

1 Einführung und Begriffe

1.1 Historischer Rückblick

Seit mehr als 20 Jahren bemüht man sich auf europäischer Ebene, ein verbindliches Nachweisverfahren für die Bestimmung der Sicherheit im Bauwesen zu finden. Dabei wird die Harmonisierung der unterschiedlichen Vorschriften innerhalb der Europäischen Union durch das europäische Normeninstitut CEN (Comité Européen de Normalisation) vorgenommen. Die Normen werden in so genannten Technischen Komitees entwickelt, unter denen das Technische Komitee TC 250 die Aufgabe hat, mit den Eurocodes EC 0 bis EC 9 ein einheitliches Sicherheitskonzept für das gesamte Bauwesen zu erarbeiten (Bild 1-1).

In EC 0 sind die allgemein gültigen Grundsätze des neuen Sicherheitskonzeptes beschrieben. In EC 1 finden sich die Vorgaben zu den Einwirkungen und Lastfällen. Es folgen die fachspezifischen Eurocodes, wobei für die Geotechnik EC 7 maßgebend ist. Er untergliedert sich zukünftig in

- Teil 1: Allgemeine Regeln,
- Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds.

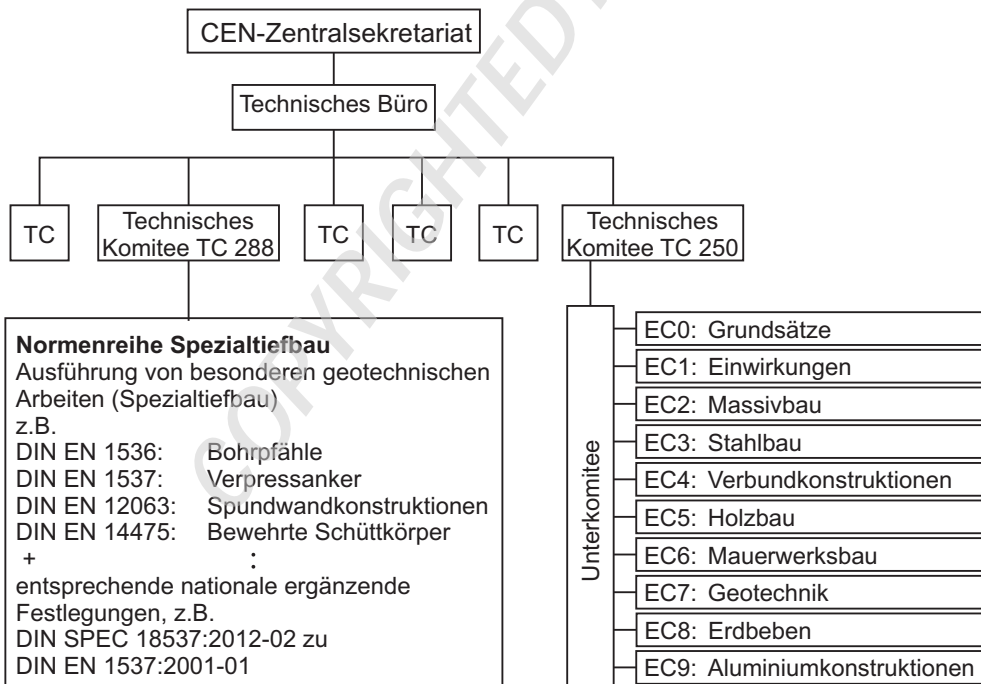


Bild 1-1 Organisation des europäischen Normeninstituts CEN

Neben dem TC 250 ist das TC 288 für den Bereich der Geotechnik wichtig. Dort wird unter dem Überbegriff „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau)“ eine Reihe von Fachnormen erarbeitet, die sich mit der Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau beschäftigen (z.B. DIN EN 12699 „Verdrängungspfähle“). Ähnlich wie DIN 1054 in der Fassung vom Dezember 2010¹ nur noch die national festzulegenden ergänzenden Regelungen zum EC 7-1 enthält, stellen die Normen der DIN SPEC-Serie die nationalen ergänzenden Regelungen zu den Ausführungsnormen dar.

Zwei Jahre nach der Veröffentlichung des englischen Textes von EC 7 erschien 1996 die deutsche Übersetzung als deutsche und europäische Vornorm DIN V-ENV 1997-1 unter dem Titel „Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik; Teil 1: Allgemeine Regeln“². Gleichzeitig wurde DIN V 1054-100³ mit ihren Fachnormen als zugehöriges nationales Anwendungsdokument (NAD) in der Normenreihe mit dem Zusatz -100 ebenfalls als Vornorm veröffentlicht.

Aufgabe der damals noch als NAD bezeichneten Ausarbeitung war es, die zum Teil recht allgemein gehaltenen Grundsätze im EC 7-1 länderspezifisch mit konkreten Inhalten zu hinterlegen, insbesondere dort, wo EC 7-1 Alternativen zulässt. Ein Blick in DIN V 1054-100 zeigt allerdings, dass es sich dabei um eine eigenständige und vollständige Norm zur Betrachtung der Sicherheit in der Geotechnik handelte, die zudem einige gravierende inhaltliche Unterschiede zum EC 7-1 enthielt.

Diese betrafen z.B. die Berechnung des Erddrucks oder die Zuordnung der geotechnischen Nachweise zu einem Grenzzustand. Auf deutscher Seite hat man darauf bestanden, die überwiegende Anzahl der geotechnischen Nachweise wie z.B. Gleiten und Grundbruch für den Grenzzustand GZ 1B (heutige Bezeichnung GEO-2) zu führen. Nach EC 7-1 in der Fassung von 1996 hingegen erfolgen diese Nachweise ausschließlich für den Grenzzustand GZ 1C (heutige Bezeichnung GEO-3). Hätte man dieses Konzept übernommen, wäre das in Deutschland bewährte Sicherheitsniveau aufgegeben worden. Auf die Unterschiede der Nachweisführung in den verschiedenen Grenzzuständen wird später noch im Einzelnen eingegangen.

Die zuvor genannten Gegensätze führten konsequenterweise zur Entwicklung einer zunächst eigenständigen DIN 1054. Sie erschien als Entwurf⁴ im Dezember 2000. Bis auf die Nachweise der Gesamtstandsicherheit (GZ 1C) und der Lagesicherheit (GZ 1A) war darin durchgängig die Philosophie zu finden, die Nachweise im Grenzzustand GZ 1B zu führen, bei dem das System zunächst mit charakteristischen Größen durchgerechnet wird und die Teilsicherheitsbeiwerte erst unmittelbar vor Auswertung der Grenzzustandsgleichung in die Berechnung aufgenommen werden. Der Gelbdruck von E DIN 1054 enthielt allerdings noch sehr viele Fehler, die erst mit ihrer Veröffentlichung im Weißdruck⁵ im Januar 2003 bereinigt wurden.

¹ DIN 1054:2010-12

² DIN V-ENV 1997-1:1996-04

³ DIN V 1054-100:1996-04

⁴ E DIN 1054:2000-12

⁵ DIN 1054:2003-01

Bereits zwei Jahre später ist DIN 1054 in zweiter Auflage¹ erschienen. Grund für die Neuauflage war neben der Berichtigung von Schreib- und kleineren inhaltlichen Fehlern insbesondere die Anpassung an die Erfordernisse für die bauaufsichtliche Einführung. Diese betrafen neben der Abgleichung der normativen Verweise in erster Linie die Rolle des Sachverständigen für Geotechnik, der in der Fassung von Januar 2005 nicht mehr explizit genannt wurde. Des Weiteren enthielten zwei neu aufgenommene Anhänge F und G Übergangsregelungen für Normen und Technische Baubestimmungen, die bis zum damaligen Zeitpunkt noch nicht auf das neue Teilsicherheitskonzept umgestellt worden waren. Nach diesen Anpassungen wurde DIN 1054 zügig in die Musterliste der Technischen Baubestimmungen der Fachkommission Bau aufgenommen und durch die Länder bauaufsichtlich eingeführt.

Nach der bauaufsichtlichen Einführung von DIN 1054 in der Fassung von 2005 konnte die alte Norm aus dem Jahr 1976 mit ihren Fachnormen noch während einer Übergangsfrist von drei Jahren weiter angewendet werden, sofern der Auftraggeber nicht explizit die Anwendung der neuen Norm forderte. Generell bestand allerdings ein Mischungsverbot zwischen Normen der alten und der neuen Generation.

Im Gegensatz zur Fassung von 2005, die als übergeordnete Grundsatznorm der Geotechnik betrachtet werden konnte, war die alte Ausgabe von 1976 keineswegs so umfassend. Sie stellte eher eine „Gründungsnorm“ dar, was auch schon durch den Titel „Zulässige Belastung des Baugrunds“ zum Ausdruck kommt. Viele Regelungen zur Nachweisführung und zur Berechnung der Sicherheit waren dabei nicht in der alten Ausgabe von DIN 1054 selbst, sondern in den einzelnen Fachnormen enthalten.

Generell wurde bei der alten Normenreihe von 1976 das globale Sicherheitskonzept angewendet, bei dem die maximal mobilisierbaren charakteristischen Widerstände R_k den vorhandenen charakteristischen Beanspruchungen E_k gegenübergestellt wurden. Zum Teil war aber auch schon alternativ die Nachweisführung nach dem Teilsicherheitskonzept mit abgeminderten Scherparametern erlaubt, so z.B. in DIN 4017:1979-08 (Grundbruch) und in DIN 4084:1981-07 (Gelände- und Böschungsbruch).

Im Gegensatz dazu wird in den nachfolgenden Versionen von DIN 1054 durchgängig das Teilsicherheitskonzept angewendet. Dabei werden die mit individuellen Teilsicherheitsbeiwerten erhöhten Bemessungsbeanspruchungen E_d den mit anderen individuellen Teilsicherheitsbeiwerten verminderten Bemessungswiderständen R_d gegenübergestellt. Wie später noch ausführlich erläutert wird, werden dabei die Teilsicherheitsbeiwerte je nach betrachtetem Grenzzustand erst unmittelbar vor Auswertung der Grenzzustandsgleichung (Grenzzustand GEO-2) oder bereits vor der eigentlichen Berechnung (Grenzzustand GEO-3) eingeführt. Ausreichende Sicherheit ist gegeben, wenn $R_d - E_d \geq 0$ gilt.

Parallel zur Neufassung von DIN 1054 war mit der Überarbeitung des Eurocode EC 7-1 begonnen worden, der in Deutschland im Oktober 2005 als deutsche Norm DIN EN 1997-1 erschien.

¹ DIN 1054:2005-01

In dieser Fassung des EC 7-1 stehen verschiedene Nachweiskonzepte gleichberechtigt nebeneinander, so u.a. auch die Vorgehensweise nach DIN 1054:2005-01. Die Hauptkonfliktpunkte, die zur Parallelentwicklung von DIN 1054 geführt hatten, waren damit beseitigt.

Mit der Ratifizierung des EC 7-1 begann die eigentlich nur zweijährige Kalibrierungsphase, innerhalb derer die nationalen Normen an den EC-7-1 anzupassen waren und ein Nationaler Anhang (NA) geschaffen werden musste.

Direkt anschließend sollte die so genannte Koexistenzperiode von drei Jahren beginnen, innerhalb derer die nationalen Normen noch parallel neben dem Eurocode hätten angewendet werden dürfen. Die im Januar 2005 erschienene Fassung von DIN 1054 hätte nach diesem Zeitplan dann bereits im Jahr 2010 wieder zurückgezogen werden müssen (Bild 1-2).

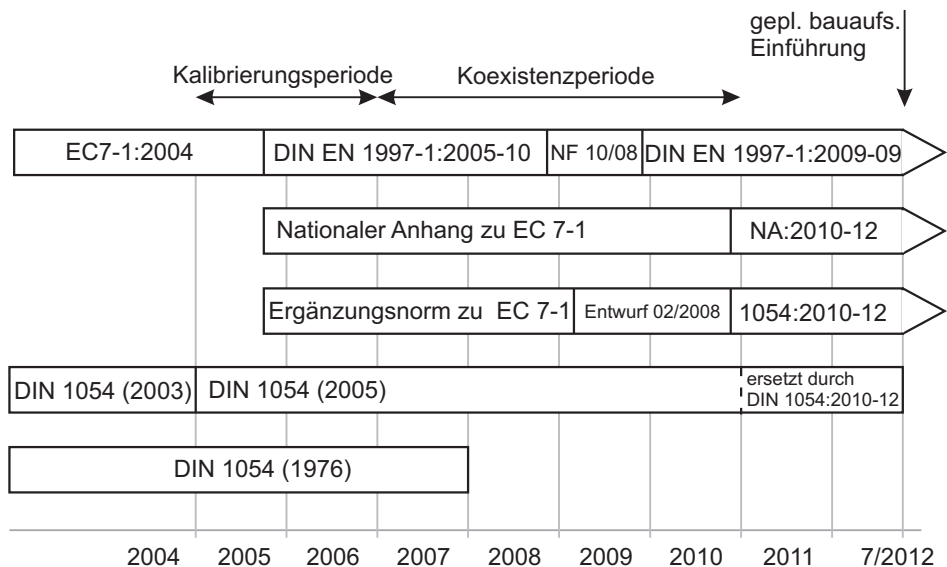


Bild 1-2 Ursprünglicher und aktueller Zeitplan für die Einführung des Eurocodes DIN EN 1997-1 (nach Schuppener, 2005)

Dieser Zeitplan konnte nicht eingehalten werden. Es kam vielmehr im Jahr 2008 zu einer Neufassung und schließlich im September 2009 zu einer überarbeiteten Fassung von DIN EN 1997-1¹. Der dazu gehörende Nationale Anhang erschien im Dezember 2010 als DIN EN 1997-1/NA mit den in DIN 1054:2010-12 niedergeschriebenen ergänzenden Regelungen.

Da der Nationale Anhang mit den Ergänzenden Regelungen aber nur noch Informationen zu den Punkten enthalten darf, die im Eurocode einer nationalen Festlegung vorbehalten sind, und keine Festlegungen mehr aufgenommen werden dürfen, die bereits im EC 7-1

¹ DIN EN 1997-1:2009-01

geregelt sind, mussten sehr viele Textpassagen aus DIN 1054 in der Fassung von 2005 entfallen.

Zu den Punkten, die national geregelt werden dürfen zählen z.B. Verfahren und Werte, bei denen der Eurocode Alternativen zulässt. Außerdem gehören geografisch und klimatisch bedingte Kenngrößen, wie z.B. Erdbebenstärken oder Schneehöhenwerte zu den national zu regelnden Elementen. Darüber hinaus kann im NA entschieden werden, ob informative Anhänge verpflichtend zur Anwendung kommen sollen oder nicht. Erlaubt sind ferner ergänzende Hinweise zu den einzelnen Regelungen, sofern sie dem Inhalt der Regelung im Eurocode nicht widersprechen. Insbesondere dürfen auch die Teilsicherheitsbeiwerte national festgelegt werden.

Der Anwender muss zukünftig drei Regelwerke gleichzeitig betrachten. Die übergeordneten Regelungen enthält der EC 7-1 bzw. DIN EN 1997-1 als deutsche Übersetzung. Der Anwender muss dann prüfen, ob an der Stelle, wo eine nationale Regelung möglich ist, eine entsprechende Festlegung im Nationalen Anhang getroffen wird. Trifft dies zu, muss er weiter dem Verweis im NA auf die Ergänzenden Regelungen in DIN 1054 folgen. Im schlimmsten Fall trifft er dort auf weitere Verweise zu mit geltenden Normen oder Empfehlungen.

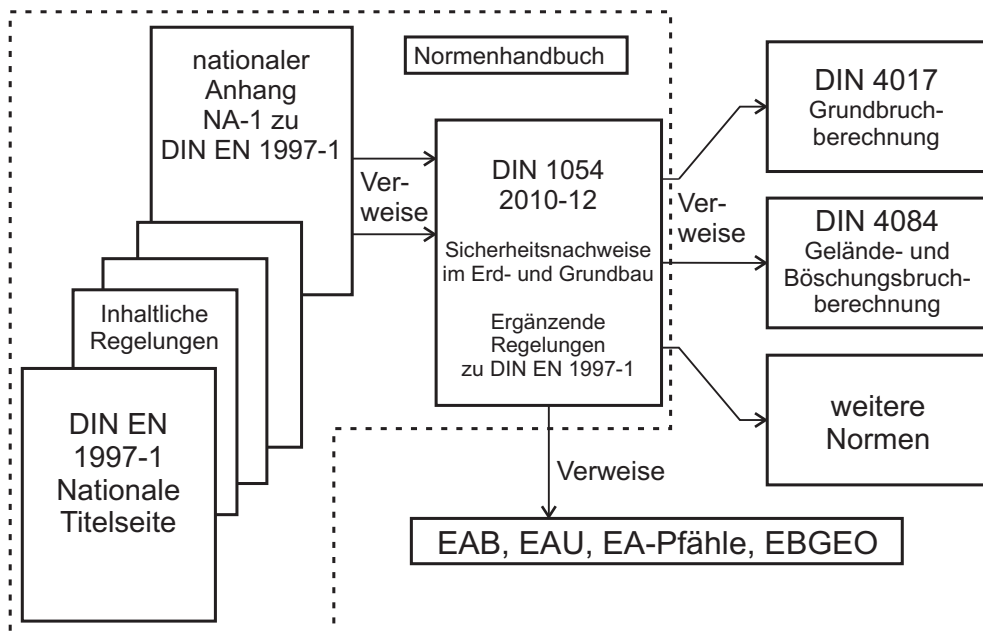


Bild 1-3 Verknüpfung von DIN EN 1997-1, Nationalem Anhang und Ergänzenden Regelungen in einem Normenhandbuch (nach Schuppener, 2005)

Da die beschriebene gleichzeitige Anwendung dreier Regelwerke die Anwendung in der Praxis erheblich erschweren würde, wurde seitens des DIN e.V. ein sogenanntes Normenhandbuch herausgebracht, in dem alle drei Regelwerke drucktechnisch in einem Werk zusammengefasst sind. Die Nationalen Regelungen und Ergänzungen stehen dabei genau an der Stelle, wo der EC 7-1 eine nationale Regelung eröffnet, und sie sind farblich vom Text des EC 7-1 abgesetzt. Durch dieses Normenhandbuch wird die Anwendung erheblich erleichtert. Einen Überblick, wie der EC 7-1, der Nationale Anhang mit den Ergänzenden Regelungen in DIN 1054 zukünftig nebeneinander stehen und wie diese im Normenhandbuch zusammengefasst werden, gibt Bild 1-3.

Die nachfolgenden Ausführungen in diesem Buch beschränken sich auf die allgemeingültigen Regelungen des EC 7-1 sowie die national festgelegten Regelungen wie sie im Normenhandbuch zu finden sind. Mögliche Alternativen nach EC 7-1 werden nur dort kurz angerissen, wo sie zum besseren Verständnis der in Deutschland getroffenen Festlegungen dienen.

1.2 Anwendungsbereich

Der Anwendungsbereich von EN 1997 ist in Abschnitt 1 der Norm geregelt: Sie soll die geotechnischen Gesichtspunkte bei der Planung von Hoch- und Ingenieurbauwerken behandeln. Sie gilt in Verbindung mit EN 1990:2002, in der Grundsätze und Anforderungen für Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit festgelegt sind. Zahlenwerte für die Einwirkungen bei der Planung von Hoch- und Industriebauten kommen aus EN 1991. Einwirkungen aus dem Baugrund wie Erddrücke ergeben sich aus EN 1997. Ergänzende Regelungen für einen erdbebensicheren Entwurf finden sich in EN 1998.

Der Anwendungsbereich von DIN 1054 ist der gleiche wie von EN 1997-1. Ebenso wie der nationale Anhang DIN EN 1997-1/NA gilt DIN 1054 nur in Verbindung mit DIN EN 1997-1, der deutschen Übersetzung von EN 1997-1. Der Anwendungsbereich der Norm auf Braunkohletagebauten wird in DIN 1054 explizit ausgenommen. Ebenso wird die Gebrauchstauglichkeit durch Qualitätssicherung, z.B. der Nachweis der Einhaltung ausreichender Dichtigkeit, ausgenommen.

Prinzipiell unterscheidet EN 1997-1 zwischen Grundsätzen und Anwendungsregeln. Den Grundsätzen wird im Text der Buchstabe P vorausgestellt. Sie umfassen

- allgemeine Festlegungen und Begriffe, zu denen es keine Alternativen gibt;
- Anforderungen und Berechnungsmodelle, bei denen ohne ausdrückliche Zustimmung keine Abweichung zulässig ist.

Anwendungsregeln sind Beispiele allgemein anerkannter Regeln, die den Grundsätzen und den Anforderungen entsprechen. In diesem Sinne stellen die ergänzenden Regelungen von DIN 1054 Anwendungsregelungen dar. Generell dürfen auch alternative Anwendungsregelungen verwendet werden, wenn sie den einschlägigen Grundsätzen entsprechen und ein gleiches Niveau an Sicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit ergeben wie bei Anwendung des Eurocodes.

1.3 Baugrunderkundung und Geotechnische Kategorien

Die Anwendung der im Normenhandbuch beschriebenen Sicherheitsnachweise setzt voraus, dass eine ausreichende Erkundung und Untersuchung des Baugrunds stattgefunden hat. Die Regelungen, wie diese zu erfolgen hat, finden sich in DIN EN 1997-2 in Verbindung mit dem Nationalen Anhang DIN EN 1997-2/NA:2010-12 und den Ergänzenden Regelungen in DIN 4020:2010-12. Auch diese drei Regelwerke wurden in einem Normenhandbuch Eurocode 7, Band 2: Erkundung und Untersuchung zusammengefasst.

Es ist die Aufgabe des Entwurfsverfassers, den Bauherrn rechtzeitig auf die Notwendigkeit einer geotechnischen Untersuchung hinzuweisen. Diese sind vom Bauherrn zu beauftragen. Falls der Entwurfsverfasser nicht selbst über die notwendige Sachkunde verfügt, ist zur Durchführung ein Sachverständiger für Geotechnik einzuschalten. Seine Aufgabe ist es, die erforderlichen geotechnischen Untersuchungen und Messungen zu planen und die fachgerechte Durchführung der Feld- und Laborarbeiten zu überwachen. Aus den Ergebnissen dieser Untersuchungen hat er die charakteristischen Werte für die Baugrundkenngößen und Grundwasserstände festzulegen, die später Eingang in die Berechnung zur Überprüfung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit finden. Es ist weiter seine Aufgabe, aus den Ergebnissen der Baugrunduntersuchung Wechselwirkungen zwischen Bauwerk und Boden und daraus resultierende Folgerungen für die Planung und Konstruktion aufzuzeigen und dem Bauherrn und den beteiligten Fachplanern mitzuteilen.

Die Ergebnisse ihrer Bewertung und die sich daraus ergebenden Gründungsempfehlungen und Hinweise auf die Bauausführung sind in einem Geotechnischen Bericht zusammenzufassen. Aufbau und inhaltliche Anforderungen an diesen Bericht sind ausführlich in Kapitel 7 des Normenhandbuchs zum EC 7-2 beschrieben.

Die Mindestanforderungen an Umfang und Qualität der durchzuführenden geotechnischen Untersuchungen, Berechnungen und Überwachungsmaßnahmen richten sich nach der Geotechnischen Kategorie. Dabei wird eine Aufteilung in drei Kategorien vorgenommen:

Geotechnische Kategorie GK 1

Sie umfasst Baumaßnahmen mit geringem Schwierigkeitsgrad hinsichtlich Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit, die mit vereinfachten Verfahren aufgrund von Erfahrungen hinreichend beurteilt werden können. Sie setzt einfache und überschaubare Baugrundverhältnisse voraus.

Geotechnische Kategorie GK 2

Sie umfasst Baumaßnahmen mit mittlerem Schwierigkeitsgrad im Hinblick auf Bauwerke und Baugrund. Sie erfordern eine ingenieurmäßige Bearbeitung und einen rechnerischen Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit auf der Grundlage von geotechnischen Kenntnissen und Erfahrungen.

Geotechnische Kategorie GK 3

Sie umfasst Baumaßnahmen mit hohem Schwierigkeitsgrad. Insbesondere Bauwerke, bei denen die Beobachtungsmethode zum Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstaug-

lichkeit zum Einsatz kommt, sind in die Geotechnische Kategorie GK 3 einzustufen. Bauwerke der Geotechnischen Kategorie GK 3 erfordern eine ingenieurmäßige Bearbeitung und einen rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auf der Grundlage von zusätzlichen Untersuchungen und von vertieften Kenntnissen und Erfahrungen in dem jeweiligen Spezialgebiet.

Die Einordnung einer Baumaßnahme in eine Geotechnische Kategorie erfolgt zu Beginn der Planungen. Eine spätere Änderung aufgrund der beim Bau vorgefundenen Verhältnisse ist möglich und u.U. notwendig.

Detaillierte Zuordnungen geotechnischer Konstruktionen zu den Geotechnischen Kategorien finden sich in den jeweiligen Abschnitten des Normenhandbuchs, in denen die zugehörigen Sicherheitsnachweise behandelt werden. Weitere Beispiele der Zuordnung in die einzelnen Geotechnischen Kategorien finden sich in Anhang AA von DIN 1054. Die Einstufung erfolgt dort nach Kriterien, die sich aus

- dem Baugrund,
- dem Grundwasser,
- dem Bauwerk allgemein,
- besonderen Bauwerken,
- sonstigen Baumaßnahmen und Bauverfahren sowie
- den in den Abschnitten 6 bis 12 von DIN EN 1997-1 beschriebenen Konstruktionen

ergeben. Tabelle 1-1 zeigt Beispiele für die Konkretisierung dieser Kriterien.

Tabelle 1-1 Beispiele für die Zuordnung zu Geotechnischen Kategorien nach, Tabelle AA.1 (Auszug) von DIN 1054:2010-12

Situation	GK 1	GK 2	GK 3
1 Baugrund (aus Abschnitt 2)	- Baugrund in waagrechttem oder schwach geneigtem Gelände, der nach gesicherter örtlicher Erfahrung als tragfähig und setzungsarm bekannt ist	- durchschnittliche Baugrundverhältnisse, die nicht in GK 1 oder GK 3 fallen	- Ungewöhnliche oder besonders schwierige Baugrundverhältnisse wie: - geologisch junge Ablagerungen mit regelloser Schichtung bzw. geologisch wechselhafte Formationen; - Böden, die zum Kriechen, Fließen, Quellen oder Schrumpfen neigen; - bindige Böden, bei denen die Restscherfestigkeit maßgebend sein kann; - bindige Böden ohne ausreichende Duktilität, z.B. strukturempfindliche Seetone; - weiche organische und organogene Böden größerer Mächtigkeit; - Fels, der zur Auflösung oder zu starkem Zerfall neigt, z.B. Salz, Gips und verschiedene veränderlich feste Gesteine; - Fels, der in Bezug auf das Bauvorhaben ungünstig verlaufende Störungszonen oder Trennflächen enthält; - Bergsenkungsgebiete oder Gebiete mit Erdfällen oder Baugrund mit ungesicherten Hohlräumen; - unkontrolliert geschüttete Auffüllungen
8 Verankerungen (aus Abschnitt 8)	GK 1 entfällt	- Schwellbeanspruchungen und dynamische Beanspruchungen, sofern ausreichende Erfahrungen vorliegen - Kurzzeitanker	- Schwellbeanspruchungen und dynamische Beanspruchungen, sofern keine ausreichenden Erfahrungen vorliegen - Daueranker

Hinsichtlich der Baugrundbeschaffenheit unterscheidet DIN 1054 zunächst zwischen Festgesteinen und Lockergesteinen¹. Festgesteine werden mit dem Sammelbegriff „Fels“ und Lockergesteine mit dem Sammelbegriff „Boden“ benannt.

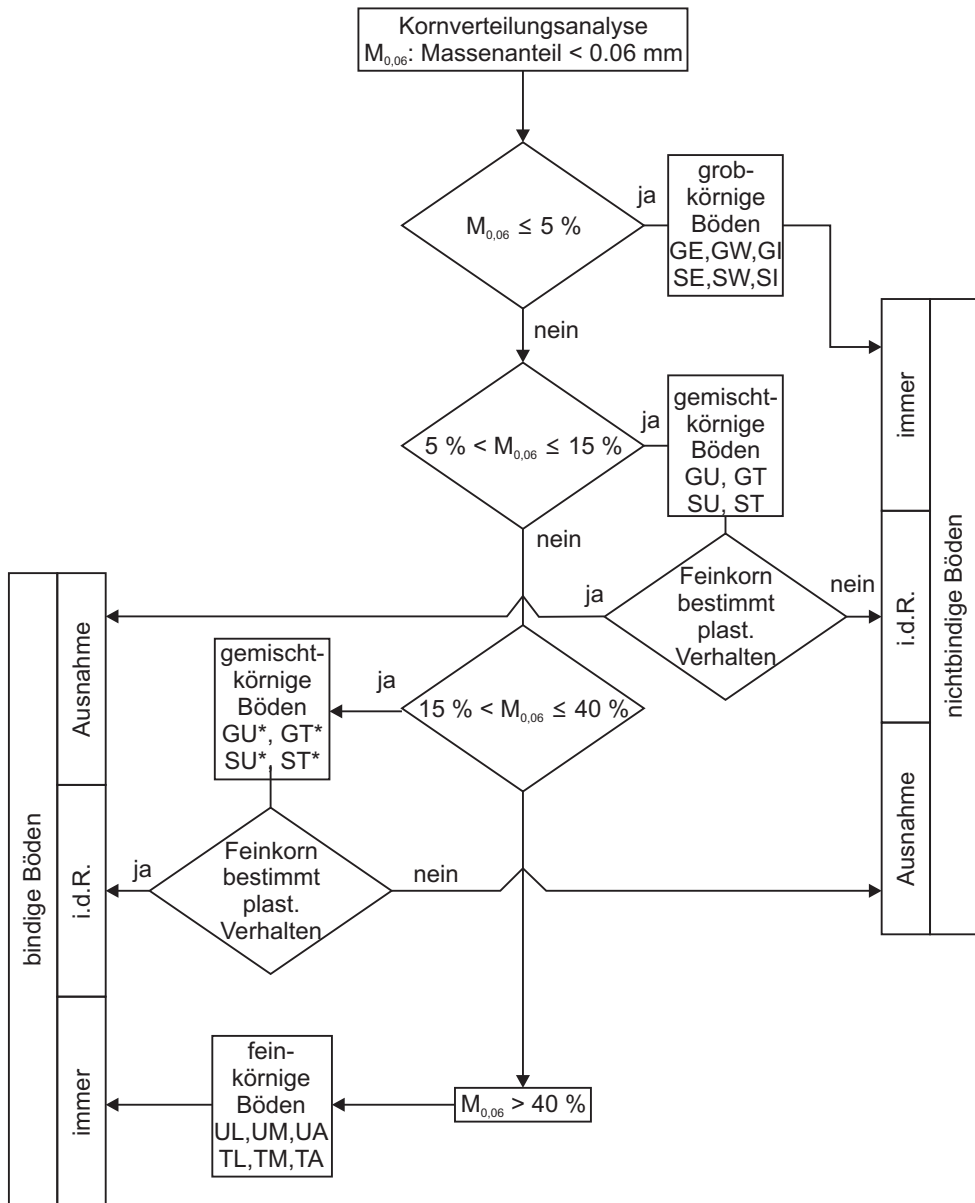


Bild 1-4 Einteilung in nichtbindige und bindige Böden in Anlehnung an DIN 18196:2011-05

¹ DIN 1054:2010-12, 3.3.2

Die Bodenarten sind nach DIN EN ISO 14688-1 zu beschreiben, nach DIN 4023 darzustellen und nach DIN EN ISO 14688-2 und DIN 18196 zu klassifizieren¹. Die Einteilung in nichtbindige, bindige und organische bzw. organogene Böden folgt in Anlehnung an DIN 18196. Das wesentliche Unterscheidungsmerkmal zwischen bindigen und nichtbindigen Böden ist dabei der Massenanteil $M_{0,06}$ an Bodenbestandteilen mit Korngrößen $< 0,06$ mm. Als weiteres Unterscheidungsmerkmal wird bei gemischtkörnigen Böden herangezogen, ob das plastische Verhalten durch den Feinkornanteil bestimmt wird oder nicht. Die vereinfachte Einteilung der Böden in bindige und nichtbindige Böden nach DIN 1054 mit Zuordnung zu den Bodengruppen nach DIN 18196 ist aus Bild 1-4 ersichtlich.

Böden wie Torf und Faulschlamm, die den Bodengruppen HN, HZ und F nach DIN 18196 zuzuordnen sind, werden als organische Böden bezeichnet. Sie sind brenn- oder schwelbar. Nicht brenn- oder schwelbare Böden mit organischen Beimengungen werden als organogene Böden bezeichnet. Sie entsprechen den Bodengruppen OU, OT, OH und OK nach DIN 18196. Organische und organogene Böden sind für die meisten bautechnischen Zwecke nicht oder nur sehr eingeschränkt einsetzbar.

1.4 Erläuterungen wichtiger Begriffe

In diesem Kapitel folgt eine Erläuterung der wichtigsten Begriffe in DIN EN 1997-1 und DIN 1054, die für das Verständnis des neuen Sicherheitskonzepts notwendig sind und die sich durchgängig in den einzelnen Abschnitten der Regelwerke wiederfinden.

1.4.1 Einwirkungen

Der Begriff der Einwirkung ist übergeordnet in DIN EN 1990² geregelt. In ihr werden Einwirkungen unterschieden in

- direkte Einwirkungen durch Kräfte, die auf ein Tragwerk wirken und
- indirekte Einwirkungen durch aufgezwungene Verformungen oder Beschleunigung.

Weiter wird unterschieden in

- ständige,
- statische,
- veränderliche,
- dynamische,
- quasistatische,
- außergewöhnliche,
- seismische,
- ortsfeste und
- freie Einwirkungen.

¹ DIN 1054:2010-12, 3.3.2 A (3)

² DIN EN 1990:2010-12, 15.3

Diese vielfältigen Einwirkungsarten werden in DIN 1054 gemäß Bild 1-5 auf die drei Hauptgruppen

- Gründungslasten,
- geotechnische Einwirkungen und
- dynamische Einwirkungen

beschränkt. Eine Sonderrolle nehmen Einwirkungen aus Erdbeben ein, für die DIN EN 1998-5/NA zu beachten ist und die in einer eigenen Bemessungssituation berücksichtigt werden.

Generell muss bei den Einwirkungen zwischen ständigen und veränderlichen Einwirkungen unterschieden werden, da diese bei den meisten Nachweisen mit unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten belegt werden. Die veränderlichen Einwirkungen sind ferner in günstige und ungünstige Einwirkungen aufzuteilen. Im Gegensatz zu den allgemeinen Empfehlungen des EC 7-1 wird in Deutschland bei den ständigen Einwirkungen eine solche Aufteilung nur bei Zugpfählen mit gleichzeitiger Druckbeanspruchung vorgenommen¹.

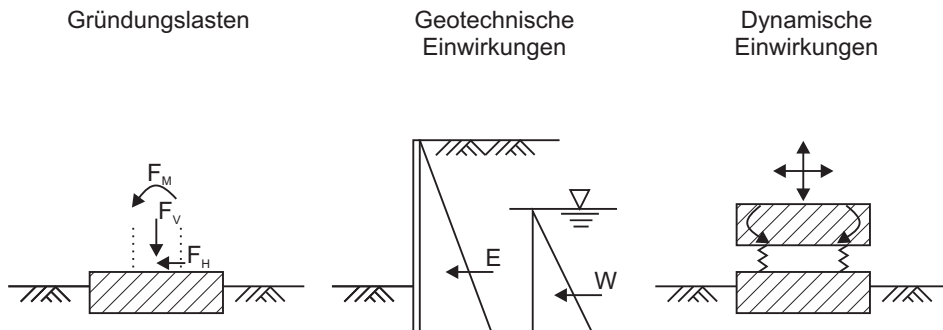


Bild 1-5 Einteilung der Einwirkungen in der Geotechnik ohne Erdbebenbelastung

Gründungslasten

Gründungslasten² werden nach DIN 1054 als Schnittgrößen aus der statischen Berechnung des aufliegenden Tragwerks am Übergang zur Gründungskonstruktion definiert. Sie sind als charakteristische bzw. repräsentative Schnittgrößen für jede kritische Bemessungssituation anzugeben.

Die Übernahme von charakteristischen Gründungslasten aus der Tragwerksplanung bedarf einer engen Abstimmung zwischen dem Tragwerksplaner und dem Sachverständigen für Geotechnik, da im Konstruktiven Ingenieurbau im Gegensatz zu den meisten Nachweisen der Geotechnik die statische Berechnung bereits mit Bemessungswerten durchgeführt wird. Dies bedeutet, dass die Einwirkungen noch vor der Ermittlung der Schnittgrößen mit den jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerten erhöht werden. Hinzu kommt, dass im Hochbau die

¹ DIN 1054:2010-12, 7.6.3.1 A (2)

² DIN 1054:2010-12, A 2.4.2.3 A (1)

ständigen und die verschiedenen veränderlichen Einwirkungen nicht einfach addiert, sondern über Kombinationsbeiwerte $\psi_i < 1,0$ gekoppelt werden, die zum Ausdruck bringen, dass mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht alle Einwirkungen gleichzeitig und in voller Höhe wirken. Die auf diese Weise erhaltenen Kombinationen der Einwirkungen werden repräsentative Werte genannt. Sofern die statische Berechnung auf einer linear-elastischen Schnittgrößenermittlung beruht, können die charakteristischen bzw. repräsentativen Werte für die Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen und denen aus (kombinierten) veränderlichen im Prinzip dadurch erhalten werden, dass die als Ergebnis mit Bemessungsgrößen erhaltenen entsprechenden Anteile wieder durch die jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerte dividiert werden. Voraussetzung dafür ist, dass die im Ergebnis der statischen Berechnungen erhaltenen Schnittgrößen tatsächlich auch aus derselben Lastkombination stammen und nicht nur eine Zusammenstellung der jeweils ungünstigsten Schnittgrößen aus verschiedenen Lastkombinationen enthält, wie sie von vielen Rechenprogrammen ausgegeben werden.

In der Praxis beobachtet man oft, dass die Bemessungsgrößen aus der statischen Berechnung durch den Mittelwert der Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und veränderliche Einwirkungen dividiert werden $\bar{\gamma} = (\gamma_G + \gamma_Q)/2 = (1,35 + 1,50)/2 = 1,42$ für den Grenzzustand GEO-2 in der Bemessungssituation BS-P. Diese Vorgehensweise liegt nur dann auf der sicheren Seite, wenn die Auswirkungen aus den veränderlichen Einwirkungen überwiegen, da dann der „echte“ Wert des gemittelten Teilsicherheitsbeiwerts über 1,42 (GEO-2, BS-P) liegen würde. Bei stärkerem Einfluss der ständigen Einwirkungen liegt man mit $\bar{\gamma} = 1,42$ hingegen auf der unsicheren Seite. Sofern im Ergebnis der statischen Berechnung die Anteile aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen getrennt ausgegeben sind, sollte man daher auf die Mittelwertbildung verzichten und direkt die jeweiligen Anteile durch die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte dividieren.

Wurde die statische Berechnung mit einem nichtlinearen Verfahren, z.B. nach der Plastizitätstheorie, aber noch nach Theorie 1. Ordnung durchgeführt, so darf die Aufteilung in ständige und veränderliche Auswirkungen so vorgenommen werden, wie es sich bei linearer Berechnung oder am statisch bestimmten Tragwerk ergeben hätte. Die so bestimmten Anteile der Bemessungswerte $E_{G,d}$ und $E_{Q,d}$ dürfen dann durch die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q nach Tabelle A 2.1 von DIN 1054 dividiert werden, um die äquivalenten charakteristischen Werte $E_{G,k}$ und $E_{Q,k}$ bzw. $E_{Q,rep}$ zu erhalten.

Geotechnische Einwirkungen

Zu den wichtigsten geotechnischen Einwirkungen¹ zählen:

- Eigengewicht, Erddruck, Wasserdruck,
- Seitendruck und negative Mantelreibung bei Pfählen,
- Wind-, Schnee-, Eislasten und Wellenstoß,
- Baugrundverformung aus Nachbarbebauung oder Bodenentnahme,
- Verwitterung mit Herabsetzung der Scherfestigkeit,
- Quellen und Schrumpfen.

¹ DIN EN 1997-1:2009-09, A 2.4.2.1 (4) und DIN 1054:2010-12, A 2.4.2.2

Besondere Aufmerksamkeit erfordert in der Geotechnik neben dem Wasserdruck vor allem der Ansatz des Erddrucks. Sowohl die Größe als auch die Verteilung des Erddrucks hängen von den infolge einer Beanspruchung stattgefundenen Verschiebungen im Erdreich ab. Bild 1-6 zeigt qualitativ die Entwicklung der resultierenden Erddruckkraft E bei einer Fußpunktdrehung der Wand. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Grenzwerte des aktiven Erddrucks E_a bzw. des passiven Erddrucks (Erdwiderstands) E_p erst nach einer gewissen Mindestverschiebung erreicht werden, die im passiven Fall allerdings deutlich größer ist als im aktiven Fall. Um die Verformungen in akzeptablen Grenzen zu halten, kann es bei empfindlichen Bauwerken notwendig werden, den charakteristischen Wert des Erdwiderstands durch einen Anpassungsfaktor $\eta < 1,0$ von vorneherein zu begrenzen. Dies kann z.B. bei der Einbindung einer Baugrubenwand in weichem Boden der Fall sein¹.

Der passive Erddruck stellt in der Regel eine Widerstandsgröße dar. In einzelnen Nachweisen wird er aber auch als günstige Einwirkung angesetzt (z.B. Grundbruchnachweis). Näheres zu seiner Ermittlung findet sich in Kapitel 2 Erddruckermittlung.

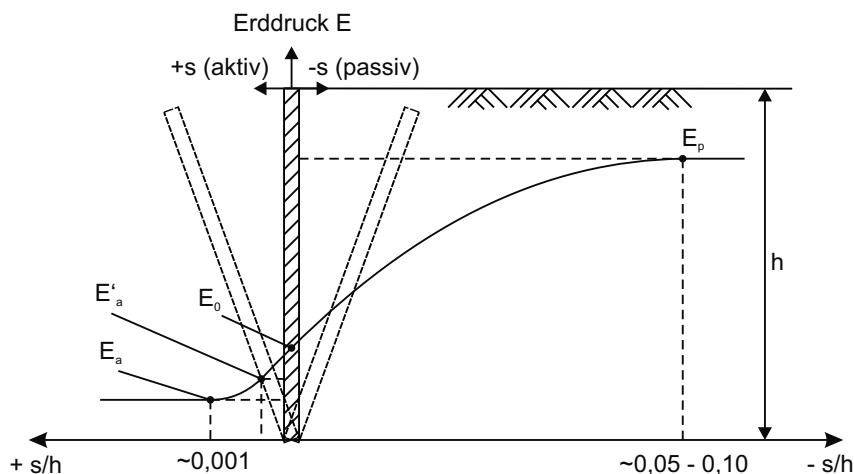


Bild 1-6 Abhängigkeit der resultierenden Erddruckkraft von der Verschiebung der Wand bei einer Fußpunktdrehung

Im aktiven Fall kann es notwendig werden, einen erhöhten aktiven Erddruck anzusetzen und zwar dann, wenn die Verformungen einer Stützkonstruktion begrenzt bleiben sollen und dies durch die Wahl der Stützkonstruktion (z.B. massive Schlitzwand) auch bautechnisch realisiert wird. Häufig wird der erhöhte aktive Erddruck E'_a als Mittelwert zwischen dem Ruhedruck E_0 (keine Wandverschiebung) und dem aktiven Erddruck E_a festgelegt. Neben der Höhe des anzusetzenden Erddrucks ist die Verformbarkeit der Wand auch bei der Festlegung der erforderlichen Vorspannkraft von Ankern zu berücksichtigen. Näheres hierzu und zur Festlegung und Bestimmung des ggf. erhöhten aktiven Erddrucks findet sich in den Kapiteln 6 Stützbauwerke, 7 Baugrubenwände und 8 Verankerungen.

¹ DIN 1054:2010-12, 9.8.2 A (2)

Für die Ermittlung des charakteristischen Wasserdrucks ist sowohl ein höchster als auch ein niedrigster Wasserstand festzulegen, da beide Wasserstände bei der Bemessung von Bauwerken zu den maßgebenden Beanspruchungen beitragen können. Die Festlegung dieser für die Bemessung relevanten Wasserstände kann sich an den Extremwasserständen orientieren, die während der voraussichtlichen Vertrags- oder Lebensdauer eines Bauwerks oder während eines vorgegebenen Zeitraums auftreten. Die Bemessungswasserstände können aber auch vertraglich festgelegt werden, z.B. durch Angabe eines Wasserstandes, ab dem eine Baugrube zur Verhinderung größerer Schäden geflutet werden soll¹.

Der festgelegte niedrigste Bemessungswasserstand wird als ständige Einwirkung behandelt. Darüber hinausgehende Wasserstände werden je nach ihrer Eintretenswahrscheinlichkeit als regelmäßig veränderliche (Bemessungssituation BS-P), seltene (BS-T) oder außergewöhnliche Einwirkungen (BS-A) betrachtet. Je nach getroffenem Ansatz werden diese in den Sicherheitsnachweisen dann mit unterschiedlich hohen Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt. Unabhängig von dieser Anordnung darf bei der Ermittlung der Bemessungswerte der Beanspruchungen der gesamte Wasserdruck mit den Teilsicherheiten für ständige Einwirkungen nach Tabelle A 2-1 von DIN 1054 belegt werden².

Bei unterschiedlichen Wasserständen vor und hinter einer Baugrubenwand findet im Boden eine Strömung statt. Durch sie wird einerseits der hydrostatische Druck längs des Strömungsweges abgebaut, andererseits wird aber die effektive Wichte des Bodens je nach Strömungsrichtung erhöht oder auch vermindert, was dann bei der Berechnung des aktiven Erddrucks bzw. des Erdwiderstands entsprechend berücksichtigt werden muss. Nur in einfachen Fällen ist es zulässig, vereinfachend den hydrostatischen Wasserdruck auf beiden Seiten der Wand anzusetzen³. Sofern durch bauliche Maßnahmen wie Dräns oder Entspannungsbrunnen eine dauerhafte Begrenzung des Wasserdrucks erreicht werden soll, darf eine solche Wirkung nur angesetzt werden, wenn sie dauerhaft sichergestellt werden kann, regelmäßig überwacht wird und im Havariefall zusätzliche Flutungs- oder Ballastierungsmöglichkeiten vorgesehen sind⁴. Weitere Erläuterungen zu den Wirkungen von Wasser im Boden finden sich in den Kapiteln 7 Baugrubenwände und 9 Hydraulisch verursachtes Versagen.

Dynamische Einwirkungen

Zu den dynamischen Einwirkungen zählen u.a.:

- Verkehrslasten,
- Anprall- und Stoßlasten und
- Schwingungen aus Maschinenfundamenten.

Übliche Dynamische Einwirkungen dürfen in der Regel als veränderliche statische Einwirkungen berücksichtigt werden. Im Einzelfall muss aber geprüft werden, ob nicht die Massenträgheitskräfte oder Verformungs- oder Porenwasserdruckakkumulationen in den Be-

¹ DIN 1054:2010-12, 9.3.2.3 A (1a)

² DIN 1054:2010-12, 9.6 A (4)

³ DIN 1054:2010-12, 9.6 A (8)

⁴ DIN 1054:2010-12, 9.6 A (6)

rechnungen mit berücksichtigt werden müssen. Für die Berücksichtigung von Erdbeben ist DIN EN 1998-5/NA zu beachten. Dynamische Einwirkungen und Einwirkungen aus Erdbeben werden im Rahmen dieses Buches nicht weiter behandelt¹.

1.4.2 Widerstände

Widerstände werden durch die Festigkeit des beanspruchten Materials hervorgerufen. Beispielsweise seien hier die Betondruckfestigkeit bei der Bemessung einer Schlitzwand genannt (Bild 1-7a). Materialwiderstände werden prinzipiell in der jeweiligen Bauteilnorm behandelt. Eine Ausnahme stellt lediglich der Materialwiderstand des Stahlzuggliedes bei einem Anker dar, für den explizit noch in einer Fußnote von Tabelle A 2.3 von DIN 1054 ein Teilsicherheitsbeiwert genannt wird.

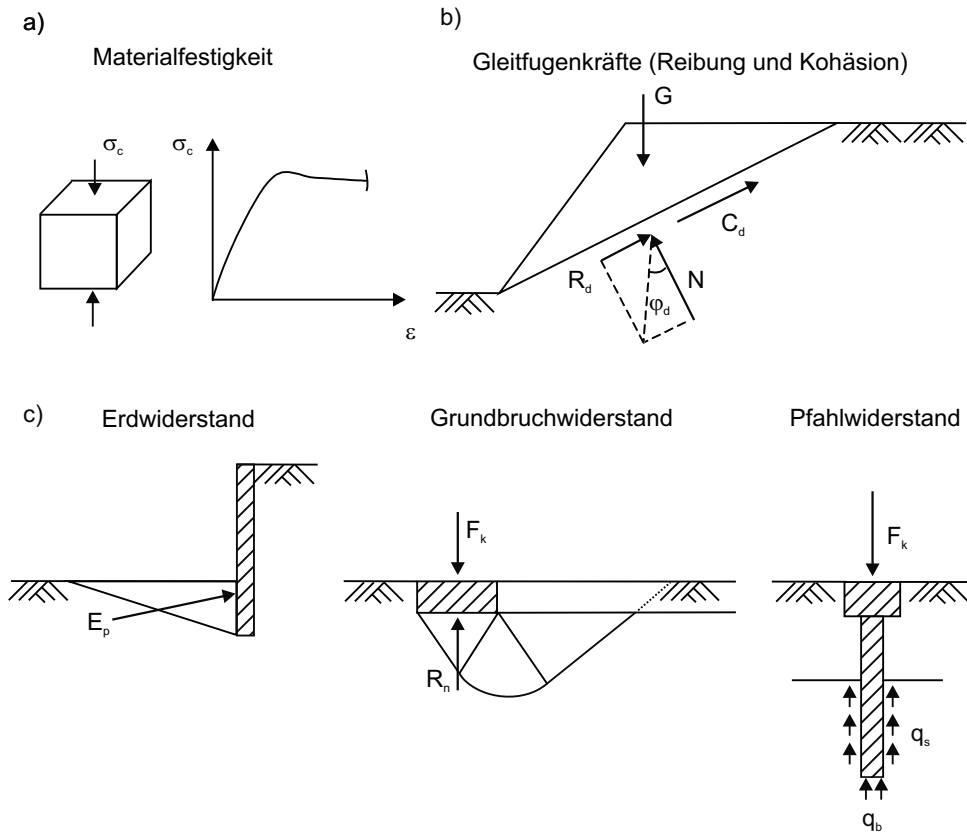


Bild 1-7 Widerstände: a) Materialwiderstände, b) direkte Scherwiderstände, c) abgeleitete summarische Widerstände

¹ DIN 1054:2010-12, A 2.4.2.1, A (8a) bis A (8c)

Die Festigkeit des Bodens wird durch die Scherparameter Reibung und Kohäsion beschrieben. Bei manchen Nachweisen werden - wie im Beispiel des abrutschenden Erdkeils - direkt die Scherparameter auf die Bemessungsgrößen abgemindert und die damit berechneten Reibungs- und Kohäsionskräfte in der Gleitfuge angesetzt (Bild 1-7b). Bei anderen Nachweisen werden aber auch daraus abgeleitete summarische Größen, die zudem mit unveränderten, d.h. charakteristischen Scherparametern ermittelt wurden, als Widerstände bezeichnet. Wichtige Vertreter dieser Gruppe sind der Erdwiderstand, der Grundbruchwiderstand, der Pfahlwiderstand (Bild 1-7c) oder auch der Hausziehwiderstand eines Ankers. Die Abminderung dieser Widerstände findet erst bei der direkten Gegenüberstellung mit den Bemessungsbeanspruchungen statt.

Im Vorgriff auf Kapitel 1.5 sei hier erwähnt, dass es sich bei der Vorgehensweise nach Bild 1-7b um die Nachweisführung gemäß Grenzzustand GEO-3 handelt, während die Vorgehensweise nach Bild 1-7c der Nachweisführung im Grenzzustand GEO-2 entspricht. Letztere ist auch in der Neufassung von DIN 1054 weiterhin für die meisten geotechnischen Nachweise, wie z.B. Gleiten und Grundbruch vorgesehen.

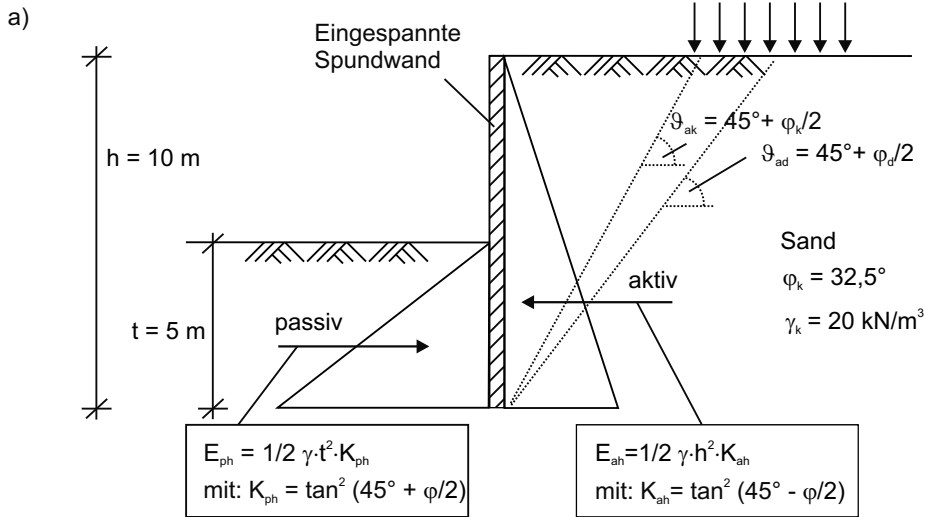
Problematisch ist in der Geotechnik, dass sich Widerstände und Einwirkungen nicht immer sauber voneinander trennen lassen. Ein einfaches Beispiel ist der Erddruck auf eine Baugrubenwand (Bild 1-8a). Hier hängen sowohl der aktive Erddruck auf der Wandrückseite als Einwirkung als auch der passive Erddruck vor dem Wandfuß als Erdwiderstand vom Reibungswinkel ab, wobei sich beide Erddrücke formal auch noch nach den gleichen Formeln - nur mit umgekehrten Vorzeichen - ergeben.

Des Weiteren hat es einen direkten Einfluss auf die Erddruckberechnung, ob die Teilsicherheitsbeiwerte gleich zu Beginn auf die Scherparameter angewendet oder erst nach Berechnung der Erddruckkräfte herangezogen werden.

Mindert man vor der Berechnung der Erddrücke den charakteristischen Reibungsbeiwert $\tan \varphi_k$ auf den Bemessungswert $\tan \varphi_d$ ab, erhält man andere Erddruckgrößen, als wenn man zunächst mit dem charakteristischen Reibungswinkel φ_k den charakteristischen Erddruck $E_{a,k}$ und den charakteristischen Erdwiderstand $E_{p,k}$ berechnet und daraus nachträglich die Bemessungsgrößen $E_{a,d}$ und $E_{p,d}$ bildet, indem man den aktiven Erddruck mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_G multipliziert und den Erdwiderstand durch den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{R,e}$ dividiert. Für den Erdwiderstand neben Gründungen wird in DIN 1054 die Bezeichnung R_p verwendet, an anderer Stelle aber weiterhin E_p . Allerdings wurde γ_{Ep} generell in $\gamma_{R,e}$ umbenannt.

Die erste Methode entspricht wieder der Vorgehensweise im Grenzzustand GEO-3, während der zweite Weg im Grenzzustand GEO-2 angewendet wird. Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_G für die Einwirkungen, γ_ϕ für die geotechnischen Größen und $\gamma_{R,e}$ für die Widerstände sind den Tabellen A2.1 bis A2.3 von DIN 1054 entnommen.

Es ist offenkundig, dass nach den beiden Methoden unterschiedliche Abmessungen für die Fußeinspannung der Wand erhalten werden, wobei aufgrund der Nichtlinearität der Erddruckformeln keine allgemeine Regel angegeben werden kann, welches Verfahren im Einzelfall die kleineren Abmessungen ergibt.



Betrachtung mit dem Bemessungswert des Reibungswinkels ($\tan \varphi_d = \tan \varphi_k / \gamma_\varphi$ mit $\gamma_\varphi = 1,25$)

$$\varphi_k = 32,5^\circ \rightarrow \varphi_d = 27^\circ \rightarrow \begin{matrix} K_{ph} = 2,66 \\ K_{ah} = 0,38 \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} E_{ph,d} = 665 \text{ kN/m} \\ E_{ah,d} = 380 \text{ kN/m} \end{matrix}$$

Betrachtung mit dem charakteristischen Reibungswinkel ($\gamma_{R,e} = 1,4$ und $\gamma_G = 1,35$)

$$\varphi_k = 32,5^\circ \rightarrow \begin{matrix} K_{ph} = 3,32 \\ K_{ah} = 0,30 \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} E_{ph,k} = 830 \text{ kN/m} \\ E_{ah,k} = 300 \text{ kN/m} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} E_{ph,d} = E_{ph,k} / \gamma_{R,e} = 593 \text{ kN/m} \\ E_{ah,d} = E_{ah,k} \cdot \gamma_G = 405 \text{ kN/m} \end{matrix}$$

b)

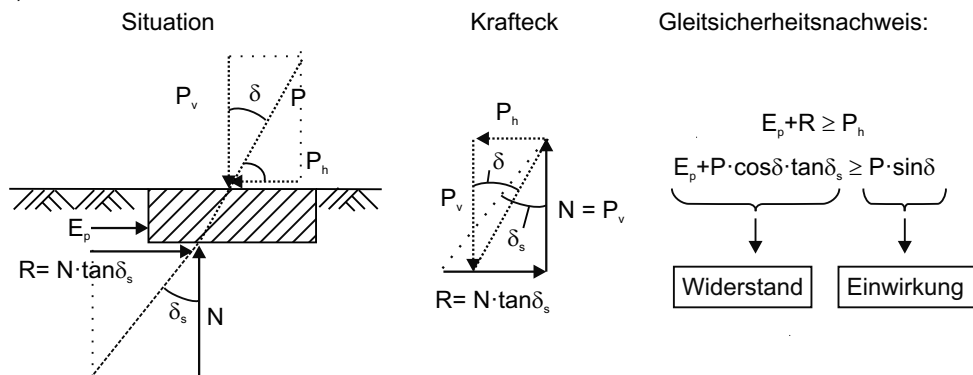


Bild 1-8 Nichteindeutigkeit von Einwirkungen und Widerständen

a) beim Erddruck auf eine Baugrubenwand, b) bei einem Fundament

Ein anderes Beispiel stellt das schräg belastete Fundament in Bild 1-8b dar. Die Vertikal-komponente der Einwirkung P_v bewirkt in der Sohlfuge eine Normalkraft N , die ihrerseits eine Reibungskraft R aktiviert, die maximal den Betrag $R = N \cdot \tan \delta_s$ annehmen kann.

Eine Steigerung der Einwirkung P bewirkt eine Steigerung der ungünstigen Horizontal-komponente P_h und gleichzeitig aber auch den Aufbau einer vergrößerten Normalkraft N , die dann wiederum eine größere Reibungskraft R ermöglicht.

Diese beiden einfachen Beispiele machen deutlich, dass in den einzelnen Grenzzustands-nachweisen klare Regelungen über den Ansatz der Einwirkungen und Widerstände getroffen werden müssen, um berechnete Sicherheiten auch bewerten und vergleichen zu können.

1.4.3 Auswirkung von Einwirkungen (Beanspruchungen)

Die Auswirkung von Einwirkungen wird auch als Beanspruchung bezeichnet. Sie stellt sich in Form von Schnittgrößen, Spannungen oder Verformungen am betrachteten Bauwerk infolge der Einwirkungen dar. Bei den Sicherheitsnachweisen werden die Bemessungswerte der Beanspruchungen dann direkt den Bemessungswerten der Widerstände gegenüber gestellt.

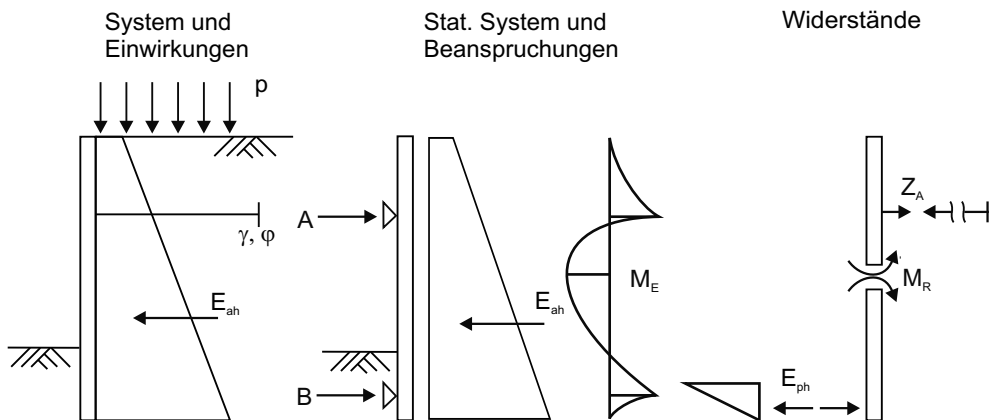


Bild 1-9 Einwirkungen, Beanspruchungen und Widerstände bei einer Spundwand

Im Beispiel der einfach verankerten, frei aufgelagerten Spundwand (Bild 1-9) stellt der aktive Erddruck E_{ah} , der selbst wiederum aus dem Eigengewicht des Bodens und der Oberflächenlast ermittelt wird, die Einwirkung auf die Baugrubenwand dar. Bei Vorgabe der Einbindetiefe kann das statische System als Balken auf zwei Stützen betrachtet werden. Die sich aus der statischen Berechnung ergebenden Auflagerkräfte A und B stellen die Beanspruchungen für den Anker bzw. das Bodenwiderlager dar. In der Grenzzustandsbetrachtung werden der Herauszieh Widerstand des Ankers und der aktivierbare Erdwiderstand vor dem Fuß der Baugrubenwand als Widerstände diesen Beanspruchungen gegenübergestellt. Ebenso wird das aus der statischen Berechnung erhaltene Moment M_E als Beanspruchung

mit dem von der Geometrie und dem Werkstoff der Baugrubenwand abhängigen maximal aufnehmbaren Moment M_R verglichen.

Auf die Einzelheiten der Nachweisführung und dabei insbesondere die Einführung von Teilsicherheitsbeiwerten wird später noch im Detail bei den Ausführungen zu den einzelnen Grenzzuständen eingegangen.

1.4.4 Charakteristische Werte

Als charakteristischer Wert einer Einwirkung wird der Wert bezeichnet, von dem angenommen wird, dass er mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit im Bezugszeitraum unter Berücksichtigung der Nutzungsdauer des Bauwerks und der entsprechenden Bemessungssituation nicht überschritten wird¹. In DIN EN 1990 wird der charakteristische Wert einer Baustoffeigenschaft als ein Wert beschrieben, der mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit bei unbegrenzter Probenzahl auftritt. Meist entspricht dieser Wert dann einer bestimmten Fraktile aus einer statistischen Verteilung. Charakteristische Größen werden durch den Index „k“ gekennzeichnet.

Schwieriger gestaltet sich die Festlegung von charakteristischen geotechnischen Kenngrößen. Sie zählt zu den schwierigsten Aufgaben in der Geotechnik. Dies liegt zum einen an der natürlichen Inhomogenität der Böden und zum anderen daran, dass der Baugrund nur nadelstichartig durch Bohrungen und Sondierungen erkundet werden kann und von daher meist keine gesicherte Basis für eine seriöse statistische Auswertung zur Festlegung der Bodenkennwerte gegeben ist.

Aufgrund der genannten Schwierigkeiten wird die Festlegung der charakteristischen Werte in der Regel durch einen Sachverständigen für Geotechnik erfolgen. Es obliegt seinem Wissen und seiner Erfahrung, wie groß er das Vorhaltemaß zwischen dem von ihm festzulegenden charakteristischen Wert und dem rechnerischen Mittelwert einer Größe wählt (Bild 1-10).

Einflussparameter auf die Größe des Vorhaltemaßes sind die

- Güte und Umfang der Datenbasis,
- Art des Bauwerks,
- Bedeutung des Parameters in einer geotechnischen Berechnung und
- Art des geotechnischen Berechnungsverfahrens.

Eine konkrete Verfahrensanweisung zur quantitativen Festlegung der charakteristischen Werte wird in DIN 1054 nicht gegeben.

¹ DIN EN 1990:2010-12, 1.5.3.14

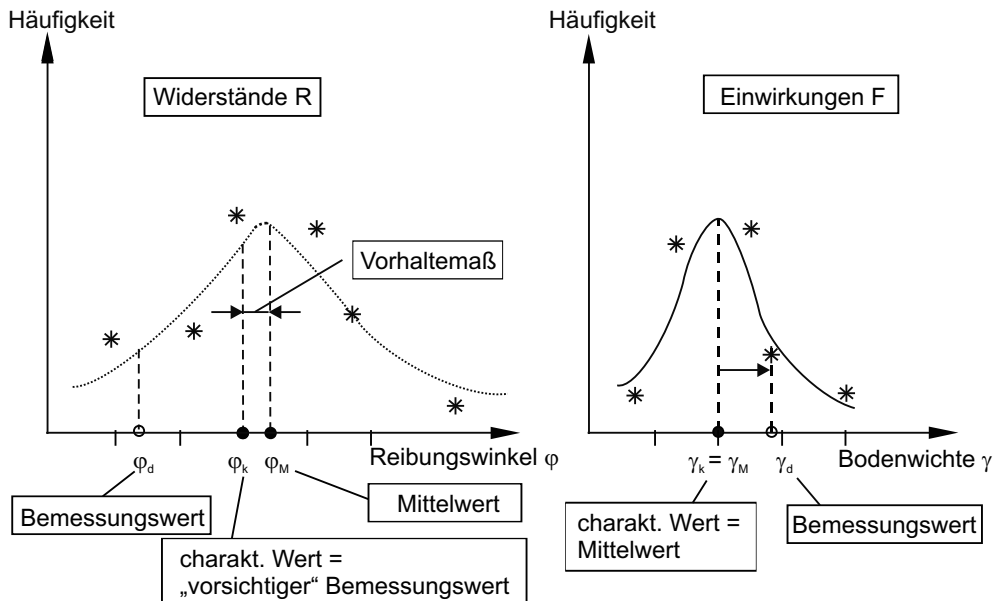


Bild 1-10 Festlegung der charakteristischen Werte und der Bemessungswerte geotechnischer Größen

In Abschnitt 3.3 von DIN EN 1997-1 werden für verschiedene Bodenparameter allerdings Hinweise gegeben, ob der charakteristische Wert mit dem arithmetischen Mittelwert, einem vorsichtigen Schätzwert oder mit oberen und unteren Werten festgelegt werden soll.

In Fällen, in denen die Streuung der Messwerte gering ist und der gemessene Parameter wenig Einfluss auf das Gesamtergebnis hat, kann der charakteristische Wert mit dem Mittelwert zusammenfallen, wie das beispielhaft für die Wichte des Bodens im rechten Teil von Bild 1-10 gezeigt ist¹. Ob diese Bedingungen zutreffen, muss im konkreten Anwendungsfall natürlich im Einzelnen überprüft werden. Bei der Scherfestigkeit wird hingegen empfohlen, die charakteristischen Werte mit vorsichtigen Schätzwerten des Mittelwerts festzulegen² (Bild 1-10 links).

Es kann auch erforderlich werden, obere und untere charakteristische Werte festzulegen und in den Berechnungen jeweils die ungünstigste Kombination auszuwählen. Eine solche Erfordernis kann gegeben sein, wenn die Ergebnisse der Labor- und Feldversuche sehr starke Streuungen aufweisen oder eine besondere Problemstellung dies angeraten erscheinen lässt (siehe z.B. Nachweis gegen Versagen durch Aufschwimmen in Kapitel 9).

Generell sollte der Kontakt zwischen dem Sachverständigen für Geotechnik und dem Tragwerksplaner nicht auf die Übergabe von Bodenkennwerten beschränkt bleiben, sondern auch die Diskussion über die damit erhaltenen Ergebnisse einschließen. Dies erscheint

¹ DIN 1054:2010-12, 3.3.3 A (3)

² DIN EN 1997-1:2009-09, 2.4.5.2 (2)P und DIN 1054:2010-12, 3.3.5 A (5)

insbesondere vor der in Kapitel 1.5 erläuterten Unterscheidung in Grenzzustände der Tragfähigkeit und Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit notwendig.

Da bei komplexen Konstruktionen heute fast ausschließlich Rechenprogramme zum Einsatz kommen, die auf Verfahren beruhen, bei denen neben den Gleichgewichtsbedingungen auch die Kompatibilität der Spannungen und Verformungen gewährleistet ist (z.B. Bettungsziffer-, Steifemodulverfahren, FE-Methode) kommt der Angabe der verformungsbestimmenden Bodenkenngrößen eine wichtige Bedeutung zu. Insbesondere bei verformungsempfindlichen Konstruktionen mag der Sachverständige für Geotechnik geneigt sein, zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit die verformungsbestimmenden Kenngrößen des Untergrunds wie z.B. die Steifemodule der einzelnen Bodenschichten möglichst vorsichtig, d. h. niedrig anzusetzen. Dies kann aber bei der Bestimmung der Schnittgrößen zur Abschätzung der Grenztragfähigkeit zu unrealistischen Ergebnissen führen. In solchen Fällen ist eine Rückkopplung zwischen Tragwerksplaner und Sachverständigen für Geotechnik unerlässlich, um die Berechnungsergebnisse zu bewerten, die vorgegebenen Kennwerte zu bestätigen, ggf. zu korrigieren oder auch zusätzliche Untersuchungen zu veranlassen, mit denen die Schwankungsbreite der maßgebenden Kenngrößen weiter eingegrenzt werden kann.

Das Beispiel in Bild 1-11 soll verdeutlichen, dass die Festlegung der charakteristischen Werte auch von der gewählten Baukonstruktion abhängt.

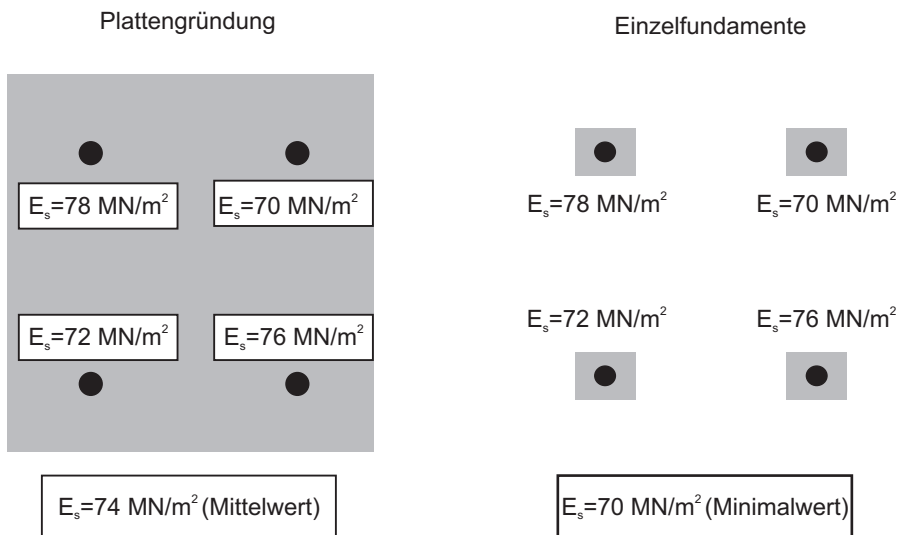


Bild 1-11 Einfluss der Baukonstruktion auf die Festlegung der charakteristischen Werte

Bei einer Plattengründung ist es durchaus gerechtfertigt, den Steifemodul als Mittelwert der gemessenen Einzelwerte, ggf. abzüglich eines Sicherheitsabschlags, zu verwenden, da Abweichungen in den Verformungseigenschaften des Baugrundes durch die Überbaukonstruktion ausgeglichen werden können. Diese Fähigkeit zur unschädlichen Kräfteumlagerung

wird als Duktilität bezeichnet. Bei der Bemessung von Einzelfundamenten muss hingegen der Kleinstwert angesetzt werden, da dieser ungünstigste Fall tatsächlich auftritt und eine Umverteilung auf Nachbarbauteile bei Einzelfundamenten nicht möglich ist.

1.4.5 Duktilität

Der Ansatz vorsichtiger Schätzwerte des Mittelwerts der Scherfestigkeit als charakteristischer Wert setzt voraus, dass sich der Boden ausreichend duktil verhält¹. Duktilität einer Konstruktion liegt vor, wenn sich bei Annäherung an den Grenzzustand große Verformungen einstellen und Kräfte sich im Baugrund und im Bauwerk unschädlich umlagern können².

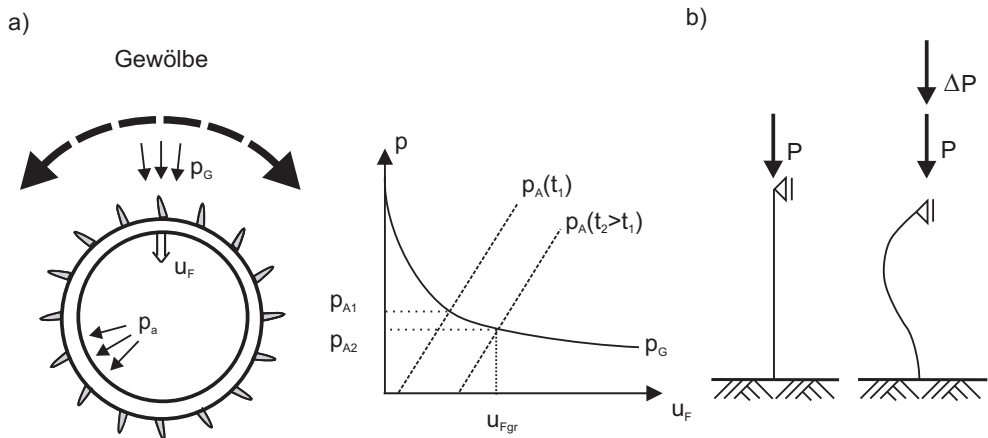


Bild 1-12 Beispiele für ein a) duktiles System mit Kraft-Verformungsdiagramm, b) nicht duktiles System

Ein typisches duktile System liegt bei der Aufführung einer Tunnelröhre in der Spritzbetonbauweise vor (Bild 1-12a). Mit zunehmender Verformung bilden sich im Gebirge Gewölbe, die den Gebirgsdruck p_G immer stärker vom Ausbau fernhalten. Umgekehrt kommt es mit zunehmender Verformung des Ausbaus zum Aufbau eines immer stärker werdenden Ausbauwiderstands p_A . Bei ausreichend starker Dimensionierung des Ausbaus wird sich somit immer ein Zustand einstellen, in dem Gleichgewicht herrscht und die Verformungen zur Ruhe kommen. Durch verzögerte Einbringung des Ausbaus nach der Öffnung des Hohlraumes kann der erforderliche Ausbauwiderstand p_{A2} unter Einhaltung einer maximal tolerierbaren Firstverschiebung $u_{F,gr}$ minimiert werden. Wird der Ausbau zum Zeitpunkt $t = t_2$ nach der Aufführung eingebracht, kommt das System zur Ruhe und findet bei optimalen Querschnittsabmessungen den Gleichgewichtszustand.

Ein nicht duktiles Element stellt hingegen der Knickstab in Bild 1-12b dar, da dieser bei geringster Zunahme der Einzellast über die kritische Last hinaus schlagartig versagt. Dies

¹ DIN 1054:2010-12, 2.4.5.2 A (2)

² DIN 1054:2010-12, 2.4.1, A Anmerkung zu (11)

muss z.B. durch entsprechende Knickverbände bei ausgesteiften Baugruben verhindert werden.

Viele Rechenmodelle basieren auf einer ausreichenden Duktilität des Gesamtsystems. Meistens ist dies in der Geotechnik gegeben, da z.B. die Einwirkungen aus aktivem Erddruck mit zunehmender Verschiebung abnehmen, während die Widerstände in Form des Erdwiderstandes mit wachsender Verschiebung zunehmen. Ein nicht duktils System stellt hingegen eine umströmte Baugrubenwand mit rückschreitender Erosion dar¹ (s. auch Kapitel 9).

1.4.6 Repräsentativer Wert einer Einwirkung

Nach DIN EN 1990 ist der repräsentative Wert F_{rep} einer Einwirkung derjenige Wert, der für den Nachweis des Grenzzustandes verwendet wird². Allgemein gilt³:

$$F_{\text{rep}} = \psi \cdot F_k.$$

In dieser Gleichung stellt ψ einen allgemeinen Kombinationsfaktor dar. DIN 1054 präzisiert diesen Faktor wie folgt:

Für ständige Einwirkungen G_k und die sogenannte Leiteinwirkung $Q_{k,1}$ gilt

$$F_{\text{rep}} = F_k,$$

d.h. der Kombinationsfaktor ψ ist gleich 1,0⁴. Die übrigen voneinander unabhängigen veränderlichen Einwirkungen werden jedoch mit einem Kombinationsfaktor $\psi < 1,0$ beaufschlagt, um der Tatsache Rechnung zu tragen, dass nicht alle voneinander unabhängigen veränderlichen Einwirkungen gleichzeitig und in voller Höhe auftreten. Diese „gewichtete“ Addition der voneinander unabhängigen veränderlichen Einwirkungen auf charakteristischer Basis ergibt den repräsentativen Wert.

Er berechnet sich aus⁵

$$Q_{\text{rep}} = Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

In vorstehender Gleichung hat „=“ die Bedeutung „ergibt sich aus“ und „+“ die Bedeutung „in Verbindung mit“. $Q_{k,1}$ ist die sogenannte Leiteinwirkung und $Q_{k,i}$ ($i > 1$) sind die übrigen davon unabhängigen veränderlichen Einwirkungen (= Begleiteinwirkungen), die bei der Bildung des repräsentativen Werts mit dem Kombinationsbeiwert $\psi_{0,i}$ vermindert werden.

Im Prinzip muss die Berechnung mit jeder der Begleiteinwirkungen als Leiteinwirkung geführt werden, sofern nicht von vorneherein bestimmte Kombinationen ausgeschlossen werden können. Mit jeder zusätzlich zu berücksichtigenden Leiteinwirkung verdoppelt sich

¹ EAU (2004), E 116

² DIN EN 1990:2010-12, 1.5.3.20

³ DIN EN 1997-1:2009-09, 2.4.6.1.1 (2)P

⁴ DIN EN 1997-1:2009-09, 2.4.6.1.1, A. Anmerkung zu (2)P

⁵ DIN 1054:2010-12, A 2.4.6.1.1, A (2a)

jedenfalls der Rechenaufwand. Es erhebt sich daher die Frage, ob die im Hochbau durchaus sinnvolle und bewährte und jetzt auch für die Geotechnik eingeführte Kombinationsregel hier Sinn macht. Der Autor bezweifelt dies stark, da in den überwiegenden Fällen der geotechnischen Bemessung die ständigen Einwirkungen aus Eigengewicht, Erddruck und Wasserdruck im Vergleich zu den möglichen davon unabhängigen veränderlichen Einwirkungen dominierend sind. Aus dem am Ende dieses Kapitels vorgestellten Beispiel, bei dem eine Kaimauer mit einem bewusst hohen Anteil an veränderlichen Einwirkungen durchgerechnet wurde, wird deutlich, dass der wirtschaftliche Vorteil durch Berücksichtigung der Kombinationsregeln den zusätzlichen Berechnungsaufwand nur in wenigen Fällen rechtfertigt. Der Autor plädiert daher nachdrücklich dafür, in einer zukünftigen Überarbeitung von DIN 1054 die Kombinationsregeln allenfalls als Option, keinesfalls jedoch als verpflichtend aufzunehmen.

Im Zusammenhang mit den später noch erläuterten Bemessungssituationen tritt der Kombinationsbeiwert ψ in drei Varianten auf ($\psi_0 = 0,8$; $\psi_1 = 0,7$ und $\psi_2 = 0,5$)^{1,2}:

Kombinationswert einer veränderlichen Einwirkung: ($\psi_0 \cdot Q_k$)

Der Kombinationsbeiwert ψ_0 ist so gewählt, dass die Auftretswahrscheinlichkeit einer Kombination von unabhängigen Veränderlichen $\psi_0 \cdot Q_k$ in etwa der gleichen Auftretswahrscheinlichkeit einer einzelnen charakteristischen unabhängigen Veränderlichen Q_i entspricht. Dieser Beiwert kommt bei der ständigen Bemessungssituation BS-P und der vorübergehenden Bemessungssituation BS-T zum Tragen.

Häufiger Wert einer veränderlichen Einwirkung: ($\psi_1 \cdot Q_k$)

Da der Beiwert $\psi_1 < \psi_0$ ist, beschreibt er die Größe einer Einwirkung, die im Bezugszeitraum häufiger überschritten wird als die Größe $\psi_0 \cdot Q_k$. Der Beiwert ψ_1 kommt bei der Leiteinwirkung in der außergewöhnlichen Bemessungssituation BS-A zum Tragen.

Quasi-ständiger Wert einer veränderlichen Einwirkung: ($\psi_2 \cdot Q_k$)

Der Beiwert ψ_2 ist so gewählt, dass die Größe $\psi_2 \cdot Q_k$ innerhalb des Bezugszeitraums zu einem wesentlichen Teil überschritten ist. Diese gegenüber $\psi_1 \cdot Q_k$ noch weiter reduzierte Einwirkung ist praktisch fast permanent vorhanden und muss daher auch bei der Bemessungssituation für Erdbeben berücksichtigt werden. Außerdem wird ψ_2 in der Bemessungssituation BS-A bei den Begleiteinwirkungen angesetzt.

1.4.7 Bemessungssituationen

Die Bemessungssituationen ersetzen die aus DIN 1054:2005-01 bekannten Lastfälle, die aus der Kombination von Einwirkungskombinationen und Sicherheitsklassen gebildet worden waren. Mit den Bemessungssituationen soll bestimmt werden, mit welcher Wahrscheinlichkeit und über welchen Zeitraum eine bestimmte Einwirkung auf das Tragwerk

¹ DIN 1054:2010-12, A 2.4.6.1.1, A (3)

² DIN EN 1990:2010-12, 1.5.3.16 bis 1.5.3.18

vorhanden ist. In Anlehnung an DIN EN 1990 definiert DIN 1054 vier Bemessungssituationen^{1,2}:

Ständige Bemessungssituation BS-P (persistent situation)

In dieser Bemessungssituation werden ständig und regelmäßig während der Funktionszeit eines Bauwerks auftretende veränderliche Einwirkungen berücksichtigt.

Vorübergehende Bemessungssituation BS-T (transient situation)

Dazu zählen Einwirkungssituationen begrenzter Dauer wie z.B. Bauzustände bei der Herstellung oder Reparatur eines Gebäudes, insbesondere auch Baugruben, sofern für einzelne Bauteile nichts anderes festgelegt ist (z.B. Steifen, s. Kapitel 7 Baugrubenwände). Auch Zustände mit einem geplanten einmaligen Auftreten zählen zur Bemessungssituation BS-T.

Außergewöhnliche Bemessungssituation BS-A (accidental situation)

Diese Bemessungssituation bezieht sich auf außergewöhnliche Situationen, bei der neben ständig und regelmäßig auftretenden Einwirkungen mindestens auch eine außergewöhnliche Einwirkung durch z.B. Brand, Explosion, Anprall oder Ankerausfall auftritt. Die Bemessungssituation BS-A liegt auch vor, wenn mehrere ungewöhnlich große oder planmäßig einmalige Einwirkungen zu berücksichtigen sind.

Bemessungssituation Erdbeben BS-E: (earthquake situation)

Diese Situation umschreibt die Bedingungen, die bei einem Erdbeben auf das Tragwerk einwirken.

Die Bemessungssituation BS-E wurde gegenüber den aus DIN 1054:2005-01 bekannten drei Lastfällen neu in DIN 1054:2010-12 aufgenommen. Ansonsten entspricht die Bemessungssituation BS-P dem bisherigen Lastfall 1, BS-T dem Lastfall 2 und BS-A dem Lastfall 3.

1.4.8 Bemessungswerte

Bemessungswerte für Einwirkungen

Bei den Bemessungswerten muss zunächst unterschieden werden zwischen der Bemessungsgröße einer Einwirkung F_d , der Bemessungsgröße einer Baustoff- oder Produkteigenschaft, wozu auch die geotechnischen Kenngrößen zählen, und den aus diesen Größen gebildeten Bemessungsgrößen der Beanspruchungen einerseits und den Bemessungsgrößen der Tragfähigkeit (Widerstände) andererseits.

Der Bemessungswert einer Einwirkung ergibt sich allgemein aus³

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{\text{rep}} \quad \text{mit} \quad F_{\text{rep}} = \psi \cdot F_k.$$

¹ DIN EN 1990:2010-12, 3.2

² DIN 1054:2010-12, 2.2 A (4)

³ DIN EN 1997-1:2009-09, A 2.4.6.1.1 (2)P

Lediglich bei den Nachweisen der Sicherheit gegen Aufschwimmen (UPL) und gegen hydraulischen Grundbruch (HYD) werden die repräsentativen Größen ohne Kombinationsbeiwerte gebildet, d.h. es gilt¹

$$F_d = F_k \cdot \gamma_F \text{ bzw. } \sum_{i \geq 1} F_{k,i} \cdot \gamma_{F,i}.$$

Die Größe des Teilsicherheitsbeiwertes γ_F richtet sich dabei nach der Art des betrachteten Grenzzustands und der jeweiligen Bemessungssituation. Sie finden sich in Tabelle A 2.1 von DIN 1054².

Bemessungswerte für geotechnische Größen

Allgemein ergibt sich der Bemessungswert eines Baustoffes aus³

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}.$$

Darin ist X_k der charakteristische Wert der Baustoffeigenschaft, γ_m der Teilsicherheitsbeiwert für die Baustoffeigenschaft und η ein Umrechnungsfaktor zwischen Probeeigenschaften und den zugehörigen Eigenschaften im Bauteil. Mit η wird z.B. ein Maßstabsfaktor abgedeckt.

Bei den geotechnischen Kenngrößen dürfen η und γ_m zu einem einzigen Teilsicherheitsbeiwert γ_M zusammengefasst werden⁴.

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}.$$

Vorstehende vereinfachte Gleichung kommt z.B. auch bei der Materialfestigkeit eines Ankers zum Tragen. Bei den nachfolgend noch vorgestellten Nachweisen nach DIN 1054 kommt eine direkte Abminderung der geotechnischen Größen nur beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit (GEO-3) vor. Dort erfolgt die Abminderung der Scherfestigkeitsparameter wie folgt⁵:

$$\tan \phi'_d = \tan \phi'_k / \gamma_{\phi'},$$

$$c'_d = c'_k / \gamma_{c'},$$

$$c_{u,d} = c_{u,k} / \gamma_{cu}.$$

Die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte für die geotechnischen Größen finden sich jetzt in einer eigenen Tabelle von DIN 1054⁶.

¹ DIN 1054:2010-12, A 2.4.7.6.1 A (2b)

² DIN 1054:2010-12, A 2.4.7.6.1, Tabelle A 2.1

³ DIN EN 1990:2010-12, 6.3.3

⁴ DIN EN 1997-1:2009-09, 2.4.6.2, (1)P

⁵ DIN 1054:2010-12, 2.4.6.2, A (4)

⁶ DIN 1054:2010-12, A 2.4.7.6.2, Tabelle A 2.2

Bemessungswerte für geometrische Vorgaben

Normalerweise enthalten die Teilsicherheiten für Einwirkungen und Materialien eine kleine Reserve für Streuungen geometrischer Vorgaben, so dass die charakteristischen Werte von geometrischen Vorgaben den Nennwerten entsprechen. Nur wenn Abweichungen bei den geometrischen Vorgaben einen großen Einfluss auf die Zuverlässigkeit eines Bauwerks haben, ist für den Bemessungswert ein Zuschlag vorgesehen¹:

$$a_d = a_{\text{nom}} \pm \Delta a.$$

Fälle, in denen ein Zuschlag anzusetzen ist, sind z.B. ein stark exzentrisch belastetes Fundament oder ein tieferer Aushub als vorgesehen vor einer Baugrubenwand. Anhaltswerte für den in diesen Fällen anzusetzenden Zuschlag finden sich in DIN EN 1997-1:2009-09 in den Abschnitten 6.5.4 (2) und 9.3.2.2.

Bemessungswerte für Beanspruchungen (Auswirkung von Einwirkungen)

Allgemein kann der Bemessungswert der Auswirkungen E_d infolge Einwirkungen wie folgt dargestellt werden²:

$$E_d = \gamma_{\text{Sd}} \cdot E \left(\gamma_{\text{fi},i} \cdot F_{\text{rep},i}; a_d \right).$$

In dieser Gleichung bezeichnet $\gamma_{\text{fi},i}$ den Teilsicherheitsbeiwert bei der Festlegung der repräsentativen Einwirkung und γ_{Sd} den Teilsicherheitsbeiwert infolge Unsicherheiten im Berechnungsmodell. Der Ausdruck $E(\dots)$ bedeutet, dass sich die Bemessungsbeanspruchung aus einem gegebenenfalls auch nichtlinearen funktionalen Zusammenhang der in der Klammer enthaltenen Größen ergibt.

In vielen Fällen, so auch in der Geotechnik, darf eine vereinfachte Form obiger Gleichung angenommen werden:

$$E_d = \left(\gamma_{\text{F},i} \cdot F_{\text{rep},i}; a_d \right) \text{ mit } \gamma_{\text{F},i} = \gamma_{\text{Sd}} \cdot \gamma_{\text{fi},i}.$$

Für den Bereich der Geotechnik wird die Bildung der Bemessungsbeanspruchung E_d nach DIN 1054 für die einzelnen Bemessungssituationen noch weiter spezifiziert. So gilt im allgemeinen Fall für die Bemessungssituation BS-P und BS-T³:

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{\text{G},j} \cdot G_{\text{k},j} \text{ "+" } \gamma_{\text{p}} \cdot P_{\text{k}} \text{ "+" } \gamma_{\text{Q},1} \cdot Q_{\text{k},1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{\text{Q},i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{\text{k},i} \right).$$

In vorstehender Gleichung bedeuten

$G_{\text{k},j}$; $\gamma_{\text{G},j}$ j-te ständige charakteristische Einwirkung und zugehöriger Teilsicherheitsbeiwert,

¹ DIN EN 1997-1:2009-09, 2.4.6.3, (2)P

² DIN EN 1990:2010-12, 6.3.2

³ DIN 1054:2010-12, A 2.4.7.3.2, A (1b)

$P_k; \gamma_P$	charakteristische Einwirkung aus Vorspannung und zugehöriger Teilsicherheitsbeiwert,
$Q_{k,1}; \gamma_{Q,1}$	charakteristische Leiteinwirkung mit zugehörigem Teilsicherheitsbeiwert,
$Q_{k,i}; \gamma_{Q,i}; \psi_{0,i}$	i-te charakteristische Begleiteinwirkung mit zugehörigem Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwert.

Für die Bemessungssituation BS-A gilt:

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot (\psi_1 \text{ oder } \psi_2) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right).$$

Die außergewöhnliche Einwirkung geht in vorstehender Gleichung direkt mit ihrem Bemessungswert A_d ein. Im Gegensatz zu den Bemessungssituationen BS-P und BS-T wird auch die Leiteinwirkung $Q_{k,1}$ mit einem Kombinationsbeiwert ψ abgemindert, wobei je nach Art der außergewöhnlichen Bemessungssituation entweder ψ_1 oder der betragsmäßig geringere Kombinationsbeiwert ψ_2 verwendet werden soll. Zur genaueren Wahl von ψ_1 oder ψ_2 wird auf DIN EN 1990-2010-12, 6.4.3.3 (3) und (4) verwiesen, was aber weitgehend ins Leere verläuft, da dort wieder ein nicht näher spezifizierter Rückverweis auf DIN EN 1997-1 erfolgt. Es bleibt daher der Einschätzung des Anwenders überlassen, ob er bei der Kombination der außergewöhnlichen Einwirkung A_d mit der Leiteinwirkung $Q_{k,1}$ dieser eher den Charakter eines häufigen Werts (ψ_1) oder eher eines quasi-ständigen Werts (ψ_2) zuweist.

Bei der Bemessungssituation Erdbeben wird die Bemessungsbeanspruchung aus Erdbeben A_{Ed} nur noch mit den charakteristischen Werten der übrigen Einwirkungen kombiniert:

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + A_{Ed} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j} \right).$$

Für den Fall linear elastischer Theorie und Gültigkeit des Superpositionsprinzips können in den vorstehenden Gleichungen die Bemessungsbeanspruchungen auch dadurch erhalten werden, dass zunächst die charakteristischen Beanspruchungen infolge der charakteristischen Einwirkungen berechnet und anschließend die Bemessungsbeanspruchungen aus der Multiplikation der charakteristischen Beanspruchungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten gebildet werden. Für die Bemessungssituation BS-P und BS-T ergibt sich in diesem Fall:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot E(G_{k,j}) + \gamma_P \cdot E(P_k) + \gamma_{Q,1} \cdot E(Q_{k,1}) + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot E(Q_{k,i}).$$

In dieser Form werden in Deutschland die Bemessungsbeanspruchungen für die Nachweisführung im Grenzzustand STR und GEO-2 gebildet.

Bemessungswiderstände

Allgemein ergibt sich ein Bemessungswiderstand im Sinne einer Tragfähigkeit in Anlehnung an DIN EN 1990 und DIN EN 1997-1 wie folgt^{1,2}:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R(\gamma_F \cdot F_{rep}; \eta \cdot \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d).$$

In dieser Gleichung stellt γ_{Rd} den Teilsicherheitsbeiwert für die Unsicherheit des Widerstandsmodells dar. Gegenüber der in DIN EN 1990 angegebenen Gleichung wurde bei den Argumenten auch noch die Einwirkung F_{rep} mit aufgenommen, da in der Geotechnik die Widerstände neben den geotechnischen Größen auch von den Einwirkungen abhängen können (s. z.B. Grundbruchwiderstand).

Die vorstehende Gleichung für den Bemessungswiderstand darf in Deutschland für die Grenzzustände STR und GEO-2 wie folgt vereinfacht werden:

$$R_d = \frac{R(F_{rep}; X_{k,i})}{\gamma_R} = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (\text{für STR und GEO-2}).$$

Die Gleichung besagt, dass zunächst der charakteristische Widerstand mit charakteristischen bzw. repräsentativen Einwirkungen und charakteristischen Bodenkennwerten berechnet wird und erst anschließend durch den zusammenfassenden Teilsicherheitsbeiwert γ_R dividiert wird, der die in der allgemeinen Gleichung verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Rd} , γ_m und η zusammenfasst.

Für das Nachweisverfahren 3, das in Deutschland für den Nachweis der Gesamtstandsicherheit im Grenzzustand GEO-3 verwendet wird, ergibt sich der Bemessungswiderstand wie folgt:

$$R_d = R\left(\gamma_F \cdot F_{rep}; \frac{X_{k,i}}{\gamma_M}\right) \quad (\text{für GEO-3}).$$

In diesem Fall werden zunächst die Bemessungsbeanspruchungen gebildet und die charakteristischen geotechnischen Kenngrößen durch den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwert dividiert.

Erst daran anschließend werden z.B. beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit die halten- und treibenden Momente gebildet.

1.4.9 Nachweisverfahren

Der EC 7-1 kennt drei unterschiedliche Nachweisverfahren (DA = Design approach), deren Anwendung für jeden geotechnischen Bemessungsfall länderspezifisch festgelegt werden darf.

¹ DIN EN 1990:2010-12, 6.3.5

² DIN EN 1997-1:2009-09; 2.4.7.3.3

Generell unterscheiden sich die Verfahren durch die Art der Faktorisierung, d.h. an welcher Stelle werden die Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt (nur bei den Einwirkungen oder bei den Widerständen oder bei beiden) und wie die Bemessungsbeanspruchungen gebildet werden (z.B. mit charakteristischen Werten oder vorab erhöhten Bemessungswerten).

Für jedes der Verfahren werden Teilsicherheitsbeiwerte im Anhang A von DIN EN 1997-1 empfohlen, wobei davon aber in den Nationalen Anhängen ebenfalls abgewichen werden kann.

Im Anhang A von DIN EN 1997-1 sind jeweils Tabellen „A“ für die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen, „M“ für die geotechnischen Kenngrößen und „R“ für die Widerstände angegeben. Für das Nachweisverfahren 2 wird z.B. folgende Kombination vorgegeben:

$$A_1 "+" M_1 "+" R_2.$$

Die Anwendung dieser Vorschrift mit den Tabellen 1-2. bis 1-4. aus Anhang A von DIN EN 1997-1:2009-09 ergibt:

Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige ständige Einwirkungen: $\gamma_G = 1,35$

Teilsicherheitsbeiwert für günstige ständige Einwirkungen: $\gamma_G = 1,00$

Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige veränderliche Einwirkungen: $\gamma_Q = 1,50$

Teilsicherheitsbeiwert für Scherparameter: $\gamma_{\phi'} = \gamma_{c'} = 1,0$

Teilsicherheitsbeiwert für z.B. Grundbruch: $\gamma_{R,v} = 1,4$

Tabelle 1-2 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F) oder Beanspruchungen (γ_E) für den Nachweis von Grenzzuständen im Tragwerk (STR) oder im Baugrund (GEO-2) nach Tabelle A.3 von DIN EN 1997-1:2009-09

Einwirkung		Symbol	Werte	
Dauer	Bedingung		A1	A2
Ständig	ungünstig	γ_G	1,35	1,0
	günstig	γ_G	1,0	1,0
Veränderlich	ungünstig	γ_Q	1,5	1,3
	günstig	γ_Q	0	0

Tabelle 1-3 Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen (γ_M) (Grenzzustände STR und GEO-2) nach Tabelle A.4 von DIN EN 1997-1:2009-09

Bodenkenngröße	Symbol	Werte	
		M1	M2
Wirksamer Scherwinkel ^a	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Wirksame Kohäsion	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Scherfestigkeit im undränierten Zustand	γ_{cu}	1,0	1,4
Einaxiale Druckfestigkeit	γ_{qu}	1,0	1,4
Wichte	γ_γ	1,0	1,0
^a Dieser Beiwert wird auf $\tan\varphi'$ angewendet.			

Tabelle 1-4 Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Flachgründungen (Grenzzustände STR und GEO-2) nach Tabelle A.5 von DIN 1997-1:2009-09

Widerstand	Symbol	Werte		
		R1	R2	R3
Grundbruch	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Gleiten	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

Hinweis: Werden die Einwirkungen zunächst mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 1-2 beaufschlagt und damit die Bemessungsbeanspruchungen gebildet, entspricht dies dem allgemeinen Nachweisverfahren 2. Bildet man wie in Deutschland für die Grenzzustände STR und GEO-2 vorgeschrieben zunächst die charakteristischen Beanspruchungen aus den charakteristischen Einwirkungen und beaufschlagt erst anschließend mit den Teilsicherheitsbeiwerten, so spricht man vom Nachweisverfahren 2.*

In Deutschland braucht nicht nach den in Anhang A von DIN EN 1997 möglichen Kombinationen vorgegangen werden, da die Vorgehensweise für die einzelnen Grenzzustände explizit in DIN 1054:2010-12 geregelt ist (s. Kapitel 1.6). Die dabei in Deutschland verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte sind in den nachfolgenden Tabellen 1-5 für Einwirkungen und Beanspruchungen, 1-6 für geotechnische Größen und 1-7 für Widerstände abgedruckt. Sie entsprechen den Tabellen A 2.1 bis A 2.3 von DIN 1054:2010-12.

Tabelle 1-5 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen nach
Tabelle A 2.1 von DIN 1054:2010-12

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formel- zeichen	Bemessungs- situation		
		BS-P	BS-T	BS-A
HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen				
Destabilisierende ständige Einwirkungen ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,00
Stabilisierende ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stb}$	0,95	0,95	0,95
Destabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
Stabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,stb}$	0	0	0
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,35	1,30	1,20
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,80	1,60	1,35
EQU: Grenzzustand des Verlusts der Lagesicherheit				
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,dst}$	1,10	1,05	1,00
Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stb}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,25	1,00
STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein ^a	γ_G	1,35	1,20	1,10
Beanspruchungen aus günstigen ständigen Einwirkungen ^b	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00	1,00
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen aus Erdruchdruck	$\gamma_{G,E0}$	1,20	1,10	1,00
Beanspruchungen aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,10
Beanspruchungen aus günstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	0	0	0
GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlusts der Gesamtstandsicherheit				
Ständige Einwirkungen ^a	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00
SLS: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				
γ_G = 1,00 für ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
γ_Q = 1,00 für veränderliche Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
^a einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck. ^b nur im Sonderfall nach 7.6.3.1 A (2)				

Tabelle 1-6 Teilsicherheitsbeiwerte für geotechnische Größen nach Tabelle A 2.2 von DIN 1054:2010-12

Bodenkenngröße	Formel- zeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen				
Reibungsbeiwert $\tan\varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan\varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}$, $\gamma_{\varphi u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}$, γ_{cu}	1,00	1,00	1,00
GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Untergrund				
Reibungsbeiwert $\tan\varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan\varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}$, $\gamma_{\varphi u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}$, γ_{cu}	1,00	1,00	1,00
GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit				
Reibungsbeiwert $\tan\varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan\varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}$, $\gamma_{\varphi u}$	1,25	1,15	1,10
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}$, γ_{cu}	1,25	1,15	1,10
Anmerkung zu Tabelle 1-6: In der Bemessungssituation BS-E werden nach DIN EN 1990 keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt.				

Tabelle 1-7 Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände nach Tabelle A 2.3 von DIN 1054:2010-12

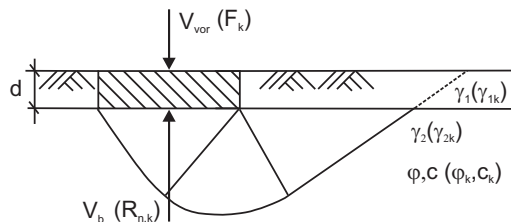
Widerstand	Formel- zeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Bodenwiderstände				
- Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand	$\gamma_{R,e}, \gamma_{R,v}$	1,4	1,3	1,2
- Gleitwiderstand	$\gamma_{R,h}$	1,10	1,10	1,10
Pfahlwiderstände aus statischen und dynamischen Pfahlprobelastungen				
- Fußwiderstand	γ_b	1,10	1,10	1,10
- Mantelwiderstand (Druck)	γ_s	1,10	1,10	1,10
- Gesamtwiderstand (Druck)	γ_t	1,10	1,10	1,10
- Mantelwiderstand (Zug)	$\gamma_{s,t}$	1,15	1,15	1,15
Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten				
- Druckpfähle	$\gamma_b, \gamma_s, \gamma_t$	1,40	1,40	1,40
- Zugpfähle (nur in Ausnahmefällen)	$\gamma_{s,t}$	1,50	1,50	1,50
Herauszieh widerstände				
- Boden- bzw. Felsnägel	γ_a	1,40	1,30	1,20
- Verpresskörper von Verpressankern	γ_a	1,10	1,10	1,10
- Flexible Bewehrungselemente	γ_a	1,40	1,30	1,20
GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlusts der Gesamtstandsicherheit				
Scherfestigkeit				
- Siehe Tabelle 1-6				
Herauszieh widerstände				
- Siehe STR und GEO-2				
Anmerkung 1 zu Tabelle 1-7: Der Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand des Stahlzugglieds von Anker ist für die Grenzzustände GEO-2 und GEO-3 mit $\gamma_M = 1,15$ anzusetzen.				
Anmerkung 2 zu Tabelle 1-7: Teilsicherheitsbeiwerte für Materialwiderstände von flexiblen Bewehrungselementen sind der EBGEO zu entnehmen.				
Anmerkung 3 zu Tabelle 1-7: In der Bemessungssituation BS-E werden nach DIN EN 1990 keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt.				

1.5 Sicherheitskonzepte

1.5.1 Globales Sicherheitskonzept

Die Sicherheitsnachweise nach der früheren Vorgängernorm DIN 1054:1976-11 wurden mit dem globalen Sicherheitskonzept geführt. Dabei wurde das Verhältnis zwischen den maximal möglichen Widerständen (= charakteristischen Widerständen R_k) und den tatsächlich wirkenden Einwirkungen (= charakteristischen Einwirkungen F_k) bzw. Beanspruchungen E_k gebildet (Bild 1-13). Dem Sicherheitsbedürfnis wurde dadurch Rechnung getragen, dass dieses Verhältnis deutlich größer als 1 sein musste. Eine Differenzierung der einzelnen Einwirkungen und vor allen Dingen der Widerstände konnte bei diesem Konzept nicht vorgenommen werden.

a)



Grundbruchlast

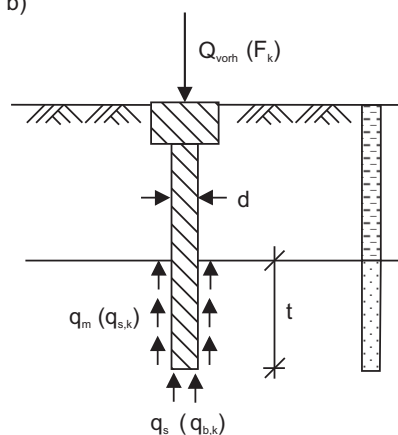
$$V_b = a \cdot b \cdot (c \cdot N_c \cdot \psi_c + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d + \gamma_2 \cdot b \cdot N_b) = R_{n,k}$$

Globaler Sicherheitsfaktor

$$\eta = \frac{V_b}{V_{vor}} = \frac{R_{n,k}}{F_k} \geq 2,0$$

(LF 1, DIN 4017: 1979-08)

b)



Pfahltragfähigkeit

$$Q_b = Q_s + Q_m = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot q_s + \pi \cdot d \cdot t \cdot q_m = R_{c,k}$$

Globaler Sicherheitsfaktor

$$\eta = \frac{Q_b}{Q_{vorh}} = \frac{R_{c,k}}{F_k} \geq 2,0$$

(LF 1, DIN 1054: 1976-11)

Bild 1-13 Globaler Sicherheitsnachweis: a) Beispiel Grundbruch; b) Beispiel Pfahlgründung (jetzige Terminologie in Klammern)

Beim globalen Sicherheitskonzept hatte man bei der Bestimmung von noch nicht festgelegten Bauteilabmessungen das Problem, dass die geforderte Sicherheit größer 1,0 nicht erreicht wurde, wenn man mit den vorgenannten charakteristischen Größen die statische Berechnung durchführte, da das Gleichgewicht zwischen den charakteristischen Einwirkungen und den charakteristischen Widerständen ohne jegliche Reserven hergestellt wurde. In der

Praxis half man sich dann dadurch, dass die Widerstände vor dem Eingang in die statische Berechnung abgemindert werden, z.B. durch Division des Erdwiderstandes durch den Faktor $\eta = 1,5$ bei der Bestimmung der Einbindetiefe einer Baugrubenwand¹.

1.5.2 Teilsicherheitskonzept

Im Gegensatz zum globalen Sicherheitskonzept werden beim Teilsicherheitskonzept im Grenzzustand die Bemessungswiderstände R_d den Bemessungseinwirkungen F_d bzw. -beanspruchungen E_d gegenübergestellt. Da die Bemessungswiderstände bereits um die Teilsicherheitsbeiwerte γ_R vermindert und die Einwirkungen bzw. Beanspruchungen um die Teilsicherheitsbeiwerte γ_F bzw. γ_E erhöht wurden, muss lediglich die Ungleichung erfüllt sein, nach der die Bemessungswiderstände R_d immer größer oder allenfalls gleich den Bemessungseinwirkungen F_d bzw. Bemessungsbeanspruchungen E_d sein müssen (Bild 1-14):

$$R_d - F_d \geq 0 \text{ bzw. } R_d - E_d \geq 0.$$

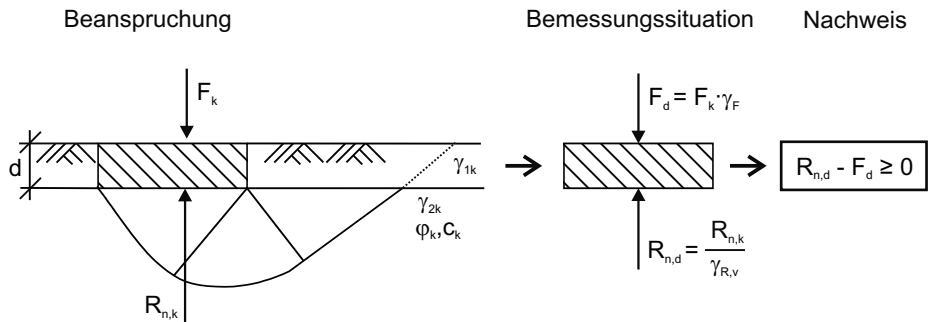


Bild 1-14 Teilsicherheitskonzept am Beispiel des Grundbruchs eines Fundaments

1.5.3 Ausnutzungsgrad der Widerstände

Um zu wissen, wie hoch das erreichte Sicherheitsniveau ist, wird der so genannte Ausnutzungsgrad μ der Widerstände eingeführt. Mit ihm werden die Bemessungswiderstände noch soweit vermindert, dass diese abgeminderten Bemessungswiderstände gerade den Bemessungseinwirkungen bzw. -beanspruchungen entsprechen. Die ursprüngliche Ungleichung für den Grenzzustand wird dann zur Bestimmungsgleichung für den Ausnutzungsgrad:

$$\mu \cdot R_d - F_d = 0.$$

Sofern für die Einwirkungen bzw. Beanspruchungen nur ein einziger Teilsicherheitsbeiwert verwendet wurde, kann aus dem Ausnutzungsgrad der Widerstände und den Teilsicherheitsbeiwerten für die Einwirkungen und Widerstände der bekannte globale Sicherheitsbeiwert η zurückgerechnet werden. Für das in Bild 1-15 dargestellte Beispiel des Grundbruchs erhält man

¹ EAB (1994), EB 19

$$\mu \cdot R_{n,d} - F_d = 0 \rightarrow \mu \cdot \frac{R_{n,k}}{\gamma_{R,v}} - \gamma_F \cdot F_k = 0 ;$$

$$\text{Ausnutzungsgrad } \mu = \frac{F_k}{R_{n,k}} \cdot \gamma_F \cdot \gamma_R ;$$

$$\text{globaler Sicherheitsbeiwert } \eta = \frac{R_{n,k}}{F_k} = \frac{\gamma_F \cdot \gamma_{R,v}}{\mu} .$$

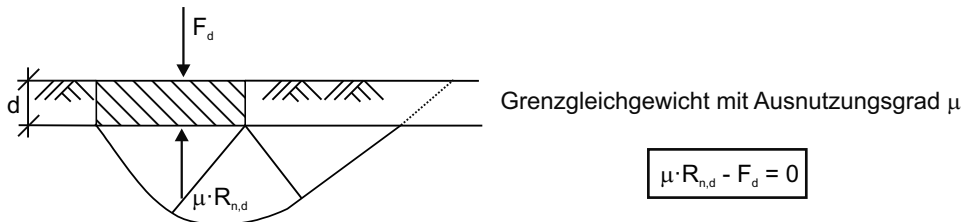


Bild 1-15 Ausnutzungsgrad der Widerstände für das Beispiel Grundbruch

Hat man hingegen ständige und veränderliche Einwirkungen, die mit unterschiedlichen Teilsicherheitswerten beaufschlagt werden, so ist die Umrechnung zwischen globalem Sicherheitsfaktor η und Ausnutzungsgrad μ nicht mehr nur von den Teilsicherheitsbeiwerten abhängig, sondern auch vom Verhältnis von veränderlichen zu ständigen Einwirkungen. Aus

$$\mu \cdot R_{n,d} - F_d = \mu \cdot \frac{R_{n,k}}{\gamma_R} - (F_{G,k} \cdot \gamma_G + F_{Q,k} \cdot \gamma_Q) = 0$$

folgt für den globalen Sicherheitsfaktor

$$\eta = \frac{R_{n,k}}{F_{G,k} + F_{Q,k}} = \frac{\gamma_R}{\mu} \cdot \frac{F_{G,k} \cdot \gamma_G + F_{Q,k} \cdot \gamma_Q}{F_{G,k} + F_{Q,k}} = \frac{\gamma_R}{\mu} \cdot \frac{\gamma_G + \gamma_Q \cdot F_{Q,k}/F_{G,k}}{1 + F_{Q,k}/F_{G,k}}$$

1.6 Grenzzustände

DIN 1054 unterscheidet zwischen Grenzzuständen der Tragfähigkeit (ULS = ultimate limit states) und Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (SLS = serviceability limit states). Die Grenzzustände der Tragfähigkeit werden dabei noch weiter in die Grenzzustände EQU, UPL, HYD, STR und GEO unterteilt, wobei GEO noch weiter in GEO-2 und GEO-3 aufgespalten wird. Die Vorgehensweise, wie die Bemessungswerte gebildet und in die Grenzzustandsgleichungen eingeführt werden, ist dabei unterschiedlich.

Die Grenzzustände EQU, UPL und HYD wurden in DIN 1054:2005-01 dem allgemeinen Grenzzustand der Lagesicherheit GZ 1A zugeordnet. STR und GEO-2 entsprechen dem früheren GZ 1B und GEO 3 ist identisch mit dem früheren GZ 1C. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wurde von GZ 2 in SLS umbenannt.

1.6.1 Verlust der Lagesicherheit (EQU)

Der Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit EQU behandelt das Versagen eines Tragwerks als starrer Körper, bei dem die Festigkeit von Baustoffen oder des Baugrunds im Allgemeinen keinen Einfluss haben¹.

Der Nachweis der Lagesicherheit im Grenzzustand EQU beschränkt sich auf wenige Fälle. Ein Beispiel stellt z.B. ein zugbelasteter Verankerungsblock bei einer Schrägseilbrücke dar. Neu eingeführt wurde bei Flächengründungen auch ein echter Kippnachweis um die Außenkante des Fundaments, der im Grenzzustand EQU zu führen ist (Näheres hierzu in Kapitel 4). Generell werden beim Nachweis des Grenzzustandes der Lagesicherheit destabilisierende mit stabilisierenden Einwirkungen bzw. Beanspruchungen auf Basis der Bemessungswerte verglichen. Der Nachweis ist erbracht, wenn gilt:

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

Im Falle des Kippnachweises bei einem Fundament werden die auf die äußere Fundamentkante bezogenen Bemessungswerte der Momente miteinander verglichen. Gegenüber dem früheren Grenzzustand GZ 1A wurde der Teilsicherheitsbeiwert für ständige stabilisierende Einwirkungen auf $\gamma_{\text{G,stb}} = 0,90$ herabgesetzt und der Wert für die destabilisierenden auf $\gamma_{\text{G,dst}} = 1,10$ erhöht (s. Tabelle 1-5).

1.6.2 Aufschwimmen (UPL)

Der Grenzzustand UPL beschreibt den Verlauf der Lagesicherheit aufgrund von Hebungen durch Wasserdruck (Auftrieb)². Auch im Grenzzustand UPL werden nur die Bemessungswerte der stabilisierenden und der destabilisierenden Einwirkungen gegenübergestellt.

Im Beispiel der tief liegenden Injektionssohle in Bild 1-16 resultieren die destabilisierenden ständigen Einwirkungen $F_{\text{G,dst}}$ aus dem Wasserdruck W und die stabilisierenden ständigen Einwirkungen $F_{\text{G,stb}}$ aus den Gewichtskräften der Injektionssohle G_{Bi} und des darüber liegenden wassergesättigten Bodens G_{B} :

$$(G_{\text{B}} + G_{\text{Bi}}) \cdot \gamma_{\text{stb}} \leq W \cdot \gamma_{\text{dst}}$$

Stabilisierende vorübergehende Einwirkungen dürfen nicht berücksichtigt werden. Destabilisierende vorübergehende Einwirkungen $F_{\text{Q,dst}}$ treten in diesem Beispiel nicht auf. Denkbare Widerstände im Boden in Form von Reibungskräften an den Seitenwänden oder von Konstruktionselementen wie Auftriebsankern oder Auftriebspfählen werden beim Nachweis UPL nicht als Widerstände, sondern als stabilisierend wirkende Einwirkungen behandelt. Darauf wird im Einzelnen noch in Kapitel 9 Hydraulisch verursachtes Versagen eingegangen. Generell sind beim Nachweis UPL die Einwirkungen ohne Kombinationsbeiwerte zu bestimmen³.

¹ DIN EN 1997-1:2009-09, 2.4.7 (1)P

² DIN EN 1990:2010-12; 6.4.1 e)

³ DIN 1054:2010-10, A 2.4.6.1.1, A (2b)

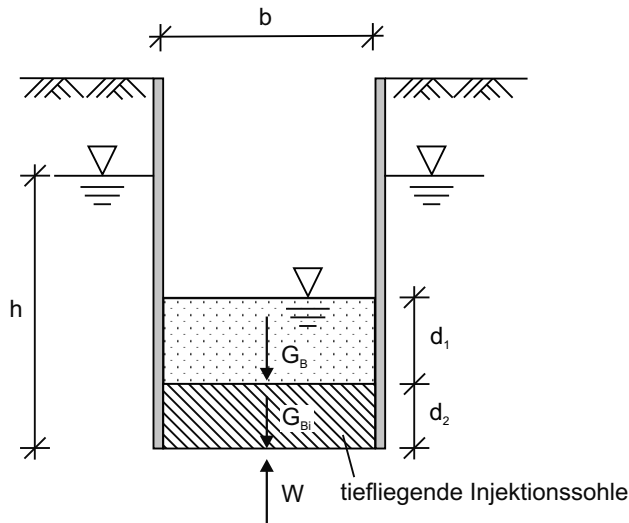


Bild 1-16 Nachweis gegen Aufschwimmen im Grenzzustand UPL am Beispiel einer Baugrube mit tiefliegender Injektionssohle

1.6.3 Hydraulischer Grundbruch (HYD)

Für die in Bild 1-17 auf der nächsten Seite gezeigte Strömungssituation muss prinzipiell für jedes in Frage kommende Bodenprisma nachgewiesen werden, dass der Bemessungswert der Strömungskraft $S_{dst,d}$ in dem Prisma nicht größer ist als der Bemessungswert des unter Auftrieb stehenden Gewichts dieses Prismas.

$$S_{dst,d} \leq G'_{stb,d} \quad \text{bzw.} \quad S_k \cdot \gamma_{dst} \leq G'_k \cdot \gamma_{stb}$$

Auch beim Nachweis des Grenzzustands HYD sind die Einwirkungen ohne Kombinationsbeiwerte zu bilden¹. Näheres und Beispiele zum Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch finden sich in Kapitel 9.

1.6.4 Materialversagen (STR)

Dieser Grenzzustand beschreibt das Versagen von Bauwerken oder Bauteilen einschließlich Fundamentkörper, Pfähle etc., wobei die Tragfähigkeit von Baustoffen und Bauteilen dominierend ist². Typische Versagensformen sind z.B. der Bruch eines Ankerstabs oder das Abscheren eines Pfahls. Kennzeichen des Grenzzustands STR ist die Berechnung der Schnittgrößen mit charakteristischen Einwirkungen. Erst unmittelbar vor der Nachweisführung werden die charakteristischen Beanspruchungen in Bemessungsbeanspruchungen und die charakteristischen Widerstände in Bemessungswiderstände umgewandelt. Dies geschieht durch Multiplikation bzw. Division mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten aus Tabelle 1-5 und Tabelle 1-7.

¹ DIN 1054:2010-12, A 2.4.6.1.1, A (2b)

² DIN EN 1990:2010-12, 6.4.1 b)

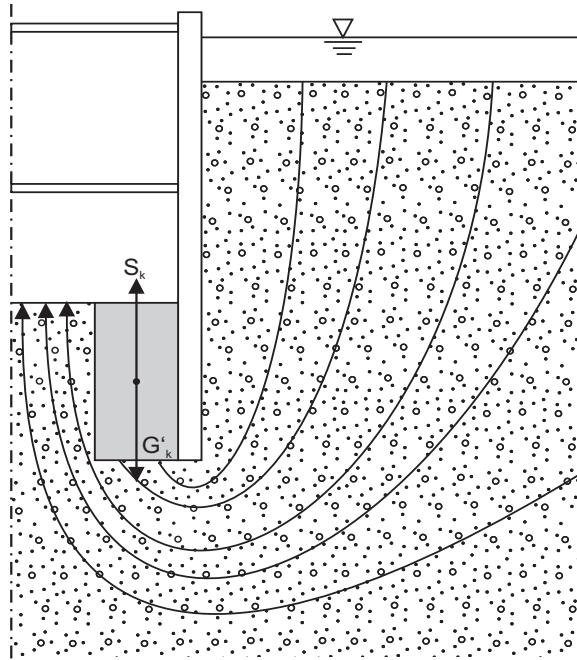


Bild 1-17 Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch im Grenzzustand HYD

1.6.5 Baugrundversagen (GEO)

Dieser Grenzzustand beschreibt das Versagen des Baugrunds. Je nach Berechnungsablauf unterscheidet man zwischen GEO-2 und GEO-3. Ihnen liegt das Nachweisverfahren 2* bzw. das Nachweisverfahren 3 zugrunde.

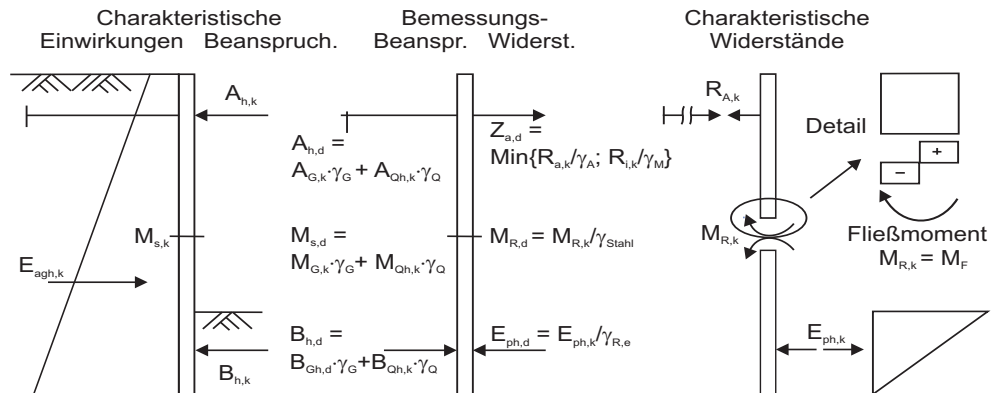
Nachweis nach GEO-2

Die meisten Nachweise in der Geotechnik werden im Grenzzustand GEO-2 geführt. Dazu zählen z.B. der Gleitsicherheitsnachweis und Grundbruchnachweis bei Fundamenten (s. Kapitel 4) der Nachweis gegen Versagen bodengestützter Wände durch Drehung (Versagen des Erdwiderlagers bei Baugrubenwänden, s. Kapitel 7) oder der Nachweis der Pfahltragfähigkeit (s. Kapitel 5). Wie auch beim Grenzzustand STR wird der Nachweis im Grenzzustand GEO-2 auf charakteristischer Basis nach dem Nachweisverfahren 2* geführt. In Bild 1-18 ist die Vorgehensweise bei der Nachweisführung im Grenzzustand GEO-2 am Beispiel einer einfach verankerten, frei aufgelagerten Spundwand dargestellt.

Im Einzelnen sind folgende Schritte durchzuführen:

- Bestimmung der charakteristischen Beanspruchungen, getrennt nach ständigen und veränderlichen Anteilen, in Form der Ankerkraft $A_{h,k}$, der Erdauflagerkraft $B_{h,k}$ und des Spundwandmoments $M_{s,k}$ aus den charakteristischen Einwirkungen in Form des aktiven Erddrucks $E_{agh,k}$.

- Bestimmung der charakteristischen Widerstände in Form des Erdwiderstandes $E_{ph,k}$ (berechnet mit den charakteristischen, d.h. nicht abgeminderten Scherfestigkeitsparametern), der charakteristischen Herausziehkraft des Ankers $R_{a,k}$ und der Festigkeit des Stahlzugglieds $R_{i,k}$ und des charakteristischen Bruchmoments der Spundwand $M_{R,k}$ aus dem Fließmoment M_F .
- Bildung der Bemessungsgrößen, getrennt nach ständigen und veränderlichen Anteilen durch Multiplikation der Beanspruchungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Tabelle 1-5 und Division der Widerstände durch die Teilsicherheitsbeiwerte der Tabelle 1-7. Maßgebend beim Ankerwiderstand ist das Minimum aus dem Bemessungswert der Herausziehkraft und dem Bemessungswert des Materialwiderstands.
- Überprüfung ausreichender Sicherheit durch Vergleich der Bemessungsgrößen. Die Überprüfung muss für den Anker, das Erdauflager und die Spundwand erfolgen.



Sicherheitsnachweise:

Anker: $Z_{a,d} - A_{h,d} \geq 0$

Erdauflager: $E_{ph,d} - B_{h,d} \geq 0$

Spundwand: $M_{R,d} - M_{s,d} \geq 0$

Bild 1-18 Vorgehensweise bei der Nachweisführung im Grenzzustand GEO-2, dargestellt am Beispiel einer einfach verankerten, frei aufgelagerten Spundwand

Nachweis nach GEO-3

In Deutschland wie auch in den meisten europäischen Ländern ist der Nachweis der Gesamtstandsicherheit im Grenzzustand GEO-3 zu führen¹. Beim Nachweis im Grenzzustand

¹ DIN 1054:2010-12, 2.4.7.3.4.4, A (2)

GEO-3 werden vor Beginn der eigentlichen Berechnung die charakteristischen Scherfestigkeitsparameter $\tan \varphi_k$ und c_k auf die Bemessungswerte $\tan \varphi_d$ und c_d abgemindert. Ebenso werden die charakteristischen Einwirkungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten auf die Bemessungseinwirkungen erhöht (Bild 1-19). Allerdings wirkt sich diese Erhöhung nur auf die veränderlichen Lasten Q_k aus, da nach Tabelle 1-5 der Teilsicherheitsbeiwert γ_G für ständige Einwirkungen in allen drei Lastfällen 1,0 beträgt. Erst mit den so veränderten Einwirkungen und Widerständen wird die eigentliche statische Berechnung durchgeführt. Im Fall des Gleitkreises ist dann z.B. nachzuweisen, dass die mit den Bemessungsscherparametern berechneten haltenden Momente $M_{H,d}$ immer größer bleiben als die treibenden Momente $M_{T,d}$ aus den Bemessungseinwirkungen. Der Grund, weshalb die ständigen Einwirkungen im Sicherheitsnachweis nicht erhöht werden, liegt darin, dass eine Erhöhung des treibenden Anteils des Gewichts in gleicher Weise über die Erhöhung der Normalkraft und die dadurch bedingte Reibungskraft auch eine entsprechende Erhöhung der haltenden Anteile mit sich bringen würde.

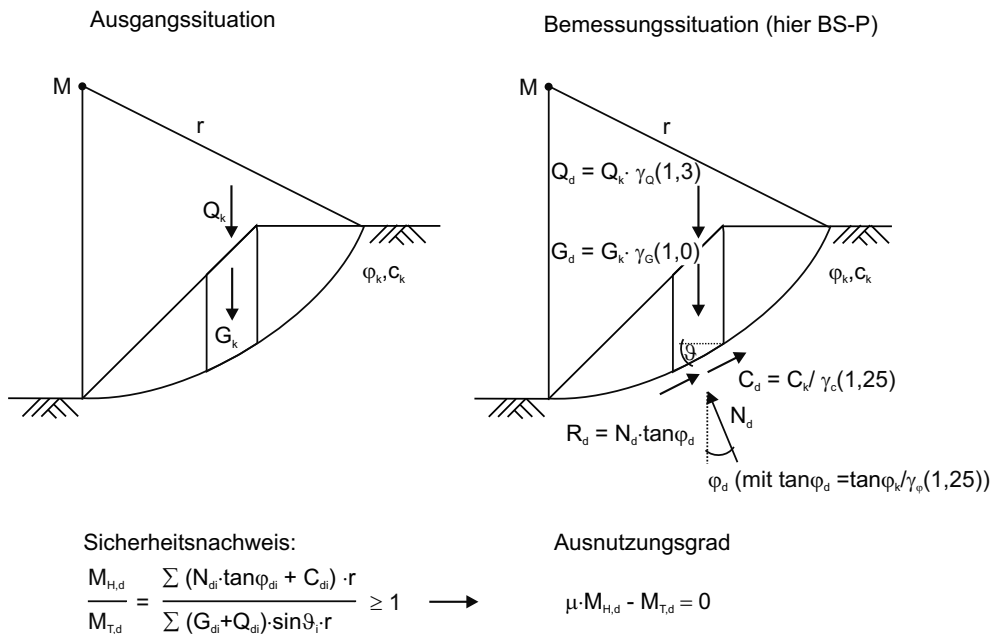


Bild 1-19 Vorgehensweise bei der Nachweisführung im Grenzzustand GEO-3, dargestellt am Beispiel des Böschungsbruchs

1.6.6 Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Der Grenzzustand SLS beschreibt einen Zustand des Tragwerks, bei dessen Überschreitung die für die Nutzung festgelegten Bedingungen nicht mehr erfüllt sind. Um dies festzustel-

len, ist in der Regel zu überprüfen, ob die eintretenden Verformungen schadlos vom Bauwerk aufgenommen werden können. Formal lautet der Nachweis¹

$$E_d \leq C_d$$

Darin steht C_d für ein allgemeines Verformungskriterium. Die Verformungen sind dabei immer mit charakteristischen Größen zu bestimmen², d.h. alle Teilsicherheitsbeiwerte sind 1,0.

Vorgaben, wie groß die Verformungen im Einzelnen sein dürfen, lassen sich nicht generell angeben. Dies hängt vielmehr von der Art des Bauwerks und seiner bestimmungsgemäßen Nutzung ab. Für den Nachweis des Grenzzustandes SLS müssen daher vorab vom Planer des Bauwerks zulässige Setzungen, Verdrehungen etc. angegeben werden.

Die Verformungen sind je nach Relevanz mit den ständigen oder quasi-ständigen Einwirkungen zu berechnen³.

$$v = v \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} (\psi_{0,i} \text{ oder } \psi_{1,i} \text{ oder } \psi_{2,i}) \cdot Q_{k,i} \right)$$

Vereinfacht darf aber auch mit den aus den Nachweisen nach GEO-2 erhaltenen Verformungen gerechnet werden, d.h. im einfachsten Fall nur mit charakteristischen Größen.

Für das in Bild 1-20 dargestellte nachträglich aufgestockte Gebäude muss z.B. nachgewiesen werden, dass die dadurch bedingte charakteristische (d.h. tatsächliche) Setzung Δs_k , die für den Nachweis des Grenzzustands SLS identisch mit dem Bemessungswert der Setzung Δs_d ist, kleiner bleibt als die durch das Material der Hausanschlussleitung und die Konstruktion des Anschlusses bedingte maximal zulässige Setzung Δs .

Beim Grenzzustand SLS ist noch folgende Fallunterscheidung zu treffen⁴:

- **umkehrbarer Grenzzustand,**
d.h. keine bleibende Überschreitung des Grenzzustands nach Entfernen der maßgebenden Einwirkung,
- **nicht umkehrbarer Grenzzustand,**
d.h. bleibende Überschreitung des Grenzzustands nach dem Entfernen der maßgebenden Einwirkungen. In diesem Fall ist die Gebrauchstauglichkeit verloren gegangen.

¹ DIN EN 1997-1:2009-09, 2.4.8, (1)P

² DIN EN 1997-1/NA:2010-12, NDP zu 2.4.8 (2)

³ DIN 1054:2010-12, 2.4.8, A (2a)

⁴ DIN EN 1990:2010-12, 3.4, (2)P

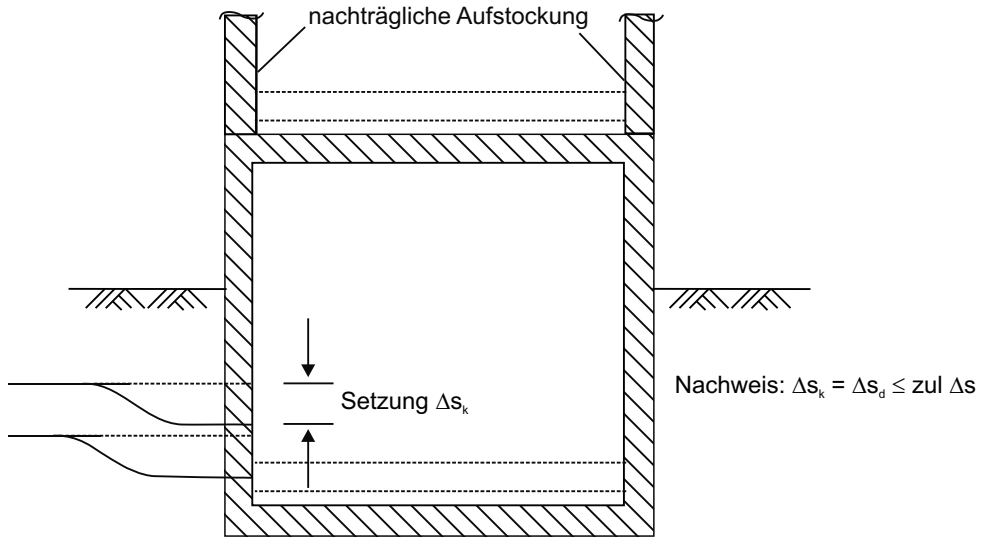


Bild 1-20 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit am Beispiel der Zerstörung einer Hausanschlussleitung durch zu große Setzungen infolge Aufstockung des Gebäudes

Der große Vorteil der Nachweisführung mit charakteristischen Größen im Grenzzustand GEO-2 liegt darin, dass die dabei erhaltenen Schnittgrößen direkt für die Nachweisführung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit SLS verwendet werden können. Führt man die geotechnischen Nachweise hingegen für den Grenzzustand GEO-3 mit vorab abgeminderten Scherparametern durch, muss für den Nachweis des Grenzzustands SLS zusätzlich eine komplette Neuberechnung des Systems mit charakteristischen Größen durchgeführt werden.

1.7 Beispiel für eine Anwendung der Kombinationsregeln in der Geotechnik

In dem nachfolgenden Beispiel der Ufereinfassung eines Containerterminals in einem Binnenhafen soll gezeigt werden, dass die in DIN 1054 in A 2.4.6.1.1, A (2a) vorgesehene Regelung, auch geotechnische veränderliche Größen mit einem Kombinationsbeiwert abzumindern, den Rechenaufwand vervielfacht, ohne dabei aber einen nachhaltigen wirtschaftlichen Vorteil zu erhalten.

Im Rahmen dieses Beispiels wird die Einbindetiefe T einer Stahlspundwand für ein Containerterminal ermittelt. Es werden mehrere veränderliche, unabhängige Einwirkungen betrachtet, um den durch die Kombinationsbeiwerte beeinflussten Einwirkungsanteil möglichst groß werden zu lassen.

Bild 1-21 zeigt die Belastung auf die Spundwand. Als ständige Einwirkung wird der Erddruck infolge Bodeneigengewicht (umgelagert nach EAU) angesetzt. Als veränderliche

Einwirkungen werden die Erddrücke infolge Containerlast (Cont) und Kranlast (K_r) sowie Wasserüberdruck ($W_{\bar{u}}$) aus der Differenz vom Grundwasserspiegel und Wasserstand im Kanal angesetzt.

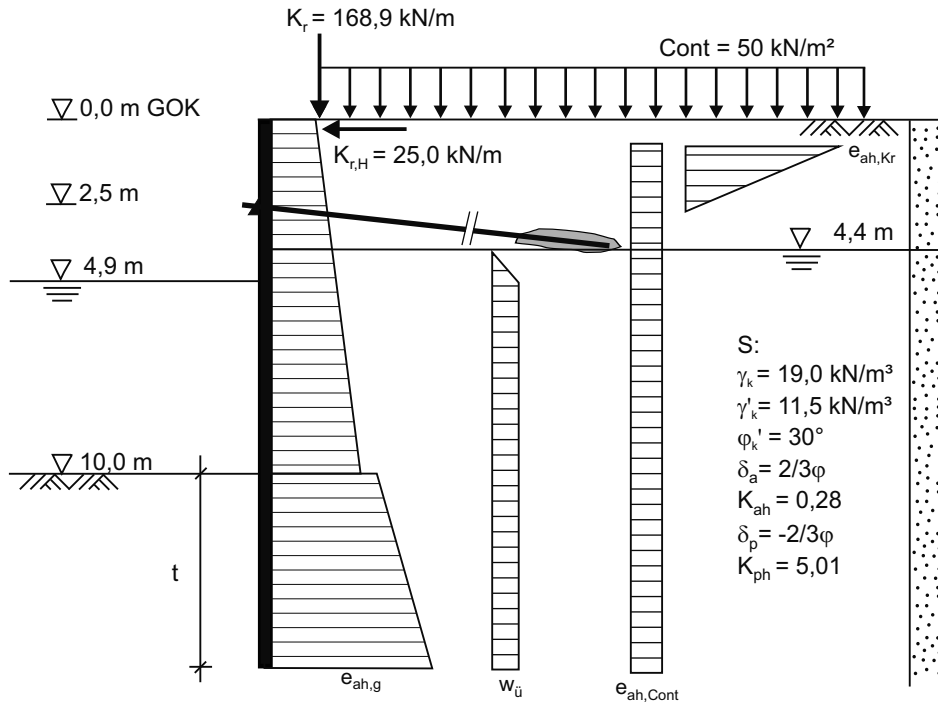


Bild 1-21 Lastannahmen und Belastung auf die Spundwand

Als statisches System wird eine verankerte, im Boden voll eingespannte Spundwand gewählt (siehe Bild 1-22). Bei der Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe wird die Einbindetiefe t so lange variiert, bis der Nachweis gegen Versagen bodengestützter Wände durch Drehung erfüllt wird:

$$B(t)_{h,d} \leq E(t)_{ph,d}$$

Die erforderliche Gesamteinbindetiefe T ergibt sich danach aus der Einbindetiefe t ergänzt um den sogenannten Rammtiefenzuschlag Δt , der mit 20 % der rechnerischen Einbindetiefe t angesetzt werden darf¹.

¹ EAU (2004), E56

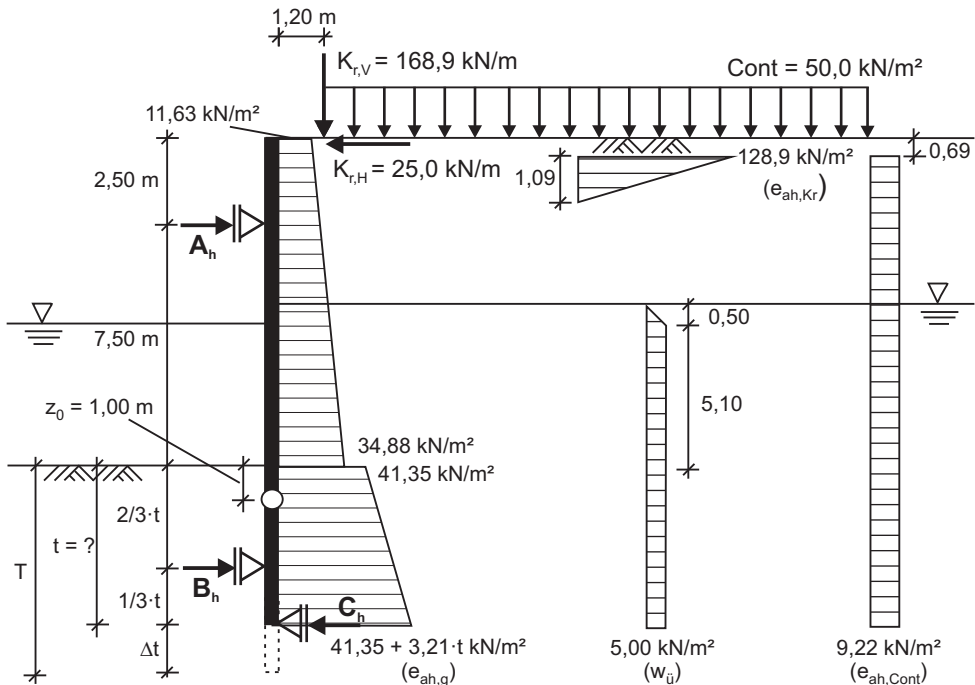


Bild 1-22 Statisches System und Erddruckordinaten

In DIN 1054 wird gefordert, dass beim Nachweis eines ausreichenden Erdwiderlagers der Grenzzustand GEO-2 anzuwenden ist¹. Für das vorgestellte Beispiel werden daher die charakteristischen Fußauflagerkräfte $B_{h,k,i}$ getrennt nach ständigen Einwirkungen, regelmäßig auftretenden veränderlichen Einwirkungen und begleitenden veränderlichen Einwirkungen ermittelt². Mit den abgeminderten Fußauflagerkräften aus begleitenden veränderlichen Einwirkungen in Verbindung mit der Fußauflagerkraft aus der Leiteinwirkung mit Kombinationsbeiwerten wird der repräsentative Wert der veränderlichen Fußauflagerkraft $B_{Qh,rep}$ gebildet. Dabei muss jede veränderliche Einwirkung einmal als Leiteinwirkung angesetzt werden, um den maßgebenden Fall zu ermitteln.

Allgemein gilt:

$$B(t)_{Qh,rep} = B(t)_{Qh,k,l} + \sum \psi_{0,i} \cdot B(t)_{Qh,k,i}$$

Im Rahmen des Beispiels wird die Einbindetiefe t für die Bemessungssituation BS-P ermittelt. Mit dem entsprechenden Kombinationsbeiwert $\psi_{0,i} = 0,8$ werden drei von t abhängige Gleichungen für die repräsentative veränderliche Fußauflagerkräfte $B(t)_{Qh,rep}$ aufgestellt:

¹ DIN 1054:2010-12, 2.4.7.3.4.3 A (1)

² DIN 1054:2010-12, 2.4.7.3.4.3 A (3)

Leiteinwirkung Containerlast:

$$B(t)_{Qh,rep(Cont)} = B(t)_{Qh,k,Cont} + 0,8 \cdot B(t)_{Qh,k,Kr} + 0,8 \cdot B(t)_{Qh,k,Wü}$$

Leiteinwirkung Kranlast:

$$B(t)_{Qh,rep(Kr)} = B(t)_{Qh,k,Kr} + 0,8 \cdot B(t)_{Qh,k,Cont} + 0,8 \cdot B(t)_{Qh,k,Wü}$$

Leiteinwirkung Wasserüberdruck:

$$B(t)_{Qh,rep(Wü)} = B(t)_{Qh,k,Wü} + 0,8 \cdot B(t)_{Qh,k,Cont} + 0,8 \cdot B(t)_{Qh,k,Kr}$$

Für jede repräsentative veränderliche Fußauflagerkraft $B(t)_{Qh,rep}$ wird mit Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_G , γ_Q , und $\gamma_{R,e}$ für die Bemessungssituation BS-P die Grenzzustandsbedingung aufgestellt und t so lange iteriert bis diese erfüllt ist. Aus der Iteration ergeben sich mit dem Nachweis

$$B(t)_{h,d} \leq E(t)_{ph,d}$$

folgende Einbindetiefen:

Leiteinwirkung Containerlast:

$$\Rightarrow \gamma_G \cdot B(t)_{Gh,k} + \gamma_Q \cdot B(t)_{Qh,rep(Cont)} \leq E(t)_{ph,k} / \gamma_{R,e}$$

$$\Rightarrow t = \mathbf{8,78 \text{ m}}$$

$$\Rightarrow T = \mathbf{10,54 \text{ m}} \text{ (mit 20 \% Rammtiefenzuschlag)}$$

Leiteinwirkung Kranlast:

$$\Rightarrow \gamma_G \cdot B(t)_{Gh,k} + \gamma_Q \cdot B(t)_{Qh,rep(Kr)} \leq E(t)_{ph,k} / \gamma_{R,e}$$

$$\Rightarrow t = 8,43 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T = 10,12 \text{ m (mit 20 \% Rammtiefenzuschlag)}$$

Leiteinwirkung Wasserüberdruck:

$$\Rightarrow \gamma_G \cdot B(t)_{Gh,k} + \gamma_Q \cdot B(t)_{Qh,rep(Wü)} \leq E(t)_{ph,k} / \gamma_{R,e}$$

$$\Rightarrow t = 8,65 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T = 10,38 \text{ m (mit 20 \% Rammtiefenzuschlag)}$$

Die erforderliche Einbindetiefe T ergibt sich aus der größten berechneten Einbindetiefe T . In diesem Beispiel ist das der Fall für die Containerlast als Leiteinwirkung mit $t = 8,78 \text{ m}$ und daraus folgend $T = 10,54 \text{ m}$.

Für das vorgestellte Beispiel mit Berücksichtigung von Kombinationsbeiwerten sind drei Berechnungen notwendig, um die erforderliche Einbindetiefe T zu ermitteln. Mit steigender Anzahl von veränderlichen, unabhängigen Einwirkungen nimmt die Anzahl von Berechnungen entsprechend weiter zu.

Wenn, wie im alten Bemessungskonzept von DIN 1054:2005-01 keine Kombinationsbeiwerte angewendet werden, ist nur eine Berechnung notwendig. Für diesen Fall ergibt sich eine erforderliche Einbindetiefe T von 10,66 m, die von der berechneten Einbindetiefe mit Berücksichtigung von Kombinationsbeiwerten nur um

$$(10,66 - 10,54) / 10,54 \text{ m} = 1,14 \%$$

abweicht.

Obwohl hier ein Beispiel mit einem relativ hohen Anteil an veränderlichen Einwirkungen gegenüber den ständigen Einwirkungen gewählt wurde, zeigen sich im Ergebnis kaum Unterschiede, die den zusätzlichen Rechenaufwand rechtfertigen würden. Der Autor plädiert daher stark dafür, die Regelung mit Kombinationsbeiwerten zwar optional zu erlauben, aber nicht generell verpflichtend zu machen. Weitere Beispiele finden sich in Ziegler und Tafur (2012).