittel). Die „Beschaffenheit“ schließlich bezieht sich auf die Boden- oder Gebirgsklassen, aber auch z.B. auf die Lagerungsdichten. Beide „Kenntnisbereiche“ zusammen bezeichnet die VOB/A mit dem übergeordneten Begriff „Bodenverhältnisse“ (vgl. § 9 Nr.3 Abs.3), denen die „Wasserverhältnisse“ ebenbürtig und keinesfalls vernachlässigbar beigelegt sind.

„Ausreichend bekannt“ beinhaltet mit Blick auf die Vorgabe des Abschnittes 4.2 der DIN 4020 die Einschränkung, dass immer nur für und bis zum untersuchten Bereich – also eigentlich nur einen Bruchteil des Baugrundstücks – eine „sichere Beurteilung“ möglich ist. Für den (überwiegenden) Teil aber verbleibt es beim „Baugrundrisiko“. Denn nur im jeweiligen Schürfbereich oder im Bereich der Bohrkern-Gewinnung kann tatsächlich „in den Baugrund gesehen“ werden – ohne damit zu wissen, wie es „darum herum“ aussieht: Liegt der Zünder des Bomben-Blindgängers wenige Zentimeter neben der Schürfgrube? Senkt sich der Felshorizont unmittelbar abseits der Granitkerngewinnung ab? Liegt der Grundwasser-Leiter wenige Zentimeter unterhalb der Aufschlussbohrung? Diese – und nahezu unendlich viele vergleichbare Fragen – stellt die Praxis täglich. Deshalb gibt dazu DIN 4020 vor:

„4.2 Bewertung der geotechnischen Untersuchungen

Aufschlüsse in Boden und Fels sind als Stichprobe zu bewerten. Sie lassen für zwischenliegende Bereiche nur Wahrscheinlichkeitsaussagen zu, so dass ein Baugrundrisiko verbleibt.“

Die Definition des Begriffes „Baugrundrisiko“ findet sich dazu im Abschnitt 3.5 der DIN 4020:

„Baugrundrisiko

ein in der Natur der Sache liegendes, unvermeidbares Restrisiko, das bei Inanspruchnahme des Baugrunds zu unvorhersehbaren Wirkungen bzw. Erschwernissen, z.B. Bauschäden oder Bauverzögerungen, führen kann, obwohl derjenige, der den Baugrund zur Verfügung stellt, seiner Verpflichtung zur Untersuchung und Beschreibung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse nach den Regeln der Technik zuvor vollständig nachgekommen ist und obwohl der Bauausführende seiner eigenen Prüfungs- und Hinweispflicht Genüge getan hat.“

Vereinfacht ausgedrückt: Wenn alle Baubeteiligten alles richtig machen, dennoch aber z.B. ein Findling, eine Torfschicht oder ein unvorhersehbar dicht gelagerter Sand zu Mehraufwendungen, Mängeln oder Schäden führen, dann verwirklicht sich das Baugrundrisiko – wobei es an dieser Stelle noch nicht darauf ankommen soll, wer dieses zu tragen hat.

Dass die Baugrunderkundung vergleichbar der Suche nach der Nadel im Heuhaufen ist, erhellt ein Blick in den „Kommentar“ zur DIN 4020, nämlich das Beiblatt 1¹¹. Hier findet sich eine Erläuterung zur Baugrund-Problematik wie folgt:

„Zu 3.5

Der Begriff Baugrundrisiko ist hier im Sinne eines unvermeidbaren Restrisikos eng gefasst. Die Ursache für das Baugrundrisiko (= unvermeidbares Restrisiko) liegt in der beschränkten Aussagefähigkeit der geotechnischen Untersuchungen und daran, dass der Baugrund einschließlich seiner Inhaltsstoffe ein inhomogener, von der Natur vorgegebener Werkstoff ist, der in seiner Gesamtheit nur näherungsweise erkundet und mit technischen Modellbildungen (z.B. geometrische Annahmen und mechanische Eigenschaften für Standsicherheitsnachweise und Setzungs-berechnungen) beschrieben werden kann.“

Weiter führt das lesenswerte – in der Praxis aber meist unbeachtet bleibende – Beiblatt 1 zur DIN 4020 unter den Abschnitten „Zu 4.1“ und „Zu 4.2“ auf:

„Zu 4.1

Aufgabe der geotechnischen Untersuchung von Boden und Fels als Baugrund ist es, die Unsicherheiten der Kenntnis des Baugrunds im Hinblick auf ein Projekt einzugrenzen. Bereits die Kenntnis der geologischen Zusammenhänge gibt Hinweise auf wichtige zu erwartende Probleme und Wege zu deren Aufklärung.“

„Zu 4.2

Ein Baugrundrisiko kann auch durch eingehende geotechnische Untersuchungen nicht völlig ausgeschaltet werden, da die Werte der Baugrundkenngrößen streuen, eng begrenzte Inhomogenitäten des Baugrunds nicht restlos zu erfassen sind und manche Eigenschaften des Baugrunds mit angemessenem Aufwand nicht festgestellt werden können.

Die Wahrscheinlichkeit einer Aussage über den Aufbau oder bestimmte für die geotechnische Beurteilung maßgebliche Eigenschaften von Boden und Fels wächst mit dem Untersuchungsumfang, d.h. mit der Anzahl der Aufschlüsse und nimmt ab mit der Wechselhaftigkeit des Baugrunds. Sie wird durch die Wahl und Kombination zweckmäßiger Untersuchungsverfahren erhöht und kann durch mangelnde Kenntnis geologischer Zusammenhänge und mangelnde örtliche Erfahrung eingeschränkt sein. Die Wahrscheinlichkeit, dass durch geotechnische Untersuchungen statistisch „seltene Ereignisse“, wie die Einlagerung von Blöcken, Hohlräumen oder kurzfristige Veränderungen von Wasserverhältnissen, erfasst werden, ist sowohl vom Untersuchungsumfang als auch vom Untersuchungsverfahren abhängig.“

¹¹ Fassung 2003-10, Stand 2005-03.

Deshalb gibt Abschnitt 5.1 der DIN 4020 auch eindeutig für den Entwurfsverfasser – also in der Regel für den Architekten oder Ingenieur – vor:

„Der Entwurfsverfasser hat den Bauherrn rechtzeitig auf die Notwendigkeit einer geotechnischen Untersuchung hinzuweisen.“

Dieser – aus Beweisgründen möglichst schriftlich zu erbringende – Hinweis muss der späteste Auslöser für die im Abschnitt 5.1 DIN 4020, 2. Satz beschriebene Aktivität des Auftraggebers als Bauherr sein: **„Der Bauherr hat geotechnische Untersuchungen für den Entwurf rechtzeitig zu beauftragen und hierfür einen Sachverständigen für Geotechnik einzuschalten. Ergibt sich in der Ausführungsphase die Notwendigkeit, ergänzende geotechnische Untersuchungen auszuführen, so sind auch diese vom Bauherrn zu beauftragen.“**

Diese – technische – Verantwortungszuweisung zur Einschaltung eines Sachverständigen, der gem. Abschnitt 5.2 der DIN 4020 „*fachkundig und erfahren auf dem Gebiet der Geotechnik sein*“ muss, nicht aber der Bestellung durch eine Körperschaft des öffentlichen Rechts bedarf¹², findet ihren Grund insbesondere darin, dass es letztlich immer (auch) der Bauherr ist, der den Kopf in der Haftungsschlinge¹³, aber auch unter dem strafrechtlichen Damoklesschwert der Baugefährdung nach § 319 StGB, etwa durch Unterlassung der Herbeiführung einer ordnungsgemäßen Standsicherheitsuntersuchung, hat. Gerade diese Strafbestimmung führt zur wesentlichen Aussage für das gesamte Recht: Wer „anerkannte Regeln der Technik“ missachtet und dadurch Leib und Leben von Menschen gefährdet, wird hart bestraft. Und so schließt sich hier ein erster kleiner Kreis: Die DIN 4020 ist eine von vielen Komplementärnormen der DIN 1054¹⁴, die nicht nur bauaufsichtlich eingeführt, sondern für die Standsicherheit von Bauwerken von oberster Bedeutung ist. Da die vorgängige „regelgerechte“ geotechnische Untersuchung nach DIN 4020 aber Voraussetzung für „richtiges Rechnen“ und damit die Einhaltung der anerkannten Regeln der Technik ist, erhält die DIN 4020 auf diesem Wege doch noch, wenn auch auf einem Umweg, einen quasi bauaufsichtlich mit eingeführten Status. Dies wird von vielen Auftraggebern und deren (technischen und oft auch juristischen) Beratern jedoch – ebenso wie von den zuständigen Behörden - nur all zu leicht übersehen! Das Strafurteil ist dann nicht mehr weit – denn es genügt die abstrakte Gefährdung von Menschen, eine Vollendung ist nicht nötig!

¹² Anmerkung 1 zu Abschnitt 5.1 der DIN 4020.

¹³ Dies gilt nicht nur über die Verschuldenshaftung nach z.B. §§ 823 Abs.1; 823 Abs.2 i.V.m. 909 (Vertiefungsverbot) BGB, sondern insbesondere über das Rechtsinstitut des nachbarlichen Gemeinschaftsverhältnisses gem. § 906 BGB analog (dazu ausführlich und eindrücklich: *Fuchs, Bastian*, Die Zulässigkeit der Inanspruchnahme von Nachbargrundstücken bei der Ausführung von Tiefbauarbeiten, Baurechtliche Schriften Band 59, hrsg. von *Korbion + / Locher*, Werner-Verlag, Düsseldorf, 2004.

¹⁴ Baugrund – Sicherheitsnachweis im Erd- und Grundbau, Ausgabe 2005-01.

In Kenntnis dieser Strafbestimmung dürfte nicht mehr buchstäblich „am falschen Fleck gespart“ werden – insbesondere da die Folgen, angefangen von Todesfällen, wenn der als standfest angenommene und deshalb zum Verzicht auf eine Schalung verführende Kanalgraben einbricht, bis hin zum finanziellen Desaster bei der sich ergebenden Notwendigkeit etwa eines kompletten Bodenaustausches, häufig fatal sind.

Die Vorgabe der DIN 4020 hinsichtlich der Notwendigkeit einer Untersuchung des Baugrundes ist damit nicht nur konsequent, sondern letztlich sogar in einer volkswirtschaftlichen Dimension zu sehen:

Der bautechnischen und damit insgesamt für den gesamten Baubereich zukommenden, auch baurechtlichen Bedeutung der DIN 4020 entgegengesetzt scheint die Kenntnis der Baubeteiligten von dieser Norm zu sein. Dies wirkt sich bis in die Rechtsprechung aus. So etwa in einer Entscheidung des OLG Celle¹⁵. Eine Ausschreibung enthielt – immerhin – zum Baugrund die Vorgabe: *„Im allgemeinen kann bei den Erdarbeiten mit Boden der Bodenklassen 3 – 5 gerechnet werden“* (also eine technisch eindeutige Vorgabe). Weiter lautet die LV-Vorgabe dann: *„Über die Untergrundverhältnisse im Bereich liegen Sondierergebnisse vor. Vom Auftraggeber wird jedoch keine Gewähr dafür übernommen, dass die dargestellten Verhältnisse an allen Stellen so anzutreffen sind, wie sie aus den beigefügten Bohrprofilen ersichtlich sind.“* Als das beauftragte Tiefbauunternehmen von der Ausschreibung abweichenden Baugrund antrifft und deshalb erhebliche Mehrkosten hat, weigert sich der Auftraggeber zur Zahlung. Das Gericht gibt ihm mit der folgenden Argumentation – im Querlauf zur technischen Erkenntnis, dass Baugrund immer nur mit Wahrscheinlichkeitsangaben beschrieben werden kann – recht: Die Bauherrschaft habe mit ihrem Hinweis, dass sie keine Gewähr dafür übernehme, dass die dargestellten Verhältnisse an allen Stellen so, wie aus den Bohrprofilen ersichtlich, auch anzutreffen seien, *„für alle Bieter erkennbar und hinreichend zum Ausdruck gebracht, dass sie keine endgültige Bewertung der Bodenverhältnisse vornehmen, sondern diese Bewertung den fachkundigen Anbietern überlassen wollte.“*

Das Urteil ist gleich doppelt unrichtig: Zum einen die Vorgabe, dass „keine Gewähr“ dafür übernommen werden könne, dass der Baugrund in situ auch der Beschreibung entspricht, ist nichts, was besonders „erkennbar und hinreichend zum Ausdruck gebracht“ Ungewöhnliches bedeutet hätte: Es war genau die Wiederholung der in der DIN 4020 schon damals enthaltenen technischen Erkenntnis, dass Baugrundaufschlüsse und Beschreibungen immer

¹⁵ Urteil vom 14.11.1996 – Az.: 14 U 81/94 = IBR 1997, 280 = OLGR 97, 65.

nur „Stichproben“ mit Wahrscheinlichkeitscharakter, mithin Vorläufigkeitsangaben sind, die im Verlaufe der Bauausführung nach dem Motto, dass, wer aus dem Rathaus kommt, klüger ist, verifiziert werden müssen. Und ein zweiter Fehler: Auch der noch so fachkundige Anbieter kann nicht mehr oder anderes erkennen, als der Baugrundgutachter, dessen alleinige Aufgabe gerade die Untersuchung der Baugrundverhältnisse – in den von der Erdgeschichte sowie den naturwissenschaftlichen Grenzen bestimmten Wahrscheinlichkeitsangaben – ist.

Dementsprechend gibt es eine Vielzahl von obergerichtlichen Urteilen, die entsprechend dieser technischen Erkenntnis der letztlich nicht möglichen genauen Kenntnis des Aufbaus und der Eigenschaften des Baugrunds dem Auftragnehmer das Recht auf Vertrauen in die Baugrundangaben zusprechen. So hat das OLG Stuttgart der sog. „Angstklausel“ in Baugrundgutachten (z.B. „ Es ist nicht völlig auszuschließen, dass bei der Durchführung der Baumaßnahmen gewisse Abweichungen vom dargestellten Schichtenaufbau auftreten können.“) eine Abfuhr erteilt: Ein Baugrundgutachter darf unzureichende Untersuchungen nicht mit Hinweis auf die ohnehin in Fachkreisen bekannte Möglichkeit abweichend von den Untersuchungsergebnissen anzutreffender Baugrundverhältnisse „gesundbeten“. Und das OLG Hamm entschied klar¹⁶, dass ein Bauunternehmer Erschwernisse nicht einzukalkulieren hatte, wenn in der Ausschreibung eindeutige Bodenklassen vorgegeben werden. Wiederum das OLG Stuttgart¹⁷ befand im Hinblick auf das Antreffen von Kontaminationen, dass die insoweit zusätzlich aufzuwendenden Kosten vom Auftraggeber zu tragen sind, wenn im LV oder Baugrundgutachten entgegen den Vorgaben der VOB Teil C, DIN 18299, Abschnitt 3.3, keine Beschreibung dieser Schadstoffe erfolgt ist.

Dass jeder Bieter und auch jeder spätere Auftragnehmer sowohl aus einer vorvertraglichen Fürsorgepflicht nach §§ 241 Abs. 2; 311 Abs. 2, Nr. 1 BGB bzw. gem. §§ 3 Nr. 3; 4 Nr. 3 VOB/B bei der Unterlassung gebotener Bedenkenanmeldung nach § 280 Abs. 1 BGB zum Schadensersatz verpflichtet werden kann, wenn „ins Auge springende Fehler und Lücken“ im Rahmen der Ausschreibung – etwa beim Fehlen jeglichen Hinweises auf hydrologische Gegebenheiten (vgl. DIN 18299, Abschnitt 0.1.8 der VOB/C) – einen Hinweis oder „gehörige Nachfrage“ aufdrängen, oder der Auftragnehmer sog. „Boden-Alarmsignale“ während der Bauausführung nicht nur beachten, sondern auch über eine Bedenkenanmeldung dem Bauherrn zur Kenntnis bringen muss¹⁸, unterstreicht nur den Grundsatz:

¹⁶ OLG Hamm, Urteil vom 17.02.1993, Az.: 26 U 40/92 = NJW – RR 1994, 406 = IBR 1994, 95.

¹⁷ Urteil vom 30.01.2003, Az.: 2 U 49/00; (BGH Beschluss vom 28.08.2003 – VII ZR 59/03: Nichtzulassungsbeschwerde zurückgewiesen).

¹⁸ OLG München, Urteil vom 28.10.1997, Az.: 28 U 158/94, (BGH Beschluss vom 26.08.1999 – VII ZR 167/98, Revision nicht angenommen) = IBR 1999, 522; vgl. auch OLG Schleswig, Urteil vom 05.04.1990, AZ: 16 U 202/88 = IBR 1994, 141.

Der Auftraggeber trägt das Risiko, dass die Bodenverhältnisse korrekt beschrieben werden¹⁹ – der Auftragnehmer hingegen hat die Verpflichtung, die Beschreibung im Rahmen des Möglichen und Zumutbaren auf Plausibilität zu überprüfen²⁰ und die Übereinstimmung von „Baugrund – SOLL“ und „Baugrund – IST“ ständig zu überwachen.

Genau das ist auch die Schnittstelle, die vom Gesetz – in § 645 BGB – und von der VOB – in §§ 4 Nr. 3 i.V.m. 4 Nr. 7 bzw. 13 Nr. 3 VOB/B vorgegeben wird: Verantwortungszuweisung nennt man diese nachlesbaren Prinzipien des Rechts, die jedoch deshalb häufig nicht oder missverstanden werden, weil eine wesentliche Grunderkenntnis fehlt:

3. Der Baugrund ist Baustoff!

In Abwandlung der einleitend angeführten Feststellung von *Korbion* kann man auch konstatieren: ***Ohne Baustoff gibt es kein Bauwerk.***

Der Baustoff ist damit Voraussetzung und zugleich Bestandteil eines jeden Bauwerks. Dementsprechend muss der Begriff des Baustoffes weit ausgelegt werden. Er umfasst alle Gegenstände, aus denen, an denen oder mit deren Hilfe die (Bau-)Leistung herzustellen ist.²¹ Somit ist auch der Baugrund als Baustoff - vergleichbar Beton oder Ziegelsteinen - einzuordnen, da er als Teil eines oder mehrerer Grundstücke zu den unbeweglichen Sachen und damit zu dem Oberbegriff der Gegenstände zählt.

Dementsprechend spricht die DIN 4020 in Abschnitt 3.5 vom „Werkstoff Baugrund“, der im Beiblatt 1 „Zu 3.5“ deutlich als „*inhomogener, von der Natur vorgegebener Werkstoff*“, also letztlich als „*Überraschungsbaustoff*“, spezifiziert wird, „*der in seiner Gesamtheit nur näherungsweise erkundetwerden kann.*“

Baugrund ist also „Grund - Lage“ und damit auch Teil eines auf, mit oder in ihm zu schaffenden Bauwerks, mithin ist die oftmals mit Erstaunen aufgenommene Gleichung „Baugrund = Baustoff“, der vom Auftraggeber geliefert bzw. vorgeschrieben oder beigelegt wird, nicht nur richtig, sondern auch zum Verständnis des Baurechts äußerst wichtig. Dies entspricht in Übereinstimmung mit der technischen Vorgabe der absolut herrschenden Meinung in Rechtsprechung und Schrifttum²².

¹⁹ OLG Koblenz, Urteil vom 27.01.1999, Az.: 1 U 420/96; (BGH, Beschluss vom 26.04.2001 – VII ZR 59/99 Revision nicht angenommen) = NZBau 2001, 633 = BauR 2001, 1442 = NJW – RR 2001, 1671 = IBR 2001, 658.

²⁰ Zur Prüfungs- und Hinweispflicht des Bieters bzw. Auftragnehmers ausführlich: *Englert/Grauvogl/Maurer*, Handbuch des Baugrund- und Tiefbaurechts, 3. Aufl., 2004, 3. Kapitel.

²¹ Vgl. BGHZ 61, 144: Hier stellt der BGH ausdrücklich die weite Auslegung des Begriffes „Stoff“ fest.

²² RG WarnRspr. 36, 141; BGHZ 60, 14; BGH BauR 1986, 203; BGH NJW 2000, 1336; OLG Düsseldorf IBR 2003, 56; MünchKomm. § 645 Rn. 6; von *Craushaar*, Die Rechtsprechung zu Problemen des Baugrundes, S. 20; eindrücklich zuletzt: *Kapellmann/Messerschmidt*, VOB-

4. Rechtsfolgen aus der Gleichsetzung von Baugrund und Baustoff

Das Verständnis von Technik und Recht, wonach der Baugrund als vom Auftraggeber bereitgestellter, einmaliger und niemals vollständig beschreib- oder prüfbarer „Baustoff“²³ zu behandeln ist, hat große praktische Konsequenzen sowohl bei der Regelung der Gefahrtragung bis zur Abnahme gemäß § 644 Abs. 1 Satz 3 BGB (*„Für den zufälligen Untergang und eine zufällige Verschlechterung des von dem Besteller gelieferten Stoffes ist der Unternehmer nicht verantwortlich“*) als auch für die Vergütung bei Störung der Ausführung gemäß § 645 Abs. 1 BGB, der im hier maßgeblichen Sinne lautet:

„Ist das Werk vor der Abnahme infolge eines Mangels des von dem Besteller gelieferten Stoffesuntergegangen, verschlechtert oder unausführbar geworden, ohne dass ein Umstand mitgewirkt hat, den der Unternehmer zu vertreten hat, so kann der Unternehmer ... Vergütung ... verlangen.“

Ein einfaches Beispiel verdeutlicht diese gesetzliche Regelung – die man insoweit nur dann verstehen kann, wenn der im Gesetzestext enthaltene Begriff „Stoff“ auch mit „Baugrund“ gelesen wird: Findet sich unerkenntbar tief unter der Sauberkeitsschicht der Bodenplatte eine Torfeinlagerung und kommt es dadurch zur Schiefstellung eines Gebäudes, so hat der Auftragnehmer einen Anspruch auf Vergütung der (unverschuldet mangelhaft) erbrachten Bauleistung. Denn der vom Bauherrn „gelieferte Stoff“ wies den Mangel einer zur Schrumpfung und damit Setzung neigenden Schicht auf, die mangels Beschreibung im Baugrund nicht vorherzusehen – also Bedenken auslösend – und auch nicht einzukalkulieren war.

Schließlich ist die Baustoffeigenschaft auch bei der Mängelhaftung gemäß § 13 Nr. 3 VOB/B von Bedeutung; denn der Auftragnehmer kann davon u.a. frei werden, wenn ein Mangel auf die vom Auftraggeber „gelieferten“ oder „vorgeschriebenen“ Stoffe zurückzuführen ist. Diese Geltung wird oft verkannt, weil vom „gelieferten“ bzw. „vorgeschriebenen“ Stoff die Rede ist. Zwar ist die redaktionelle Fassung der §§ 13 Nr. 3; 4 Nr. 3 VOB/B insoweit nicht vollständig, weil der Auftraggeber den „Baugrund“ nicht im Sinne des Wortes „liefert“. Aber: Der Baugrund, auf, in und mit dem das konkrete Bauwerk zu errichten ist – und der damit „Hauptbaustoff“ ist – ist „einmalig“ und niemals, selbst beim so genannten Bodenaustausch,

Kommentar, Verlag C.H. Beck, 2003, § 2 Rn. 43; ausführlich: *Englert/Grauvogl/Maurer*, Handbuch des Baugrund- und Tiefbaurechts, 3. Aufl. 2004, 3. Kapitel.

²³ Ein vom Bauherrn gelieferter oder vorgeschriebener Baustein etwa kann hinsichtlich aller notwendigen Eigenschaften überprüft werden: Abmessungen, Druckfestigkeit, Farbe, Wärme- und Schalleitfähigkeit, Form und Grundmaterial (z.B. Lehm, Sandstein) . Dies ist beim Baustoff Baugrund nur sehr beschränkt und im Regelfall erst nach dem Grundsatz „learning by doing“ möglich.

vollständig auswechselbar: Es bleibt nämlich immer noch „Baugrund“ unter und neben (und manchmal auch über) dem Baugrund, ganz theoretisch bis mindestens zum Erdmittelpunkt. Der Baugrund wird demnach immer vom Auftraggeber „vorgeschrieben“ und damit – im Wege der Auslegung nach §§ 133; 157 BGB – auch „geliefert“. Dementsprechend kann auch auf den Baustoff „Baugrund“ niemals die sog. „Ausreißer-Rechtsprechung“ des BGH²⁴ angewendet werden. Denn beim Baugrund gibt es keine „generelle Bestimmung“ bzw. „grundsätzliche Geeignetheit“, sondern immer nur den ganz konkret und einmalig anstehenden Baugrund aus Boden, Fels, Grundwasser und sonstigen natürlichen oder künstlich eingefügten Inhaltsstoffen, wie dies auch von DIN 4020 vorgegeben wird. Schließlich wird denknotwendig auch immer der konkrete Baugrund in der Örtlichkeit vom Bauherrn vorgegeben und dessen Nutzung zur Errichtung eines Bauwerks mit Hilfe einer öffentlich-rechtlichen Baugenehmigung erlaubt.

Dabei korrespondiert § 4 Nr. 3 VOB/B, der die Pflicht zur Mitteilung von Bedenken vorgibt (wenn sich nach den Umständen des Einzelfalles überhaupt Bedenken ergeben können), mit § 13 Nr. 3 VOB/B: Auch soweit der Auftragnehmer Bedenken gegen die vom Auftraggeber gelieferten „Stoffe“ – hier: den Baugrund – hat, muss er diese unverzüglich schriftlich direkt dem Auftraggeber oder einem ausdrücklich zur Entgegennahme von Bedenken bevollmächtigten Architekten oder Ingenieur mitteilen! Dabei gilt der Rechtsgedanke sowohl des § 13 Nr. 3 als auch des § 4 Nr. 3 VOB/B auch im Rahmen von BGB-Verträgen²⁵. Und: Die in § 13 Nr. 3 VOB/B enthaltene Mangelfreizeichnungsmöglichkeit gilt auch schon vor der Abnahme im Rahmen des § 4 Nr. 7 VOB/B. Die für diese entsprechende Anwendung gültige Argumentation, die der herrschenden Meinung entspricht²⁶, lässt sich in einem Satz zusammenfassen: Wenn schon der Auftragnehmer nach der Abnahme entsprechend den Regeln des § 13 Nr. 3 VOB/B von der Haftung für Mängel frei wird, die auf den vorgegebenen Baugrund zurückzuführen sind, dann muss dies auch schon im Stadium der Bauleistung gelten, wenn entweder hinsichtlich des Baugrundes keine Bedenken bestehen mussten oder solche nach Mitteilung vom Auftraggeber unbeachtet blieben. Der insoweit irreführende Text des § 4 Nr. 7 VOB/B, wonach scheinbar immer der Auftragnehmer Mängel, die vor der Abnahme auftreten, „auf seine Kosten“ zu beseitigen hat, bedarf deshalb einer klarstellenden Korrektur.

²⁴ Vgl. nur: IBR 1996, 317 mit weiteren Hinweisen.

²⁵ BGH BauR 1996, 703.

²⁶ Vgl. dazu u.a. *Ingenstau/Korbion*, VOB-Kommentar, hrsg. v. *Locher / Vygen*, 15. Aufl., § 4 Nr. 7; *Kapellmann/Messerschmidt*, VOB, § 13 Nr. 3; § 4 Nr. 7; Beck'scher VOB-Kommentar, Teil B, § 4 Nr. 7.

5. Zwischenergebnis

Der Baustoff „Baugrund“ ist niemals hinsichtlich seines Aufbaues und seiner Eigenschaften im Voraus vollständig untersuch- und beschreibbar. Es handelt sich immer nur um eine Wahrscheinlichkeitsangabe mit Stichprobencharakter, so dass ein Baugrundrisiko verbleibt.

Da der Baugrund als Baustoff vom Auftraggeber bereit gestellt bzw. unverzichtbar vorgegeben werden muss, um überhaupt eine Bauleistung erbringen zu können, wird der Auftragnehmer dann von der Mängelhaftung – unter Beachtung des § 4 Nr. 3 VOB/B, der ausdrücklich auch die Bedenkenprüfungspflicht hinsichtlich der vom Auftraggeber gelieferten Stoffe beinhaltet – befreit, wenn ein Mangel auf den Baugrund zurückzuführen ist.

Deshalb liegt die bestmögliche – und nicht die billigste – Untersuchung und Beschreibung des Baugrunds in erster Linie im eigenen Interesse des Auftraggebers.

Dementsprechend gibt die VOB für den öffentlichen Auftraggeber (vgl. §§ 97 ff. GWB) eine spezielle Check-Liste zur Ausschreibung hinsichtlich des Baugrundes vor – die in der Praxis jedoch zu wenig genutzt wird. Dies sind die

II. Ausschreibungsvorgaben des § 9 VOB/A

Vorab: Ob § 9 VOB/A eine Norm des Bauvertragsrechts oder nur eine des Vergaberechts darstellt, kann hier dahinstehen. Entscheidend ist alleine, dass mit Blick auf das neue Schuldrecht für jeden – auch nur möglichen – Vertragspartner das Rücksichtnahmegebot nach §§ 241 Abs. 2; 311 Abs. 2 BGB gilt. Genau dieses aber wird hinsichtlich der Vorgaben zum Baugrund präzisiert durch die nachvollziehbare Regelung, die sich in § 9 der VOB Teil A findet.

1. Direkte Vorgaben zur Ausschreibung aus § 9 Nr. 3 Absatz 3 VOB/A

Eine unmissverständliche Vorgabe zur Ausschreibung bezüglich des vom Auftraggeber beizustellenden Baugrundes findet sich zunächst in § 9 Nr. 3 Abs. 3 VOB/A:

„Die für die Ausführung der Leistung wesentlichen Verhältnisse der Baustelle, z.B. Boden- und Wasserverhältnisse, sind so zu beschreiben, dass der Bewerber ihre Auswirkungen auf die bauliche Anlage und die Bauausführung hinreichend beurteilen kann.“

Wenn sich in dieser allgemein – also auch für die sog. Funktionalausschreibung nach § 9 Nr. 10 ff. VOB/A - gültigen Regelung zur Beschreibung der Leistung explizit und nicht nur beispielhaft die Begriffe „Boden- und Wasserverhältnisse“ finden, dann bedeutet dies: Der Pflichtenkreis des Auftraggebers wird auch durch die vollständige Ausschreibung hinsichtlich

der – zusammengefasst – „Baugrundverhältnisse“ gebildet. Diese „sind“ – „sind“ bedeutet: müssen – so zu beschreiben, dass ihre Auswirkungen, soweit dies bei dem Überraschungsbaustoff Baugrund überhaupt möglich ist, im Zuge der Bauausführung „hinreichend“ beurteilt werden können. Die Beurteilungsgrenze wird dabei durch die **DIN 4020** gebildet: Was trotz aller Untersuchungs-, Erkenntnis- und Beschreibungsmöglichkeiten nicht aufgezeigt werden kann – etwa ein „Findling“, der konkret und nicht nur „ins Blaue hinein“ angegeben werden müsste - , darf auch nicht dem einzukalkulierenden Bau-Soll zugerechnet werden. Insoweit hat *Kapellmann* eine verständliche Bau-Soll / Bau-Ist – Abgrenzung auch für die Baugrundproblematik entwickelt.²⁷

§ 9 Nr. 3 Abs. 3 VOB/A beinhaltet damit eine Ausschreibungsvorgabe, die in jedem Falle für den öffentlichen Auftraggeber mit Blick auf § 241 Abs.2 BGB zu einem Schuldverhältnis i.S.d. § 311 Abs. 2 BGB und somit auch zum Schadensersatz nach § 280 BGB führen kann. Insoweit hat das Schuldrechtsmodernisierungsgesetz eine klare Gesetzeslage geschaffen. Ob dies auch für den privaten Auftraggeber gilt, ist im Rahmen einer Untersuchung des § 9 VOB/A ein interessanter und höchst streitiger Aspekt, der aber hier nicht im Detail untersucht werden kann²⁸.

2. Indirekte Maßgaben zur Ausschreibung aus § 9 Nr. 2 VOB/A

Letztlich in Ausfüllung der Generalnorm § 242 BGB, wonach der Schuldner verpflichtet ist, „die Leistung so zu bewirken, wie Treu und Glauben mit Rücksicht auf die Verkehrssitte es erfordern“, ist die Wagnisüberbürdungsregelung des § 9 Nr. 2 VOB/A geschaffen worden. Sie findet sich dementsprechend bereits in der Ur-Ausgabe der VOB von 1926, dort unter § 9 Nr.1, Satz 2 VOB/A, und lautet nunmehr in der Ausgabe 2002:

„Dem Auftragnehmer darf kein ungewöhnliches Wagnis aufgebürdet werden für Umstände und Ereignisse, auf die er keinen Einfluss hat und deren Einwirkung auf die Preise und Fristen er nicht im Voraus schätzen kann.“

Diese Bestimmung lässt sich hinsichtlich des Baugrundes als Volltreffer verwerten: Was intern beim öffentlichen Auftraggeber nicht zulässig ist, kann auch im Außenverhältnis zum späteren Auftragnehmer unter Missachtung der internen Richtlinien, gestützt auf den Deckmantel der Vertragsfreiheit, nicht sanktionslos bleiben. Es gilt auch hier, verstärkt etwa

²⁷ Baugrundrisiko und Systemrisiko, in: Jahrbuch Baurecht 1999, S. 1 ff., herausgg. von *Kapellmann/Vygen*, Werner-Verlag.

²⁸ Weiterführende Informationen zum Diskussionsstand finden sich unter anderem bei Englert/Grauvogl/Maurer, Handbuch des Baugrund- und Tiefbaurechts, 3. Auflage, 2004, 3. Kapitel.

durch das Vergabehandbuch und die dazu erlassene Richtlinie²⁹, dass die Leistungsbeschreibung keine ungewöhnlichen Risiken enthalten darf, insbesondere dem Auftragnehmer keine Aufgaben der Planung (dazu zählt grundlegend auch die Feststellung der Baugrundverhältnisse gem. DIN 4020) und der Bauvorbereitung übertragen werden dürfen (soweit nicht im Rahmen eines besonderen Vertragsmodells, wie etwa einem Globalpauschalvertrag oder einem anderem Vertragsmodell diese Risiken ausdrücklich übertragen und bewusst werden).

Im Klartext: Wenn ein öffentlicher Auftraggeber eine Ausschreibung durchführt, muss er eine nach den Regeln der Technik gefertigte - also insbesondere DIN 4020 beachtende - Baugrundbeschreibung in Ausfüllung des § 9 Nr. 2 und Nr. 3, Abs. 3 VOB/A sowie der Vergabehandbücher vorlegen. Andernfalls verstößt er nicht nur gegen DIN 4020, sondern auch gegen die selbst auferlegten Pflichten, die durch die Veröffentlichung der VOB nach außen bekannt gemacht werden und deshalb durchaus einen Vertrauenstatbestand schaffen können. Mehr noch: Der Ausschreibende muss dazu insbesondere die Hinweise in der VOB/C beachten. Die Pflicht dazu findet sich ausführlich und zum ständigen Studium empfohlen in der

3. Regelung des § 9 Nr. 3 Abs. 4 VOB/A und die VOB Teil C

Diese weithin unbeachtete Bestimmung des § 9 Nr.3 Abs.4 VOB/A unterstreicht die Bedeutung der Notwendigkeit, möglichst umfassende Angaben zum Baugrund zu machen:

„Die „Hinweise für das Aufstellen der Leistungsbeschreibung“ in Abschnitt 0 der Allgemeinen Technischen Vertragsbedingungen, DIN 18299 ff., sind zu beachten.“

In Verbindung mit dem korrespondierenden Text jeweils zu Beginn einer jeden VOB – C – Norm³⁰, immer unter der Überschrift Abschnitt „0 Hinweise für das Aufstellen der Leistungsbeschreibung“, findet sich in dieser Regelung der Wegweiser zu den die Baugrundproblematik berücksichtigenden Hinweisen. Und diese stellen sich als wahre Fundgrube für den Ausschreibenden dar, die man auch als „Checkliste“ für die Praxis verwenden kann:

a) Hinweise nach DIN 18299, Abschnitt 0

²⁹ Vgl. Lampe-Helbig, Handbuch der Bauvergabe, Anhang, S. 313.

³⁰ „Die Beachtung dieser Hinweise ist Voraussetzung für eine oRnungsgemäße Leistungsbeschreibung gem. § 9 VOB/A.“

Abschnitt 0 der DIN 18299 enthält eine Vielzahl an Baugrundfragen, die „nach den Erfordernissen im Einzelfall“ vom Ausschreibenden festzustellen und sodann in der Leistungsbeschreibung anzugeben sind. Denn die Generalnorm DIN 18299 gilt für „Bauarbeiten jeder Art“ und zieht so einen Großteil von Ausschreibungsfragen vor die Klammer. So sind im Hinblick auf den Baugrund unter anderem anzugeben:

- Bodenverhältnisse, Baugrund und seine Tragfähigkeit, Ergebnisse von Bodenuntersuchungen (Abschnitt 0.1.7),
- Hydrologische Werte von Grundwasser und Gewässern. Ergebnisse von Wasseranalysen (Abschnitt 0.1.8),
- Schutzgebiete im Bereich der Baustelle, z.B. wegen Forderungen des Gewässer-, Boden-schutzes (Abschnitt 0.1.11),
- Im Baugelände vorhandene Anlagen, insbesondere Abwasser- und Versorgungsleitungen (Abschnitt 0.1.13),
- Bekannte oder vermutete Hindernisse im Bereich der Baustelle, z.B. Leitungen, Kabel, Dräne, Kanäle, Bauwerksreste und, soweit bekannt, deren Eigentümer (Abschnitt 0.1.14),
- Vermutete Kampfmittel im Bereich der Baustelle,..... (Abschnitt 0.1.15) und
- Art und Umfang von Schadstoffbelastungen, z.B. des Bodens, der Gewässer (Abschnitt 0.1.18).

b) Hinweise nach DIN 18300, Abschnitt 0

Mit dem Grad der Spezialisierung einer Norm steigt auch die Detaillierung hinsichtlich der notwendigen Hinweise zur Leistungsbeschreibung. So sieht die Tiefbau-Grundnorm DIN 18300 (Erdarbeiten)³¹ u.a. folgende Hinweise, soweit im Einzelfall erforderlich, vor:

- Art und Beschaffenheit der Unterlage (Abschnitt 0.1.2),
- Gründungstiefen, Gründungsarten und Lasten benachbarter Bauwerke (Abschnitt 0.1.3),
- Beschreibung von Boden und Fels hinsichtlich ihrer Eigenschaften und Zustände nach Abschnitt 2.2 sowie Einstufung in Klassen nach Abschnitt 3.2. Geschätzte Mengenanteile, wenn Boden und Fels verschiedener Klassen nach Abschnitt 2.3 zusammengefasst werden, weil eine Trennung nur schwer möglich ist. (Abschnitt 0.2.2),
- Schadstoffbelastung nach Art und Umfang bei Boden und Fels zusätzlich zu Abschnitt 0.2.2 (Abschnitt 0.2.3) und
- Wesentliche Änderungen der Eigenschaften und Zustände von Boden und Fels nach dem Lösen (Abschnitt 0.2.7).

³¹ Vgl. zur DIN 18300 insb. Putzier/Katzenbach/Giere, DIN 18300, in: Beck'scher VOB-Kommentar, Teil C, hrsg. v. Englert/Katzenbach/Motzke, 2003, München, und Wittmann/Englert in: Franz/Englert, VOB/C Rohbauarbeiten, Verlag Rudolf Müller, 2004, S. 57 ff.

Diese Liste lässt sich bis hin zur im Jahre 2002 neu eingeführten DIN 18321 (Düsenstrahlarbeiten) fortsetzen, wonach unter anderem gemäß Abschnitt 0.2.5 die „zulässige Verformung des Baugrundes“ anzugeben ist – wozu vorlaufend wiederum exakte Feststellungen im Rahmen der DIN 4020 zu treffen sind.

Allen diesen Katalog-Hinweisen gemeinsam ist, dass sie, soweit „nach den Erfordernissen des Einzelfalls“ notwendig, auch anzugeben sind. Denn der Umkehrschluss liegt nicht nur nahe, sondern ist auch richtig: Wenn und soweit ein öffentlicher Auftraggeber keine Hinweise gibt, kann sich der Bieter darauf verlassen, dass die einschlägigen Abschnitte der maßgebenden DIN-Normen nicht relevant sind. Solange in solchen Fällen die immer geschuldete Überprüfung der Ausschreibung auf erkennbare Fehler und Lücken nicht zu einer Hinweispflicht führt³², bestimmt sich das Bau-Soll ohne Berücksichtigung der im anderen Falle notwendigen Angabe besonderer Umstände. Beispiel: Findet sich in einer Ausschreibung keinerlei konkreter Hinweis auf eine Kontamination, so braucht der Bieter eine solche auch nicht in seine Preise einzurechnen. Die Bewältigung dieses Baugrund-Problems ist damit nicht schon gem. § 2 Nr.1 VOB/B in den „vertraglichen Preisen“ enthalten.

III. Fazit: DIN 4020 und DIN 1054 stellen zwei fundamentale „Regeln der Technik“ dar

Eine große Zahl an Streitigkeiten, welche durch fehlerhafte Ausschreibungen im Bereich des Baugrundes und die Nichtachtung der einschlägigen technischen Bestimmungen zur Untersuchung und Beschreibung von Baugrund, insb. der DIN 4020, über die deutschen Gerichte hereinbricht³³, kann eingedämmt werden, wenn allen verantwortlichen Baubeteiligten klar ist, auf welchem schwankendem Boden – um in der Sprache zu bleiben – sie sich bei Verweigerung hinsichtlich einer ausreichenden, den Regeln der Technik entsprechenden geotechnischen Untersuchung als *conditio sine qua non* für eine ordnungsgemäße Standsicherheitsberechnung nach DIN 1054 befinden. Das Studium der einschlägigen Strafbestimmung, die vorstehend schon angesprochen wurde, sollte die besondere Bedeutung der DIN 4020 – und damit auch der DIN 1054 – für das Baurecht, zu dem auch das Baustrafrecht zählt, bewusst machen helfen:

³² Ausführlich dazu: Handbuch des Baugrund- und Tiefbaurechts, 3. Aufl., 2004, 3. Kapitel.

³³ Siehe dazu die Rechtsprechungsübersicht mit über 1000 Urteilen in *Englert/Grauvogl/Maurer*, Handbuch des Baugrund- und Tiefbaurechts, 3. Aufl. 2004, sowie insbesondere die Urteilssammlung des CBTR Centrum für Deutsches und Internationales Baugrund- und Tiefbaurecht e.V., zugänglich über ibr-online.de.

§ 319 Strafgesetzbuch : Bauegefährdung

(1) Wer bei der Planung, Leitung oder Ausführung eines Baues oder des Abbruchs eines Bauwerks gegen die allgemein anerkannten Regeln der Technik verstößt und dadurch Leib oder Leben eines anderen Menschen gefährdet, wird mit Freiheitsstrafe bis zu fünf Jahren oder mit Geldstrafe bestraft.

(2) Ebenso wird bestraft, wer in Ausübung eines Berufs oder Gewerbes bei der Planung, Leitung oder Ausführung eines Vorhabens, technische Einrichtungen in ein Bauwerk einzubauen oder eingebaute Einrichtungen dieser Art zu ändern, gegen die allgemein anerkannten Regeln der Technik verstößt und dadurch Leib oder Leben eines anderen Menschen gefährdet.

(3) Wer die Gefahr fahrlässig verursacht, wird mit Freiheitsstrafe bis zu drei Jahren oder mit Geldstrafe bestraft.

(4) Wer in den Fällen der Absätze 1 und 2 fahrlässig handelt und die Gefahr fahrlässig verursacht, wird mit Freiheitsstrafe bis zu zwei Jahren oder mit Geldstrafe bestraft.

Bei genauem Lesen wird sich nämlich jeder – selbst der Bauherr als „oberster Leiter“ eines Baues – Baubeteiligte wieder finden, ob im Rahmen der Planung – wozu auch die Baugrunderkundung zählt –, der Leitung oder Ausführung eines Bauwerks. Und da auch die (nur) fahrlässige Verursachung einer (bloßen) Gefährdung unter hoher Strafandrohung steht, muss der Beachtung aller Vorgaben der DIN 4020 – und damit auch der DIN 1054 – ein stetiges und besonderes Augenmerk gewidmet werden.

IV. Literatur

BUJA, HEINRICH-OTTO, (2001): Handbuch des Spezialtiefbaus, 2. Auflage, Düsseldorf

BRUNER, P., O'CONNOR, T. (2005): Construction Law, 1. Auflage, Michigan

CRAUSHAAR, GÖTZ VON (1990): Die Rechtsprechung zu Problemen des Baugrunds, in: Festschrift für Horst Locher, S. 9 ff., Düsseldorf

DIN 1054:2005-01 Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau

DIN 4020:2003-09 Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke

ENGLERT, KLAUS, GRAUVOGL, JOSEF, MAURER, MICHAEL (2004): Handbuch des Baugrund- und Tiefbaurechts, 3. Auflage, Düsseldorf

ENGLERT, KLAUS, KATZENBACH, ROLF, MOTZKE, GERD (2003): Beck' scher VOB-Kommentar, Teil C, 1. Auflage, München

FRANZ, RAINER, ENGLERT, KLAUS (2004): VOB/C Kommentar Rohbauarbeiten, 1. Auflage, Köln

FUCHS, BASTIAN (2004): Die Zulässigkeit der Inanspruchnahme von Nachbargrundstücken bei der Ausführung von Tiefbauarbeiten, 1. Auflage, Düsseldorf

HILMER, KLAUS, KNAPPE, MANFRED, ENGLERT, KLAUS (2004): Gründungsschäden,
1. Auflage, Stuttgart

INGENSTAU, HEINZ, KORBION, HERMANN (2005): VOB-Kommentar, herausgegeben von
Klaus Vygen u.a., 15. Auflage, Düsseldorf

KAPPELLMANN, KLAUS D. (1999): Baugrundrisiko und Systemrisiko, in: Jahrbuch Baurecht
1999, herausgegeben von Klaus D. Kapellmann und Klaus Vygen, 1. Auflage,
Düsseldorf

KAPPELLMANN, KLAUS D., MESSERSCHMIDT, BURKHARDT (2003): VOB-Kommentar,
1. Auflage, München

LAMPE-HELBIG, G., WÖRMANN, K.E. (1995): Handbuch der Bauvergabe, 2. Auflage,
München

MÜNCHENER KOMMENTAR ZUM BÜRGERLICHEN GESETZBUCH, 4. Auflage,
Bearbeitung seit 2001, München

VEDER, CHRISTIAN (1975): Sanierungsvorschlag für den Schiefen Turm von Pisa, in: Der
Bauingenieur 50, Berlin