

Dieter D. Genske

# Ingenieur- geologie

GRUNDLAGEN UND ANWENDUNG



Springer

Dieter D. Genske  
**Ingenieurgeologie**  
Grundlagen und Anwendung

Dieter D. Genske

# Ingenieurgeologie

## Grundlagen und Anwendung

Mit 396 Abbildungen



## **DIETER D. GENSKE**

PROFESSUR FÜR INGENIEURGEOLOGIE TU DELFT (1994-97)  
PROFESSUR FÜR UMWELTWISSENSCHAFTEN ETH LAUSANNE (1997-2000)  
DERZEIT EGS-UMWELTNETZWERK SCHWEIZ (WWW.EGS-NET.CH)  
UND VERTRETUNG DER PROFESSUR FÜR FLÄCHENRECYCLING  
UND LANDSCHAFTSTECHNOLOGIE FH-NORDHAUSEN

### **ANSCHRIFT:**

FALKENWEG 9  
CH-3012 BERN  
SCHWEIZ

*e-mail: dieter.genske@egs-net.ch*

### Bibliografische Information Der Deutschen Bibliothek

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

**ISBN 10 3-540-25756-x Springer Berlin Heidelberg New York**

**ISBN 13 978-3540-25756-1 Springer Berlin Heidelberg New York**

Dieses Werk ist urheberrechtlich geschützt. Die dadurch begründeten Rechte, insbesondere die der Übersetzung, des Nachdrucks, des Vortrags, der Entnahme von Abbildungen und Tabellen, der Funksendung, der Mikroverfilmung oder der Vervielfältigung auf anderen Wegen und der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen, bleiben, auch bei nur auszugsweiser Verwertung, vorbehalten. Eine Vervielfältigung dieses Werkes oder von Teilen dieses Werkes ist auch im Einzelfall nur in den Grenzen der gesetzlichen Bestimmungen des Urheberrechtsgesetzes der Bundesrepublik Deutschland vom 9. September 1965 in der jeweils geltenden Fassung zulässig. Sie ist grundsätzlich vergütungspflichtig. Zu widerhandlungen unterliegen den Strafbestimmungen des Urheberrechtsgesetzes.

**Springer ist ein Unternehmen von Springer Science+Business Media**  
[springer.de](http://springer.de)

© Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2006  
Printed in The Netherlands

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Warenbezeichnungen usw. in diesem Werk berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, dass solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutzgesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Umschlaggestaltung: E. Kirchner, Heidelberg  
Herstellung: A. Oelschläger  
Satz: Druckkreife Vorlage des Autors  
Gedruckt auf säurefreiem Papier 30/2132 AO 5 4 3 2 1 0

## **In memoriam**

Christiaan Maugenest, Ingenieurgeologe, 1954-1998

# Vorwort

Dieses Lehrbuch stellt die Grundlagen und Prinzipien der Ingenieurgeologie in verständlicher und anschaulicher Form dar. Das junge Fachgebiet definiert sich transdisziplinär, im Spannungsfeld zwischen Theorie und Praxis. Es entwickelte sich aus dem Selbstverständnis verschiedener Wissenschaftstraditionen: einerseits aus der Geologie als einer beschreibenden Naturwissenschaft, andererseits aus der Mechanik als Teil der konstruktiven Ingenieurwissenschaft. Der Geologe\* (\*die weibliche Form ist immer eingeschlossen) beschreibt bei seiner Arbeit ein natürliches Medium, das er analysiert und in Modellen präsentiert. Er findet ein komplexes und über Jahrmillionen entstandenes System vor, das er selbst bei großem Erkundungsaufwand nicht exakt zu erfassen vermag. Der Ingenieur schafft sich dagegen mit seinen Konstruktionen wohl definierte Systeme, die aus vorgegebenen Baustoffen bestehen und bekannten Belastungen ausgesetzt werden.

Vor dem Hintergrund dieser Dichotomie der Denkansätze ist es immer wieder zu Konflikten zwischen Ingenieuren und Geologen gekommen: zu ungenau seien die Angaben der Geologen, zu prätentiös die Anforderungen der Ingenieure. Ein Brücke zwischen beiden Disziplinen schlägt das Gebot der Unschärfe, das heute für beide Denkschulen relevant ist: In der Geologie ist es die Unschärfe in der Beschreibung des geologischen Systems, in den Ingenieurwissenschaften ist es die Unschärfe in der Prognose des technischen Systemverhaltens, das gerade unter dem Eindruck eines möglichen Systemversagens von zentraler Bedeutung ist.

Die Prinzipien der Geologie, der Mechanik und der Unschärfe werden im ersten Teil dieses Buches behandelt. Im zweiten Teil wird dargestellt, dass die Ingenieurgeologie auch praktische Gelände- und Laborarbeit umfasst. Die ingenieurgeologische Erkundung beginnt mit den Voruntersuchungen, also der Vorauswertung der Planungsunterlagen und der Vorerkundung des Geländes. Darauf folgen umfangreiche Hauptuntersuchungen im Feld und im Labor. Während der Ausführung des Projekts dienen projektbegleitende Untersuchungen der Überprüfung der ingenieurgeologischen Befunde und Prognosen. Möglicherweise ist ein Projekt noch in dieser Phase an die geologischen Realitäten anzupassen. Mit den Nachuntersuchungen wird schließlich der Erfolg allfälliger Maßnahmen kontrolliert.

Im dritten Teil werden mit den Themen Böschungen, Bergsenkungen und Bauwerke drei wichtige Anwendungsgebiete aufgegriffen. Es wird deutlich, dass geologische und mechanische Prinzipien sowie die allgemeinwährtige Unschärfe die tägliche Arbeit des Ingenieurgeologen bestimmen. Weder der Ingenieur noch der Geologe kann je für sich allein die Herausforderungen im Grenzbereich von Natur und Konstruktion bestehen. Es bedarf der vermittelnden Analyse des Ingenieurgeologen, um die einschlägigen Denkansätze zusammenzuführen und die für das Projekt relevanten Folgerungen zu ziehen.

Mit zahlreichen Abbildungen und Diagrammen, Herleitungen und Beispielen habe ich versucht, den komplexen Sachverhalt zu verdeutlichen. Übungen am Ende der Kapitel erlauben dem Leser zu prüfen, ob er die vorgestellten Methoden und Modelle verstanden hat. Grundsätzliche Fragen zu Grenzzuständen und zur Sicherheitstheorie werden im Anhang erläutert. Bewusst verzichtet wurde auf die Vorstellung von Normen und Vorschriften, denn diese Einführung soll nicht den Stand der regionalen geltenden und sich ständig ändernden Regelwerke verbuchen, sondern die Grundlagen und das Verständnis dafür schaffen, sie zu verstehen und in der Zukunft neue, vielleicht bessere zu entwickeln.

Zu diesem Buch haben mich meine Lehrer Karl-Heinz Heitfeld (Aachen) und Bernhard Walz (Wuppertal) inspiriert. Es wäre nicht entstanden ohne die wertvollen Dialoge mit meinen Studenten in Deutschland, den Niederlande, der Schweiz und in Japan und den Gesprächen mit meinen Freunden und Kollegen, von denen hier stellvertretend genannt sein sollen Rafiq Azzam (Aachen), Fred Bell (Durban), Horst Düllmann (Aachen), Herbert Einstein (Cambridge), Tetsuro Esaki (Kyushu), Leo de Graaff (Amsterdam), Michael Heitfeld (Aachen), Clemens Heinrich (Utrecht), Peter Heitzmann (Bern), Christiaan Maugenest † (Delft), Yuzo Ohnishi (Kyoto), David Price † (Delft), Niek Rengers (Enschede), Jan Rupke (Amsterdam), Wilson H. Tang (Hong Kong) und Joachim Tiedemann (Berlin). Für ihre Hilfe bei der Schlussredaktion danke ich Norbert Stuth (Nordhausen), Uwe Groß (Leipzig) und Monika Huch (Adelheidsdorf). Christian Witschel und Luisa Tonarelli vom Springer Verlag danke ich für die sachkundige Hilfe bei der Verwirklichung dieses Projekts und die angemessene Ausstattung des Bandes. Die Layout-Arbeiten wurden von Martin Hallmann (Nordhausen) ausgeführt.

Mit diesem Buch möchte ich die Prinzipien vorstellen, die sich während meiner Arbeit als Ingenieurgeologe als besonders wichtig herauskristallisiert haben. Dieses Resümee ist sicher nicht vollständig, es soll eher als Orientierung dienen für die individuelle Zusammenstellung eines an das persönliche Aufgabenfeld angepassten Repertoires. Ich hoffe, damit einen Beitrag zu leisten für das zukunftsträchtige Fachgebiet der Ingenieurgeo-

logie, das so wichtig ist, um die Konsequenzen der Eingriffe des Menschen in seine natürliche Umwelt zu verstehen und dessen Bedeutung für eine moderne, nachhaltige Gesellschaft erst allmählich erkannt wird.

Dieter D. Genske  
Bern / Nordhausen

# Inhaltsverzeichnis

## I. Prinzipien

<b>1 Rückblick.....</b>	<b>3</b>
<b>2 Geologische Prinzipien .....</b>	<b>7</b>
2.1 Das aktualistische Leitmotiv nach Hutton und Lyell.....	7
2.2 Faltung, Verwerfung und Klüftung .....	12
2.3 Verwitterung, Abtragung und Ablagerung .....	30
2.4 Fluviatile, glaziale und äolische Landformen.....	39
2.5 Sedimentation, Diagenese, Metamorphose, Anatexis .....	45
Übungen.....	53
<b>3 Mechanische Prinzipien .....</b>	<b>57</b>
3.1 Der Kraftbegriff nach Newton.....	57
3.2 Das Schnittprinzip von Euler.....	62
3.3 Die Kraftecke Stevins .....	67
3.4 Das Verformungsmodell von Hooke .....	70
3.5 Die Massenerhaltung nach Newton und Euler .....	75
3.6 Die Energieerhaltung nach Huygens und Bernoulli .....	76
3.7 Das Gesetz von Darcy .....	78
3.8 Die Strömungsgleichung von Laplace.....	81
Übungen.....	87
<b>4 Prinzipien der Unschärfe .....</b>	<b>91</b>
4.1 Unschärfe in der Ingenieurgeologie.....	91
4.2 Daten.....	92
4.2.1 Statistische Kennwerte .....	92
4.2.2 Verteilungsfunktionen .....	92
4.3 Serien .....	98
4.3.1 Korrelation und Autokorrelation .....	98
4.3.2 Semivariogramme .....	103
4.3.3 Kreuzkorrelation .....	110
4.3.4 Markowsche Ketten .....	112
4.4 Muster .....	115

4.4.1 Ebene Muster und Poisson-Felder .....	115
4.4.2 Zirkulare Muster und die von Mises-Verteilung .....	118
4.4.3 Sphärische Muster und die Analyse von Eigenvektoren .....	121
4.4.4 Fraktale Muster.....	130
4.5 Regionalisierte Variablen .....	135
4.6 Das Theorem von Bayes.....	142
Übungen .....	150

## II. Erkundung

<b>5 Ingenieurgeologische Erkundung.....</b>	<b>157</b>
5.1 Ziel.....	157
5.2 Etappen .....	158
Übungen .....	161
<b>6 Voruntersuchungen .....</b>	<b>163</b>
6.1 Vorauswertung.....	163
6.1.1 Kartenwerke .....	164
6.1.2 Luftbilder.....	172
6.1.3 Archive .....	179
6.1.4 Fachbeiträge .....	187
6.2 Vorerkundung.....	187
6.2.1 Aufnahme und Darstellung ingenieurgeologischer Daten.....	187
6.2.2 Übersichtskartierung.....	203
6.2.3 Thematische Kartierung .....	203
Übungen .....	264
<b>7 Hauptuntersuchungen .....</b>	<b>267</b>
7.1 Geologie .....	268
7.1.1 Schurf, Schacht, Stollen .....	268
7.1.2 Sondierungen.....	271
7.1.3 Aufschlussbohrungen .....	274
7.1.4 Geophysik.....	284
7.2 Hydrogeologie .....	305
7.2.1 Tiefe zum Grundwasser.....	306
7.2.2 Bewegung des Grundwassers .....	308
7.2.3 Durchlässigkeit.....	310
7.3 Festigkeit und Verformbarkeit.....	321
7.3.1 Festigkeit .....	322
7.3.2 Verformbarkeit .....	334

Übungen.....	344
<b>8 Projektbegleitende Untersuchungen .....</b>	<b>349</b>
<b>9 Nachuntersuchungen.....</b>	<b>353</b>

### **III. Anwendung**

<b>10 Böschungen.....</b>	<b>357</b>
10.1 Phänomene.....	357
10.2 Mechanismen.....	361
10.2.1 Gleiten .....	361
10.2.2 Rotieren .....	365
10.2.3 Kippen .....	366
10.2.4 Knicken und Abscheren.....	367
10.2.5 Fallen .....	368
10.2.6 Fließen .....	371
10.2.7 Kriechen .....	378
10.2.8 Komplexe Hangbewegungen.....	380
10.3 Methoden .....	381
10.3.1 Ursachen .....	381
10.3.2 Kartierung.....	385
10.3.3 Modelle.....	388
10.3.4 Stabilisierung und Sanierung.....	414
Übungen.....	427
<b>11 Bergsenkungen.....</b>	<b>429</b>
11.1 Phänomene.....	429
11.2 Mechanismen.....	432
11.2.1 Karst .....	432
11.2.2 Abbau fester Rohstoffe .....	442
11.2.3 Förderung von Wasser, Öl und Gas.....	461
11.3 Methoden .....	464
11.3.1 Ursachen .....	464
11.3.2 Kartierung.....	464
11.3.3 Modelle.....	467
11.3.4 Stabilisierung und Sanierung.....	474
Übungen.....	483

<b>12 Bauwerke.....</b>	<b>485</b>
12.1 Phänomene.....	485
12.2 Mechanismen.....	487
12.2.1 Gebrauchstauglichkeit .....	487
12.2.2 Standsicherheit .....	491
12.3 Methoden .....	494
12.3.1 Ursachen .....	494
12.3.2 Kartierung.....	495
12.3.3 Modelle.....	497
12.3.4 Stabilisierung und Sanierung.....	516
Übungen .....	529
<b>13 Der gesellschaftliche Anspruch der Ingenieurgeologie .....</b>	<b>533</b>
<b>Literatur .....</b>	<b>539</b>

## Anhang

<b>Anhang I – Unschärfe und Sicherheit.....</b>	<b>553</b>
<b>Anhang II – Lösungen.....</b>	<b>565</b>
<b>Anhang III – Sachverzeichnis.....</b>	<b>579</b>

## **I. Prinzipien**

# 1 Rückblick

Im Jahre 1874 führt der Österreicher Ferdinand von Hochstetter den Begriff "Ingenieurgeologie" ein (Heitfeld 1983). Eine angewandt-geologische Disziplin entsteht, die immer bedeutender wird für die Deutung und die Vorhersage geologischer Phänomene wie Rutschungen und Bergsenkungen und die sichere und wirtschaftliche Errichtung von Ingenieurbauwerken über und unter Tage. Ingenieurgeologen der ersten Stunde wie Albert Heim (1849-1937) stellen in eindrucksvoller Weise die Bedeutung der jungen Fachdisziplin unter Beweis. Ingenieure erkennen die Notwendigkeit, geologische Vorgaben zu begreifen, um Gründungsfehler, Bauschäden und Unglücke zu vermeiden. Diese transdisziplinäre Herausforderung erkennt auch Karl Terzaghi, der Begründer der modernen Bodenmechanik, der im Jahre 1929, zusammen mit Redlich und Kampe das Buch "Ingenieurgeologie" schreibt. Trotzdem konstatiert er noch kurz vor seinem Tode als einen seiner größten Misserfolge, den Ingenieuren die Bedeutung der Geologie nicht nahe gebracht haben zu können.

Der Ingenieurgeologe versteht sich als Vermittler, der die Wissenslücken überbrückt, die zwischen den geologischen Fakten und der Planung des Ingenieurs klaffen. Diese Wissenslücken haben allzu oft zu dramatischen Unfällen, ja Katastrophen geführt wie etwa im Jahre 1963, als die Vajont-Talsperre in den italienischen Alpen errichtet wurde. Nach Fertigstellung der spektakulären Bogenstaumauer, eine zu jener Zeit sensationelle Ingenieurleistung, wurde das Staubecken aufgefüllt. Noch vor Erreichen des Stauziels rutschte jedoch eine Gebirgsflanke in das Staubecken. Eine gewaltige Flutwelle überspülte die Staumauer und zerstörte das talabwärts liegende Dorf Longarone. Über 2000 Menschen kamen ums Leben. Drei Jahre später kam es in der englischen Revierstadt Aberfan zu einer folgenschweren Rutschung: Die Böschung einer Abraumhalde ging zu Tal und begrub mehrere Gebäude, darunter eine Schule. 144 Menschen starben, darunter viele Schulkinder. Unter dem Eindruck dieser Katastrophen begann man umzudenken. Erste Gespräche wurden geführt, um eine *International Association for Engineering Geology* ins Leben zu rufen. Asher Shadmon, der erste Präsident dieser Gesellschaft erinnert sich:

Who can forget that while preparing ourselves for the 1964 IGC Congress [International Geological Congress] in India the tragic news of the Vajont landslide started to trickle in, and [later] the news of the Aberfan avalanche, manmade disasters which brought the importance of monitoring upfront.

1964 wurde die *International Association for Engineering Geology IAEG* gegründet. Fachtagungen wurden organisiert und Fachzeitschriften entstanden, wie zum Beispiel das *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. 1976 definierte der geomechanische Arbeitskreis der Deutschen Geologischen Gesellschaft DGG das Fachgebiet. Danach bedeutet Ingenieurgeologie

die Anwendung der Geologie im Ingenieurwesen, zugleich aber auch die Anwendung naturwissenschaftlicher und technisch-apparativer Methoden zu ingenieurwissenschaftlichen Analysen geologischer Sachverhalte. Während in der Geologie Forschungsziel ist, erdgeschichtliche Zusammenhänge zu ermitteln, besteht das Forschungsziel der Ingenieurgeologie darin, das Verhalten von Gebirge und Gestein aufgrund der geologischen Materialeigenschaften und seiner erdgeschichtlich-tektonischen Entwicklung für ingenieurwissenschaftlich-geotechnische Erfordernisse zu bestimmen.

Die IAEG konstatiert in ihren Statuten 1992:

Engineering Geology is the science devoted to the investigation, study and solution of the engineering and environmental problems which may arise as the result of the interaction between geology and the works and activities of man as well as to the prediction and the development of measures for prevention or remediation of geological hazards.

Diese Definition spricht auch das Engagement des Ingenieurgeologen für die Umwelt an. Mit gutem Grund, denn die postindustrielle Zeit hat uns einen ökologischen Scherbenhaufen hinterlassen: die rücksichtslose Ausbeutung natürlicher Ressourcen – zu denen neben mineralischen Rohstoffen auch das Wasser, der Boden und die Luft gehören – und die bedenkenlose Produktion von Abfällen, die heute und auch morgen noch die Umwelt belasten werden, erfordert ein entschlossenes und konzertiertes Handeln. Der Ingenieurgeologe muss sich darüber bewusst sein, dass sich ein erheblicher Teil seiner Aufgaben um die Reparatur und Instandsetzung der natürlichen Umwelt drehen wird.

Die Fachsektion Ingenieurgeologie der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik DGQT und der Deutschen Geologischen Gesellschaft DGG beschreibt daher in ihrem Informationsblatt 2002 die Ingenieurgeologie als einen

Balanceakt zwischen Gegensätzen, die oft unvereinbar erscheinen, jedoch in wohlüberlegter und verantwortungsvoller Weise zusammenzuführen sind ... Ei-

ne Herausforderung für all diejenigen, die Natur und Technik in Einklang bringen möchten.

Es bleibt zu hoffen, dass auch in Zukunft die wichtige, zwischen völlig unterschiedlichen Disziplinen vermittelnde Rolle der Ingenieurgeologie gewürdigt wird, so dass Bauwerke sicher und wirtschaftlich errichtet und Katastrophen wie Vajont und Aberfan vermieden werden können.

## 2 Geologische Prinzipien

Die folgenden Ausführungen sind für den Ingenieur sicher interessanter als für den Erdwissenschaftler, der die geologischen Prinzipien bereits kennt.

### 2.1 Das aktualistische Leitmotiv nach Hutton und Lyell

Was den Betrachter von Naturlandschaften sicher am meisten erstaunt, ist die Tatsache, dass die naturräumliche Ordnung, so unverrückbar, statisch und erhaben sie erscheint, Ergebnis dynamischer Prozesse ist, die die Erdoberfläche ständig formen und modellieren. In der Regel erstrecken sich diese Prozesse jedoch über große Zeiträume, für das menschliche Auge nicht wahrnehmbar, für den geologisch geschulten Blick jedoch erahnbar.

Die grundsätzliche Dynamik der Erdoberflächen erkannte bereits im 5. Jahrhundert vor Chr. der griechische Geschichtsschreiber Herodot anhand der allmählichen Veränderung des Nildeltas. Zweitausend Jahre später schrieb Giordano Bruno (1548-1600), dass

... da bald ein Meer ist, wo vorher ein Fluss war, bald sich Berge erheben, wo vorher Täler sich vertieft hatten ... Aber in dem allem möchte ich nichts Gewaltsames zugeben, sondern einen ganz und gar nur natürlichen Verlauf erkennen. Denn ich nenne nur dasjenige gewaltsam, was außerhalb der Schranken der Natur oder gar gegen sie geschieht (nach Blei 1981).

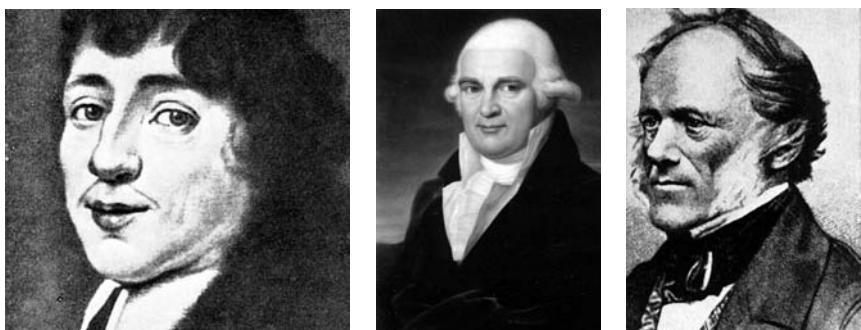
Für Giordano Bruno führte diese Erkenntnis neben anderen, uns heute selbstverständlich erscheinenden Einsichten, am 17. Februar des Jahres 1600 zum Scheiterhaufen der römischen Inquisitoren, die an der biblischen Schöpfungsgeschichte Wort für Wort und *coûte que coûte* festzuhalten ihre traurige Pflicht vermeinten.

Dessen ungeachtet beschrieb noch im 17. Jahrhundert der dänische Arzt, Theologe und Naturforscher Niels Stensen (1638-1686) in seiner Arbeit *De solido intra solidum naturaliter contento dissertationis prodromus* (Steno 1669), erst 1923 ins Deutsch übersetzt (Stensen 1967), die geologische Methodik, vom gegenwärtigen Zustand eines Gegenstandes auf sei-

nen früheren Zustand zu schließen, indem "[...] *quomodo praesens alicuius rei status statum praeteritum rei detergit*" (Steno 1669: 7). Dieses *aliquid stat pro aliquo* zu entschlüsseln, den Code zu knacken, der das Vergangene im Gegenwärtigen birgt, ist die Aufgabe des Geologen und des Paläontologen (Genske & Hess-Lüttich 1998: 133-134).

Rund hundert Jahre später schrieb Abraham Gottlob Werner (1749-1817), Lehrer an der neu gegründeten Freiberger Bergakademie:

Soweit uns der feste Erdkörper von seiner Oberfläche her bekannt ist, zeigt er sich uns als Kind der Zeit, als Resultat natürlicher Wirkungen ... Welchem Naturkundigen, welchem Geognosten wäre unbekannt, – wie die Fluten täglich Gebirgsmassen zu Sand und Geschiebe zermalmen und dadurch neuen Gebirgsaufbau bewirken, – welche Menge Erd- und andere Teile die Ströme ständig ins Meer führen, – wie in den Meeren von Zeit zu Zeit mächtige Korallen und Muschelschalenbänke entstehen, – wie feuerspeiende Berge Asche und Gesteinsstücke auswerfen und anhäufen, und Laven ausströmen. ... Diese tägliche Wirkung der Natur ... muß der nach Wahrheit begierige Geognost studieren (n. Hölder 1989:40).



**Abb. 2.1** Niels Stensen, auch Nicolaus Steno (1638-1686), Abraham Gottlob Werner (1749-1817), Charles Lyell (1797-1875).

Dies sah so auch Georg Christian Füchsel (1722-1773), nämlich die Geologie als Versuch der kausalen Ableitung des Gesuchten aus dem bereits Verstandenen (1773). Für den britischen Geologen James Hutton (1726-1797) lag hierin der Ausgangspunkt seiner Methodik der geognostischen Rekonstruktion erdgeschichtlicher Phänomene, die Charles Lyell (1797-1875) als *Aktualismus* bekannt machte. Er wendete das neue Denkmodell in seinem dreibändigen Werk *Principles of Geology* (1830-33) an, um zum Beispiel aus dem Vergleich der Morphologie eines Vulkans mit dem Grundriss der Insel Santorin den Schluss zu ziehen, dass auch dieser vulkanischen Ursprungs ist und nun vom Meer umspült wird. Ebenfalls aktualistisch folgerte ein paar Jahrzehnte später der schwedische Naturwissenschaftler Otto Martin Torell (1828-1900) aufgrund der Beobachtung

merkwürdiger, paralleler Schrammen in den Rüdersdorfer Kalkbergen bei Berlin, "daß sich die Vergletscherung Skandinaviens und Finnlands bis über das norddeutsche Flachland erstreckt habe" (n. Hölder 1989: 121). Der Chef des schwedischen Reichsamtes für Geologie und Professor für Zoologie und Geologie an der Universität Lund bestätigte somit die bereits 1807 vom deutschen Mineralogen Johann Friedrich Ludwig Hausmann (1782-1859) aufgestellte Theorie, dass die als "erratische Blöcke" ange- sprochenen Findlinge ursprünglich mit den eiszeitlichen Gletschern aus Skandinavien kamen und widerlegte damit die – auch von Lyell – vertrete- ne Lehrmeinung, wonach die jungen Sande und Gerölle Norddeutsch- lands von treibenden Eisbergen abgelagert wurden. Der Aktualismus er- laubte, damals wie heute, die Deutung der Natur als Buch, der Erde als Text, die es *per analogiam* zu analysieren gilt. Ein Wettstreit von Ideen entfachte sich und gewagte Hypothesen wurden aufgestellt, belegt, bewie- sen oder wieder verworfen.



**Abb. 2.2** Ein Vulkan bei Neapel im Vergleich mit der grundrisslichen Darstellung der Insel Santorin (aus Lyell 1830-33).

Und immer sind es Fragmente, Spuren und Bruchstücke, deren sich der Geologe bedient, um das Mosaik der Erdgeschichte zu rekonstruieren. "Bruchstellen sind Fundstellen" schrieb Ernst Jünger in seinem ge-

schichtsphilosophischen Essay *An der Zeitmauer* (1959). Dies gilt auch und gerade für geologische Bruchstellen als Fundstellen versteinerter Urkunden. Um diese zu ordnen, bedarf es eines Codes. Ein Subsystem dieses Codes sind die *Fazies*, die "Gesichter" von zeitgleich gebildeten Gesteinen in verschiedenen Ausbildungen. Sie beschreiben im Sinne des von Constant Prévost (1787-1856) und Amanz Gressy (1814-1865) in die geologische Fachterminologie eingeführten Begriffs den Habitus eines Sediments hinsichtlich seiner petrographischen Struktur oder seines Fossilinhalts. John Kay karikiert die Metapher, indem er James Hutton bei dem Versuch abbildet, die "Gesichter der Erde" zu lesen: *mente et malleo* (Genske & Hess-Lüttich 1998: 142-143).



**Abb. 2.3** James Hutton liest die Fazies – die "Gesichter" – eines Gebirgsaufschlusses (Lithographie in John Kays Portraits, Edinburgh 1837, Bd 1, Nr 24).

Der Aktualismus markiert einen geo-historischen Wendepunkt, die Emancipation der Geologie von theologischen Vorgaben. Vorbei die Zeiten, in denen der englische Erzbischof James Usher (1581-1656) nach intensivem Bibelstudium die Entstehung der Erde auf die Nacht vom 22. zum 23. Oktober des Jahres 4004 *ante Christum* datierte. Sein schwäbischer Kolle-

ge Johann Albrecht Bengel (1687-1752) widersprach ihm übrigens, denn aufgrund seiner strikt exegetischen Datierung kam er auf den 10. Oktober 3943 v. Chr. Selbst heute noch werden die Grundlagen der historischen Geologie von Fundamentaltheologen in Frage gestellt: In den 90er Jahren protestierte der orthodoxe Rabbiner Swi Gafner (Frankfurter Rundschau vom 13.8.1993: 24) gegen die Darstellung, die Dinosaurier seien seit Jahrtausenden ausgestorbene Kreaturen, sei es doch eine "allgemeine bekannte Tatsache, dass die Welt erst vor 5753 Jahren geschaffen worden" sei. Diesen theologischen Bedenken gibt selbst im 21. Jahrhundert noch so manche Schulleitung im *Bible-Belt* des mittleren Westens der Vereinigten Staaten nach und lässt die Schöpfungsgeschichte gleichberechtigt neben der naturwissenschaftlich begründeten Erdgeschichte und der Evolutions-theorie Darwins unterrichten.

Der Aktualismus hat die Geologie nachhaltig geprägt und bestimmt auch heute noch die tägliche Arbeit des Geologen. Seit Alfred Wegener (1880-1930) und seiner Kontinentaldrift-Theorie ist bekannt, dass endogene (innere) Kräfte die Platten der Erdoberfläche gegeneinander verschieben. Ihre Reibung aneinander führt zu *Erdbeben*, an ihren Kollisionszonen falten sich geologische Schichten zu Gebirgen auf (*Orogenese*). Im Gegensatz zu diesem als *endogene Dynamik* bezeichneten Mechanismus tragen auf der Erdoberfläche exogene (äußere) Kräfte die Gebirge allmählich wieder ab. Wasser, Wind und Eis transportieren das abgetragene Material der Schwerkraft folgend in die Täler, in die Ebenen und schließlich ins Meer. Die *exogene Dynamik* erzeugt so eine Vielzahl von Landformen, die geomorphologisch analysiert und klassifiziert werden können.

Erst wenn man sich über den Ursprung und die Dynamik der Landformen im Klaren ist, kann man die geologischen Aufschlüsse richtig deuten und ein zuverlässiges Bild von der Entstehung der Landschaft skizzieren. Erst dann ist man sich über die Besonderheiten des Untergrundes bewusst, erst dann kann man die richtige Strategie zu seiner Erkundung wählen und erst dann erkennt man die Risiken, die Eingriffe in ihn bergen.

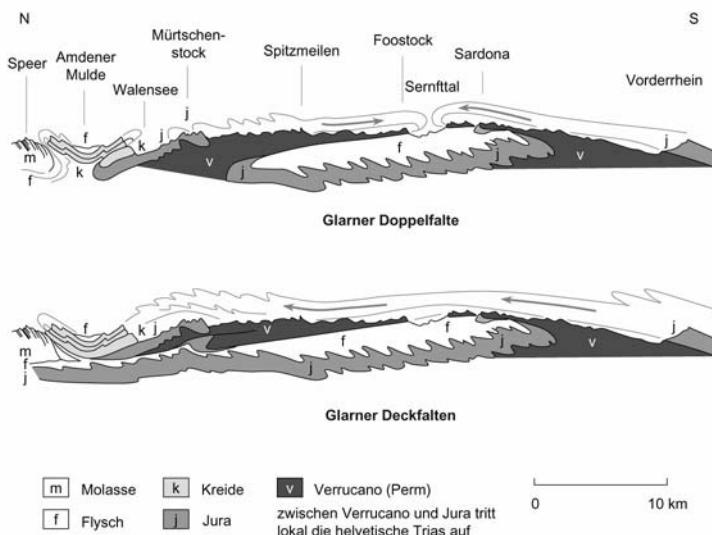
## 2.2 Faltung, Verwerfung und Klüftung

An den Rändern der kollidierenden Kontinentalplatten werden geologische Schichten aufgefaltet, überschoben, verworfen und zerteilt. Das sich schließlich dem Geologen entfaltende Bild ist verwirrend, in vielen Fällen irreführend und kaum zu dechiffrieren.

Der Schweizer Naturforscher und Zeichner Hans Conrad Escher von der Lindt (1767-1823) fertigte bereits Anfang des 19. Jahrhunderts eine Vielzahl beeindruckender Aquarelle von alpinen Landschaften an und versuchte dabei, den inneren Aufbau der Gebirge zu verstehen. Sein Sohn Arnold teilte diese Begeisterung und zeichnete ebenfalls zahlreiche geologische Panoramen und Profile. Schließlich wurde für ihn die erste Professur für Geologie an der Eidgenössisch Technischen Hochschule in Zürich eingerichtet. Arnold Escher von der Lindt erkannte, dass es im Glarner Land einige Aufschlüsse gab, wo älteres Gebirge über jüngerem lag, ein Phänomen, das er sich mit einer gewaltigen Überschiebung zu erklären versuchte. Doch schon bald zweifelte er an seiner Hypothese und konstatierte 1841, dass die Annahme einer "colossalen Überschiebung" doch "auf sehr große Schwierigkeiten" stoße. Selbst sein berühmter britischer Kollegen Sir Roderick Impey Murchison, den er 1848 über den Sengespass führte und der sogleich die Existenz einer enormen Überschiebung erkannte, konnte ihn nicht überzeugen. Vielmehr konstruierte er ein Profil mit zwei liegenden Doppelfalten, eine von Süden, die andere von Norden kommend, die den im zentralen Bereich anstehenden Flysch einem Tabakbeutel gleich einschlössen. Auslöser dieser Doppelfaltung sei die Kontraktion des Erdkerns, aufgrund derer sich die Erdkruste wellte und verwarf und dabei Gebirge bildete – so die damalige Lehrmeinung. Nach dieser Deutung hätten sich die Scheitel beider Falten am Foopass und am Richetlipass gegenüber gestanden.

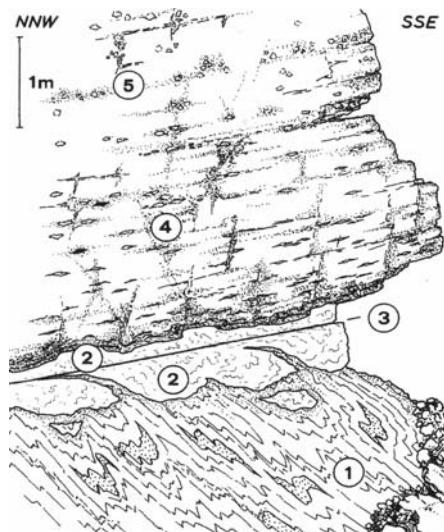
Unkritisch übernahm sein Schüler und Nachfolger Albert Heim (1849-1937) die Doppelfaltentheorie und verteidigte sie mit *verve* gegen alle Kritiker. Mit der Veröffentlichung seines Werkes "Geologie der Hochalpen zwischen Reuss und Rhein" im Jahre 1891 wurde die "Glarner Doppelfalte" für dreißig Jahre anerkannte Lehrmeinung. Doch der in Basel geborene und in München lehrende Geologe August Rothpletz begann, an der Doppelfalten-Theorie zu zweifeln und vertrat die Ansicht, dass eine Überschiebung die geologische Situation plausibler erkläre. Unabhängig davon entwarf der an der Ecole des Mines in Paris lehrende Franzose Marcel Bertrand bereits 1884 ein Profil, in dem die Glarner Tektonik mit einer großen, von Süden kommenden Überschiebung erklärt wird und das, obwohl er selbst nie in den Glarner Alpen kartiert hatte. Der ursprüngliche

Gedanke von Arnold Escher von der Linth blieb somit präsent, wurde aber vehement von Albert Heim bestritten, selbst als sich der Wiener Alpengeologe Eduard Suess 1892 am Foopass und auf der Baumgartenalp der Meinung von Bertrand anschloss. Als jedoch ein Jahr später Hans Schardt aus Neuchâtel in einem Artikel nachwies, dass die Préalpes der Westschweiz aus dem Inneren der Alpen aufgeschoben wurden und auch der waadtländische Geologe Maurice Lugeon ihm zustimmte, musste Albert Heim die Existenz der Glarner Überschiebung einräumen: Die Deckentheorie wurde allgemein anerkannt und Grundlage für die Erklärung tektonischer Fragen auf der ganzen Welt (Trümpy 1991).



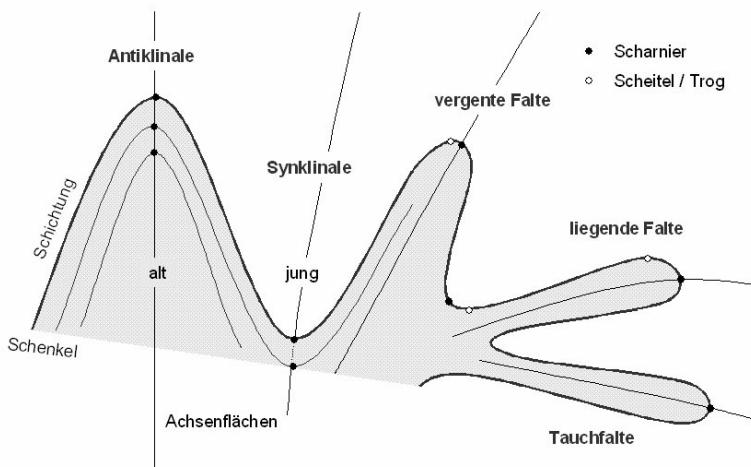
**Abb. 2.4** Die Glarner Doppelfalte nach der Vorstellung von Arnold Escher und Albert Heim 1870-1902 (oben) und die Glarner Deckfalten nach der Vorstellung von Marcel Bertrand 1883 und Eduard Suess 1892 (nach Heim 1921).

**Abb. 2.5** (nächste Seite) Die Glarner Hauptüberschiebung mit dem Martinsloch, von Elm gesehen. Bei Sool/Schwanden (Kanton Glarus) ist sie aufgeschlossen und leicht zugänglich. Der (ältere) Verrucano überlagert den (jüngeren) Flysch: 1 Eozäner Flysch, 2 Lochseitenkalk (Mylonit), 3 späte Überschiebungsfläche, 4 grüner grobkörniger Verrucano mit stark deformierten Komponenten, 5 roter Verrucano mit schwach deformierten Komponenten (Skizze aus Trümpy 1980, die Münze markiert die späte Überschiebungsfläche).

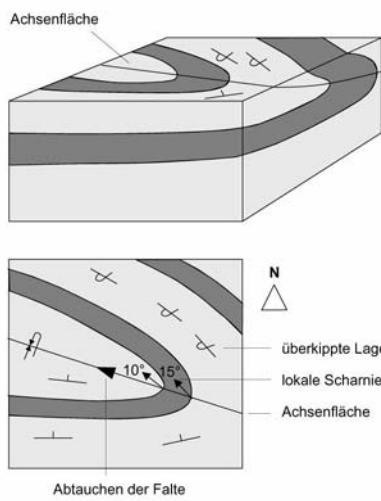


Dieses Beispiel zeigt zum einen, wie anspruchsvoll die Rekonstruktion der geologischen Entwicklung eines Gebietes ist, zum anderen stellt es bereits eine Reihe tektonischer Elemente vor, die im Folgenden kurz erläutert werden.

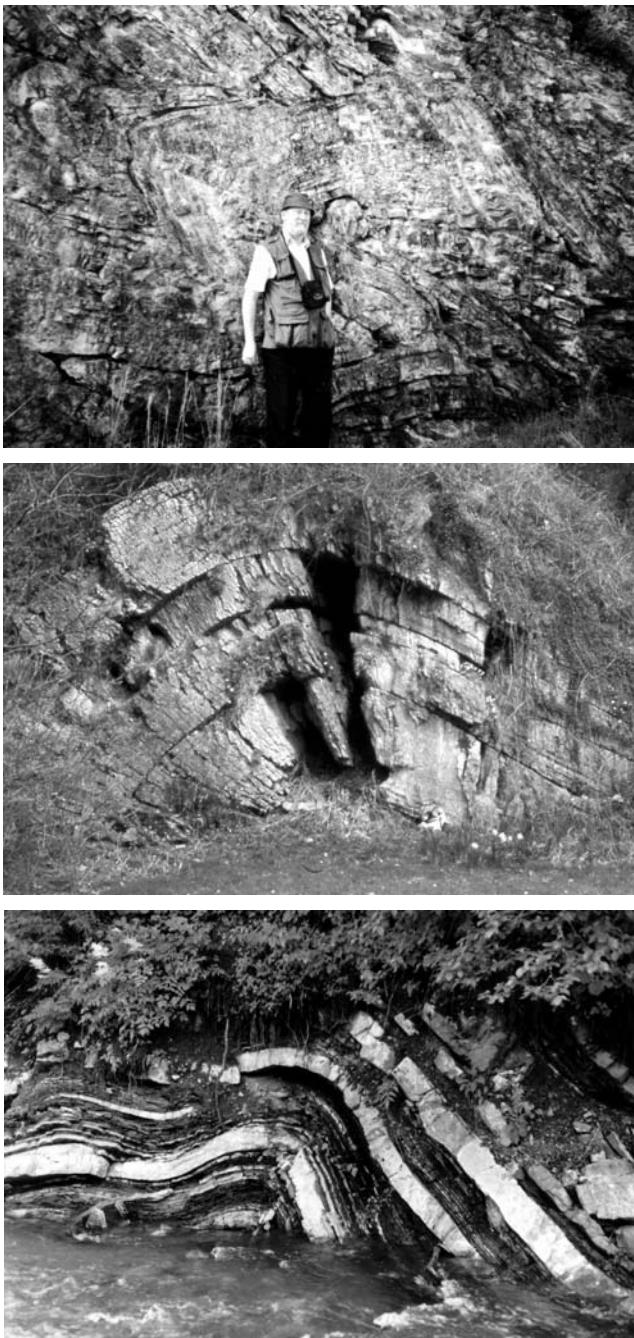
*Falten (folds)* entstehen zum Beispiel bei der Kollision tektonischer Platten. Geologische Schichten verbiegen sich, falten sich auf und bilden Gebirge. Bei der nach oben gewölbten *Antiklinale* befinden sich die ältesten Schichten im Faltenkern, bei der nach unten gewölbten *Synklinale* befinden sich die jüngsten Schichten im Faltenkern. Sind die Altersverhältnisse unklar, spricht man von *Antiform* und *Synform*. Die *Scheitellinie* bildet die höchste Lage, die *Trogloline* die niedrigste Lage. *Scharnierlinien* beschreiben die stärkste Krümmung der Falte und bilden die Achsenfläche. Ihre mittlere Orientierung entspricht der *Faltenachse*. Geneigte Faltenachsen kennzeichnen abtauchende Falten. Asymmetrische (in eine Richtung gekippte) Falten werden als *vergent* bezeichnet. Bei extremer Vergenz liegt eine liegende Falte oder sogar eine Tauchfalte vor. Bei *Biegegleifalten* wird die Faltung durch differentielle Gleitbewegungen zwischen den Einzellagen ermöglicht, so dass die Mächtigkeit der Lagen senkrecht zu ihren Grenzflächen gleich bleibt (Parallelfalten). *Scherfalten* entstehen dagegen durch die Ausbildung einer *Schieferung* parallel der Achsenfläche (kongruente oder ähnliche Falten). Die Mischform der *Biegescherfalte* ist die häufigste Faltenform. Im gefalteten Gebirge ist oft ein komplexes Zusammenspiel verschiedener Faltenformen zu beobachten. Mehrere Falten hintereinander geschaltet können ihrerseits ein neues, größeres Faltengebäude – *Antiklinorien* und *Synklinorien* – bilden. Darüber hinaus entstehen spezielle Faltenformen beim Aufstieg von Magma und Salz und bei der metamorphen Umformung von Gebirge.



**Abb. 2.6** Antiklinale, Synklinale, vergente Falte, liegende Falte und Tauchfalte.



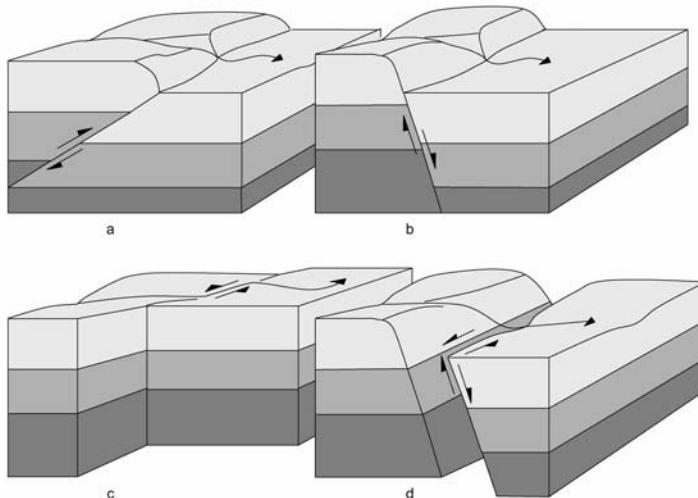
**Abb. 2.7** Eine SSW-vergente Falte in Plan und Blockbild (nach Eisbacher 1996).



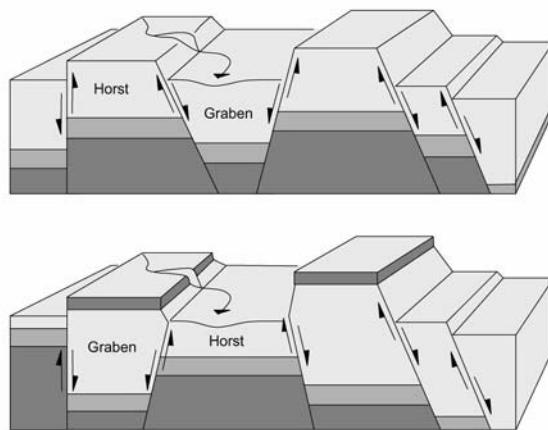
**Abb. 2.8** Faltenstrukturen in Spanien (David Price gibt den Maßstab), im Rheinischen Schiefergebirge (im etwa gleichen Maßstab) und im Allgäu.

Die Beanspruchung des Gebirges erzeugt ein diskontinuierliches Medium, das von *Diskontinuitäten* oder *Trennflächen* durchzogen ist. Gebirge weist somit ein *Trennflächengefüge* auf, eine innere "Architektur", die nie zufällig ist, sondern immer ein Resultat der geologischen Geschichte, insbesondere der tektonischen Überprägung. Zur Deutung des Trennflächengefüges ist daher die Kenntnis der allgemeinen, regionalen und historischen Geologie unerlässlich. Nach ingenieurgeologischer Terminologie werden die folgenden Trennflächentypen unterschieden:

- *Verwerfungen* oder *Störungen* (*faults*) sind Trennflächen, entlang denen eine Relativbewegung stattgefunden hat. Je nach Bewegungsrichtung spricht man von Aufschiebung, Abschiebung, Blattverschiebung oder entsprechenden Zwischenformen. Infolge der tektonischen Beanspruchung ist die nähere Umgebung von Störungsflächen je nach Beanspruchungsgrad zerstört und die Störung selbst mit zerbrochenem Gesteinsmaterial (*Mylonit*) gefüllt. Entlang einer Scherzone können Fiederspalten gestaffelt (*en echelon*) auftreten, die mitunter mit Kalkspat, Quarz oder anderen Mineralen verheilt sind. Störungen sind Schwächezonen, die sowohl Standsicherheitsprobleme verursachen können als auch Bereich starker hydraulischer Leitfähigkeit darstellen.



**Abb. 2.9** Aufschiebung (a), Abschiebung (b), Blattverschiebung (c), eine Störung mit Horizontal- und Vertikalverschiebungsanteil (d).

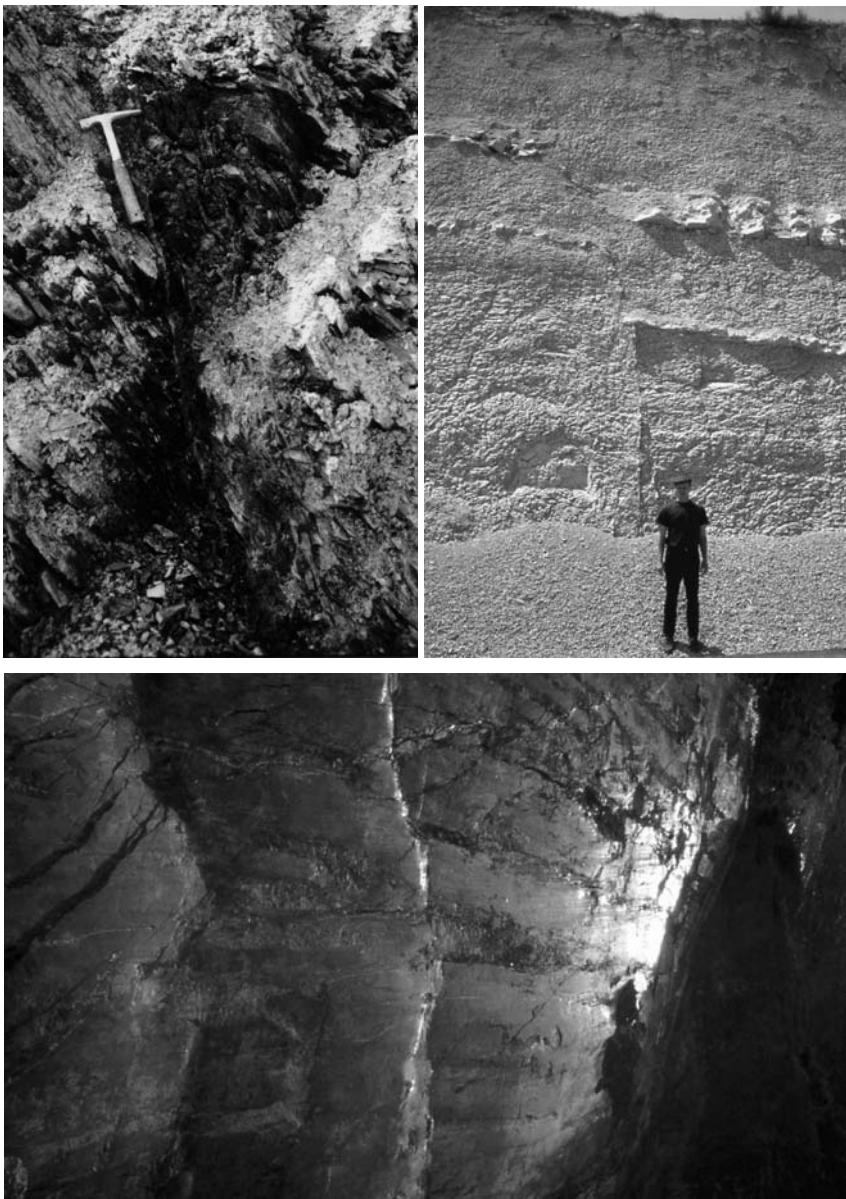


**Abb. 2.10** Horst- und Grabenstruktur.

- Als *Klüftung (joints)* bezeichnen wir Gebirgsfugen, entlang derer sich keine oder nur geringe Verschiebungen vollzogen haben. Noch immer gilt die Feststellung von Hans Cloos (1936: 225), dass "die haarfeine, schnurgerade Fuge im Fels" als "steingewordene Geometrie" viel verspreche, aber wenig verrate. Klüfte entstehen als Folge von Zugspannungen, Druckspannungen und Scherspannungen. Je nach Ursache der Kluftbildung unterscheiden sich die Kluftmuster. Die Faltung eines Schichtpakets verursacht ein spezielles tektonisches Kluftsystem, zu dessen Klassifikation Hans Cloos und Bruno Sander Terminologien erarbeitet haben. Sander (1930) führte ein *abc*-Koordinatensystem ein, in der die *a*-Achse und die *b*-Achse die tektonischen "Formungssachsen" sind, mit *a* als Einengungsrichtung und *b* parallel der Faltenachsen. So mit lassen sich *ab*-, *ac*- und *bc*-Flächen definieren. Darüber hinaus dient das in der Kristallographie gebräuchliche *hkl*-Koordinatensystem der Beschreibung von Diagonalklüften, die nicht im *abc*-System erfasst sind. Cloos (1936) bezeichnetet die senkrecht zur Faltenachse orientierten *ac*- bzw. *0kl*-Flächen als Querklüfte, die parallel der Faltenachse orientierten *bc*- bzw. *h0l*-Klüfte als Längsklüfte und die diagonal zum Faltenstreichen orientierten *hk0*-Klüfte als Diagonalklüfte. Neben der tektonischen Beanspruchung sind weitere Mechanismen der Kluftbildung bekannt. Durch Entlastung des Gebirges, zum Beispiel durch Erosion

oder durch Abtauen einer Eisauflast, entstehen horizontale *Entlastungsklüfte*. Die Säulenbildung in Basalten ist ein typisches Beispiel für *Abkühlungsklüfte*. Weiterhin kann eine Volumenverminderung Ursache eines Kluftmusters sein: Die Entwässerung als Folge der Austrocknung und der Konsolidierung von tonigen Schichten führt zur Bildung von *Schwundklüften*. In Kohleflözen verursacht die Volumenverminderung durch Inkohlung die Schwundkluftbildung. Spezielle Kluftformen entstehen auch durch das Frieren und Auftauen von Böden. Bei unterschiedlicher Mächtigkeit des Deckgebirges ist die Kompaktion infolge des Eigengewichts nicht einheitlich, so dass die differentielle Kompaktion ebenfalls spezielle Kluftmuster erzeugt. Schließlich verursachen rezente und fossile Hangbewegungen charakteristische Trennflächen. Die aufgrund der verschiedenen Mechanismen entstehenden Trennflächenmuster können sich überlagern und so zu einer komplexen, schwer zu deutenden Zergliederung des Gebirges führen.

- Mit *Schieferung* wird nach Schmidt-Thomé (1972: 50) "ein paralleles, engständiges Flächengefüge in Gesteinen mit guter Teilbarkeit" bezeichnet. Die tektonische Schieferung (*cleavage*) entsteht in inkompetenten, feinkörnigen Bänken im Rahmen der Scherfaltung und der Biegungsfaltung mit Schieferungsflächen parallel der Achsenfläche. Die Verschnittlinien von Schichtung und Schieferung bilden (eine einfache Faltung vorausgesetzt) *&Lineare*, die parallel der Faltenachse orientiert sind. Im Gegensatz zur tektonischen Schieferung entsteht die Paralleltextur der metamorphen Schieferung (*schistosity*) durch Drucklösung und Mineralneubildung senkrecht zur Druckrichtung.
- In der Ingenieurgeologie wird auch die *Schichtung* (*bedding*) als Trennfläche angesprochen. Zum Beispiel können Hänge entlang der Schichtung abgleiten, sofern dies kinematisch möglich ist. Unter Schichtung versteht man den lagenweisen Materialwechsel, der auf Anlagerung beruht, d.h. sich aus der Änderung der Sedimentationsbedingungen ergibt. Dies kann sich in einer Variation der abgelagerten Korngrößen (mechanische Anlagerung), einer Änderung der Ausfällungsbedingungen (chemische Anlagerung), einer Umstellung des gesteinsbildenden, biogenen Materials (biologische Anlagerung), kurzum: in der Veränderung der faziellen Verhältnisse äußern. Auch *Diskordanzen* an geologischen Grenzen oder infolge von Erosionslücken werden vom Ingenieurgeologen als Trennflächen angesprochen.



**Abb. 2.11** Störungen zeigen sich sowohl unauffällig als auch spektakulär: in Sedimentgesteinen des Rheinischen Schiefergebirges, in den jungen Sedimenten Andalusiens, im metamorphen Gebirge der Sierra Nevada (Draufsicht).



**Abb. 2.12** Störung im Luftbild (weiße Linie). Die Störung verwirft eine abtauchende Faltenstruktur (University of Kansas).

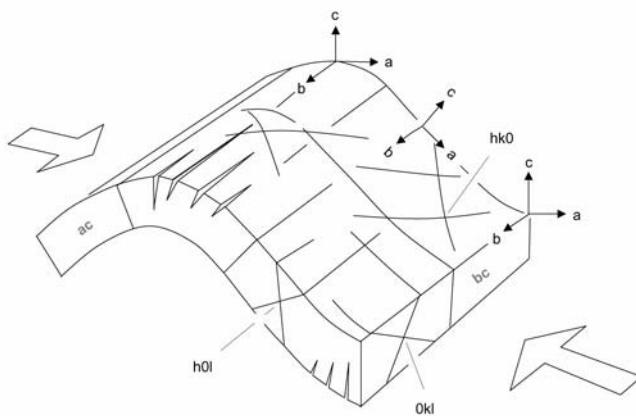


Abb. 2.13 Tektonische Klüfte im abc-System und hkl-System.

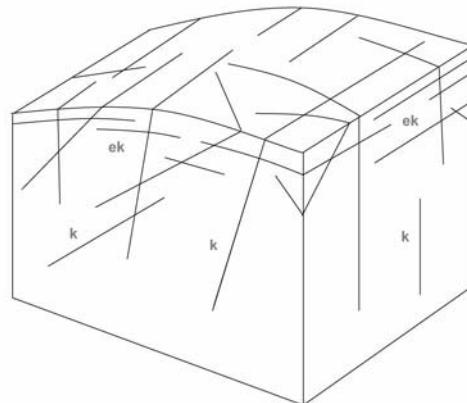


Abb. 2.14 Klüftung in einem Plutonit.  $k$  Klüfte,  $ek$  Entlastungsklüfte (nach Cloos 1936).



**Abb. 2.15** Kluftgefüge im Sedimentgestein (Süddeutschland).



**Abb. 2.16** Kluftbildung als Folge der Abkühlung im Basalt (Foto: Friedhelm Thiedig).



**Abb. 2.17** Kluftbildung als Folge der Austrocknung von feinkörnigen Sedimenten in der Namib-Wüste, Namibia.

Die Orientierung einer Trennfläche wird mit dem *Gefügekompass* (*Clar-Kompass*) gemessen, der sowohl das *Einfallen (dip)* der Trennfläche als auch deren *Einfallrichtung (dip direction)* anzeigt. Die Einfallrichtung einer Trennfläche steht senkrecht zu ihrem Streichen, also ihrer Schnittlinie mit einer horizontalen Ebene. Das Einfallen gibt den Neigungswinkel  $\vartheta [^\circ]$  der eingemessenen Fläche zur Horizontalen an, und die Einfallrichtung  $\alpha [^\circ]$  gibt die Abweichung der horizontalen Projektion des Einfallens von Nord an (*Azimut*). Da die Orientierungen innerhalb einer Trennflächenschar statistisch streuen, ist eine ausreichend große Stichprobe zur Bestimmung der mittleren Raumstellung nötig.

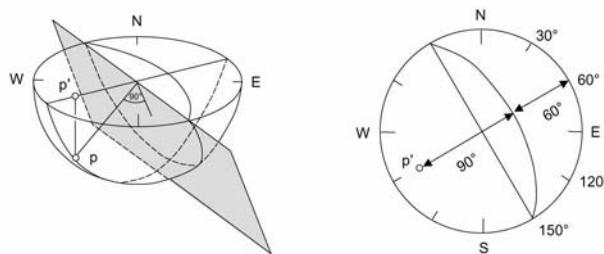


**Abb. 2.18** Messung einer Trennfläche mit dem Gefügekompass.

Das Trennflächengefüge wird in der Lambertschen (flächentreuen) Azimutalprojektion dargestellt. Dabei handelt es sich um die Projektion einer Halbkugel, die wie ein Globus in Längen- und Breitenkreise eingeteilt ist, auf eine Ebene. Die Äquatorialprojektion wird als *Schmidtsches Netz* bezeichnet, die Polarprojektion nennt man *Normalnetz*. Mit dem Schmidtschen Netz lassen sich Geometrieoperationen ausführen, die grundlegend für felsmechanische Untersuchungen sind. So lässt sich zum Beispiel die Standsicherheit einer Felsböschung mithilfe des Schmidtschen Netzes bestimmen (Kapitel 10).

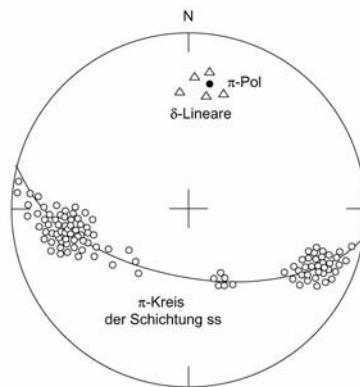
Die Auswertung des Trennflächengefüges im Schmidtschen Netz geht auf die gefügekundlichen Untersuchungen von Schmidt (1932) und Sander (1948, 1950) zurück. Der Äquator und alle Längenkreise werden im Schmidtschen Netz als *Großkreise* bezeichnet. Jede Trennfläche lässt sich als Großkreis darstellen. Die Senkrechte zu dieser Trennfläche durchstößt die untere Halbkugel in einem Punkt. Projiziert auf das Schmidtsche Netz bildet dieser Punkt den so genannten *Polpunkt*, der beide Messwerte, also Einfalten und Einfallrichtung repräsentiert. Aufgrund der Flächentreue des Schmidtschen Netzes lassen sich (im Gegensatz zum winkeltreuen *Wulffschen Netz*) die Polpunkte statistisch auswerten, worauf später noch eingegangen wird (Kapitel 4).

Neben Flächen können im Schmidtschen Netz auch lineare Elemente, wie zum Beispiel Faltenachsen oder Schnittlinien von Trennflächen als Polpunkte dargestellt werden. Wie bereits erwähnt entspricht das  $\delta$ -*Linear* als Verschnittline zwischen Schichtung und Schieferung der Faltenachse. Es fällt zusammen mit dem  $\pi$ -*Pol*, der senkrecht zu dem Großkreis steht, der durch die Polpunkte der Schichtflächen der Falte gelegt wird. Mit einer gefügekundlichen Aufnahme können also tektonische Strukturen rekonstruiert werden, die in ihrer Gänze gar nicht einzumessen sind.



**Abb. 2.19** Die Senkrechte zu einer Fläche durchstößt die untere Halbkugel in einem Punkt, der ins Schmidtsche Netz projiziert, den Polpunkt ergibt.

Ein Beispiel: Bei der gefügekundlichen Aufnahme einer Falte fielen 125 Schichtflächenmessungen an. Die Pole der Schichtflächen wurden im Schmidtschen Netz eingetragen. Durch die Polpunkte lässt sich ein Großkreis konstruieren, dessen Senkrechte den  $\pi$ -*Pol* bildet, der die Sattelachse repräsentiert. Die eingemessenen  $\delta$ -*Lineare* bestätigen das Ergebnis.



**Abb. 2.20** Schmidtsches Netz mit Polpunkten einer Falte, dem dadurch gelegten Großkreis, seinem  $\pi$ -Pol und einigen  $\delta$ -Linearen.

Die Faltung und Zergliederung des Gebirges in Störungen, Klüfte, Schieferungs- und Schichtflächen bilden das tektonische Inventar, dessen Kenntnis

- der Geologe nutzt, um den erdgeschichtlichen Beanspruchungsplan und die daraus resultierende Durchbewegung des Gebirges zu deuten
- der Ingenieur nutzt, um Rutschungen, Felsstürze, Bergsenkungen, usw. vorherzusagen und standsichere Bauwerken zu konstruieren.

Es obliegt dem Ingenieurgeologen, beide Aufgaben zu harmonisieren.

## 2.3 Verwitterung, Abtragung und Ablagerung

Das durch tektonische Kräfte aufgefaltete und durch Trennflächen zergliederte Gebirge ist der Atmosphäre, der Hydrosphäre und der Biosphäre ausgesetzt und beginnt zu verwittern. Dabei unterscheidet man die

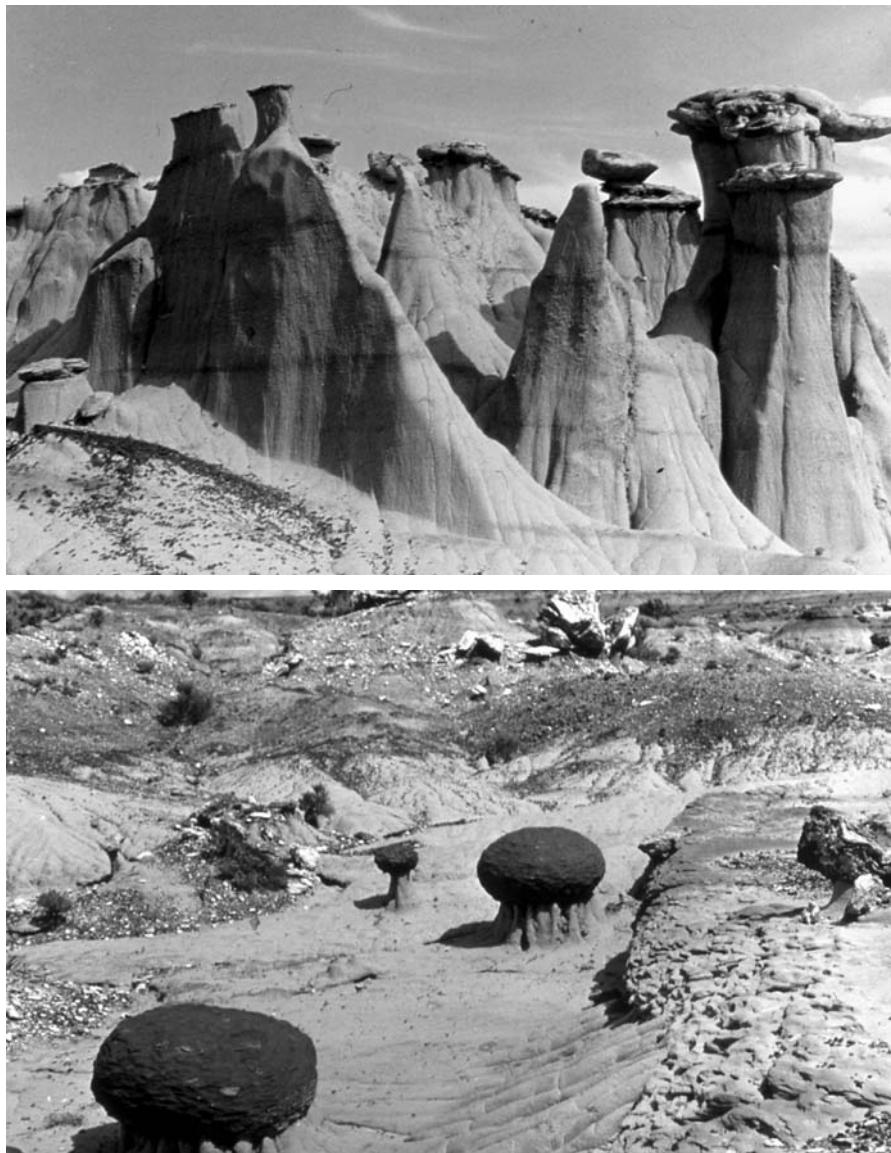
- *mechanische Verwitterung*, also die Zerlegung des Gesteins infolge mechanischer Einwirkungen, die
- *chemische Verwitterung*, also die Zersetzung oder Auflösung des Gesteins infolge chemischer Prozesse und die
- *biologische Verwitterung*, also die Zerkleinerung des Gesteins durch Pflanzen und Tiere.

Diese Vorgänge können unabhängig voneinander ablaufen oder sich übergrenzen und komplementär bedingen.

Zur mechanischen Verwitterung zählen die *Temperaturverwitterung* (die Spaltung von Gestein infolge von Temperaturschwankungen), die *Salzverwitterung* (die Aufweitung von Gesteinsporen durch kristallisierende, vom Gestein aufgesaugte Lösungen) und die *Frostverwitterung* (die Aufweitung von Gebirgsfugen durch gefrierendes Wasser). Es liegt auf der Hand, dass Art und Intensität der Verwitterung wesentlich vom Klima abhängen. Die mechanische Verwitterung kann einige Meter tief in das Gebirge reichen.

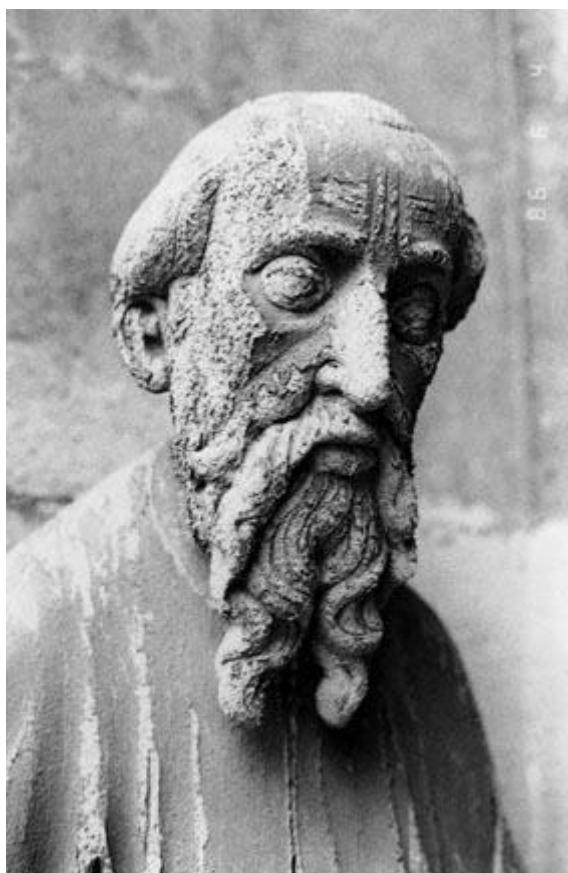


**Abb. 2.21** Freigewitterte Bänke in Andalusien (Spanien).



**Abb. 2.22** Freigewitterte Fragmente im Theodore Roosevelt National Park, USA  
(Foto: NN).

Zur chemischen Verwitterung zählen die *Lösungsverwitterung* (die Lösung von Anhydrit, Gips und Steinsalz im Kontakt mit Wasser), die *Kohlensäureverwitterung* (die Lösung von Kalkstein und Dolomit im Kontakt mit CO<sub>2</sub>-haltigem Wasser), die *hydrolytische Verwitterung* (die Umwandlung von Silikaten wie Feldspat in Tonminerale) und die *Oxidationsverwitterung* (die Oxidation von Metallen im Kontakt mit Sauerstoff). Darüber hinaus führen CO<sub>2</sub> und SO<sub>2</sub> als Folge der Luftverschmutzung zur *Rauchgasverwitterung* (der Zersetzung von Gesteinen durch belastetes Regenwasser, insbesondere in den Städten). Die Intensität der chemischen Verwitterung hängt wesentlich vom Vorhandensein von Wasser ab. Sie kann wesentlich tiefer als die mechanische Verwitterung in den Untergrund reichen.

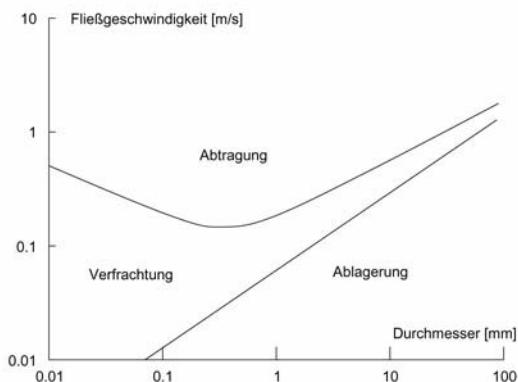


**Abb. 2.23** Rauchgasverwitterung an der Kathedrale von Fribourg, Schweiz.

Zur biologischen Verwitterung zählt die durch Pflanzen und Tiere verursachte chemische und mechanische Beanspruchung von Gesteinen, wie die Zersetzung durch die Huminsäure absterbender Pflanzen und die Aufweitung von Gebirgsfugen durch ihr Wurzelwerk sowie die Korrosion von Gesteinen durch H<sup>+</sup>-Ionen-abscheidende Algen, Flechten und Moose.

Das durch die Verwitterung zerkleinerte und zersetzte Gesteinsmaterial bleibt entweder an der Stätte seiner Bildung liegen, wo (autochtonen) *Böden* entstehen, oder es wird durch Wasser, Wind und Eis abgetragen. Die *Abtragung* ist abhängig von den klimatischen Bedingungen und führt schließlich zur völligen Einebnung des Gebirges. Im Durchschnitt wird 1 m Hochgebirge innerhalb von 2000 Jahren und 1 m Mittelgebirge innerhalb von 5000-20000 Jahren abgetragen. Das abgetragene Material wird transportiert und der Schwerkraft folgend an morphologisch tiefer gelegenen Orten abgelagert. Je nach Art der Abtragung entstehen unterschiedliche *Ablagerungen* oder *Sedimente*:

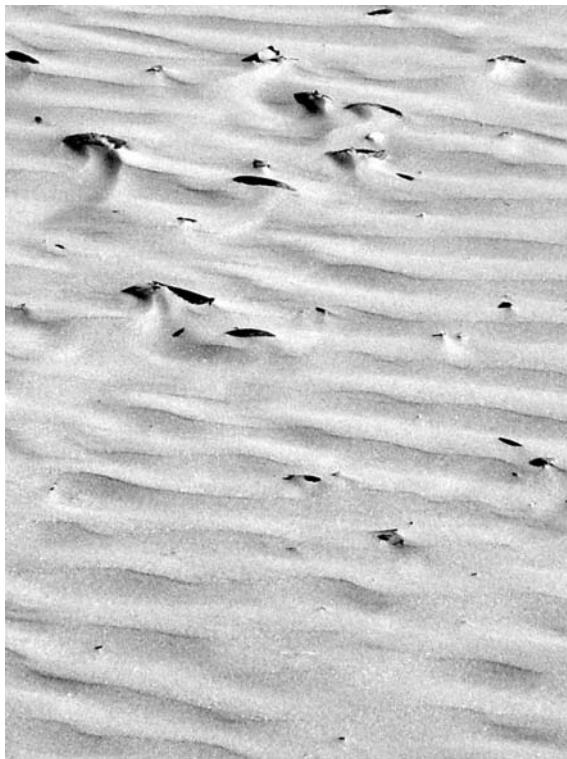
- Mit der *fluviatilen* Abtragung, also der *Erosion* durch Fließgewässer, entstehen je nach der Geschwindigkeit des Wassers und der Entfernung vom Ort der Verwitterung variierende Sedimentvorkommen. Im Gebirge werden *Konglomerate* aus kantigen, groben Sedimenten aufgeschüttet. Mit zunehmender Entfernung werden die Gerölle abgeschliffen und abgeflacht und es kommt zur Ablagerung von *Kiesen* und *Sanden*. Sie sind in Fließrichtung geschüttet, so dass eine *Schrägschichtung* entsteht. Anhand der Schrägschichtung und den an der Schichtoberfläche erhaltenen *Rippelmarken* kann der Geologe die Fliessrichtung des ehemaligen Gewässers rekonstruieren, selbst wenn das Sandvorkommen bereits zu Sandstein (diagenetisch) verfestigt wurde. Mit abnehmender Fließgeschwindigkeit lagern sich immer feinere Sedimente ab. Dies ist zum Beispiel der Fall, sobald der Fluss in einen See oder ins Meer mündet. Etwa 10 km<sup>3</sup> abgetragenes Gesteinsmaterial werden jährlich in die Weltmeere transportiert.



**Abb. 2.24** Abtragung, Transport und Ablagerung als Funktion der Fließgeschwindigkeit und der Korngröße des Sediments. Um Sedimente abzutragen ist eine etwas höhere Fließgeschwindigkeit nötig als bereits in der Schwebeflüssigkeit befindliches Material zu transportieren. Bei feinkörnigem Material erhöht die Kohäsion den Widerstand gegen Abtragung (Hjulström 1935).



**Abb. 2.25** Schrägschichtung (Foto: Franz Tessensohn).



**Abb. 2.26** Rippelmarken am Strand von Paternoster, Südafrika (Ausschnitt etwa 1 m<sup>2</sup>).

- Mit der *glazialen* Abtragung, also der schiebenden Abtragung oder *Exaration* der Gletscher, entstehen unsortierte, aus feinem wie aus grobem Material bestehende *Geschiebe* und *Moränen*. Gebirgsgletscher und insbesondere die sich während der Eiszeiten ausbreitenden kontinentalen Gletscher können die aus dem Gebirgsverband gelösten Gesteinsfragmente über weite Distanzen transportieren. Dabei verfrachten sie auch große Blöcke oder *Findlinge*, die heute im Boden verborgen bei Bauvorhaben zu erheblichen Schwierigkeiten führen können. Das von Gletschern überfahrenen Gebirge weist charakteristische Gletscherschrammen auf, den *Gletscherschliff*. Aus der Orientierung der Gletscherschrammen lässt sich die Bewegungsrichtung der Gletscher rekonstruieren.



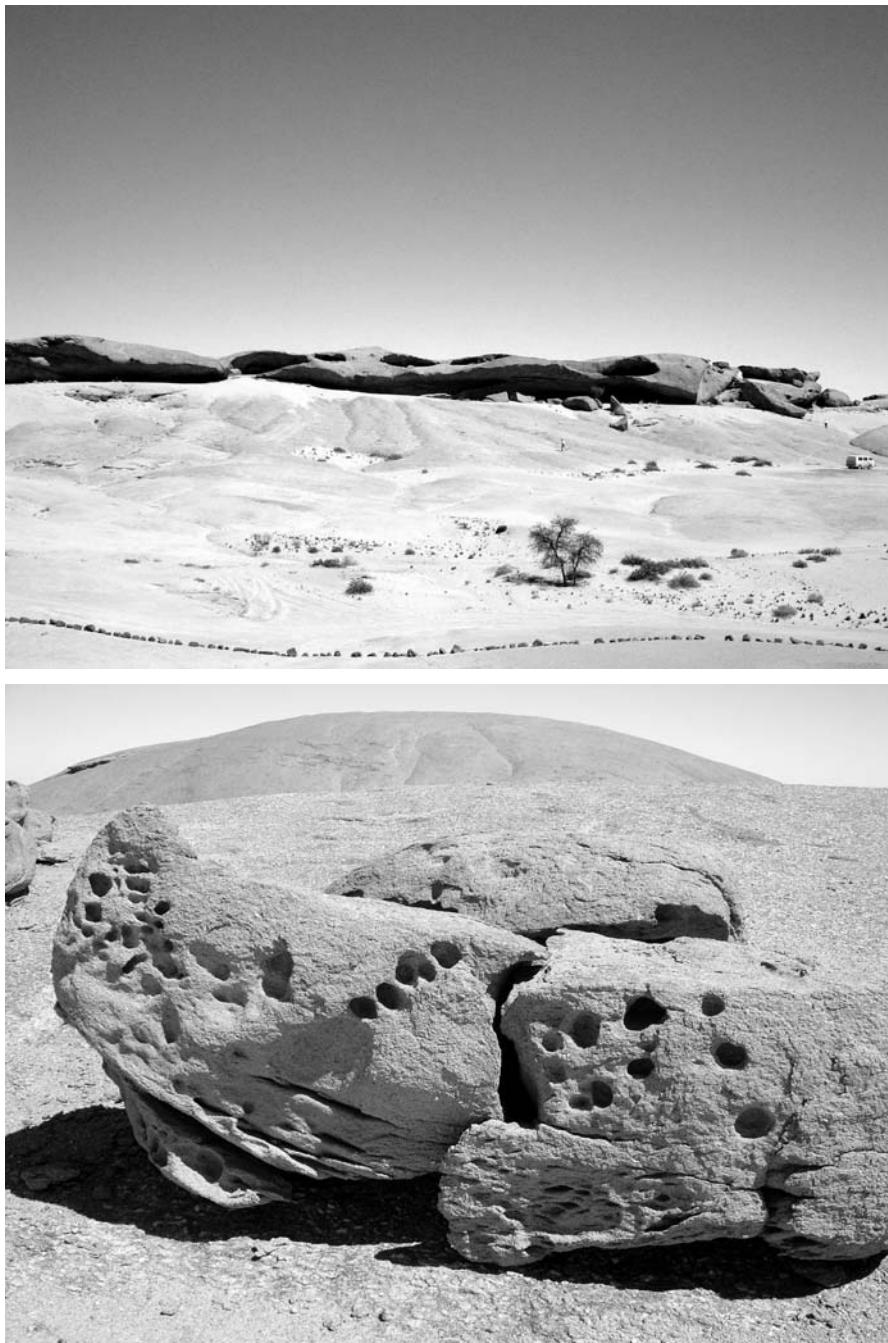
**Abb. 2.27** Mendenhall Gletscher, Juneau, Alaska.



**Abb. 2.28** Gletscherschliff in Ontario, Kanada.

- Mit der *äolischen* Abtragung, also der ausblasenden Abtragung oder *Deflation* des Windes, entstehen je nach Windgeschwindigkeit wohl sortierte, gleichförmige Sedimentvorkommen. Sande werden zu *Sanddünen* aufgeschüttet, die feineren Schluffe werden über weite Entfernung transportiert und können mächtige *Lößvorkommen* bilden. Mit dem Wind bewegte Sande schleifen exponierte Felspartien ab, ein Vorgang, der als *Windschliff* oder *Korrasion* bezeichnet wird.

Verwitterung, Abtragung und Ablagerung modellieren die Oberfläche der Erde. Es entstehen Landformen, die von längst vergangenen geologischen Vorgängen zeugen. Ein wichtiger Aspekt bei der ingenieurgeologischen Ansprache des Geländes ist, diese Landformen zu erkennen und daraus Schlüsse zu ziehen zum Aufbau des Untergrundes, zur Tiefe des anstehenden Festgestein, zu den bodenmechanischen und hydraulischen Eigenschaften und zur Bewegung des Grundwassers.

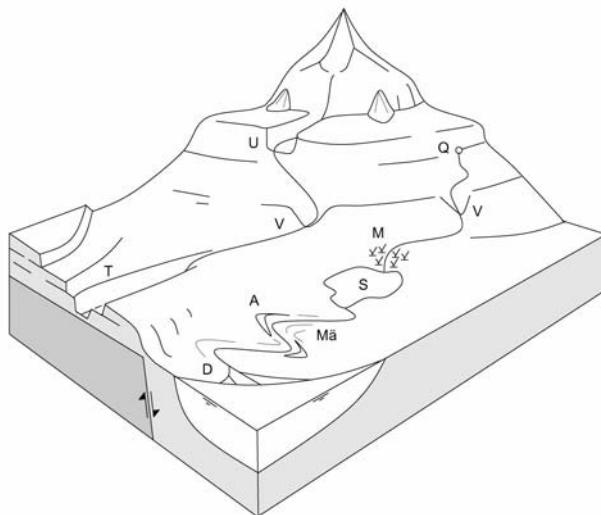


**Abb. 2.29** Windschliff in der Namib-Wüste, Namibia. Gesamtansicht, Detail.

## 2.4 Fluviatile, glaziale und äolische Landformen

Die Flüsse, das Eis und der Wind formen die Oberfläche der Erde. Die Landformen, die sie schaffen, werden bestimmt durch die geologischen Vorgaben und das vorherrschende Klima. Neu entstandene Landformen werden ihrerseits von Wasser, Eis und Wind modelliert. Mit der Zeit verflacht das Relief.

*Fluviatile* Landformen werden durch Gewässer geschaffen. Die sich aus Regen und Schneeschmelze speisenden Spülrinnen vereinigen sich zu Bächen und speisen sie mit dem abgetragenen und gelösten Verwitterungsmaterial. Die Pflanzendecke schützt den Untergrund vor einer zu starken *Denudation*. Verwitterungsbeständige Partien trotzen der Abtragung und bilden charakteristische, die Geologie widerspiegelnde Landformen wie Schichtkämme und Schichtstufen. Verwitterungsanfällige Partien bilden Täler, lösungsfähiges Gebirge verkarrstet. Bei einem starken Gefälle schneiden sich die Bäche und Flüsse tief in den Untergrund ein und bilden V-förmige *Kerb-* oder *V-Täler*. Verflacht sich dagegen das Gefälle, beginnt der Fluss zu mäandrieren und lagert die mitgeführten Sedimente ab.



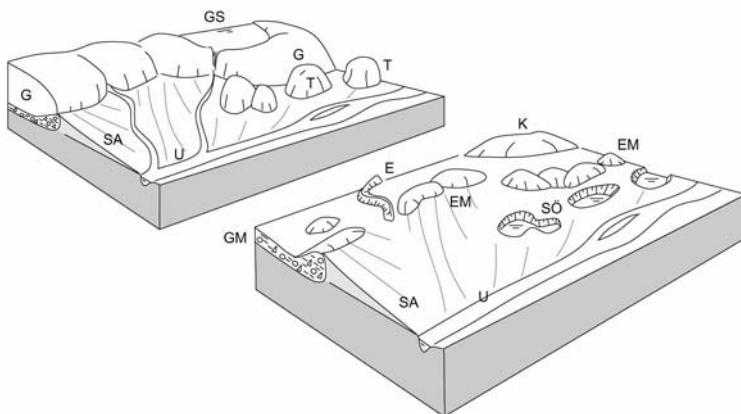
**Abb. 2.30** Fluviatile Landformen (vereinfacht): A Altwasser, D Delta, M Moor, Mä Mäander, Q Quelle, S See, T Flussterrasse, U Trog- oder U-Tal, also ein von Gletschern erweitertes Kerb- oder V-Tal.

In diese schneidet er sich wieder ein, sobald das Gefälle wieder zunimmt, zum Beispiel infolge des Absinkens des Meeresspiegels während einer Eiszeit. Auf ihrem Weg von den Bergen bis zum Meer formen Flüsse die uns bekannten fluviatilen Landformen wie *Strombänke* und *Flussterassen*, *Seen* und *Moore*, *Deltas* und *Strände*. Die Landformen sind ein direktes Ergebnisse der formenden Kraft der Gewässer. Der Geologe erkennt an ihnen die geologische Geschichte des Geländes und den Aufbau des Untergrundes.



**Abb. 2.31** Fluvatil geprägtes Landschaftsbild: Sense bei Bern (Schweiz), Copper River (Alaska).

*Glaziale* Landformen werden durch die Gletscher des Hochgebirges und die kontinentalen Gletscher (zum Beispiel während der Eiszeit) geschaffen. Die fluviatil entstandenen Kerbtäler werden von den Gletschern zu *Trog-* oder *U-Tälern* erweitert. Die Gletscher tragen den Untergrund ab und schieben ihn als ungeordnetes *Geschiebe* über weite Entfernung. Nach ihrem Rückzug hinterlassen sie eine Fülle glazialer Landformen. Insbesondere die kontinentalen Gletscher prägen ganze Landstriche. *Grundmoränen* bilden ihre Sohlen, *Seitenmoränen* ihre Flanken. Ihre weitesten Vorstöße werden durch *Endmoränen* markiert. In den Eismassen zirkulierende Flüsse hinterlassen ihre Gerölle als lang gestreckte *Esker* oder *Oser*, die Sedimente der glazialen Seen turmen sich zu *Kames* auf. Von den schmelzenden Gletschern werden gewaltige *Sander* angeschüttet, die Naturlandschaften wie die Lüneburger Heide bilden. *Toteisblöcke*, die von den sich zurückziehenden Gletschern zeugen, werden von den abströmenden Sedimenten umspült und bilden schließlich, abgeschmolzen als *Sölle*, reizvolle *Seenplatten* wie die Masurische, Mecklenburgische oder die Pommersche. Entlang der Gletschervorstöße sammelt sich das Schmelzwasser in *Urstromtälern* wie zum Beispiel dem Magdeburg-Breslauer oder dem Warschau-Berliner. Der Geologe erkennt an diesen Landformen die geologische Geschichte des Geländes und den Aufbau des Untergrundes.

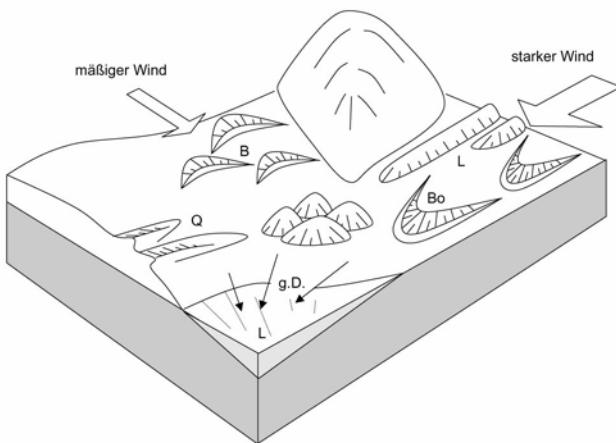


**Abb. 2.32** Glaziale Landformen (vereinfacht). Dargestellt ist der Gletscherrand während der Eiszeit (oben) und nach dem Rückzug der Gletscher. Die Vergletscherung hat zu einer Vielzahl geomorphologischer (landschaftsbildender) Formen geführt: E Esker, EM Endmoräne, G Gletscher, GM Grundmoräne, GS Gletschersee, K Kame, SA Sander, SÖ Sölle, T Toteisblöcke, U Urstromtal.

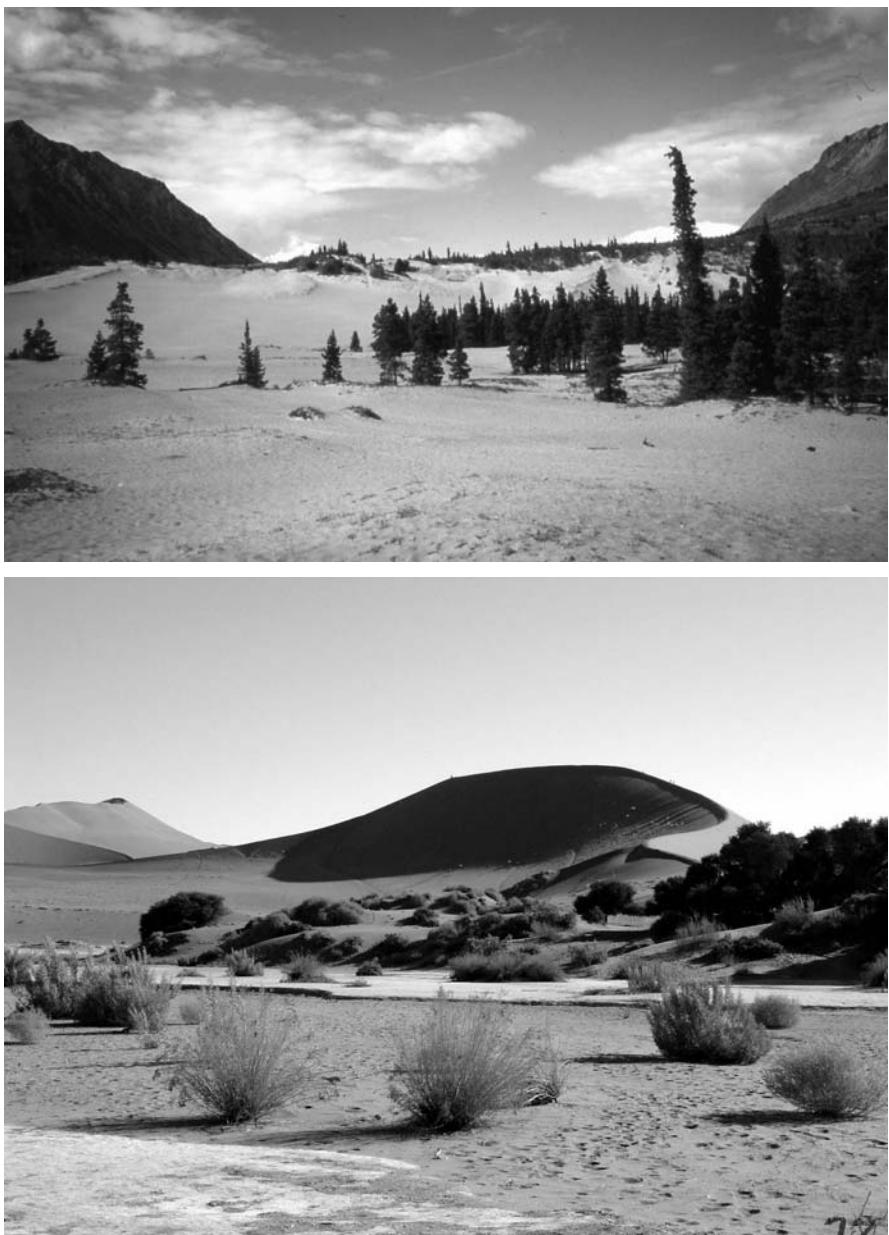


**Abb. 2.33** Glazial geprägtes Landschaftsbild: Maderanertal im Kanton Uri (Schweiz), Yukon (Alaska).

*Äolische* Landformen werden durch den Wind geschaffen, der zum Beispiel Sand gleichmäßig zu Dünen aufschüttet. Je nach Windgeschwindigkeit, dem Wechsel der Windrichtung und der Menge des zur Verfügung stehenden Sandes entstehen unterschiedliche Dünenformen. Bei mäßigem, richtungsbeständigem Wind entstehen *Querdünen* senkrecht zur Windrichtung mit flacher Luv- und steiler Leeseite. Ist weniger Sand vorhanden entstehen die halbmondförmigen *Barchane*, deren Spitzen in Richtung des Windes zeigen. Nimmt der Wind zu, dann wandeln sie sich zu *Bogen-* oder *Parabeldünen*, deren Spitzen gegen die Windrichtung zeigen. Bei besonders starkem Wind entstehen *Längsdünen* in Windrichtung. Bei wechselnden Windrichtungen entstehen komplexe Dünenfelder. Feinkörniges Material transportiert der Wind über große Distanzen und lagert es als Löß ab. Ursprungsgebiet des Lößes sind die glazialen Sanderfelder, die fluviatilen Schwemmlandschaften und die Wüstenregionen. Löß hat die Eigenschaft, vertikale Anschnitte bilden zu können, was ihn zu einem bodenmechanisch ungewöhnlichen Material macht. Noch heute bilden sich mächtige Lößvorkommen, zum Beispiel im Mittleren Westen der Vereinigten Staaten. Junge Lößlandschaften sind einförmig und ohne morphologische Auffälligkeiten, wogegen mit zunehmender Maturierung ein bewegtes, durch ein enges Drainagemuster geprägtes Landschaftsbild entsteht. Die Interpretation der äolischen Landschaftsformen erlaubt dem Geologen Rückschlüsse auf die Entstehungsgeschichte der Landschaft und dem Aufbau des Untergrunds.



**Abb. 2.34** Äolische Landformen (vereinfacht). B Barchane, Bo Bogen- oder Parabeldünen, D Dünenfelder, L Längsdünen, Q Querdünen. Feinkörniges Material wird über große Distanzen (g.D.) als Löß L abgelagert.



**Abb. 2.35** Äolisch geprägtes Landschaftsbild: Carcross Yukon (Alaska), Namib-Wüste (Namibia).

Neben diesen allmählich entstehenden Landformen können auch plötzliche Ereignisse wie eine Rutschung, der Einschlag eines Meteoriten oder der Ausbruch eines Vulkans das Gelände formen. Spezielle Landformen entstehen, die in einigen Fällen leicht erkennbar, in anderen dagegen erst nach eingehender Untersuchung deutlich werden. Zum Beispiel war man sich beim Nördlinger Ries lange nicht im Klaren, ob es sich um die Caldera eines Vulkans oder um den Krater eines Meteoriten handelt. Auch fossile Hangbewegungen lassen sich oft erst nach sorgfältiger Luftbildauswertung und eingehender Felduntersuchung rekonstruieren.

## 2.5 Sedimentation, Diagenese, Metamorphose, Anatexis

Obwohl sich die durch endogene und exogene Kräfte geschaffenen Landformen dem Auge des Betrachters als stabil und statisch darstellen sind sie, in geologischen Zeiträumen gemessen, nur kurze Episoden in einem Kreislauf der ständigen Bildung und Abtragung. Das abgetragene Material sammelt sich in Senken, in Seen und vor den Küsten. Landfeste Gebiete werden bei einem Anstieg des Meeresspiegels überflutet und später von Küstensedimenten bedeckt. Pflanzliche und tierische Reste sinken auf den Meeresboden. Mit zunehmender Mächtigkeit der jungen Sedimente steigen der Druck und die Temperatur innerhalb des Sedimentpaketes. Mit der Zeit verdichtet sich das Material: es kommt zur *Diagenese* und es entstehen

- *Sedimentgesteine oder Sedimentite*, die in ihrem Gefüge, Stoff- und Mineralbestand dem Ausgangssediment entsprechen.

Man unterscheidet *klastische Sedimentgesteine*, die aus Steinen, Kies, Sand, Schluff oder Ton oder aus einer Mischung davon bestehen, von *chemischen und biochemischen Sedimentgesteinen*, die wiederum in anorganische (durch chemische Prozesse entstandene) und organogene (aus pflanzlichen und tierischen Resten bestehende) Sedimentgesteine unterteilt werden. Danach gehören sowohl Sandsteine, Grauwacken und Schiefer als auch Kalksteine, Steinsalz und Kohle zur großen Gruppe der Sedimentgesteine, von denen viele als natürliche Rohstoffe genutzt werden. Die allgemein übliche Einteilung der Sedimentgesteine zeigt die Tabelle.

**Tabelle 2.1** Klastische Sedimentgesteine.

Gestein	Korngröße [mm]	Ausgangsmaterial
Brekzie, Konglomerat	> 2	Psephite (Blöcke, Steine, Kies)
Sandstein, Arkose (hoher Feldspatgehalt), Grauwacke (mit Gesteinsfragmenten)	0.063-2	Psammite (Sand)
Schluffstein, Siltstein, Tonstein	< 0.063	Pelite (Schluff oder Silt, Ton)

**Tabelle 2.2** Chemische und biochemische Sedimentgesteine.

Ausfällungsgesteine		
Gestein	Hauptkomponente	Bildung
Kalkstein	$\text{CaCO}_3$	anorganisch
Dolomit	$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$	anorganisch
Mergel	Ton und Kalk	anorganisch
Kieselige Sedimentgesteine (z.B. Hornstein, Kieselschiefer)	$\text{SiO}_2$	organogen
Kalkstein (z.B. Riffkalk, Bone beds)	$\text{CaCO}_3$	organogen
Kieselige Sedimentgesteine (z.B. Radiolarit aus Radiolarien, Kieselgur aus Diatomeen)	$\text{SiO}_2$	organogen
Evaporite (Eindampfungsgesteine)		
Kalzit	$\text{CaCO}_3$	anorganisch
Dolomit	$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$	anorganisch
Gips	$\text{CaSO}_4 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}$	anorganisch

---

Anhydrit	$\text{CaSO}_4$	anorganisch
Steinsalz	$\text{NaCl}$	anorganisch
Kalisalz	$\text{KCl}$	anorganisch
<hr/>		
Kaustobiolithe		
Kohle	C (vorwiegend aus Pflanzen)	organogen
Ölschiefer, Erdöl und Erdgas	C (vorwiegend aus Plankton)	organogen
<hr/>		

Nehmen der Druck oder die Temperatur oder beides zu, kommt es, ohne das das Gestein aufschmilzt, zur Bildung eines neuen Gesteinstyps, den

- *metamorphen Gesteinen* oder *Metamorphiten*, in denen neben den Mineralen des Ausgangsgesteins neue, metamorphe Minerale auf Kosten des Altbestandes und durch Lösungs- und Gasaustausch entstanden sind (Metablastese).

Nicht nur in Senkungsbereichen, die ständig mit neuen Sedimenten bedeckt werden, steigen der Druck und die Temperatur. Auch in Subduktionszonen, wo sich eine tektonische Platte unter eine andere schiebt (wie zum Beispiel entlang der Anden oder des Japanischen Inselbogens), bilden sich Metamorphe. Schließlich entwickeln sich auch während der Orogenese (der Gebirgsbildung) im entstehenden Gebirgskörper hohe Temperaturen und (gerichtet) Drücke und somit metamorphe Gesteine. Im Gegensatz zu diesen regionalen Vorgängen bilden sich auch lokal metamorphe Gesteine, zum Beispiel im Kontakt mit flüssigem Magma (Kontaktmetamorphose) oder entlang von Verwerfungszenen oder auch beim Einschlag von Meteoriten. So konnte die Entstehung des Nördlinger Rieses auch aufgrund spezieller, durch die Schockwelle entstandener, metamorphe Minerale rekonstruiert werden. Bei einigen Metamorphiten verursacht der Druck eine Gefügeregelung, bei der sich vorhandene und neue Mineralkörper senkrecht zur größten Druckrichtung orientieren (Kristallisationsschieferung). Bei anderen sprossen bestimmte Minerale und dominieren das Erscheinungsbild, wie zum Beispiel die Granate in Eklogiten und Augengneisen. Wiederum andere entwickeln ein gleichmäßiges Kristallisationsmuster, wie der Quarzit oder der Marmor. Beispiele für metamorphe Gesteine (mit ihren Ausgangsgesteinen) sind in der Tabelle angegeben.

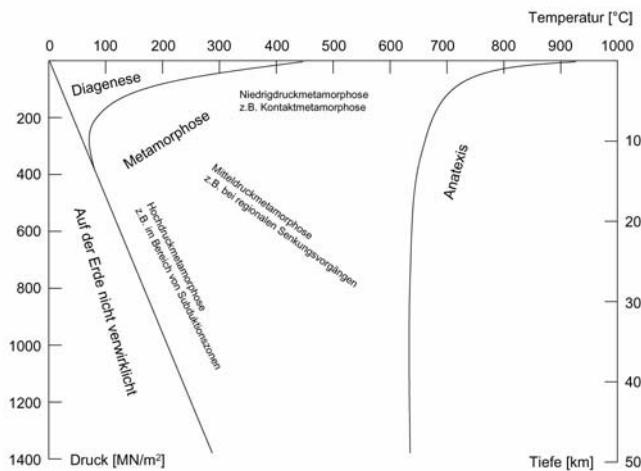
**Tabelle 2.3** Metamorphe Gesteine.

metamorphes Gestein	Ausgangsgestein
Quarzit	Sandstein
Schiefer	Tonstein
Phyllit, Glimmerschiefer, Gneis (Paragneis), Hornblende	Grauwacke, Tonstein, Mergelton
Marmor	Kalkstein
Graphit	Kohle
Gneis (Orthogneis)	Granit
Grünschiefer, Amphibolit, Eklogit	Basalt

Nehmen Druck und Temperatur weiter zu, dann schmelzen die Gesteine partiell und schließlich vollständig auf (*Anatexis*). Sie werden zu silikatischen Schmelzen, die sich mit dem aus der Tiefe aufsteigenden *Magma* vermischen können. Das Magma ist je nach seinem Chemismus eher zähflüssig oder dünnflüssig, wobei der Anteil an Silikaten eine entscheidende Rolle spielt. Silikatreiches, zähflüssiges Magma erreicht selten die Oberfläche und erstarrt als *Plutonit* oder *Tiefengestein*. Silikatarmes, dünnflüssiges Magma findet dagegen schnell seinen Weg zur Oberfläche durch tektonische Bruch- und Störungszonen und erstarrt dort als *Eruptivgestein* oder *Vulkanit*. Vulkanite und Plutonite bilden die Gruppe der

- *Erstarrungsgesteine oder Magmatite*, deren Mineralzusammensetzung vom Magma und deren Kristallisationsgrad von der Abkühlgeschwindigkeit bestimmt wird.

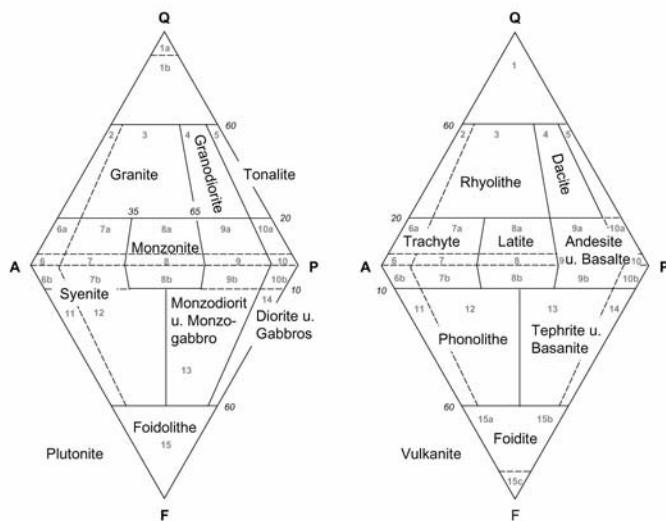
Da Plutonite aus dem sich allmählich abkühlenden Magma entstehen, haben die meisten Minerale genügend Zeit zum Auskristallisieren. Zuerst erstarren die dunklen, *mafischen* (magnesium- und eisenreichen) Minerale, zuletzt die hellen, *felsischen* (feldspat- und silikatreichen) Minerale. Quarz ( $\text{SiO}_2$ ) erstarrt zum Schluss und füllt die noch vorhandenen Zwischenräume aus. Der Granit, aus Feldspat, Quarz und Glimmer bestehend, ist ein typischer Vertreter eines felsischen Plutonits, wogegen Gabbro einen mafischen Plutonit repräsentiert.



**Abb. 2.36** Diagenese, Metamorphose und Anatexit (vereinfacht).

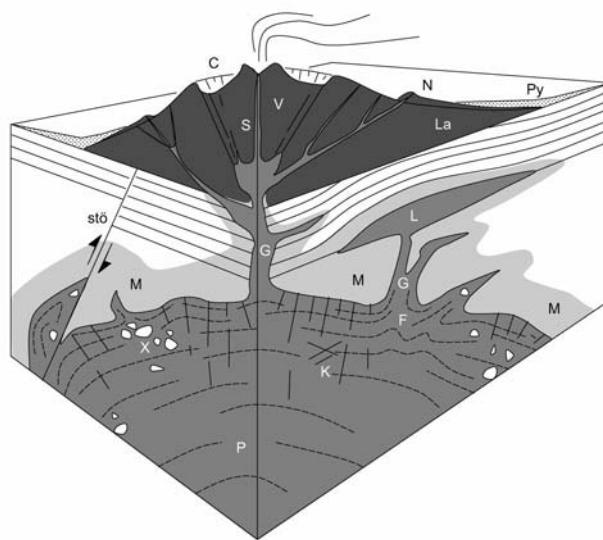
**Tabelle 2.4** Erstarrungsgesteine.

Plutonite	Vulkanite	Silikatanteil	Viskosität	Chemismus
Granit	Rhyolith	hoch	niedrig	felsisch
Granodiorit	Dacit			
Diorit	Andesit			
Syenit	Trachyt			
Gabbro	Basalt			
Peridotit	Pikrit	niedrig	hoch	mafisch



**Abb. 2.37** QAPF-Diagramme (Streckeisen-Diagramme) zur Einteilung von Plutoniten und Vulkaniten (nach IUGS International Union of Geosciences). **Q** Quarz, **A** Alkalifeldspat, **P** Plagioklas, **F** Foide (Feldspatoïde, d.h. Feldspatvertreter wie Leucit, Nephelin, Sodalith, Nosean, Hauyen, Analcim, etc.). Plutonite: 1a Quarzgestein, 1b quarzreiche Granitoide, 2 Alkalifeldspat-Granite, 3 Granite, 4 Granodiorite, 5 Tonalite, 6 Alkalifeldspat-Syenite, 6a Quarz-Alkalifeldspat-Syenite, 6b foidführende Alkalifeldspat-Syenite, 7 Syenite, 7a Quarz-Syenite, 7b foidführender Syenite, 8 Monzonite, 8a Quarz-Monzonite, 8b foidführende Monzonite, 9 Monzodiorite u. Monzogabbros, 9a Quarz-Monzodiorite u. -gabbros, 9b foidführende Monzodiorite u. -gabbros, 10 Diorite, Gabbros u. Anorthosite, 10a Quarz-diorite - u. -gabbros, 10b foidführende Diorite und Gabbros, 11 Foidsyenite, 12 Foid-Plagisyenite, 13 Foid-Monzodiorite u. Gabbros (Essexite), 14 Foiddiorite u. Gabbros (Theralithe), 15 Foidolithe. Vulkanite: 1 Quarzgestein, 2 Alkalifeldspat-Rhyolith, 3 Rhyolith, 4 Dacite, 5 Quarzandesite, 6 Alkalifeldspat-Trachyte, 6a Quarz-Alkalifeldspat-Trachyte, 6b foidführende Alkalifeldspat-Trachyte, 7 Trachyte, 7a Quarz-Trachyte, 7b foidführende Trachyte, 8 Latite, 8a Quarz-Latite, 8b foidführende Latite, 9 Latitandesite u. Latitbasalte, 9a Quarz-Latitandesite u. -basalte, 9b foidführende Latitandesite u. -basalte, 10 Andesite u. Basalte, 10a Andesite u. Quarzbasalte, 10b foidführende Andesite u. Basalte, 11 Phonolith, 12 tephritisches Phonolith, 13 phonolithische Tephrite, 14 Tephrite u. Basanite, 15a phonolithische Foidite, 15b tephritisches Foidite, 15c Foidite.

Im Gegensatz zu den Plutoniten erstarren Vulkanite unmittelbar nachdem sie die Oberfläche erreicht haben. Es können sich daher kaum Kristalle ausbilden. Allenfalls können vereinzelt bereits vor der plötzlichen Abkühlung entstandene Kristalle wie etwa Olivine ( $(\text{Mg}, \text{Fe})_2\text{SiO}_4$ ) auftreten. Der häufig vorkommende Basalt bildet das Pendant zum Gabbro, der seltener Rhyolith das Pendant zum Granit. Die während einer vulkanischen Eruption ausströmende *Lava* kann dünnflüssig sein und glatte *Pahoehoe-Lavafelder* ausbilden (ausgesprochen Pahoj-hoj, polynesisch) oder als zähflüssige *Aa-Lava* scharfkantige, schwer begehbarer Hänge formen (ausgesprochen A-A, polynesisch). Neben Laven werden auch vulkanische Aschen, kleinere Brocken (*Lapilli*) und Blöcke (*Bomben*) ausgeworfen, die als *Pyroklastika* bezeichnet werden und sich zu *Tuffen* verfestigen. Auch unter der Meeresoberfläche im Bereich der ozeanischen Rücken, wo Großplatten auseinanderdriften und sich neues Plattenmaterial bildet, tritt Lava aus. Es entstehen typische kissenartige Muster, die als *Pillow-Lava* bezeichnet werden.



**Abb. 2.38** Plutone und Vulkane (schematisch). C Caldera, F Foliation, G Gang, K Klüftung, L Lakkolith, La Lava, M Zone der Kontaktmetamorphose, N Nebenvulkan (parasitäre Krater), P Pluton, Py Pyroklastite, S Schlot, stö Störung, V Vulkan, X Xenolithe (Fremdgestein).

Neben den Plutoniten und den Vulkaniten bilden sich *Ganggesteine* (*Lamprophyre*), die in ihrem Chemismus und Kristallisationsgrad zwischen beiden Gruppen vermitteln. Typische Vertreter der Ganggesteine sind die feinkörnigen *Aplite*, die grobkörnigen *Pegmatite* und die *Porphyre* mit ihren dominanten Kristallen in feinkörniger Grundmasse.



**Abb. 2.39** Ausbruch des Unzen-Vulkans (Kyushu, Japan) im Jahre 1991. Bereits seit 1989 wurden vermehrt Erdbeben beobachtet, deren Epizentren sich immer mehr dem Vulkan näherten (Photo: Asia Air Survey).

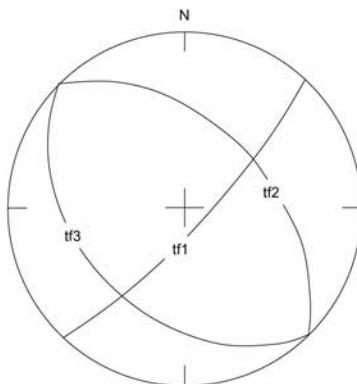
Sedimentation, Diagenese, Metamorphose und Anatexis sind Mechanismen, die grundlegend sind für die Bildung der Gesteine. Die Vielfalt der sich daraus ergebenden Gesteinstypen ist auch nach einem vertieften Studium kaum zu überblicken. Die hier vorgestellte Einteilung in Sedimentgesteine, metamorphe Gesteine und Erstarrungsgesteine erlaubt eine

erste Systematisierung, auf deren Grundlage gesteinsspezifische Subsysteme entwickelt wurden, womit sich die Gesteinskunde oder *Petrographie* befasst.

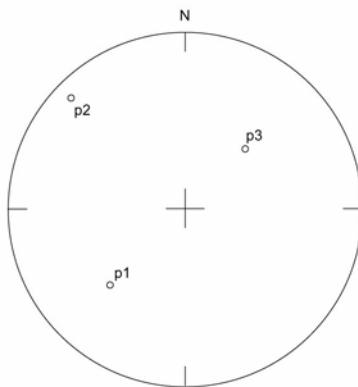
## Übungen

- 2-1 Was versteht man unter *Aktualismus*?
- 2-2 Was versteht man unter einer *vergenten Falte*?
- 2-3 Was versteht man unter einer *Biegescherfalte*?
- 2-4 Welche Typen von Trennfächen unterscheidet man?
- 2-5 Was unterscheidet eine Störung von einer Klüftung?
- 2-6 Welche Arten von Schieferung unterscheidet man?
- 2-7 Wie sind die Flächen der tektonischen Schieferung orientiert?
- 2-8 Wie wird eine Trennfläche gemessen und welche Messwerte werden aufgenommen?
- 2-9 Was ist ein Schmidtsches Netz?
- 2-10 Was ist ein Polpunkt?
- 2-11 Was ist ein Großkreis?
- 2-12 Welchen Rückschluss erlaubt die Verschnittlinie zwischen Schichtfläche und (tektonischer) Schieferung?
- 2-13 Was ist ein  $\pi$ -Pol?
- 2-14 Im Schmidtschen Netz sind die Großkreise von 3 Trennflächen *tf* dargestellt (Abb. 2.40). Welcher entspricht der Schichtung ( $ss = 045/50$ ), welcher der *ac*-Klüftung ( $ac = 135/80$ ) und welcher der *bc*-Klüftung ( $bc = 225/40$ )?
- 2-15 Im Schmidtschen Netz sind die Polpunkte (*p*) von 3 Trennflächen dargestellt (Abb. 2.41). Welcher entspricht der Schichtung ( $ss = 045/50$ ), welcher der *ac*-Klüftung ( $ac = 135/80$ ) und welcher der *bc*-Klüftung ( $bc = 225/40$ )?

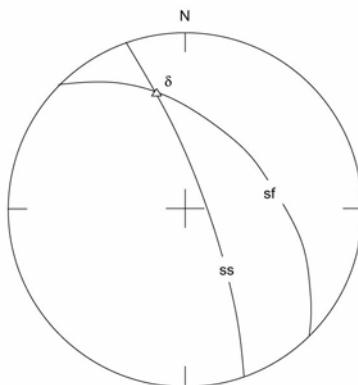
- 2-16 Die Großkreise von Schichtung und Schieferung bilden ein  $\delta$ -Linear, das der Faltenachse entspricht (Abb. 2.42). Wie ist das dargestellte  $\delta$ -Linear orientiert? (A) 150/20 (B) 345/33 (C) 033/45.
- 2-17 Im Bereich einer Falte wurde die Schichtung eingemessen (Abb. 2.43). Ihr  $\pi$ -Kreis ist im Schmidtschen Netz mit ihrem Polpunkt (dem  $\pi$ -Pol) dargestellt. Wie ist die Faltenachse orientiert? (A) 320/40 (B) 225/20 (C) 140/50.
- 2-18 Welche Formen der Verwitterung unterscheidet man?
- 2-19 Was versteht man unter hydrolytischer Verwitterung?
- 2-20 Was ist eine Schrägschichtung?
- 2-21 Was ist Löß?
- 2-22 Was ist ein Oser?
- 2-23 Welche Gruppen von Gesteinen unterscheidet man?
- 2-24 Zu welcher Gesteinsgruppe gehören (A) Granit (B) Riffkalk (C) Basalt (D) Marmor (E) Granitporphyr?
- 2-25 Was ist das Ausgangsgestein von Quarzit?
- 2-26 Was versteht man unter *mafischen* Mineralen?
- 2-27 Was versteht man unter Pyroklastika?



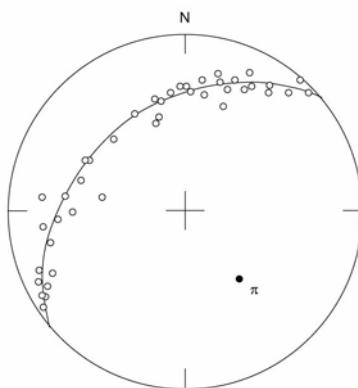
**Abb. 2.40** Schmidtsches Netz mit Großkreisen.



**Abb. 2.41** Schmidtsches Netz mit Polpunkten.



**Abb. 2.42** Schmidtsches Netz mit  $\delta$ -Linear.



**Abb. 2.43** Schmidtsches Netz mit  $\pi$ -Kreis.

# 3 Mechanische Prinzipien

Die folgenden Ausführungen sind für den Erdwissenschaftler sicher interessanter als für den Ingenieur, der die mechanischen Prinzipien bereits kennt.

## 3.1 Der Kraftbegriff nach Newton

*Kräfte* sind gerichtete, physikalische Größen. Sie werden durch die drei von Isaak Newton (1643-1727) aufgestellten Grundgesetze der Mechanik (Principia 1687) hinreichend definiert: dem Trägheitsgesetz, dem dynamischen Grundgesetz (Bewegungsgleichung) und dem Gesetz der Gegenwirkung (dem Reaktionsprinzip). In der Mechanik sind sie entweder die Ursache für die Bewegung eines Körpers (bzw. dessen Verharren) oder verursachen seine Verformung (Deformationen). Da Kräfte gerichtet sind und einen Betrag haben ( $F$  in kN), lassen sie sich durch *Vektoren* idealisieren. Die Richtung des Vektors bestimmt die Wirkungslinie der Kraft. Der Betrag der Kraft ist durch die Länge des Vektors definiert. Einzelne Kraftvektoren lassen sich vektoriell zu einer resultierenden Kraft, der *Resultierenden*, addieren.

*Volumenkräfte* leiten sich aus einem definierten Volumen ab und werden auf dessen Schwerpunkt bezogen. Zum Beispiel wirkt die Schwerkraft an jedem Punkt eines räumlich definierten Körpers in Richtung des Erdmittelpunkts. Die infinitesimalen Einzelkräfte werden integriert und konzentriert im Schwerpunkt des Körpers angenommen. Zur Veranschaulichung: ein Damm stellt eine Auflast auf der Erdoberfläche dar. Die Erdbeschleunigung  $g$  wirkt in jedem Punkt des Damms vertikal nach unten in Richtung des Erdmittelpunktes. Das Produkt der Masse des Damms mit der Erdbeschleunigung ergibt die nach unten gerichtete, im Schwerpunkt des Damms angreifende Volumenkraft  $F_V = G$ .

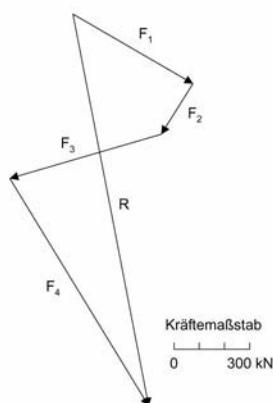
An Kontaktflächen werden Kräfte als Flächenkräfte  $F_A$  weitergegeben. Die Flächenkraft kann in eine Flächenkraftdichte oder *Spannung*  $\sigma$  umge-

rechnet werden, indem sie mit der Kontaktfläche  $A$  ins Verhältnis gesetzt wird.

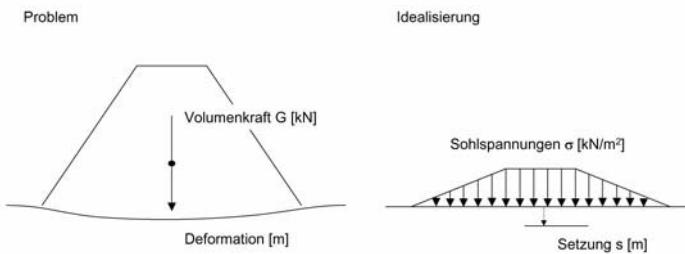
$$\sigma = F_A / A$$



**Abb. 3.1** Isaak Newton (1643-1727).



**Abb. 3.2** Kraftvektoren und Resultierende.



**Abb. 3.3** Kraft, Spannung, Deformation: Problem und Idealisierung.

Für das Dammbeispiel folgt: die gravitative Volumenkraft wird als Spannung über die Kontaktzone zwischen Damm und Erdoberfläche an den Untergrund weitergegeben und verformt ihn.

Zur Vereinfachung werden die an Kontaktflächen wirkenden Spannungen zu Kontaktkräften  $F_i$  zusammengefasst (integriert), die an Kontaktpunkten (oder Stützpunkten) angreifen, eine in der Mechanik übliche Idealisierung, die theoretisch nicht zulässig ist, da zur Weitergabe von Kräften immer eine Kontaktfläche nötig ist.

Kontaktkräfte können auch in einem Winkel zur Kontaktfläche geneigt einwirken. Geneigte Kontaktkräfte können in eine senkrecht zur Kontaktfläche stehende Komponente, die *Normalkraft*, und eine parallel zur Kontaktfläche wirkende Komponente, die *Scherkraft*, aufgeteilt werden. Aus Normalkräften folgen *Normalspannungen*  $\sigma = F_N/A$ , aus Scherkräften *Scherspannungen*  $\tau = F_T/A$ .

Eine Scherbeanspruchung verursacht in der Kontaktzone einen Reibungswiderstand. Die Ausbildung der Kontaktfläche und das diesseits und jenseits der Kontaktfläche vorhandene Material bestimmen die Größe dieses Reibungswiderstands. Bei definierten Kontaktflächen, z.B. Trennflächen im Gebirge, ist der Reibungswiderstand von der Rauigkeit der Trennfläche und den Festigkeitseigenschaften des Gesteins abhängig. Sind diese Trennflächen gefüllt (z.B. mit Verwitterungsmaterial), dann hängt die Scherfestigkeit auch von den Festigkeitseigenschaften des Füllmaterials ab. In körnigem Material (z.B. Sand) beteiligt sich das Korngerüst am Reibungswiderstand.

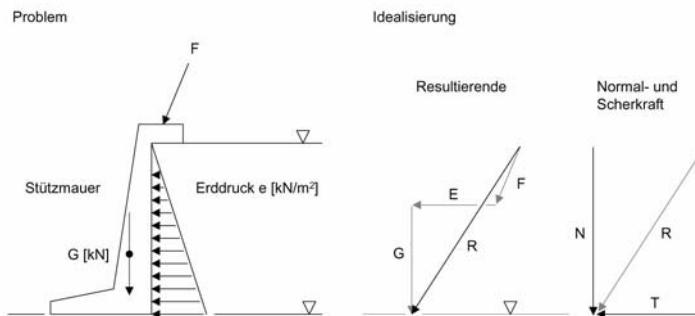


Abb. 3.4 Normalkraft und Scherkraft: Problem und Idealisierung.

Grundsätzlich nimmt der Reibungswiderstand mit der auf der Kontaktfläche wirksamen Normalspannung zu, ein Materialverhalten, das man z.B. bei Scherversuchen an Böden beobachten kann. Werden die Normalspannungen  $\sigma$  über die im Bruchzustand gemessenen Scherspannungen  $\tau$  aufgetragen, kann durch die so ermittelten für den zu untersuchenden Boden spezifischen Messwerte eine Ausgleichsgerade konstruiert werden. Bei nichtbindigen Böden (Sand, Kies) geht diese Ausgleichsgerade durch den Koordinatenursprung. Die Neigung dieser Geraden definiert den *Reibungswinkel*  $\varphi$  [ $^{\circ}$ ]. Er ist eine Stoffkonstante des untersuchten Erdstoffs und ein Maß für den Reibungswiderstand.

Bei bindigen Böden (z.B. Ton) schneidet die Ausgleichsgerade die  $\tau$ -Achse oberhalb des Koordinatenursprungs. Dies bedeutet praktisch, dass in der Kontaktzone Zugspannungen aufgenommen werden können. Dieser Achsenabschnitt wird als *Kohäsion*  $c$  [kN/m<sup>2</sup>] bezeichnet, eine charakteristische Stoffeigenschaft bindiger Böden. Sie geht zurück auf die molekulare Anziehung der Bodenpartikel und wird wesentlich vom Wassergehalt beeinflusst. Ein Anstieg des Wassergehalts führt zu einer Verringerung der Kohäsion. In nichtbindigen Erdstoffen ist die Kohäsion so gut wie nicht existent. Sie tritt allenfalls bei Austrocknung des feuchten Bodens auf, verursacht durch die Zugspannung des Porenwassers im Kapillarsaum, und wird dann als *scheinbare Kohäsion* bezeichnet.

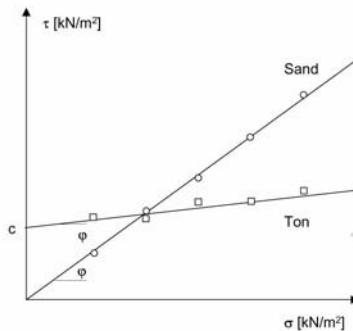


Abb. 3.5 Nichtbindige und bindige Böden im  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm.

Der französische Militäringenieur und Physiker Charles Augustin de Coulomb (1736-1806) formulierte, aufbauend auf dem  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm, die nach ihm benannte *Bruchbedingung*

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

Danach hängt die Scherfestigkeit von den Scherparametern  $c$  und  $\varphi$  und den in der Scherfläche übertragenen Normalspannungen  $\sigma$  ab.

Für Gebirgstrennflächen ist die Ermittlung der Scherparameter im Grunde vergleichbar. Allerdings treten lokale Abscherungen des intakten Materials auf, was eine differenziertere Betrachtung notwendig macht, auf die später noch eingegangen wird.

Das Verständnis von Volumen-, Normal- und Scherkräften ist Voraussetzung für die Deutung mechanischer Systeme. In der ingenieurgeologischen Praxis bildet es die Grundlage jeder Kräfteanalyse, die wiederum Voraussetzung ist für die Beurteilung von Versagen und Sicherheit, auf die im Folgenden eingegangen wird.



**Abb. 3.6** Charles Augustin de Coulomb (1736-1806) und Leonhard Euler (1707-1783).

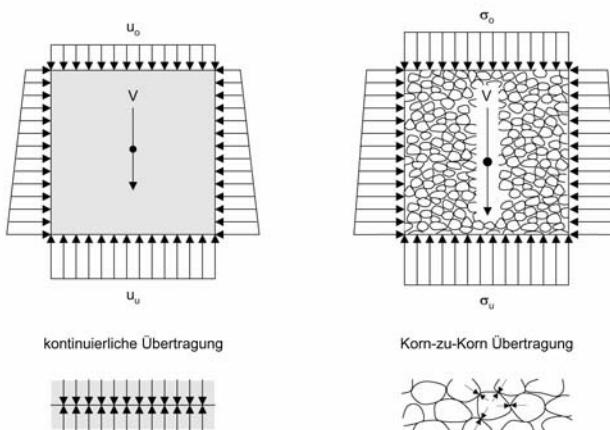
### 3.2 Das Schnittprinzip von Euler

Der Baseler Mathematiker Leonard Euler (1707-83) entwickelte das ebenso einfache wie geniale *Schnittprinzip*, mit dem das Kräftespiel in einem mechanischen System deutlich wird, indem der zu untersuchende Körper an Stützstellen *freigeschnitten* wird. An den so entstandenen Kontaktflächen werden die Reaktionskräfte angesetzt, die notwendig sind, um das System im Gleichgewicht zu halten. Die Wirkungslinien der Kraftvektoren müssen sich in einem Punkt schneiden, um das Momentengleichgewicht zu gewährleisten. Es würde sonst ein Drehmoment auftreten, das den freigeschnittenen Körper rotieren ließe.

Ein Beispiel: Aus einem kontinuierlichen Einstoffsyste m – zum Beispiel Wasser – wird ein Würfel von einem Meter Kantenlänge freigeschnitten. Die Oberkante des Würfels befindet sich in der Tiefe  $h_1 = 1.0$  m. Der freigeschnittene Körper wird an den Kontaktflächen wie folgt belastet: von oben wirkt die Wasserauflast von einem Meter Wassersäule, d.h. eine hydrostatische Druckspannung  $u_0$  von 1 m mal der spezifischen Gewichtskraft des Wasser von  $10 \text{ kN/m}^3$ , also  $10 \text{ kN/m}^2$ . Die Integration der Druckspannungen über die Schnittfläche ergibt die resultierende Druckkraft von 10 kN, deren Wirkungslinie senkrecht durch die Kontaktfläche geht. Der Angriffspunkt der Resultierenden wird durch

den Schwerpunkt der gleichmäßig verteilten Druckspannungen vorgegeben, der in diesem Fall im Schwerpunkt der Kontaktfläche liegt. An den vertikalen Kontaktflächen nimmt der hydrostatische Druck von  $10 \text{ kN/m}^2$  in einem Meter Tiefe auf  $20 \text{ kN/m}^2$  in zwei Metern Tiefe zu. Die Wirkungslinie der resultierenden horizontalen Wasserdruckkraft von  $15 \text{ kN}$  wird durch den Schwerpunkt der trapezförmigen horizontalen Wasserdruckspannung vorgegeben, der unterhalb des Schwerpunkts der Kontaktfläche liegt. Der Wasserwürfel übt aufgrund der Erddziehung eine vertikal nach unten gerichtete Volumenkraft  $V = 10 \text{ kN}$  aus, dessen Wirkungslinie senkrecht durch den Schwerpunkt des Würfels geht. Das System ist nur dann im Gleichgewicht, wenn horizontale und vertikale Kräfte im Gleichgewicht stehen und sich ihre Wirkungslinien in einem Punkt schneiden. Da die horizontalen Kräfte gleich groß, aber entgegengerichtet sind, heben sie sich gegenseitig auf und stellen so das horizontale Gleichgewicht her. Das System ist in vertikaler Richtung nur dann stabil, wenn als Reaktionskraft an der Sohle des Würfels  $20 \text{ kN}$  angesetzt werden. Dies ist unmittelbar einleuchtend, da in dieser Tiefe der (in alle Richtungen) wirkende hydrostatische Wasserdruck von  $u_u = 20 \text{ kN/m}^2$ , über die Sohlfläche integriert, die Reaktionskraft erzeugt. Da sich somit alle Kräfte aufheben und sich alle Wirkungslinien in einem Punkt (unterhalb des Schwerpunkts des Würfels) schneiden, ist das System stabil. Anzumerken bleibt, dass die Übertragung der Spannungen an den Kontaktflächen kontinuierlich ist, d.h. in jedem infinitesimal kleinen Punkt der Kontaktfläche werden die Spannungen gleichmäßig übertragen. Durch die Integration dieser Spannungen über die Kontaktflächen ergeben sich die resultierenden Kräfte.

Ein zweites Beispiel: Aus einem diskontinuierlichen Einstoffsysteem (z.B. homogenem Sand) wird ein Würfel von einem Meter Kantenlänge herausgeschnitten. In vertikaler Richtung wird die lithostatische Auflast  $\sigma$  und die Volumenkraft  $V$  des Würfels von der nach oben gerichteten Reaktionskraft im Gleichgewicht gehalten. In horizontaler Richtung gleichen sich die Erddrücke ebenfalls aus. Im Unterschied zum kontinuierlichen Medium ist die Kraftübertragung jedoch nicht kontinuierlich. Die Kräfte werden an der Schnittfläche über das Korngerüst, also von Korn zu Korn weitergegeben. Diese punktuelle Kraftübertragung wird in den meisten praktischen Anwendungsfällen quasi statistisch als kontinuierlich interpretiert.



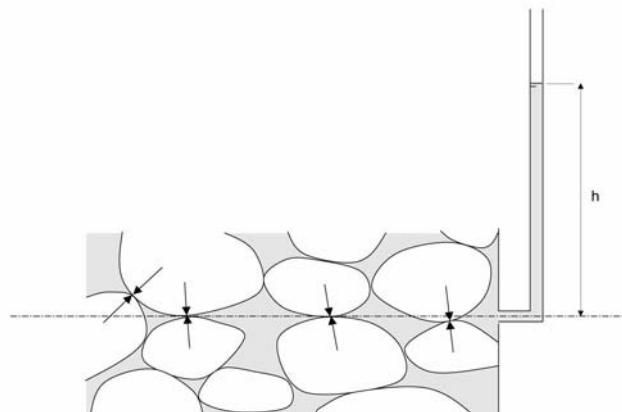
**Abb. 3.7** Spannungen und Kräfte an einem freigeschnittenen Würfel eines kontinuierlichen Stoffes (in diesem Fall Wasser), Spannungen und Kräfte an einem freigeschnittenen Würfel eines diskontinuierlichen Stoffes (in diesem Fall Sand).

Das dritte Beispiel zeigt, dass diese Interpretation eigentlich nicht zulässig ist. Hier wird ein kontinuierliches Medium mit einem diskontinuierlichen überlagert. Zur Veranschaulichung eines solchen Zweistoffsystems wird, um bei den vorhergehenden Beispielen zu bleiben, der Porenraum des diskontinuierlichen Mediums "Sand" vollständig mit dem kontinuierlichen Medium "Wasser" aufgefüllt. Der Anteil der Poren wird durch den dimensionslosen Porenanteil  $n$  erfasst. Wie in den vorhergehenden Beispielen wird das Gleichgewicht durch Freischneiden nachgewiesen. An jeder horizontalen Schnittstelle in der Tiefe  $h$  ergeben sich die Normalspannungen aus der Wasserauflast  $h\gamma_w$  plus der Auflast des trockenen Sandes  $h\gamma_d$  minus des durch den Sand verdrängten Wasservolumens (des Auftriebs):

$$\begin{aligned}\sigma &= h\gamma_w + h\gamma_d - h(1-n)\gamma_w \\ &= h(\gamma_w n + \gamma_d) \\ &= h\gamma_r\end{aligned}$$

d.h. die Normalspannungen ergeben sich aus dem Gewicht des wassergesättigten Bodens  $h\gamma_r$ . Durch Umstellung der Herleitung folgt auch

$$\begin{aligned}\sigma &= h\gamma_w + h(\gamma_r - \gamma_w) \\ &= h\gamma_w + h\gamma'\end{aligned}$$



**Abb. 3.8** Spannungen in einem horizontalen Schnitt durch das Zweistoffsystem "Sand-Wasser".

Die Normalspannungen setzen sich danach aus der hydrostatischen Spannung und der Auflast des unter Auftrieb stehenden Bodens zusammen. In einem horizontalen Schnitt durch das Zweistoffsystem wird das Gewicht des unter Auftrieb stehenden Korngerüstes von Korn zu Korn an den Berührungs punkten der Einzelkörner weitergegeben. Der Porenraum steht unter hydrostatischem Druck, dem *Porenwasserdruck*  $u$ . Dieser Porenwasserdruck ist bei der Ermittlung der Scherfestigkeit von Böden von zentraler Bedeutung und stellt eine grundsätzliche Voraussetzung für die Untersuchung von Stabilitätsproblemen des Erdbaus dar, wie z.B. der Standsicherheit von Böschungen oder der Tragfähigkeit von Fundamenten. Da Reibungskräfte nur über das Korngerüst weitergegeben werden, dürfen allein die *wirksamen Spannungen*  $\sigma'$  bei der Ermittlung der Scherfestigkeit in Ansatz gebracht werden. Sie ergeben sich nach Abzug des Porenwasserdrucks  $u$  von den *totalen Spannungen*  $\sigma$

$$\sigma' = \sigma - h\gamma_w = \sigma - u$$

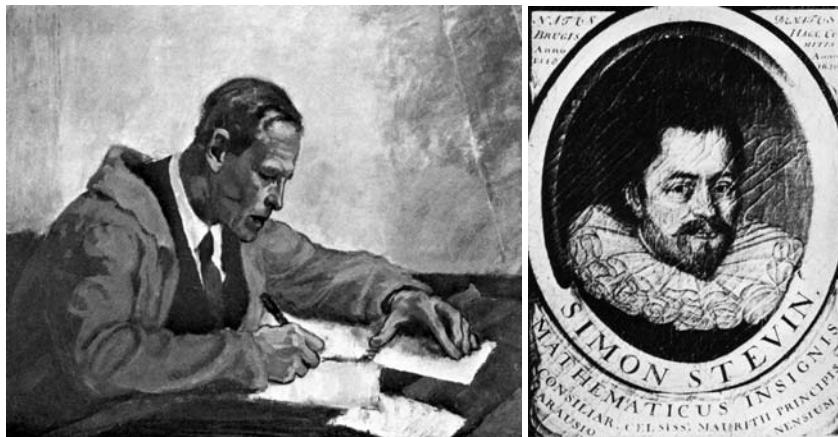
Bei wassergesättigten, bindigen Böden führt eine spontane Belastung zur unmittelbaren Erhöhung des Porenwasserdrucks. Er entspannt sich infolge ihrer geringen Durchlässigkeit erst allmählich durch Entwässerung des Porenraums. In dieser Phase kann der Porenwasserdruck die wirksamen Spannungen und somit die Scherfestigkeit des Bodens gänzlich aufheben (Anfangsstandsicherheit).

Das Prinzip der wirksamen Spannungen wurde bereits im Jahre 1925 von Karl Terzaghi (1883-1963) in seiner Erdbaumechanik vorgestellt. Für das *Coulombsche Schergesetz* folgt daraus

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

mit  $\sigma'$  als wirksame Normalspannung und  $\sigma' \cdot \varphi'$  als wirksamer Scherparameter. Anzumerken ist noch, dass sich bei nichtbindigen Erdstoffen der Reibungswinkel unter Wasser nicht ändert, d.h.  $\varphi = \varphi'$ . Die Scherparameter bindiger Böden ändern sich dagegen unter Wassereinfluss.

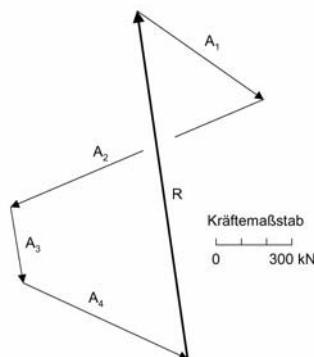
Das Eulersche Schnittprinzip ist Prämissse jeder mechanischen Interpretation. Mit ihm gelingt es, selbst komplexe Systeme in einfacher Weise zu isolieren und zu analysieren. Es ist eines der effizientesten Werkzeuge der Ingenieure zur Beurteilung der Wirkung und Gegenwirkung von Kräften. Seine Beherrschung ist daher auch Voraussetzung für den oft schwierigen Dialog zwischen Geologen und Ingenieuren.



**Abb. 3.9** Karl Terzaghi (1883-1963) und Simon Stevin (1548-1620).

### 3.3 Die Kraftecke Stevins

Die vektorielle Interpretation des Eulerschen Schnittprinzips ermöglicht eine einfache und eindeutige Bestimmung des Gleichgewichts. Die Parallelverschiebung der Vektoren der Kontaktkräfte und Volumenkräfte erlaubt die Konstruktion von Kräftepolygonen oder Kraftecken, ein Verfahren, das bereits von dem flämischen Ingenieur Simon Stevin (1548-1620) in seiner Arbeit *De Beghinelen der Weeghconst* veröffentlicht wurde. Ein mechanisches System ist danach dann und nur dann stabil, wenn sich das Krafteck schließt und sich die Wirkungslinien der Kräfte in einem Punkt schneiden. Das geschlossene Krafteck repräsentiert graphisch den *Grenzzustand*, den Zustand, in dem sich die Resultierenden aus haltenden und treibenden (stabilisierenden und destabilisierenden) Kräften gegenseitig aufheben. Wird das Gleichgewicht gestört – durch Zunahme der treibenden oder Abnahme der haltenden Kräfte – wird das System instabil: es *versagt*.

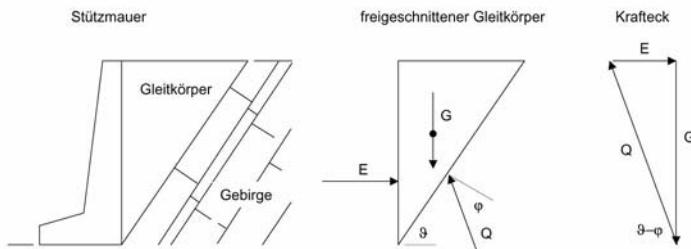


**Abb. 3.10** Krafteck mit Aktionskräften  $A_i$  und Reaktionskraft  $R$ .

Ein Beispiel: Ein Gebirgsbereich wird vertikal angeschnitten. Die Schichtflächen fallen zum Einschnitt hin ein. Es besteht die Gefahr, dass sich ein Gleitkeil bildet, der aus dem Anschnitt herausrutscht. Um dies zu verhindern, ist der Anschnitt mit einer Strebe oder einer Stützmauer oder einem Anker zu stabilisieren. Wie groß muss diese stabilisierende Kraft sein? Um den Gebirgsdruck zu berechnen wird zuerst der Gleitkörper freigeschnitten. Er ist begrenzt durch die Oberfläche, den Anschnitt und die Gleitfläche. Die Neigung der Gleitfläche  $\vartheta$  entspricht der Schichtneigung. Die folgenden Kräfte sind anzusetzen:

- Die Volumenkraft  $G$  des Gewichtes des Gleitkörpers.

- Die als Flächenkraft wirksame Reibung  $Q$ , von der nur die Wirkungslinie bekannt ist: ihre Resultierende wirkt entgegen der Bewegungsrichtung des Gleitkörpers, um den Reibungswinkel  $\varphi$  zur Normalen der Gleitfläche geneigt.
- Die stabilisierende Reaktionskraft  $E$ , die dem Gebirgsdruck entspricht. Aufgrund von Versuchen und Beobachtungen wird angenommen, dass  $E$  im unteren Drittelpunkt der Belastungsfläche angreift.



**Abb. 3.11** System, Kräfte am freigeschnittenen Gleitkörper, Kraftech.

Die Volumenkraft  $G$  ist in Richtung und Lage definiert, sie geht senkrecht durch den Schwerpunkt des Gleitkörpers. Die Kontaktkräfte  $E$  und  $Q$  sind nur hinsichtlich ihrer Richtungen bekannt. Da sich aber im Grenzzustand die Wirkungslinien aller Kräfte in einem Punkt schneiden müssen, lässt sich das Kraftech durch Parallelverschiebung der Vektoren schließen. Aus der Geometrie des Kraftechs folgt

$$\begin{aligned} E &= G \tan(\vartheta - \varphi) \\ &= \frac{1}{2} \frac{\gamma h^2}{\tan \vartheta} \tan(\vartheta - \varphi) \end{aligned}$$

Hier noch unberücksichtigt blieben die destabilisierende Wirkung des Kluftwassers, mögliche Auflasten auf dem Rutschkeil, dynamische Beanspruchungen wie Erdbeben (die sich mit Newton in Volumenkräfte transformieren lassen), die Reibung zwischen einer zu errichtenden Stützwand und dem Gleitkörper, etc. All dies lässt sich im Kraftech in einfacher Weise berücksichtigen.

Die aus dem Kraftech hergeleiteten Kräfte entsprechen den Kräften im Grenzzustand. Die Resultierende der stabilisierenden Kräfte  $R$  (*Reaktion*) entspricht der Summe der destabilisierenden Kräfte  $A$  (*Aktion*), d.h.

$$\frac{R}{A} = 1.0$$

Bei praktischen Bemessungsaufgaben wird die *Tragfähigkeit* eines Systems durch die Einführung eines *Sicherheitsfaktors* gewährleistet. Ein globaler Sicherheitsfaktor  $\eta$  ergibt sich aus dem Vergleich der resultierenden haltenden und treibenden Kräfte

$$\frac{R}{A} = \eta > 1.0$$

Seine Festlegung geschieht rein empirisch. Es gibt in der Geotechnik keine einheitliche Vorgabe seiner Größe, je nach Versagensmechanismus und Regelwerk variiert er.

Im Gegensatz zum globalen Sicherheitsfaktor werden *Partialsicherheitsfaktoren* oder *Teilsicherheitsbeiwerte*  $\gamma$  (Fellenius 1927) direkt auf die Variablen angewendet, die den Grenzzustand definieren. Haltende Variablen werden solange vermindert und treibende solange erhöht, bis sich das Grenzgleichgewicht einstellt. Die Partialsicherheiten resultieren daher aus dem Verhältnis ihrer tatsächlichen Größe und ihrer kritischen Größe im Grenzzustand, d.h.

$$r_c = r/\gamma_r \gamma_r > 1.0$$

$$a_c = a\gamma_a \gamma_a > 1.0$$

Doch nach welchen Regeln sind die Variablen zu modellieren, um den Grenzzustand zutreffend zu beschreiben? Dieses Optimierungsproblem löst das probabilistische (über Eintrittswahrscheinlichkeiten definierte) Sicherheitskonzept. Prämissen ist die Erkenntnis, dass einwirkende und stabilisierende Variablen statistisch zu definierende Größen sind. Sie unterliegen statistischen Streuungen, die durch Verteilungsfunktionen näher definiert werden können. Das Sicherheitsmaß ist kein empirischer Faktor, sondern eine auf einem Expertenkonsens beruhende, akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit. Das moderne, *probabilistische* Sicherheitskonzept ermöglicht die Herleitung eines invarianten (vom Versagensmechanismus unabhängigen), allgemein anwendbaren Sicherheitsmaßes. Es wird im Anhang vorgestellt.

Stevins Kraftecke und Eulers Schnittprinzip stellen ebenso einfache wie grundlegende Werkzeuge zur Beurteilung der Standsicherheit selbst komplexer Systeme dar. Jedes System lässt sich in Teilsysteme auflösen, freischneiden und anhand von Kraftecken analysieren. Dies kann bereits vor Ort mit einfachsten Mitteln geschehen, denn hierzu genügen ein Blatt, ein

Bleistift, ein Geodreieck und eine realistische Einschätzung der wirksamen Kräfte. Eine solche Analyse ist in jedem Fall vor dem Einsatz der üblichen, auf dem Markt erhältlichen Software zu Beurteilung von Standsicherheitsproblemen durchzuführen, schärft sie doch die Einschätzung des Wechselspiels der Kräfte und ihrer Bedeutung für die Standsicherheit des Systems.

### 3.4 Das Verformungsmodell von Hooke

Robert Hooke (1635-1703) entwickelte als *Curator of Experiments* der Londoner Royal Society und später als dessen Sekretär eine Fülle von grundlegenden mechanischen Konzepten, die er mit *verve* gegen Kritik und Plagiat verteidigte. Mitunter kam er mit der Veröffentlichung seiner Hypothesen nicht nach und war daher gezwungen, so manche Entdeckung in gekürzter oder kodierter Form zu publizieren. So veröffentlichte er im Anhang seiner 1676 erschienenen Arbeit *A description of helioscopes, and some other instruments* "um die Leere der folgenden Seite zu bedecken" (Szabó 1979: 356) das folgende Anagramm

c e i i i n o s s s t t u v.

Erst drei Jahre später, in seinem Werk *Lectures de potentia restitutiva, or of spring explaining the power of springing bodies* entzifferte er den Sinn des Anagramms

"ut tensio sic vis".

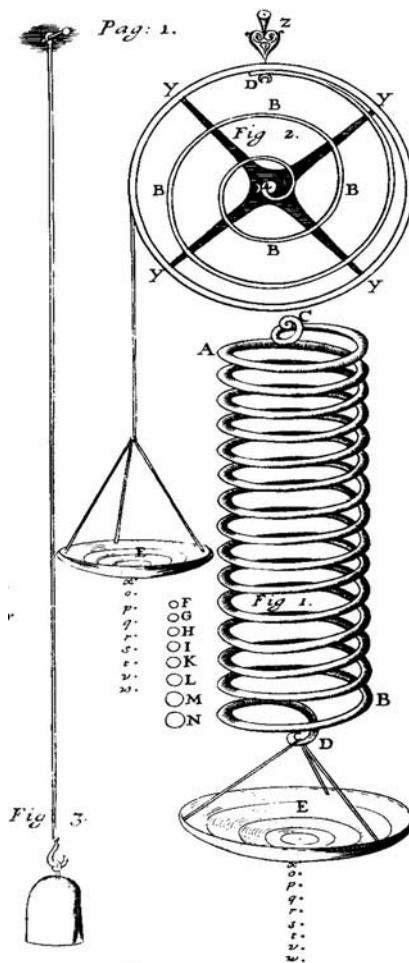
Das Gesetz konstatiert die Proportionalität von Federkraft zu Federauslenkung und stellt somit das Fundament der Elastizitätstheorie dar. Heute schreiben wir das *Hooke'sche Gesetz* mit einer von Louis Marie Henri Navier (1785-1836) eingeführten Proportionalitätskonstante, dem *Elastizitätsmodul E* [ $\text{kN/m}^2$ ], wie folgt

$$\sigma = E \varepsilon, \text{ d.h. } \varepsilon = \sigma/E = \Delta l/l$$

mit  $\sigma$  [ $\text{kN/m}^2$ ] als Spannung und  $\Delta l$  als Betrag der *elastischen* Deformation  $\varepsilon$  [-] eines Körpers, der in Richtung seiner Länge  $l$  belastet wird. Diese Belastung kann als Druck- oder Zugspannung aufgebracht werden und ruft entsprechend Stauchungen (+) oder Dehnungen (-) hervor. Bei ideal elastischen Körpern geht die Verformung nach der Entlastung vollständig zu-

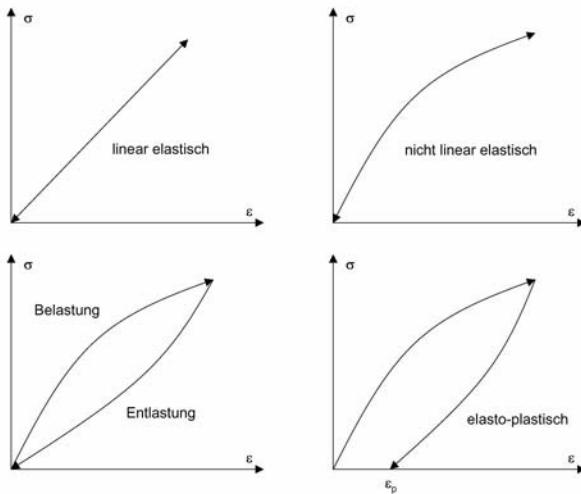
rück, sie ist *reversibel*. Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm ( $\sigma$ - $\varepsilon$ -Diagramm) stellt diesen Zusammenhang dar.

Das Hookesche Gesetz konstatiert einen linearen Zusammenhang zwischen Spannung und Verformung. Die meisten Festkörper verhalten sich allerdings nicht linear-elastisch. Ihr Deformationspfad folgt einer nichtlinearen Funktion  $\sigma = f(\varepsilon)$ . Weiterhin entspricht der Entlastungspfad bei natürlichen Stoffen in vielen Fällen nicht dem Belastungspfad. Zusätzlich treten neben den elastischen, reversiblen Verformungen auch *plastische*, irreversible Deformationen  $\varepsilon_p$  auf.

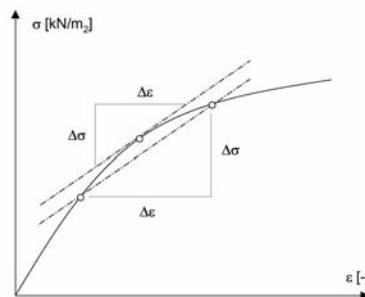


**Abb. 3.12** Hooke's Federversuche aus seiner *Lectures de potentia restitutiva, or of spring explaining the power of springing bodies*, London 1678.

Für alle Deformationspfade lassen sich im  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Diagramm Deformationsmoduln approximieren, indem für vorgegebene Spannungsintervalle Tangenten- und Sekanten-Module bestimmt werden. Diese Deformationsmoduln sind experimentelle Stoffkonstanten, die nur für den beobachteten Belastungspfad und das vorgegebene Spannungsintervall gelten.



**Abb. 3.13** Linear-elastische (Hooke'sche) Deformation, nichtlinear elastische Deformation, elastische Deformation mit abweichenden Be- und Entlastungspfaden, elasto-plastische Deformation.



**Abb. 3.14** Bestimmung des Tangenten- und Sekantenmoduls für vorgegebene Spannungsintervalle.

Mit zunehmender Beanspruchung verändert sich das Stoffverhalten von Festkörpern. Im  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Diagramm werden daher drei Stadien unterschieden:

- die *elastische Deformation*  $\varepsilon_e$ , bei der mit Zunahme der Spannung die Verformung linear zunimmt,
- die *plastische Deformation*  $\varepsilon_p$ , eine unterlineare Zunahme der Verformung mit der Spannung, die eine bleibende (irreversible) Verformung verursacht,
- das *postfailure-Verhalten* nach Überschreitung der maximalen Festigkeit  $\sigma_{max}$  und dem Versagen der Probe.

Bei der Belastung von Festkörpern wird neben der axialen Verformung zusätzlich eine Deformation senkrecht zur Lasteintragung, die Querdehnung, beobachtet. Aus ihr lässt sich eine weitere Materialkonstante, die *Querdehnungs-* bzw. *Poissonzahl*  $\nu$  ermitteln

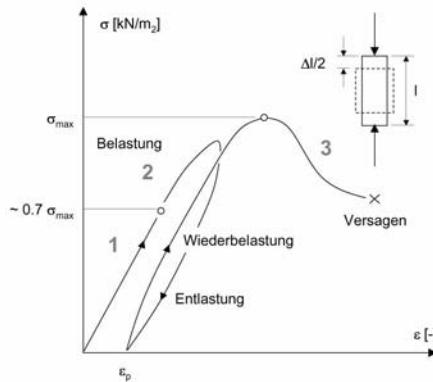
$$\nu = -\frac{\Delta \varepsilon_{\text{lateral}}}{\Delta \varepsilon_{\text{axial}}}$$

Die Poissons-Zahl ist ein wichtiger Kennwert, der in der Geotechnik vielfältige Anwendung findet. Zum Beispiel nehmen in einem geologischen Profil die vertikalen Spannungen  $\sigma_z$  mit der Tiefe  $h$  (und der lithologischen Auflast) zu. Die horizontalen Spannungen  $\sigma_x$  an einem freigeschnittenen Würfel betragen dagegen in erster Näherung

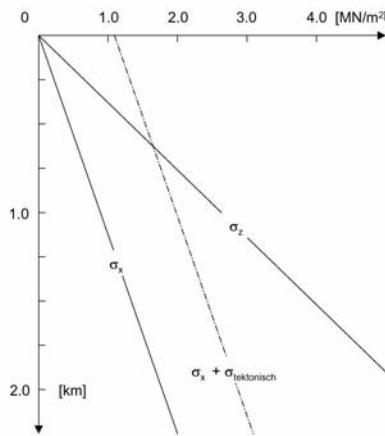
$$\sigma_x = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_z = \frac{\nu}{1-\nu} \gamma h$$

Wirken zusätzliche tektonische Spannungen, werden diese mit denen aus Eigengewicht überlagert.

Hooke hat mit seinen Verformungsversuchen die Grundlage zur Beschreibung der Festigkeit und Verformbarkeit von Stoffen geschaffen. Das auf seinen Gedanken zurückgehende  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Diagramm wird in der Ingenieurgeologie zur Charakterisierung des Stoffverhaltens von Gesteinen, von Gebirgsbereichen und von Böden eingesetzt.



**Abb. 3.15** Einaxialer Druckversuch und  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Diagramm.



**Abb. 3.16** Vertikale Spannungen  $\sigma_z$  und horizontale Spannungen  $\sigma_x$  infolge Eiengewicht mit zunehmender Tiefe, Überlagerung von horizontalen tektonischen Spannungen.

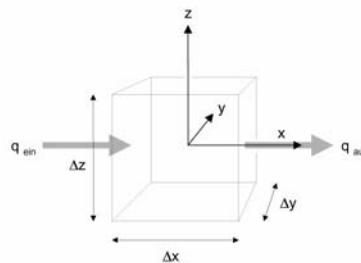
### 3.5 Die Massenerhaltung nach Newton und Euler

Schon Isaak Newton wies auf das *Prinzip der Massenerhaltung* hin, das auch als *Kontinuitätsprinzip* bezeichnet wird (Szabo 1979: 162). Danach muss die in einem freigeschnittenen Strömungskanal eingeströmte Flüssigkeitsmenge gleich der ausströmenden sein. Leonard Euler greift in seiner Arbeit *Principes généraux du mouvement des fluides* (1755) diesen Gedanken auf. In vereinfachter Form lässt sich die Kontinuitätsgleichung durch die Betrachtung eines Kontrollvolumens herleiten, in das entlang der x-Achse eine inkompressible Flüssigkeit einströmt. Mit  $q_{in}$  [m/s] als Durchflussrate im Einstrombereich und  $q_{aus}$  [m/s] als Durchflussrate im Ausstrombereich folgt

$$q_{x,in} \Delta y \Delta z - q_{x,out} \Delta y \Delta z = 0$$

Durch Division mit dem Kontrollvolumen und  $\Delta x \rightarrow 0$ ,  $\Delta y \rightarrow 0$  und  $\Delta z \rightarrow 0$  ergibt sich

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} = 0$$



**Abb. 3.17** Kontrollvolumen.

Die Änderung der Durchflussrate in x-Richtung ist demnach Null. Für den räumlichen Fall folgt die Kontinuitätsgleichung für inkompressible Flüssigkeiten

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} = 0$$

### 3.6 Die Energieerhaltung nach Huygens und Bernoulli

Johann Bernoulli (1667-1748) und seinem Sohn Daniel (1700-1782) kommen das Verdienst zu, den *Energieerhaltungssatz* des niederländischen Physikers Christiaan Huygens (1629-1695) auf bewegte Flüssigkeiten angewendet und damit das Fundament der modernen Hydromechanik gelegt zu haben. Danach ist bei einem stationären (zeitlich nicht variierenden) Strömungsproblem die Gesamtenergie einer inkompressiblen, reibungsfreien Flüssigkeit (wie Wasser es näherungsweise ist) an jedem Punkt eines Strömungsfadens konstant. Schneidet man ein durchströmtes Volumen im Sinne des Eulerschen Schnittprinzips frei, lässt sich die *Bernoullische Stromfadengleichung* wie folgt formulieren

$$\frac{v_1^2}{2g} + \frac{u_1}{\gamma} + z_1 = \frac{v_2^2}{2g} + \frac{u_2}{\gamma} + z_2 = h_t = \text{konst.}$$

mit  $v$  als Fließgeschwindigkeit [ $\text{m/s}$ ],  $\gamma$  als Erdbeschleunigung [ $\text{m/s}^2$ ],  $u$  als hydrostatischer Druck [ $\text{kN/m}^2$ ],  $\gamma$  als spezifisches Gewicht der Flüssigkeit [ $\text{kN/m}^3$ ] und  $z$  als Referenzhöhe [ $\text{m}$ ] über eine beliebig gewählte Bezugs Ebene (Datum).

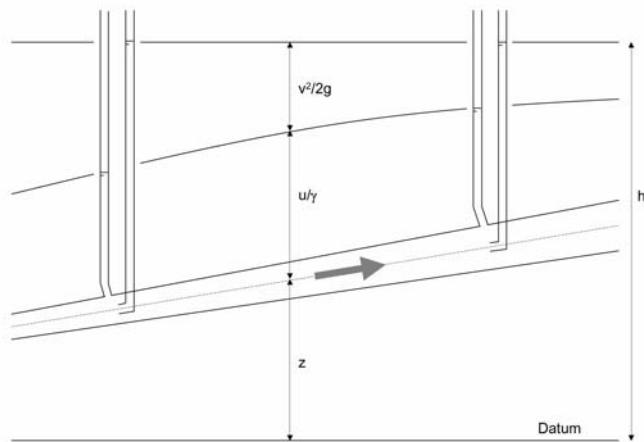
Der Term  $u/\gamma$  entspricht der Druckhöhe  $h_u$ , die mit einem Piezometer (einem Pegel zur Messung der Wasserhöhe) am Beobachtungspunkt gemessen wird. Zusammen mit dem Datumsabstand  $z$  stellt sie den Anteil der *potentiellen Energie* dar.  $v^2/2g$  entspricht der Energie infolge der Flüssigkeitsbewegung oder der *kinetischen Energie* und wird als Geschwindigkeitshöhe  $h_v$  bezeichnet. In Höhen ausgedrückt lässt sich die Bernoulli-Gleichung auch mit

$$h_v + h_u + z = h_t = \text{konst}$$

schreiben, mit  $h_t$  als totaler Höhe.



**Abb. 3.18** Daniel Bernoulli (1700-1782) und Johann Bernoulli (1667-1748).



**Abb. 3.19** Bernoulli's Gleichung, umgesetzt in Referenzhöhe, hydrostatische Druckhöhe und Geschwindigkeitshöhe. Piezometer messen die hydrostatische Druckhöhe, zur Fließrichtung geöffnete Staurohre messen die Geschwindigkeitshöhe.

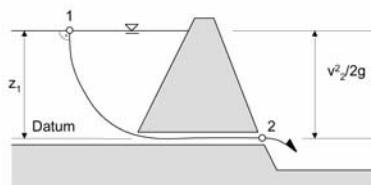
### 3.7 Das Gesetz von Darcy

Ein Gedankenexperiment macht den Satz der Bernoullis deutlich: Ein Reservoir entwässert durch einen Durchlass im Sohlbereich. Wie groß ist die Fließgeschwindigkeit im Durchlass? Die Lösung ergibt sich aus der Anwendung der Bernoulli-Gleichung. Zuerst wird ein Stromfaden von der Wasseroberfläche im Reservoir zum Durchlass gezogen. Entlang dieses Stromfadens ist die totale Energie nach Bernoulli konstant. Im Punkt (1) an der Wasseroberfläche ist die Fließgeschwindigkeit Null, ebenso der hydrostatische Druck. Im Punkt (2), dem luftseitigen Ende des Durchlasses, ist der hydrostatische Druck ebenfalls Null. Mit Festlegung des Datums in Höhe des Punktes 2 gilt somit

$$z_1 = \frac{v_2^2}{2g}$$

woraus folgt, wie bereits Evangelista Torricelli (1608-1647) bemerkte, dass

$$v_2 = \sqrt{2gz_1}$$



**Abb. 3.20** Bernoulli'sche Bilanzgleichung angewandt auf Torricelli'sches Strömungsproblem.

d.h. dass das Wasser mit einer Geschwindigkeit austritt, als hätte es die Strecke  $z_1$  frei durchfallen.

Torricelli's Gedankenexperiment lässt sich erweitern, indem der Durchlass am Boden des Reservoirs durch einen Sandfilter ersetzt wird. Der Sandfilter erzwingt eine Verminderung der Fließgeschwindigkeit, was im Sinne der Energieerhaltung nach Bernoulli als Energieverlust interpretiert wird

$$z_1 = \frac{v_2^2}{2g} + h_{Ev}$$

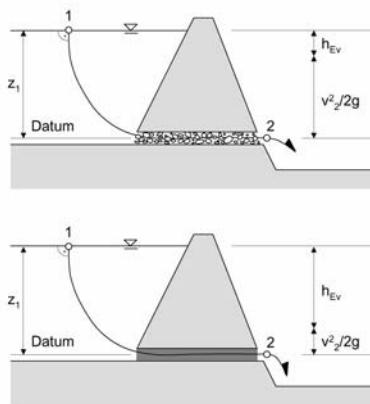
mit  $h_{Ev}$  als Höhenmaß des Energieverlustes. Dieser Energieverlust tritt während der Durchströmung des Sandfilters auf, dessen Korngerüst die kinetische Energie über Reibung aufnimmt. Je feiner der Sand ist, desto größer ist der Reibungswiderstand. Folglich wird die Durchflussgeschwindigkeit geringer und der Energieverlust größer. Bei extrem feinporigem Material (z.B. Ton) kann die gesamte kinetische Energie aufgenommen werden. Die Fähigkeit des Erdstoffs, kinetische Strömungsenergie zu konsumieren, äußert sich praktisch als *Durchlässigkeit*. Da die Durchlässigkeit umso geringer ist je feinporiger das Filtermaterial ist, stellt sie eine Stoffkonstante dar. Die Durchflussrate nimmt ebenfalls ab, wenn man die Filterstrecke verlängert und so mehr Korngerüst zur Verfügung stellt, um kinetische Strömungsenergie aufzubrauchen. Schließlich hängt die Durchströmung des Filters auch von der Höhe des Wasserspiegels im Reservoir, oder allgemein ausgedrückt, der Druckspiegeldifferenz (zwischen Wasseroberfläche im Reservoir und Auslassniveau) ab.

Dieses Gedankenexperiment wurde vom französischen Ingenieur Henry Darcy (1803-1858) versuchstechnisch umgesetzt. Zu jener Zeit befasste er sich in Dijon mit der Konstruktion von Sandfiltern zur Säuberung von Schmutzwässern. In diesem Zusammenhang führte er Durchströmungsversuche an Sandproben durch. Darcy stellte fest, dass die Durchflussrate  $Q$  [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] proportional zu der Druckdifferenz am Ein- und Ausflusspunkt des Sandfilters ist

$$Q \sim h_{Ev} \sim h_1 - h_2$$

Weiterhin wies er nach, dass die Durchflussrate umgekehrt proportional der Durchflusslänge ist, dass also der Durchflusswiderstand mit zunehmender Länge des Filters ansteigt

$$Q \sim 1/l$$



**Abb. 3.21** Bernoullis Bilanzgleichung angewandt auf Torricellis Strömungsproblem bei gut und schlecht durchlässigem Abfluss.

Daraus schloss Darcy, dass sich die von der Durchflussrate abhängige spezifische Filtergeschwindigkeit  $v_f$  [m/s] als Funktion der Druckhöhdifferenz und der Probenlänge ausdrücken lässt

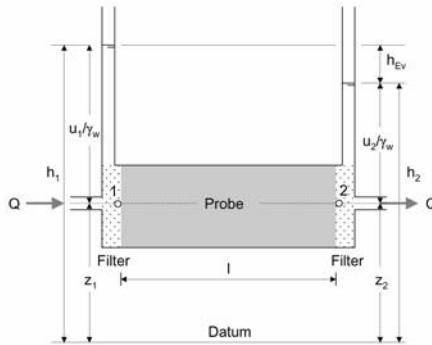
$$\frac{Q}{A} = v_f \sim \frac{h_1 - h_2}{l}$$

Er führte eine stoffspezifische Konstante ein, den *Durchlässigkeitsbeiwert*  $k$  [m/s], um die hydraulische Leitfähigkeit des durchströmten Stoffes zu charakterisieren und formulierte das folgende Stoffgesetz

$$\frac{Q}{A} = v_f = k \frac{h_1 - h_2}{l} = k \frac{\Delta h}{\Delta l} = ki$$

mit  $i$  [-] als hydraulischem Gradienten. Die Filtergeschwindigkeit  $v_f$  [m/s] unterscheidet sich von der Fließgeschwindigkeit des Grundwassers und der realen, ständig wechselnden Bahngeschwindigkeit eines Wasserteilchens im Porenraum, wie später noch ausgeführt wird (Kapitel 7).

Das *Darcysche Gesetz* ist von fundamentaler Bedeutung für die hydraulische Beschreibung von Böden und ermöglicht, zusammen mit der Gleichung von Bernoulli und dem Kontinuitätsprinzip, die Modellierung hydrogeologischer Prozesse.



**Abb. 3.22** Versuchsaufbau zur Herleitung des Darcyschen Gesetzes.

### 3.8 Die Strömungsgleichung von Laplace

Die bereits vorgestellte Kontinuitätsgleichung für inkompressible Flüssigkeiten

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} = 0$$

lässt sich mit Darcy auf poröse Medien anwenden, indem

$$q_x = k_x \frac{\partial h}{\partial x}, q_y = k_y \frac{\partial h}{\partial y}, q_z = k_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

Daraus folgt die Bilanzgleichung

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right] = 0$$

aus der bei konstantem  $k$  folgt

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \nabla^2 h = 0$$

Diese Gleichung wird dem französischen Mathematiker Pierre-Simon Laplace (1749-1827) zugeschrieben, Schüler d'Alemberts und Funktionär in Napoleons Diensten.  $\nabla^2$  wird als Laplace-Operator bezeichnet. Die Herleitung der *Laplace-Gleichung* soll allerdings bereits vor ihrer Veröffentlichung in seinem fünfbandigen Lebenswerk *Traité de mecanique céleste* (1799-1825) bekannt gewesen sein.

Die Laplace-Gleichung beschreibt die stationär-isotrope (zeit- und richtungsunabhängige) Strömung in einem porösen Medium, z.B. einem Aquifer. Für den instationären Zustand ist die Bilanz in der Laplace-Gleichung ungleich Null (Jacob 1940)

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \nabla^2 h = \frac{S_s}{k} \frac{\partial h}{\partial t}$$

mit  $t$  als Zeit und  $S_s$  als Maß für das Speichervermögen des betrachteten Mediums (spezifischer Speicherkoefizient [1/m], der das Wasservolumen angibt, das in ein Kontrollvolumen von einem Kubikmeter bei einer Veränderung des Druckwasserspiegels um einen Meter eingespeichert oder entnommen werden kann).

Die Lösung der Laplace-Gleichung ist für bestimmte Randbedingungen möglich und definiert somit den Ausgangspunkt der Hydromechanik der Grundwasserleiter. Sie lässt sich auch in graphischer Form mit Strömungsnetzen darstellen. Die Schnittlinien senkrecht zur Strömungsrichtung (zu den *Stromlinien*) zeichnen sich durch ein konstantes Energiepotential aus und werden daher *Äquipotentiallinien* genannt. In isotropen Medien findet Strömung nur senkrecht zu den Äquipotentiallinien statt.

Ausgehend vom Darcyschen Gesetz gilt nach Bennett (1962), dass zwei benachbarte Stromlinien einen Strömungskanal bilden und eine spezifische Strömungsrate von

$$\Delta q = k \frac{\Delta h}{\Delta l} \Delta b$$

ermöglichen, wobei  $\Delta b$  der Abstand der Stromlinien und  $\Delta l$  der Abstand der Äquipotentiallinien im betrachteten Viereck von Strom- und Potentiallinien sind.  $\Delta h$  entspricht der Potentialdifferenz. Ist das Viereck näherungsweise quadratisch, vereinfacht sich die spezifische Strömungsrate zu

$$\Delta q = k \Delta h \frac{\Delta b}{\Delta l} = k \Delta h$$

Bei  $n_f$  Strömungskanälen ist der Gesamtdurchfluss

$$q = n_f \Delta q$$

Die resultierende Potentialdifferenz ergibt sich aus der Gesamtzahl der Potentialdifferenzen  $n_d$  pro Strömungskanal und der Potentialdifferenz  $\Delta h$  pro Quadrant

$$h = n_d \Delta h$$

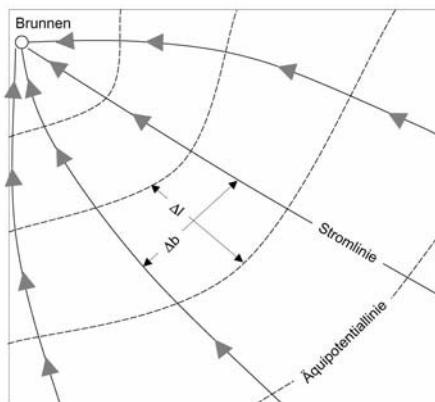
Durch Substitution folgt für  $q$

$$q = \frac{n_f}{n_d} k h$$

Unter Berücksichtigung der Mächtigkeit der durchströmten Schicht  $d$  folgt schließlich für den Gesamtdurchfluss

$$Q = \frac{n_f}{n_d} h k d = \frac{n_f}{n_d} h T$$

wobei  $T$  als *Transmissivität* [ $\text{m}^2/\text{s}$ ] bezeichnet wird.



**Abb. 3.23** Ein Strömungsnetz aus Stromlinien und Äquipotentiallinien.

Ein Beispiel (nach Langguth und Voigt 2004): Ein Wasserwerk fördert mit zwei Brunnen jeweils  $75 \text{ m}^3/\text{h} = 2.08 (10^{-2}) \text{ m}^3/\text{s}$ . Die Grundwasseroberfläche konnte aufgrund der Vielzahl der Beobachtungsbrunnen konstruiert werden. Die Mächtigkeit der durchströmten Schicht beträgt etwa 20 m. Wie groß ist die Durchlässigkeit in der Umgebung der Förderbrunnen?

Die Konstruktion des Strömungsnetzes zeigt, dass sich jeweils zehn der Strömungskanäle zu den Förderbrunnen hin öffnen. Durch Umstellung der oben hergeleiteten Gleichung folgt

$$k = \frac{n_d}{n_f} \frac{Q}{hd} = \frac{1}{n_f} \frac{Q}{\Delta h d}$$

mit

$$Q = 2(2.08)(10^{-2}) = 4.16 \cdot 10^{-2} \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

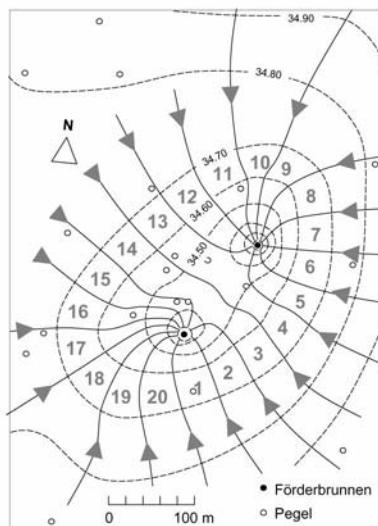
$n_f = 20$  Strömungskanäle

$\Delta h = 0.1\text{m}$

$d = 20\text{m}$

folgt

$$k = \frac{1}{20} \frac{4.16(10^{-2})}{0.1(20)} = 1.03 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$



**Abb. 3.24** Strömungsnetz für zwei Förderbrunnen.

Auch die Ausbreitung gelöster Schadstoffe im Grundwasser lässt sich durch die Anwendung des Eulerschen Schnittprinzips, des Kontinuitätsprinzips und des Darcyschen Gesetzes in einfacher Weise herleiten. Mit

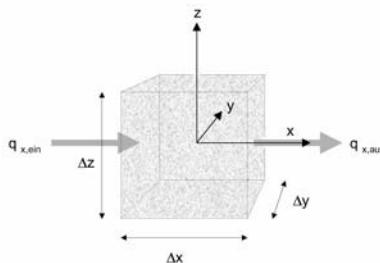
- $c(x,y,z,t)$  [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ] als mobile Phase der gelösten Schadstoffe (auf das Einheitsvolumen des Fluids bezogen),
- $c_s(x,y,z,t)$  [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ] als adsorbierte Phase, die an den Phasengrenzen (d.h. dem Korngerüst) gebunden ist (ebenfalls auf das Einheitsvolumen des Fluids bezogen) und
- $\lambda$  [1/s], einer zeitabhängigen *Schadstoffabbaurate*

folgt die Bilanzgleichung (z.B. Strack 1989)

$$-\left(c_{\text{aus}} q_{x,\text{aus}} - c_{\text{ein}} q_{x,\text{ein}}\right) \Delta x \Delta y \Delta t - (c + c_s) n \lambda \Delta x \Delta y \Delta z \Delta t = \\ [(c_{+\Delta t/2} + c_{s,+\Delta t/2}) - (c_{-\Delta t/2} + c_{s,-\Delta t/2})] n \Delta x \Delta y \Delta z$$

Durch Division mit  $\Delta x \Delta y \Delta z \Delta t$  und  $\Delta x \rightarrow 0, \Delta y \rightarrow 0, \Delta z \rightarrow 0, \Delta t \rightarrow 0$  folgt

$$n \frac{\partial}{\partial x} (c + c_s) + \frac{\partial}{\partial x} (c q_x) = -n \lambda (c + c_s)$$



**Abb. 3.25** Durchströmtes Einheitsvolumen mit Strömungsbilanz.

Mit Einführung eines *Retardationskoeffizienten*  $R$  [-]

$$R = \frac{c + c_s}{c}$$

vereinfacht sich die Transportgleichung zu

$$nR \frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (cq_x) = -n\lambda R c$$

Mit der für Porenwasserleiter zutreffenden Porengeschwindigkeit

$$v_x = \frac{q_x}{n}$$

folgt nach Umstellung

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{1}{R} v_x \frac{\partial c}{\partial x} = -\lambda c$$

Soweit wurde noch keine Diffusion der Schadstoffe berücksichtigt. Sie teilt sich auf in eine Diffusion infolge des Konzentrationsunterschieds  $D_{con}$  und eine mechanische Dispersion  $D_{mech}$ , die auch in isotropen Medien anisotrop ist (größer in Fließrichtung als senkrecht dazu). Die Transformation der  $x$ -,  $y$ - und  $z$ -Achsen in  $x_1$ ,  $x_2$  und  $x_3$  mit  $x_1$  als Fließrichtung führt schließlich zur *allgemeinen Transportgleichung* unter Berücksichtigung von Schadstoffretardation und Schadstoffabbau

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{1}{R} v_{x_1} \frac{\partial c}{\partial x_1} - \frac{1}{R} \sum_{i=1}^3 \frac{\partial}{\partial x_i} \left[ (D_{mech,i} + D_{con}) \frac{\partial c}{\partial x_i} \right] = -\lambda c$$

Diese Differentialgleichung lässt sich für bestimmte Randbedingungen lösen. Nach Ogata (1970) gelten z.B. für das eindimensionale Transportproblem die Randbedingungen (ohne Berücksichtigung einer Schadstoffabbaurate  $\lambda$ )

$$\begin{aligned} c(x) &= 0, x > 0, t = 0 \\ c(0) &= c_0, t > 0 \end{aligned}$$

Unter Berücksichtigung der Dispersion folgt

$$\frac{c(x,t)}{c_0} = \frac{1}{2} erfc \left[ \frac{x - \frac{v_x t}{nR}}{2 \sqrt{\frac{Dt}{nR}}} \right]$$

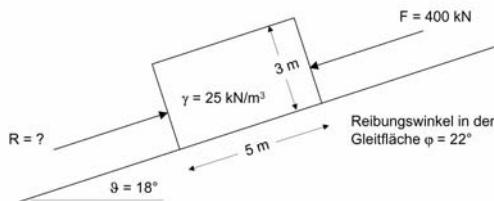
mit der inversen Gaußschen Fehlerfunktion

$$\operatorname{erfc}(a) = 1 - \operatorname{erf}(a) = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^a e^{-j^2} dj$$

mit  $a$  als Argument.

## Übungen

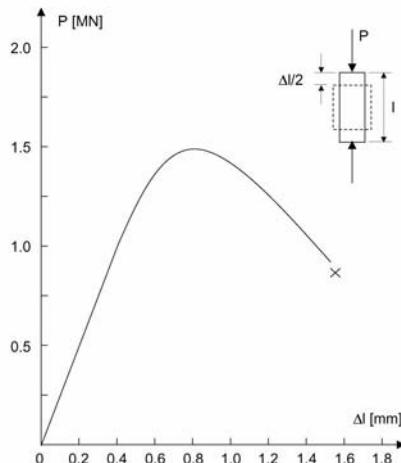
- 3-1 Ein Würfel von 1 m Kantenlänge ist aus einem wassergesättigten Schluff ( $\gamma_r = 18 \text{ kN/m}^3$ ) in 10.5 m Tiefe freizuschneiden (Oberkante des Würfels in 10 m Tiefe). Wie groß sind die totalen Spannungen an der Oberkante des Würfels? Wie groß sind die effektiven Spannungen an der Oberkante?
- 3-2 Ein Körper auf einer schießen Ebene wird durch eine Kraft  $F$  belastet und von der stabilisierenden Kraft  $R$  im Gleichgewicht gehalten. Um  $R$  zu bestimmen, ist der Körper freizuschneiden und das Krafteck zu bilden.



**Abb. 3.26** Freizuschneidendes System.

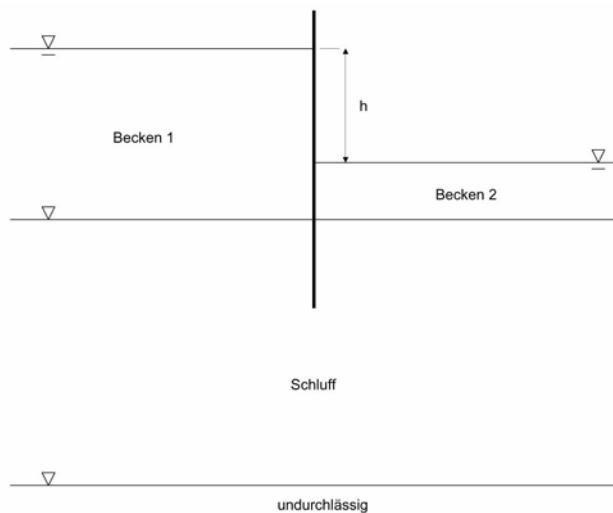
- 3-3 Im System des Beispiels 3-2 ist eine horizontale Beschleunigung von  $0.2 \text{ g}$  zu berücksichtigen (z.B. infolge eines Erdbebens). Wie groß ist nun  $R$ ?
- 3-4 Bei welcher Neigung ist die Reaktionskraft im Beispiel 3-3 am kleinsten?

- 3-5 An einer ungeklufteten Bohrprobe aus Granit wird ein einaxialer Druckversuch durchgeführt. Der Bohrkern hat einen Durchmesser von 10 cm und eine Länge von 20 cm. Im Spannungs-Dehnungs-Diagramm sind die Stadien der elastischen und plastischen Deformation und das Postfailure-Stadium zu kennzeichnen. Wie groß ist die maximale Druckfestigkeit? Wie groß ist der Elastizitätsmodul im elastischen Stadium?



**Abb. 3.27** Spannungs-Dehnungs-Diagramm für den einaxialen Druckversuch an einer Granitprobe.

- 3-6 Die dargestellte wasserundurchlässige Spundwand trennt zwei Becken. Sie wurde in gleichmäßigem Schluff errichtet. Der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  ist aus Laborversuchen bekannt. Mithilfe eines Strömungsnetzes ist die Unterläufigkeit (Durchfluss  $q$ ) zu bestimmen.



**Abb. 3.28** Eine Spundwand trennt zwei Wasserbecken.

# 4 Prinzipien der Unschärfe

## 4.1 Unschärfe in der Ingenieurgeologie

Alle Daten, die Ingenieurgeologen im Rahmen von Geländeuntersuchungen oder im Labor gewinnen, sind unscharf. Sie unterliegen statistischen Schwankungen und haben typische Verteilungsdichten, die oft aufgrund des geringen Stichprobenumfangs nicht quantifiziert werden können.

Alle Modelle, die Ingenieurgeologen im Rahmen der Projektbearbeitung entwickeln, sind unscharf. Sie sind es *per definitionem*, nicht nur wegen der unvermeidlichen Messfehler, sondern auch, weil die Beprobung stichprobenartig ist: eine Bodenprobe liefert eine vage Punktinformation zur lokalen Ausprägung eines bestimmten Parameters, ein geophysikalisches Profil stellt ein unscharfes, vom Interpretationsvermögen des Bearbeiters abhängiges, zweidimensionales Abbild der geologischen Verhältnisse dar, ein Feldversuch erfasst nur örtlich und ungenau das räumliche Baugrundverhalten.

Alle Folgerungen, die Ingenieurgeologen aus geologischen Modellen ziehen, sind folglich auch unscharf. Sie beruhen auf unsicheren Informationen, Approximationen und Idealisierungen. Die Gefahr des Versagens eines Brückenfundamentes, die Standsicherheit einer Felsböschung, die Ausbreitung von Schadstoffen im Untergrund: dies alles sind Fragen, auf die es keine exakten Antworten gibt. Sie können nur unscharf beantwortet werden, und es ist die Aufgabe des Ingenieurgeologen, diese *Umschärfe* zu quantifizieren und einzugrenzen.

Im Folgenden wird daher der Begriff der Unschärfe eingehend diskutiert. Zuerst werden Datengruppen, Sequenzen und Serien diskutiert, wobei speziell auf Autokorrelation, Kreuzkorrelation und Kreuzassoziation geologischer Daten eingegangen wird. Zusätzlich werden Markowsche Ketten und seltene Ereignisse besprochen. Darauf folgt die Diskussion geologischer Datenmuster – Punktmuster, Linienmuster, räumliche Muster wie der Geologe sie zum Beispiel aus der Karteninterpretation oder der gefügekundlichen Trennflächenansprache kennt. Auch auf fraktale Muster wird kurz eingegangen. Wie Informationen schließlich in Karten eingetragen, interpoliert und regionalisiert werden, und wie die sich daraus erge-

bende Unschärfe quantifiziert wird, ist Gegenstand der folgenden Kapitel. Abschließend wird die Optimierung des Informationsniveaus mit der Bayesschen Statistik vorgestellt.

## 4.2 Daten

### 4.2.1 Statistische Kennwerte

Daten werden in verschiedenen Formen und Formaten gesammelt. Stichproben werden genommen, um Mittelwerte, Streumasse und schließlich die Verteilungsfunktion der untersuchten Variablen zu bestimmen. Da uns immer nur ein begrenzter *Stichprobenumfang*  $n$  vorliegt, lässt sich der wahre *Mittelwert*  $\mu(x)$  nur näherungsweise mit einem *Erwartungswert*

$$E(x) = \bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

abschätzen. Das gleiche gilt für die *Standardabweichung*  $\sigma(x)$  als Streumaß bzw. der *Varianz* als Quadrat der gemessenen Standardabweichung  $s^2(x)$

$$\text{var}(x) = s^2(x) = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$$

und dem daraus abgeleiteten, von Karl Pearson (1857-1936) eingeführten, dimensionsfreien *Variationskoeffizienten*

$$vac(x) = s/\bar{x}$$

### 4.2.2 Verteilungsfunktionen

Schwieriger stellt sich die Herleitung einer *Verteilungsfunktion* dar, mit der die Stichprobe modelliert werden kann. In einigen Fällen liegen noch nicht einmal Messwerte vor, die Aufschluss über die Verteilung der Grundgesamtheit der zu modellierenden Variablen geben könnten. Messdaten zum Reibungswinkel der Kluftflächen in einer Steilwand zum Beispiel sind nicht verfügbar. Die Tragfähigkeit von Pfeilern in einem aufgegebenen, gefluteten Bergwerk ist nicht messbar. Der hydrostatische Druck in einer Felsböschung nach einem Sommer-Regen kann kaum erfasst werden. In diesen Fällen ist es unumgänglich, physikalisch schlüssige Rand-

bedingungen zu definieren, obere und untere Grenzwerte, zwischen denen sich die zu untersuchende Variable realisiert. So kann zum Beispiel der Reibungswinkel nicht kleiner als Null werden, was somit den unteren Grenzwert definiert. Der obere Grenzwert kann eventuell durch Rückrechnung vieler Versagensfälle hergeleitet werden. Die Gründungstiefe von Altbaufundamenten auf einer Brachfläche, für die keine Planungsunterlagen mehr vorliegen, ist sicher größer als die frostfreie Tiefe, da sonst die Gebäude im Winter Schäden erlitten hätten. Andererseits ist sie wahrscheinlich geringer als die Tiefe zum Grundwasserspiegel, da Ausschachten im Grundwasser erst mit modernen Methoden möglich wurde. Ein oberer und ein unterer Grenzwert lässt sich somit herleiten.

Wie aber ist die Variable zwischen diesen Grenzwerten verteilt? Liegen keine weiteren Informationen vor, ist von einer Gleichverteilung (Rechteckverteilung, uniformen Verteilung) auszugehen. Wenn mit dem häufigsten Wert am oberen oder unteren Ende zu rechnen ist, lässt sich die Variable mit einer Dreiecksverteilung modellieren. Mit  $x_o$  als oberer Grenze und  $x_u$  als unterer Grenze ergeben sich zum Beispiel die folgenden Wahrscheinlichkeitsdichten  $f(x)$  und Erwartungswerte für Mittelwert und Variationskoeffizient

### Gleichverteilung

$$f(x) = \frac{1}{x_o - x_u} \quad x_u < x < x_o$$

$$E(x) = \frac{x_o + x_u}{2}$$

$$vac(x) = \frac{(x_o - x_u)^2}{12}$$

### Dreiecksverteilung mit Akkumulation an der oberen Schranke

$$f(x) = \frac{2}{x_o - x_u} \left( \frac{x - x_u}{x_o - x_u} \right) \quad x_u < x < x_o$$

$$E(x) = \frac{1}{3} (x_u + 2x_o)$$

$$vac(x) = \frac{1}{\sqrt{2}} \left( \frac{x_o - x_u}{2x_o + x_u} \right)$$

### Dreiecksverteilung mit Akkumulation an der unteren Schranke

$$f(x) = \frac{2}{x_o - x_u} \left( \frac{x_o - x}{x_o - x_u} \right) x_u < x < x_o$$

$$E(x) = \frac{1}{3} (2x_u + 2x_o)$$

$$vac(x) = \frac{1}{\sqrt{2}} \left( \frac{x_o - x_u}{x_o + 2x_u} \right)$$

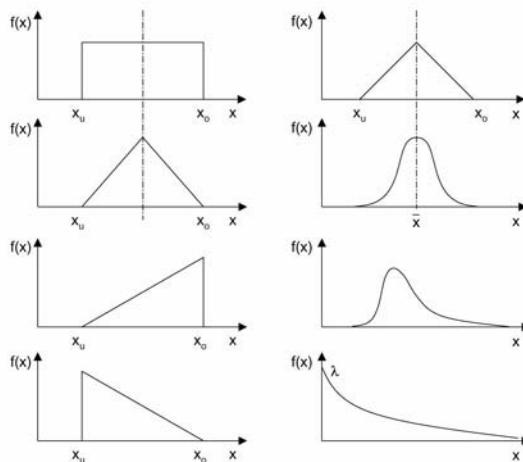
*Dreiecksverteilung mit zentraler Akkumulation*

$$f(x) = \frac{2}{x_o - x_u} \left( \frac{x - x_u}{x_m - x_u} \right) x_u \leq x \leq x_m$$

$$= \frac{2}{x_o - x_u} \left( \frac{x_o - x}{x_o - x_m} \right) x_m \leq x \leq x_o$$

$$E(x) = \frac{1}{3} (x_u + x_m + x_o)$$

$$vac(x) = \frac{1}{\sqrt{6}} \left( \frac{x_o - x_u}{x_o + x_u} \right)$$



**Abb. 4.1** Modellverteilungen.

Dem aus einfachen Verhältnissen stammenden Göttinger Mathematiker Carl Friedrich Gauß (1777-1855) gelang es eher beiläufig, im letzten Ab-

schnitt seiner bedeutenden Arbeit zur Bewegung der Himmelskörper *Theoria motus corporum celestium* (1809) eine Fehlerkurve herzuleiten, die Grundlage der wohl wichtigsten Verteilungsfunktion wurde, mit der viele natürliche Variablen beschrieben werden können. Für die Wahrscheinlichkeitsdichte der *Gauß-Normalverteilung* und der Erwartungswerte für Mittelwert und Variationskoeffizient gilt

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad -\infty < x < +\infty$$

$$E(x) = \mu$$

$$vac(x) = \sigma/\mu$$



**Abb. 4.2** Carl Friedrich Gauß (1777-1855).

Die Gauß-Normalverteilung wird auf eine Fülle von statistischen Problemen angewendet. Sie ist auch die Grundlage des *Zentralen Grenzwertsatzes*, nach dem, vereinfacht ausgedrückt, die Mittelwerte von Stichproben aus einer beliebig verteilten Grundgesamtheit normalverteilt sind, woraus sich wiederum Tests herleiten lassen, um Mittelwerte verschiedener Stichproben miteinander zu vergleichen. Dabei spielt die Standardabweichung der Mittelwerte, der *Standardfehler*

$$s_e = \sqrt{\frac{\sigma^2}{n}}$$

eine zentrale Rolle ( $\sigma$ = Standardabweichung der Grundgesamtheit,  $n$ = Stichprobenumfang). Die verschiedenen Testverfahren sind in einschlägigen Lehrbüchern ausführlich erläutert.

Ebenfalls für geologische Kennwerte von Bedeutung ist die *Lognormal-Verteilung*

$$\begin{aligned} f(x) &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta x} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2} \quad 0 \leq x < \infty \\ E(x) &= e^{\left(\lambda + \frac{1}{2}\zeta^2\right)} \\ vac(x) &= \sqrt{e^{\zeta^2} - 1} \end{aligned}$$

wobei

$$\begin{aligned} \lambda &= \ln \mu - \frac{1}{2}\zeta^2 = E(\ln x) \\ \zeta &= \sqrt{\ln\left(1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2}\right)} \cong \frac{\sigma}{\mu} \end{aligned}$$

Die transformierten Variablen  $y_i = \ln x_i$  bilden wieder eine Normalverteilung.

*Seltene Ereignisse*, die zufällig und unabhängig voneinander auftreten, werden mit einem nach dem französischen Mathematiker Siméon Denis Poisson (1781-1840) benannten *Poisson-Prozess* modelliert. Die Wahrscheinlichkeit, dass genau  $x$  Ereignisse eintreten, die eine mittlere Auftrittsraten von  $\lambda$  haben, ergibt sich als diskrete Wahrscheinlichkeitsverteilung nach

$$\begin{aligned} p(x) &= \frac{(\nu t)^x}{x!} e^{-\nu t} = \frac{\lambda^x}{x!} e^{-\lambda} \quad x = 0, 1, 2, \dots \\ E(x) &= \lambda \\ vac(x) &= \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \end{aligned}$$

Dabei ist die Auftrittsratenrate  $\lambda$  zugleich Mittelwert und Varianz. Der zeitliche oder räumliche Abstand zwischen den Ereignissen folgt einer *Exponentialverteilung*. Für sie gilt

$$\begin{aligned} f(x) &= \lambda e^{-\lambda x} \quad x \geq 0 \\ E(x) &= 1/\lambda \\ vac(x) &= 1 \end{aligned}$$

Weitere Modellverteilungen sind in einschlägigen Fachbüchern zu finden. Bei diskreten Wahrscheinlichkeitsfunktionen ergibt sich die Wahrscheinlichkeit durch Summenbildung

$$P(a < x \leq b) = \sum_{x_i \leq b} p(x_i) - \sum_{x_i \leq a} p(x_i)$$

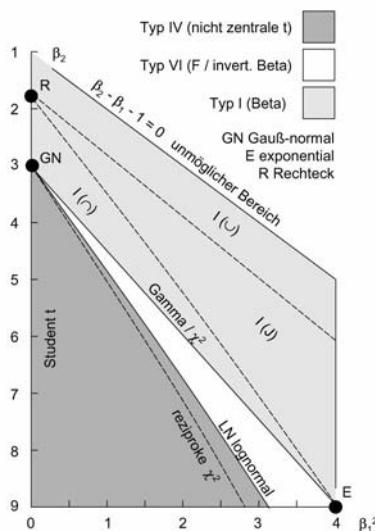
wogegen sich aus einer kontinuierlichen Wahrscheinlichkeitsfunktion die Wahrscheinlichkeit durch Integration ergibt

$$P(a < x \leq b) = \int_{-\infty}^b f(x) dx - \int_{-\infty}^a f(x) dx$$

Um aus einer Stichprobe die zutreffende Modellverteilung zu bestimmen, wurden eine Reihe statistischer Tests entwickelt ( $\chi^2$ -Test, Kolmogorov-Smirnov-Test, etc). Karl Pearson entwickelte 1895 ein Verfahren, das die *Schiefe* und die *Wölbung* einer Verteilung nutzt, um diese zu bestimmen (Pearson & Hartley 1972). Die dimensionsfreien Koeffizienten von Schiefe  $\beta_1$  und Wölbung  $\beta_2$  lassen sich über die Potenzmomente wie folgt bestimmen

$$\begin{aligned} \beta_1 &= \frac{E[(x_i - \bar{x})^3]}{s^3(x_i)} \\ \beta_2 &= \frac{E[(x_i - \bar{x})^4]}{s^4(x_i)} \end{aligned}$$

Im folgenden Diagramm sind die Verteilungstypen als Funktion von  $\beta_1^2$  und Wölbung  $\beta_2$  dargestellt.



**Abb. 4.3** Klassifizierung von Verteilungstypen mit Hilfe ihrer Schiefe und Wölbung nach Pearson und Hartley (1972).

## 4.3 Serien

### 4.3.1 Korrelation und Autokorrelation

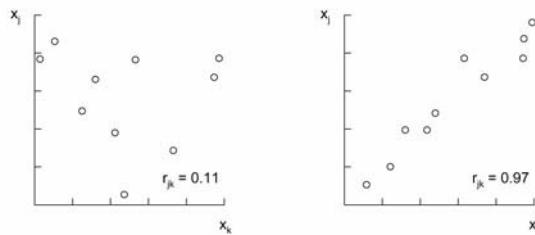
Bei ingenieurgeologischen Untersuchungen ist die Gewinnung von Proben oft schwierig und kostenintensiv. Daher werden an Proben meistens mehrere Eigenschaften oder *Merkmale* gemessen. Bei einer Bodenprobe können zum Beispiel Wichte, Wassergehalt, Reibungswinkel, Steifeziffer und vielleicht noch andere Parameter bestimmt werden. Somit liegt eine *multivariate* Stichprobe vor. Die Korrelation zwischen den einzelnen Merkmalen lässt sich statistisch bestimmen. Für den bivariaten Fall (den Vergleich zweier Merkmale) gilt analog der Standardabweichung für die *Kovarianz*

$$\begin{aligned} cov_{jk} &= \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_{ij} - \bar{x}_j)(x_{ik} - \bar{x}_k) \\ &= \frac{1}{n-1} \left( \sum_{i=1}^n x_{ij}x_{ik} - \bar{x}_j\bar{x}_k \right) \end{aligned}$$

mit  $n$  als Anzahl der verglichenen Wertepaare. Aus der Kovarianz folgt der dimensionsfreie *Korrelationskoeffizient*

$$r_{jk} = \frac{cov_{jk}}{s(x_j)s(x_k)} \quad -1.0 \leq r_{jk} \leq 1.0$$

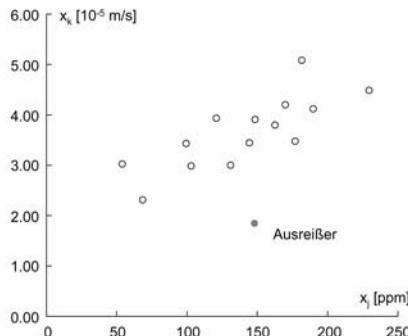
Ein Korrelationskoeffizient von  $r_{jk} = +1.0$  repräsentiert exakt korrelierte Daten,  $r_{jk} = -1.0$  repräsentiert exakt invers korrelierte Daten,  $r_{jk} = 0.0$  zeigt an, dass keinerlei Zusammenhang zwischen den Wertepaaren besteht. Mit Hilfe einer *Regressionsanalyse* lässt sich durch Minimierung des Schätzfehlers die "beste" Ausgleichsgerade durch die Daten konstruieren. Konfidenzintervalle für Ausgleichsgeraden lassen sich ebenfalls ermitteln. Bei der nichtlinearen Regressionsanalyse approximiert eine Ausgleichskurve die Daten. Die verschiedenen Methoden der Regressionsanalyse sind in den einschlägigen Lehrbüchern beschrieben.



**Abb. 4.4** Die Korrelation von Daten lässt sich mit Streudiagrammen visualisieren: Bei starker Korrelation gruppieren sich die Daten entlang der  $45^\circ$ -Linie, mit abnehmender Korrelation streuen die Daten.

Ein Beispiel: Ein Tankwagen mit flüssigem Sondermüll ist verunglückt. Die Schadstoffe sind in die feinsandigen Sedimente eingedrungen und breiten sich dort aus. Im Rahmen einer Schadensabschätzung wurden 15 ungestörte Bodenproben gewonnen und untersucht. Unter anderem wurde für jede Bodenprobe die Schadstoffkonzentration  $x_j$  [ppm] und die Durchlässigkeit  $x_k$  [ $10^{-5}\text{m/s}$ ] bestimmt. Aus diesen Wertepaaren wurde ein Korrelationskoeffizient von  $r_{jk} =$

0.625 ermittelt. Es liegt eine deutliche lineare Korrelation vor. Allerdings weicht das zweite Wertepaar stark vom allgemeinen Trend ab. Möglicherweise handelt es sich hier um einen Ausreißer, vielleicht verursacht durch eine Fehlmeßung. Eine Überprüfung dieses Wertepaares wird empfohlen, zumal die Korrelation wesentlich deutlicher ist ( $r_{jk} = 0.791$ ), wenn es ausgelassen wird. Statistische Ausreißertests sind in den einschlägigen Lehrbüchern beschrieben.



**Abb. 4.5** Durchlässigkeit aufgetragen über die Schadstoffkonzentration.

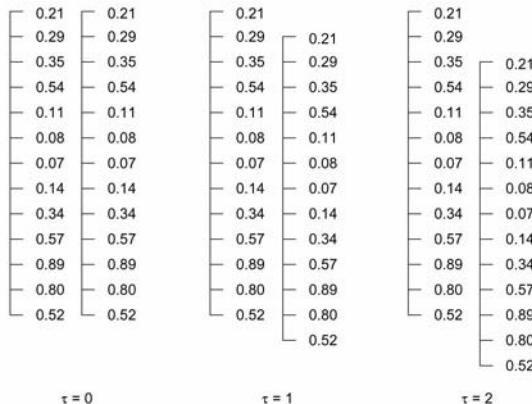
Geologische Daten sind oft räumlich oder zeitlich verteilt: Erdbeben finden in zeitlichen Abständen statt, entlang eines Bohrkerns werden Zerklüftungsgrade gemessen, entlang eines Messprofils werden geophysikalische Daten gesammelt. Eine Serie von Daten  $z_i$  entlang eines Messprofils lässt sich mit sich selber korrelieren, oder *autokorrelieren*, um ihre *Selbstähnlichkeit* zu prüfen. Wenn zum Beispiel Messungen des Tongehalts entlang einer Bohrprobe kopiert und mit dem Original verglichen werden, ergibt sich maximale Übereinstimmung. Verschiebt man die Kopie und vergleicht erneut, nimmt die Selbstähnlichkeit ab. Der Grad der Selbstähnlichkeit wird in Abhängigkeit von der Verschiebung  $\tau$  analog der Kovarianz durch die *Autokovarianz* ausgedrückt

$$\begin{aligned} cov_{z,\tau} &= \frac{1}{n_\tau} \sum_{i=1+\tau}^n (z_i - \bar{z}_i)(z_{i-\tau} - \bar{z}_{i-\tau}) \\ &= \frac{1}{n_\tau} \left( \sum_{i=1+\tau}^n z_i z_{i-\tau} - \bar{z}_i \bar{z}_{i-\tau} \right) \end{aligned}$$

wobei  $n_\tau$  die Anzahl der Werte einer Datenserie ist, die miteinander verglichen werden. Mit zunehmendem Verschiebungsweg nimmt die Anzahl der

zu vergleichenden Wertepaare ab, die Genauigkeit der Schätzung der Selbstähnlichkeit wird geringer. Für den dimensionsfreien *Autokorrelationskoeffizienten* gilt

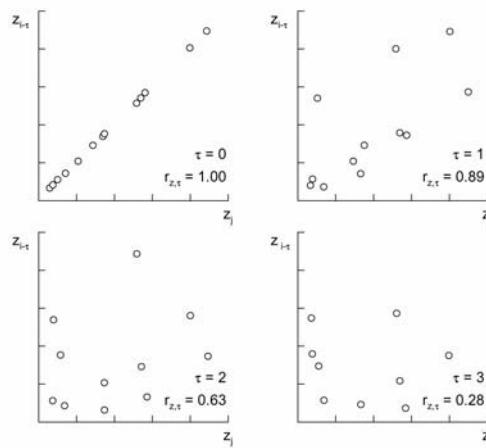
$$r_{z,\tau} = \frac{COV_{z,\tau}}{s(z)s(z_\tau)} - 1.0 \leq r_{z,\tau} \leq 1.0$$



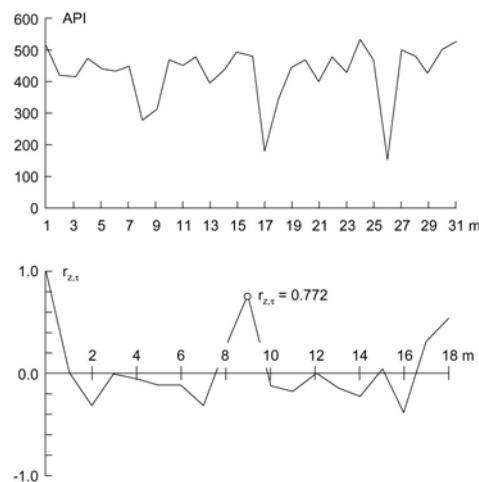
**Abb. 4.6** Vergleich zweier identischer Datenfolgen zur Ermittlung der Autokorrelation.

Mit zunehmendem Verschiebungsweg nimmt der Autokorrelationskoeffizient ab. Falls jedoch eine zyklische Wiederholung von Daten vorliegt, nimmt der Autokorrelationskoeffizient wieder zu. Dies ist zum Beispiel bei der Analyse bestimmter Sedimentationsfolgen zu beobachten, die sich als Konsequenz der Schwankungen des Paläoklimas zyklisch wiederholen.

Ein Beispiel: Ein tertiäres Tonvorkommen soll als Endlager für Sonderabfälle genutzt werden. Die Eignung des Speichergesteins wird durch sandige Lagen in Frage gestellt. Sandlagen zeichnen sich durch eine deutliche Reduktion der natürlichen  $\gamma$ -Strahlung aus, die in Tonen relativ hoch ist. Im Rahmen der Erkundung ist nun festzustellen, inwieweit sich Sandlagen zyklisch wiederholen, ob also *Zyklotheme* vorliegen. Zur Klärung dieser Frage wird in einer Bohrung ein  $\gamma$ -Log durchgeführt. Die gemessene mittlere Strahlungsintensität (API-Einheiten) pro Bohrmeter wird über die Teufe aufgetragen und autokorreliert. Das Autokorrelogramm zeigt deutlich, dass sich die Sedimentationsfolge bei  $\tau = 9$  wiederholt. Dies ist ein Hinweis darauf, dass sich die Sandschichten etwa alle 9 m wiederholen.



**Abb. 4.7** Die Autokorrelation von Daten lässt sich mit Streudiagrammen visualisieren: Bei starker Autokorrelation gruppieren sich die Daten entlang der  $45^\circ$ -Linie, mit abnehmender Autokorrelation streuen die Daten.



**Abb. 4.8** API-Werte aufgetragen über die Bohrlänge, Autokorrelogramm.

### 4.3.2 Semivariogramme

Eine weitere Möglichkeit, die Selbstähnlichkeit zu quantifizieren, ergibt sich direkt über das Streudiagramm (z.B. Isaaks & Srivastava 1989: 52-60). Je näher sich die Datenpunkte entlang der  $45^\circ$ -Linie gruppieren, desto ähnlicher sind sich die Datenserien. Ein Maß für die Selbstähnlichkeit ist somit die gemittelte Entfernung von der  $45^\circ$ -Linie. Mit Anwendung des Satzes von Pythagoras gilt für  $\gamma$  als Maß der Selbstähnlichkeit

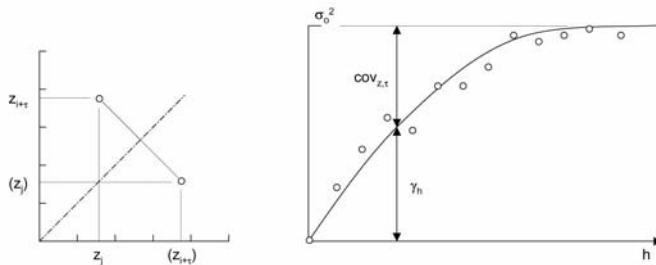
$$\gamma = \frac{1}{2n_\tau} \sum_{i=1}^{n_\tau} (z_i - z_{i+\tau})^2$$

was übrigens dem Trägheitsmoment um die  $45^\circ$ -Linie entspricht. Dabei ist  $n_\tau$  die Anzahl der Werte, die miteinander verglichen werden.  $\gamma$  wird auch als *Semivarianz* bezeichnet ("Semi" wegen der Division durch 2). Über den Verschiebungsweg aufgetragen, lässt sich ein *Semivariogramm* zeichnen. Autokorrelation und Semivarianz verhalten sich komplementär: mit abnehmender Selbstähnlichkeit sinkt die Autokorrelation, wogegen die Semivarianz steigt. Bei vollkommener Übereinstimmung, zum Beispiel bei  $\tau = 0$ , ist der Autokorrelationskoeffizient  $r_\tau = 1.0$  und die Semivarianz  $\gamma = 0.0$ .

Die Semivarianz ist ein Parameter von zentraler Bedeutung, den der Bergbauingenieur D.G. Krige in Südafrika zur Optimierung von Punktinformationen nutzte. In der folgenden Gleichung wird, der Tradition der französischen Geostatistik folgend, anstelle des aus der Autokorrelation bekannten *lags*  $\tau$  eine Schrittweite  $h$  als Verschiebungsweg eingesetzt, die kein Index, sondern ein dimensionsgebundener Wert ist

$$\gamma_h = \frac{1}{2n_h} \sum_{i=1}^{n_h} [z(x_i) - z(x_i + h)]^2$$

mit  $n_h$  als Anzahl der Wertepaare für jede Schrittweite  $h$ .



**Abb. 4.9** Mit einem Streudiagramm lässt sich die Semivarianz  $\gamma$  herleiten (links) Semivarianz und Autokovarianz sind komplementär: Für die gleiche Datenserie nimmt die Semivarianz mit zunehmender Entfernung zu, die Autokovarianz nimmt dagegen ab (und somit auch der Autokorrelationskoeffizient).

Ein Beispiel: Auf einer exponierten Felswand wird entlang von Messlinien die Anzahl der Klüfte pro Meter gezählt. Die Klüftigkeitsziffern  $k$  [1/m] sind wie folgt

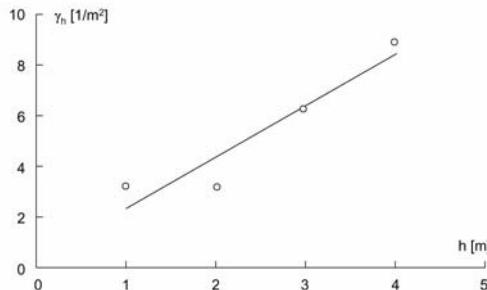
$$k = 5, 7, 9, 10, 11, 13, 12, 15, 10, 13$$

Die Selbstähnlichkeit dieser Messreihe soll anhand eines Semivariogramms überprüft werden. Für die Semivarianzen gilt

$$\begin{aligned} h = 1m : \gamma_h &= \frac{1}{2(9)} \left[ (5-7)^2 + (7-9)^2 + (9-10)^2 + (10-11)^2 + (11-13)^2 + (13-12)^2 \right. \\ &\quad \left. + (12-15)^2 + (15-10)^2 + (10-13)^2 \right] = 3.22 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h = 2m : \gamma_h &= \frac{1}{2(8)} \left[ (5-9)^2 + (7-10)^2 + (9-11)^2 + (10-13)^2 + (11-12)^2 + (13-15)^2 \right. \\ &\quad \left. + (12-10)^2 + (15-13)^2 \right] = 3.19 \end{aligned}$$

usw. Das Semivariogramm zeigt, dass die Selbstähnlichkeit zügig abnimmt.



**Abb. 4.10** Selbstähnlichkeit von Klüftigkeitsziffern.

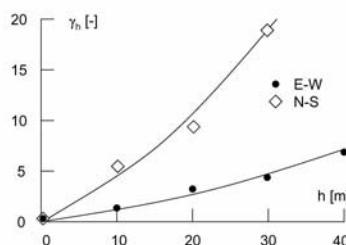
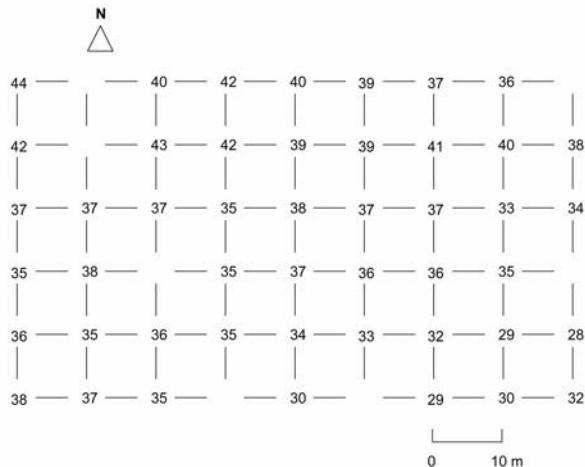
Ein zweites Beispiel (verändert nach Clark 1979): Im Rahmen einer Baugrunderkundung wird eine Rammsondierung durchgeführt, um so auf die Festigkeit des Baugrunds schließen zu können. Bei der Rammsondierung wird die Anzahl der Schläge gezählt, die nötig ist, um die Sonde 0.1 m tiefer in den Boden zu rammen. Die Schlagzahl ist somit ein Maß für die Festigkeit des Baugrunds und kann mit verschiedenen bodenmechanischen Parametern korreliert werden. Die Rammsondierung wurde mit der leichten Rammsonde LRS in einem 10 m-Raster durchgeführt. Leider gab es an verschiedenen Stellen Rammhindernisse, so dass an einigen Rasterpunkten die Schlagzahl nicht ermittelt werden konnte. Die mittleren Schlagzahlen in Höhe des 3 m tiefen Gründungsniveaus sollen nun hinsichtlich ihrer Selbstähnlichkeit untersucht werden. Um die relative Richtungsabhängigkeit der Selbstähnlichkeit deutlich zu machen, sollen experimentelle Semivariogramme für die N-S- und E-W-Richtung hergeleitet werden.

Für die E-W-Richtung folgt

$$\begin{aligned}
 h = 10m : \gamma_h &= \frac{1}{2(36)} \left[ (40 - 42)^2 + (42 - 40)^2 + (40 - 39)^2 + (39 - 37)^2 + (37 - 36)^2 + (43 - 42)^2 \right. \\
 &\quad + (42 - 39)^2 + (39 - 39)^2 + (39 - 41)^2 + (41 - 40)^2 + (40 - 38)^2 + (37 - 37)^2 \\
 &\quad + (37 - 37)^2 + (37 - 35)^2 + (35 - 38)^2 + (38 - 37)^2 + (37 - 37)^2 + (37 - 33)^2 \\
 &\quad + (33 - 34)^2 + (35 - 38)^2 + (35 - 37)^2 + (37 - 36)^2 + (36 - 36)^2 + (36 - 35)^2 \\
 &\quad + (36 - 35)^2 + (35 - 36)^2 + (36 - 35)^2 + (35 - 34)^2 + (34 - 33)^2 + (33 - 32)^2 \\
 &\quad \left. + (32 - 29)^2 + (29 - 28)^2 + (38 - 37)^2 + (37 - 35)^2 + (29 - 30)^2 + (30 - 32)^2 \right] \\
 &= 1.46
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h = 20m : \gamma_h &= \frac{1}{2(33)} \left[ (44 - 40)^2 + (40 - 40)^2 + (42 - 39)^2 + (40 - 37)^2 + (39 - 36)^2 + (42 - 43)^2 \right. \\
 &\quad \left. + (43 - 39)^2 + \dots + (29 - 32)^2 \right] = 3.30
 \end{aligned}$$

u.s.w. Die Semivarianzen der anderen Richtungen werden entsprechend ermittelt. Das Semivariogramm zeigt, dass die Selbstähnlichkeit in E-W-Richtung größer ist als in N-S-Richtung. Da die Semivariogramme erheblich voneinander abweichen, ist davon auszugehen, dass eine Anisotropie in der Selbstähnlichkeit der Schlagzahlen vorliegt. Die Geostatistik bietet Methoden, diese Anisotropie näher zu beschreiben.



**Abb. 4.11** Lageplan der Rammsondierungen, Semivariogramme für die N-S- und die E-W-Richtung.

Ab einem bestimmten Verschiebungsweg erreicht die Semivarianz die Varianz  $\sigma_0^2$  der Datenreihe, die auch als *Sill* bezeichnet wird. Die Entfernung bis zum Erreichen des Sills wird als Reichweite *Range* ( $a$ ) bezeichnet. Experimentelle Semivariogramme können durch charakteristische

Regressionslinien, so genannte *Variogrammmodelle*, angepasst werden. Die wichtigsten Variogrammmodelle sind

- das horizontale Modell

$$\gamma_h = \sigma_0^2$$

das gilt, wenn bereits bei einer kleinen Verschiebung alle Selbstähnlichkeit verloren geht und sich die Varianz  $\sigma_0^2$  der ursprünglichen Datenreihe einstellt

- das lineare Modell

$$\gamma_h = kh$$

das sich allein durch einen linearen Anstieg  $k$  auszeichnet und somit eine zügige Abnahme der Selbstähnlichkeit wiedergibt

- das Potenzmodell

$$\gamma_h = kh^\alpha \quad k > 0, 0 < \alpha < 2$$

das sich durch eine überlineare Abnahme der Selbstähnlichkeit auszeichnet, die durch den Potenzwert  $\alpha$  bestimmt wird

- das sphärische Modell

$$\begin{aligned} \gamma_h &= \sigma_0^2 \left( \frac{3h}{2a} - \frac{h^3}{2a^3} \right) & h \leq a \\ \gamma_h &= \sigma_0^2 & h > a \end{aligned}$$

das nach dem Erreichen der Reichweite  $a$  (*range*) in das horizontale Modell übergeht

- das exponentielle Modell

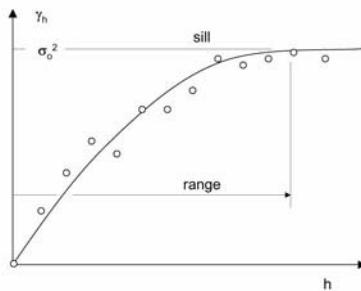
$$\gamma_h = \sigma_0^2 \left( 1 - e^{-h/a} \right)$$

das sich asymptotisch der Varianz nähert ohne sie zu erreichen und

- das Gaußsche Modell

$$\gamma_h = \sigma_0^2 \left( 1 - e^{-h^2/a^2} \right)$$

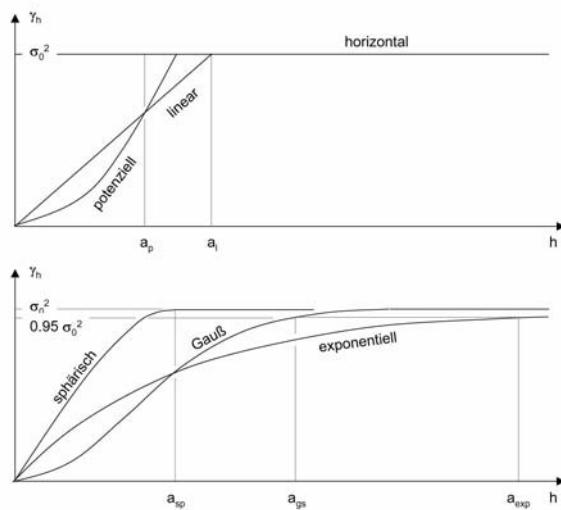
das sich insbesondere durch eine große Ähnlichkeit benachbarter Proben auszeichnet, da die Steigung im Ursprung gering ist und erst mit zunehmender Entfernung zunimmt.



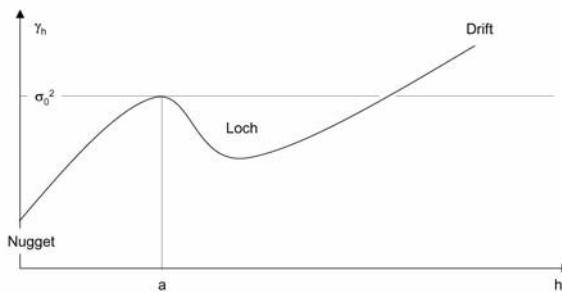
**Abb. 4.12** Range und sill eines Semivariogramms.

Ein *Nuggeteffekt* liegt vor, wenn das Semivariogramm nicht durch den Ursprung des Koordinatensystems geht, sondern die so genannte *Nuggetvarianz*  $c_0$  bei  $h = 0$  aufweist. Sie zeigt an, dass bereits unmittelbar benachbarte Proben kaum Selbstähnlichkeit haben. Im Extremfall entspricht die Nuggetvarianz der Varianz der Datenreihe  $\sigma_0^2$ . Der Name "Nugget"-Effekt kommt ursprünglich aus dem Goldbergbau, wo unmittelbar neben Goldnuggets taubes Gestein angetroffen wird. In der Nuggetvarianz enthalten sind oft auch Probennahme-, Mess- und Auswertefehler.

Ein experimentelles Semivariogramm, das erst rasch ansteigt, dann aber wieder abnimmt, weist einen so genannten *Locheffekt* aus, der auf eine zyklische Wiederholung von Daten hinweist, ein Aspekt, der bereits bei der Diskussion der Autokorrelation angesprochen wurde. Semivariogramme, die jenseits der Reichweite über die Varianz der Datenreihe  $\sigma_0^2$  ansteigen, deuten auf eine *Drift* (*Trend*) im Autokorrelrogramm. Die Varianz der Messreihe ist dann nicht konstant, sondern abhängig vom Abstand. Messreihen, die eine Drift aufweisen, werden als instationär bezeichnet. Durch Entfernung der Drift ergibt sich der stationäre oder *residuale Anteil* der Messreihe, der wieder mit einem Semivariogramm modelliert werden kann.



**Abb. 4.13** Horizontales-, lineares- und Potenzmodell, sphärisches-, Gaußsches und exponentielles Modell.



**Abb. 4.14** Nuggeteffekt, Locheffekt, Drift.

### 4.3.3 Kreuzkorrelation

Wenn Datenreihen unterschiedlicher Herkunft miteinander verglichen werden, spricht man von einer *Kreuzkorrelation*. Diese Datenreihen können Merkmale wiedergeben, die auf dem ersten Blick keine Gemeinsamkeiten haben. Selbst die Dimensionen der Merkmale (°, m, kN, etc.) können verschieden sein. Beispiele wären die Injektion von Abwasser in eine Verwerfungszone, die mit der im gleichen Zeitraum beobachteten Erdbebenhäufigkeit verglichen wird, oder die Grundwasserqualität unweit einer oberflächennahen Kontamination, die mit dem Auftreten von Regenschauern assoziiert wird. Dabei ist die Aufnahmeeachse als räumliche oder zeitliche Messgerade bei beiden Datenreihen die gleiche.

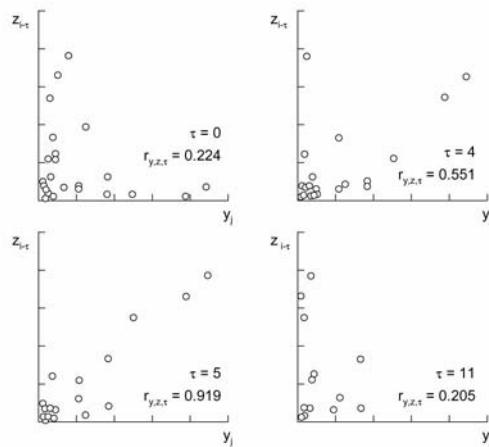
Mit der Kreuzkorrelation wird die Ähnlichkeit beider Datenreihen quantifiziert, indem sie gegeneinander verschoben und verglichen werden. In Analogie zur Kovarianz und Autokovarianz ergibt sich die *Kreuzkovarianz* für zwei Messserien ( $y_i, z_i$ ) zu

$$\begin{aligned} \text{cov}_{y,z,\tau} &= \frac{1}{n_\tau} \sum_{i=1+\tau}^n (y_i - \bar{y}_{n_\tau})(z_i - \bar{z}_{n_\tau}) \\ &= \frac{1}{n_\tau} \left( \sum_{i=1+\tau}^n y_i z_i - \bar{y}_{n_\tau} \bar{z}_{n_\tau} \right) \end{aligned}$$

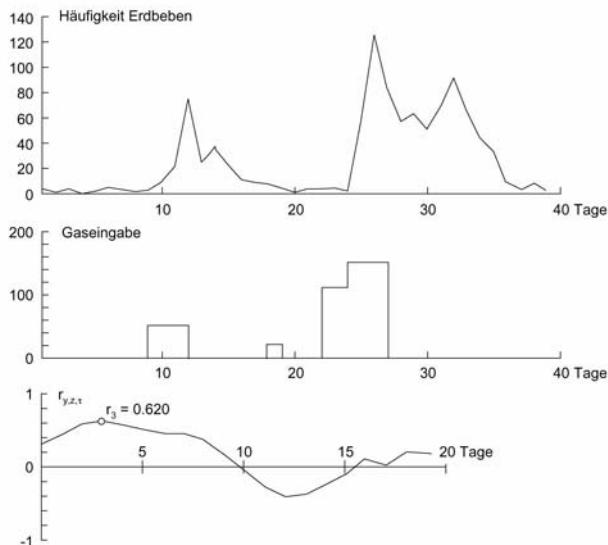
mit  $n_\tau$  als Anzahl der Wertepaare der Datenserien, die miteinander verglichen werden. Der *Kreuzkorrelationskoeffizient*  $r_{y,z,\tau}$  folgt aus

$$r_{y,z,\tau} = \frac{\text{cov}_{y,z,\tau}}{s(y)s(z)} - 1 \leq r_{y,z,\tau} \leq +1$$

mit  $s(y)$  und  $s(z)$  als Standardabweichungen der beiden Messreihen. Die Kreuzkorrelation lässt sich wie die Korrelation und die Autokorrelation im Streudiagramm veranschaulichen. Je stärker die Datenpunkte streuen, desto geringer ist die Kreuzkorrelation.



**Abb. 4.15** Die Kreuzkorrelation von Daten lässt sich mit Streudiagrammen visualisieren: Bei starker Kreuzkorrelation gruppieren sich die Daten entlang der  $45^{\circ}$ -Linie, mit abnehmender Kreuzkorrelation streuen die Daten.



**Abb. 4.16** Erdbebenhäufigkeit, Erdgasspeicherung, Kreuzkorrelogramm.

Ein Beispiel: Ein Erdgaskonzern kauft im Sommer Erdgas aus Russland, um es im Winter weiter an Nachbarländer zu verkaufen. Zur Zwischenspeicherung nutzen die Ingenieure des Konzerns das natürliche Speichergestein des tertiären Untergrunds. Als der Zwischenspeicher in Betrieb geht, wird eine Zunahme der Erdbebenhäufigkeit beobachtet. Ist diese Zunahme auf den Speicherbetrieb zurückzuführen? – Zur Klärung dieser Frage werden sowohl die Erdbebenaktivität als auch die Gaseingabe in das Speichergestein über die Zeit aufgetragen (Abb. 4.16). Danach werden beide Datenserien kreuzkorreliert. Die Auswertung zeigt, dass die Datenreihen bei einem *lag* von 3 Zeiteinheiten ( $\tau = 3$ ) am besten korrelieren, der Kreuzkorrelationskoeffizient beträgt hier  $r_3 = 0.620$ . Bei einem lag von  $\tau = 0$  beträgt die Ähnlichkeit beider Datenserien nur  $r_0 = 0.315$ . Die Auswertung legt nahe, dass tatsächlich ein Zusammenhang zwischen der Aufnahme des Betriebs und der Erdbebenhäufigkeit besteht.

Mitunter sind Informationen zu vergleichen, die nicht durch Zahlen, sondern parameterfrei definiert sind. Solche qualitativen Beobachtungen lassen sich mit einer *Kreuzassoziation* vergleichen, indem die parameterfreien Angaben (Stadien, Ausprägungen, etc.) mit Ordnungszahlen assoziiert werden. So können zum Beispiel zwei Bohrungen, die an unterschiedlichen Stellen abgeteuft wurden, kreuzassoziiert werden, um einen Leithorizont nachzuweisen, der sich durch eine bestimmte Abfolge von Merkmalen ausweist. Die Auswertung der Daten geschieht analog der Kreuzkorrelation.

#### 4.3.4 Markowsche Ketten

Auch der russische Mathematiker Andrej Andrejewitsch Markow (1856-1922) beschäftigte sich mit Datenserien. Sein Ansatz unterscheidet sich jedoch von den bisher vorgestellten: Nicht die Ähnlichkeit zweier Datenreihen oder die Selbstähnlichkeit einer einzelnen Datenreihe war Gegenstand seiner Untersuchungen, vielmehr wollte er prognostizieren, wie sich Datenreihen *fortsetzen* würden.

Ein Beispiel: Im Rahmen der Erkundung der Gebirgsverhältnisse für ein Tunnelbauwerk wurde ein Pilotstollen aufgefahren. Neben der Aufnahme der geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse wird das Gebirge auch hinsichtlich seiner Standsicherheit klassifiziert. Vier Standsicherheitsklassen werden unterschieden: *A* repräsentiert die beste Gebirgsklasse mit der höchsten Standsicherheit, *D* steht für nachbrüchiges Gebirge. Die Klassen *B* und *C* sind Zwischenklassen. Die Gebirgsklasse wird alle 10 Meter dokumentiert. Für die ersten 210 Meter wurden die folgenden Gebirgsklassen beobachtet:

**Tabelle 4.1** Gebirgsklassen.

0 – 100 m	<i>D</i>	<i>A</i>	<i>A</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>A</i>	<i>A</i>	<i>B</i>
100 – 200 m	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>A</i>	<i>D</i>	<i>C</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>B</i>	<i>B</i>	<i>C</i>
200 – 210 m	<i>D</i>	?								

Bei genauerer Betrachtung dieser Serie ist festzustellen, dass Abschnitte, in denen Gebirgsklasse *A* dokumentiert wurde, häufig von Abschnitten gefolgt werden, in denen ebenfalls gute Gebirgsqualität beobachtet wurde. Das gleiche gilt für Gebirgsklasse *B*. Allerdings wurde auch ein abrupter Abfall der Gebirgsqualität von *A* nach *D* dokumentiert (bei ca. 130 m). Eine Matrix – die *Übergangshäufigkeitsmatrix* – präzisiert diese Beobachtungen:

$$\begin{array}{ccccc}
 & & & \text{nach} & \\
 & & & A & B & C & D & \Sigma \\
 \text{von} & \begin{array}{c} A \\ B \\ C \\ D \end{array} & \left[ \begin{array}{cccc} 3 & 3 & 0 & 1 \\ 0 & 4 & 3 & 0 \\ 3 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 1 & 0 \end{array} \right] & 7 & 7 \\
 & & & 7 & 7 & 4 & 2 & 20
 \end{array}$$

Aus der Division der Übergänge mit den Zeilensummen ergeben sich die bedingten Wahrscheinlichkeiten, zum Beispiel  $p(B|A) = 0.43$  für den Übergang der Klassen *A* nach *B*. Die *Übergangswahrscheinlichkeitsmatrix* lautet

$$\begin{array}{ccccc}
 & & & \text{nach} & \\
 & & & A & B & C & D & \Sigma \\
 \text{von} & \begin{array}{c} A \\ B \\ C \\ D \end{array} & \left[ \begin{array}{ccccc} 0.43 & 0.43 & 0.00 & 0.14 \\ 0.00 & 0.57 & 0.43 & 0.00 \\ 0.75 & 0.00 & 0.00 & 0.25 \\ 0.50 & 0.00 & 0.50 & 0.00 \end{array} \right] & 1.00 & 1.00 \\
 & & & 1.00 & 1.00 & 1.00 & 1.00
 \end{array}$$

Aufgrund der bisher vorliegenden Beobachtungen ist die Wahrscheinlichkeit, dass die schlechteste Gebirgsklasse *D* von der besten *A* gefolgt wird  $p(A|D) = 0.50$ . Die Wahrscheinlichkeit, dass unmittelbar auf die beste Gebirgsklasse *A* die schlechteste *D* folgt ist gering, nämlich  $p(D|A) = 0.14$ . Befindet man sich in Gebirge mit guter Standsicherheit *B*, dann hält diese Gebirgsklasse mit einer Wahrscheinlichkeit von  $p(B|B) = 0.57$  weiter an. Die Matrix wird durch den Vortrieb des Pilotstollens ständig aktualisiert, da alle 10 Meter eine weitere Beobachtung zur Gebirgsklasse vorliegt.

Die Prognose von Daten aufgrund einer vorgegebenen Datenserie ist ein spezieller stochastischer Prozess, der als *Markow-Prozess* bezeichnet wird. Im hier gezeigten diskreten Fall spricht man auch von *Markowschen Ketten*. Die Übergangswahrscheinlichkeits-Matrix zeigt, wie hoch die Wahrscheinlichkeit ist, dass auf einen vorgegebenen Zustand im nächsten (noch unbekannten) Schritt der gleiche oder ein anderer folgt. Durch Potenzierung der Übergangswahrscheinlichkeits-Matrix lassen sich auch die Übergangswahrscheinlichkeiten in zwei, drei oder mehr Schritten berechnen. Im vorgestellten Beispiel ergibt sich die Übergangswahrscheinlichkeit der Gebirgsklassen in 20 m wie folgt:

$$\begin{bmatrix} 0.43 & 0.43 & 0.00 & 0.14 \\ 0.00 & 0.57 & 0.43 & 0.00 \\ 0.75 & 0.00 & 0.00 & 0.25 \\ 0.50 & 0.00 & 0.50 & 0.00 \end{bmatrix}^2 = \begin{bmatrix} 0.26 & 0.43 & 0.26 & 0.06 \\ 0.32 & 0.33 & 0.24 & 0.11 \\ 0.45 & 0.32 & 0.13 & 0.11 \\ 0.59 & 0.21 & 0.00 & 0.20 \end{bmatrix}$$

Je weiter sich die zu prognostizierenden Übergangswahrscheinlichkeiten von der ursprünglichen Serie entfernen, desto unabhängiger werden sie, so dass sie schließlich der einfachen Auftrittswahrscheinlichkeit der Ursprungsserie entsprechen:

$$\begin{bmatrix} 0.43 & 0.43 & 0.00 & 0.14 \\ 0.00 & 0.57 & 0.43 & 0.00 \\ 0.75 & 0.00 & 0.00 & 0.25 \\ 0.50 & 0.00 & 0.50 & 0.00 \end{bmatrix}^{n \rightarrow \infty} = \begin{bmatrix} 0.35 & 0.35 & 0.20 & 0.10 \\ 0.35 & 0.35 & 0.20 & 0.10 \\ 0.35 & 0.35 & 0.20 & 0.10 \\ 0.35 & 0.35 & 0.20 & 0.10 \end{bmatrix}$$

Die so ermittelte Zufallsmatrix erlaubt den Vergleich mit der Prognose nach ein, zwei oder mehr Schritten. Je ähnlicher die Prognose der Zufallsmatrix wird, desto zufälliger ist sie. Der aus der Grundlagenstatistik bekannte  $\chi^2$ -Test eignet sich zum Test der Hypothese der Zufälligkeit der Prognose.

## 4.4 Muster

### 4.4.1 Ebene Muster und Poisson-Felder

Die Verteilung von Findlingen im Baugrund, das Auftreten bestimmter, standortanzeigender Pflanzen, Dolinen in einem Karstgebiet, all dies sind typische Beispiele für ebene Punktmuster. Die Frage stellt sich: sind diese Punktmuster zufällig oder zeigen sie eine Systematik, die Rückschlüsse auf die geologischen Verhältnisse und die Baugrundbedingungen erlauben?

Ein einfacher statistischer Test, um die Zufälligkeit einer Punktverteilung zu prüfen, ist die Untersuchung des Abstandes  $d$  der Punkte zu ihren nächsten Nachbarn. Bei einem zufälligen Punktmuster oder *Poisson-Feld* beträgt der mittlere Abstand  $\mu_d$  zum nächsten Nachbarn (Stoyan & Stoyan 1992: 240, Swan & Sandilands 1995: 272-277)

$$\mu_d = \frac{1}{2\sqrt{\lambda}}$$

wobei  $\lambda = n/A$  die mittlere Punktdichte von  $n$  Punkten auf einer Fläche  $A$  ist. Die Standardabweichung des mittleren Abstandes folgt aus

$$\sigma_d = \sqrt{\frac{1}{\pi\lambda} - \frac{1}{4\lambda}} = \sqrt{\frac{(4-\pi)A}{4\pi n}}$$

Der Fehler des Mittelwertes des mittleren Abstandes ergibt sich aus

$$s_e = \sqrt{\frac{\sigma_d^2}{n}} = \sqrt{\frac{(4-\pi)A}{4\pi n^2}} = \frac{0.26136}{\sqrt{n^2/A}}$$

Die statistischen Kennwerte des Poisson-Felds werden mit den tatsächlich beobachteten Abständen

$$\bar{d} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n d_i$$

verglichen, um deren Zufälligkeit zu prüfen. Da nach dem zentralen Grenzwertsatz die Mittelwerte aus Stichproben, unabhängig von der Verteilungsfunktion ihrer Grundgesamtheit, Gauß-normalverteilt sind, lässt sich über einen einfachen Z-Test (Gauß-Test)

$$Z = \frac{\bar{d} - \mu_d}{s_e}$$

feststellen, ob der mittlere Abstand der beobachteten Punktverteilung signifikant vom (theoretischen) mittleren Abstand im (zufälligen) Poisson-Feld abweicht. Ist dies der Fall, dann sind die Punkte nicht zufällig verteilt.

Ein Beispiel: In der folgenden Karte wurden Erdfälle markiert. Ist ihre Verteilung zufällig? Die untersuchte Fläche beträgt  $100 \times 100 \text{ m}$ , also  $A = 10000 \text{ m}^2$ , auf der sich  $n = 20$  Erdfälle verteilen, woraus  $\lambda = 20/10000 = 0.002$  folgt. Daraus ergibt sich der mittlere Abstand bei zufälliger Punktverteilung zu

$$\mu_d = \frac{1}{2\sqrt{\lambda}} = \frac{1}{2\sqrt{(20/10000)}} = 11.180$$

und der Standardfehler zu

$$s_e = \frac{0.26136}{\sqrt{n^2/A}} = \frac{0.26136}{\sqrt{20^2/10000}} = 1.307$$

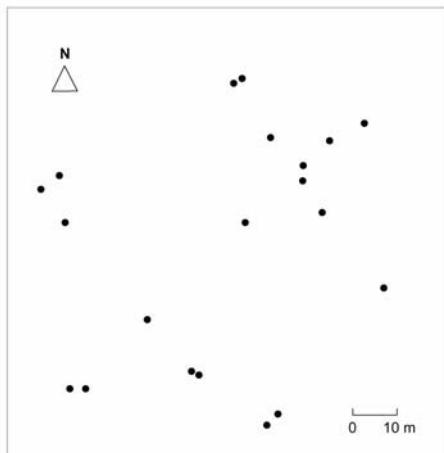
Mit dem graphisch ermittelten Abständen zu den nächsten Nachbarn

$$\bar{d} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n d_i = 8.052$$

folgt für die Z-Statistik bei einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 5% ( $Z_c = \pm 1.96$ )

$$Z = \frac{\bar{d} - \mu_d}{s_e} = \frac{8.052 - 11.180}{1.307} = -2.394 < -1.960$$

Somit liegt der Mittelwert der Stichprobe außerhalb des Vertrauensbereichs des Poisson-Feldes. Die Verteilung der Erdfälle ist aufgrund dieser Analyse mit einer Wahrscheinlichkeit von mindestens  $p = 0.95$  nicht zufällig.



**Abb. 4.17** Verteilung von Erdfällen im Untersuchungsgebiet.

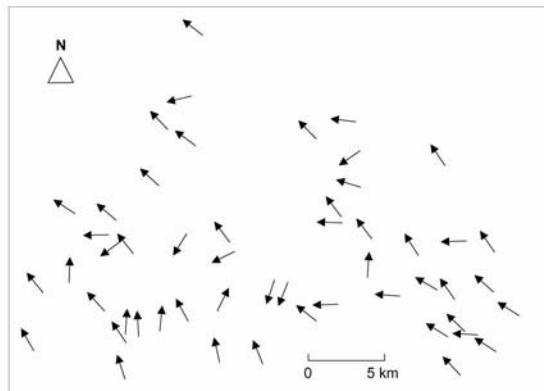
Probleme ergeben sich im Randbereich des untersuchten Punktfeldes, da hier alle Nachbarn außerhalb des Kartenrandes unberücksichtigt bleiben, was eine Überschätzung des mittleren Punktabstandes zur Folge hat. Entlang des Kartenrandes lässt sich aber eine Pufferzone einrichten, indem Kopien der Karte rechts und links, unten und oben, an die Originalkarte angelegt werden. Der Fehler im Randbereich lässt sich so mildern.

Eine weitere Möglichkeit der Prüfung der Zufälligkeit von ebenen Punktverteilungen bietet das Quadratzählverfahren, bei dem das Untersuchungsgebiet in Quadrate aufgeteilt und die Häufigkeit der Punkte pro Quadrat mit der theoretisch zu erwartenden Häufigkeit aus einem *Poisson-Muster* verglichen wird. Ein  $\chi^2$ -Test eignet sich hier als Prüfstatistik. Problematisch bei diesem Verfahren ist jedoch die Wahl der Größe der Quadrate, die das Ergebnis des statistischen Tests beeinflusst.

Die hier angesprochenen Verfahren geben nur einen Einblick in das umfangreiche Gebiet der Statistik der Punktmuster. Wesentlich komplexere Testverfahren sind möglich, bei denen zum Beispiel die *Clusterung* von Punkten oder die Verteilung von Linien geprüft wird. Die verschiedenen Verfahren sind in einschlägigen Fachbüchern erläutert.

#### 4.4.2 Zirkulare Muster und die von Mises-Verteilung

Gletscherschrammen, Strömungsmarken, Lineamente in Luftbildern sind Beispiele für ebene Richtungsdaten.



**Abb. 4.18** Gletscherschrammen im südlichen Finnland (aus Davis 2002).

Sie werden im x-y-Koordinatensystem als Einheitsvektoren mit  $\alpha$  [ $^\circ$ ] als Abweichung von Nord definiert

$$\begin{aligned}x_i &= \cos \alpha_i \\y_i &= \sin \alpha_i\end{aligned}$$

Viele Messungen ergeben die resultierenden Achsenabschnitte

$$x_r = \sum_{i=1}^n \cos \alpha_i$$

$$y_r = \sum_{i=1}^n \sin \alpha_i$$

woraus die Orientierung des Schwerpunktsvektors als Vektormittel folgt

$$\overline{\alpha} = \arctan \frac{y_r}{x_r} = \arctan \frac{\sum_{i=1}^n \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^n \cos \alpha_i}$$

Ein Maß für die Ausrichtung oder Regelung der Richtungsdaten ist der *Regelungsgrad*

$$\bar{R} = \frac{1}{n} \sqrt{x_r^2 + y_r^2} \quad 0 \leq \bar{R} \leq 1$$

Aus einer Stichprobe lässt sich mithilfe des Regelungsgrades ein Streumaß ermitteln, das analog der linearstatistischen Streuung definiert ist und als *zirkulare Varianz*  $s_z^2$  [-] (Mardia & Jupp 1997)

$$s_z^2 = 1 - \bar{R}$$

bezeichnet wird. Weiterhin lässt sich aus dem Regelungsgrad ein *Konzentrationsfaktor*

$$0 \leq k < \infty$$

ableiten, mit dem eine unimodale zirkulare Modellverteilung, die *von Mises-Verteilung*, definiert werden kann (von Mises 1918)

$$f(\alpha, \bar{\alpha}, k) = \frac{1}{2\pi b(k)} e^{k \cos(\alpha - \bar{\alpha})}$$

mit  $b(k)$  als modifizierte Bessel-Funktion

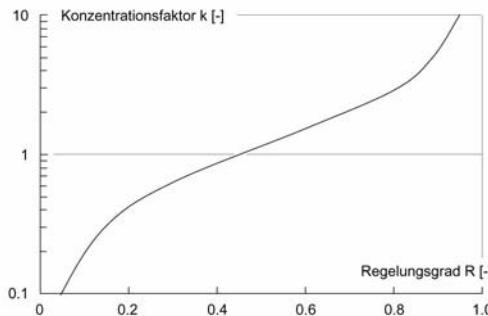
$$b(k) = \sum_{r=0}^{\infty} \frac{1}{(r!)^2} \left(\frac{k}{2}\right)^{2r}$$

Die von Mises-Verteilung ist analog der Gauß-Normalverteilung der linearen Statistik zu sehen.

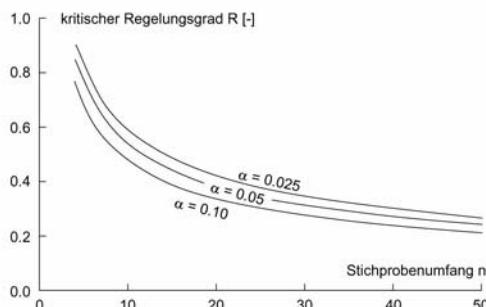
Nach einem von Lord John Rayleigh (1842-1919) entwickelten Test ist die Hypothese einer zufälligen Verteilung der Richtungsvektoren zu verworfen, wenn

$$\bar{R} > \bar{R}_c$$

Der Regelungsgrad wird danach mit einem tabellierten kritischen Regelungsgrad verglichen, der einer zufälligen Zirkularverteilung entspricht (Mardia & Jupp 1997). Getestet wird die zufällige Verteilung gegen die von-Mises-Verteilung. Der Test gilt nicht für multimodale Zirkularverteilungen (mehrere Maxima).



**Abb. 4.19** Abhängigkeit des Regelungsgrads  $R$  vom Konzentrationsfaktor  $k$  (Werte nach Mardia & Jupp 1997).



**Abb. 4.20** Der kritische Regelungsgrad  $R_c$  nach Rayleigh als Funktion des Stichprobenumfangs  $n$  für verschiedene Irrtumswahrscheinlichkeiten  $\alpha$ . Ist der gemessene Regelungsgrad größer als der kritische, dann sind die Daten nicht zufällig verteilt (Werte nach Mardia & Jupp 1997).

Ein Beispiel: In einem Bergaugebiet kommt es in einer Siedlung verstärkt zu Bergschäden. Die Einwohner vermuten, dass der umgehende tiefe Kohleabbau die Ursache ist. Der Bergwerksbetreiber bestreitet dies, da die Abbaue die Siedlung noch gar nicht unterfahren haben. Die Anwohner machen jedoch geltend, dass Bergsenkungen auch außerhalb der direkten Abbaubereiche auftreten können. Falls die von Norden herannahende Abbaufront die Bergschäden verursa-

chen sollte, dürften die Dehnungen an der Oberfläche nicht zufällig sein, sondern müssten sich nach N-S ausrichten. Aus der Einmessung der Dehnungen ( $n = 14$ ) ergaben sich folgende Azimute  $\alpha$

$$22^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 301^\circ, 348^\circ, 17^\circ, 330^\circ, 359^\circ, 20^\circ, 5^\circ, 19^\circ, 144^\circ, 321^\circ, 348^\circ$$

Für die mittlere Ausrichtung der Bewegungen folgt

$$\bar{\alpha} = \arctan \frac{0.349}{10.902} = 0.032 \text{ rad} = 1.831^\circ$$

Es liegt also eine bevorzugte N-S-Richtung vor. Für den Regelungsgrad gilt

$$\bar{R} = \frac{1}{14} \sqrt{10.902^2 + 0.349^2} = 0.779$$

Aus dem Vergleich mit dem kritischen Regelungsgrad (Irrtumswahrscheinlichkeit  $\alpha = 0.025$ ) folgt

$$\bar{R} = 0.779 > \bar{R}_c = 0.505$$

so dass angenommen werden muss, dass die N-S-Bewegungen nicht zufällig sind und der Grund der Bergschäden die von Norden herannahende Abbaufront ist.

#### 4.4.3 Sphärische Muster und die Analyse von Eigenvektoren

Bei gefügekundlichen Aufnahmen zeigt der Gefügekompass bei jeder Messung die Raumstellungen der Trennfläche durch ihr Einfallen  $\vartheta$  [°] und ihre Einfallrichtung  $\alpha$  [°] (ihre Abweichung von Nord oder ihr Azimut) an. Mit diesen Messwerten lassen sich im x-y-z-Koordinatensystem Einheitsvektoren definieren

$$x_i = \cos \alpha_i \cos \vartheta_i$$

$$y_i = \sin \alpha_i \cos \vartheta_i$$

$$z_i = \sin \vartheta_i$$

aus deren Summen

$$x_r = \sum_{i=1}^n \cos \alpha_i \cos \vartheta_i$$

$$y_r = \sum_{i=1}^n \sin \alpha_i \cos \vartheta_i$$

$$z_r = \sum_{i=1}^n \sin \vartheta_i$$

sich der *Schwerpunktsvektor* mit der Raumstellung [rad]

$$\left[ \bar{\alpha}, \bar{\vartheta} \right] = \left[ \arctan \left( \frac{y_r}{x_r} \right), \arcsin \left( \frac{z_r}{nR} \right) \right]$$

und dem Regelungsgrad

$$\overline{R} = \frac{1}{n} \sqrt{x_r^2 + y_r^2 + z_r^2}$$

ableiten. Zu beachten sind die Umrechnungskonventionen bei der Rückrechnung des Azimuts des Schwerpunktsvektors

$x_r$	$y_r$		
+	+	$\rightarrow$	$\alpha$
-	+	$\rightarrow$	$\alpha + \pi$
-	-	$\rightarrow$	$\alpha + \pi$
+	-	$\rightarrow$	$\alpha + 2\pi$

wobei das tatsächlich ermittelte (nicht absolute) Azimut einzusetzen ist. Aus einer Stichprobe lässt sich mithilfe des Regelungsgrades ein Streumaß ermitteln, das analog der linearstatistischen Varianz als *sphärische Varianz*  $s_s^2$  [-] definiert ist (Mardia & Jupp 1997)

$$s_s^2 = 1 - \overline{R}$$

Weiterhin lässt sich aus dem Regelungsgrad ein *Konzentrationsfaktor*

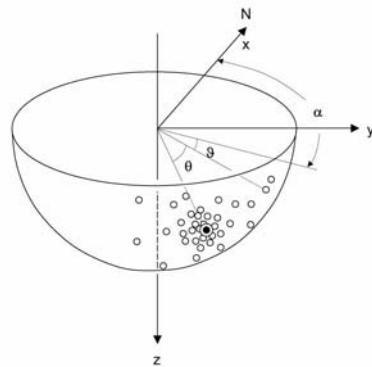
$$0 \leq k < \infty$$

ableiten, mit dem eine unimodale sphärische Modelverteilung, die *Fisher-Verteilung*, definiert werden kann (Fisher 1953)

$$f(\theta, k) = \frac{k}{4\pi \sinh k} e^{k \cos \theta} \quad 0 \leq \theta \leq \pi$$

wobei  $\theta$  [rad] der Winkel zwischen Schwerpunktsvektor und Messwert ist. Der beste Schätzwert von  $k$  ergibt sich, basierend auf einem Stichprobenumfang  $n$ , aus

$$k \approx \frac{n-1}{n(1-R)}$$



**Abb. 4.21** Polpunkte, die mit einer Fisher-Verteilung modelliert werden.

Die Fisher-Verteilung ist eine *Cluster-Verteilung*, bei der sich die Einheitsvektoren um den Schwerpunktsvektor gruppieren und im Schmidtschen Netz eine Punktwolke bilden. Sie stellt das sphärische Äquivalent der Gauß-Normalverteilung dar. Wallbrecher (1986) zeigt, dass der *sphärische Öffnungsgrad* [rad]

$$\Omega = \arcsin \sqrt{2 \frac{1 - \frac{1}{n}}{k}}$$

das Streumaß einer Fisher-Verteilung gut repräsentiert. Er kann mit der linearstatistischen Standardabweichung verglichen werden und stellt sich im Schmidtschen Netz als Kleinkreis dar. Mit dem sphärischen Öffnungsgrad als Streumaß von Cluster-Verteilungen lässt sich die Dispersion von Gefügedaten aus verschiedenen Gebirgsbereichen miteinander vergleichen. Somit ist eine Abgrenzung statistisch homogener Bereiche möglich.

Ebenfalls als Kleinkreis bildet sich das *sphärische Konfidenzintervall  $\Lambda$*  [ $^\circ$ ] des Schwerpunktsvektors ab

$$\Lambda = \arccos \left\{ 1 - \frac{1 - \bar{R}}{\bar{R}} \left[ \left( \frac{1}{p} \right)^{\frac{1}{n-1}} - 1 \right] \right\}$$

wobei  $p$  die Wahrscheinlichkeit ist, dass der Schwerpunktsvektor außerhalb des Konfidenzintervalls oder *Vertrauenskegels* liegt.

Eine Gürtelverteilung, bei der sich die Einheitsvektoren gürtelförmig entlang eines Großkreises verteilen, wird durch die *Dimroth-Watson-Verteilung* modelliert (Dimroth 1963, Watson 1965)

$$f(\alpha, \theta) = \frac{b(k)}{2\pi} e^{-k\cos^2 \theta} \quad 0 \leq \alpha \leq 2\pi, 0 \leq \theta \leq \pi, k > 0$$

mit der Normierungskonstante

$$b(k) = \frac{1}{2 \int_0^1 e^{-kt^2} dt}$$

und  $\alpha$  als Azimut [rad],  $\theta$  als Winkel zwischen Rotationsachse und beobachteter Richtung [rad] und  $k$  als Konzentrationsfaktor, der speziell für diese Verteilung zu ermitteln ist.

Modellverteilungen wie die Fisher-Verteilung und die Dimroth-Watson-Verteilung lassen sich mit einer *Eigenvektoranalyse* weiter charakterisieren und voneinander abgrenzen. Dabei betrachtet man (vereinfacht) die von den Einheitsvektoren auf der Lagenkugel abgebildeten Polpunkte als Massenpunkte, die mit einer durch den Ursprung des Schmidtschen Netzes gehenden Drehachse fest verbunden sind. Das Drehmoment der Drehachse ist ein Maß für die Dispersion der Polpunkte: Liegen alle Polpunkte in unmittelbarer Nähe der Drehachse, dann ist das Drehmoment klein; bei weit entfernten Polpunkten ist das Drehmoment dagegen groß. Mit dem *Trägheitsmoment* lässt sich dieser Zusammenhang mechanisch beschreiben

$$M = \bar{a}^2 = \sin^2 \delta = 1 - \cos^2 \delta$$

wobei  $\delta$  der Winkel zwischen den Einheitsvektoren  $v$  und der Drehachse  $u$  ist. Da für das Skalarprodukt gilt

$$\cos \delta = \frac{\bar{u} \bar{v}}{|\bar{u}| |\bar{v}|} = \bar{u} \bar{v} = x_u x_v + y_u y_v + z_u z_v$$

folgt

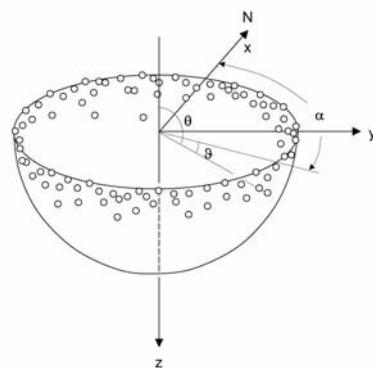
$$M = 1 - (x_u x_v + y_u y_v + z_u z_v)^2$$

Für  $n$  auf der Lagenkugel verteilte Polpunkte folgt

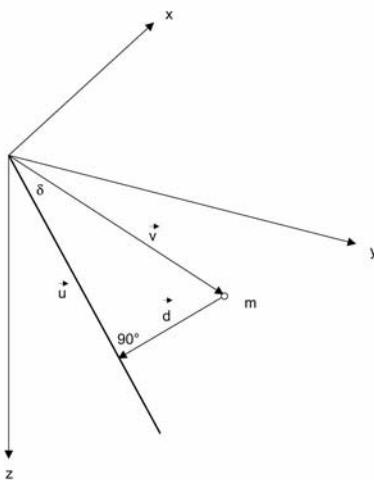
$$\begin{aligned} M &= n - \bar{u} \sum_{i=1}^n \begin{vmatrix} x_i^2 & x_i y_i & x_i z_i \\ x_i y_i & y_i^2 & x_i z_i \\ z_i y_i & z_i y_i & z_i^2 \end{vmatrix} \\ &= n - \bar{u} \begin{vmatrix} \sum \cos^2 \alpha_i \cos^2 \vartheta_i & & \\ \sum \cos \alpha_i \sin \alpha_i \cos^2 \vartheta_i & \sum \sin^2 \alpha_i \cos^2 \vartheta_i & \\ \sum \cos \alpha_i \cos \vartheta_i \sin \vartheta_i & \sum \sin \alpha_i \cos \vartheta_i \sin \vartheta_i & \sum \sin^2 \vartheta_i \end{vmatrix} \end{aligned}$$

oder

$$\mathbf{M} = n - \mathbf{u}_i \mathbf{t}_{ij}$$



**Abb. 4.22** Polpunkte und Winkel entlang einer Dimroth-Watson-Verteilung.



**Abb. 4.23** Eine Gefügemessung in einem rechtssinnigen Koordinatensystem, mit senkrechtem Abstand  $a$  von einer beliebigen Drehachse  $u$  (nach Wallbrecher 1986).

Zur Bestimmung des maximalen und minimalen Trägheitsmoments wird ein *Eigenvektor*  $\lambda$  einführt

$$\mathbf{t}_{ij} \mathbf{u}_i = \lambda \mathbf{u}_i$$

Nach Umformung ergibt sich die Eigenwertgleichung

$$(\mathbf{t}_{ij} \mathbf{u}_i - \lambda \mathbf{u}_i) = (\mathbf{t}_{ij} - \lambda \delta_{ij}) \mathbf{u}_i = 0$$

mit dem Kroneckerschen Delta

$$\delta_{ij} = \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{vmatrix}$$

Die Eigenwertgleichung besitzt dann nichttriviale Lösungen für  $\mathbf{u}_i$  ( $\mathbf{u}_i \neq 0$ ), wenn gilt

$$\det(t_{ij} - \lambda \delta_{ij}) = \begin{vmatrix} t_{11} - \lambda & t_{12} & t_{13} \\ t_{21} & t_{22} - \lambda & t_{23} \\ t_{31} & t_{32} & t_{33} - \lambda \end{vmatrix} = 0$$

Die drei Wurzeln  $\lambda_1$ ,  $\lambda_2$  und  $\lambda_3$  sind die drei *Eigenwerte* von  $t_{ij}$ . Mithilfe der Eigenwerte lassen sich mit der Eigenwertgleichung die Koordinaten von  $\mathbf{u}_i$  ermitteln, die als *Eigenvektoren* bezeichnet werden und orthogonal zueinander stehen, da  $t_{ij}$  symmetrisch ist. Normiert man die Eigenwerte mit dem Stichprobenumfang  $n$ , gilt

$$\frac{\lambda_1}{n} + \frac{\lambda_2}{n} + \frac{\lambda_3}{n} = \lambda'_1 + \lambda'_2 + \lambda'_3 = 1$$

Für  $\lambda'_1 \approx \lambda'_2 \approx \lambda'_3 \approx 1/3$  liegt eine isotrope Gleichverteilung der Polpunkte vor. Nähert sich einer der drei Eigenwerte 1.0 an, dann liegt eine Cluster-Verteilung vor mit dem größten Eigenvektor als Schwerpunktsvektor. Entsprechen zwei der drei Eigenwerte jeweils etwa 0.5, dann liegt eine Gürtelverteilung vor. Woodcock (1977) hat diesen Zusammenhang durch Einführung der Parameter  $\ln(\lambda_3/\lambda_2)$  und  $\ln(\lambda_2/\lambda_1)$  und der Verhältniszahl

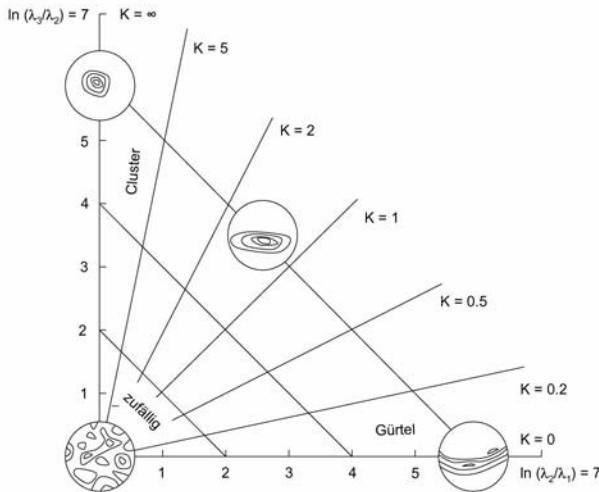
$$K = \frac{\ln(\lambda_3/\lambda_2)}{\ln(\lambda_2/\lambda_1)}$$

in einem Diagramm veranschaulicht.

Mit den Eigenwerten lassen sich sphärische Verteilungen weiter charakterisieren. So ist zum Beispiel im Zusammenhang mit der Aufnahme tektonischer Falten der *zirkulare Öffnungsgrad*  $\theta_\beta$  [°] von Interesse, der ein Maß für die Erstreckung des Teilgroßkreises und damit der Annäherung an die Dimroth-Watson-Verteilung ist (Wallbrecher 1986)

$$\theta_\beta = 2\arcsin \sqrt{2\lambda'_2} \quad \lambda'_1 < \lambda'_2 < \lambda'_3$$

Der zirkulare Öffnungsgrad kann zwischen 0° und 180° schwanken. Bei 0° liegt eine Parallel-Orientierung vor, 180° entspricht einer zirkularen Gleichverteilung. Der Eigenvektor des kleinsten Eigenwerts entspricht der Faltenachse, die traditionell auch mit dem  $\pi$ -Pol beschrieben wird. Senkrecht zum  $\pi$ -Pol liegt der  $\pi$ -Kreis, der einen optimalen Ausgleichs-Grosskreis durch die gürtelförmig verteilten Polpunkte darstellt. Auf dem  $\pi$ -Kreis liegen sowohl der mittlere als auch der grösste Eigenvektor, der den Schwerpunkt des Teilgürtels definiert. Vom grössten Eigenvektor aus wird der halbe zirkulare Öffnungsgrad in beiden Richtungen des  $\pi$ -Kreises abgetragen.



**Abb. 4.24** Klassifikation von Polpunktmustern mithilfe der Eigenwerte (aus Woodcock 1977).

Ein Beispiel: Im Rahmen einer Straßenbaumaßnahme ist geplant, einen Hang anzuschneiden. Eine gefügekundliche Aufnahme der zugänglichen Gebirgsaufschlüsse ergibt, dass eine Antiklinale aus mesozoischen Sandsteinfolgen vorliegt. Die geplante Trasse ist N-S ausgerichtet. In welchem Winkel schneidet die Faltenachse die Trasse? Aus den Raumdaten der Schichtung ergeben sich folgende Eigenwerte

$$\lambda'_1 = 0.04, \lambda'_2 = 0.30, \lambda'_3 = 0.66 .$$

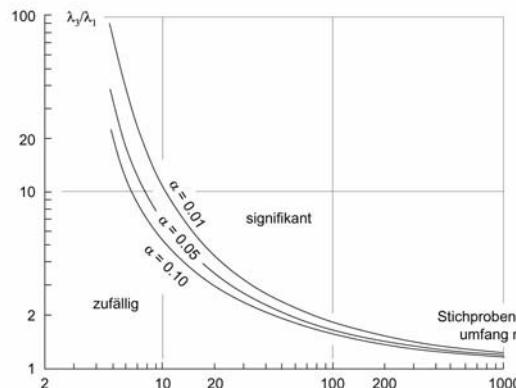
Mit

$$K = \frac{\ln(\lambda_3/\lambda_2)}{\ln(\lambda_2/\lambda_1)} = \frac{\ln(\lambda'_3/\lambda'_2)}{\ln(\lambda'_2/\lambda'_1)} = \frac{\ln(0.66/0.30)}{\ln(0.30/0.04)} = \frac{0.789}{2.015} = 0.391$$

zeigt das Diagramm von Woodcock eine Gürtelverteilung. Die Faltenachse entspricht dem kleinsten Eigenwert, für den sich ein Eigenvektor mit den Raumdaten  $203^\circ/29^\circ$  ermitteln lässt. Die Faltenachse schneidet somit die Trasse in einem Winkel von  $23^\circ$ .

Unbeantwortet ist noch die Frage, wie groß der Stichprobenumfang sein muss, um eine signifikante Stichprobe zu erhalten. Als Anhaltswert nennt zum Beispiel Müller (1963) eine notwendige Anzahl von 100 Gefügemessungen, um alle Trennflächen ausreichend zu identifizieren. Woodcock &

Naylor (1983) entscheiden mithilfe des Verhältnisses von größtem zu kleinstem Eigenwert über die Signifikanz der Stichprobe. Danach steigt mit zunehmendem Stichprobenumfang und zunehmendem Eigenwertverhältnis die Signifikanz der Anisotropie einer Verteilung.



**Abb. 4.25** Eigenwerte und Stichprobenumfang bestimmen die Signifikanz einer Sphärischenverteilung (nach Woodcock & Naylor 1983).  $\alpha$  entspricht der Irrtumswahrscheinlichkeit.

Ein zweites Beispiel: Ein stillgelegter Steinbruch soll als Deponie ausgebaut werden. Im Rahmen der Baugrunderkundung wurde auch eine gefügekundliche Aufnahme durchgeführt. Drei Trennflächenscharen wurden identifiziert: neben Schichtung *ss* ist sowohl die *ac*-Klüftung als auch die *bc*-Klüftung deutlich ausgeprägt. Im Schmidtschen Netz stellen sich die Polpunkte der einzelnen Trennflächenscharen als Punktwolken dar, die Cluster-Verteilungen beschreiben. Die Frage stellt sich: handelt es sich hier um signifikante, anisotrope Clusterverteilungen oder um Zufallsverteilungen? Die Antwort ergibt sich aus den Eigenwerten. Es gilt

**Tabelle 4.2** Trennflächen und Eigenwerte.

Schichtung <i>ss</i>	$\lambda_3/\lambda_1 = 0.9712/0.0113 = 86$	$n = 80$
ac-Klüftung	$\lambda_3/\lambda_1 = 0.8941/0.0437 = 20$	$n = 55$
bc-Klüftung	$\lambda_3/\lambda_1 = 0.8616/0.0268 = 32$	$n = 69$

Nach dem Diagramm von Woodcock & Naylor (1983) folgen aus diesen Vorgaben deutlich signifikante, anisotrope Verteilungen.

#### 4.4.4 Fraktale Muster

Im Jahre 1904 stellte der schwedische Mathematiker Helge von Koch ein geometrisches Phänomen vor, das später als "Koch-Insel" bekannt wurde: Ausgehend von einem gleichseitigen Dreieck werden maßstäblich Verkleinerungen des Ausgangsdreiecks auf dessen Seitenflächen montiert. Mit jeder Additionssequenz vergrößert sich der Umfang um  $4/3$ . Bei unendlicher Fortführung wäre der Umfang der Koch-Insel schließlich unendlich lang. Die eingefasste Fläche ist jedoch kleiner als der Kreisinhalt, der die Koch-Insel überdeckt.

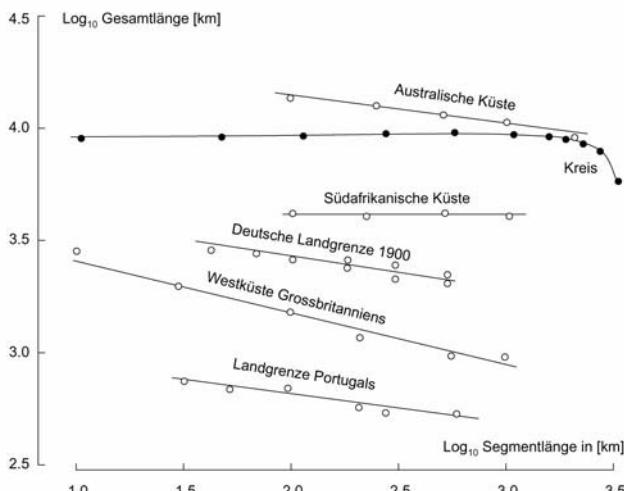
Dieses mathematisch widersprüchliche Grenzbild lässt sich durch einen verblüffend einfachen, geometrisch-rekursiven Algorithmus bilden. Es stellt nur *ein* Paradoxon aus der Vielzahl von Denkspielen dar, die die Euklidische Geometrie in Frage stellen. Auch der deutsche Mathematiker Georg Cantor (1845-1918) konnte mit einfachen geometrischen Regeln eine gerade Linie in eine unendliche Menge von Einzelsegmenten, den so genannten "Cantor-Staub", zerlegen, deren geometrische Summation Null ergibt. Benoit Mandelbrot bediente sich in den 1960er Jahren der Analogie Cantors, um Übermittlungsfehler beim Datentransfer zwischen Computern zu erklären (Berger & Mandelbrot 1963). Vielleicht hat ihn diese Arbeit inspiriert, schließlich *The Fractal Geometry of Nature* zu schreiben. Das 1982 veröffentlichte Buch legt geometrische Widersprüche offen und stellt ein neues Verständnis der Geometrie natürlicher Körper zur Diskussion, eine neue, *fraktale* Geometrie.



**Abb. 4.26** Entwicklung einer Koch-Insel.

Dieser Paradigmenwechsel in der Tradition der Geometrie lässt sich durch die einfache Mandelbrotsche Frage nach der Länge der Küste Englands veranschaulichen. Wird der dekadische Logarithmus der Länge der Segmente eines Polygonzuges zur Messung der Küstenlinie über die gemessene Gesamtlänge aufgetragen, nimmt sie mit abnehmender Seitenlänge ständig zu, wogegen sich zum Beispiel die Messung eines Kreisum-

fangs stabilisiert. Eine korrekte Beantwortung der Frage nach der Küstenlänge erscheint somit nicht möglich. Welcher Algorithmus liegt diesem Phänomen zugrunde? Anders herum gefragt: Lassen sich komplexe, nicht-euklidische, natürliche Objekte mit einfachen geometrischen Regeln nachbilden? Lässt sich zum Beispiel das Trennflächengefüge eines Gebirgskörpers fraktal nachbilden, das sowohl für die Untersuchung der Standsicherheit von Böschungen und Tunnel als auch für die Durchströmung und die Ausbreitung von Schadstoffen die geometrische Vorgabe darstellt? Wie funktioniert fraktale Geometrie überhaupt?



**Abb. 4.27** Küstenlängen und Längen von Landesgrenzen als Funktion der Segmentlänge des Polygonzuges, mit dem sie gemessen wurden. Zum Vergleich ist ein Kreis dargestellt (aus Mandelbrot 1982: 33).

Zur Veranschaulichung des Grundgedankens wird ein Linienelement  $E$  der Länge 1.0 auf 1/3 der Ursprungslänge verkleinert und dreimal dupliziert. Die vier neuen Linienelemente werden nun nach einer vorgegebenen geometrischen Routine neu arrangiert. Die Gesamtlänge des neuen, zusammengesetzten Elementes entspricht 4/3 der Länge des Ausgangselements. Es gilt

$$L(E/3) = \frac{4}{3} L(E)$$

Durch Einführung der Konstanten  $D$  lässt sich auch schreiben

$$L(E) = E^{1-D}, L(E/3) = (E/3)^{1-D}$$

so dass gilt

$$3^D = 4$$

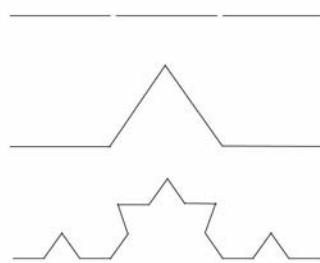
bzw.

$$D = \frac{\log 4}{\log 3} = 1.2619$$

oder allgemein

$$D = \frac{\log n}{\log \kappa}$$

mit  $n$  [-] als Anzahl von Objekten, die maßstäblich verkleinert das Objekt aufbauen,  $\kappa$  [-] als Verkleinerungsmaßstab und  $D$  [-] als *fraktale Dimension*. Diese ursprünglich von Felix Hausdorff (1868-1942) entwickelte, später auf Fraktale angewandte Maßzahl ist grundlegend für die Beschreibung fraktaler Objekte. Sie gibt die mathematische Regel vor mit der, ausgehend von einer Ausgangsgeometrie und einer affinen Transformations-Routine (Vergrößern, Verkleinern, Rotieren, Strecken, etc.) Fraktale generiert werden können.

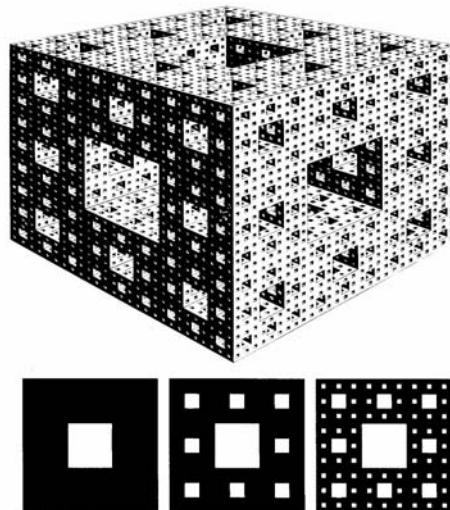


**Abb. 4.28** Skalenmäßige Verkleinerung, Duplizierung und Neuarrangement eines Ausgangselements.

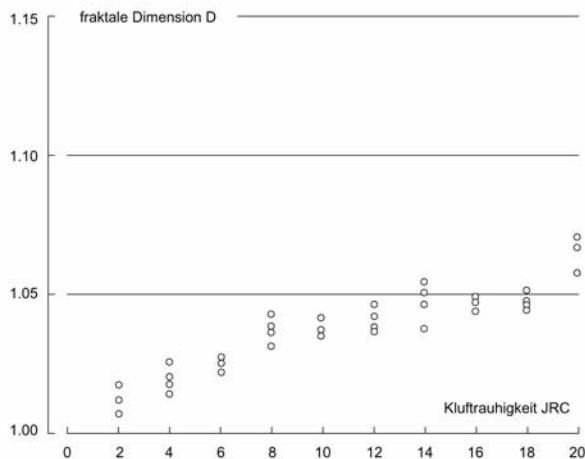
Für triviale (nicht-fraktale) Fälle wie Linie, Quadrat, Kubus folgt  $D = 1, 2$  und  $3$ . Der nach dem polnischen Mathematiker Waclaw Sierpinski

(1882-1969) benannte "Sierpinski-Teppich" hat dagegen die fraktale Dimension  $D = \log 8 / \log 3 = 1.8927$ , sein dreidimensionales Analogon, der "Menger-Schwamm", die fraktale Dimension  $D = \log 20 / \log 3 = 2.7268$ . Er hat eine unendliche Fläche, aber nur eine endliche Masse.

Fraktale Körper sind über alle Maßstäbe hinweg *selbstähnlich*. Eine Veränderung des Maßstabs erzeugt eine ähnliche geometrische Struktur. Der einfachste Weg, die Selbstähnlichkeit eines geometrischen Körpers und damit seine fraktalen Eigenschaften zu prüfen, ist die Darstellung der Parameter  $n$  und  $\kappa$  (oder proportionaler Größen) im doppeltlogarithmischen Maßstab. Bei einer fraktalen Geometrie ergibt sich aufgrund der konstanten fraktalen Dimension eine Gerade. Mandelbrot et al. (1984) zeigen, dass eine doppelt-logarithmische Auftragung des Flächen/Umfang-Verhältnisses geschlossener Bruchfiguren auf Bruchflächen einer Stahlprobe eine Gerade ergibt. Aus der Steigung der Ausgleichsgerade folgt die fraktale Dimension  $D = 1.28$ . Ähnliche Untersuchungen wurden zur Rauigkeit natürlichen Gesteinsbruchflächen durchgeführt.



**Abb. 4.29** Ein Sierpinski-Teppich ( $D = \log 8 / \log 3 = 1.8927$ ) und ein Menger-Schwamm ( $D = \log 20 / \log 3 = 2.7268$ ).



**Abb. 4.30** Die Rauigkeit natürlicher Klüfte *JRC* (*Joint Roughness Coefficient*) und ihre fraktale Dimension *D* (Ohnishi, Horita, Ohtani 1989).

Weiterhin wurde versucht, das Trennflächenmuster von Gebirgseinheiten fraktal anzusprechen. So wurden zum Beispiel die im Luftbild bzw. in der geologischen Karte erkennbaren tektonischen Lineamente des San Andreas-Verwerfungssystems in Kalifornien, des zentralen Teils des Japanischen Bogens und das Verwerfungssystem des Meeresbodens im Golf von Suez untersucht. Dafür wurden Flächen und Umfänge der durch Verwerfungen begrenzten Gebirgsblöcke gegeneinander doppeltlogarithmisch aufgetragen oder die Rasterbreite eines Messnetzes mit der Anzahl der Messquadrate verglichen, die die Lineamente überdeckten (*Box Counting-Technik*). In einigen Fällen gelang die Herleitung einer fraktalen Dimension, in anderen nicht. Ähnliche Untersuchungen wurden auch für Kluffgefüge durchgeführt. Festzuhalten ist, dass fraktale Eigenschaften auf geologische Homogenbereiche beschränkt bleiben und auch nur in gebirgstypischen Maßstabsgrenzen (*cutt offs*) gelten. Eine Änderung der lokalen Geologie führt zwangsläufig zu einer Änderung der fraktalen Geometrie. Dennoch erlaubt die fraktale Charakterisierung neben der geometrischen Ansprache von Gebirgskörpern und Gebirgseigenschaften eine erhebliche Daten- und Speicherplatzreduktion, da der Bauplan des fraktalen Musters mit einer Ausgangsgeometrie und einer affinen Transformation unmittelbar simuliert werden kann. Eine Einführung in Fraktale

und Chaos geben zum Beispiel Peitgen, Jürgens und Saupe (2004), eine Anwendung auf die Gebirgsbeschreibung und die Geotechnik gibt zum Beispiel Xie (1993).

## 4.5 Regionalisierte Variablen

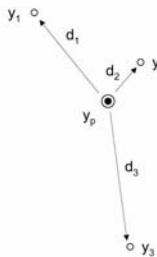
In den 1950er Jahren befasste sich der Bergbauingenieur Daniel G. Krige in Südafrika mit der Frage, wie Informationen aus Erkundungsbohrungen optimiert werden können. Um dies zu erreichen, assoziierte er die Information einer einzelnen Bohrung mit den Informationen aus Nachbarbohrungen. Er *regionalisierte* also die Information, indem er jede Punktinformation als *regionalisierte Variable* deutete und die Gesamtinformation auswertete. Diese Strategie erlaubte es ihm, nicht nur Isolinien zu konstruieren – was mit jedem Interpolationsprogramm möglich ist –, sondern auch den Schätzfehler seiner Karten zu quantifizieren und räumlich darzustellen. Das Prinzip dieser Strategie soll am folgenden Beispiel einer Punktschätzung erläutert werden.

Beim Problem der Punktschätzung ist ein Parameter  $y_p$  aufgrund der Messwerte  $y_i$  benachbarter Punkte zu schätzen. Eine Interpolation zwischen den Nachbarpunkten erlaubt eine entsprechende Schätzung. Dabei kommt nahe gelegenen Nachbarn ein größeres Gewicht zu als weiter entfernten. Um dies zu berücksichtigen, werden Wichtungsfaktoren  $w_i$  als Funktion der Abstände  $d_i$  der benachbarten Messpunkte zum Schätzpunkt eingeführt. Für den Schätzwert  $y_p$  gilt also

$$y_p = \sum_{i=1}^n w_i y_i \quad w_i = f(d_i)$$

wobei

$$\sum_{i=1}^n w_i = 1$$



**Abb. 4.31** Punktschätzung mit drei benachbarten Messpunkten.

Wie berechnen sich nun diese Wichtungsfaktoren? Bei einer linearen Interpolation ergäben sich die Wichtungsfaktoren durch den Vergleich der Einzeldistanzen mit der Summe aller Distanzen

$$\sum_{i=1}^n w_i = \frac{1/d_1}{\sum_{i=1}^n 1/d_i} + \frac{1/d_2}{\sum_{i=1}^n 1/d_i} + \dots + \frac{1/d_n}{\sum_{i=1}^n 1/d_i} = 1$$

woraus für den Schätzwert folgt

$$y_p = \frac{y_1/d_1}{\sum_{i=1}^n 1/d_i} + \frac{y_2/d_2}{\sum_{i=1}^n 1/d_i} + \dots + \frac{y_n/d_n}{\sum_{i=1}^n 1/d_i}$$

Diese lineare Schätzung ( $1/d_i$ ) ist jedoch nur eine von vielen Möglichkeiten. Quadratische Schätzungen ( $1/d_i^2$ ), Schätzungen höherer Ordnung ( $1/d_i^n$ ) oder andere Schätzfunktionen  $f(d_i)$  sind ebenfalls denkbar. Die Anzahl möglicher Schätzfunktionen ist unbegrenzt. Es gibt somit keine Antwort auf die Frage, welches der Wichtungsmodelle zu wählen ist.

Der Arbeit von Krige liegt nun der Gedanke zugrunde, dass die Wichtungsfaktoren nicht nur eine Funktion der Distanzen zu den Nachbarpunkten, sondern auch eine Funktion ihrer *Selbstähnlichkeit* sind. Diese Selbstähnlichkeit lässt sich mithilfe der Autokorrelationsfunktion bzw. der Semivarianzfunktion definieren. Beim *Kriging* wird also die Schätzfunktion mit dem Semivariogramm ersetzt (Krige 1951, Matheron 1963). Soll zum Beispiel der Parameter  $y_p$  mithilfe dreier Nachbarpunkte geschätzt werden, sind die Semivarianzen mit den Wichtungsfaktoren wie folgt zu assoziieren (Davis 2002, Clark 1979)

$$\begin{aligned} w_1 \gamma(d_{11}) + w_2 \gamma(d_{12}) + w_3 \gamma(d_{13}) &= \gamma(d_{1p}) \\ w_1 \gamma(d_{21}) + w_2 \gamma(d_{22}) + w_3 \gamma(d_{23}) &= \gamma(d_{2p}) \\ w_1 \gamma(d_{31}) + w_2 \gamma(d_{32}) + w_3 \gamma(d_{33}) &= \gamma(d_{3p}) \end{aligned}$$

Dabei ergeben sich die Semivarianzen  $\gamma(d_{ij})$  für die Distanzen  $d_{ij}$  zwischen den Messpunkten  $y_i$  und  $y_j$  aus dem vorher aus allen Punktinformationen hergeleiteten Semivariogramm. Da die Summe der Wichtungsfaktoren 1 sein muss, ergibt sich eine weitere Gleichung

$$w_1 + w_2 + w_3 = 1$$

Da für drei unbekannte Wichtungsfaktoren vier Gleichungen zur Verfügung stehen, kann eine vierte Variable zur Minimierung des Schätzfehlers eingeführt werden: der *Lagrange-Multipikator*  $\lambda$ . Somit folgt

$$\begin{aligned} w_1 \gamma(d_{11}) + w_2 \gamma(d_{12}) + w_3 \gamma(d_{13}) + \lambda &= \gamma(d_{1p}) \\ w_1 \gamma(d_{21}) + w_2 \gamma(d_{22}) + w_3 \gamma(d_{23}) + \lambda &= \gamma(d_{2p}) \\ w_1 \gamma(d_{31}) + w_2 \gamma(d_{32}) + w_3 \gamma(d_{33}) + \lambda &= \gamma(d_{3p}) \\ w_1 + w_2 + w_3 + 0 &= 1 \end{aligned}$$

oder, in Matrixschreibweise

$$\begin{vmatrix} \gamma(d_{11}) & \gamma(d_{12}) & \gamma(d_{13}) & 1 \\ \gamma(d_{21}) & \gamma(d_{22}) & \gamma(d_{23}) & 1 \\ \gamma(d_{31}) & \gamma(d_{32}) & \gamma(d_{33}) & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 0 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} w_1 \\ w_2 \\ w_3 \\ \lambda \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \gamma(d_{1p}) \\ \gamma(d_{2p}) \\ \gamma(d_{3p}) \\ 1 \end{vmatrix}$$

bzw.

$$\mathbf{A} \cdot \vec{W} = \vec{B}$$

wobei die Elemente der Matrix  $\mathbf{A}$  und des Vektors  $\vec{B}$  direkt aus dem Semivariogramm ermittelt werden. Nach Lösung des Gleichungssystems ergibt sich der Schätzwert  $y_p$  zu

$$y_p = w_1 y_1 + w_2 y_2 + w_3 y_3$$

Die gewichtete Schätzvarianz für  $y_p$  folgt aus

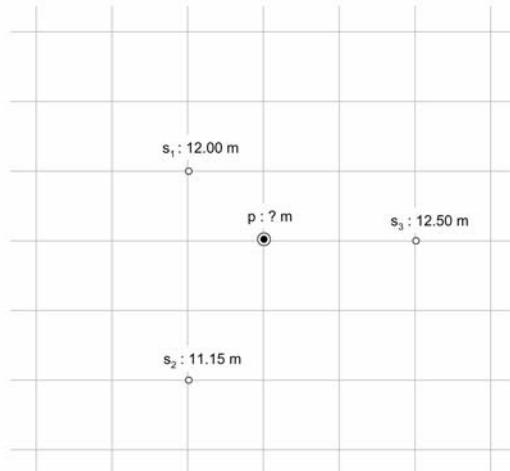
$$s_e^2 = w_1 \gamma(h_{1p}) + w_2 \gamma(h_{2p}) + w_3 \gamma(h_{3p}) + \lambda$$

so dass für den Schätzfehler gilt

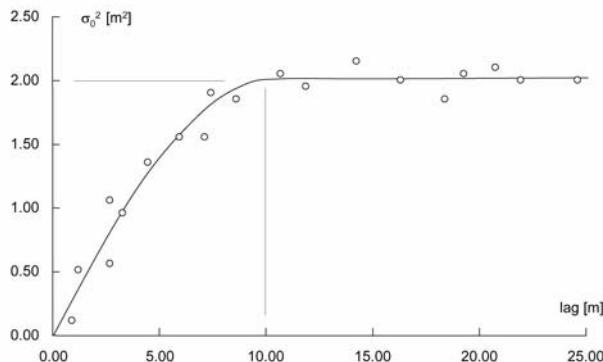
$$s_e = \sqrt{s_e^2}$$

Neben dem besten Schätzwert für  $y_P$  lässt sich also auch der Fehler der Schätzung quantifizieren, ein Aspekt, der *Kriging* gegenüber allen anderen Interpolationsverfahren auszeichnet.

Ein Beispiel (nach Davis 2002): In einer Lagune, die als Vogelschutzgebiet unter Naturschutz steht, ist der Bau einer Beobachtungsstation geplant. Die marinen Sedimente sind wenig tragfähig, doch in 10 bis 15 m Tiefe steht eine Kiesformation an. Die Station soll daher auf Pfählen errichtet werden, die die Bauwerkslasten bis in den tragfähigen Kies leiten.



**Abb. 4.32** Grundriss der Sondierpunkte  $S1$ ,  $S2$  und  $S3$  und des Schätzpunktes  $p$ .



**Abb. 4.33** Experimentelles sphärisches Semivariogramm ( $a = 10$ ,  $\sigma_0^2 = 2 \text{ m}^2$ ).

Drei Sondierungen zeigen die Kiesformation in Tiefen von  $12.00 \text{ m}$  ( $s_1$ ),  $11.15 \text{ m}$  ( $s_2$ ) und  $12.50 \text{ m}$  ( $s_3$ ) an. Aus diesen und weiteren Sondierungen wurde ein experimentelles sphärisches Semivariogramm ( $a = 10$ ,  $\sigma_0^2 = 2 \text{ m}^2$ ) entwickelt. Die drei Punktmeßungen und das Semivariogramm dienen der Abschätzung der Tiefe zur Kiesformation am Punkte  $p$ , wo laut Bauwerksstatik ein Pfahl vorgesehen ist, sowie der Ermittlung des Schätzfehlers.

Aus diesen Vorgaben folgt

$$\begin{vmatrix} 0 & 0.87 & 0.92 & 1 \\ 0.87 & 0 & 1.03 & 1 \\ 0.92 & 1.03 & 0 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 0 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} w_1 \\ w_2 \\ w_3 \\ \lambda \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0.42 \\ 0.66 \\ 0.59 \\ 1 \end{vmatrix}$$

Nach Inversion der quadratischen Matrix ergeben sich die Wichtungsfaktoren  $w_i$  und  $\lambda$  zu

$$\begin{vmatrix} -0.786 & 0.410 & 0.376 & 0.297 \\ 0.410 & -0.697 & 0.287 & 0.345 \\ 0.376 & 0.287 & -0.663 & 0.358 \\ 0.297 & 0.345 & 0.358 & -0.630 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} 0.42 \\ 0.66 \\ 0.59 \\ 1.00 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} w_1 \\ w_2 \\ w_3 \\ \lambda \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0.459 \\ 0.228 \\ 0.313 \\ -0.065 \end{vmatrix}$$

so dass für den Schätzwert folgt

$$t_p = 0.459(12.00) + 0.228(11.15) + 0.313(12.50) = 11.96$$

Für den Schätzfehler gilt

$$s_e = \sqrt{0.459(0.42) + 0.228(0.66) + 0.313(0.59) - 0.065(1.00)} \\ = 0.681$$

Da der Schätzfehler Gauß-normalverteilt ist, kann in einfacher Weise ein Konfidenzintervall abgegrenzt werden. Bei einer vorgegebenen Irrtumswahrscheinlichkeit (einem Signifikanzniveau) von 5% muss die wahre Tiefe zur Kiesformation in einem Intervall liegen, das der doppelten Standardabweichung entspricht. Es gilt daher

$$t_p = 11.963 \pm 2(0.681) = 11.963 \pm 1.362$$

**Tabelle 4.3** Lage der Sondierbohrungen, Tiefen zur Kiesformation, Semivarianzen.

	Rechtswert	Hochwert	Tiefe zur Kiesformation	
s <sub>1</sub>	2.00	4.00	12.00	
s <sub>2</sub>	2.00	1.00	11.15	
s <sub>3</sub>	5.00	3.00	12.50	
p	3.00	3.00	?	
Entfernungen				
	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>	s <sub>3</sub>	p
s <sub>1</sub>	0	3.00	3.16	1.41
s <sub>2</sub>		0	3.61	2.24
s <sub>3</sub>			0	2.00
Semivarianzen				
	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>	s <sub>3</sub>	p
s <sub>1</sub>	0	0.87	0.92	0.42
s <sub>2</sub>		0	1.03	0.66
s <sub>3</sub>			0	0.59

Im Gegensatz zum Punkt-Kriging wird beim *Block-Kriging* die regionalisierte Variable nicht für einen Punkt, sondern für ein Segment, einen *Block*, geschätzt. Das zugrunde liegende Matrix-Kalkül unterscheidet sich kaum vom Punkt-Kriging, da in

$$\begin{vmatrix} \gamma(d_{11}) & \gamma(d_{12}) & \gamma(d_{13}) & 1 \\ \gamma(d_{21}) & \gamma(d_{22}) & \gamma(d_{23}) & 1 \\ \gamma(d_{31}) & \gamma(d_{32}) & \gamma(d_{33}) & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 0 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} w_1 \\ w_2 \\ w_3 \\ \lambda \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \gamma(d_{1A}) \\ \gamma(d_{2A}) \\ \gamma(d_{3A}) \\ 1 \end{vmatrix}$$

sich allein der Vektor der rechten Seite ändert, der nun auf den zu schätzenden Sektor ( $A$ ) und nicht mehr auf den Punkt  $p$  bezogen wird. Block-Kriging erlaubt eine flächendeckende, kartographisch ansprechende Darstellung der regionalisierten Variablen in Form eines Rasternetzes. Beispiele zum Block-Kriging werden im zweiten Teil vorgestellt.

Im Rahmen einer ingenieurgeologischen Feldaufnahme werden neben dem zu kartierenden Zielparameter oft auch Messwerte gesammelt, die mit dem Zielparameter korreliert sind, sich aber wesentlich einfacher messen lassen. Das transportable Punktlastgerät erlaubt zum Beispiel eine schnelle Prüfung der Festigkeit von Gesteinsproben, die mit der wesentlich aufwendiger im Labor zu ermittelnden einaxialen Druckfestigkeit korreliert ist. Im Rahmen des *Ko-Krigings* werden diese sekundären Messwerte und die Korrelationsfunktion genutzt, um den Schätzfehler des Zielparameters zu reduzieren.

Im Gegensatz zum Kriging und Ko-Kriging wird beim *Indikator-Kriging* geprüft, ob die zu kartierende Variable ein vorgegebenes Kriterium erfüllt, ob zum Beispiel ein bestimmter Tongehalt in einem Sedimentvorkommen oder der Grenzwert eines Schadstoffes im Boden überschritten wurde. Die Messwerte werden also als binäre Information gedeutet

$$y_p = \begin{cases} 1 & \text{wenn } y_p \geq y_t \\ 0 & \text{wenn } y_p < y_t \end{cases}$$

d.h.  $y_p$  ist 1, wenn er gleich dem Grenzwert  $y_t$  ist oder ihn überschreitet bzw. 0 wenn er kleiner als  $y_t$  ist. Indikator-Kriging erlaubt also die Kartierung konkreter Grenzen, innerhalb derer ein bestimmtes Kriterium erfüllt ist.

Wie bereits erwähnt, kann ein Semivariogramm auch einen *Trend* (*Drift*) aufweisen. Ein solches *instationäres* Semivariogramm erreicht nach der Reichweite  $a$  kein konstantes Plateau, das der Varianz der Stichprobe entspricht. Vielmehr steigt es weiter an, was auf eine Veränderung der

Stichprobenvarianz mit zunehmendem Verschiebungsweg (Schrittweite  $h$ ) schließen lässt. Um trotzdem eine Krig-Schätzung vornehmen zu können ist es erforderlich, den Trend vom stationären Anteil des Semivariogramms zu trennen. Dieser stationäre *Residualanteil* wird dann der Kriging-Routine zugrunde gelegt. Die Drift-Komponente dient nachträglich der Korrektur der Schätzwerte. Kriging mit instationären Daten wird auch als *Universalkriging* bezeichnet.

## 4.6 Das Theorem von Bayes

Die Ingenieurgeologie zeichnet sich dadurch aus, dass in der praktischen Projektbearbeitung Folgerungen auf der Grundlage eines begrenzten Informationsstandes zu ziehen sind. Dies hat mehrere Gründe: die Datenerhebung ist teuer, wie im Falle der Messung des Spannungs-Verformungsverhaltens in einem geplanten Tunnel; sie ist schwierig, wie im Falle der Ermittlung des Kluftwasserdrucks in einer Felsböschung; manchmal ist sie sogar unmöglich, wie im Falle der Rekonstruktion der Geometrie von Stützpfeilern in einem verlassenen, unzugänglichen Bergwerk, von dem kein Risswerk mehr existiert, keine Pläne mehr vorliegen. Die Analyse von Proben zur Ermittlung des Materialverhaltens erfordert Zeit und Geld, das grundsätzlich knapp ist, und Zeit, die meistens fehlt.

In einigen Fällen ist es möglich, indirekte Informationen zu nutzen. Ein Beispiel: Auf einem ehemaligen Betriebsgelände suchen wir nach kontaminierten Bereichen. Alle Gebäude wurden vor Jahren abgerissen. Bodenproben wurden bislang aus Kostengründen keine genommen. Allerdings wurde eine Erstbewertung aufgrund von alten Betriebsplänen und Luftbildern durchgeführt und eine Gefährdungskarte erstellt, auf der die Wahrscheinlichkeit möglicher, oberflächennaher Baugrundkontaminationen dargestellt ist. Während der Begehung stellen wir fest, dass in einigen Teilbereichen eine bestimmte Pflanzenart dominiert, von der wir wissen, dass sie Bodenschadstoffe anzeigt. Die Auftrittswahrscheinlichkeit dieser Pflanze ist eine Zusatzinformation, mit der wir die Gefährdungskarte aktualisieren können.

Bereits im 18. Jahrhundert beschäftigte sich der englische Mathematiker und Priester Thomas Bayes (1702-1761) mit der Frage, wie man Aussagen mit Zusatzinformationen präzisieren kann. Ausgehend von der Idee, dass die Wahrscheinlichkeit des gemeinsamen Auftretens der Ereignisse  $A$  und

$B$ ,  $p(A \cap B)$ , das Produkt der Eintrittswahrscheinlichkeit  $p(A)$  und der bedingten Wahrscheinlichkeit des Ereignisses  $p(B|A)$ , die das Ereignis  $A$  voraussetzt, ist

$$p(A \cap B) = p(B|A)p(A)$$

bzw.

$$p(A \cap B) = p(A|B)p(B)$$

folgt

$$p(B|A)p(A) = p(A|B)p(B)$$

so dass

$$p(B|A) = \frac{p(A|B)p(B)}{p(A)}$$

Bei mehreren Ereignissen  $B_j$ , die Voraussetzung für das Auftreten von  $A$  sind, gilt nach dem *Satz der vollständigen Wahrscheinlichkeit*

$$p(A) = \sum_{j=1}^n p(A|B_j)p(B_j)$$

woraus schließlich folgt

$$\begin{aligned} p(B_i|A) &= \frac{p(A|B_i)p(B_i)}{\sum_{j=1}^n p(A|B_j)p(B_j)} \\ &= \frac{L(A|B_i)p'(B_i)}{\sum_{j=1}^n L(A|B_j)p'(B_j)} = p''(B_i|A) \end{aligned}$$

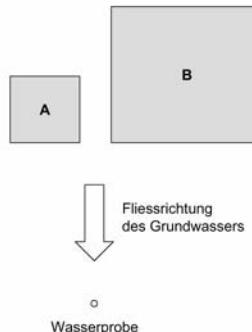
eine Beziehung, die als *Bayessches Theorem* bezeichnet wird, mit  $p(B)$  bzw.  $p'(B)$  als *priori* Wahrscheinlichkeit,  $p(B|A)$  bzw.  $p''(B|A)$  als *posteriori* Wahrscheinlichkeit und  $p(A|B)$  bzw.  $L(A|B)$  als *likelihood-Funktion*. Für ingenieurgeologische Aufgabestellungen ist das Bayessche Theorem eine nützliche Beziehung, da oft eine bedingte Wahrscheinlichkeit bekannt ist, jedoch die komplementäre Aussage interessiert. In unserem Ausgangsproblem ist die Wahrscheinlichkeit einer Kontamination die priori-Wahrscheinlichkeit  $p'(K)$ , die beobachtete Häufigkeit der schadstoffanzeigenden Pflanzen die Zusatzinformation  $L(S|K)$  und die Wahrscheinlichkeit

der Kontamination unter Berücksichtigung dieser Zusatzinformation die aktualisierte posteriori-Wahrscheinlichkeit  $p''(K|S)$ .

Ein Beispiel: Die Analyse einer Wasserprobe aus einem Peilbrunnen in einem Hafengebiet weist auf eine Grundwasserkontamination hin. Im Oberstrombereich gibt es zwei Öl-Raffinerien, eine produziert 10 Millionen Tonnen Öl pro Jahr (R1), die zweite (R2) produziert 30 Millionen Tonnen pro Jahr. Aufgrund dieser Information ergeben sich die *priori*-Wahrscheinlichkeiten, dass die Kontamination von der größeren bzw. der kleineren Raffinerie stammt, wie folgt

$$p(R_1) = \frac{10}{40} = 0.25$$

$$p(R_2) = \frac{30}{40} = 0.75$$



**Abb. 4.34** Lokalisierung der Quelle der Verschmutzung mit Bayesschem Updating.

Die Auswertung der Unfallstatistiken beider Raffinerien zeigt jedoch, dass es in den letzten 25 Jahren 12 Störfälle (SF) gab, bei denen Grundwasser kontaminiert wurde, 10 im kleineren Werk und nur 2 im größeren Werk. Diese Zusatzinformation ermöglicht die Ermittlung bedingter Wahrscheinlichkeiten

$$p(SF|R_1) = \frac{10}{12} = 0.83$$

$$p(SF|R_2) = \frac{2}{12} = 0.17$$

woraus *a posteriori* für die kleinere Raffinerie folgt

$$\begin{aligned}
 p(R_1|SF) &= \frac{p(SF|R_1)p(R_1)}{p(SF|R_1)p(R_1) + p(SF|R_2)p(R_2)} \\
 &= \frac{(0.83)(0.25)}{(0.83)(0.25) + (0.17)(0.75)} \\
 &= 0.62
 \end{aligned}$$

und für die größere Raffinerie

$$p(R_2|SF) = 1 - p(R_1|SF) = 1 - 0.62 = 0.38$$

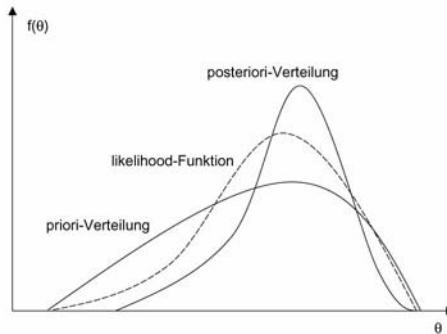
Es ist demnach wahrscheinlicher, dass die kleinere Raffinerie die Grundwasserkontamination verursacht hat.

Bayessche Statistik kann auch der Aktualisierung eines zu schätzenden, statistischen Parameters  $\theta$  dienen. Diese Aktualisierung kann zum Beispiel durch eine Messung oder ein Experiment erfolgen. Die Verteilung (Wahrscheinlichkeitsdichte) vor Ausführung des Experiments ist die *priori*-Verteilung  $f'(\theta)$ , die Zusatzinformation durch das Experiment  $\varepsilon$  wird als *likelihood*-Funktion  $p(\varepsilon|\theta)$  bzw.  $L(\theta)$  interpretiert. *Priori*-Verteilung und *likelihood*-Funktion werden auf der Grundlage des Bayesschen Theorems zur Ermittlung der aktualisierten *posteriori*-Verteilung  $f''(\theta)$  kombiniert (Ang & Tang 1975)

$$f''(\theta) = \frac{p(\varepsilon|\theta)f'(\theta)}{\int_{-\infty}^{\infty} p(\varepsilon|\theta)f'(\theta)d\theta} = \frac{L(\theta)f'(\theta)}{\int_{-\infty}^{\infty} L(\theta)f'(\theta)d\theta}$$

Der Bayessche Schätzwert (*point estimator*) für den Erwartungswert (Mittelwert) folgt aus

$$\theta'' = \int_{-\infty}^{\infty} \theta f''(\theta)d\theta$$



**Abb. 4.35** Priori-Verteilung, likelihood-Funktion, posteriori-Verteilung.

Ein Beispiel (nach Ang & Tang 1975): Der Bau eines Lagerhauses ist geplant. Zur Abtragung der Lasten in den Baugrund, der aus sandigen, marinen Sedimenten besteht, sind Pfahlgründungen vorgesehen. Jeder Pfahl hat, laut statischer Berechnung, 30 MN an Bauwerkslasten aufzunehmen. Es liegen keine Erfahrungswerte für die Tragfähigkeit des Bodens im Projektgebiet vor. Diese diffuse Vorinformation wird als *priori*-Information verstanden und als Gleichverteilung (Rechteckverteilung) der Versagenswahrscheinlichkeit  $p$  des Pfahls interpretiert

$$f'(p) = 1.0, \quad 0 \leq p \leq 1$$

Zur besseren Einschätzung der Tragfähigkeit ordnet der Gutachter einen Belastungsversuch an. Der Pfahl versagt vor der maximalen Belastung von 30 MN. Auf der Grundlage eines einzelnen Belastungsversuches ergibt sich die *likelihood*-Funktion als einfache Versagenswahrscheinlichkeit  $p$ , so dass für die *posteriori*-Wahrscheinlichkeitsfunktion  $f''(p)$  folgt

$$\begin{aligned} f''(p) &= \frac{pf'(p)}{\int_0^1 pf'(p)dp} \\ &= \frac{p(1.0)}{\int_0^1 p(1.0)dp} \\ &= 2p \end{aligned}$$

Der Bayes-Schätzwert der Versagenswahrscheinlichkeit  $p'$  ist somit

$$p'' = \int_0^1 p(2p)dp = 0.667$$

Würde eine Testreihe mit  $n$  Belastungsversuchen zeigen, dass  $r$  Pfähle noch vor der Maximalbelastung von 30 MN versagen, dann kann die *likelihood*-Funktion als Binomial-Verteilung interpretiert werden

$$L(p) = \binom{n}{r} p^r (1-p)^{n-r}$$

Kombiniert mit der diffusen *priori*-Verteilung ergibt sich die *posteriori*-Wahrscheinlichkeitsdichte für  $p$  zu

$$f''(p) = \frac{\binom{n}{r} p^r (1-p)^{n-r}}{\int_0^1 \binom{n}{r} p^r (1-p)^{n-r} dp}$$

Für den Bayes-Schätzwert folgt

$$p'' = \frac{\int_0^1 p \binom{n}{r} p^r (1-p)^{n-r} dp}{\int_0^1 \binom{n}{r} p^r (1-p)^{n-r} dp} = \frac{\int_0^1 p^{r+1} (1-p)^{n-r} dp}{\int_0^1 p^r (1-p)^{n-r} dp}$$

und schließlich

$$p'' = \frac{r+1}{n} \frac{\int_0^1 (p^n - p^{n+1}) dp}{\int_0^1 (p^{n-1} - p^n) dp} = \frac{r+1}{n+2}$$

woraus sich für eine große Anzahl von Belastungsversuchen das klassische Ergebnis ergibt

$$p'' = \frac{r}{n}$$

Vor diesem Hintergrund lassen sich statistische Kennwerte mit dem Bayesschen Ansatz durch Zusatzbeprobungen konkretisieren. Angenommen, eine Testreihe liefert die Einzelwerte  $x_1, x_2 \dots x_n$  einer Grundgesamtheit, die durch eine kontinuierliche Verteilungsfunktion  $f_X(x)$  definiert ist, dann folgt für die *posteriori*-Verteilung des zu schätzenden Parameters (Ang & Tang 1975)

$$f''(\theta) = \frac{\left[ \prod_{i=1}^n f_X(x_i | \theta) dx \right] f'(\theta)}{\int_{-\infty}^{\infty} \left[ \prod_{i=1}^n f_X(x_i | \theta) dx \right] f'(\theta) d\theta} = \frac{L(\theta) f'(\theta)}{\int_{-\infty}^{\infty} L(\theta) f'(\theta) d\theta}$$

Für eine normalverteilte Grundgesamtheit ergibt sich zum Beispiel die *likelihood*-Funktion des Mittelwertes  $\mu$  zu

$$L(\mu) = \prod_{i=1}^n \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x_i - \mu}{\sigma}\right)^2\right] = \prod_{i=1}^n N_\mu(x_i, \sigma)$$

mit  $N_\mu$  als Gauß-Verteilungsfunktion von  $\mu$  mit dem Mittelwerten  $x_i$  und der Standardabweichung  $\sigma$ . Nach Umformung folgt

$$L(\mu) = N_\mu\left(\bar{x}, \frac{\sigma}{\sqrt{n}}\right)$$

so dass für die *posteriori*-Verteilung des Mittelwertes gilt

$$f''(\mu) = \frac{L(\mu)N_\mu(\mu', \sigma')}{\int_{-\infty}^{\infty} L(\mu)N_\mu(\mu', \sigma') d\mu}$$

Für den Bayes-Schätzwert des Mittelwertes folgt

$$\mu''_\mu = \frac{\bar{x}(\sigma'_\mu)^2 + \mu'_\mu(\sigma^2/n)}{(\sigma'_\mu)^2 + (\sigma^2/n)}$$

mit der Standardabweichung

$$\sigma''_\mu = \sqrt{\frac{(\sigma'_\mu)^2(\sigma^2/n)}{(\sigma'_\mu)^2 + (\sigma^2/n)}}$$

Ein Beispiel: Das aus Kalkstein bestehende Tragwerk einer spätmittelalterlichen Kathedrale ist infolge des sauren Regens bereits stark verwittert. Untersuchungen zur Standsicherheit wurden angeordnet, in deren Rahmen die Druckfestigkeit des Kalksteins untersucht werden soll. Daraufhin wurden fünf Bohrproben aus unverwitterten Teilen des Tragwerks der Kathedrale entnommen. Folgende Druckfestigkeiten  $D$  [MN] wurden ermittelt

102, 89, 98, 87, 105

Der Kalkstein wurde im nahe gelegenen Steinbruch gewonnen. Aufgrund regelmäßig durchgeföhrter Qualitätsuntersuchungen des Steinbruchbetreibers werden die mittlere Druckfestigkeit, die Standardabweichung und der Standardfehler des Mittelwertes angegeben mit

$$\begin{aligned} N_D(\mu'_D, \sigma'_D) &= N(99.00, 5.50) \\ N_{\mu_D}(\mu'_{\mu_D}, \sigma'_{\mu_D}) &= N(99.00, 2.53) \end{aligned}$$

Wie groß ist die mittlere Druckfestigkeit des Kalksteins aufgrund der *priori*-Information der Steinbruchbetreiber und der Zusatzinformation der entnommenen Bohrproben? Aus den Bohrproben ergeben sich folgender Mittelwert und Standardfehler

$$N_{\bar{D}}(\bar{D}, \sigma_D / \sqrt{n}) = N_{\bar{D}}(96.20, 5.50 / \sqrt{5}) = N_{\bar{D}}(96.20, 2.46)$$

Daraus folgen der aktualisierte *posteriori*-Mittelwert und dessen Standardfehler

$$\begin{aligned} \mu''_{\mu_D} &= \frac{\bar{D}(\sigma'_{\mu_D})^2 + \mu'_{\mu_D}(\sigma_D^2/n)}{(\sigma'_{\mu_D})^2 + (\sigma_D^2/n)} = \frac{96.20(2.53)^2 + 99.00(2.46)^2}{(2.53)^2 + (2.46)^2} = 97.56 \\ \sigma''_{\mu_D} &= \sqrt{\frac{(\sigma'_{\mu_D})^2(\sigma_D^2/n)}{(\sigma'_{\mu_D})^2 + (\sigma_D^2/n)}} = \sqrt{\frac{(2.53)^2(2.46)^2}{(2.53)^2 + (2.46)^2}} = 1.76 \end{aligned}$$

Aus diesem Beispiel folgt, dass das Streumaß eines statistischen Kennwertes, wie z.B. des Mittelwertes, bei Berücksichtigung von Zusatzinformationen verringert werden kann. Die *Kurtosis* oder Wölbung seiner Verteilungsfunktion wird steiler, die Verteilung wird somit schärfer.

Die Berücksichtigung von Zusatzinformationen optimiert somit das Informationsniveau und die Verlässlichkeit statistischer Kennwerte. Mit Anwendung des Bayesschen Ansatzes müssen weniger Daten gesammelt und weniger Versuche durchgeführt werden, um eine verlässliche Aussage zu den statistischen Eigenschaften des untersuchten Kennwertes zu erhalten. Dies hat direkte Auswirkungen auf die Zeit- und Kosteneffektivität einer Untersuchungsmaßnahme. Bayessche Statistik ist daher ein wertvolles Hilfsmittel für jeden Erdwissenschaftler und wird neben den bereits besprochenen Anwendungsfällen u.a. auch bei der Optimierung des Stichprobenumfangs, der Modellierung von Parametern, die schwer oder überhaupt nicht messbar sind und der Interpretation von regionalisierten Punktinformationen im Sinne der Kriging-Routinen genutzt.

## Übungen

- 4-1 Im Rahmen einer Straßenbaumaßnahme soll eine Felsböschung angeschnitten werden. Es besteht jedoch die Gefahr, dass die angeschnittene Böschung entlang der Schichtflächen in die Baugrube rutschen könnte. Um eine Standsicherheitsuntersuchung durchführen zu können ist es notwendig, den Reibungswinkel entlang der Schichtflächen abzuschätzen. Eine erste Aussage zum Mittelwert des Reibungswinkels ergibt sich aus dem Spektrum möglicher Ausprägungen des Reibungswinkels. Er kann, vorausgesetzt es liegt kein Zwischenmittel in der Schichtfuge vor, nicht kleiner als der Basisreibungswinkel sein, d.h. des Reibungswinkels, der sich auf der gesägten, glatten Fläche einer Probe ergeben würde. Der Basisreibungswinkel liegt bei den hier anstehenden Grauwacken bei etwa  $20^\circ$ . Der maximal mögliche Reibungswinkel lässt sich über die Rückrechnung von Versagensfällen abschätzen. Danach wurde bislang kein Reibungswinkel rückgerechnet, der  $35^\circ$  überstiegen hätten. Wie groß ist die Wahrscheinlichkeit, dass der Reibungswinkel kleiner als  $25^\circ$  ist? Da keine weiteren Informationen vorliegen ist die Wahrscheinlichkeitsdichte  $f(x)$  des Reibungswinkels als gleichverteilt anzunehmen.
- 4-2 Mit einem mobilen Punktlastversuchsgerät lässt sich für Gesteinsproben ein Festigkeitsindex  $I_p$  [MPa] ermitteln, der mit der einaxialen Druckfestigkeit korreliert werden kann. Für die im Kartiergebiet vorliegenden Sandsteinfolgen wurden folgende Festigkeitswerte  $I_p$  ermittelt

4.4, 4.2, 4.5, 4.0, 4.3, 4.1, 3.9, 4.2, 4.5, 3.8, 4.0, 4.3, 4.2, 4.2, 4.1, 4.5, 4.2, 4.3, 4.1, 3.7, 4.0, 4.5, 4.6, 4.3, 4.2 ( $n = 25$ )

Im benachbarten Kartiergebiet wurden folgende Festigkeitsbeiwerte für Sandstein ermittelt

3.7, 4.5, 4.2, 4.4, 4.3, 4.0, 3.5, 3.9, 4.3, 4.3 ( $n = 10$ )

Stammen beide Stichproben aus der gleichen Grundgesamtheit?

- 4-3 Eine Baugrube von  $10000 \text{ m}^3$  ist auszuheben. Der Baugrund besteht aus pleistozänen Sedimenten von denen aufgrund geologischer Untersuchungen bekannt ist, dass erratische Blöcke (Findlinge) auftreten, die einen mittleren Durchmesser von einem Meter haben. Erfahrungsgemäß bestehen etwa 0.5 Volumenprozenten des Aushubs aus Findlingen. Da für ihre Extraktion spezielles Gerät benötigt wird und Verzögerungen im Bauablauf zu erwarten sind, interessiert den Bau-

unternehmer, wie groß die Wahrscheinlichkeit ist, dass ein, zwei, oder sogar mehr Findlinge zu extrahieren sind.

- 4-4 In devonischen Sedimentgesteinen des Rheinischen Schiefergebirges wurden für verschiedene stratigraphische Einheiten Schichtabstände gemessen. Die Koeffizienten der (quadrierten) Schiefe und der Wölbung ergaben sich zu

$$(\beta_1^2, \beta_2) = (1.82, 4.85; 1.00, 3.35; 2.72, 5.71; 0.52, 2.95)$$

Welcher statistischen Verteilung folgen die Schichtabstände?

- 4-5 An 10 Proben aus einem tertiären Tonvorkommen wurden Scherver suchen durchgeführt, um Reibungswinkel und Kohäsion zu bestimmen. Es ergaben sich folgende Wertepaare

$$\varphi/c_i = 25/50, 22/65, 32/18, 29/20, 28/30, 38/5, 36/6, 32/12, 27/38, 23/45 [\text{°}/\text{kN/m}^2]$$

Liegt eine Korrelation zwischen Reibungswinkel und Kohäsion vor?

- 4-6 In einer Gebirgsregion wird eine Statistik zum Auftreten von Rutschungen geführt. Die monatliche Häufigkeit von Rutschungen ist im folgenden Histogramm dargestellt. Liegt eine zyklische Wiederholung der Rutschungshäufigkeiten vor?

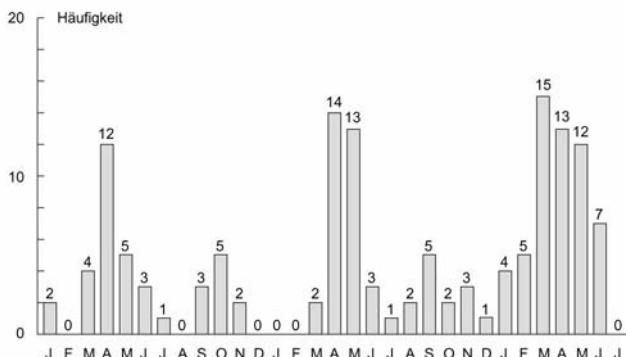
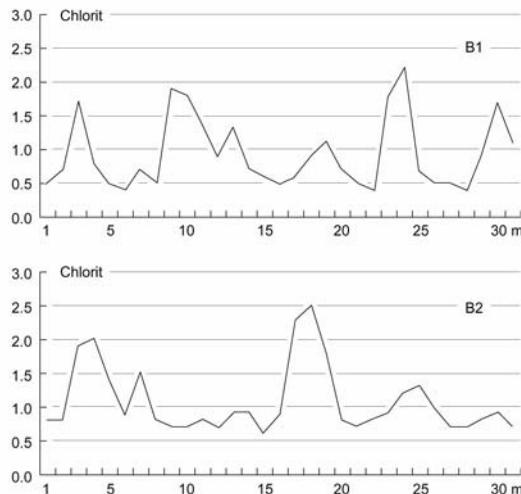


Abb. 4.36 Histogramm der Rutschungshäufigkeiten.

- 4-7 Mithilfe zweier Bohrungen, die diesseits und jenseits einer Verwerfung abgeteuft wurden, soll der vertikale Verwerfungsbeitrag (die gegenseitige vertikale Verschiebung) rekonstruiert werden. Die im Un-

tersuchungsgebiet vorliegenden monotonen Grauwackeserien weisen allerdings keine Leithorizonte auf, die eine direkte Bestimmung des Verschiebungswegs zuließen. Aufgrund der Schwankungen des mittleren Chloritanteils soll nun versucht werden, die Bohrungen miteinander zu vergleichen. Lässt sich der Verschiebungsbetrag über eine Kreuzkorrelation ermitteln?



**Abb. 4.37** Chloridanteile in Bohrung B1 und B2.

- 4-8 Ein Gelände, auf dem im Mittelalter Kupfer abgebaut und verhüttet wurde, soll mit Wohnbebauung entwickelt werden. Im Rahmen der ingenieurgeologischen Ersterkundung werden Hinweise auf eine mögliche, oberflächennahe Kupferkontaminationen gesucht. Die gemeine Grasnelke (*Armeria maritima*) ist eine Indikatorpflanze für Kupfer im Boden. Entlang eines Messprofils wird daher die Anzahl der Grasnelken in Messquadraten von 20 m x 20 m registriert

3, 5, 11, 12, 8, 19, 22, 18, 11, 13

Mit den aufgezeichneten Häufigkeiten ist ein experimentelles Semivariogramm zu erstellen. Es dient als Vorstudie einer späteren, flächigen Erfassung von *Armeria maritima*.

- 4-9 Bei einer Erkundungsbohrung werden folgende Gesteinsfolgen ange troffen: Konglomerat *K*, Sandstein *S*, Siltstein *U*, Tonstein *T*

0 - 10 m	U	S	K	S	S	K	K	T	U	S
10 - 20 m	K	S	S	K	T	U	S	S	S	K
20 - 33 m	K	K	U	?						

Wie hoch ist die Wahrscheinlichkeit, dass im nächsten Bohrmeter wieder Konglomerat erbohrt wird? Wie groß ist die Wahrscheinlichkeit, dass im übernächsten Bohrmeter wieder Konglomerat erbohrt wird?

- 4-10 Bei einer gefügekundlichen Aufnahme werden folgende Raumdaten für die Schichtung gemessen:

$\alpha, \vartheta : 123, 25; 147, 22; 120, 24; 111, 24; 142, 26; 133, 27; 135, 22; 156, 21; 110, 25; 101, 25; 133, 20; 123, 22; 145, 25; 126, 24$  ( $n = 14$ )

Bestimme den Regelungsgrad, die Einfallsrichtung und das Einfallen des Schwerpunktsvektors, die sphärische Standardabweichung und den Vertrauenskegel des Schwerpunktsvektors für eine Irrtumswahrscheinlichkeit von  $\alpha = 0.1$ .

- 4-11 In einem Trockental wurde im Rahmen einer geologischen Exkursion ein Knochen-Fragment einer bislang unbekannten, kreidezeitlichen, marinen Fischsaurier-Spezies gefunden (nach Davis 2002). Um weitere Fragmente zu finden ist geplant, den Flusslauf oberhalb des Fundorts abzusuchen. Leider teilt sich der Fluss unmittelbar stromaufwärts in zwei Seitenarme. Es ist daher nicht klar, von welchem Seitenarm das Fragment zum Fundort transportiert wurde. Das Einzugsgebiet  $E_1$  des größeren Seitenarms beträgt 18 Quadratkilometer, das Einzugsgebiet  $E_2$  des kleineren Seitenarms 10 Quadratkilometer.

(a) Wie gross ist die Wahrscheinlichkeit, dass das Fossil aus dem größeren Einzugsgebiet stammt? Die Auswertung der geologischen Karte zeigt, dass in 35% des größeren Einzugsgebiets marines, kreidezeitliches Gebirge aufgeschlossen ist, wogegen das kleinere Einzugsgebiet zu 80 % aus marinen, kreidezeitlichen Aufschlüssen besteht.

(b) Wie groß ist die Wahrscheinlichkeit, dass das das Fossil aus dem größeren Einzugsgebiet stammt, unter Berücksichtigung dieser Zusatzinformation?

- 4-12 Im Rahmen eines Baugrundgutachtens ist die Scherfestigkeit des im Projektgebiet anstehenden marinen Feinsands zu ermitteln. Recher-

chen in Archiven ergaben, dass bereits umfangreiche Untersuchungen zur Scherfestigkeit durchgeführt wurden. Danach folgt sein Reibungswinkel einer Lognormalverteilung. Die Einzelmessungen lassen sich durch Bildung des Logarithmus in normalverteilte Messwerte umwandeln. Für den Mittelwert, die Standardabweichung und den Standardfehler des Mittelwertes gilt

$$N_{\ln \varphi}(\mu'_{\ln \varphi}, \sigma'_{\ln \varphi}) = N(3.25, 0.65)$$

$$N_{\mu_{\ln \varphi}}(\mu'_{\mu_{\ln \varphi}}, \sigma'_{\mu_{\ln \varphi}}) = N(3.25, 0.15)$$

Ergänzend zu dieser Vorinformation wurden im Projektgebiet 5 ungestörte Bodenproben entnommen und in einem bodenmechanischen Labor untersucht. Die Scherversuche ergaben die folgenden Reibungswinkel

$$\varphi = 25.4^\circ, 24.7^\circ, 21.6^\circ, 26.4^\circ, 25.1^\circ$$

Wie groß ist der Schätzwert des Mittelwerts des Reibungswinkels und dessen Standardabweichung unter Berücksichtigung dieser Messwerte?

## **II. Erkundung**

# **5 Ingenieurgeologische Erkundung**

## **5.1 Ziel**

Ziel der *ingenieurgeologischen Erkundung* ist die Untersuchung des Geländes im Hinblick auf eine vorgegebene Problemstellung. Sie umfasst

- die Kartierung der geologischen Vorgaben, die relevant sind für die
- Lösung des vorgegebenen Problems oder die Beurteilung der Machbarkeit eines geplanten Projekts.

Die ingenieurgeologische Erkundung beinhaltet also die Auswertung der verfügbaren Unterlagen zur Geologie des Projektgebietes, die Ansprache der geologischen Verhältnisse im Feld, die Aufnahme der anthropogenen Überprägung, die Analyse von Proben im Feld und im Labor, die Darstellung der Ergebnisse in Plan und Profil und ihrer Erläuterung in einem für alle Beteiligten verständlichen Bericht, der das geologische Inventar zutreffend beschreibt, seine Bedeutung für das Projekt deutlich macht und mögliche Risiken aufzeigt.

Neben der ingenieurgeologischen Erkundung sind im Rahmen der Vorplanung weitere Expertisen in Auftrag zu geben, in denen die Umweltverträglichkeit des Projekts untersucht, die finanzielle Machbarkeit offen gelegt und die Verträglichkeit mit den gesellschaftlichen Rahmenbedingungen nachgewiesen wird. Dabei ist eine Bürgerbeteiligung unerlässlich.

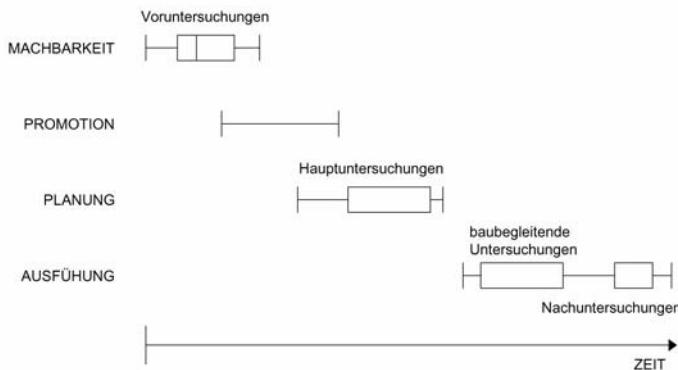
## 5.2 Etappen

Ganz gleich welche Größenordnung das Projekt hat, ob es sich um eine einfache Baugrunduntersuchung für ein Wohnhaus handelt oder eine grossräumige Geländeaufnahme für ein Staudammprojekt, die grundsätzlichen Etappen der ingenieurgeologischen Erkundung sind die gleichen. Sie untergliedern sich in *Voruntersuchungen*, *Hauptuntersuchungen*, *projektbegleitende Untersuchungen* und *Nachuntersuchungen*.

- Im Rahmen der *Voruntersuchungen* werden zuerst die Zuständigkeiten der am Projekt beteiligten Parteien abgeklärt. Danach beginnt die *Vorauswertung (desk study)*, in der die verfügbaren ingenieur- und hydrogeologischen Planungsunterlagen gesammelt, aufbereitet und im Hinblick auf das geplante Projekt ausgewertet werden. Eine *Erstbegehung* des Geländes wird durchgeführt, bei der zu prüfen ist, inwieweit die vorliegenden Planungsunterlagen die tatsächlichen Verhältnisse vor Ort wiedergeben. Darauf folgt die *Vorerkundung (field reconnaissance)*, in deren Rahmen eine *ingenieurgeologische Kartierung* durchgeführt wird. Sie umfasst die Aufnahme der geologischen, geomorphologischen und hydrogeologischen Aspekte, der Flora und Fauna und der anthropogenen Überprägung des Geländes. Gebirgsaufschlüsse werden geologisch angesprochen und gefügekundlich aufgenommen. Handproben werden genommen und erste, einfache Felduntersuchungen (*Indextests*) zur Bestimmung von Art, Festigkeit und Verformbarkeit des anstehenden Materials werden durchgeführt.
- Die *Hauptuntersuchungen* entsprechen der eigentlichen *Baugrunderkundung (field investigation)*. In dieser Phase werden die geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse noch eingehender untersucht: Schürfe werden angelegt und Bohrungen werden abgeteuft, Proben werden genommen und im Labor analysiert, Bohrkerne werden geologisch angesprochen, das Spannungs-Verformungsverhalten des Baugrunds wird mit Versuchsgeräten gemessen. Im Gegensatz zu den Voruntersuchungen ist diese Untersuchungsphase wesentlich kostenintensiver.
- Die *projektbegleitenden Untersuchungen* beginnen bereits vor der eigentlichen Baumassnahme mit der *Beweissicherung*, bei der der Zustand von Sachgütern (Gebäude, Verkehrswege, historische Besonderheiten, etc.), von Ressourcen und von Schutzwässern (Oberflächenwässer, Grundwasser, schützenswerter Wald, etc.) dokumentiert wird. Mit Baubeginn werden die durch die Baumassnahmen neu entstandenen Aufschlüsse aufgenommen und mit der Prognose aus den Vor- und Haupt-

untersuchungen verglichen. Bei Diskrepanzen ergeben sich möglicherweise Konsequenzen für die Planung, die dann entsprechend anzupassen ist.

- Nach Abschluss der Baumassnahmen ist im Rahmen der *Nachuntersuchungen* zu prüfen, ob sich das Bauwerk und der Baugrund wie prognostiziert verhalten. Übersteigen etwa die Setzungen infolge der Bauwerkslasten ein tolerables Mass, wird es zu Bauwerksschäden kommen. Bewegt sich der im Zuge der Baumassnahmen angeschnittene Hang mehr als erwartet, sind Sicherungsmassnahmen erforderlich. Kommt es zu einer Kontamination des Grundwasserleiters im Abstrombereich der neu errichteten Deponie, sind Sanierungsmassnahmen unumgänglich.



**Abb. 5.1** Ablaufschema einer ingenieurgeologischen Erkundung: Zuerst wird die Machbarkeit des Projekts im Rahmen der Voruntersuchungen geklärt. Danach werden Kritiker des Projektes von dessen Nutzen überzeugt und die Finanzierung wird sichergestellt (Promotion). Daran schließt die Planungsphase mit den ingenieurgeologischen Hauptuntersuchungen an. Während der Ausführung des Projektes, der Bauphase, werden projektbegleitende Untersuchungen durchgeführt. Nachuntersuchungen stellen sicher, dass Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit gewährleistet sind (nach Kennard & Wakeling 1979).

Jede Etappe der ingenieurgeologischen Untersuchung schließt mit einer gutachterlichen Stellungnahme ab. Diese Berichte dienen der Entscheidungsfindung der am Projekt beteiligten Parteien. Der Stil der Gutachten muss den unterschiedlichen Wissensniveaus der Leser gerecht werden, das Gutachten muss klar strukturiert sein und sich auf das Wesentliche beschränken, so dass Fehlinterpretationen und Fehlentscheidungen vermieden werden.

Mit jedem Arbeitsschritt steigen die Kosten: nach der Vorauswertung und der Vorerkundung, die oft in einem Bericht zusammengefasst werden, fällt die Schlüsselentscheidung zur Machbarkeit des Projekts. Wenn diese gegeben ist, werden die wesentlich kostspieligeren Hauptuntersuchungen in Auftrag gegeben, auf die sich die statische Bemessung des Bauwerks stützt. Während der Ausführung der Baumaßnahme werden grundsätzliche Planungsänderungen kaum noch akzeptiert. Allenfalls Detailänderungen werden zugelassen, wobei in diesen Fällen vom Auftraggeber immer die Kostenverantwortlichkeit zur Diskussion gestellt werden wird. Generell kann man davon ausgehen, dass Vor- und Hauptuntersuchungen weniger als 5% der gesamten Projektkosten ausmachen, in den meisten Fällen allenfalls 0.5-1% (Blyth & de Freitas 1984:173). Unbedachte Einsparungen ingenieurgeologischer Erkundungsmaßnahmen stehen daher in keinem Verhältnis zu den Kosten, die eine falsche Einschätzung der geologischen Situation verursachen könnte.

Fehlinterpretationen sind jedoch leicht möglich. Mit den in den folgenden Abschnitten vorgestellten Erkundungsmethoden wird das Projektgebiet zwar hinsichtlich der an der Oberfläche zu Tage tretenden geologischen Aufschlüsse hinreichend erfasst, die Vorhersage des Baugrundverhaltens im tieferen Untergrund, in dem Bauwerkslasten abgetragen, Tunnel aufgefahren oder potentielle Gleitflächen entstehen, ist jedoch mit großen Unsicherheiten belastet: Schürfe erlauben nur einen oberflächennahen Einblick, Bohrungen liefern nur linienförmige Aufschlüsse, geophysikalische Messungen haben immer einen erheblichen Interpretationsspielraum. Die Beprobung des Untergrundes kann nur einen verschwindend geringen Prozentsatz des Baugrundes abdecken, der später mit dem Bauwerk interagieren wird. Der Ingenieurgeologe muss also die wenigen, aufgrund des vorgegebenen Budgets möglichen Aufschlüsse auf der Grundlage seiner Fachkenntnis und Erfahrung so deuten, dass der Baugrund zutreffend beschrieben, die Fragestellung zufriedenstellend gelöst und die noch verbliebenen Unsicherheiten deutlich werden. Er hat in seiner gutachterlichen Stellungnahme auf die relative Verlässlichkeit seiner Angaben hinzuweisen, um Planungskonflikte und Störungen im Projektlauf zu vermeiden. Die Qualität eines Gutachtens zeichnet sich daher auch durch die präzise Beschreibung möglicher Fehlinterpretationen aus und dem Hinweis auf notwendige Zusatzuntersuchungen, mit denen noch offene Fragen zu klären sind.

Ingenieurgeologische Erkundungen werden für die unterschiedlichsten Problemstellungen und in jedem möglichen Maßstab durchgeführt. Das klassische Baugrundgutachten stützt sich auf Erkundungsmaßnahmen zur Untersuchung der Wechselwirkung zwischen dem geplanten Bauwerk und dem vorliegenden Baugrund. Bei einem Staudammprojekt liefert die inge-

nieurgeologische Kartierung darüber hinaus Entscheidungskriterien für die Wahl des Standorts des Sperrbauwerks, die nicht nur von der Tragfähigkeit, sondern auch von der Durchlässigkeit des Untergrundes abhängt. Bei einem Tunnelprojekt wird auf der Basis der ingenieurgeologischen Stellungnahme die geotechnisch günstigste Trassenwahl getroffen, bei der die Standsicherheit des Gebirges und das Auftreten von Verwerfungszonen die entscheidenden Kriterien sind.

Neben bautechnischen Projekten befasst sich der Ingenieurgeologe auch mit der Klärung der Ursachen von Rutschungen und Bergstürzen, Erdfällen und Bergsenkungen und mit der Verschmutzung von Aquiferen und weiteren Umweltproblemen. Auch bei diesen Untersuchungen gilt die vorgestellte Erkundungsstrategie mit den Etappen Voruntersuchungen, Hauptuntersuchungen, begleitende Untersuchungen und Nachuntersuchungen. Ziel ist es, einen Schadensfall zu verhindern oder einen eingetretenen Schaden zu erklären und zu sanieren. Dabei stützt sich der Ingenieurgeologe auf eine solide, geologische Grundausbildung und Kenntnisse in der Mechanik und der Hydraulik, wie sie im ersten Teil angesprochen wurden. Er ist sich über die Unschärfe der auszuwertenden Daten und der angenommenen Modelle bewusst und thematisiert dies in seiner gutachterlichen Stellungnahme.

## Übungen

- 5.1 Obwohl die ingenieurgeologische Erkundung entscheidend dazu beiträgt, Schäden an geplanten Bauwerken und Schadensersatzforderungen zu vermeiden, werden oft die Kosten gescheut und das Budget wird auf Druck der Auftraggeber reduziert. Wie hoch sind etwa die Kosten einer ingenieurgeologischen Erkundung im Vergleich zu den Gesamtkosten eines Projekts?
- 5.2 In welchem Stadium der ingenieurgeologischen Erkundung liegen ausreichend Informationen vor, um die (geotechnische) Machbarkeit zu beurteilen?

# **6 Voruntersuchungen**

Im Rahmen der Voruntersuchungen werden die Zuständigkeiten der am Projekt beteiligten Parteien geklärt und abgestimmt. Bei der darauf folgenden *Vorauswertung (desk study)* werden die Planungsunterlagen zusammengestellt, ausgewertet und in einer Referenzkarte, der *Status quo*-Karte dargestellt. Die Erstbegehung dient der Inspektion des Geländes und der Abgleichung der Planungsunterlagen mit den tatsächlichen Verhältnissen vor Ort, die im Zuge der *Vorerkundung (field reconnaissance)* näher untersucht werden.

## **6.1 Vorauswertung**

Ziel der *Vorauswertung* ist die Erarbeitung einer Planungsgrundlage für die weiteren Etappen der ingenieurgeologischen Untersuchung. Die Vorauswertung gibt einen Überblick über den Zustand des Projektgebiets, den geologischen Verhältnisse und der anthropogenen Überprägung. Sie erlaubt eine Einschätzung der Machbarkeit des Projekts.

Von zentraler Bedeutung ist die Inventarisierung der verfügbaren Unterlagen. Als Informationsquellen dienen die Landesämter, öffentliche und private Archive und Fachveröffentlichungen. Interessenverbände wie Naturschutzorganisationen, naturkundliche Verbände oder Vereine zur Geschichtspflege können ebenfalls wichtige Hinweise auf den Zustand des Geländes und seine anthropogene Überprägung geben. Wurden im Projektgebiet oder in seiner Nachbarschaft bereits Baumaßnahmen durchgeführt, dienen die in diesem Zusammenhang angeordneten Baugrunderkundungen als wertvolle Informationsquellen. Im Einzelnen sind zu recherchieren:

- Topographische Karten
- Geologische und hydrogeologische Karten

- Spezialkarten wie Baugrundkarten, Gefährdungskarten, Bodenkarten, Nutzungskarten, Biotopkartierungen, bergmännische Risswerke, etc.

Darüber hinaus geben

- Luftbilder

wertvolle Hinweise auf die Geologie und die historische Nutzung des Geländes. Falls

- Dokumentationen zu bestehenden Bauwerken im Projektgebiet oder der direkten Nachbarschaft, insbesondere Baugrundgutachten, Baugenehmigungen und Baupläne

vorliegen, sind diese von großem Wert bei der Klärung der geologischen Randbedingungen und der Vorhersage möglicher Baugrundrisiken. Schließlich ergänzen

- einschlägige Fachbeiträge

das Gesamtbild zum Zustand und zu den Eigenarten des Projektgebietes. Kein Projekt gleicht dem anderen, jedes hat spezielle Besonderheiten, Anforderungen, Chancen und Risiken.

## 6.1.1 Kartenwerke

### 6.1.1.1 Topographische und historische Karten

*Topographische Karten* zeigen eine Fülle von Informationen wie Höhenlinien (Isohypsen), Geländeformen, Gewässer, Bebauung, Straßen, Versorgungsleitungen und Kabel, geologische Aufschlüsse wie Steinbrüche, u.s.w. Sie liegen in verschiedenen Maßstäben vor, zum Beispiel als Mess-tischblatt 1:25000, Grundkarte 1:5000, Flurkarte 1:2000 oder Katasterplan 1:1000/500.

Neben den aktuellen topographischen Karten sind auch ältere Pläne und historische Ausgaben bei der Planung zu berücksichtigen. Auf ihrer Grundlage lässt sich die historische Entwicklung des Geländes klären. Gerade in besiedelten Gebieten und insbesondere in industriell genutzten Regionen ist eine historische Auswertung des Geländes unumgänglich. Nur so lassen sich Baugrundstörungen wie im Boden verborgene Fundamente, Tanks und Deponien orten. Nur so können Schadstoffquellen lokalisiert und Problembereiche identifiziert werden. Neben der *multitemporalen*

(historischen) Auswertung des Kartenmaterials sind bei ehemaligen Produktionsstätten Pläne zum Produktionsablauf hinzuzuziehen. Produktionsstatistiken helfen bei der Rekonstruktion freigesetzter Schadstoffe und der Abschätzung von Schadstoffmengen. Schadensberichte der Feuerwehr, Betriebsprotokolle und die Berichte von Zeitzeugen ergänzen die historische Analyse.

### **6.1.1.2 Geologische Karten**

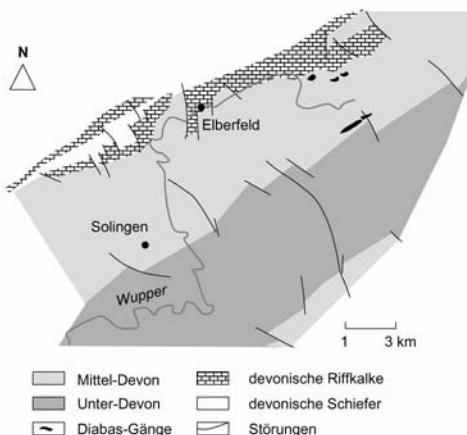
Obwohl geologische Karten eher die regionalen als die lokalen geologischen Verhältnisse beschreiben, sind sie grundsätzlich zu konsultieren, um einen allgemeinen Überblick über die geologischen Randbedingungen zu bekommen. *Geologische Karten* geben Auskunft über die Verbreitung, die Art und das Alter der anstehenden Gesteine, die Mächtigkeit der Gesteinsfolgen, ihre Lagerung, Faltung und tektonische Zergliederung.

Geologische Karten sind abgedeckte Karten, in denen Böden und oberflächennahe Verwitterungsschichten nicht berücksichtigt sind. Gerade der oberflächennahe Bereich ist jedoch bei vielen Ingenieurprojekten von Bedeutung, insbesondere bei Maßnahmen des konstruktiven Ingenieurbaus und Straßenbaus. Der Ingenieurgeologe muss daher vom anstehenden Gebirge und der geomorphologischen Überprägung auf die oberflächennahen Schichten schließen können, er muss die bodenbildenden Prozesse kennen und sie lokal anwenden können. Neben der geologischen Karte gibt das Begleitheft Hinweise zur erdgeschichtlichen Entwicklung des Gebiets, zur Entstehung der Gesteine und ihren Eigenschaften, zu Lagerstätten, zur Verbreitung bestimmter Bodenarten und ihrer Eignung als Baugrund.

Der Ingenieurgeologe interpretiert diese Informationen vor dem Hintergrund der geplanten Baumaßnahme und betont in seiner Stellungnahme zur Geologie des Projektgebietes die stratigraphischen und petrographischen Vorgaben, das Auftreten von geologischen Störungen und die generelle Ausbildung des Trennflächengefüges.

Ein Beispiel: In Übereinstimmung mit der geologischen Karte steht im Projektgebiet Mitteldevon der Eifel- und Givet-Stufe an. Zur Eifel-Zeit (vor ca. 365 Millionen Jahren) war die weitere Umgebung des Projektgebietes ein küstennahes, neritisches (flachmarines) Riffgebiet, in dem sandig-kalkige Sedimente abgelagert wurden. Die Riffe sind als Massenkalke im SE des Projektgebietes aufgeschlossen. Im NW überwiegen pelagische (küstenferne) Einflüsse, die sich als tonige Sedimentgesteine erhalten haben. Aufgrund der paläogeographischen Ablagerungsbedingungen sind daher für das Projektgebiet sandig-tonige, mitunter kalkige Gesteine charakteristisch. Im Rahmen der variskischen Orogenese (Gebirgsbildung) kam es zu einem submarinen Vulkanismus, der sich lokal in Form von Gang- und Deckgesteinen (Diabas) nachweisen lässt. Infolge der variskischen Orogenese wurden die geologischen Schichten aufgefaltet.

Das Schichtstreichen im Projektgebiet ist grundsätzlich NE-SW. Ausnahmen bilden abtauchende Falten, die ein umlaufendes Schichtstreichen aufweisen, sowie lokal begrenzte Störzonen. Senkrecht zum Schichtstreichen verläuft ein System  $\pm$  saigerer (senkrechter) Verwerfungen, das erfahrungsgemäß von einem ebenso ausgerichteten Kluftsystem begleitet wird. Weiterhin liegt ein NW-vergenter (gekippter) Faltenbau vor, was ein NE-SW streichendes, SE-einfallendes Schieferungssystem in den Tonsteinlagen impliziert.



**Abb. 6.1** Geologische Vorgaben für ein Projekt im Rheinischen Schiefergebirge.

### 6.1.1.3 Hydrogeologische Karten

Die Informationen aus den geologischen Karten werden ergänzt durch *hydrogeologische Karten*, aus denen der Abstand zwischen Geländeoberkante und dem Grundwasserspiegel, der *Flurabstand*, ermittelt werden kann. Weiterhin ist die Lage der Grundwasserleiter, der *Aquifere*, dargestellt. Darüber hinaus werden die Grundwasservorkommen in Quantität und Qualität beschrieben und Grundwasserschutzzonen ausgewiesen. Hydrogeologische Karten dienen somit in erste Linie der Erschließung und dem Schutz des Grundwassers. Anhand von Profilen wird die räumliche Ausbildung der Grundwasserleiter verdeutlicht, die in mehreren Grund-

wasserstockwerken angeordnet und infolge tektonischer Störungen gegenüber einander versetzt sein können.

#### **6.1.1.4 Bodenkarten**

Die in Bodenkassen zusammengefassten Bodenarten sind in *Bodenkarten* dargestellt. In der Legende und im Begleitheft wird erläutert, wie diese Bodenarten entstanden sind, welche Eigenschaften sie haben und inwie weit sie von landwirtschaftlicher oder forstwirtschaftlicher Bedeutung sind. Sie stellen somit eine wichtige Grundlage für die Landnutzung, die Landschaftspflege und den Naturschutz dar.

#### **6.1.1.5 Lagerstättenkarten**

Sowohl oberflächennahe Rohstoffe wie Kies- und Tonvorkommen als auch tiefere Rohstoffe wie Steinkohle, Steinsalz und Erze sind in *Lagerstättenkarten* verzeichnet. Sie stellen bei Projekten, insbesondere im urbanen und industriell geprägten Raum, eine wichtige Planungsgrundlage dar. Zum einen geben sie nützliche Hinweise zur Verbreitung von Erdbaustoffen (Kies, Sand) und Natursteinen (Schiefer, Sandstein, Marmor, etc.), die für das Projekt von Interesse sein könnten. Zum anderen zeigen sie auf, wo mögliche Rohstoffe abgebaut werden (Tagebau, tiefer Bergbau) und wo früher Bergbau umging.

Altbergbau, der möglicherweise in den aktuellen Planungsunterlagen nicht mehr verzeichnet ist, stellt ein Risiko dar. Der Abbau von Rohstoffen in Bergwerken, die vor langer Zeit geschlossen wurden, kann heute zu Bergsenkungen und Erdfällen führen. Längst aufgegebene Steinbrüche können ganze Berghänge destabilisieren und sind oft mit Abraum und Müll verfüllt.

#### **6.1.1.6 Bergmännische Risswerke**

In Bergaugebieten dokumentieren Markscheider den Abbau der Rohstoffe in *bergmännischen Risswerken*. Sie dienen der Planung des Abbaus, der Vorratsberechnung, der Überwachung betrieblicher Abläufe und der Voraussage von Bergschäden wie Rutschungen (Tagebau) oder Senkungen und Bergfällen (Tiefbau). Der Bergbau greift auch in die natürlichen hydrogeologischen Verhältnisse ein und verursacht eine Veränderung des

Grundwasserspiegels, was zu Schäden an der Vegetation und an Gebäuden führen kann.

Bei Projekten in Bergbauregionen ist es unerlässlich, bei den zuständigen Bergämtern einen Einblick in das bergmännische Risswerk zu beantragen. Die Überlagerung von Abbaubereichen mit der Projektkarte zeigt mögliche Gefahren auf, was zu erheblichen Anpassungen bei der Planung führen kann.

### **6.1.1.7 Ingenieurgeologische Karten**

Bereits in den 1950er Jahren wurden praktisch-geologische Grundkarten (1:5000/1:1000) für dicht besiedelte Gebiete entwickelt, die Aufschluss geben über die Gesteinsarten (Lithologie) und Bodenarten, der Tiefe zum anstehenden Festgestein und zum Grundwasserspiegel, der Tragfähigkeit des Untergrundes und der Lage bereits archivierter Aufschlussbohrungen. Eine der ersten *Baugrundkarten* wurde für die Stadt Hildesheim entworfen (Graupner 1952), es folgten Baugrundkarten für Berlin (Assmann 1957), Aachen (Breddin, Brühl & Dieler, 1963) und weitere Städte. Darüber hinaus wurden *ingenieurgeologische Karten* für Ballungsgebiete entwickelt (1:25000), die die Informationen aus den Baugrundkarten mit Angaben zu den bodenmechanischen Eigenschaften der Böden, Korngrößenverteilungen, Eignung von Böden als Erdbaustoff, usw. weiter ergänzen. Viele dieser Kartenwerke liegen in digitalisierter Form als GIS (Geo-Informationssystem) oder GIS-kompatibel vor. Sie lassen sich mit anderen digitalen Karten überlagern und assoziieren.

Allerdings entheben weder ingenieurgeologische Karten noch Baugrundkarten den Projektingenieur von der Pflicht, gezielte Baugrunduntersuchungen für sein Projekt durchführen zu lassen. Sie geben einen allgemeinen Überblick und erste Informationen zu den geologischen Rahmenbedingungen, ersetzen aber nicht die ingenieurgeologische Projektkartierung.

### **6.1.1.8 Gefährdungskarten**

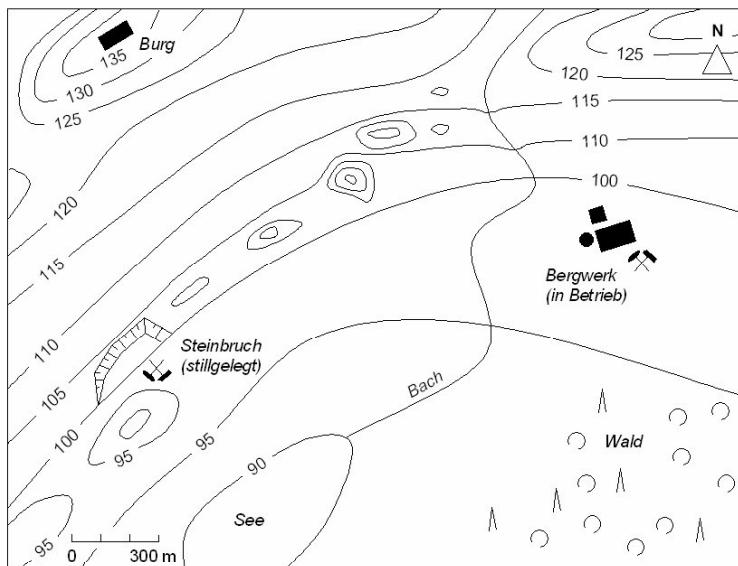
Für spezielle Regionen wurden Karten erstellt, die bestimmte Gefährdungen räumlich visualisieren. Der Begriff Risikokarte ist allerdings irreführend, da eigentlich nur die relative Eintrittswahrscheinlichkeit bestimmter Risiken quantifiziert wird, nicht aber das eigentliche Risiko, dass das Produkt von Eintrittswahrscheinlichkeit und Schadensumfang ist. Im engli-

schen Sprachgebrauch spricht man daher von *Hazard-Maps*. Gefährdungskarten in diesem Sinne sind zum Beispiel Karten zur Erdbebenhäufigkeit, Rutschungshäufigkeit, Steinschlaghäufigkeit, etc.

### 6.1.1.9 Schutzgebiete

Um die Lebensräume spezieller Tier- und Pflanzenarten zu schützen, werden *Schutzgebiete* kartiert und in speziellen Biotopkarten ausgewiesen. Als schützenswert erachtet werden kann sowohl ein großräumiges Areal als auch ein vergleichsweise kleiner Lebensraum wie zum Beispiel ein aufgegebener Steinbruch, in dem sich bedrohte Pflanzenarten etabliert haben. Selbst in urbanen Gebieten werden Schutzzonen etabliert, um die anthropogen verdrängte Flora und Fauna wieder heimisch zu machen. Auch geologisch interessante Aufschlüsse werden zunehmend als Geotope unter Schutz gestellt. In Schutzgebieten ist der Eingriff in den Baugrund nur noch mit großen Einschränkungen möglich. Es empfiehlt sich daher im Rahmen der Voruntersuchungen zu prüfen, ob die Projektplanung im Konflikt steht mit bestehenden Schutzgebieten.

**Abb. 6.2** Beispiele (schematisch und vereinfacht) von Kartenwerken: topographische Karte.



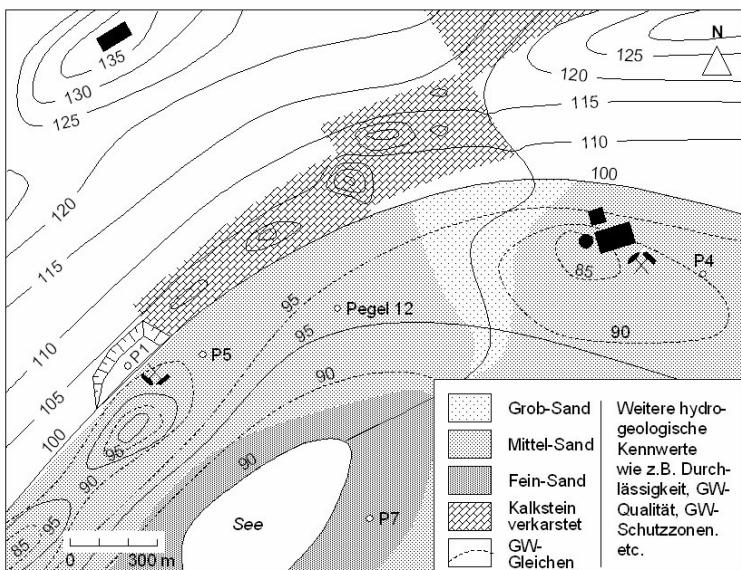
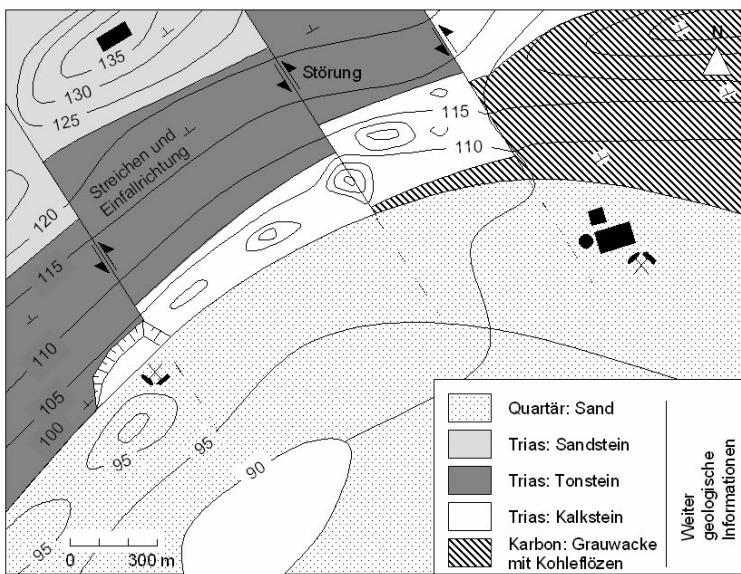
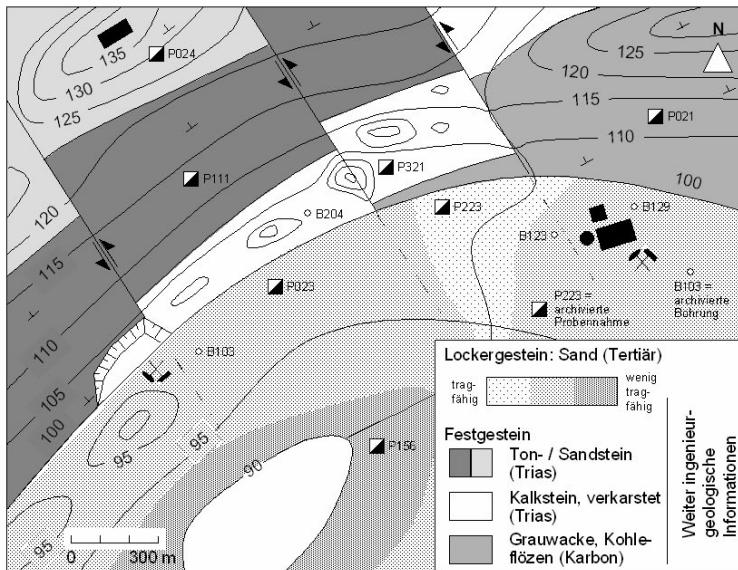
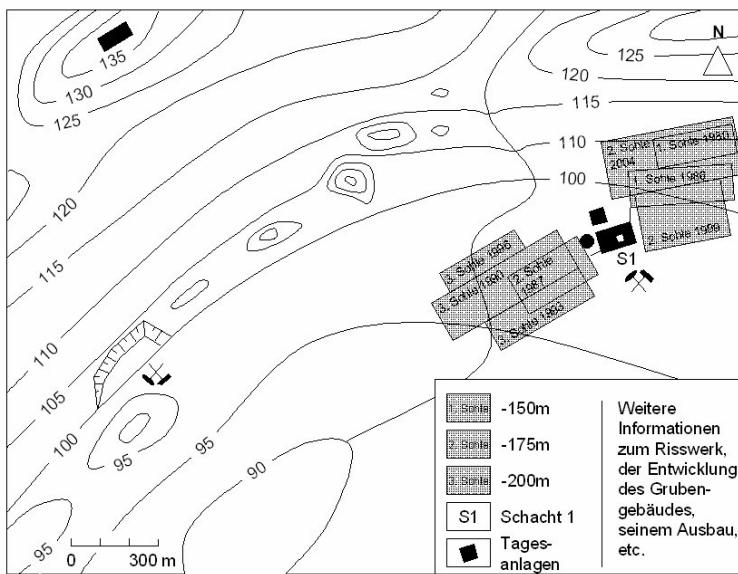
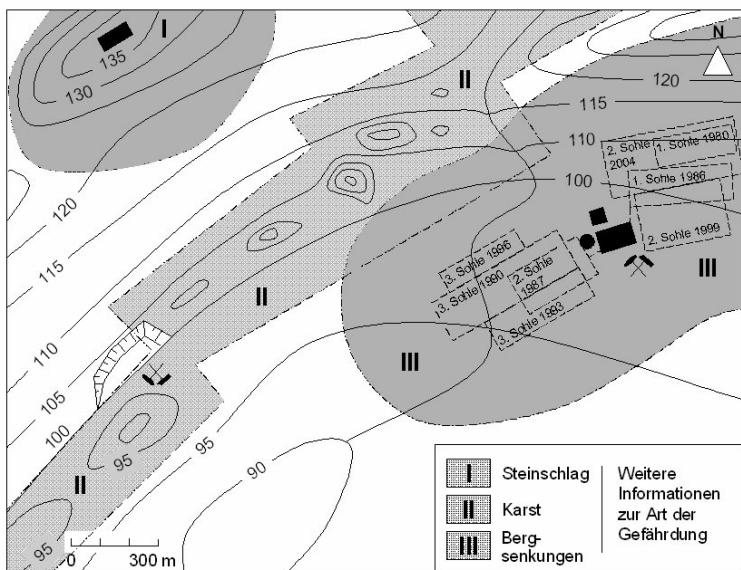


Abb. 6.2 (Fortsetzung): Geologische und hydrogeologische Karte.



**Abb. 6.2 (Fortsetzung):** Bergmännisches Risswerk und ingenieurgeologische Karte.



**Abb. 6.2 (Fortsetzung):** Gefährdungskarte.

### 6.1.2 Luftbilder

*Luftbilder* ermöglichen die Deutung von geomorphologischen Landformen und geologischen Strukturen, von Landnutzung und Bodenarten, von Gewässerformen und Grundwasserverhältnissen. Die Luftbildauswertung ist eine eigene Fachdisziplin mit vielen Anwendungsgebieten, wie zum Beispiel der Inventarisierung von Waldschäden, der Kartierung von Überflutungsgebieten oder dem Monitoring von unkontrolliertem Städtewachstum.

Luftbilder sind Messbilder, auf denen Uhrzeit, Flughöhe, Brennweite, Photo- und Kameranummer vermerkt sind. Eine Libelle zeigt die Abweichung von der Horizontalen an, die Rahmenmarken ermöglichen eine exakte Weiterbearbeitung. Der Bildmaßstab  $M$  ergibt sich entweder aus dem Vergleich des Abstandes zweier Punkte  $AB$  im Felde und  $ab$  im Luftbild oder aus der Brennweite der Kamera  $f$  und der Flughöhe  $h$

$$M = \frac{ab}{AB} = \frac{f}{h}$$



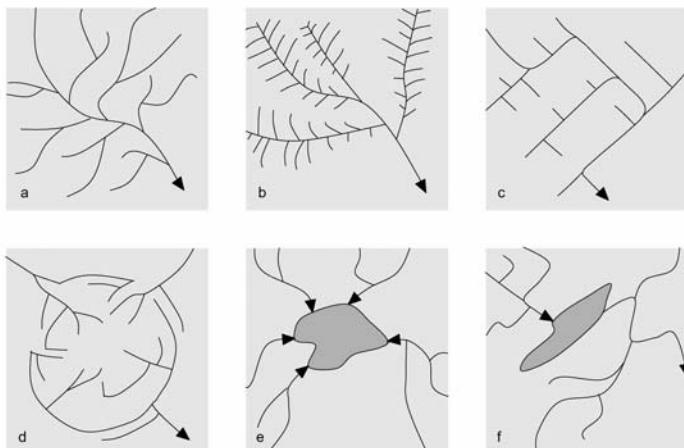
**Abb. 6.3** Luftbild der Murnauer Mulde (Bayern) mit dem Riegsee. Die Bewaldung akzentuiert die tertiäre Muldenstruktur. Erkennbar sind weiterhin Störungen und glaziale Elemente (ca. 1960).

Die ingenieurgeologische Interpretation eines Grauton-Luftbilds stützt sich auf die

- die im Luftbild erkennbaren *Muster*
- die Intensität des *Grautons*
- die Grautonvariation oder *Textur*.

*Luftbildmuster* geben Hinweise auf die Struktur des anstehenden Gebirges und seiner tektonischen Gliederung in Verwerfungen und Falten. Die Drainagemuster akzentuieren diese Strukturen je nach Klimabedingung und Verwitterungsbeständigkeit. Je feiner das Drainagemuster, desto weniger durchlässig ist das anstehende Material. Dendritische Muster repräsentieren homogene geologische Verhältnisse, zum Beispiel gleichförmige Böden großer Mächtigkeit, weiche Sedimentgesteine oder vulkanische Tuffe. Federartige Muster deuten auf feinkörnige Böden wie Schluff- oder Lößvorkommen hin. Schichtungs- und Störungsmuster pausen sich in

Form eines eckigen Entwässerungsnetzes durch Zentrifugale und konzentrische Muster deuten auf Vulkane oder isolierte Erhebungen, zentripetale Muster auf geomorphologische Senken. Bei lokal stark variierenden geologischen Verhältnissen kommt es zur Bildung komplexer Mischformen.



**Abb. 6.4** Dendritisches (a), federartiges (b), eckiges (c), zentrifugales und konzentrisches (d), zentripetales (e) Entwässerungsnetz. Mischform (f).

Der *Grauton* ist eine Funktion der Feuchtigkeit, der Eigenfarbe und der Beleuchtungsverhältnisse. Helle Grautöne zeigen trockene, durchlässige Böden an, im Gegensatz zu dunklen Grautönen, die auf feuchte, bindige Erdstoffe schließen lassen. Die relativen Grautonunterschiede innerhalb eines Luftbildes sind besonders nach kräftigen Regenfällen erkennbar. Grautonunterschiede werden umso besser lesbar, je geringer die Vegetation oder Belaubung ist. Ein guter Zeitpunkt für eine Luftbildkampagne ist daher der Frühling.

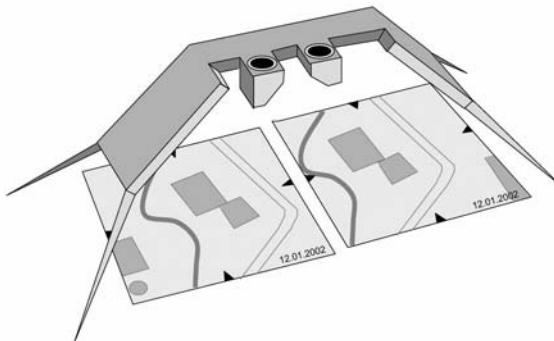
Die *Textur* der Grautöne erlaubt Rückschlüsse auf die Gleichmäßigkeit im Kleinbereich. Ein einheitlicher Grauton zeigt eine einheitliche Geologie an. Ein fleckiges Muster deutet auf lokal variierende Bodenverhältnisse oder Variationen in der Bodenfeuchte hin, die auch geomorphologisch begründet sein können. Eine gestreifte Textur kann dagegen auf einen alten Flussmäander, oder auch auf historische Baugrundeingriffe hinweisen. Jede Änderung der Grautontextur hat einen Grund, den es mithilfe der Luft-

bilder und historisch-geologischer Zusatzinformationen herauszufinden gilt.

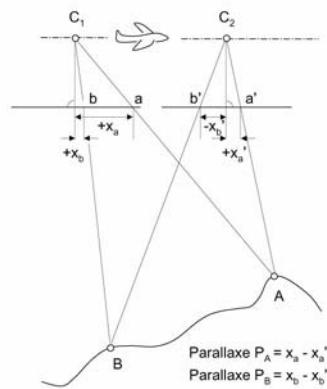
Während eines Bildfluges in Serie aufgenommene Luftbilder lassen sich durch Nebeneinanderlegen *stereoskopisch* (dreidimensional) betrachten. Dem geübten Auge gelingt dies ohne das Hilfsmittel des *Stereoskops*, das es in verschiedenen Ausführungen und Größen gibt. Die Bildpaare müssen eine etwa 60-prozentige Überlappung aufweisen und werden entlang der Fluglinie verschoben, wodurch sich der dreidimensionale Eindruck ergibt. Dieser erscheint stark überhöht, da der Aufnahmearstand aus dem Bildflug wesentlich größer ist als der menschliche Augenabstand. Mithilfe von Stereopaaren lässt sich eine Reihe von geometrischen Messungen durchführen. Zum Beispiel folgt der Höhenunterschied  $\Delta h$  zwischen einem Referenzpunkt  $R$  von bekannter Höhe und einem Punkt  $A$  von unbekannter Höhe aus der Flughöhe  $h_r$  und der Parallaxe, die sich aus der Änderung der Aufnahmeposition zu einem Punkt auf beiden Stereobildern ergibt

$$\Delta h = \Delta P_A \frac{h_r}{P_R + \Delta P_A} \Delta P_A = P_A - P_R$$

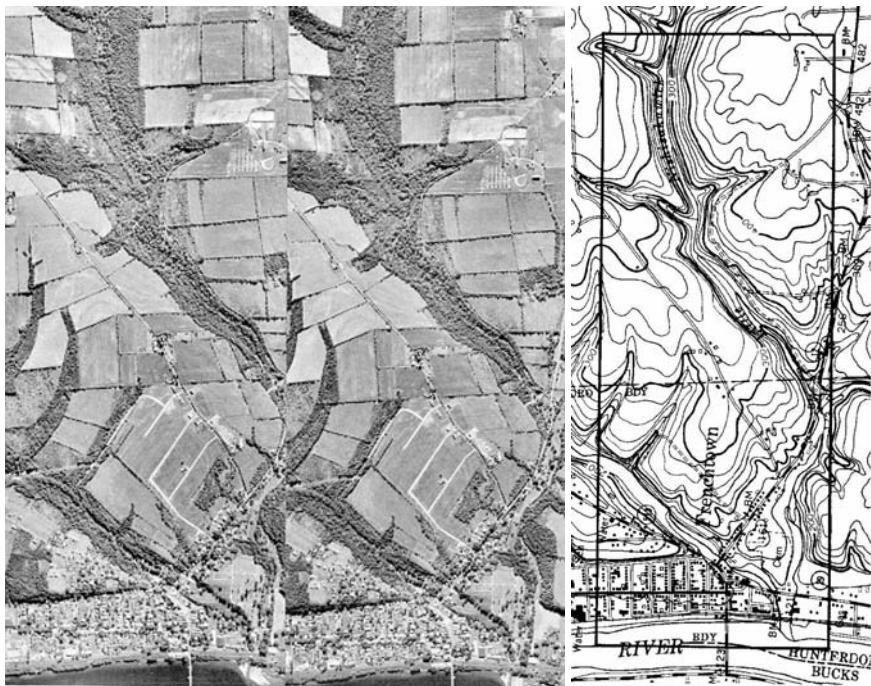
wobei  $P_R$  der Parallaxe des Punktes  $R$  und  $P_A$  der Parallaxe des Punktes  $A$  entspricht. Mit einem Stereomikrometer können Parallaxen direkt unter dem Spiegelstereoskop bestimmt werden.



**Abb. 6.5** Spiegelstereoskop mit Stereopaar.



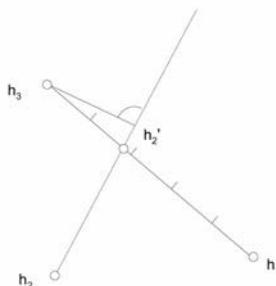
**Abb. 6.6** Bestimmung der Parallaxendifferenzen.



**Abb. 6.7** Stereoskopische Aufnahme Hunterdon County, New Jersey, USA (Agricultural Stabilisation and Conservation Service 1956), topographische Karte (US Geological Survey).

Da Höhenlagen einzelner Punkte stereoskopisch ermittelt werden können, lassen sich zum Beispiel Straßen in schwer zugänglichen Gebirgsregionen so projektieren, dass sie eine vorgegebene Steigung nicht überschreiten. Auch lassen sich Streich- und Einfallrichtungen von (geologischen) Flächen bestimmen. Dabei wird, ausgehend von drei Messpunkten, zwischen dem höchsten Messpunkt  $h_1$  und dem tiefsten Messpunkt  $h_3$  eine Verbindungslinie gezogen, auf der die Höhe des mittleren Messpunkts  $h_2$  interpoliert wird (Dreipunktpunktproblem). Die Linie  $h_2h_2'$  entspricht dem Streichen, senkrecht dazu wird in Richtung  $h_3$  die Einfallrichtung gezeichnet. Das Einfallen ergibt sich aus der Differenz  $h_2-h_3=\Delta h$  und dem senkrechten Abstand  $l$  von der interpolierten Höhenlinie zu  $h_3$

$$\tan \alpha = \frac{\Delta h}{l}$$

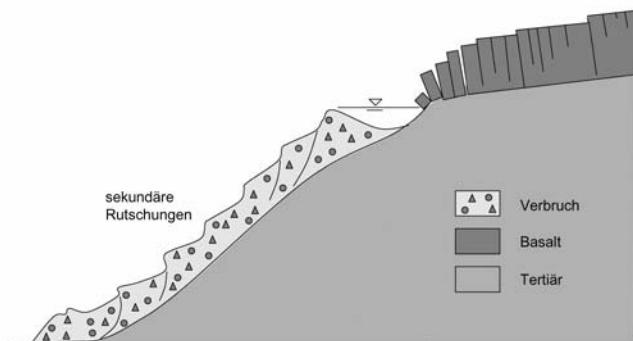


**Abb. 6.8** Konstruktion der Streich- und Einfallrichtung mit drei Höhenpunkten.

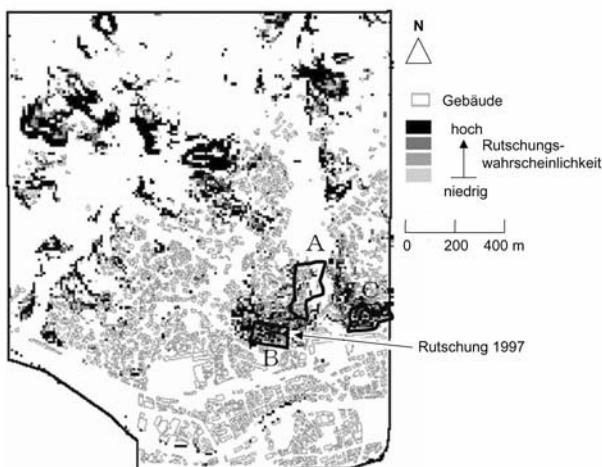
Diese einfachen Rechenoperationen lassen sich mit digitalisierten Karten leicht für große Regionen durchführen. Geo-Informationssysteme unterstützen die elektronische Luftbildauswertung (z.B. Paine & Kiser 2003, Wolf & deWitt 1999) und erlauben komplexe Untersuchungen wie die Ermittlung der Standsicherheit ganzer Gebirgshänge.

Ein Beispiel (nach Zhou, Esaki, Mitani, Xie und Mori 2003): Sasebo ist eine Hafenstadt nördlich von Nagasaki auf der Insel Kyushu (Japan), die sich durch ein besonders stark bewegtes Relief auszeichnet. Nur 9 % des 250 km<sup>2</sup> großen Stadtgebiets sind flach, der Rest erstreckt sich über die angrenzenden Hänge. Entsprechend häufig kommt es zu großräumigen Rutschungen, insbesondere während der Regenzeit. Der zugrunde liegende Rutschmechanismus wird als Hokusho-Typ bezeichnet. Dabei bewegt sich fossiles Verbruchmaterial, das von Basaltlagen im oberen Hangbereich stammt, auf der seewärts geneigten,

tertiären Basis in Form von Sekundärrutschungen talabwärts. Um das Risiko von Rutschungen vorherzusagen, wurden Luftbilder der Region digitalisiert und in ein GIS übertragen. Da die Bäche in das weiche Verbruchsmaterial einschneiden und es bis zur Oberkante des Tertiärs erodieren, konnte auch die Basis der potentiellen Rutschungen rekonstruiert werden, wobei die Höhendaten mit einer Kriging-Routine interpoliert wurden. Damit waren die geometrischen Vorgaben für ein einfaches (deterministisches) Rutschmodell gegeben, auf dessen Grundlage eine Risikokarte für rutschungsgefährdete Bereiche hergeleitet werden konnte.



**Abb. 6.9** Rutschung des Hokusho-Typs.



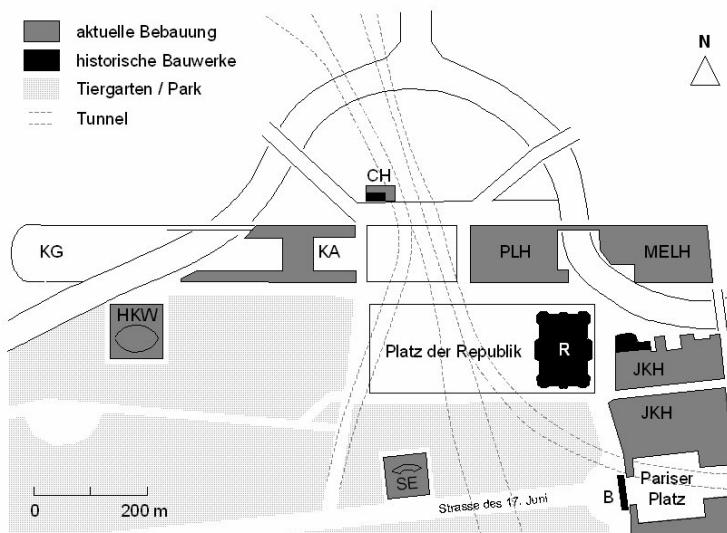
**Abb. 6.10** Risikokarte für Rutschungen im Stadtgebiet von Sasebo, Stadtteil Harabun (aus Zhou, Esaki, Mitani, Xie und Mori 2003, vereinfacht).

### 6.1.3 Archive

Von großem Wert für die Klärung der geologischen Verhältnisse und ihrer anthropogenen Überprägung sind die *Archive* der Ämter und Firmen, die im Projektgebiet oder in dessen Nachbarschaft bereits Baumaßnahmen ausgeführt haben. Von besonderem Interesse sind hier Erkundungsmaßnahmen aller Art, insbesondere Schürfe und Aufschlussbohrungen, geophysikalische Messungen und ingenieurgeologische Kartierungen. Darüber hinaus liefern Laborberichte wichtige Hinweise zur Abschätzung der Festigkeit und Verformbarkeit der anstehenden Erdstoffe und tragen somit zu erheblichen Kosteneinsparungen bei. Schließlich sind alle historischen Planungsunterlagen zu recherchieren, die zur Klärung der Vornutzung des Geländes beitragen können.

Ein Beispiel (nach Borchert, Genske, Gelbke, Räkers & Schäche 1995, Genske & Hess-Lüttich 2004): Nach dem Fall der Mauer und der Wiedervereinigung wurde entschieden, den Regierungssitz nach Berlin auf den Spreebogen zu verlegen. Die Architekten Axel Schulze und Charlotte Frank entwarfen ein "Band des Bundes" mit dem Kanzleramt und weitere Regierungsbauten, das über die Spree hinweg Ost mit West verbindet. Bevor mit dem Bau begonnen werden konnte, sah die Planung die Errichtung von insgesamt drei Tunneln vor, die unter dem "Band des Bundes" hindurch nach Norden geführt werden sollten. Im einzelnen waren ein Straßentunnel, ein Tunnel für die Fernbahn und ein U-Bahntunnel vorgesehen.

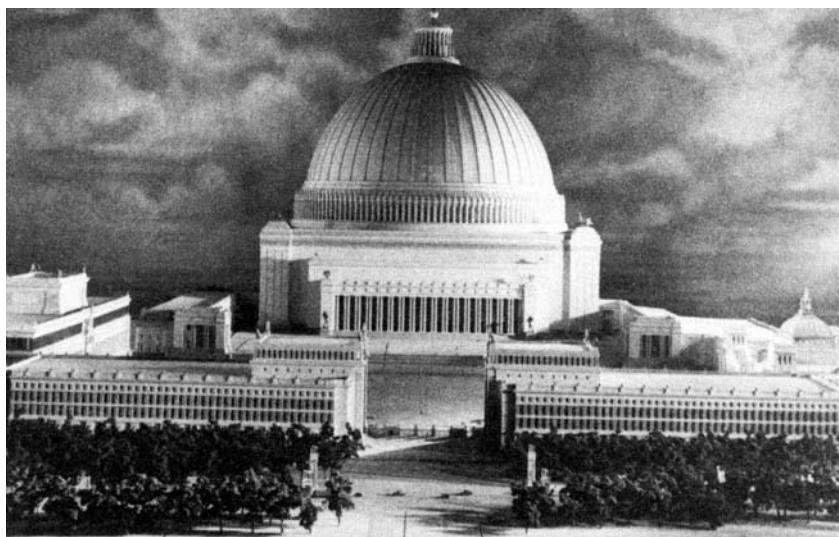
**Abb. 6.11** (nächste Seite) Der Spreebogen mit dem Reichstag und den neuen Regierungsbauten, die das "Band des Bundes" bilden, das Ost und West verbindet. Dargestellt sind das Brandenburger Tor (B), der Reichstag (R), die Schweizerische Botschaft (CH), das Sowjetische Ehrenmal (SE) und das Haus der Kulturen der Welt (HKW). Ebenfalls dargestellt ist die Neubebauung des "Band des Bundes" mit dem Kanzleramt (KA), den Kanzlergärten (KG), dem Paul-Löbe-Haus (PLH) und dem Marie-Elisabeth-Lüders-Haus (MELH). Östlich des Reichstags liegt das Jakob-Kaiser-Haus (JKH). Weiterhin dargestellt sind der geplante Bahntunnel und der separat westlich davon geführte Straßentunnel. Der Bau der geplanten Verbindung der U-Bahn U5 vom Alexanderplatz über "Unter den Linden" zum Reichstag und zum Lehrter Bahnhof ("Kanzlerlinie") wird aus Kostengründen verschoben. Vereinfacht nach Landesarchiv Berlin Kartenabteilung, topographische Karte 1999 (Sig. A3000) und Berliner Senatsverwaltung für Stadtentwicklung (Genske, Hess-Lüttich 2004).



Im Rahmen der Voruntersuchungen war zu klären, ob Baugrundhindernisse den Bau der unterirdischen Verkehrsanlagen stören könnten. – Die Auswertung des geologischen Kartenmaterials und der historischen Bohrungen ergab, dass im Projektgebiet eiszeitliche Ablagerungen und quartäre Sande sowie Tone und organische Schichten vorliegen. Dieser Wechsel der Baugrundbedingungen hatte sich bereits bei den heute zerstörten Bauwerken des historischen Alsenviertes und beim Reichstag als problematisch erwiesen. Zusätzlich war mit Findlingen aus der Eiszeit zu rechnen, die unregelmäßig auftreten und kaum vorhergesagt werden können. Darüber hinaus ergab die historische Auswertung des Geländes Hinweise auf mögliche Baugrundeingriffe während des Zweiten Weltkriegs. Zu der Zeit plante die Generalbauinspektion unter Albert Speer den völligen Umbau der Reichshauptstadt und die Errichtung monumentalier Regierungsbauten. Auf dem Spreebogen sollte sich die "Halle des Volkes" erheben, 320 m hoch, um den Führerkult architektonisch zu inszenieren. Vor dem 180000 Menschen fassenden Kuppelbauwerk hätten eine Million Menschen während der geplanten Siegesfeiern jubeln sollen. Die in immer groteskere Dimensionen abgleitende Planung sah schließlich vor, die Spree südlich unter dem geplanten Aufmarschplatz in zwei Tunnelröhren umzuleiten. Zur Erkundung des Untergrundes ließ die Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) im Bereich des "Spreedurchstichs" und der "Grossen Halle" hunderte von Bohrungen abteufen, eine sogar bis auf eine Tiefe von 420 m zur Erkundung der oligozänen Septarentone (Rupel-Tone), die ab etwa 130 m Tiefe anstehen und deren Nachgiebigkeit die Grundbauingenieure nachdenklich stimmte. Weiterhin wurden Caissons (Senkkästen) abgesenkt, um Bodenproben

zu entnehmen und die Machbarkeit von Caissongründungen für die "Grosse Halle" zu prüfen. Schließlich wurden die Bauarbeiten eingestellt, da sich das Kriegsglück der Machthaber wendete. Die Sowjetische Armee nahm den Reichstag am 30. April 1945 ein und hisste auf seinem Dach die Rote Fahne. Im Verlauf der nächsten Jahrzehnte wurden die Ruinen abgeräumt und der Spreebogen wurde zu einer Brachfläche an der Deutsch-Deutschen Grenze. Nur noch die Schweizerische Botschaft zeugt vom eleganten Alsenviertel, dem von Schinkel und Lenné erdachten städtebaulichen Meisterwerk im Herzen Berlins.

– Als die Planungen für die unterirdischen Verkehrsanlagen nach der Wende begannen, war völlig offen, ob im Zuge der Speerschen Planung tatsächlich bereits in den Baugrund eingegriffen worden war. Alliierte Luftbilder zeigten eine große Baugrube im Bereich des geplanten "Spreedurchstichs", die jedoch mit Grundwasser gefüllt war. Aus historischen Photos und Fragmenten von Planungsunterlagen musste schlussgefolgert werden, dass tatsächlich mit den Abbrucharbeiten begonnen worden ist und die Ausführungsplanung weit fortgeschritten war. Es wurde zudem deutlich, dass möglicherweise mit erheblichen Baugrundhindernissen zu rechnen ist. Bekannt war nun, wo diese im Untergrund verborgen sein müssten. Der Nachweis der Existenz der vermuteten Tunnel, Fundamente und Stahlspundwände gelang jedoch erst mit der Durchführung einer geomagnetischen Feldaufnahme, die im Rahmen der Hauptuntersuchungen durchgeführt wurde und auf die noch eingegangen wird.



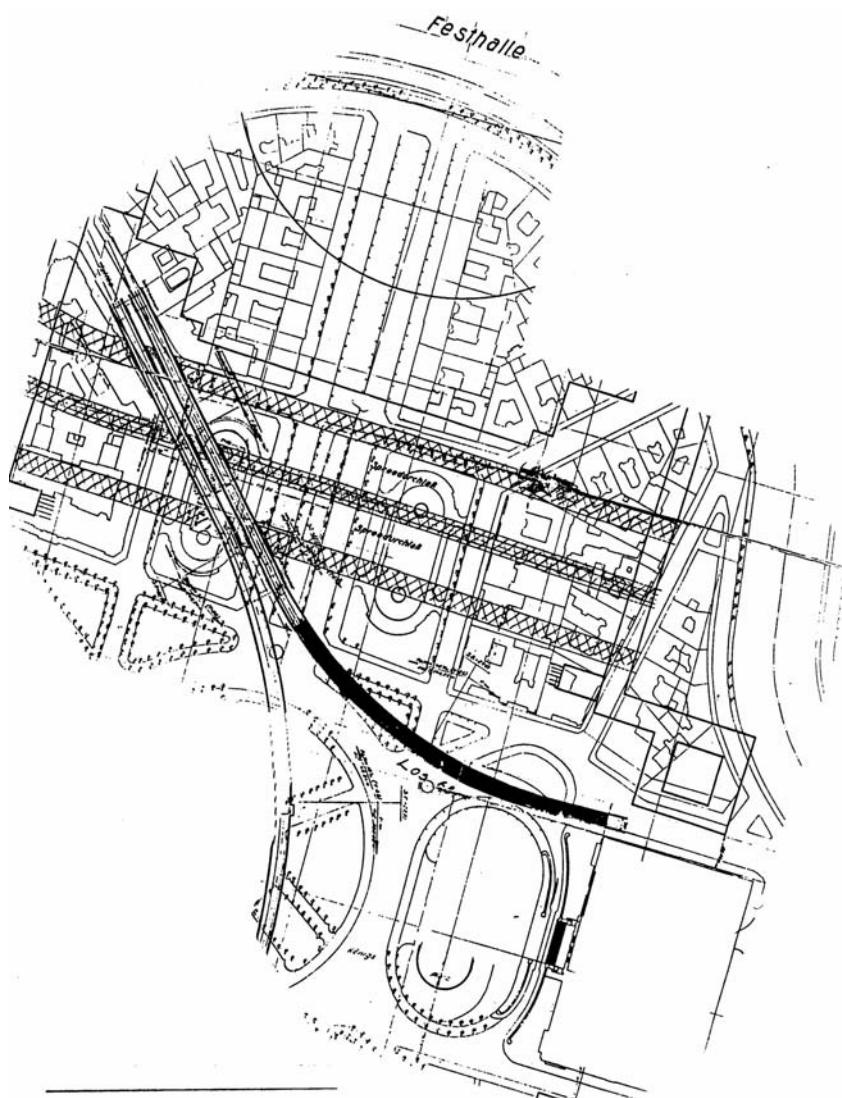
**Abb. 6.12** Modell der „Halle des Volkes“ nach Plänen von Albert Speer, 1941. Der zum Nebengebäude reduzierte Reichstag ist rechts im Bild erkennbar (Archiv Wolfgang Schäche Berlin).



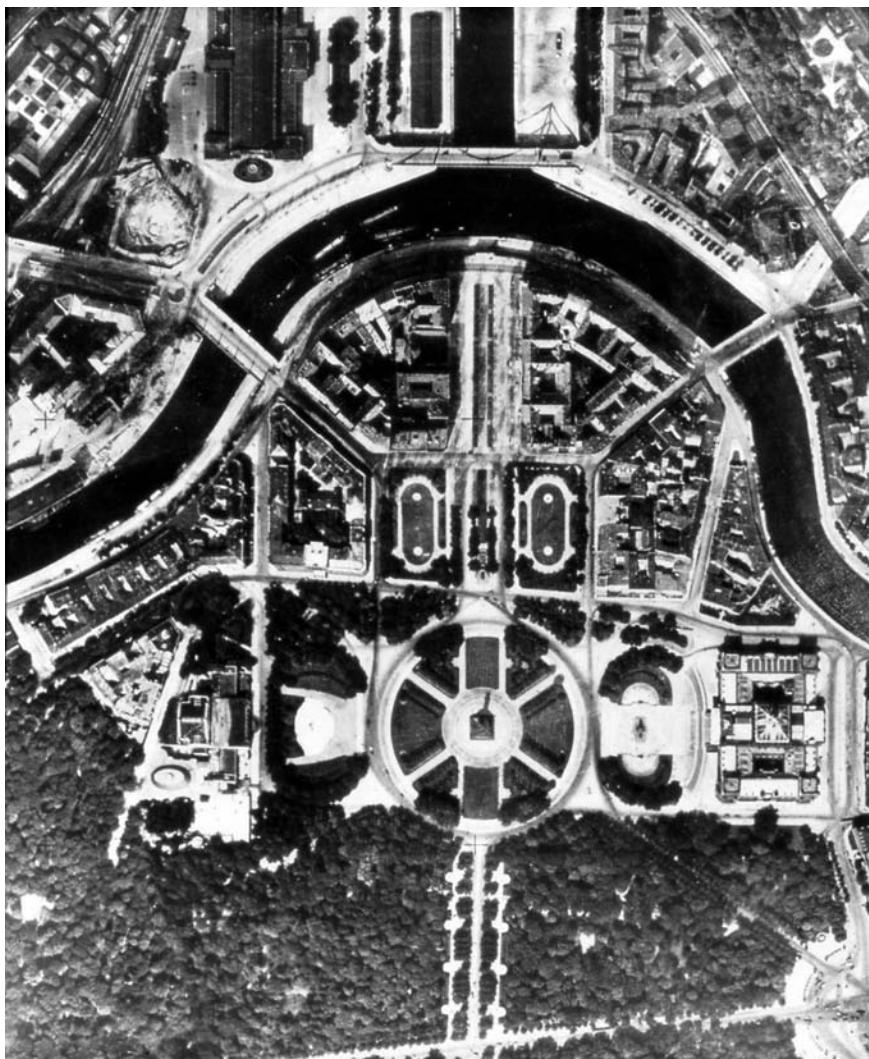
**Abb. 6.13** Abbrucharbeiten in der Roonstrasse mit einer Baugrube im Vordergrund (aus Reichardt & Schäche 2001).



**Abb. 6.14** Der ausgebombte Reichstag kurz nach Kriegsende (Archiv Wolfgang Schäche Berlin).



**Abb. 6.15** Fragment der Planung für einen Tunnel aus den 1940er Jahren. Geschwärzt ist der wahrscheinlich bereits ausgeführte Teil. Erkennbar sind Reichstag (rechts), die Fundamente des "Spreedurchstichs" und die "Große Halle", hier "Festhalle" (oben) (Senatsverwaltung Berlin).



**Abb. 6.16** Luftbild des Spreebogens, aufgenommen aus einem Zeppelin im Jahre 1928. Dem Reichstag (rechts) gegenüber befindet sich die Kroll-Oper, zwischen beiden Bauwerken die Siegessäule, die 1938 an den Großen Stern versetzt wurde. Nördlich davon zeichnet das vornehme Alsenviertel den Spreebogen nach (Senatsverwaltung Berlin).



**Abb. 6.17** Alliiertes Luftbild vom Mai 1945. Im Zentrum erkennbar die große Baugrube für den "Spreedurchstich" (Senatsverwaltung Berlin).



**Abb. 6.18** Luftbild vom Mai 1969. Der Spreebogen ist eine Brachfläche an der Deutsch-Deutschen Grenze, die rechts im Bild verläuft (Senatsverwaltung Berlin).

### **6.1.4 Fachbeiträge**

Veröffentlichungen in *Fachjournals* stellen eine wichtige Informationsquelle dar, die es zu nutzen gilt. Neben den Recherchen in den einschlägigen Zeitschriften bietet auch das Internet mit seinen Suchfunktionen ein durchaus interessantes Informationsangebot, wobei sich jedoch die Aussagekraft der Angaben oft relativiert und daher grundsätzlich zu überprüfen ist.

## **6.2 Vorerkundung**

Im ersten Teil der Voruntersuchungen werden alle verfügbaren Unterlagen ausgewertet, abgeglichen und zusammengestellt. Alle für den Zustand des Geländes charakteristischen und für das geplante Projekt relevanten Informationen werden in einer *Status quo*-Karte synthetisiert. Im nächsten Schritt, der *Vorerkundung*, werden die recherchierten Informationen im Feld verifiziert und weitere Daten gesammelt.

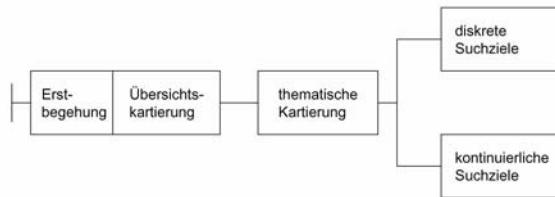
### **6.2.1 Aufnahme und Darstellung ingenieurgeologischer Daten**

Der Zweck der Vorerkundung ist die Aufnahme von Daten im Gelände und ihre Visualisierung in einfacher und übersichtlicher Form. Um die planungsrelevanten Merkmale darzustellen, werden Karten gezeichnet und Profile konstruiert. Schematische Blockbilder illustrieren die geologischen Verhältnisse. Zur weiteren Veranschaulichung bestimmter Phänomene wie die Bewegung von Hängen oder die Ausbreitung von Schadstoffen können auch computeranimierte Bewegungssequenzen erstellte werden.

#### **6.2.1.1 Aufnahmestrategien**

Die Strategie der Geländeaufnahme wird bestimmt durch die Art der Daten, die es aufzunehmen gilt. Daten stellen Suchziele dar, die diskret oder kontinuierlich sein können, wie in den folgenden Abschnitten dargestellt. Bei der später noch zu erläuternden thematischen Kartierung von Daten

und Merkmalen werden diese Strategien aufgegriffen. Der Ingenieurgeologe sammelt die Fülle der Informationen und systematisiert sie im Hinblick auf das vorliegende Problem oder das geplante Projekt.



**Abb. 6.19** Erstbegehung, Übersichtskartierung und thematische Kartierung.

#### 6.2.1.1.1 Homogenbereiche

Die räumliche Einteilung des Projektgebietes in Bereiche, die sich in ingenieurgeologischer Hinsicht homogen verhalten, führt zur Festlegung von *ingenieurgeologischen Homogenbereichen*. Sie geschieht auf der Grundlage der *Status quo*-Karte und der im Feld gewonnenen projektrelevanten Erkenntnisse. Nach Heitfeld, Hesse & Düllmann (1982: 99) sind ingenieurgeologische Homogenbereiche "quasihomogen im Hinblick auf den petrographischen Aufbau, die Raumstellung der Schichtung, ihrer tektonischen Deformation, das Vorkommen bestimmter Trennflächenscharren und die Intensität der Zerklüftung und somit auch quasihomogen hinsichtlich der mechanischen Eigenschaften".

Ingenieurgeologische Homogenbereiche werden sowohl im Rahmen der Erkundung für Neubaumassnahmen als auch bei der Klärung von Schadensfällen kartiert. Sie können klein- und großmaßstäblich sein, sich nur auf die Ortsbrust eines Tunnelbauwerks beziehen oder einen ganzen Landstrich erfassen. Ingenieurgeologische Homogenbereiche sind in jeder Phase der Projektbearbeitung relevant. Sie illustrieren die räumliche Gliederung des Projektgebietes während der Voruntersuchungen, der Hauptuntersuchungen, der baubegleitenden Untersuchungen und der Nachuntersuchungen. Sie reduzieren die vorliegenden komplexen Zusammenhänge auf das Wesentliche und bringen mögliche Risiken auf den Punkt.

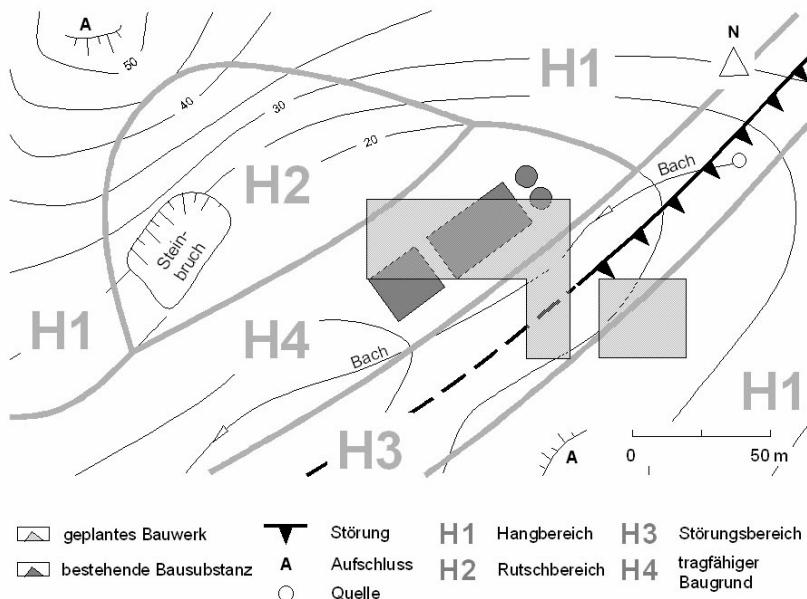
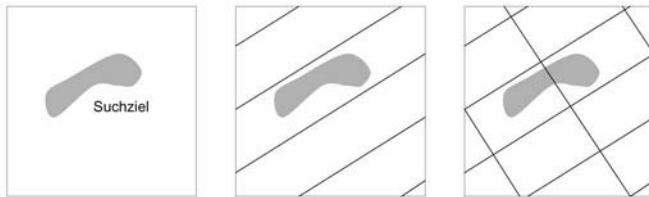


Abb. 6.20 Ingenieurgeologische Homogenbereiche (vereinfacht).

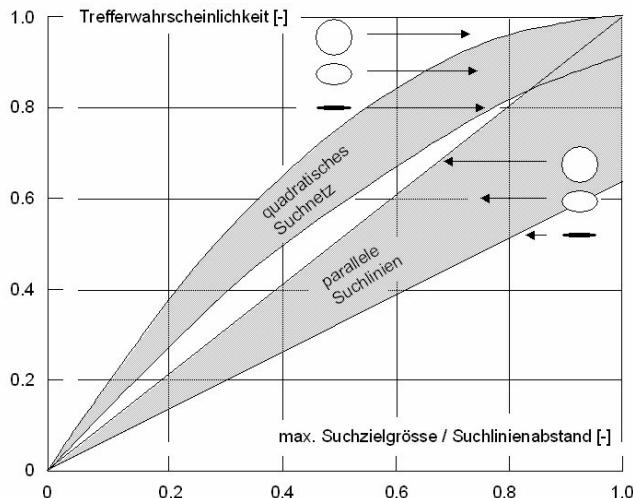
### 6.2.1.1.2 Diskrete Suchziele

Unter *diskreten Suchzielen* werden räumlich klar begrenzte Merkmale verstanden wie zum Beispiel Felsaufschlüsse, Rutschmassen oder Müllhalden. In vielen Fällen sind diskrete Suchziele allerdings im Untergrund verborgen: Störungszonen sind meist von jüngeren Sedimenten überdeckt, Fundamente abgebrochener Gebäude liegen unter Auffüllungen, Bunker, Stollen und Tanks wurden möglicherweise in den Planungsunterlagen gar nicht erwähnt.

Zur Ortung diskreter Suchziele werden neben flächendeckenden Untersuchungen (z.B. Geophysik) auch parallele Suchprofile genutzt. Kosten-günstig sind Schürfe, die jedoch nur den oberflächennahen Bereich abdecken können. Sondierungen und Aufschlussbohrungen, entlang einer Suchlinie angeordnet, erlauben einen Einblick in den tieferen Untergrund.



**Abb. 6.21** Suchziel, paralleles und rechtwinkliges Suchnetz.



**Abb. 6.22** Treffererwahrscheinlichkeit von Suchlinien als Funktion des Verhältnisses der maximalen Suchzielgröße zum Suchlinienabstand. Dargestellt sind die Bereiche für Kreis, Ellipse und Linie, sowohl für parallele Suchlinien als auch für ein quadratisches Suchnetz (nach McCammon 1977).

Die Wahrscheinlichkeit, eine diskrete Anomalie mit parallel orientierten Suchprofilen aufzufinden, ist abhängig von den Abmessungen der Anomalie und der Entfernung der Suchprofile (Uspensky 1937, u.a.). Suchlinien

mit einem lotrechten Abstand  $d$  treffen eine elliptische Anomalie mit den Abmessungen  $a$  und  $b$  mit der Wahrscheinlichkeit

$$p = \frac{u}{\pi d}$$

wobei  $u$  dem Umfang des elliptischen Suchziels entspricht

$$u = \pi q = \pi 2 \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{2}}$$

Für ein kreisförmiges Suchziel vereinfacht sich die Trefferwahrscheinlichkeit mit  $r$  als Kreisradius zu

$$p = \frac{2r}{d}$$

Die Wahrscheinlichkeit, ein linienförmiges Suchziel der Länge  $l$  zu treffen, ergibt sich nach

$$p = \frac{2l}{\pi d}$$

Bei einem rechwinkligen Suchnetz folgt die Trefferwahrscheinlichkeit aus

$$p = \frac{q(d_1 + d_2 - q)}{d_1 d_2}$$

Für ein quadratisches Suchnetz gilt folglich

$$p = \frac{q}{d} \left( 2 - \frac{q}{d} \right)$$

Die Wahrscheinlichkeit  $p_c$ , ein Suchziel zu verfehlen, ist komplementär der Trefferwahrscheinlichkeit

$$p_c = 1 - p$$

Neben Suchprofilen dienen auch punktuelle Aufschlüsse wie Sondierungen und Bohrungen der Ortung von Suchzielen. Der Vergleich verschiedener zufälliger und systematischer Suchmuster zur Ortung von Suchzielen mit unterschiedlichen Symmetrien hat ergeben, dass beim *Herringbone-Suchmuster* die größte Trefferwahrscheinlichkeit gegeben ist (Ferguson 1992). So ergibt sich zum Beispiel die notwendige Anzahl  $n$  der Aufschlusspunkte zur Ortung eines Suchziels bei einer Trefferwahrscheinlichkeit von 95% nach

$$n_{95} = \frac{\psi}{r_A}$$

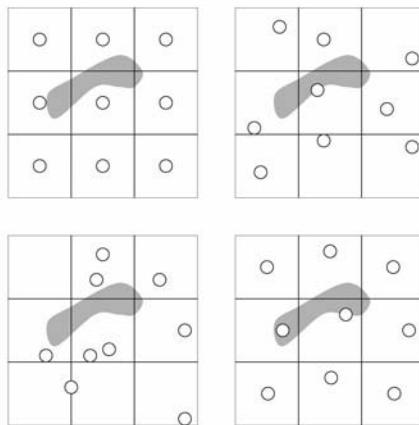
wobei

$$r_A = \frac{\text{Fläche des Suchziels}}{\text{Fläche des Untersuchungsgebiets}}$$

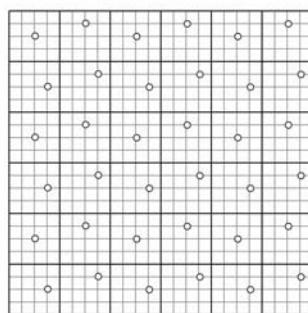
und

$$\psi_{Kreis} = 1.08 \leq \psi \leq 1.80 = \psi_{\text{Ellipse}(4/1)}$$

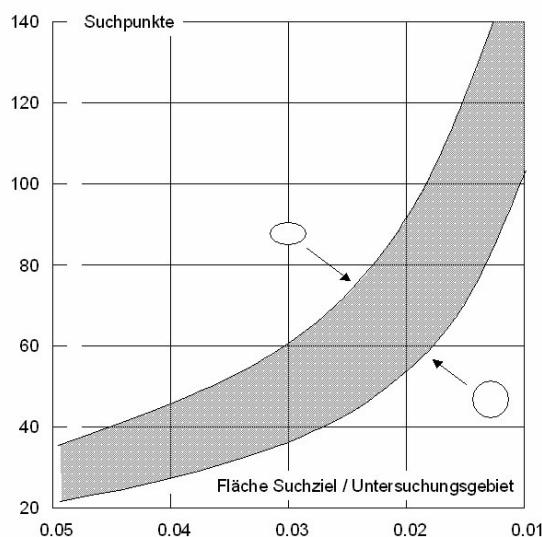
Falls die Geometrie des Suchziels nicht bekannt ist, wird  $\psi$  mit 1.4 abgeschätzt.



**Abb. 6.23** Suchmuster: regulär, sektoriel zufällig, zufällig, Herringbone.



**Abb. 6.24** Konstruktion des Herringbone-Suchnetzes.

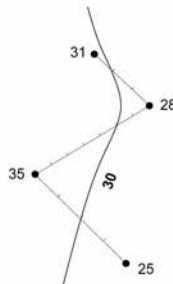


**Abb. 6.25** Anzahl von Suchpunkten als Funktion der Größe des Suchziels (Kreis, Ellipse) und der Größe des Untersuchungsgebietes bei einer Trefferwahrscheinlichkeit von 95% (nach Ferguson 1992).

### 6.2.1.1.3 Kontinuierliche Suchziele

Unter *kontinuierlichen Suchzielen* werden Merkmale mit sich stetig verändernder Begrenzung oder Intensität verstanden. Die Tiefe zum Grundwasserspiegel ist zum Beispiel ein kontinuierliches Suchziel, wie auch die Konzentration von Schadstoffen, die im Grundwasser gelöst sind, oder die mittlere Korngröße des Sedimentes, das den Aquifer bildet. Die Erfassung dieser Suchziele unterscheidet sich grundsätzlich von der Ortung diskreter Anomalien.

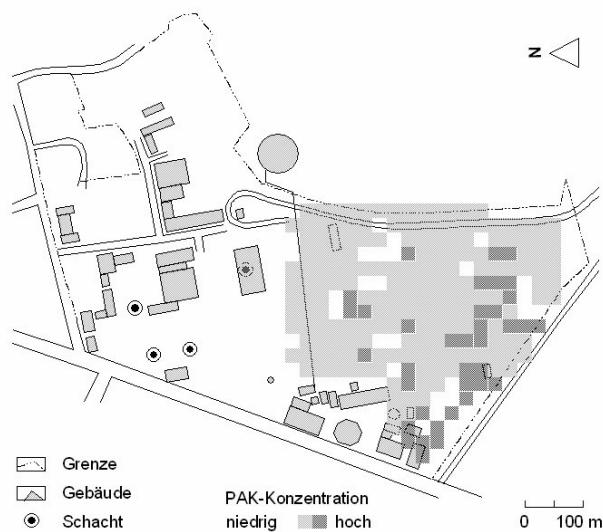
Die einfachste Methode zur Beschreibung kontinuierlicher Suchziele ist die Beprobung des Merkmals: Beobachtungsbrunnen geben die Tiefe zum Grundwasserspiegel an, aus Grundwasserproben lassen sich Schadstoffgehalte ermitteln, Bodenproben liefern die mittlere Korngröße. Zur Beschreibung des Merkmals liegen also Punktinformationen vor, die es zu deuten gilt. Dies geschieht am einfachsten mit der Konstruktion von Linien gleicher Intensität, Höhe, Dichte, etc. Dabei werden durch Interpolation zwischen den Messpunkten Isolinien hergeleitet. Allerdings hat diese Methode entscheidende Nachteile, die bereits angesprochen wurden: Zum einen werden allein die unmittelbaren Nachbarpunkte zur Konstruktion der Isolinien genutzt, zum anderen ist es nicht möglich, die Verlässlichkeit des entstehenden Isolinienplans zu quantifizieren.



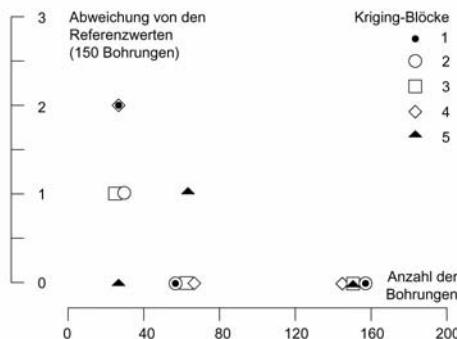
**Abb. 6.26** Herleitung von Isolinien.

Um die Informationen aus den Messpunkten zu optimieren, müssen sie als *regionalisierte Variable* angesprochen und im Rahmen einer Kriging-Routine interpretiert werden. Dies erlaubt sowohl die Herleitung einer auf der Gesamtheit der Messungen beruhenden Karte als auch die Quantifizierung ihrer Zuverlässigkeit. Weiterhin wird die Anzahl der Beprobungspunkte auf das notwendige Maß beschränkt.

Ein Beispiel: Die Zeche Minister Stein (Dortmund) wurde in den 1980er-Jahren infolge der Kohle- Stahlkrise geschlossen. Etwa zehn Jahre später entschied man sich zu einer Wiedernutzbarmachung des Geländes im Rahmen der Internationalen Bauausstellung IBA Emscher Park. Im Zuge der Voruntersuchungen wurde u.a. geprüft, inwieweit das Terrain kontaminiert ist. Dabei wurde zum Beispiel die Konzentration von polyzyklischen aromatischen Kohlenwasserstoffen (PAK) an Hunderten von Proben untersucht, die mit Aufschlussbohrungen gewonnen wurden. Zuerst erfolgte die Darstellung der Kontamination mit konventionellen Isolinienverfahren. In einer späteren Phase wurden die Daten mit einer Kriging-Routine analysiert. Dabei zeigte sich, dass beim Kriging weniger Daten benötigt wurden, um die Kontamination darzustellen, als mit konventionellen Verfahren (Genske 2003).



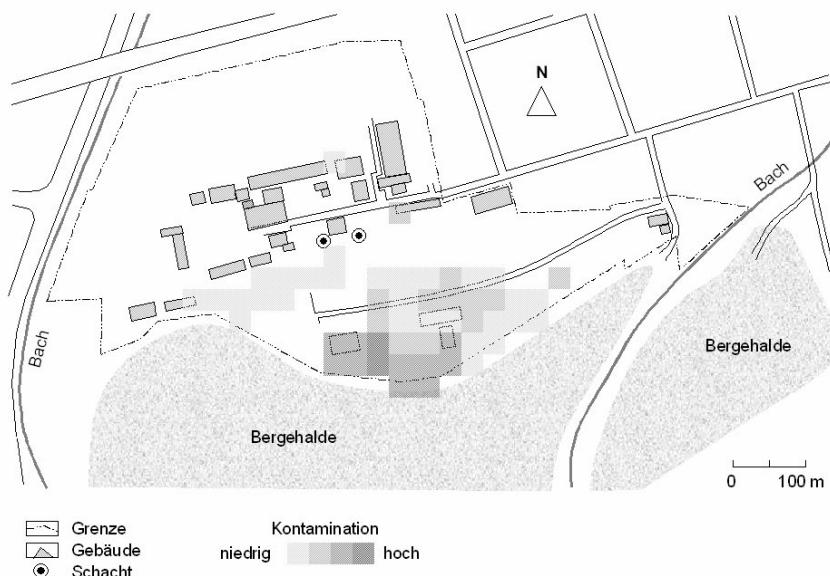
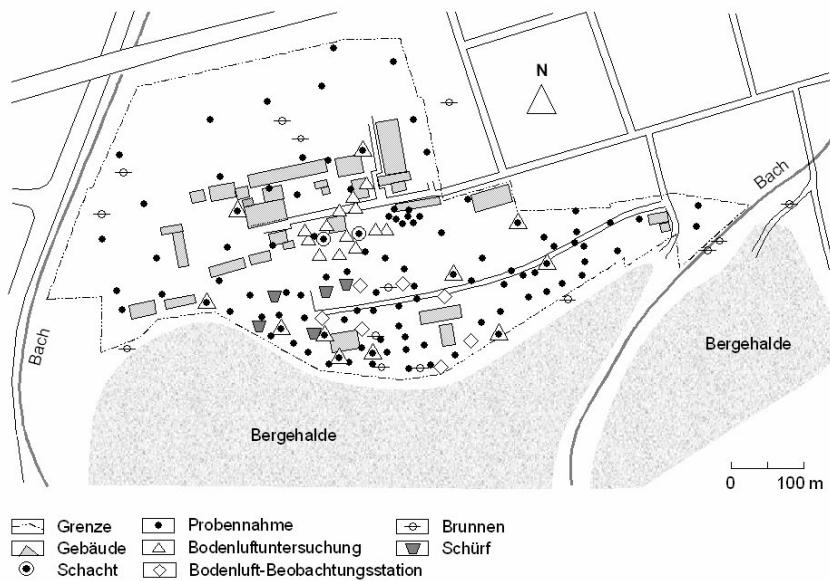
**Abb. 6.27** Die mit Block-Kriging ermittelte Verteilung von PAKs im südlichen Bereich des Untersuchungsgebiets (Datenumfang 150 Messpunkte).

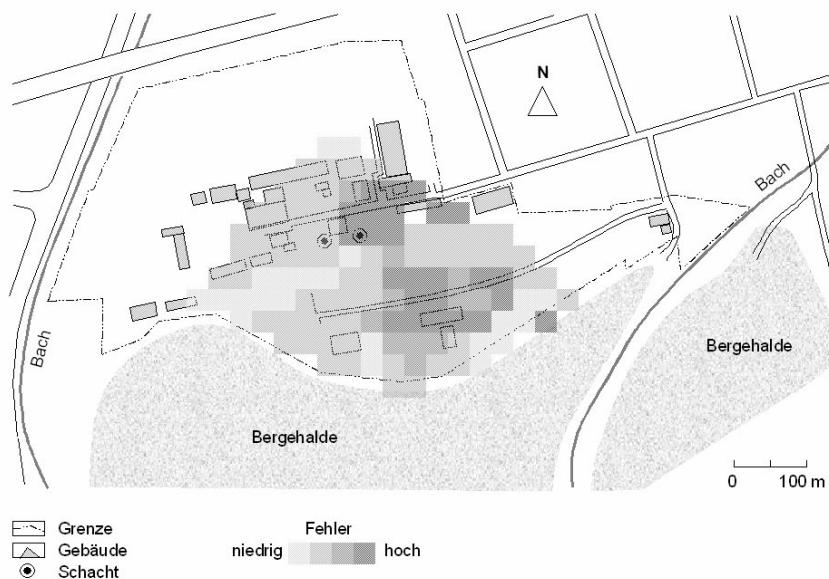


**Abb. 6.28** Mit zunehmender Anzahl von Messpunkten werden die PAK-Konzentrationen in fünf ausgesuchten Blöcken (Block-Kringing) zutreffend beschrieben. Allerdings zeigt sich, dass bereits bei der Hälfte der Datenpunkte die Messungen eine verlässliche Karte erzeugen, denn nur einer der fünf ausgewählten Blöcke wird falsch gedeutet, und zwar um nur eine Schadstoffklasse. Die Herleitung einer Fehlerkarte (nächstes Beispiel) hätte gezielte Nachuntersuchungen ermöglicht und somit die Anzahl der Bohrungen auf das notwendige Maß reduzieren können (Schadstoffklassen: 0 nicht kontaminiert, 1 leicht kontaminiert, 2 deutlich kontaminiert, 3 hoch kontaminiert).

Ein zweites Beispiel: Wie auf Minister Stein wurde auch für das Gelände der 23 Hektar großen Zeche und Kokerei Graf Moltke (Gladbeck) die Belastung des Bodens mit PAKs überprüft. Jeder Datenpunkt steht für eine Aufschlussbohrung, aus der eine Bodenprobe entnommen und in einem spezialisierten Labor untersucht wurde. Entsprechend kostspielig war die Datenerhebung. Anhand einer Kriging-Routine wurde eine Karte zur Verteilung der Schadstoffe erzeugt, sowie eine zweite, die den relativen Schätzfehler zeigt. Anhand der zweiten Karte konnten gezielt Nachuntersuchungen durchgeführt werden, und zwar dort, wo der Schätzfehler am größten ist. Somit konnte der Umfang der Untersuchungen auf das notwendige Maß reduziert werden (Genske 2003).

**Abb. 6.29** (nächste Seite) Der Beprobungsplan für Graf Moltke, die Verteilung der PAKs und ihr Schätzfehler.





### 6.2.1.2 Darstellung der Ergebnisse

Bei jeder Etappe der Erkundung werden die Ergebnisse in Karten und Profilen dargestellt. Die anschauliche Visualisierung projektrelevanter Phänomene ist von zentraler Bedeutung für den Erfolg des Projekts. Sie verdeutlicht komplexe Zusammenhänge und mögliche Risiken, sowohl für den Fachmann als auch für Projektpartner, die nicht geowissenschaftlich ausgewiesen sind und sich mit völlig anderen Themen befassen wie zum Beispiel der Genehmigung oder der Finanzierung des geplanten Vorhabens.

#### 6.2.1.2.1 Karten

Die *Status quo*-Karte und die darauf aufbauenden *thematischen Karten* illustrieren den Entwurfsstand und die Untersuchungsergebnisse und alles, was für die Planung und die Durchführung des Projekts zu kommunizieren ist. Neben Objekten und Sektoren werden kontinuierliche Merkmale mit Isolinien und Isoblocken dargestellt. Auch thematische Diagramme können in das Kartenwerk integriert werden.

Dabei ist darauf zu achten, dass Karten immer übersichtlich und verständlich bleiben. Jede Karte ist mit einem Nordpfeil zu orientieren und mit einem Maßstab zu versehen. In der Legende sind die kartierten Merkmale in verständlicher und anschaulicher Form zu erläutern. Leicht reproduzierbare Symbole sind zu verwenden, für die es in den einschlägigen nationalen Normenwerken Vorschläge gibt (Boden- und Gebirgsarten, Quellen, Bauwerkstypen, etc.).

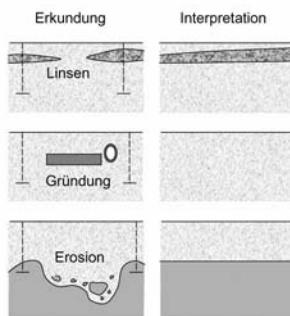
Mit *Geo-Informationssysteme* lässt sich die Erstellung von Karten optimieren. GIS erlaubt nicht nur die Darstellung der kartierten Phänomene sondern auch ihre Verknüpfung mit einer Datenbank. GIS-Karten können ständig angepasst und variiert werden. Informationen aus anderen Karten lassen sich integrieren und assoziieren. Daten lassen sich räumlich kombinieren und modellieren, um neue Daten zu produzieren (z.B. Bartelme 2000, Olbrich, Quick, Schweikart 2002).

#### **6.2.1.2.2 Profile**

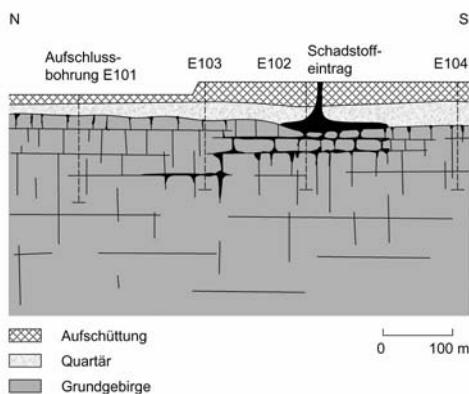
Karten beschreiben das Projektgebiet in zwei Dimensionen. Bei ingenieurgeologischen Aufgaben ist jedoch der räumliche Zusammenhang von grundsätzlicher Bedeutung, der mit *Profilen* veranschaulicht werden kann.

Die Konstruktion von Profilen ist ungleich schwieriger als die Erstellung von Karten, denn die zugrunde liegenden Informationen stützen sich auf punktuelle Erkundungsmaßnahmen wie Sondierungen und Aufschlussbohrungen und indirekte Erkundungsmaßnahmen wie geophysikalische Messungen. Trotz dieses deutlich eingeschränkten Informationsstands muss der Ingenieurgeologe eine Aussage treffen und diese in Form eines Profils darstellen. Dieses Profil stellt dann, zusammen mit dem Kartengerüst, die Grundlage für die weitere Planung dar.

Bei der Konstruktion von Profilen sind Expertise und Erfahrung des Ingenieurgeologen besonders gefordert. Zwischen den Aufschlussbohrungen müssen die geologischen Verhältnisse interpoliert werden, was leicht zu Fehlinterpretationen führen kann. In der Gutachterlichen Stellungnahme ist auf diesen Interpretationsspielraum hinzuweisen; gegebenenfalls sind weitere Aufschlussmaßnahmen zu empfehlen, um das erstellte Profil zu präzisieren und dessen Verlässlichkeit zu erhöhen.



**Abb. 6.30** Mögliche Fehlinterpretationen bei der Konstruktion von Profilen.

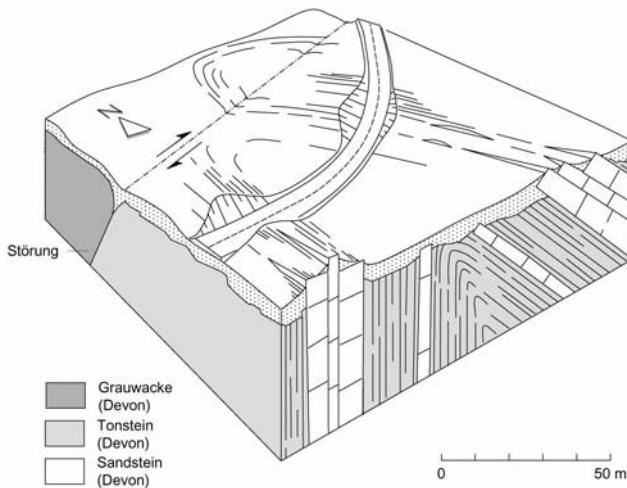


**Abb. 6.31** Profile durch ein ehemaliges Industriegebiet. Die Ausbreitung von Schadstoffen, die schwerer als Wasser sind (DNAPLs), ist schematisch dargestellt. Beabsichtigt wurde hier, das Eindringen der Schadstoffe in den Kluftwasserleiter zu visualisieren.

Mit GIS lassen sich ebenfalls Profile erstellen. Sie berücksichtigen jedoch nicht die Fachkenntnis und die Intuition des Ingenieurgeologen und stellen daher eher Arbeitshilfen dar.

### 6.2.1.2.3 Blockbilder

Die Verknüpfung von Karten mit Profilen ermöglicht die Konstruktion von *Blockbildern*, die die komplexen geologischen Bedingungen auf anschauliche Weise verdeutlichen. 3D-Modelle stellen die geologischen Verhältnisse vereinfacht und schematisch dar. Sie beschränken sich auf das zu visualisierende Phänomen.

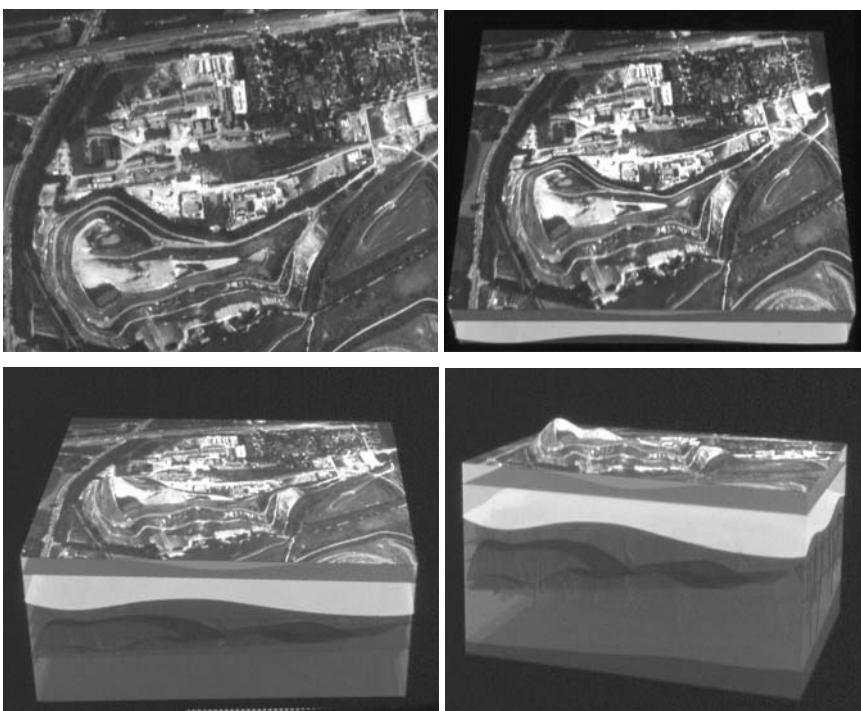


**Abb. 6.32** Beispiel für ein geologisches Blockbild.

Exakte Blockbilder können auch mit GIS erstellt werden. Hierzu sind jedoch viele Aufschlussbohrungen nötig, deren Aussagekraft durch weitere Erkundungsmaßnahmen zu ergänzen ist. In der ingenieurgeologischen Praxis reicht das zur Verfügung stehende Budget in der Regel nicht aus, um eine entsprechende GIS-Visualisierung zu finanzieren. Weiterhin ist zu bedenken, dass GIS-Darstellungen allein auf den gemessenen Daten basieren und die ingenieurgeologische Expertise kaum berücksichtigt wird. Diese ist jedoch gerade bei der 3D-Darstellung von zentraler Bedeutung und ermöglicht es in vielen Fällen, realistische Blockbilder zu konstruieren, auch wenn nur wenige Aufschlussdaten vorliegen.

#### 6.2.1.2.4 Animation

Karten, Profile und Blockbilder, auch wenn sie die geologischen Verhältnisse nur schematisch skizzieren, lassen sich leicht digitalisieren und nachträglich *animieren*. Computeranimationen dienen in erster Linie der Veranschaulichung bestimmte Prozesse und Vorgänge, um (fachfremde) Projektpartner und Bürger ins Bild zu setzen. Die Rekonstruktion eines Felssturzes, die Kontamination durch eine undichte Deponie und die Präsentation von Möglichkeiten, sie wieder abzudichten, sind typische Beispiele für die Animation ingenieurgeologischer Darstellungen.



**Abb. 6.33** Animation der geologischen Verhältnisse im Bereich der Industriebrache Graf Moltke (Gladbeck) mit einer digitalen Kamerafahrt um ein schematisches Blockbild (Genske 2003).

## 6.2.2 Übersichtskartierung

Die Übersichtskartierung beginnt mit der *Erstbegehung*, bei der die Angaben aus den zuvor ausgewerteten Unterlagen, Karten und Dokumenten im Feld überprüft werden. Sie ist unerlässlicher, integraler Bestandteil der Voruntersuchungen. An die Erstbegehung schließt sich die *Übersichtskartierung* an, in der Aufschlussverhältnisse und geomorphologische Besonderheiten dokumentiert, Naturraum und Gewässer kartiert, anthropogene Überprägungen notiert, die Begeh- und Befahrbarkeit des Geländes geprüft, Zugangsrechte geklärt und organisatorische Randbedingungen für die weitere Feldarbeit ausgelotet werden.

Falls eine Gefährdung ins Auge fällt, zum Beispiel eine drohende Rutschung oder ein undichter Öltank, ist der Ingenieurgeologe in der Meldepflicht und muss unverzüglich, ohne Rücksicht auf den weiteren Verlauf des Projekts, bei der Projektleitung und den zuständigen Ordnungsbehörden die Gefährdung anzeigen. Die Meldepflicht gilt übrigens grundsätzlich in jeder Phase der ingenieurgeologischen Erkundung, selbst außerhalb eines genehmigten Auftrags, da der Ingenieurgeologe als Fachmann nicht nur das öffentliche Vertrauen genießt, sondern auch eine öffentliche Verantwortung trägt.

Die Übersichtskartierung vervollständigt die zu Beginn der Projektarbeit erstellte *Status quo*-Karte, die den aktuellen Zustand vor Projektbeginn beschreibt. Mit jedem weiteren Arbeitsschritt wird sie ergänzt und aktualisiert. Sie ist Grundlage für die nun folgenden *thematischen Kartierungen*. Auf der Grundlage der Übersichtskartierung wird geklärt, welche Aspekte zur weiteren Projektbearbeitung detaillierter zu untersuchen und kartographisch zu erfassen sind. Eine bestimmte, nicht tragfähige Bodenart kann zum Beispiel von Interesse sein, oder die Orientierung von Trennflächen im anstehenden Gebirge, oder die Tiefe zum Grundwasserspiegel.

## 6.2.3 Thematische Kartierung

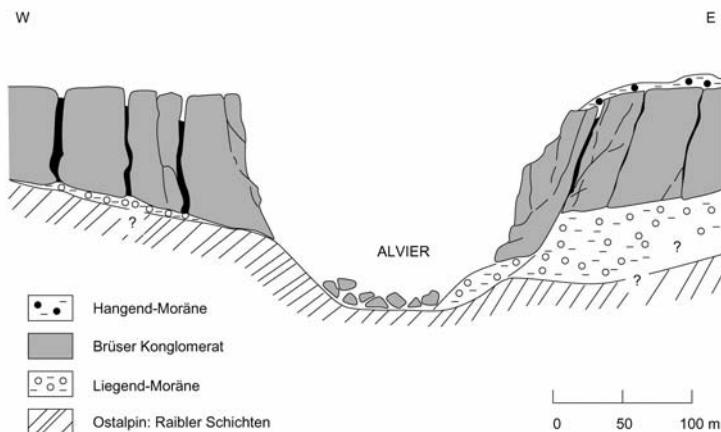
Die *thematische Kartierung* geht auf projektrelevante Besonderheiten ein. Im folgenden wird die Erkundung der geomorphologischen Verhältnisse, der Böden, des anstehenden Gebirges, der Flora und Fauna, sowie der anthropogenen Überprägung vorgestellt. Diese Liste ist sicher nicht vollständig und ist, je nach den Anforderungen des Projekts, zu ergänzen.

### **6.2.3.1 Geomorphologische Ansprache**

*Geomorphologische Untersuchungen* leisten einen wichtigen, manchmal entscheidenden Beitrag bei der Erstellung eines geologischen Modells. Im Rahmen der geomorphologischen Aufnahme wird die Vielfalt der Landformen innerhalb des Projektgebiets analysiert, beschrieben und hinsichtlich ihrer Entstehung erläutert. Der Geomorphologe stützt sich dabei auf die Kenntnis der landschaftsformenden (exogenen) Kräfte, insbesondere der Wechselwirkung von Verwitterung, Erosion und Transport.

Fluviale, glaziale und äolische Prozesse hinterlassen eine Fülle von Landformen, die sich zeitlich und räumlich überlagern. Ihre Rekonstruktion und die Herleitung der zeitlichen Reihenfolge ihrer Entstehung erlauben Rückschlüsse auf den Aufbau des Untergrunds. Der Geomorphologe deutet die Entstehungsgeschichte einer Landschaft, beschreibt ihrer Elemente und erfasst sie kartographisch. Arbeitsmittel sind dabei topographische Karten, geologische Karten und Luftbilder, die vor und während der geomorphologischen Geländearbeit ausgewertet werden.

Im Rahmen der ingenieurgeologischen Kartierung kommt dem Geomorphologen die Aufgabe zu, in enger Zusammenarbeit mit dem Ingenieurgeologen jene Landformen detailliert zu untersuchen, die für das Projekt von Bedeutung sind. Bei einer Baugrunduntersuchung sind zum Beispiel die Beschaffenheit der oberflächennahen Sedimente und die Tiefe zum anstehenden Festgestein von Bedeutung. Geht es dagegen um die Stabilität eines Berghanges, sind die für die Hangstabilität relevanten Aspekte von Interesse wie zum Beispiel morphologische Abweichungen, die geologisch nicht erklärbar sind und auf alte, möglicherweise fossile Hangbewegungen schließen lassen. In einem durch Altbergbau geprägten Gebiet interessieren dagegen neben dem geomorphologischen Inventar Abraumhalden, Schlämmeiche und Bergsenkungen.



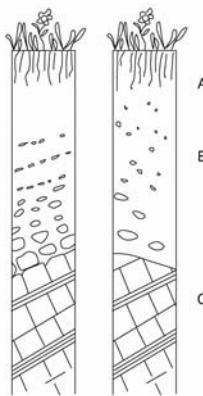
**Abb. 6.34** Alvierschlucht mit Rutschungsbereich nach einer geomorphologischen Geländeaufnahme (vereinfacht). Die Rutschung wurde durch die Spaltenbildung im Brüser Konglomerat begünstigt, die sich nach dem Rückzug der Gletscher öffneten (De Graaff & Seijmonsbergen 1993, Ampferer 1908).

### 6.2.3.2 Bodenansprache

#### 6.2.3.2.1 Bodenkundliche Ansprache

Bei der *bodenkundlichen (pedologischen) Ansprache* werden die im Gelände vorliegenden Bodenarten im Hinblick auf ihre Bildung und ihre Zusammensetzung beschrieben. Dazu werden Bodenprofile freigelegt, die in der Regel drei Horizonte aufweisen:

- Der *A-Horizont* bildet den Oberboden, der reich an organischem Material (Humus), aber arm an Mineralstoffen ist, die mit den Niederschlägen in den
- *B-Horizont* ausgewaschen wurden. Zusätzlich reichern sich Mineralstoffe als Folge der Verwitterung des
- *C-Horizontes* an, dem unverwitterten Ausgangsmaterial.



**Abb. 6.35** Schematische Bodenprofile für aus dem Grundgebirge gebildete Böden und auf eingetragenem Material gebildete Böden. Die Bildung eines natürlichen Bodenprofils kann mehrere Jahrtausende dauern.

Zur Einteilung der Böden wurde eine Reihe von Klassifikationssystemen vorgestellt. Die älteste, in Russland entwickelte Einteilung richtet sich nach Klima und Vegetation, wogegen die US-amerikanische Nomenklatur von charakteristischen Bodenhorizonten und deren chemischem und physikalischen Aufbau ausgeht, eine Systematik, die auch von der Welternährungskommission (FAO) übernommen wurde. Die Franzosen klassifizieren dagegen Böden nach den zugrunde liegenden Entstehungsprozessen. Inzwischen wurden weltweit geltende Leitböden definiert (World Reference Base) und in einer Weltbodenkarte dargestellt (WRB 1998). Grob einzuteilen lassen sich Böden in (s.a. Scheffer & Schachtschabel 2002)

- *Terrestrische Böden*: Landböden wie Rohböden (kaum verwittert), Rot-, Gelb-, Braun- und Schwarzerden, Podsole (saure Böden der Taiga), Laterite und Lateritböden (tropische Böden), Wüstenböden, Salzböden, Böden der Gebirgsregionen.
- *Semiterrestrische Böden* (Grundwasserböden): Gleye, Auenböden, Marschen.
- *Moore und subhydrische Böden* (Unterwasserböden).

Weiterhin sind, insbesondere in erschlossenen Gebieten,

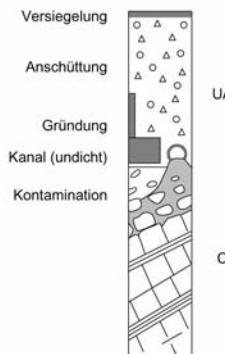
- *anthropogene Böden*

von Bedeutung, die sich wieder hinsichtlich ihrer Überprägung unterscheiden in

- *landwirtschaftlich genutzte Böden*
- *technische Böden* (Aufschüttungen, Aufspülungen) und
- *urbane Böden* (urbic anthrosols).

Gerade bei Projekten in besiedelten Gebieten ist den urbanen Böden besondere Aufmerksamkeit zu schenken, denn sie zeichnen sich aus durch

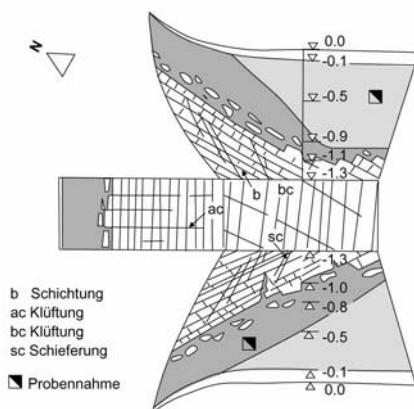
- Gründungen und Gründungsfragmente früherer Bauwerke: Flachfundamente bestehen aus Ziegeln, Beton oder bewehrtem Beton und finden sich meist unterhalb der frostfreien Tiefe, die regional schwankt und in den einschlägigen Baugrundnormen angegeben ist. Ältere Gründungen finden sich selten unterhalb des Grundwasserspiegels, da hierfür eine Grundwasserabsenkung oder moderne Bauverfahren nötig gewesen wären. Somit beschränkt sich der Tiefenhorizont zum Auffinden von Flachgründungen meist auf den Bereich der frostfreien Tiefe oberhalb des Grundwasserspiegels. Neben Flachgründungen können jedoch Pfahlgründungen aus Holz, Stahl oder Stahlbeton in große Tiefen reichen.
- Leitungen, Kanäle und Tanks: Sie sind normalerweise in der Nähe von (ehemaligen) Verkehrswegen und Bauwerken zu finden.
- Strom und Telefonkabel: Sie dienten der Versorgung ehemaliger Gebäude und Anlagen.
- Auffüllungen: Bei schlechten Baugrundbedingungen wurde oft auf dem nachgiebigen Boden tragfähiges Bodenmaterial (Sand, Kies) als Gründungspolster aufgebracht. Mitunter wurde auch der nachgiebige Boden ausgeschachtet und mit tragfähigem ersetzt.
- Abfallmaterial: In der Umgebung von ehemaligen Produktionsanlagen finden sich häufig Abfallgruben und Deponien, die in keinem Plan erfasst wurden und heute potentielle Schadstoffquellen darstellen.



**Abb. 6.36** Schematisches Bodenprofil eines urbanen Bodens.

Bodenprofile werden mit direkten Aufschlussverfahren aufgenommen. Erdbohrer und Sondiergeräte fördern allerdings nur gestörte Bodenproben. Zu empfehlen ist daher die Anlage von *Schürfen*. Ein Schurf bietet einen direkten Einblick in die Untergrundverhältnisse und erlaubt eine genaue Kartierung des Bodenaufbaus. Wird der Schurf bis zum anstehenden Festgestein ausgeschachtet, lässt sich dessen Petrographie, Stratigraphie sowie dessen Verwitterungs- und Zerklüftungsgrad dokumentieren. Im Schurf können Boden- und Felsproben bester Güte entnommen und Feldversuche zur Festigkeit und Verformbarkeit des Bodens durchgeführt werden.

Schürfe werden per Hand oder mit Baggern ausgehoben. Der Grundwasserspiegel begrenzt die Tiefe des Schurfs. Darüber hinaus schränken Sicherheitsbestimmungen die Aushubtiefe ein: Nach europäischen Normenwerken ist es zum Beispiel nicht zulässig, Schürfe tiefer als ca. 1.20 m auszuschachten. Tiefere Schürfe müssen mit Bohlen oder Fertigteilen verbaut werden, was allerdings die Aufnahme der Bodenprofile einschränkt. Bei einer Schurfaufnahme müssen mindestens zwei Personen anwesend sein, wobei sich eine immer außerhalb des Schurfs aufzuhalten hat. Der Schurf ist nach der Schurfaufnahme zu verfüllen oder abzudecken und entsprechend zu sichern.



**Abb. 6.37** Kartierung eines Schurfs, der das anstehende Gebirge anschneidet (Abwicklung).

Schürfe dürfen nicht unmittelbar neben bestehenden Gebäuden ausge schachtet werden, um die Gründung des Bauwerks nicht zu destabilisieren. In Hanglagen dürfen Schürfe nicht parallel des Böschungsstreichens ausge hoben werden, da sie sonst möglicherweise eine Rutschung auslösen könnten. Es empfiehlt sich, die Schürfe in Fallrichtung des Hangs zu ori entieren und entlang eines Profils anzuordnen, um den pedologischen Aufbau des Fußbereichs, des mittleren Bereichs und des oberen Hangs zu do kumentieren. Im mittleren und oberen Hangbereich ist bei der Aufnahme des anstehenden Festgestein zu berücksichtigen, dass die allmähliche, gravitationsbedingte Abwärtsbewegung oberflächennaher Hangschichten (*Hangkriechen*) die Orientierung der Trennflächen verfälscht (*Hakenschlagen*).

Im industriell vorgenutzten Gelände und in der Umgebung von Depo nien können sich in Schürfen toxische Gase ansammeln. Mitunter kommt es sogar zu einem direkten Kontakt mit Schadstoffen. Daher müssen in diesen Fällen neben den bereits erwähnten Vorsichtsmaßnahmen noch zu sätzliche Vorkehrungen zum Schutz gegen Schadstoffe ergriffen werden. Hierzu zählen zum Beispiel das Tragen von Schutzkleidung, das Mitführen von Sauerstoffwarngeräten und das Vorhalten spezieller Behälter zur Ent nahme von kontaminierten Bodenproben.

### 6.2.3.2.2 Bodenmechanische Ansprache

Im Gegensatz zur bodenkundlichen Ansprache konzentrieren sich die *bodenmechanischen Untersuchungen* auf die Festigkeit und die Verformbarkeit des Bodens. Bodenmechanische Untersuchungen sind eine Voraussetzung, um Gründungen zu dimensionieren, Böschungen zu bemessen und Hangbewegungen zu beurteilen. Bodenmechanische Parameter lassen sich mit einfachen Feldversuchen abschätzen und anhand von Bodenproben im Labor messen.

Boden ist ein Dreiphasensystem, das aus einem Feststoffanteil und einem Porenanteil besteht. Der *Porenanteil*  $n$  [-] ist der mit Wässern  $n_w$  und Gasen  $n_a$  gefüllt Bereich des Porenraums. Die *Porenzahl*  $e$  [-] ist das Verhältnis des Porenanteils zum Volumen der Festmasse

$$n = \frac{e}{1+e} > 0 \quad \text{oder} \quad e = \frac{n}{1-n} > 0$$

Der Porenanteil ergibt sich aus der *Trockendichte*  $\rho_d$  [g/cm<sup>3</sup>], d.h. der auf das Probenvolumen  $V$  [cm<sup>3</sup>] bezogenen, bei 105°C getrockneten Masse des Bodens  $m_d$  [g]

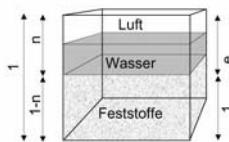
$$\rho_d = \frac{m_d}{V}$$

und der *Korndichte*  $\rho_g$  [g/cm<sup>3</sup>], d.h. der auf das *Kornvolumen*  $V_g$  [cm<sup>3</sup>] bezogenen Masse der Bodenkörper  $m_g$  [g]

$$\rho_g = \frac{m_g}{V_g}$$

bzw. deren *Trockenwichte*  $\gamma_d$  [kN/m<sup>3</sup>] und *Kornwichte*  $\gamma_g$  [kN/m<sup>3</sup>] zu

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_g} = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_g}$$



**Abb. 6.38** Einheitsvolumen mit Porenanteil und Porenzahl.

Die Masse der Probe wird durch Wägung ermittelt, die Volumenbestimmung erfolgt zum Beispiel durch Ausmessung des Probekörpers. Beim Gebrauch von Ausstechzylindern für die Probennahme ist das Volumen bereits vorgegeben. Bei Proben, die zum Beispiel in einem Schurf einfach ausgegraben werden, kann das Probenvolumen mit dem Ersatzverfahren durch Auffüllen des (unregelmäßigen) Probenlochs mit Sand, Gips oder Bentonit bestimmt werden.

Um die Kordichte zu bestimmen, ist das Gesamtvolumen der Körner der Probe zu ermitteln (Kornvolumen). Dies geschieht in der Regel im *Kapillarpyknometer*.

**Tabelle 6.1** Typische Porenanteile für natürliche Böden, urbane Böden und Müll.

Bodentyp	n [-]
Sande und Kiese, ungleichförmig	0.25-0.35
Sande, gleichförmig	0.30-0.50
Lehm und Geschiebemergel	0.25-0.30
Ton, unkonsolidiert	0.50-0.90
Tone, steif	0.20-0.50
organische Böden (Torf, Faulschlamm)	0.70-0.90
urbane Böden <sup>a</sup>	0.30-0.50
Hausmüll <sup>b</sup>	0.60-0.70

<sup>a</sup> geschätzt; <sup>b</sup> auf Deponien

Durch Trocknung des Bodens ergibt sich neben der Trockenmasse auch der Gewichtsverlust aus der Verdunstung des Wassers  $m_w$  [g], aus dem sich der *natürliche Wassergehalt*  $w$  [-] des Bodens ermitteln lässt

$$w = m_w / m_d$$

Wenn alle Poren mit Wasser gefüllt sind, ist die Probe vollkommen gesättigt und der Wassergehalt ergibt sich nach

$$w_{\max} = e^{\frac{\gamma_w}{\gamma_g}}$$

mit  $\gamma_w$  als Wichte des Wassers. Ist nur ein Teil der Poren mit Wasser gefüllt, gibt die *Sättigungszahl*  $S_r$  [-]

$$S_r = w / w_{\max}$$

den Anteil der mit Wasser gefüllten Poren an. Weiterhin lassen sich die *Trockenwichte*  $\gamma_d$  [ $\text{kN/m}^3$ ]

$$\gamma_d = (1 - n) \gamma_g$$

die *Wichte des natürlichen (feuchten) Bodens*  $\gamma$  [ $\text{kN/m}^3$ ]

$$\gamma = \gamma_d (1 + w)$$

die *Wichte des gesättigten Bodens*  $\gamma_s$  [ $\text{kN/m}^3$ ]

$$\gamma_s = \gamma_d + n \gamma_w$$

und die *Wichte des Bodens unter Wasser*  $\gamma'$  [ $\text{kN/m}^3$ ] (Auftrieb)

$$\gamma' = \gamma_s - \gamma_w = (1 - n)(\gamma_g - \gamma_w)$$

bestimmen.

Die Frage nach *organischen Anteilen* im Boden wird mit der Bestimmung des Glühverlustes beantwortet: Der Massenverlust  $m_{\text{org}}$  ins Verhältnis gesetzt mit der Trockenmasse der Probe vor Versuchsbeginn  $m_d$  definiert den Anteil organischer Stoffe in der Bodenprobe

$$V_{\text{org}} = \frac{m_d - m_{\text{org}}}{m_d}$$

Der Anteil organischer Stoffe kann auch durch Oxidation ( $\text{H}_2\text{O}_2$ ,  $\text{NaOH}$ ) der organischen Bestandteile bestimmt werden. Versuchsaufbau und Richtlinien finden sich in entsprechenden Normenwerken.

**Tabelle 6.2** Natürliche Wassergehalte für natürliche Böden, urbane Böden und Müll.

Bodentyp	w [-]
Kies, gleichkörnig	< 0.05
Sande, gleichförmig	0.05-0.20
Lehm	0.03-0.40
Schluff	0.15-0.35
Ton	0.14-0.55
organische Böden (Torf, Faulschlamm)	0.50-8.00
urbane Böden <sup>a</sup>	0.01-0.30
Hausmüll <sup>b</sup>	0.15-0.40

<sup>a</sup> geschätzt; <sup>b</sup> auf Deponien

**Tabelle 6.3** Sättigungszahlen.

Bodenbezeichnung	S <sub>r</sub> [-]
trocken	0
feucht	0.00-0.25
sehr feucht	0.25-0.50
nass	0.50-0.75
sehr nass	0.75-1.00
wassergesättigt	1.00

**Tabelle 6.4** Wichten für natürliche Böden, urbane Böden und Müll.

Bodentyp	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Kies, gleichkörnig	16-19	9-11
Sande, gleichförmig	16-19	9-11
Lehm	18-24	9-15
Schluff	17-21	8-11
Ton	16-22	8-12
organische Böden (Torf, Faulschlamm)	10-16	0.3-6
urbane Böden <sup>a</sup>	15-20	8-10
Hausmüll <sup>b</sup>	3-12	0-5

<sup>a</sup> geschätzt; <sup>b</sup> auf Deponien

Der *Kalkgehalt* einer Bodenprobe wird mit verdünnter Salzsäure (3:1) abgeschätzt: Zeigt sich kein Aufbrausen, liegt der Kalkgehalt unter 0.5%, schwaches bis deutliches, aber nicht anhaltendes Aufbrausen lässt auf einen Kalkgehalt von 2-10% schließen, deutlich anhaltendes Brausen zeigt einen Kalkgehalt von über 10 % an. Mit speziellen Versuchsanordnungen lässt sich durch die Messung des generierten Gases der Kalkgehalt präzisieren.

Böden werden nach ihrer Korngröße in Kies (G), Sand (S), Schluff (U), Ton (T) und gemischtkörnige Böden eingeteilt. Weiterhin werden Torf (H), Mutter und Faulschlamm (F), organische Beimischungen (O) und Kalk (K) als Nebenbestandteile unterschieden. Anhand ihrer *Korngrößenverteilung* lassen sie sich als weitgestuft (W), enggestuft (E) und intermitterend gestuft (I) charakterisieren. Außerdem werden feinkörnige Böden in leicht (L), mittel (M) und ausgeprägt plastisch (A) unterschieden. Um eine Körnungslinie zu erstellen, werden Böden mit Standardsieben (*Siebanalyse*) gesiebt (Kies, Sand). Die feinste Kornfraktion (Schluff, Ton) kann nicht mehr gesiebt werden und ist mithilfe einer *Sedimentationsanalyse* (*Schlämmanalyse*) zu trennen (Casagrande 1934). Dabei wird die Veränderung der Dichte der Suspension über die Zeit mit einem *Aräometer* (einer Senkwaage) gemessen. Die Dichteveränderung ist ein Maß für den relativen Anteil der Feinkornfraktionen: bei grobem Feinkorn ist die Sedimentationszeit kurz, bei feinen Bodenpartikeln entsprechend lang. Je hö-

her die Sedimentationsrate, desto schneller nimmt das spezifische Gewicht der Suspension ab und nähert sich dem des Wassers an. Inzwischen wurden auch *Laser-Particle-Sizer* entwickelt, um die Feinkornfraktion zu analysieren. Dabei wird die Ablenkung des Laserstrahls an den Partikelgrenzen in Partikelgrößen und -anteile umgerechnet.

**Tabelle 6.5** Einteilung von Böden nach der Korngröße.

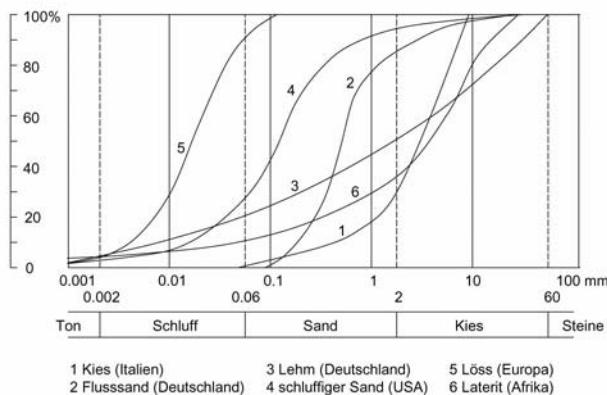
Bodentyp	Korngröße [mm]
Blöcke / boulders (B)	> 200
Steine / cobbles (Cb)	63-200
Kies (G) / gravel (G)	2-63
Sand (S) / sand (S)	0.063-2
Schluff (U) / silt (M)	0.002-0.063
Ton (T) / clay (C)	< 0.002

Im *Korngrößendiagramm* wird der auf die Trockenmasse bezogene Anteil der Kornfraktion als Funktion der Siebgrößen aufgetragen. Steile Körnungslinien repräsentieren gleichförmige Sedimente (zum Beispiel äolische Sande), wogegen flache Sedimentationskurven gemischte Böden (zum Beispiel Lehm) darstellen. Die *Ungleichförmigkeitszahl U [-]*

$$U = d_{60} / d_{10}$$

quantifiziert die Steilheit der Körnungskurve, wobei  $d_{10}$  und  $d_{60}$  den Korngrößen bei 10% und 60% des Siebdurchgangs (Summenkurve) entsprechen. Die Ungleichförmigkeitszahl ist u.a. ein Kriterium zur Beurteilung der *Frostanfälligkeit* von Böden. In frostempfindlichen Böden können sich im Winter Eislinsen bilden die, da Eis hygroskopisch ist, das Porenwasser aus ihrer Umgebung abziehen. Während des Gefrierens wird das Wasser-Volumen um etwa 10% vergrößert, was zu einem beachtlichen Wachstum der Eislinsen führen kann. Unterhalb von Straßen verursachen Eislinsen im Frühling Schlaglöcher, unterhalb von Fundamenten führen sie zu Gründungsschäden. Aus diesem Grunde wird das Planum von Straßen mit frostunempfindlichem Material (Kies, Sand) aufgebaut, das gleichzeitig den kapillaren Aufstieg von Bodenwasser zum Unterbau der Fahrbahn unterbindet (kapillarbrechende Schicht). Fundamente von Gebäuden werden

bis zu einer Tiefe geführt, in die der Frost im Winter nicht vordringen kann (frostfreie Tiefe).

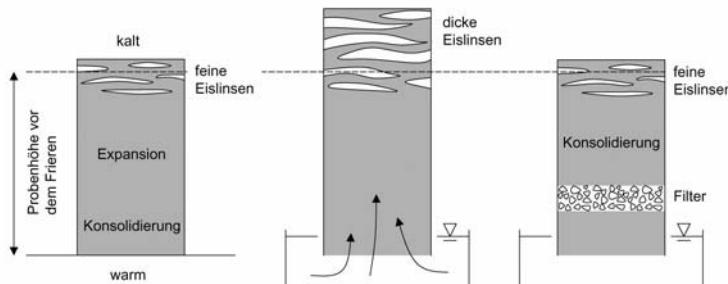


**Abb. 6.39** Körnungslinien für typische Böden.

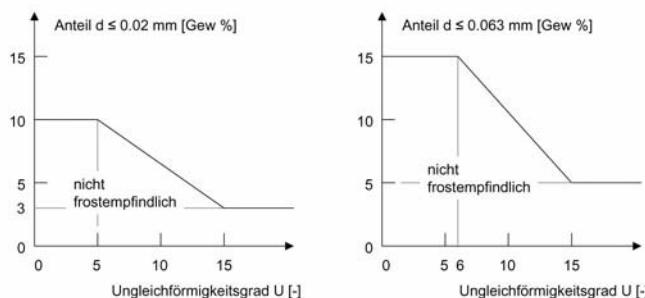
Die *Krümmungszahl*  $C$  [-]

$$C = \frac{d_{30}^2}{d_{10} d_{60}}$$

ist eine weitere Maßzahl zur Beschreibung des Bodens. Mit der Ungleichförmigkeitszahl und der Krümmungszahl lässt sich zum Beispiel ein "sauberer" Kies definieren ( $U > 4$ ,  $1 < C < 3$ ), der nur wenig Feinanteile, aber trotzdem eine gute Kornabstufung (flache Körnungskurve) aufweist. Für  $U = 36$  und  $C = 2.25$  ist der Porenraum im Boden optimal ausgefüllt (*Fuller-Kurve*).



**Abb. 6.40** Die Wirkung von Frost im Boden lässt sich durch einen einfachen Versuch veranschaulichen (Terzaghi 1967): In einer Bodenprobe, die am oberen Ende abgekühlt wird, ziehen die sich bildenden Frostlinsen das Porenwasser aus dem unteren, nicht gefrorenen Teil der Probe. Ihr Wachstum ist begrenzt, da das verfügbare Porenwasser ebenfalls begrenzt ist. Steht die Probe jedoch im Wasser, ziehen die Eislinzen zusätzlich Wasser aus dem Reservoir und wachsen beständig. Eine Schicht aus körnigem Boden (Filter) bricht die kapillare Wasserverbindung zu den Eislinzen, die nun nicht weiter wachsen können.



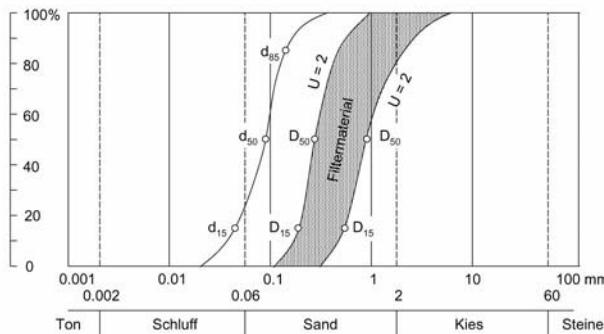
**Abb. 6.41** Die Frostempfindlichkeit von Böden in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeitszahl nach Casagrande und nach deutschen Vorschriften (ZTVE-Stb). Nicht frostempfindlich sind gleichkörnige Kiese und Sande, frostgefährdet sind Schluffe, Tone, organische Böden und gemischtkörnige Böden.

Im Korngrößendiagramm werden auch Böden definiert, die andere Böden entwässern können. Dies ist zum Beispiel im Brunnenbau notwendig

oder um bestimmte Bereiche wie Gründungen wasserfrei (und somit eisfrei) zu halten. Hierzu wurden *Filterregeln* aufgestellt, die der Bemessung des Kornaufbaus des Filtermaterials dienen. Nach Terzaghi & Peck (1967) gilt zum Beispiel

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 < \frac{D_{15}}{d_{15}} \quad \frac{D_{50}}{d_{50}} \sim 10$$

mit  $D_{15}$ ,  $D_{50}$  als Siebdurchgänge für das Filtermaterial und  $d_{15}$ ,  $d_{50}$  und  $d_{85}$  als Siebdurchgänge für den zu filternden Boden. Die Regel stellt sicher, dass Feinanteile aus dem Boden nicht in den Filter erodieren (*Suffusion*) und der Filter selbst stabil und durchlässig bleibt.



**Abb. 6.42** Mit der erweiterten Filterregel von Terzaghi lassen sich Filterböden definieren.

Bei einer dynamischen Beanspruchung infolge eines Erdbebens oder den Vibrationen einer Maschine sedimentieren locker gelagerte körnige nicht bindige Böden. Dies kann zu Bauwerksschäden und zu Hangbewegungen führen. Die *natürliche Lagerungsdichte*  $D$  [-] lässt sich über den Vergleich des natürlichen Porenanteils  $n$  mit dem Porenanteil bei der lockersten Lagerung und der dichtesten Lagerung bestimmen. Die natürliche Lagerungsdichte ergibt sich aus

$$D = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} = \frac{\rho_d - \rho_{d\min}}{\rho_{d\max} - \rho_{d\min}}$$

mit der lockersten Lagerung

$$n_{\max} = 1 - \frac{\rho_{d\min}}{\rho_s}$$

und der dichtesten Lagerung

$$n_{\min} = 1 - \frac{\rho_{d\max}}{\rho_s}$$

Die *bezogene Lagerungsdichte*  $I_D$  [-] folgt aus

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\rho_{d\max}}{\rho_d} D$$

**Tabelle 6.6** Lagerungsdichte  $D$  und bezogene Lagerungsdichte  $I_D$ .

Verdichtungszustand	D [-]	$I_D$ [-]
sehr locker	< 0.15	
locker	0.15-0.30	< 0.33
mitteldicht	0.30-0.50	0.33-0.67
dicht	0.50-0.75	> 0.67
sehr dicht	> 0.75	

Feinkörnige Böden wie Schluff und Ton zeichnen sich durch eine Kohäsion aus, die die Bodenpartikel zusammenhält und die sich mechanisch messen lässt, worauf später noch eingegangen wird. Kohäsive oder bindige Böden weisen im Gegensatz zu den kohäsionsfreien, nichtbindigen Böden eine wesentlich geringere Durchlässigkeit auf und eignen sich daher gut als Dichtungsmaterial. Eine natürlich auftretende Tonlage stellt eine Barriere für Sicker- und Grundwasser dar. Ihr kommt daher bei der Beurteilung der Grundwasserbewegung und bei der Modellierung der Ausbreitung von Schadstoffen eine zentrale Bedeutung zu. Andererseits deformieren sich Tonlagen allmählich bei Belastung (zum Beispiel durch ein Fundament), indem sie das (inkompressible) Porenwasser abgeben, ein Vorgang, der infolge der geringen Durchlässigkeit bindiger Böden eine lange Zeit in Anspruch nehmen kann. Dieser als *Konsolidation* bezeichnete Prozess kann zu Setzungsschäden an Gebäuden führen, die meist erst lange nach

Fertigstellung des Bauwerks auftreten. Tonige Böden stellen daher einen schlechten Baugrund dar.

Da aufgrund dieser speziellen Eigenschaften der Tonanteil von besonderem Interesse ist, wurden einfache Feldversuche entwickelt, um den Tongehalt einer Bodenprobe abzuschätzen. Der einfachste Versuch ist der *Schmier-Test*, bei dem eine Probe zwischen den Fingern zerrieben wird. Vermittelt der Tastsinn eine glatte, seifenähnliche Wahrnehmung, so zeigt dies einen hohen Tongehalt im Boden an. Durchaus üblich ist es auch, eine tonige Bodenprobe in den Mund zu nehmen um deren Schluffgehalt abzuschätzen: Fühlt sich die Probe rau an, ist davon auszugehen, dass sie Schluffanteile enthält (nicht geeignet auf kontaminiertem Gelände).

Ein einfacher Schnelltest zur Prüfung des Tonanteils einer Bodenprobe ist der *Methylen Blau-Test*, bei dem die Adsorption von  $C_{16}H_{18}N_3ClS$  (Methylen Blau) an die Tonfraktion gemessen wird (LCPC 1990). Je mehr Methylen Blau von den in Suspension befindlichen Tonmineralen aufgenommen wird, desto höher ist der Tonanteil. Da freies Methylen Blau die Suspension blau färbt, ist die Menge des in Lösung gebrachten Methylen Blau ein Maß für den Tonanteil.

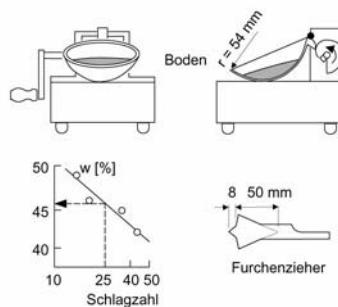
Die Bestimmung der Verformbarkeit oder *Konsistenz* einer bindigen Bodenprobe erfolgt mit drei einfachen Indexversuchen. Nach Atterberg (1911) werden *Konsistenzgrenzen* über den Wassergehalt der bindigen Bodenprobe definiert: der Übergang von flüssiger zu breiiger Konsistenz wird als *Fließgrenze*  $w_L$  [%], von steifer zu halbfester Konsistenz als *Ausrollgrenze*  $w_P$  [%] und von halbfester zu fester Konsistenz als *Schrumpfgrenze*  $w_S$  [%] bezeichnet. Die Ausrollgrenze ist erreicht, sobald das Ausrollen etwa 3 mm dicker Röllchen nicht mehr möglich ist, da sie beim Ausrollvorgang zerbröckeln. Die Schrumpfgrenze ist erreicht, sobald die Probe mit zunehmender Austrocknung ihr Volumen nicht weiter verringert. Zur Bestimmung der Fließgrenze wurde von Casagrande (1932) ein einfaches Versuchsgerät entwickelt, eine Schale mit einem Schlagmechanismus zur dynamischen Anregung der Probe. Vor der Beanspruchung wird eine Furche durch die Bodenprobe gezogen. Der Wassergehalt der Fließgrenze ist erreicht, sobald sich diese Furche nach genau 25 Schlägen schließt. Die Bestimmung der Fließgrenze erfolgt nach mehreren Versuchen mit unterschiedlichen Wassergehalten durch Interpolation. Die genaue Versuchsanordnung ist in den einschlägigen Normenwerken festgelegt. Obwohl diese Versuche recht einfach erscheinen, liefern sie doch Indexwerte, die zu wichtigen bodenmechanischen Aussagen führen. Die *Konsistenzzahl* [-]

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} = \frac{w_L - w}{I_P} = 1 - I_L$$

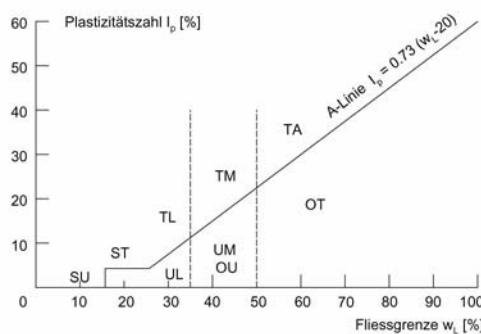
beschreibt zusammen mit der *Liquiditätszahl*  $I_L$  [-] und der *Plastizitätszahl*  $I_P$  [-] die Verformbarkeit bindiger Böden. Mit dem *Plastizitätsdiagramm* (Casagrande 1932), in dem die Plastizitätszahl über die Fließgrenze aufgetragen ist, lassen sich bindige Böden klassifizieren: oberhalb der "A-Linie" liegen Tone, unterhalb der "A-Linie" liegen Schluffe und organische Tone. Anorganische bindige Böden lassen sich somit bereits auf der Grundlage von Plastizitätszahl und Fließgrenze eindeutig zuordnen.

**Tabelle 6.7** Konsistenz, Konsistenzzahl und einaxiale Druckfestigkeit bindiger Böden.

Konsistenz [.]	Konsistenzzahl [-]	einaxiale Druckfestigkeit [kN/m <sup>2</sup> ]
flüssig	$I_C < 0.00$	-
breiig	$0.00 < I_C < 0.50$	12.5-25
weich	$0.50 < I_C < 0.75$	25-50
steif	$0.75 < I_C < 1.00$	50-100
halbfest	$1.00 < I_C$	100-200



**Abb. 6.43** Fließgrenzgerät nach A. Casagrande.



**Abb. 6.44** Plastizitätsdiagramm nach Casagrande. TA ausgeprägt plastische Tone, TM mittelplastische Tone, TL leicht plastische Tone, ST Sand-Ton-Gemische, SU Sand-Schluff-Gemische, UL leicht plastische Schluffe, UM mittelplastische Schluffe, OU Schluffe mit organischen Beimengungen, OT organogene Tone und Tone mit organischen Beimengungen.

Auch die Verdichtungsfähigkeit bindiger Böden hängt von ihrem Wassergehalt ab. Mit dem *Proctor-Versuch* lässt sich jener Wassergehalt herleiten, der eine optimale Verdichtung erlaubt (Proctor 1933). Dabei werden Bodenproben mit zunehmendem Wassergehalt mit einem genormten Verdichtungsgerät (Stampfer) verdichtet. Je größer der Verdichtungserfolg, desto geringer der Porenanteil und desto größer die Trockendichte der Bodenprobe. Die Trockenwichten aufgetragen über die Wassergehalte ergeben die Proctorkurve, deren Maximum den optimalen Wassergehalt anzeigt, bei dem die größte Dichte, die *Proctordichte*  $\rho_{Pr}$ , erreicht wurde. Die (theoretisch zu ermittelnde) *Sättigungslinie* entspricht einem vollständig gesättigten Boden, bei dem alle Poren mit Wasser gefüllt sind. Der horizontale Abstand zwischen Proctorkurve und Sättigungslinie entspricht dem mit Luft gefüllten Porenraum. Werden bindige Böden bei Erdbaumaßnahmen verwendet, dann ist die Proctordichte das maßgebende Einbaukriterium, das es durch Variation des Wassergehalts zu erreichen gilt.

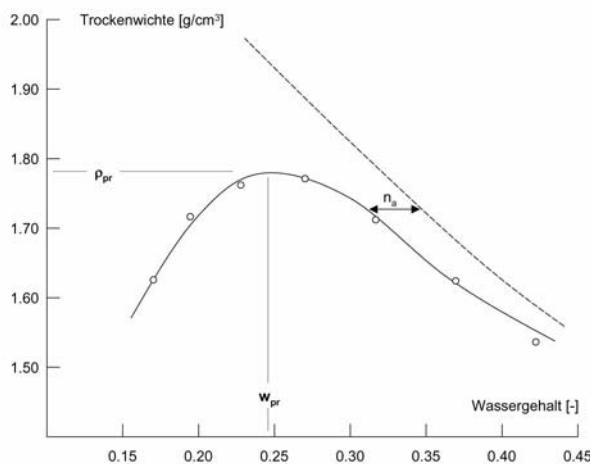


Abb. 6.45 Proctorkurve und Sättigungskurve.

Bestimmte Tone können bei Wasserzutritt aufquellen und sind somit besonders problematisch, wenn sie mit Bauwerken in Kontakt stehen. Einen ersten Hinweis auf quellfähigen Ton gibt der *Wasserreaktions-Test*, bei dem ein kleines Stück einer getrockneten Tonprobe im Wasser aufgelöst wird. Wird in den ersten 30 Sekunden ein abruptes Auseinanderfallen der Tonprobe beobachtet, deutet dies auf einen hohen Anteil quellfähiger Tonminerale hin. Mit dem Versuchsgerät nach Enslin/Neff wird die *Wasseraufnahmefähigkeit* genauer bestimmt: eine getrocknete und pulverisierte Bodenprobe wird auf einen Filter gestreut, der während der Versuchsdurchführung ständig auf dem Wasserspiegel im Versuchgefäß aufliegt. Quellfähige Tonminerale saugen Wasser durch den Filter an. Die auf die Trockenmasse der Probe bezogene Menge des kapillar angesaugten Wassers ist ein Index für die Wasseraufnahmefähigkeit und lässt ebenfalls auf den Anteil an quellfähigen Mineralien schließen.

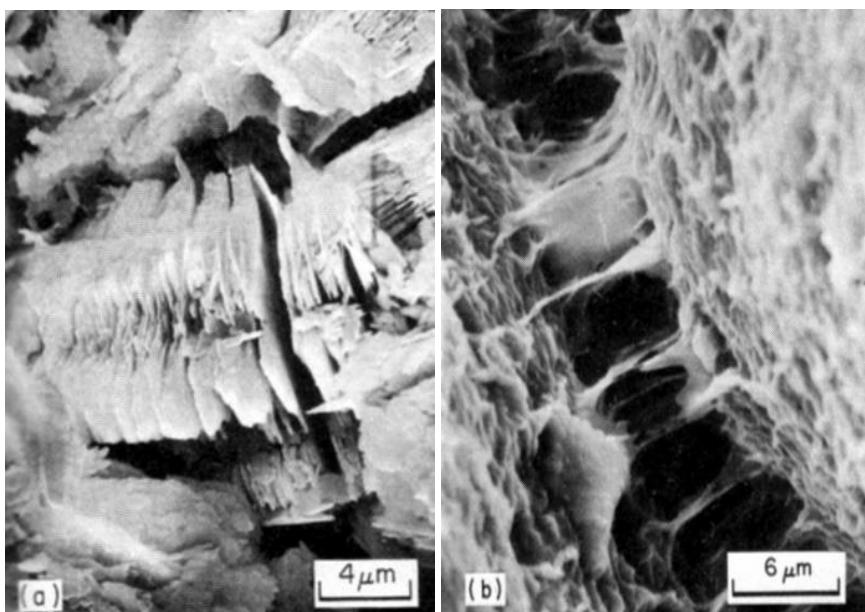
Bereits Grim (1962) unterschied zwischen dem reversiblen interkristallinen (osmotischen) Quellen, bei dem sich Wasser in den Poren und an der Oberfläche von Tonmineralien anlagert, und dem intrakristallinen Quellen, bei dem sich Wassermoleküle zwischen die molekularen Lagen bestimmter Schichtsilikate schieben. Im zweiten Fall handelt es sich um Tonminerale der Smektit-Gruppe, insbesondere Montmorillonit. Sie sind Hauptbe-

standteil der Bentonit-Tone (nach dem Fundort Fort Benton, USA), einem Verwitterungsprodukt pyroklastischer Sedimente.

Die im Labor bestimmte *Aktivitätszahl*  $I_A$  [-] nach Skempton (1953) gibt einen weiteren Hinweis auf das Vorhandensein quellfähiger Tone. Sie ist definiert als

$$I_A = \frac{I_p}{\frac{m_{dT}}{m_d}}$$

mit  $I_p$  als Plastizitätszahl,  $m_{dT}$  als Masse der Tonfraktion ( $< 0.002$  mm) und  $m_d$  als Trockenmasse der Bodenprobe. Tone mit  $I_A > 1.25$  werden als aktiv bezeichnet, d.h. sie haben einen hohen Anteil quellfähiger Tonminerale (z.B. Montmorillonit), Tone mit  $I_A < 0.75$  sind inaktiv infolge des hohen Anteils nicht quellfähiger Tonminerale (z.B. Kaolin). Entsprechend ist die Wasseraufnahmefähigkeit bei aktiven Tonen groß, bei inaktiven Tonen gering. Da mit steigendem Wassergehalt die Scherfestigkeit eines Tons abnimmt, stellt die Aktivitätszahl einen wichtigen Indexwert zur Beurteilung des Scherverhaltens dar.



**Abb. 6.46** Die Tonminerale Kaolinit (links) und Montmorillonit (rechts) (Photos: L. Dobereiner, aus Blyth & de Freitas 1984).

Ein Beispiel (nach Müller 1987): Beim Bau einer Autobahn bei Bonn trat unerwartet eine Rutschung auf. Etwa 2 Millionen Kubikmeter Boden bewegten

sich in Richtung der gerade ausgehobenen Trasse. Im Rahmen einer ingenieurgeologischen Stellungnahme war zu klären,

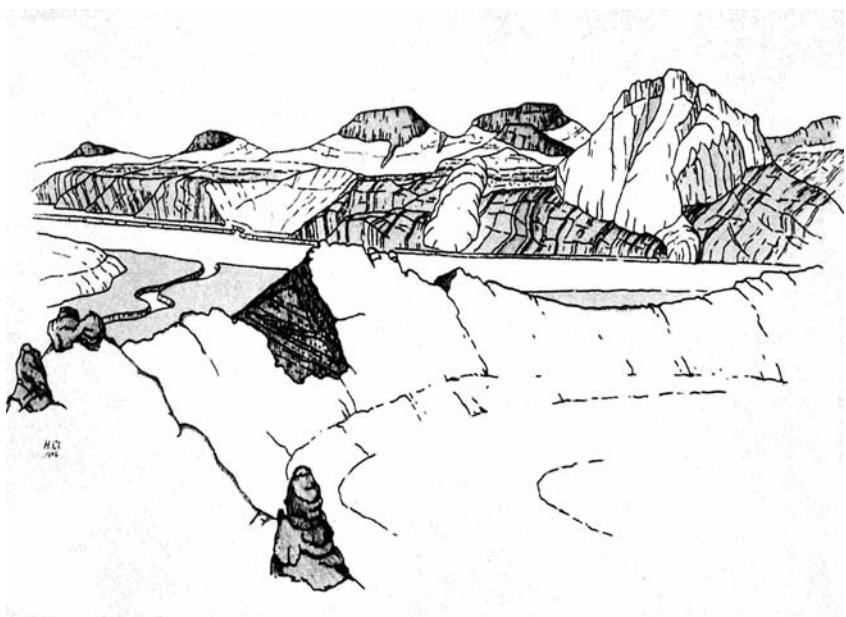
- warum der Hang in Bewegung geriet und
- wie diese Bewegung zu stoppen sei.

Die Geologie des Projektgebiets ist geprägt durch das variskische Grundgebirge (Devon) und tertiären Vulkanismus. Der rutschende Hang besteht im wesentlichen aus Tuff. Zusätzlich treten noch pleistozäne Sande und Lösse sowie die quartären Terrassensedimente des Rheins auf (Sande und Kiese). Außerdem wird das Quartär lokal von anthropogenem Haldenmaterial überlagert, das auf den frühen, bis zu 2000 Jahre alten Abbau der benachbarten Basaltvorkommen zurückgeht. – Im Rahmen der ingenieurgeologischen Vorerkundung wurden das Trennflächengefüge des anstehenden Gebirges und der Deckschichten aufgenommen. Die bereits zum größten Teil verwitterten Trachyt-Tiffe zeigten eine deutlich ausgeprägte, zum Rhein flach einfallende Schichtung und eine steilstehende Klüftung. Zur weiteren bodenmechanischen Beschreibung der Tiffe wurden Plastizitätszahlen und Fließgrenzen von 48 Proben bestimmt. Im Plastizitätsdiagramm lag der Mittelwert dieser Stichproben im Bereich der mittelplastischen Tone. Der Mittelwert der Aktivitätszahlen lag knapp über 2,0, was auf einen sehr aktiven Ton hinwies. Scherversuche zeigten, dass der Reibungswinkel des Tiffs bei etwa 20 Grad lag. Bei längeren Scherwegen nahm der Reibungswinkel jedoch bis auf 10 Grad ab. Aus diesen Erkenntnissen wurde gefolgert, dass

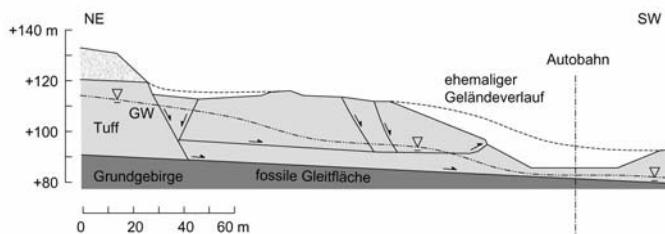
- das mittelplastische Verwitterungsprodukt des Tiffs aufgrund seiner hohen Aktivität eine hohe Wasseraufnahmefähigkeit besitzt, was die Scherfestigkeit deutlich herabsetzt,
- die Restscherfestigkeit des Tiffs gering ist
- und dass die Kombination dieser beiden Effekte extrem flach geneigte Rutschflächen ermöglicht.

Mit flachen Gleitflächen, die zur Hangseite hin mit steilstehenden Klufttreppen abgegrenzt sind, ließ sich ein mechanisch schlüssiger Versagensmechanismus rekonstruieren. Die Ursache der Rutschung war somit geklärt. Zur Sanierung dieser Rutschung wurde empfohlen,

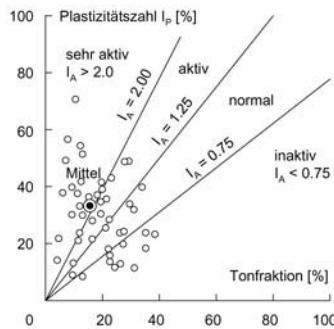
- das Bergwasser mit einem Stollensystem zu dränieren, um so den Hang zu entwässern und die Scherfestigkeit zu erhöhen,
- im Fußbereich der Böschung den natürlichen Boden mit scherfesterem Sand und Kies zu ersetzen,
- konstruktive Maßnahmen zur Stabilisierung der Böschung zu ergreifen (verankerte Bohrpfahlwände, Injektionen).



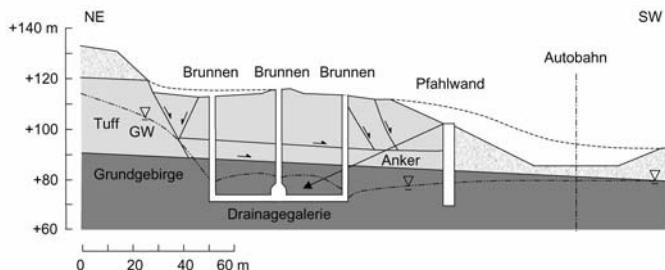
**Abb. 6.47** Blick vom gegenüberliegenden Ufer auf das Projektgebiet am Siebengebirge (Rheinisches Schiefergebirge). Rechts jenseits des Rheins die Quellkuppe des trachytischen Drachenfelses. Das devonische Grundgebirge ist im Bereich des Rheins abgedeckt, von jüngeren Sedimenten befreit. Weiter oben sind die tertiären Sande, Tone und die überlagernden Tuffe als dünne Lage dargestellt. Der Standort der Aufnahme ist ein erloschener, quartärer Vulkankrater: der Rodderberg (Cloos 1976).



**Abb. 6.48** Profil der Rutschung.



**Abb. 6.49** Plastizitätsdiagramm, Aktivitätsdiagramm und Scherdiagramm für die Trachyt-Tuffe.



**Abb. 6.50** Profil der Rutschung mit den durchgeführten Sanierungsmaßnahmen.

Mit der *Flügelsonde* lässt sich die Scherfestigkeit bindiger Böden im Feld überprüfen. Sie besteht aus einem Stab, der am unteren Ende vier Flügel besitzt. Die Sonde wird in den Boden gedrückt und gedreht, so dass der Boden zwischen den Flügeln abgescherzt wird. Das Drehmoment ist proportional der Scherfestigkeit des Bodens. Über den Drehwinkel aufgetragen zeigt sich das typische Spannungs-Verformungsverhalten, wie es bereits in den Grundlagen (Kapitel 3) vorgestellt wurde. Bei zügiger Drehung des Flügels hat der bindige Erdstoff nicht genügend Zeit zu entwässern, so dass die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  gemessen wird, die der

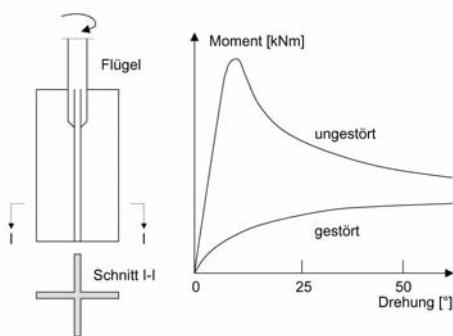
Kohäsion des Bodens entspricht ( $\varphi = 0, c \neq 0$ ). Dreht man den Flügel mehrere Male und misst den Scherwiderstand nach einer Ruhepause, lässt sich die ungestörte Ausgangsfestigkeit  $\tau_a$  mit der gestörten Endfestigkeit  $\tau_e$  [ $\text{kN/m}^2$ ] vergleichen. Das Verhältnis von  $\tau_a$  zu  $\tau_e$  ist ein Anhaltswert für die *Sensitivität*  $S$  [-] des Bodens (Terzaghi, Peck 1967: 326)

$$S = \frac{\tau_a}{\tau_e}$$

die normalerweise im Labor über den Vergleich der einaxialen Druckfestigkeit der Bodenprobe mit der Druckfestigkeit der gleichen, aber kontrolliert gestörten (durchgekneteten) Probe geschieht.

Die Sensitivität ist ein Maß für den Festigkeitsverlust von Tonen nach einer Beanspruchung. Bestimmte Tonvorkommen sind hochsensitiv, wie zum Beispiel die marinen Tone Skandinaviens und des kanadischen St. Lawrence Tals (Ontario). Auch die Verwitterung von Tuffvorkommen kann zur Bildung hochsensitiver Tone führen (Mexiko City). Tone sind nicht sensitiv bei  $S < 2$ , mittel sensitiv bei  $2 < S < 4$  (charakteristisch für die meisten Tone), sensitiv bei  $4 < S < 10$  und hochsensitiv bei  $S > 10$ . Hochsensitive Tone verflüssigen sich spontan (*liquifizieren*) bereits bei geringen Beanspruchungen, zum Beispiel kleineren Erdbeben oder Erschütterungen durch Maschinen, und werden daher auch als *Quicktone (quick clay)* bezeichnet. Sie stellen einen sehr problematischen Baugrund dar und sind oft Ursache größerer Hangbewegungen.

Ähnlich wie Quicktone verhalten sich auch *Quicksande (quick sand)*. Dabei handelt es sich um wassergesättigte Sande, die bereits bei geringen dynamischen Beanspruchungen ihre Festigkeit verlieren und liquifizieren. Auch Quicksande können zu Hangbewegungen führen und die Standsicherheit von Bauwerken gefährden.



**Abb. 6.51** Flügelsonde: Aufbau, Spannungs-Verformungsverhalten (nach Terzaghi & Peck 1967) und Einsatz im Gelände.

### 6.2.3.2.3 Bodendurchlässigkeit

Die Durchlässigkeit ist ein entscheidender Parameter bei der Beurteilung von Böden. Bindige Böden haben eine niedrige Durchlässigkeit, nichtbindige eine hohe. Wenig durchlässige Böden werden zur Abdichtung gebraucht, gut durchlässige Böden als Filter. In den durchlässigen Kiesen und Sanden breiten sich Schadstoffe schnell aus, wogegen sie in (ungeklärtem) bindigem Material fast immobil sind. Dicht gelagerte Kiese und Sande sind sehr gute Gründungsböden und können vergleichsweise hohe Lasten aufnehmen, bindige Böden sind dagegen nachgiebig und verursachen zeitverzögert große Setzungen.

Eine Aussage zur Durchlässigkeit von Böden kann getroffen werden

- aufgrund von Erfahrungswerten
- an Bodenproben im Labor
- mithilfe von Feldversuchen.

Erfahrungswerte werden in Empfehlungen, Normen und Regelwerken für verschiedene Arten von Böden angegeben und beruhen auf regionalen Erfahrungen und vielen Einzelmessungen.

Nach Hazen (1892) lässt sich die Durchlässigkeit von Böden mit der Korngrößenverteilung abschätzen. Danach ergibt sich der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  [m/s] aus dem Siebdurchgang  $d_{10}$  [mm] zu

$$k = 0.0116 \cdot d_{10}^2$$

Diese Beziehung gilt jedoch nur für Sande. Sie wurde weiterentwickelt, u.a. von Beyer (1964), der die Durchlässigkeit grobkörniger Böden mit

$$k = \left( \frac{A}{U + B} + C \right) \frac{d_{10}^2}{100}$$

angibt, wobei gilt  $0.06 < d_{10} < 0.6$  mm und  $1 < U < 20$  (mit  $d_{10}$  in mm ergibt sich  $k$  in m/s). Die Konstanten  $A$ ,  $B$  und  $C$  sind von der Lagerungsdichte des Bodens abhängig.

**Tabelle 6.8** Erfahrungswerte für Bodendurchlässigkeiten.

Boden	$k$ [m/s]
Kies	$2 \cdot 10^{-1} - 1 \cdot 10^{-2}$
sandiger Kies	$1 \cdot 10^{-2} - 1 \cdot 10^{-5}$
Sand	$1 \cdot 10^{-3} - 1 \cdot 10^{-5}$
Schluff	$1 \cdot 10^{-5} - 1 \cdot 10^{-9}$
Ton	$1 \cdot 10^{-7} - 1 \cdot 10^{-11}$
urbane Böden <sup>a</sup>	$5 \cdot 10^{-2} - 1 \cdot 10^{-6}$
Hausmüll <sup>b</sup>	$4 \cdot 10^{-3} - 1 \cdot 10^{-5}$

<sup>a</sup> geschätzt, <sup>b</sup> auf Deponien

**Tabelle 6.9** Konstanten  $A$ ,  $B$  und  $C$  in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte  $D$ .

Lagerungsdichte	$D$ [-]	A	B	C
locker	0.15-0.30	3.49	4.40	0.80
mitteldicht	0.30-0.50	2.68	3.40	0.55
dicht	0.50-0.75	2.34	3.10	0.39

Auch für bindige Böden wurden entsprechende Korrelationen entwickelt. Allerdings weisen bindige Böden oft ein Trennflächengefüge auf, das durch Vorbelaustung, Deformation oder Austrocknen entstanden ist. Selbst in nichtbindigen Böden können sich Trennflächen ausbilden. Die Durchlässigkeit ist somit zusätzlich abhängig von den Fugen und ihrer räumlichen Orientierung. Darüber hinaus variiert die Durchlässigkeit bindiger Böden mit der chemischen Zusammensetzung des Fluids, ein Aspekt, der zum Beispiel bei der Beurteilung der Durchströmung mineralischer Abdichtungen von Deponien von Bedeutung ist.



**Abb. 6.52** Geklüftete Tone im Bereich der Sondermülldeponie Münchehagen (aus Geißler 1994).

Zur direkten Messung der Durchlässigkeit von Böden wurde von Darcy (1856) ein Versuchsgerät entwickelt (Kapitel 3). Dieser Laborversuch wird an ungestörten Bodenproben im Labor durchgeführt und im Rahmen der Hauptuntersuchungen (Kapitel 7) näher erläutert.

Ein einfacher Feldversuch zu Bestimmung der Durchlässigkeit bietet sich bereits im Rahmen der Voruntersuchungen an. Beim *Versickerungsversuch* wird ein flaches, zylindrisches Loch mit einem Durchmesser  $d$  [m] mit Wasser aufgefüllt und die Absenkung des Wasserspiegels  $s$  [m] über die Zeit beobachtet. Der Durchlässigkeitsbeiwert wird abgeschätzt mit

$$k \cong \frac{1}{s_m} \frac{\Delta s}{\Delta t} 28$$

wobei  $s_m$  [m] der mittleren Absenkung entspricht, wie im Bild dargestellt. Der Abstand zum Grundwasserspiegel sollte mindestens der siebenfachen Lochtiefe entsprechen und das Größtkorn des anstehenden Boden sollte 1/10 - 1/15 des Lochdurchmessers nicht übersteigen. Der Versuch entspricht dem instationären Brunnenversuch (Kapitel 7).

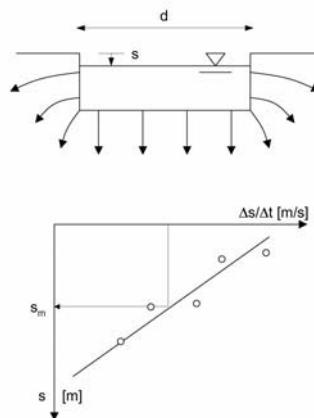


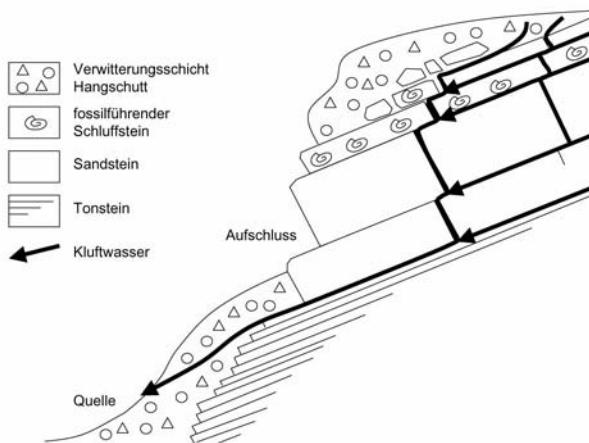
Abb. 6.53 Versickerungsversuch in einem zylindrischen Graben.

### 6.2.3.3 Gebirgsansprache

#### 6.2.3.3.1 Stratigraphische und petrographische Ansprache

Bei der ingenieurgeologischen Aufnahme orientiert sich der Feldgeologe an den Informationen, die er an den geologischen Aufschlüssen im Gelände abzulesen vermag. Dazu dienen ihm natürliche Felsaufschlüsse, Steinbrüche, Baugruben, Schürfe, kurz: jede Art von Aufschluss, die ihm das geologische Bild des Projektgebiets zu vervollständigen hilft. Mit der *stratigraphischen Ansprache* untersucht er die Schichtenfolge des anstehenden Gebirges und die Bedingungen, die während der Ablagerung der Schichten herrschten. Dies gibt ihm nicht nur Aufschluss über die räumliche Verbreitung einer Schicht, sondern auch Hinweise auf das Hangende (oberhalb der untersuchten Schicht) und das Liegende (unterhalb der untersuchten Schicht). Eine Böschung, in der (wasserdurchlässige) Sandsteinschichten aufgeschlossen sind, die nach stratigraphischer Deutung unmittelbar über (wasserstauenden) Tonsteinfolgen lagern, droht nach Regenfällen infolge der Kluftwasserdrücke abzurutschen, sofern die Schichtung aus der Böschung ausstreicht (mehr zur Standsicherheit von Böschungen im Teil III). Anhand von Sedimentations- und Schichtflächenmerkmalen wie *Schrägenschichtung*, *graded bedding* (gestufte Sedimentation), *Rippelmarken*, *fossile Wurzelböden* und *Belastungsmarken* lässt sich entscheiden, ob die

Schicht normal lagert oder überkippt ist. Weitere Hinweise auf die Schichtenfolge gibt der Fossilinhalt. Bestimmte Fossilien traten in der Erdgeschichte nur kurz auf und hatten trotzdem eine weite Verbreitung. Diese *Leitfossilien* dienen der zeitlichen Einordnung von Aufschlüssen und damit ihrer räumlichen Korrelation. Die stratigraphische Ansprache erlaubt somit Rückschlüsse auf die erdgeschichtliche Entwicklung des Gebiets und ermöglicht eine Prognose geologischer Verhältnisse in Bereichen, die durch Sedimente bedeckt und somit verhüllt sind.



**Abb. 6.54** Über einem wasserstauenden Horizont können sich Kluftwasserdrücke aufbauen, die einen Hang destabilisieren.

Bei der *petrographischen Ansprache* wird die Zusammensetzung des Gesteins untersucht und der Gesteinstyp bestimmt. Als Kriterien dienen:

- Der *Mineralinhalt* und dessen mengenmäßige Verteilung: gesteinsbildend sind Silikate (Feldspat, Quarz, Glimmer, etc.), Nichtsilikate (Calcit, Dolomit, Gips, Steinsalz, etc.) und Erzmineralien (Pyrit, Hämatit, Siderit, Limonit, Bleiglanz, etc.). Bestimmte Mineralien können den Gesteinsaufbau dominieren, wie zum Beispiel Quarz bei Sandstein und Quarzit, Feldspat bei Basalt und Paragneis, Kalkspat bei Kalkstein.
- Die *Struktur* des Gesteins: Sedimentgesteine haben eine körnige Struktur mit bestimmter Korngröße, Kornverteilung und Kornform. Die

Struktur der Erstarrungsgesteine hängt von der Erstarrungsgeschwindigkeit ab. So unterscheidet man idiomorphe (ungehindert gewachsene, da zuerst erstarrte) Mineralien von xenomorphen (behindert gewachsene, da zuletzt erstarrte) Mineralien, holokristalline (vollkommen kristalline) von glasig erstarrten Mineralien, körnige (gleichmäßig kristallisierte) von porphyrischen Strukturen (mit großen Einzelkristallen in feinkörniger Matrix), makrokristalline (grobkörnige) von mikrokristallinen (nur mit dem Mikroskop erkennbaren) und kryptokristallinen (selbst mit dem Mikroskop nicht mehr erkennbaren) Strukturen.

- Die *Textur* beschreibt die Anordnung und Verteilung der Gemeneteile: Man unterscheidet die richtungslose von der geregelten Textur (Fluidaltextur, Paralleltextur, etc.) und die kompakte von der porösen Textur.

Mit dem Geologenhammer lassen sich Handstücke aus dem Aufschluss brechen und an den frischen Abschlagkanten Mineralbestand, Struktur und Textur bestimmen. Eine Lupe ermöglicht eine genauere petrographische Inspektion. Mit dem *Ritz-Test* lassen sich bestimmte Mineralien auf der Grundlage der *Mohsschen Härteskala* identifizieren. Zusätzlich kann ein *Dünnschliff* von der Gesteinsprobe hergestellt werden, um den Mineralbestand mit dem Polarisationsmikroskop genauer zu analysieren.

**Tabelle 6.10.** Mineralhärten nach Mohs und Umrechnungsfaktoren auf Quarz, umgerechnet nach v. Moos & de Quervain (1948) (nach Prinz 1997).

	Mohshärte	Umrechnungsfaktor auf Quarz nach der Rossival- Skala
	Talk	1
mit Fingernagel ritzbar	Steinsalz	2
	Kalkspat	3
mit Stahl ritzbar	Flussspat	4
	Apatit	5
	Magnetit	5.5
	Orthoklas, Hornblend e	6
	Olivin, Pyrit, Hämatit	6.5
	Quarz	7
Fensterglas wird geritzt	Topas	8
	Korund	9
	Diamant	10

Neben dem Mineralbestand werden im Rahmen der petrographischen Gesteinsansprache eine Fülle weiterer Aspekte untersucht, die Aufschluss darüber geben, ob das Gestein gründungsfähig, als Baustein nutzbar, leicht abbaubar etc. ist. Zu den Standarduntersuchungen zählen:

- Der *Punktlastversuch* zur Abschätzung der *Festigkeit des intakten Gesteins*: Das transportable Versuchsgerät besteht aus zwei abgestumpften Kegeln, zwischen denen ein Versuchskörper (Handstück, Bohrkern) eingespannt wird. Die Belastung wird hydraulisch per Handpumpe aufgebracht. Bei Versagen der Probe wird der *Punktlastindex*  $I_s$  [ $\text{MN}/\text{m}^2$ ] ermittelt

$$I_s = \frac{F}{d^2}$$

mit  $F$  als Bruchlast und  $d$  als Lastpunktabstand. Der Punktlastindex ist mit der im Labor zu bestimmenden einaxialen Druckfestigkeit des intakten Gesteins korreliert (Bieniawski 1984)

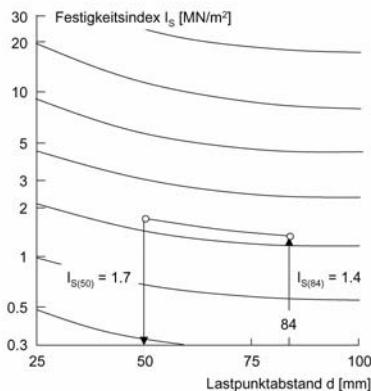
$$\sigma_u = k I_S$$

mit  $k$  als Proportionalitätsfaktor, der vom Lastpunktabstand  $d$  abhängig ist. Mit einem Korrekturdiagramm lassen sich die Punktlastindizes auf einen Lastpunktabstand von 50 mm umrechnen, für den gilt

$$\sigma_u = 24 I_{S(50)}$$



Abb. 6.55 Punktlastversuchsgerät.

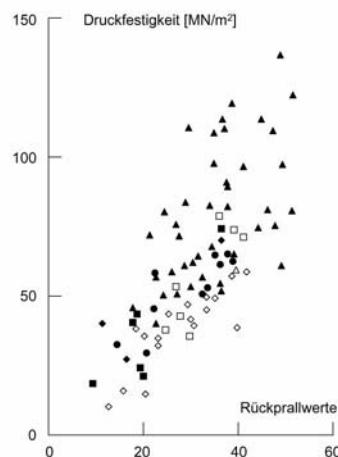


**Abb. 6.56** Korrekturdiagramm zur Umrechnung von Punktlastversuchen mit variierendem Lastpunktabstand auf den Lastpunktabstand von 50 mm (nach Wittke 1984).

Einen Anhaltswert zur einaxialen Druckfestigkeit des intakten Gesteins geben auch die mit dem *Schmidtschen Betonprüfhammer* gemessenen Rückprallhärten (Miller 1965). Darüber hinaus eignet sich der Schmidt-Hammer zur Abschätzung der Festigkeit von Trennflächen, die aufgrund der oberflächlichen Verwitterung geringer ist als die des intakten Gesteins. Bei der Beurteilung der Scherfestigkeit von Trennflächen ist dieser Aspekt von besonderer Bedeutung, worauf später noch eingegangen wird. Weitere einfache Tests wurden entwickelt, mit denen sich die Festigkeit des Gesteins bereits im Feld prüfen lässt, von denen einige in Normenwerken beschrieben sind.



**Abb. 6.57** Schmidtscher Betonprüfhammer (Photo: David Price)

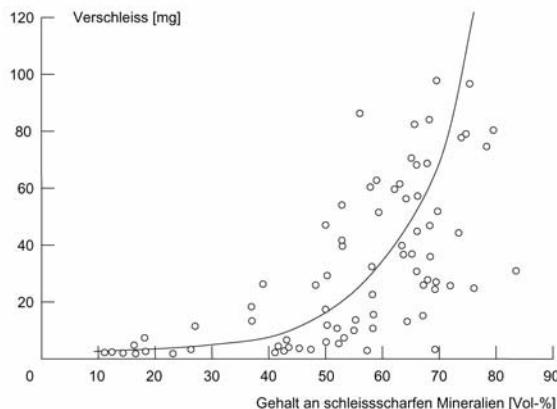


**Abb. 6.58** Beziehung zwischen der einaxialen Druckfestigkeit von Sandsteinen des Bundsandsteins und Rückprallwerten mit dem Schmidtschen Betonprüfhammer (nach Prinz 1997).

- Die *Verschleißfestigkeit* des Gesteins: Alle Werkzeuge, die beim Aushub oder Lösen des Gesteins beteiligt sind, verschleißt bei hohem Quarzgehalt schneller. Ein Maß für die Verschleißfestigkeit ist der Verschleißkoeffizient (Schimazek & Knatz 1976)

$$F = \frac{1}{100} (V_{\%}) (d_m) (\sigma_z)$$

Hierin sind  $\sigma_z$  die Spaltzugfestigkeit (die später noch erläutert wird),  $d_m$  der mittlere Korndurchmesser schleißscharfer (verschleißfester) Mineralien und  $V_{\%}$  deren prozentualer Volumenanteil. Unter schleißscharfen Mineralien wird dabei Quarz verstanden oder ein äquivalenter Anteil anderer schleißscharfer Mineralien, die mit einem Umrechnungsfaktor (Rossival) auf Quarz umgerechnet werden.



**Abb. 6.59** Verschleiß von Schneidewerkzeugen als Funktion des Anteils schleißscharfer Mineralien. Der Verschleiß ist als Gewichtsverlust von Stahlkegeln nach 16 m Gleitweg definiert (Schimazek & Knatz 1970).

- Die *Verwitterungsanfälligkeit* des Gesteins: Verwitterungsanfällige Gesteine eignen sich nicht als Bausteine. Gründungen und Böschungen in verwitterungsanfälligem Gebirge sind problematisch. Zur Prüfung der Verwitterungsanfälligkeit dient der *Wasserlagerungsversuch*, bei dem eine Gesteinsprobe längere Zeit (z.B. 12 Stunden) im Wasser gelagert wird, um festzustellen, ob sie zerfällt oder ihre Oberfläche aufweicht. Ist dies der Fall, handelt es sich um ein *veränderlich festes* Gestein. In einem von Franklin & Chandra (1972) entwickelten Versuch werden Gesteinsproben in eine halb in Wasser eingetauchte, sich drehende, durchlässige Trommel einer wechselnden Durchfeuchtung ausgesetzt (*slake durability test*). Die Trockenmassen der Prüfkörper vor und nach dem Versuch ins Verhältnis gesetzt gelten als Maß für die Verwitterungsbeständigkeit des Gesteins. Beim *Frost-Tauwechsel-Versuch* wird in ähn-

licher Weise die Beständigkeit des Gesteins gegen Frosteinflüsse gemessen.

- *Quellfähige Mineralien* verursachen eine Volumenvergrößerung des Gesteins, sobald sie mit Wasser in Kontakt kommen. Dies kann zu erheblichen Schäden an Gründungen und Bauwerken führen. In Tonstein können Montmorillonite eine deutliche Volumenvergrößerung verursachen und Quelldrücke von bis zu 2 MN/m<sup>2</sup> aufbauen. Anhydrithaltige Gesteine quellen ebenfalls bei Wasserzutritt, da sich der Anhydrit in Gips umwandelt. Hierbei kann sich das Volumen des Anhydrits um über 50 % ausdehnen und einen erheblichen Quelldruck von bis zu 10 MN/m<sup>2</sup> entwickeln. Spezielle Versuchgeräte wurden entwickelt, um das Schwellpotential zu messen. Sie sind im einschlägigen Normenwerk genauer beschrieben.

#### 6.2.3.3.2 *Gefügekundliche Aufnahme*

Maßgeblich für das mechanische und hydraulische Verhalten des Gebirges sind seine tektonische Deformation und das daraus resultierende Trennflächengefüge. Klüftung, Schichtung und Schieferung zerteilen das Gebirge in ein Mehrkörpersystem (Diskontinuum). Zusätzlich durchtrennen Störungen das Gebirge, deren unmittelbare Umgebung oft deutlich zerrüttet ist.

Im Rahmen der *gefügekundlichen Aufnahme* wird das Trennflächengefüge untersucht und eingemessen. Dabei wird es auf dreierlei Weise angeprochen:

- Die *geologische Ansprache*, d.h. die Identifizierung des Trennflächentyps (Schichtung, Klüftung Störung, usw. ) und dessen relatives Alter. Die spätere Auswertung wird zeigen, dass die einzelnen Trennflächentypen spezifische Muster und Maxima aufweisen. Sie werden das für die weitere Analyse unerlässliche Kluftkörpermodell bilden. Bei einer willkürlichen Aufnahme von Trennflächen ohne Unterscheidung des Trennflächentyps würden die einzelnen Muster und Maxima untereinander interferieren. Die räumliche Orientierung tektonischer Elemente wäre dann fehlerhaft, bestimmte Trennflächentypen würden möglicherweise gar nicht identifiziert. Es ist daher notwendig, die einzelnen Trennflächentypen bereits im Feld zu erkennen und getrennt voneinander aufzunehmen.
- Die *räumliche Ansprache*, d.h. die Aufnahme der Raumstellung der Trennflächen und deren Darstellung und Auswertung im Schmidtschen

Netz (wie im Teil 1 beschrieben). Aus einer Messreihe von Einfallrichtungen ( $\alpha$ ) und Einfallwerten ( $\vartheta$ ) lassen sich (wie im Kapitel 4 beschrieben) statistische trennflächen spezifische Kennwerte herleiten, wie zum Beispiel die sphärische Standardabweichung oder das Konfidenzintervall. Eine Eigenvektoranalyse präzisiert die räumliche Beschreibung des aufgenommenen tektonischen Elements und erlaubt darüber hinaus eine Aussage zur Signifikanz der hergeleiteten Maßzahlen.

- Die *mechanische Ansprache*, d.h. die Abschätzung der räumlichen Erstreckung der Trennflächen und ihres Durchtrennungsgrads, die Untersuchung ihrer Oberflächenbeschaffenheit (Habitus) und ihres Verwitterungsgrades, ihrer Öffnungsweiten und ihrer Füllungen. Weiterhin ist der Zerklüftungsgrad des Gebirges zu ermitteln.

Die *räumliche Erstreckung E (extension)* beschreibt die Ausdehnung der Trennfläche im Raum. Kleine, nur wenige Dezimeter große Trennflächen treten im Vergleich zu dominanten, das Projektgebiet prägenden Trennflächen in ihrer mechanischen Bedeutung zurück. Nützlich ist eine Klassifizierung der räumlichen Erstreckung relativ zur Dimension des Projektes. So entspricht  $E = 1.0$  zum Beispiel einer Trennfläche, die etwa so lang ist wie die längste Bauwerksachse, oder die Breite einer rutschgefährdeten Böschung oder der Durchmesser des geplanten Tunnels.  $E = 0.5$  entspricht der Hälfte dieser Längen,  $E = 0.25$  einem Viertel, usw. Bei hydrogeologischen Problemen kann mit  $E = 1.0$  der Abstand von der Schadstoffquelle zum nächsten Entnahmestollen definiert sein oder der Mächtigkeit des Aquifers entsprechen. Ein dimensionsfreies Maß für die räumliche Erstreckung folgt danach mit  $E^*$  als Projektdimension und  $E_{TF_i}$  als mittlere Erstreckung der aufgenommenen Trennfläche  $TF_i$

$$E_i = \frac{E_{TF_i}}{E^*}$$

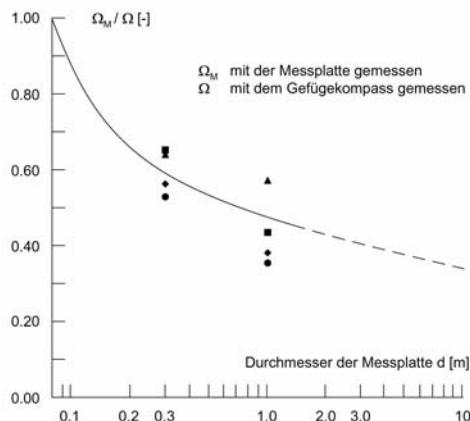
Neben diesem relativen Maß der räumlichen Erstreckung wurden von verschiedenen Autoren absolute Maße vorgeschlagen. Müller (1963) bezeichnet zum Beispiel Klüfte mit einer Erstreckung von weniger als einem Meter als Kleinklüfte, von bis zu zehn Metern als Großklüfte und von über zehn Metern als Riesenklüfte.

Die mechanische Wirksamkeit und hydraulische Leitfähigkeit einer Trennfläche wird bestimmt vom Grad ihrer Durchtrennung. Ist die Trennfläche durch eine Vielzahl von Gesteinsbrüchen unterbrochen, steigt ihre Scherfestigkeit erheblich, wogegen ihre hydraulische Leitfähigkeit sinkt. Einen ersten Eindruck vom Grad der Durchtrennung (*persistence*) gibt der *ebene Klufanteil* oder *Durchtrennungsgrad d [-]*, der sich ergibt aus dem

Verhältnis der Ausbisslängen einer Trennfläche  $a_i$  entlang der Messgeraden  $l$  (Pacher 1959)

$$d = \frac{\sum_i a_i}{l} \leq 1.0$$

Die Oberflächenbeschaffenheit einer Trennfläche wird als *Habitus* bezeichnet. Ihre Rauigkeit bestimmt ihren Reibungswiderstand und somit ihre Scherfestigkeit. Als Makrorauigkeit werden deutlich erkennbare Unebenheiten bezeichnet, die je nach Entstehung der Trennfläche als wellig, hackig, eben oder muschelig angesprochen werden. Die Mikrorauigkeit ist abhängig von der Korngröße des Gesteins und nur mit dem Finger er tastbar. Mit Profilaufzeichnungsgeräten, stereoskopischen Aufnahmen und fraktalen Ansätzen wurde versucht, die Rauigkeit zu quantifizieren. Allgemein üblich ist inzwischen der *Joint Roughness Coefficient JRC*, der auf Feldbeobachtungen und Laboruntersuchungen fußt und auf den später noch näher eingegangen wird. Im Rahmen der gefügekundlichen Aufnahme genügt die Beurteilung der Makro- und Mikrorauigkeit.



**Abb. 6.60** Abnahme des Streumaßes (ausgedrückt als sphärischer Öffnungsgrad einer Clusterverteilung) mit zunehmendem Messplattendurchmesser (Genske 1988).



**Abb. 6.61** Makroskopische Unebenheiten wie Rippelmarken auf Schichtflächen oder Verhakungen auf Kluftfugen sind zwar für die Beurteilung der Scherfestigkeit der Trennfläche wichtig, sie verfälschen aber auch ihre Einmessung mit dem Gefügekompass. Im Rahmen einer Feldstudie konnte nachgewiesen werden, dass das Streumaß der Messungen mit zunehmendem Durchmesser der Messplatten abnimmt.

Zur qualitativen Beschreibung des *Verwitterungsgrads*  $V$  (*weathering*) von Trennflächen werden Verwitterungsklassen festgelegt. Auf einer Skala von 0 bis 1 entsprechen unverwittert  $V = 0.0$ , schwach verwittert  $V = 0.3$ , deutlich verwittert  $V = 0.6$  und völlig verwittert  $V = 1.0$ . Eine Beschreibung von Aspekten wie Verfärbung, Verwitterungstiefe, Mineralneubildung etc. vervollständigt das Bild. Geht es um die Beurteilung der Standsicherheit einer Felsböschung, dann ist die Verwitterung im Hinblick auf die Verminderung der Scherfestigkeit bei einem Gleitvorgang von Interesse. Geht es andererseits um das Problem der Ausbreitung von Schadstoffen nach einem Störfall, dann ist das verwitterungsbedingte Retardationspotential einer Trennfläche interessant.

Die *Öffnungsweite von Gebirgsfugen*  $b$  [cm] (*aperture*) ist abhängig vom Gesteinstyp, der tektonischen Beanspruchung und der Exposition. Oberflächennah ist das Gebirge aufgelockert und die Öffnungsweiten sind entsprechend groß. Mit der Tiefe nimmt der Auflockerungsgrad ab und die Trennflächen beginnen, sich zu schließen. Geöffnete Fugen gibt es jedoch auch noch in großen Tiefen. Die Dokumentation der Öffnungsweiten ist wichtig, da sie die mechanische Beweglichkeit (und somit die Standsicherheit) des Gebirges beeinflussen. Weiterhin wird das hydraulische Verhalten des Gebirges von den geöffneten Fugen dominiert. Während der ingenieurgeologischen Kartierung werden für jeden Trennflächentyp Ober- und Untergrenzen der Öffnungsweiten angegeben. Neben der Öffnungsweite ist auch die *Füllung* der Fuge (*filling*), falls vorhanden, anzusprechen. Auch sie ist für die mechanische Beweglichkeit und die hydraulische Leitfähigkeit von Bedeutung. Autochthone Füllungen haben sich durch Verwitterung oder infolge mechanischer Beanspruchungen (Kataklasite, Mylonite) gebildet, wogegen allochthone Füllungen als Folge von Umlagerungen und Einspülungen entstanden sind. Klüfte können auch mit Kalzit, Quarz, etc. verheilt sein.

Stini (1922) schlug vor, die Intensität der Zerklüftung mit einer *Klüftigkeitsziffer*  $k$  [1/m] als Anzahl der Trennflächenausbisse  $n$  pro Messstrecke  $l$  zu definieren

$$k = \frac{n}{l}$$

Der aussagekräftigere, aber schwerer zu messende mittlere Abstand *normal* zur Trennflächenebene ergibt sich aus

$$k_{\perp} = \frac{n}{l_{\perp}}$$

Pacher (1959) versuchte, auch zur räumlichen Beschreibung der Zerklüftung Maßzahlen herzuleiten, was jedoch auf Schwierigkeiten bei der praktischen Datenerhebung stieß, insbesondere dann, wenn mehrere, ungleichwertige Trennflächenscharen das Gebirge zerlegen. Weiterhin wurden komplexere, statistische Modelle zur Beschreibung der Trennflächendichte pro Volumen vorgeschlagen. In verschiedenen Regelwerken wurden Anhaltswerte festgelegt, in denen Trennflächen als engständig (Abstand < 0.2 m), mittelständig und weitständig (Abstand > 0.6 m) definiert wurden. Um Irrtümer und Fehlinterpretationen zu vermeiden empfiehlt es sich, zu Beginn der Projektarbeit die Kennwerte der Zerklüftung des Gebirges für alle Beteiligten einheitlich festzulegen.

Bei einer gefügekundlichen Aufnahme werden alle Kennwerte in übersichtlicher Form tabellarisch zusammengefasst. Bei einem konkreten Projekt wird ein Lageplan beigelegt, der mit dem Schmidtschen Netz zu ergänzen ist. Es ist darauf zu achten, dass der Lageplan und das Schmidtsche Netz einheitlich orientiert sind, also die gleiche Nordrichtung haben.

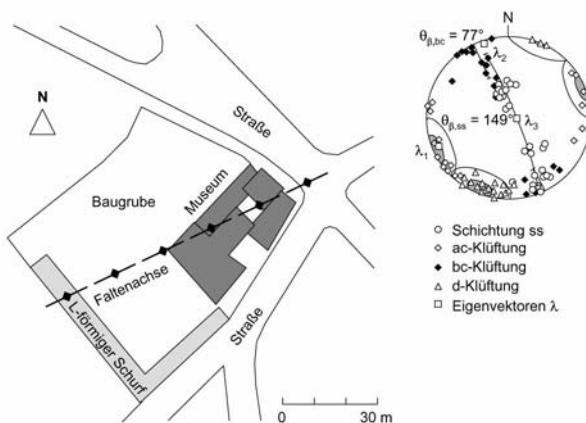
Ein Beispiel: Für die Erweiterung eines Museums ist eine etwa 5 m tiefe Baugrube unmittelbar neben dem bestehenden Museumsgebäude auszuschachten. Das devonische Grundgebirge (sandige Tonschiefer mit Sandstein- und Kalksteinbänken) steht bereits in einem Meter Tiefe an. Die Gründung des bestehenden Museumsgebäudes ist im Bereich der zukünftigen Baugrubenwand zu unterfangen, um Setzungen oder Instabilitäten zu vermeiden. Um potentielle Versagensmechanismen im Bereich der Unterfangung vorhersagen zu können und die Verankerung der Baugrubenwand zu dimensionieren, wurde eine gefügekundliche Aufnahme des Devons in einem L-förmigen Schurf in sicherer Entfernung von der bestehenden Gründung durchgeführt. Die Aufnahme ergab, dass ein vergenter Sattel mit einer flachen, ausgeprägten SE-Flanke und einer steilen NW-Flanke vorliegt. Die mittleren Orientierungen der Trennflächenscharen, ihre Streumaße und ihr Charakter sind in der Tabelle zusammengefasst. Für die Unterfangung des Museums ergeben sich daraus die folgenden Konsequenzen:

- Die SW-Seite des Museums streicht etwa parallel der saigeren (senkrechten) *ac*-Klüftung. Infolge dieser günstigen Verhältnisse lässt sich hier der Sicherungsaufwand für die zukünftige Baugrubenwand einschränken.
- Die Sicherung der NW-Seite des Museums ist abhängig von der Orientierung der Faltenachse. Verläuft die Faltenachse jenseits der Gründung des Museums, dann kann ein potentieller Rutschkörper allenfalls entlang der *bc*-Klüftung abrutschen. Die Scherfestigkeit entlang der *bc*-Klüftung wäre jedoch infolge ihrer rauen und hakigen Ausbildung hoch anzusetzen. Würde die Faltenachse dagegen den Gründungsbereich schneiden, dann wäre ein Abrutschen entlang der glatten Schichtfugen zu erwarten.

Es bleibt also die Frage: Wie ist die Faltenachse orientiert? Traditionell wird diese Frage mit einer  $\pi$ -Kreiskonstruktion im Schmidtschen Netz gelöst. Bei einer Eigenwertanalyse entspricht der Eigenvektor mit dem kleinsten Eigenwert der Faltenachse bzw. dem  $\pi$ -Pol. Die statistische Auswertung der gefügekundlichen Aufnahme ergab für die Einfallrichtungen und Einfallwerte der Eigenvektoren

$$\bar{\lambda}_1(247/07), \bar{\lambda}_2(338/03), \bar{\lambda}_3(086/82)$$

Aufgrund dieser Angaben ist davon auszugehen, dass die Faltenachse den NW-Bereich der bestehenden Museumsgründung schneidet. Vorausgesetzt wird hierbei, dass die Faltenachse annähernd gerade ist (was erfahrungsgemäß in diesem Gebirge bei diesem Maßstab angenommen werden darf) und dass keine *ac*-orientierte Störung die Faltenachse verwirft (was aufgrund des S-Abschnitts des L-förmigen Schurfs ausgeschlossen werden kann). Die später durchgeföhrten Ausschachtungen bestätigten die Prognose.



**Abb. 6.62** Lageplan und Schmidtsches Netz für den Museumsneubau.

**Tabelle 6.11** Ergebnis der gefügekundlichen Aufnahme für den Museumsneubau.

TF	<i>n</i>	$\alpha$	$\vartheta [^{\circ}/^{\circ}]$	$\Omega, \theta_{\beta} [^{\circ}]$	$A [^{\circ}]$	<i>V</i>	<i>E</i>	<i>d</i>	$k [1/m]$	<i>H</i>	<i>b</i> [cm]	<i>F</i>
ss, G	31	-		148		0.1	>> 1.0	1.0	1-4	w, r	-	-
ac, C	26	067/89	23		10	0.6	0.5-1.0	1.0	0.1-1	e, r	0.2	L, A (!)
bc, G	31	-		77		0.5	0.02-0.005	0.5-1.0	0.5-2	h, r	0-1	L, o
d, C	30	023/84	23		10	0.2	0.1-0.05	0.3-0.8	?	e, r	0-1	?

Trennflächentyp: ss Schichtung, sf Schieferung, ac-Klüftung, bc-Klüftung, d Diagonalklüftung, x Klüftung allgemein; Verteilungstyp: C Clusterverteilung, G Gürtelverteilung, n Stichprobenumfang;  $\alpha$ ,  $\vartheta$  mittlere Einfallrichtung/Einfallen des Schwerpunktvektors;  $\Omega$  sphärischer Öffnungsgrad einer Clusterverteilung  $\theta_{\beta}$  zirkularer Öffnungsgrad einer Gürtelverteilung;  $A$  sphärisches Konfidenzintervall für Clusterverteilungen, bezogen auf eine Irrtumswahrscheinlichkeit von 1%; *V* Verwitterungsgrad der Trennfläche: 0.0 sehr schwach verwittert, 1.0 völlig verwittert; *E* Die Referenzlänge zur relativen Bestimmung der räumlichen Erstreckung Baugrubenachse, die 70 m beträgt und für die  $E = 1.0$  ist; *d* Durchtrennungsgrad nach Pacher; *k* Klüftigkeitsziffer. *H* Habitus: Makrorauhigkeit im cm- bis mm-Bereich (hakig *h*, wulstig *u*, wellig *w*, eben *e*), Mikrorauhigkeit im Bereich < 1mm (rauh *r*, glatt *g*); *b* Öffnungsweite; *f* Füllung: Lehmbrocken *L*, Altöl *A*; ? Weitere ingenieurgeologisch Untersuchungen notwendig.

Da die Trennflächen räumliche, für ingenieurgeologische Homogenbereiche charakteristische Kluftkörper bilden, lässt sich eine *Kluftkörperfazies* im Sinne Müllers (1963) definieren. Die räumliche Darstellung charakteristischer Kluftkörper ist für die Projektbearbeitung durchaus hilfreich und gibt Hinweise zur Lösbarkeit des Gebirges (Aushub, Sprengung), seiner Teilbeweglichkeit (Standsicherheit) und der Ausbildung von Fließkanälen (Durchlässigkeit).

Abschließend ist noch anzumerken, dass die gefügekundliche Aufnahme eines Aufschlusses zwar einen vertieften Einblick in das Trennflächengefüge des Anstehenden und somit seiner Bearbeitbarkeit, seiner Teilbeweglichkeit und seiner hydraulischen Leitfähigkeit gestattet, die Auswertung selbst aber immer auf einen begrenzten Stichprobenumfang und den daraus errechneten Schätzwerten beruht. Oft verdienen aber *seltene oder singuläre Phänomene* besondere Beachtung: Eine Trennfläche, die bei der gefügekundlichen Aufnahme keiner Trennflächenschar zugeordnet werden konnte und als nicht relevant ignoriert wurde, kann schließlich doch für die Standsicherheit der Felsböschung eine Schlüsselrolle spielen. Eine gefügekundliche Aufnahme konzentriert sich daher nicht nur auf die mit dem geologischen Modell kompatiblen Trennflächen, sondern auch – und vielleicht gerade – auf abweichende, aber für das Projekt relevante, Beobachtungen.

#### 6.2.3.3.3 Gebirgsdurchlässigkeit

Die *Gebirgsdurchlässigkeit* wird bestimmt durch zwei Faktoren:

- die Durchlässigkeit der Kluftkörper, d.h. die Durchlässigkeit des intakten Gesteins und
- die Durchlässigkeit des Kluftgefüges.

Im oberflächennahen Bereich dominiert das Kluftsystem die Gebirgsdurchlässigkeit. Die gefügekundliche Aufnahme ist daher von zentraler Bedeutung für die Beurteilung der Durchlässigkeit. Die Ausrichtung der Gebirgsfugen gibt ein Strömungsmuster vor, das sich in einer Anisotropie der hydraulischen Leitfähigkeit äußert.

Ein Beispiel: In der Sierra Elvira bei Granada (Spanien) ist unterhalb eines Klosters ein Gebirgsbereich aufgeschlossen, in dem fossile Fließmuster erhalten sind. Das anstehende Gebirge besteht aus einem Biosparit (aus biogenen Fragmenten in umkristallisierter Karbonatmatrix) des mittleren Lias (Carixian). Insgesamt wurden vier Aufschlüsse gefügekundlich aufgenommen und fünf Trennflächentypen identifiziert, deren Muster das hydraulische Verhalten des

Gebirges dominiert. Entlang der Verschnittlinien bestimmter Trennflächen sind fossile Fließkanäle erkennbar, die sich infolge des trockenen Klimas erhalten haben. Neben der Orientierung der Trennflächen wurde deren Verwitterungsgrad, Erstreckung, Durchtrennungsgrad, Zerklüftungsgrad, Habitus, Öffnungsweite und Fugenfüllung aufgenommen. Zusätzlich wurden statistische Maßzahlen hergeleitet und eine Eigenvektoranalyse durchgeführt. Darauf aufbauend wurde mit den Verschnittlinien jener Trennflächen, die Fließkanäle ausgebildet haben, ein stochastisches Modell zur Gebirgsdurchlässigkeit entwickelt (Genske & Bruines 2000, Bruines 2003).

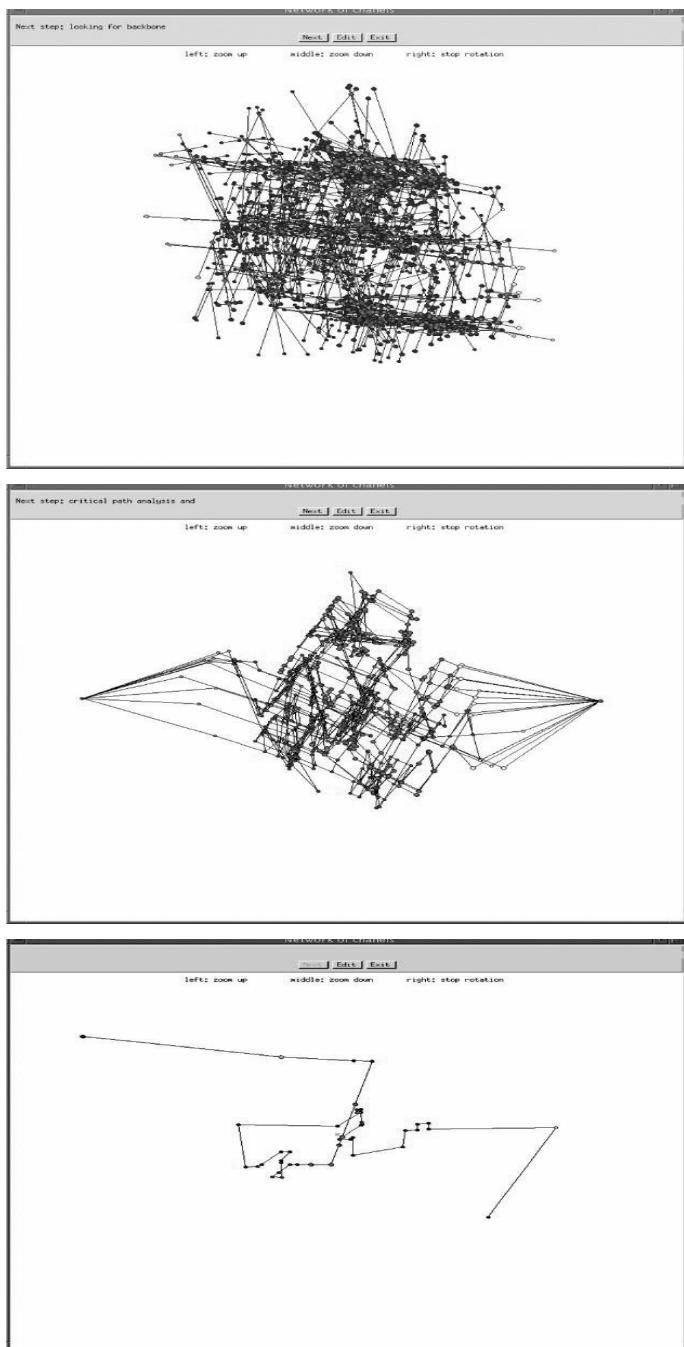


**Abb. 6.63** Das Sierra Elvira-Kloster bei Granada und die exponierte Schichtfläche (vom Kloster aus gesehen). Deutlich erkennbar sind die Fließkanäle, die durch Verschnittlinien von Schichtung und Klüftung gebildet werden.



**Abb. 6.64** Detail eines Fließkanals an der Verschnittlinie von Schichtung (Bildebene) und Klüftung.

**Abb. 6.65** (nächste Seite) Mithilfe der Gefügedaten stochastisch simulierte Verschnittlineare (nächste Seite), die mit der An- und Abstromseite des Modellkörpers verbundenen (also leitfähigen) Verschnittlineare, die hydraulisch leitfähigste Kombination von Verschnittlinearen. Aufgrund der Kartierung konnten den einzelnen Verschnittlineartypen relative Leitfähigkeiten zugeordnet werden (Genske & Bruines 2000, Bruines 2003).



**Tabelle 6.12** Ergebnis der gefügekundlichen Aufnahme der Aufschlüsse der Sierra Elvira.

TF	n	$\alpha, \vartheta [^{\circ}/^{\circ}]$	$\Omega, \theta_{\beta} [^{\circ}]$	$A [^{\circ}]$	V	E	d	$k [1/m]$	H	b [cm]	F
ss, C	30	112/56	4	n.e.	0.2	>>1.0	1.0	1-3	w, r	-	-
ac, C	43	190/10	16	n.e.	0.6	1.0	1.0	0.1-1	e, r	0-25	L, o
bc, C	38	287/24	14	n.e.	0.3	0.5-0.1	0.8-1.0	1-3	h, r	0-1	L, o
d1, C	11	255/03	25	n.e.	0.2	0.05-0.3	0.2-0.8	1-2	e, r	0-0.1	K
d2, C	6	065/10	35	n.e.	0.2	0.05-0.3	0.2-0.08	0.5-1	e, r	0-0.1	K

Trennflächentyp: ss Schichtung, sf Schieferung, ac-Klüftung, bc-Klüftung, d Diagonalklüftung, x Klüftung allgemein; Verteilungstyp: C Clusterverteilung, G Gürtelverteilung; n Stichprobenumfang;  $\alpha, \vartheta$  mittlere Einfallrichtung/Einfallen des Schwerpunktvektors;  $\Omega$  sphärischer Öffnungsgrad einer Clusterverteilung,  $\theta_{\beta}$  zirkularer Öffnungsgrad einer Gürtelverteilung; A sphärisches Konfidenzintervall für Clusterverteilungen, bezogen auf eine Irrtumswahrscheinlichkeit von 1%; V Verwitterungsgrad der Trennfläche: 0:0 sehr schwach verwittert, 1,0 völlig verwittert; E Die Referenzlänge zur relativen Bestimmung der räumlichen Erstreckung ist 30 m. Für sie ist  $E = 1.0$ ; d Durchtrennungsgrad nach Pacher; k Klüftigkeitsziffer; H Habitus: Makrorauhigkeit im cm- bis mm-Bereich (hakig h, wulstig u, wellig w, eben e), Mikrorauhigkeit im Bereich < 1 mm (rauh r, glatt g); b Öffnungsweite; f Füllung: Lehm L, Kalzit K; ? Weitere ingenieurgeologisch Untersuchungen notwendig.

Dieses Beispiel zeigt, wie sehr die hydraulische Leitfähigkeit vom Trennflächengefüge abhängt. Dabei stellen insbesondere die Verschnittlinien von Trennflächen lineare Elemente erhöhter Leitfähigkeit dar. Die Leitfähigkeit eines Gebirgsbereiches wird bestimmt durch eine geologische Rangfolge leitfähiger Elemente: Das intakte Gestein des Kluftkörpers gibt als Porenwasserleiter das Fluid, mitunter über Mikrofissuren, an die Trennflächen weiter, die sich mit weiteren, leitfähigen Trennflächen schneiden, an deren Verschnittlinien sich Fließkanäle (*Channels*) bilden. Die Durchströmung und die damit einher gehende Erosion dieser Fließkanäle vergrößert deren Durchmesser und somit deren Leitfähigkeit, ein dynamischer Prozess, der im leicht lösbarsten Gestein (wie Kalkstein) schließlich zur Bildung systematischer, am Trennflächengefüge orientierter Höhlensysteme führt (Verkarstung). In weniger löslichen Gesteinen ist die Ausbildung von Fließkanälen schwächer ausgeprägt, aber dennoch vorhanden und ausschlaggebend für die Gebirgsdurchlässigkeit.

Neben der Erosion von Verschnittlinearen können weitere Mechanismen zur Ausbildung von präferentiellen Fließkanälen führen, wie zum Beispiel die Scherung von Gebirgsblöcken oder die Ausbildung stark aufgelockerter Scharniere bei der Auffaltung von Schichtpaketen. Der Gebirgsaufbau und seine tektonische Deformation bestimmen somit seine Leitfähigkeit. Nur aufgrund einer sorgfältigen gefügekundlichen Aufnahme der zugänglichen Aufschlüsse, dem Studium des regionalgeologischen Rahmens und seiner erdgeschichtlichen Entwicklung lassen sich robuste hydraulische Modelle herleiten.

Wie bereits angemerkt, haben auch die (geologisch jungen) Sedimente in vielen Fällen bereits eine Überformung erlitten, die zur Ausbildung eines, wenn auch wenig ausgeprägten, aber doch sichtbaren Trennflächengefüges geführt hat. Insbesondere bei wenig durchlässigen Böden (Schluff, Ton) dominiert auch hier das Trennflächengefüge die hydraulische Leitfähigkeit.

#### **6.2.3.4 Biologische Ansprache**

Die Verbreitung von Pflanzen gibt eine Fülle von Hinweisen auf die geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse des Projektgebiets. Die Art des Bodens begünstigt das Wachstum bestimmter Pflanzenarten, die sich gegenüber anderen durchsetzen und standorttypische Pflanzengemeinschaften bilden. Ihre individuelle Ausprägung wird zusätzlich bestimmt von den Grundwasserverhältnissen, insbesondere der Tiefe zum Grundwasserspiegel und seine saisonbedingten Schwankungen. Darüber hinaus

beeinflussen die klimatischen Verhältnisse, die Luftbewegung und Lichtverhältnisse das Pflanzenwachstum. Für bestimmte Kombinationen von Umweltfaktoren spiegeln Pflanzen somit die lokaltypischen Untergrundverhältnisse wider, sind somit *standortanzeigend*.

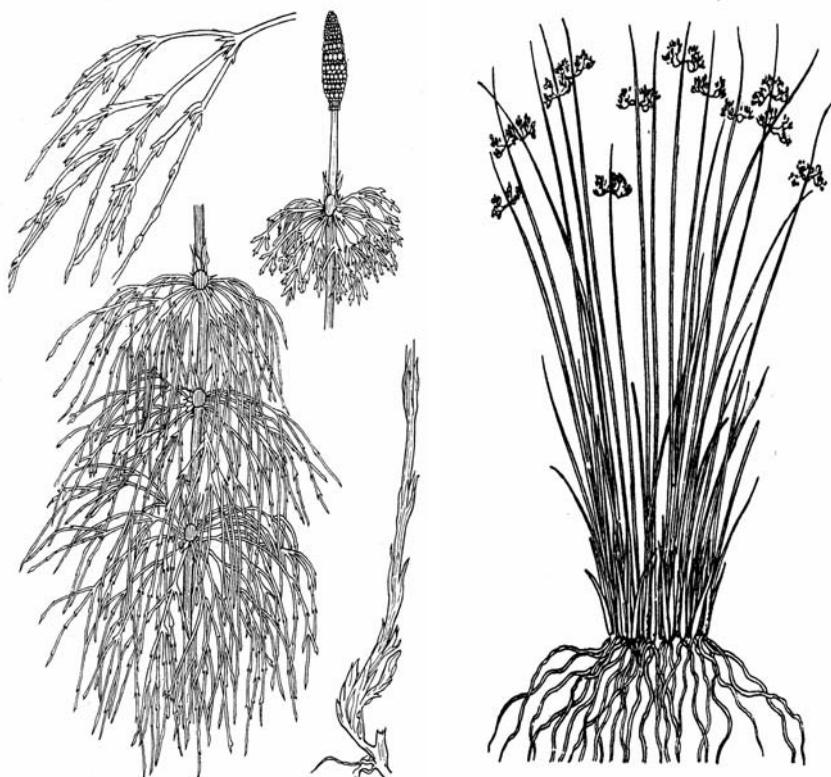
Bereits im Jahre 1941 wurde von Arthur Freiherr von Krüdener und Alfred Becker ein "Atlas standortkennzeichnender Pflanzen" herausgegeben, der Bauingenieuren und Landwirtschaftlern die aus dem Auftreten bestimmter Pflanzenarten zu ziehenden Schlussfolgerungen nahe bringt. Aufgrund dieses Versuchs der Inventarisierung standortanzeigender Pflanzen und der darauf aufbauenden Arbeiten lassen sich für die ingenieurgeologische Kartierung folgende Pflanzengruppen unterscheiden:

- *Bodenkennzeichnende Pflanzen*, d.h. Pflanzen, die bestimmte Bodenarten anzeigen.
- *Grundwasserkennzeichnende Pflanzen*, d.h. Pflanzen, die den Grundwasserstand, die Bewegung des Grundwassers und seinen Chemismus anzeigen.

Tritt zum Beispiel der Waldschachtelhalm *Equisetum silvaticum*, der Rauhaarige Kälberkropf *Chaerophyllum hirsutum*, die Öldistel *Cirsium oleraceum* oder die Blaue Binse *Juncus glaucus* in Hanglagen entlang eines horizontalen Streifens auf, liegt ein wasserführender Grenzhorizont vor, der von schwerdurchlässigen, bindigen Schichten unterlagert wird. Die genannten Pflanzen sind somit ein Hinweis auf die Gefahr einer Hangrutschung entlang der wasserstauenden Schicht. Weiterhin zeigt das Lungenkraut *Pulmonaria obscura* in ansonsten sandigen Böden lehmige Vorkommen an. In horizontaler Lagerung an Hängen ist es ebenfalls ein Hinweis auf eine potentielle Gleitfläche. Die Fiederzwenzelke *Brachypodium pinnatum* ist wiederum kennzeichnend für Kalkstein-Verwitterungsböden. Einen Überblick zu bodenkennzeichnenden und grundwasserkennzeichnenden Pflanzen gibt die Tabelle.



**Abb. 6.66** Der Schafschwingel *Festuca ovina* (links) zeigt trockene und sandige Böden an (a Ährchen, Fecker & Reik 1996), das üppig wachsende Maiglöckchen *Donnavallaria majalis* zeigt lehmige Böden an und die Waldzwecke *Brachypodium sylvaticum* (rechts) zeigt kalkreiche Böden an (von Krüdener 1951).



**Abb. 6.67** Der Waldschachtelhalm *Equisetum silvicum* (links) zeigt fließendes Grundwasser und Quellen an, die Flatterbinse *Juncus effusus* (rechts) zeigt stehendes Grundwasser an (Reuter, Klengel, Pasek 1992).

**Tabelle 6.13** (nächste Seite) Auswahl standortanzeigende Pflanzen in Mittel- und Westeuropa (zusammengestellt nach Ellenberg 1950, 1996, Fabry 1950, Fecker & Reik 1996, von Krüdener 1951, von Krüdener & Becker 1941, Reuter, Klengel, Pasek 1992, Simmer 2004).

### Bodenkennzeichnende Pflanzen

sandige Böden	Silbergras <i>Corynephorus canescens</i> , Sandstrohblume <i>Helichrysum arenarium</i> , Rentierflechte <i>Cladonia rangiferina</i> , Preiselbeere <i>Vaccinium vitis-idaea</i> , Katzenpfötchen <i>Antennaria dioica</i> , Islandmoos <i>Cetraria islandica</i> , Besenginster <i>Sarothrammus scoparius</i> , Heidekraut <i>Calluna vulgaris</i> , Schafschwingel <i>Festuca ovina</i> , Sandreitgras <i>Calamagrostis epigejos</i> , Sand-Segge <i>Carex arenaria</i> , Sand-Nelke <i>Dianthus arenarius</i> , Hungerblümchen <i>Erophila verna</i> , Acker-Klee <i>Trifolium arvense</i> , Große Königskerze <i>Verbascum thapsiforme</i> , Sand-Wegerich <i>Plantago arenaria</i> , sowie die Kiefer <i>Pinus sylvestris</i> , u.a.	Maiglöckchen <i>Donnavallaria majalis</i> (wenn mehrblättrig, üppig, blaugrün), Huflattich <i>Tussilago farfara</i> , Haselwurz <i>Asarum europaeum</i> , Leberblume <i>Hepatica triloba</i> , Einbeere <i>Paris quadrifolia</i> , Ackerschachtelhalm <i>Equisetum arvense</i> , Wurmfarne <i>Aspidium filix mas</i> , sowie die Fichte <i>Picea excelsa</i> , u.a.
bindige Böden (schluffig und tonig)	kalkanzeigende Pflanzen	Waldzwerg <i>Brachypodium sylvaticum</i> , Bergaster <i>Aster amellus</i> , Silberdistel <i>Carlina acaulis</i> , Blaugras <i>Sesleria coerulea</i> , Federzwerg <i>Brachypodium pinnatum</i> , Echte Erika <i>Erica carnea</i> , Seidelbast <i>Daphne mezereum</i> , Gewimperte Alpenrose <i>Rhododendron hirsutum</i> , Petergstamm <i>Primula glutinosa</i> , Aurikel <i>Primula auricula</i> , Blaue Birne <i>Juncus glaucus</i> , Ehrenpreis <i>Veronica tenacissimum</i> , Zwergbuchs <i>Polygala chamaebuxus</i> , Berberitze <i>Berberis vulgaris</i> , Silberwurz <i>Dryas octopetala</i> , Frauenschuh <i>Cypripedium calceolus</i> , Tollkirsche <i>Atropa bella-donna</i> , Klebkraut <i>Galium aparine</i> , Grosses Windröschen <i>Anemone sylvestris</i> , Ackersenf <i>sinapis arvensis</i> , Wacholder <i>Juniperus communis</i> , Blauer Enzian <i>Gentiana acutiloba</i> , Hirtennadel <i>Erodium cicutarium</i> , Polster-Segge <i>Carex firma</i> , Gipskraut <i>Gypsophila repens</i> , sowie die Buche <i>Fagus sylvatica</i> , u.a., ausserdem die Kulturpflanzen Gelbklee, Luzerne, Erbse, Bohne, Rübe, und die meisten Obstbäume.

---

### Bodenkennzeichnende Pflanzen

---

evaporitan- zeigende Pflan- zen (Salz Gips)	Standode <i>Suaeda maritima</i> (bis 16% Salzgehalt), Queller <i>Salicornia herbacea</i> (bis 10%), wilder Sellerie <i>Apium graveolens</i> (bis 1.4%), sowie Salzkraut <i>Salsola kali</i> , Glasschmelz <i>Salicornia herba-cea</i> , Milchkraut <i>Glaux maritima</i> , Strandaster <i>Aster tripolium</i> , Gipskraut <i>Gypsophila repens</i> , u.a.
Saure Böden	Stark saure Böden (pH 4.5-5.0): Preiselbeere <i>Vaccinium vitis-idaea</i> , Heidelbeere <i>V. myrtillus</i> , Siebenstern <i>Trientalis europaea</i> , Pfeifengras <i>Molinia caerulea</i> , Geschlängelte Schmieie <i>Deschampsia flexuosa</i> . Saure bis schwach saure Böden (pH 5.0-6.5): Himbeere <i>Rubus idaeus</i> , Heidekraut <i>Calluna vulgaris</i> , Rasenschmieie <i>Deschampsia cespitosa</i> , Flattergras <i>Milium effusum</i> , Wald-Gamander <i>Teucrium scorodonia</i> , u.a.

---

### Grundwasserkennzeichnende Pflanzen

---

Pflanzen, die fließendes Grundwasser an- zeigen	Rohrglanzgras <i>Phalaris arundinacea</i> und Waldschartelhalm <i>Equisetum sibiricum</i> (oberflächen- nahes Wasser), Waldschilf <i>Scirpus sylvaticus</i> , Riesenschachtelhalm <i>Equisetum maximum</i> (Wasser bis etwa 1 m), Rohrschilf <i>Phragmites communis</i> (Wasser bis etwa 2 m Tiefe), weiterhin Blutweiderich <i>Lythrum salicaria</i> , Gilbweiderich <i>Lysimachia vulgaris</i> , Mädessüß <i>Filipendula ulmaria</i> , Kohl- distel <i>Cirsium oleraceum</i> , Dotterblume <i>Caltha palustris</i> , Pfeifengras <i>Molinia caerulea</i> , Kälberkropf <i>Chaerophyllum hisutum</i> , Wasserdistel <i>Eupatorium cannabinum</i> , Kreuzkraut <i>Senecio fuchsii</i> , Geis- bart <i>Arunca silvester</i> , Echtes Springkraut <i>Impatiens noli-tangere</i> , Schwarzerle <i>Alnus glutinosa</i> , Grauerle <i>Alnus incana</i> , Wiesenenzian <i>Genista pneumonanthe</i> , u.a.
--	---

---

### Grundwasserkennzeichnende Pflanzen

Pflanzen die na-  
hezu stehendes,  
saures Grund-  
wasser anzeigen

Kolbenschilf *Typha latifolia*, Flatterbinse *Juncus effusus*, Wollgras *Eriophorum vaginatum*,  
Sumpfmoos *Sphagnum acutifolium*, Sumpfporst *Ledum palustre*, Bürtstenmoos *Polytrichum com-  
mune*, Breitblättriges Wollgras *Eriophorum latifolium*, u.a.

Pflanzen, die tro- Isländisches Moos *Cetraria islandica*, Rentierflechte *Cladonia rangiferina*, Graublättrige Zacken-  
ckene Standorte müze *Racomitrium canescens*, Wacholderblättriges Bürtstenmoos *Polytrichum juniperum*, Pur-  
anzeigen purstieliger Hornzahn *Ceratodon purpureus*, Nickendes Birnmoos *Webera nutans*, Flacher Bärlapp  
*Lycopodium complanatum*, Silbergras *Weingartneria canescens*, Land-Reitgras *Calamagrostis epi-  
gejos*, Schafschwingel *Festuca ovina*, Wundklee *Anthyllis vulneraria*, Dornige Hauhechel *Ononis  
spinosa*, Golddistel *Carlina vulgaris*, Feldbeifuß *Artemisia campestris*, u.a.

Bestimmte Pflanzenarten und –gemeinschaften markieren frühe Siedlungen und historische Handelswege (Brooks 1998, Dambrine, Dupouey, Moares, Lafitte 2000). Die Kartierung spezifischer Pflanzenarten ist daher integraler Bestandteil einer archäologischen Geländeaufnahme und ergänzt die ingenieurgeologische Kartierung mit Hinweisen zur historischen Entwicklung des Geländes und zu möglichen Baugrundanomalien. Weiterhin zu erwähnen sind die für die postindustrielle Zeit typischen Pflanzengemeinschaften auf Industriebrachen:

- *Pionierpflanzen*, die aufgrund ihrer guten Assimilationsfähigkeit auch auf degradierten Böden wachsen können. Typische Pionierpflanzen sind Lupinen, Weiden und Birken.
- *Schadstofftolerante Pflanzen*, die sich auf kontaminierten Böden gegen die natürlichen Pflanzenassoziationen durchsetzen. Spezielle Pflanzen akkumulieren auch Schadstoffe und können somit gezielt zur Reduktion einer oberflächennahen Baugrundkontamination eingesetzt werden (Brooks 1998, Reeves & Baker 2000). Zum Beispiel akkumulieren etwa dreihundert Pflanzenarten Nickel. *Viola*-Arten akkumulieren Zink, *Agrostis*-Arten und *Minuartia verna* Blei und *Thlaspi*-Arten beides (Genske 2003: 146).



**Abb. 6.68** Pionierpflanzen auf einer Industriebrache (Photo: Peter Drecker).



**Abb. 6.69** Die Gemeine Grassnelke *Armeria maritima* zeigt Schwermetallkontakteuren an (bei Clausthal-Zellerfeld).

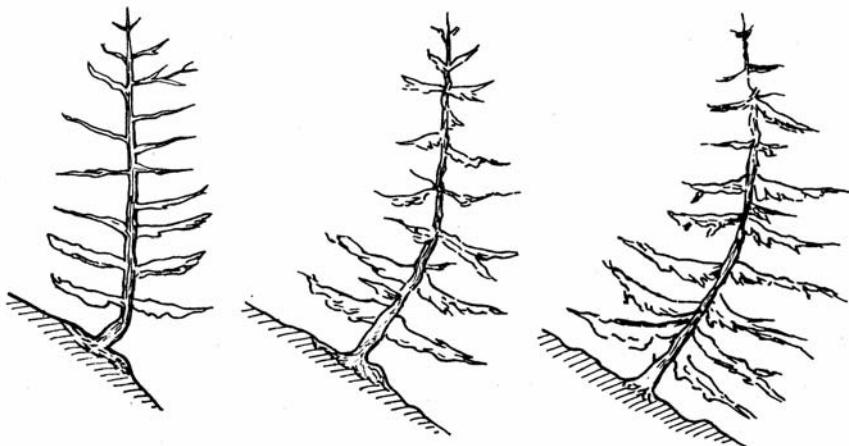


**Abb. 6.70** *Thlaspi caerulescens* (hyper)akkumuliert Schwermetalle (Photo: Catherine Keller).

Schließlich gibt, wie bereits Albert Heim (1932) erkannte, das Pflanzenwachstum auch Auskunft über die jüngste Veränderung des Reliefs:

- *Reliefkennzeichnende Pflanzen* sind Pflanzen, die Bewegungen der Erdoberfläche anzeigen, wie zum Beispiel langsame Kriechbewegungen von Hängen. Sie verursachen bei Bäumen den typischen Sichelwuchs. Plötzliche Rutschbewegungen werden dagegen durch die Schrägstellung der Stämme dokumentiert. Liegt die Rutschung einige Zeit zurück, dann weist der Baumstamm einen Knick auf. Da oberhalb des Knicks der Baum vertikal weiter gewachsen ist, lässt sich das Rutschereignis in etwa datieren. Weiterhin verursachen Bergsenkungen eine Schieflage der Bäume, die somit auf Altbergbau hinweisen.

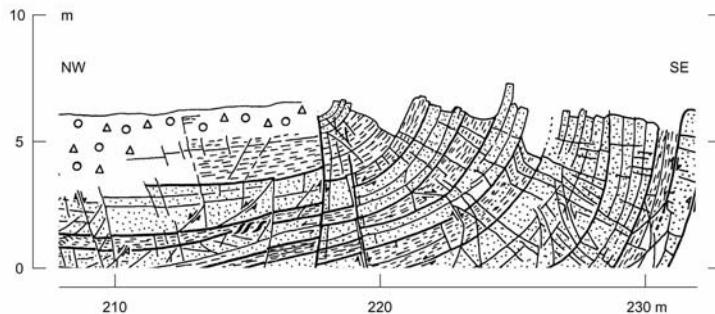
Bei starkem relativem Anstieg des Grundwassers infolge der Bergsenkung sterben bestimmte Pflanzengruppen ab und andere wandern ein. Steigt der Grundwasserspiegel über das Gelände an, entstehen Bergsenksseen, die sich zu durchaus schützenswerten Sekundär-Biotopen entwickeln können.



**Abb. 6.71** Sichelwuchs und Schrägstellung als Reaktion auf Hangbewegungen. Bei Hangkriechen wächst der Stamm sichelförmig, wogegen sich bei einer plötzlichen Hangbewegungen der Baum schräg stellt. Ein Knick weist auf eine frühere, plötzliche Bewegung hin (nach Heim 1932).

## Übungen

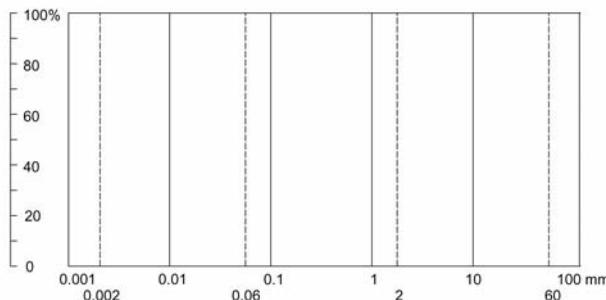
- 6-1 Ein vertikaler Gebirgsaufschluss neben einer Landstraße wurde geologisch aufgenommen. Teile diesen Aufschluss in ingenieurgeologische Homogenbereiche ein.



**Abb. 6.72** Aufnahme des Profils.

- 6-2 Das Gelände eines ehemaligen Steinkohlebergwerks ist heute eine Brachfläche. Es soll im Rahmen strukturpolitischer Maßnahmen wieder nutzbar gemacht werden. Ein Technologie-Park ist geplant. Aufgrund der Voruntersuchungen wird davon ausgegangen, dass sich auf dem Gelände ein alter, ca. 500 m tiefer Förderschacht befindet. Vermutlich wurde der Schacht verfüllt und abgedeckt. Alle Unterlagen, die über die genaue Lage des Schachts Aufschluss geben könnten, sind verloren gegangen. Bekannt ist nur, dass alle Förder schächte der Schachtanlage einen Durchmesser von ca. 5.0 m hatten. Zur Ortung des Schachtes sind geophysikalische Suchprofile geplant. In welchem Abstand müssten sie sein, ein parallelen Suchmuster vorausgesetzt, um den Schacht mit einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 5% zu orten?
- 6-3 Da davon auszugehen ist, dass aus dem aufgegebenen Schacht (vorliegende Aufgabe) immer noch Methan austritt, wird vorgeschlagen, punktuelle Bodenluftproben zu entnehmen. Der Sektor, in dem der Schacht vermutet wird, umfasst  $2500 \text{ m}^2$ . Wie viele Beprobungspunkte sind bei einem *Herringbone*-Suchnetz notwendig, vorausgesetzt, dass eine Irrtumswahrscheinlichkeit von 5% akzeptabel ist?

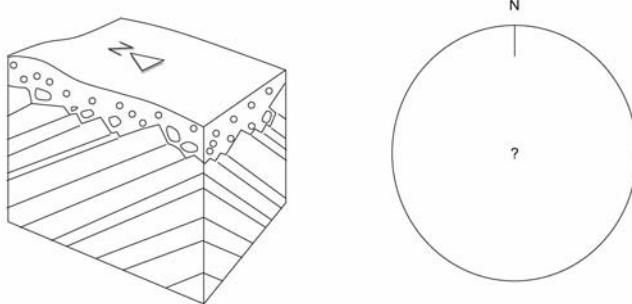
- 6-4 Aus einem Schurf wurde mit einem Stechzylinder eine ungestörte Bodenprobe entnommen. Das Gewicht der Probe beträgt (incl. Stechzylinder) 53.3 N. Nach der Ofentrocknung beträgt es nur noch 50.5 N. Der Stechzylinder hat ein Gewicht von 40.7 N und ein Volumen von  $700 \text{ cm}^3$ . Als Kornwichte wurde  $\gamma_g = 26.3 \text{ kN/m}^3$  ermittelt. Zu bestimmen sind der natürliche Wassergehalt  $w$ , die Trockenwichte  $\gamma_d$ , der Porenanteil  $n$ , die Porenzahl  $e$ , die Sättigungszahl  $S_s$ , die Wichte des natürlich feuchten Bodens  $\gamma$ , die Wichte des gesättigten Bodens  $\gamma_s$  und die Wichte unter Auftrieb  $\gamma'$ .
- 6-5 Stellen Sie im Korngrößendiagramm die typischen Körnungslinien für einen Schluff, einen Dünensand und einen Geschiebemergel dar.



**Abb. 6.73** Korngrößendiagramm.

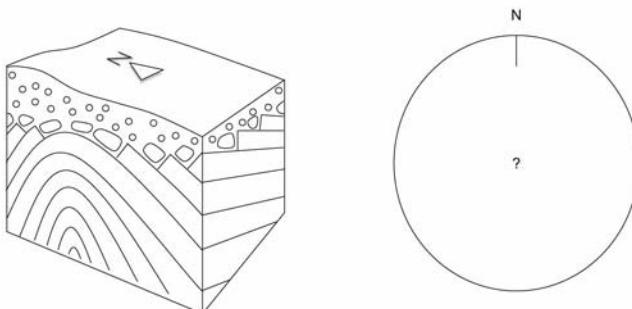
- 6-6 Für einen kiesigen Sand ergibt sich aus dem Korngrößendiagramm ein  $d_{10}$  von 0.21 mm. Schätzen Sie den Durchlässigkeitsbeiwert ab.
- 6-7 In einem 0.50 m tiefen, kreisförmigen Loch mit einem Durchmesser von 1.0 m wird ein Versickerungsversuch durchgeführt. Die Beobachtung der Absenkung des Wasserspiegels über die Zeit ergab eine mittlere Absenkrate  $\Delta s/\Delta t$  von 0.05 m/s bei der halben Absenktiefe  $s_m = 0.25\text{m}$ . Schätzen Sie aufgrund dieses Versuchs den Durchlässigkeitsbeiwert ab.
- 6-8 Mit dem Punktlastversuchsgerät wurden an Handstücken die folgenden Indexwerte  $I_{s(50)}$  gemessen: 2.3, 2.5, 3.0, 2.3, 2.6, 3.1, 2.7, 2.8, 2.3, 2.6, 2.7, 2.5 MN/m<sup>2</sup>. Wie groß ist die daraus folgende einaxiale Druckfestigkeit?

- 6-9 Wie stellt sich die im Blockbild dargestellte Schichtung im Schmidtschen Netz dar? Einzutragen sind (schematisch) einige Polpunkte, wie sie eine gefügekundliche Aufnahme ergeben würde, der daraus resultierende Großkreis und dessen Pol.



**Abb. 6.74** Blockbild mit Schmidtschem Netz.

- 6-10 Wie stellt sich die im Blockbild dargestellte Faltung im Schmidtschen Netz dar? Einzutragen sind (schematisch) einige Polpunkte, wie sie eine gefügekundliche Aufnahme ergeben würde, der daraus resultierende  $\pi$ -Kreis und der  $\pi$ -Pol.



**Abb. 6.75** Blockbild mit Schmidtschem Netz.

## 7. Hauptuntersuchungen

Mit dem Abschluss der Voruntersuchungen und der Vorlage des Untersuchungsberichts haben sich die am Projekt beteiligten Partner ein Bild über die geologischen Verhältnisse des Projektgebiets verschafft. Nun lässt sich diskutieren, inwieweit das geplante Projekt machbar ist, welche Strategien zu wählen sind, welche Risiken auftreten können. Wird entschieden, das Projekt weiter zu führen, dann folgen die *Hauptuntersuchungen*. Im Rahmen der Hauptuntersuchungen werden die Erkundungsmaßnahmen aus den Voruntersuchungen ergänzt mit gezielten, mitunter aufwendigen Feld- und Laboruntersuchungen. Bislang nur abgeschätzte und durch Indextests mittelbar bestimmte Bodeneigenschaften werden nun quantifiziert. Aufgrund der vorhergehenden Etappen, der Vorauswertung und der Ersterkundung, steht bereits fest, welche speziellen geotechnischen Fragen noch offen, welche Versuche zur Klärung dieser Fragen noch durchzuführen und wo diese Untersuchungen im Projektgebiet sinnvoll sind. Auf der Grundlage der *status quo*-Karte wird die Feldkampagne strategisch vorbereitet mit dem Ziel, ein Optimum an Informationen mit möglichst geringem Aufwand an Zeit und Geld zu gewinnen. Es liegt auf der Hand, dass eine gründliche Kenntnis der Geologie des Projektgebiets, das Studium der Erkenntnisse aus der ersten Etappe und viel Erfahrung nötig sind, um ein zufrieden stellendes Arbeitsergebnis vorzuweisen und dieses gegenüber allen Projektpartnern und dem Auftraggeber verteidigen zu können.

Die Hauptuntersuchungen lassen sich unterscheiden in

- lineare Untersuchungen (z.B. Bohrungen), flächige Untersuchungen (z.B. geophysikalische Messungen), räumliche Untersuchungen (z.B. *in situ*-Versuche)
- direkte Untersuchungen (z.B. Schürfe, Aufschlussbohrungen) oder indirekte Untersuchungen (z.B. Sondierungen)
- thematische Untersuchungen (z.B. Geologie, Hydrogeologie, Festigkeit, Verformbarkeit, etc.)

In Folgenden wird die letztgenannte Klassifizierung aufgegriffen.

## 7.1 Geologie

### 7.1.1 Schurf, Schacht, Stollen

Bereits im Rahmen der Voruntersuchungen wurde beschrieben, wie einfach und kostengünstig die Anlage eines *Schurfs* ist. Da sich Schürfe leicht und zügig ausheben lassen, bieten sie sich sowohl für die Voruntersuchungen als auch für die Hauptuntersuchungen an. Sie erlauben einen direkten Einblick in die Untergrundverhältnisse und den Bodenaufbau.

Es lassen sich problemlos Bodenproben bester Güte entnehmen, d.h. ungestörte Bodenproben, an denen die Kornzusammensetzung, der Wassergehalt, die Wichte, die Scherfestigkeit und der Steifemodul bestimmt werden können. Weiterhin lassen sich Indexversuche und aufwendigere Feldversuche durchführen. Neben den Bodenverhältnissen können noch die Tiefe zum anstehenden Festgestein, seine Petrographie, seine Stratigraphie und sein Trennflächengefüge bestimmt werden. Obwohl die Tiefe des Schurfs begrenzt ist durch den Grundwasserspiegel, das anstehende Festgestein und den bereits im vorigen Kapitel erwähnten Sicherheitsvorschriften, lässt sich bei Kenntnis der geologischen Rahmenbedingungen mit einer gründlichen Schurfaufnahme der Aufbau des Untergrunds über die Schurftiefe hinaus extrapoliieren.

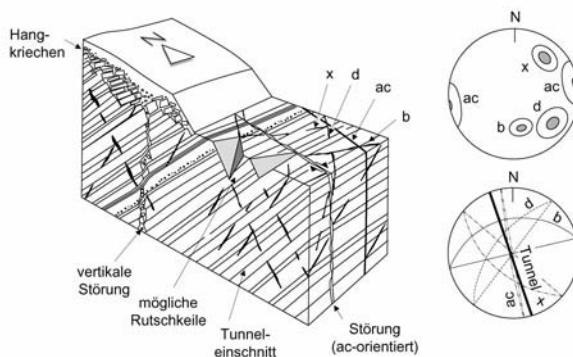
Ein Beispiel: Im Zuge des autbahnmäßigen Ausbaus einer Bundesstraße im Bergischen Land (Rheinisches Schiefergebirge) war ein etwa 280 m langes Teilstück als Tunnel auszuführen. Nach einer Kostenanalyse wurde entschieden, den Tunnel nicht bergmännisch aufzufahren, sondern in offener Bauweise in einem Einschnitt zu errichten. Dieser Einschnitt sollte später wieder geschlossen werden, um die natürliche Morphologie des Geländes wieder herzustellen. Eine bis zu 35 m tiefe Baugrube war auszuheben und zu sichern. Die Vorauswertung zeigte, dass der geplante Tunnel die bunten Cypridinen- und Kalkknotenschiefer des oberen Devons durchfährt (Hemberg, Dasberg). Zur direkten Erkundung der Baugrundverhältnisse wurde ein Schurf entlang der geplanten Baugrube ausgehoben. Neben der petrographischen und stratigraphischen Ansprache des nur wenige Dezimeter unter Gelände anstehenden Grundgebirges wurde das Trennflächengefüge aufgenommen. Die Gefügestatistik und der Trennflächencharakter sind in der Tabelle zusammengefasst. Im Blockbild sind die Lagerungsbedingungen und die tektonischen Verhältnisse relativ zur geplanten Baugrubenwand dargestellt. Schmidtsche Netze (Punktdiagramm und Großkreise) ergänzen das Modell, das Grundlage für die Beurteilung möglicher Versagensmechanismen (s. Teil III) wurde und der Dimensionierung von Sicherungsmaßnahmen (Felsankern) diente. Weiterhin sind im Blockbild mögliche Gleitkörper dargestellt, die in die Baugrube rutschen könnten. Die später durchgeführte baubegleitende Kartierung (Kapitel 8) bestä-

tigte das Modell, das allein aufgrund der Schürfe und der Kenntnis der regionalen Geologie erstellt wurde.

**Tabelle 7.1** Ergebnis der gefügekundlichen Aufnahme des Schurfs.

TF	n	$\alpha, \vartheta [^{\circ}/\%]$	$\Omega, \theta_p [^{\circ}]$	$A [^{\circ}]$	V	E	d	k [1/m]	H	b [cm]	F
ss, C	48	334/48	9	3	0.0	>> 1	1.0	3-7	w, g	-	-
ac, C	56	248/88	20	6	0.6	>> 1	1.0	0.1-0.5	h, g	0-10	L, o
d, C	26	281/47	15	7	0.3	0.05-0.1	0.7-0.9	0.5-1.5	e, g	0-0.4	L, o
x, C	60	225/62	19	5	0.3	0.01-0.02	0.6-0.9	?	e, g	0-0.3	K

Trennflächentyp: ss Schichtung, sf Schieferung, ac-Klüftung, hc-Klüftung, d Diagonalklüftung, x Klüftung allgemein; Verteilungstyp: C Clusterverteilung, G Gürtelverteilung, n Stichprobenumfang;  $\alpha, \vartheta$  mittlere Einfallrichtung/Einfallen des Schwerpunktvektors;  $\Omega$  sphärischer Öffnungsgrad einer Clusterverteilung,  $\theta_p$  zirkularer Öffnungsgrad einer Gürtelverteilung; A sphärisches Konfidenzintervall für Clusterverteilungen, bezogen auf eine Irrtumswahrscheinlichkeit von 1%; V Verwitterungsgrad der Trennfläche: 0 = sehr schwach verwittert, 1.0 völlig verwittert; E Die Referenzlänge zur relativen Bestimmung der räumlchen Erstreckung ist die Baugrubenbreite, die 20 m beträgt und für die  $E = 1.0$  ist.; d Durchtrennungsgrad nach Pacher; k Klüftigkeitsziffer; H Habitus: Makrorauigkeit im cm- bis mm-Bereich (hakig h, wulstig u, wellig w, eben e), Mikrorauigkeit im Bereich < 1mm (rauh r, glatt g); b Öffnungsweite; f Füllung: Lehm L, Kaizit K; ? Weitere ingenieurgeologisch Untersuchungen notwendig.



**Abb. 7.1** Das auf der Grundlage der Schurfaufnahme entwickelte Blockbild der Gebirgsverhältnisse mit möglichen Versagensmechanismen.

Abschließend sei noch einmal darauf hingewiesen, dass Schürfe nicht hangparallel ausgehoben werden dürfen, da sie sonst eine Hangrutschung auslösen könnten. Die Sicherheitsvorschriften hinsichtlich Aushubtiefe, Sicherung und Schurfbegehung sind zu beachten (Kapitel 6). Darüber hinaus ist im anthropogen überprägten Terrain mit Kontaminationen zu rechnen, so dass entsprechende Vorkehrungen zu treffen sind.

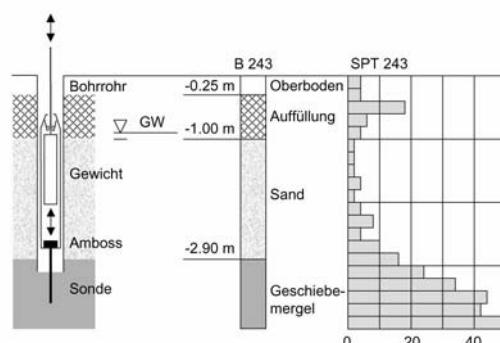
Neben den leicht auszuhebenden Schürfen dienen der direkten Erkundung auch die wesentlich aufwendigeren *Erkundungsschächte* und *Erkundungsstollen*. Aufgrund der hohen Kosten werden Schächte und Stollen meist nur im Rahmen von großen Baumaßnahmen wie Tunnel oder Talsperren angeordnet. Die Aufnahme der geologischen Verhältnisse und ihre Darstellung in Profil und Blockbild erfolgen analog der Schurfaufnahme. In vielen Fällen werden Erkundungsstollen und -schächte nicht nur allein zur Erkundung der geologischen Verhältnisse ausgehoben. Sie haben vielmehr einen weiteren projektbezogenen Zweck. Bei dem im Kapitel 6 vorgestellten Beispiel der Rutschung im Siebengebirge diente der Erkundungsstollen gleichzeitig der Entwässerung des rutschgefährdeten Gebirgsbereichs. Er erfüllte somit eine Funktion bei der permanenten Stabilisierung des Hanges.

## 7.1.2 Sondierungen

Bereits in den 1930er Jahren wurde eine von Künzel entwickelte Sonde patentiert, die aus einem Stahlstab besteht, der mit einem genormten Fallgewicht in den Boden geschlagen wird. Die Anzahl der Schläge, die notwendig ist, um eine bestimmte Einschlagtiefe zu erreichen, ist ein indirektes Maß für die Festigkeit des Bodens. Der Künzelstab wurde in vielen Ländern weiterentwickelt und ist in einschlägigen Regelwerken beschrieben. Dabei blieb der Grundgedanke, eine Sonde in den Boden zu rammen oder zu drücken, um dessen Festigkeit zu ermitteln, unverändert.

### 7.1.2.1 Rammsondierung

Bei einer *Rammsondierung (Standard Penetration Test SPT)* wird wie beim Künzelstab die Anzahl der Schläge pro Eindringtiefe gezählt (zum Beispiel  $N_{30}$  bei 30 cm für den SPT). Über die Tiefe aufgetragen entsteht so ein indirektes Festigkeitsprofil. Die Sonden werden nach Fallgewicht eingeteilt (z.B. leichte Rammsonde, schwere Rammsonde) und erreichen Tiefen bis zu 25 m. Auf der Grundlage von Erfahrungswerten und Versuchen lassen sich Schlagzahlen mit bodenmechanischen Kennwerten korrelieren, wie zum Beispiel mit der Lagerungsdichte, dem Reibungswinkel, der Konsistenz und der einaxialen Druckfestigkeit. Rammhindernisse wie Findlinge oder Fundamente erzwingen einen Abbruch der Messung. Die Sonde ist umzusetzen, um an anderer Stelle eine neue Messung zu beginnen.



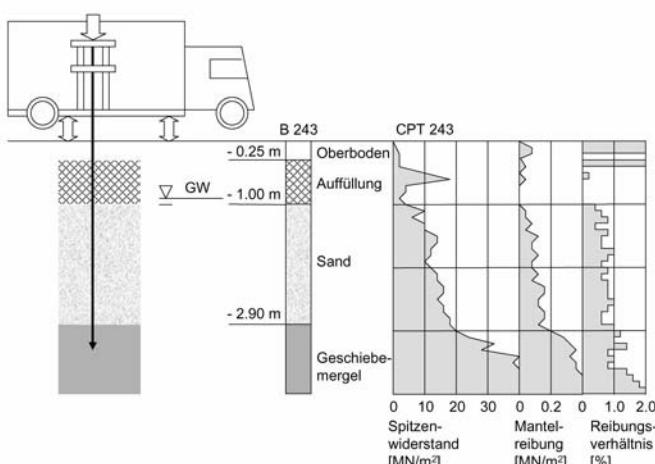
**Abb. 7.2 Prinzip der Rammsondierung und Auswertung.**

### 7.1.2.2 Drucksondierung

Bei der in den Niederlanden entwickelten *Drucksondierung (Cone Penetration Test CPT)* wird eine Sonde mit konstanter Geschwindigkeit in den Untergrund gedrückt. Dabei wird der Widerstand an der Spitze der Sonde, der *Spitzenwiderstand*  $q_s$ , und die Reibung am Außenrand der Drucksonde, die *Mantelreibung*  $f_s$ , aufgezeichnet. Spitzenwiderstand und Mantelreibung erlauben Rückschlüsse auf die Eigenschaften des Bodens. Das Verhältnis von Mantelreibung zu Spitzenwiderstand

$$R_f = \frac{f_s}{q_s} \cdot 100$$

gibt einen direkten Hinweis auf die Art des Bodens: Ein  $R_f \leq 1.4\%$  zeigt einen nichtbindigen Boden an, wogegen ein  $R_f \geq 1.8\%$  für einen bindigen Boden spricht. Weiterhin wurden Korrelationen zwischen Spitzendruck / Mantelreibung und bodenmechanischen Eigenschaften wie dem Reibungswinkel, der Kohäsion, den Verformungskennwerten, etc. entwickelt. Auch bei der Drucksondierung können Rammhindernisse zum Abbruch der Messung führen. Inzwischen wurden auch Sonden entwickelt, die mit Sensoren ausgerüstet chemische Eigenschaften messen können und somit Hinweise auf eine mögliche Verschmutzung des Untergrundes geben können.



**Abb. 7.3 Prinzip einer Drucksondierung und Auswertung.**



**Abb. 7.4** Drucksondierung im Feld: Ein CPT-Truck, die Presse im Truck und die Sonde.

### 7.1.3 Aufschlussbohrungen

Es gibt inzwischen eine Vielzahl von Bohrverfahren, die sich einteilen lassen nach

- den Bodenbedingungen, für die sie einsetzbar sind (Lockergestein, Festgestein)
- dem Zweck der Bohrung (Durchteufung einer Schicht, Probennahme, Extraktion oder Injektion, etc.)
- der Qualität der geförderten Proben (ungestörte Proben, gestörte Proben)
- der Technik des Bohrens.

Im Folgenden wird ein kurzer Überblick in Anlehnung an die Technik des Bohrens gegeben. Zweck einer Bohrung ist, eine Probe aus einer Tiefe zu gewinnen, die nicht mehr mit einem Schurf erreicht werden kann. Die technischen Voraussetzungen hierfür wurden erst peu à peu entwickelt. Für Böden unterscheidet man u.a. die folgenden Bohrverfahren:

- Die *Ramm- bzw. Sondierbohrung (Schlitzsondierung)* entwickelte sich aus dem Künzelstab, also der Schlagsonde. Im untersten Meter des in den Boden getriebenen Rammgestänges ist eine Nut eingefräst, die eine (gestörte) Bodenprobe aufnimmt. Dies ermöglicht eine durchgehende Beprobung und erlaubt somit die zügige Erstellung von Schichtprofilen, sowie eine erste bodenmechanische Ansprache. Weiterhin gibt der Einschlagwiderstand einen Hinweis auf die Festigkeit des Bodens. Bei günstigen Bodenverhältnissen kann eine Sondierbohrung Tiefen von 15 m und mehr erreichen. Je weniger kohäsiv (bindig) der Boden ist, desto weniger Probenmaterial wird zu Tage gefördert. Störkörper im Boden (Ziegelsteine, Findlinge, etc.) können zum Abbruch der Sondierung führen. Das Verfahren ist in vielen Ländern genormt.
- Bei der *Schneckenbohrung* wird der Boden über eine Spiralschnecke drehend zur Erdoberfläche befördert. Das nur im Lockergestein anwendbare Verfahren liefert kontinuierliche Bodenproben geringer Güte (Klasse 4-5) und eignet sich für alle Böden, außer für dicht gelagerten Kies mit einem Korndurchmesser, der ein Drittel des Schneckendurchmessers überschreitet. Bei hohler Führungsstange können Bodenproben höherer Güte durch die Führungsstange entnommen werden. Spiralschnecken werden oft zum Bohren von Grundwassermesspegeln eingesetzt, da sie schnell ausgeführt und einfach ausgebaut werden können. Auf einem Geländewagen montiert erreichen sie Bohrtiefen von 30 m.

**Tabelle 7.2** Güteklassen für Bodenproben (aus Dachroth 2002, nach DIN 4021).

Gütekasse	Merkmale
Gütekasse 1	An den Bodenproben können Bodenart, geologische Zuordnung, mineralogische (stoffliche) Zusammensetzung, Schichtgrenzen, Feinschichtung mit Art der Lagerung und Anlagerung der Körner und Kornaggregate sowie alle bodenmechanischen Kenngrößen bestimmt werden (Korngrößenverteilung, Wassergehalt, Konsistenzgrenzen, Konsistenzzahl, Plastizitätszahl, Art und Anteil der organischen Substanz, Korndichte, Dichte des feuchten Bodens, Porenanteil, Grenzen der Lagerungsdichte, Durchlässigkeit, Scherfestigkeit und Steifemodul).
Gütekasse 2	An den Bodenproben können Bodenart, geologische Zuordnung, mineralogische (stoffliche) Zusammensetzung, Schichtgrenzen und Feinschichtung mit Art der Lagerung und Anlagerung der Körner und Kornaggregate sowie die meisten der bei Gütekasse 1 genannten bodenmechanischen Kenngrößen bestimmt werden. Die Bodenproben sind gestört und für Untersuchungen zum Bestimmen von Scherfestigkeit und Steifemodul nicht geeignet.
Gütekasse 3	An den Bodenproben können Bodenart, geologische Zuordnung, mineralogische (stoffliche) Zusammensetzung und Schichtgrenzen sowie ein Teil der bei Gütekasse 1 genannten bodenmechanischen Kenngrößen bestimmt werden. Die Bodenproben sind in ihrem Gefüge gestört und aufgelockert. Derartige Proben sind zum Bestimmen von Scherfestigkeit, Steifemodul, Dichte, Porenanteil und Durchlässigkeit nicht geeignet.
Gütekasse 4	An den Bodenproben können Bodenart, geologische Zuordnung, mineralogische (stoffliche) Zusammensetzung und Schichtgrenzen sowie wenige der bei Gütekasse 1 genannten bodenmechanischen Kenngrößen bestimmt werden. Die Bodenproben sind in ihrem Gefüge gestört, aufgelockert und haben einen von der natürlichen Lagerung abweichenden Wassergehalt. Derartige Proben sind zum Bestimmen von Scherfestigkeit, Steifemodul, Dichte, Porenanteil, Durchlässigkeit, Wassergehalt und Konsistenzzahl nicht geeignet.
Gütekasse 5	An den Bodenproben können Bodenart, geologische Zuordnung, mineralogische (stoffliche) Zusammensetzung und Schichtgrenzen erkannt werden. Die Bodenproben sind gestört. Alle bodenmechanischen Kenngrößen, auch die Korngrößenverteilung innerhalb enger Schichtabschnitte, sind verändert.



**Abb. 7.5** Kleines Schneckenbohrgerät, Schneckenbohrung neben einem Gebäude in Doordrecht, Niederlande (Foto: David Price).

- *Schlagschappen* werden am Seil hängend mit einem Schweregestänge beschwert in das Bohrloch fallen gelassen. Aufgrund ihres Eigengewichts senkt sich die Schlagschappe in die Bohrlochsohle und nimmt eine Bodenprobe auf. Beim Ziehen der Schappe wird der Boden durch ein Rückschlagventil gefangen. Bei bindigen Böden erübrigt sich die Fangvorrichtung, da die Kohäsion eine Haftung des Probenguts am Probenrohr bewirkt. Das Verfahren liefert einen guten Einblick in den Schichtenaufbau und Bodenproben, die je nach Einschlagwucht und Bodenverhältnissen unterschiedliche Güte haben.



**Abb. 7.6** Einsatz von Schlagschappen auf dem Spreebogen in Berlin.

- Bei *Greiferbohrungen* nimmt ein Greifer in einer verrohrten Bohrung (gestörte) Bodenproben auf (Güteklaasse 3-5). Dabei ist ein großer Bohrlochdurchmesser wie beim Brunnenbau erforderlich.

Um größere Tiefen zu erreichen, wurden Bohrgeräte entwickelt, die eine Bohrkrone drehend unter Zusatz von Bohrwasser (zur Kühlung) in den Boden treiben. *Vollkronenbohrungen* sind sowohl im Locker- als auch im Festgestein einsetzbar und können große Tiefen (mehrerer 100 m) erreichen. Sie liefern kaum Aufschluss über die geologischen Verhältnisse, die sich nur indirekt über den Bohrfortschritt und das Spülgut abschätzen lassen. Vollkronenbohrungen eignen sich dazu, schnell und kostengünstig auf eine gewünschte Tiefenlage zu kommen, um von dort aus Proben zu entnehmen oder *Aufschlussbohrungen* abzuteufen.

Um einen Bohrkern zu erbohren, wurde die *Kernborntechnik* entwickelt, die sowohl in Böden als auch im Festgestein einsetzbar ist:

- Die *Einfachkernbohrung* ist die einfachste Variante, bei der die Hohlohrkrone drehend in den Untergrund getrieben wird. Die Spülflüssigkeit wird durch die Bohrung entlang des freigebohrten Gebirges zur Bohrkrone geführt und steigt im Ringraum zwischen dem Kernrohr und der Bohrprobe wieder auf. Die Drehbewegung und der Kontakt mit der Spülflüssigkeit stören allerdings den natürlichen Aufbau und den Zusammenhalt des zu erbohrenden Gebirges, so dass nur Boden- bzw. Felsproben geringer Güte gefördert werden können.
- Beim *Doppelkernrohr* dreht sich nur der äußere Kern, der innere dient allein der Aufnahme der Probe. Die Bohrflüssigkeit wird zwischen dem ruhenden Innenrohr und dem sich drehenden Außenrohr zur Bohrkrone und im Ringraum zwischen Bohrrohr und Gebirge wieder nach oben geleitet. Um Zeit zu sparen, kann das Innenrohr mit einer speziellen Fangvorrichtung als Seilkern zu Tage gefördert werden.
- Beim *Dreifachkernrohr* wird der Bohrkern zusätzlich mit einer PVC-Hülle umschlossen. Der Bohrkern ist dadurch vor Umwelteinflüssen und Austrocknen geschützt, ist leicht zu transportieren und wird erst bei der Bohrkernansprache geöffnet. Dreifachseilkernrohre liefern Kernproben hoher Güte bei relativ geringem Zeitaufwand und eignen sich besonders bei stark zerklüftetem Gebirge, löslichem Gestein und in kontaminierten Bereichen.



Abb. 7.7 Hohlbohrkronen (Foto: Joachim Tiedemann).

Beim Bohren im Gebirge ist es oft von Interesse, Aufschluss über das natürliche Trennflächengefüge, insbesondere die Orientierung der Trennflächen, ihre Häufigkeit und ihre Ausbildung zu erhalten. Diese Informationen liefern die beschriebenen Verfahren nur bedingt. Insbesondere die natürliche Orientierung des Trennflächengefüges ist im zu Tage geförderten Bohrkern nicht mehr rekonstruierbar. Eine Möglichkeit, die natürliche Orientierung wieder herzustellen, ist das *orientierte Kernen*, bei dem eine Vollkronen-Pilotbohrung mit kleinem Durchmesser von der Sohle der Aufschlussbohrung aus vorgetrieben wird. Die auf die Sohle der Aufschlussbohrung gelegte Bohrmaske stellt sicher, dass sich die Pilotbohrung an der Nordseite der Aufschlussbohrung befindet. Nach Ausführung der Pilotbohrung wird der orientierte Bereich überbohrt. Mithilfe der Einkerbung der Pilotbohrung wird der zu Tage geförderte Kern im Labor nach Norden ausgerichtet und gefügekundlich aufgenommen.

Bei stark geklüftetem Gebirge lässt sich das natürliche Trennflächengefüge über die Pilotbohrung mit einer Zementinjektion vermorteln und mit einem Nagel armieren (*integral sampling*). Der vermortelte Bereich wird dann überbohrt und zu Tage gefördert. Das Verfahren wurde von Rocha (1971) entwickelt und erfolgreich bei großen Bauvorhaben eingesetzt, es ist allerdings teuer und zeitaufwendig. Bei weniger nachbrüchigem Gebirge kann alternativ das Bohrloch mit einer *optischen Bohrlochsonde* (Fernsehsonde) aufgenommen werden. Mit ihr lassen sich Besonderheiten wie

Störungen und Kluftwasseraustritte einfach dokumentieren und archivieren. Selbst unter dem Grundwasserspiegel wurde die optische Bohrlochsonde schon eingesetzt, nachdem genug Zeit zur Sedimentation gegeben wurde. Mithilfe eines mit der Kamera verbundenen Kompasses wird die Orientierung von Trennflächen eingemessen. Die Auslenkung der Bohrung wird mit einem Lot unterhalb der Kamera bestimmt. Sie kann durchaus beträchtlich sein und zu Fehlinterpretationen führen.

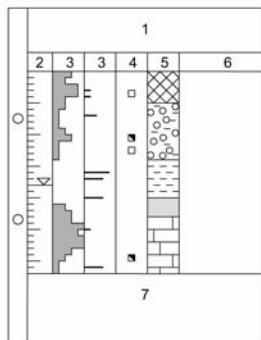
Die Bohrkerne werden in Bohrkisten gelagert, falls sie nicht bereits (als Dreifachkernrohr) in einer Plastikhülle verpackt sind. Es ist darauf zu achten, dass sie vor Austrocknung, Durchfeuchtung und Frost geschützt sind. Entnahmetiefe, -datum und die Richtung des Kernmarsches sind auf den Bohrkisten anzugeben. Möglichst unmittelbar nach ihrer Förderung sind sie fotografisch zu dokumentieren, wobei eine Farbskala neben die Bohrkiste zu legen ist. Bei der geotechnischen *Bohrkernansprache* werden die folgenden Informationen festgehalten:

- *Allgemeine Informationen* wie Bauobjekt, Ort und Lage der Bohrung, Bohrverfahren, Bohrfirma und Bohrmeister, Bohrzeitraum, Name des Geologen, der die Bohrkernansprache durchgeführt hat, und das Datum der Bohrkernansprache.
- *Art und Farbe des Gebirges*, veranschaulicht durch eine entsprechende Signatur.
- Der *Grundwasserstand* (die Grundwasserstände). Der natürliche Grundwasserstand stellt sich erst nachträglich ein, nachdem der störende Einfluss der Bohrflüssigkeit abgeklungen ist.
- Der *Verwitterungsgrad V* und die *Gebirgsqualität RQD (Rock Quality Designation)*, eine auf Deere (1964) zurückgehende Indexzahl. Der RQD-Wert ist definiert als prozentualer Anteil der Kernstücklängen >10 cm pro Gesamtlänge der betrachteten Kernstrecke (z.B. 1.0 m bei 1-m-Kernmärschen)

$$RQD\% = \frac{\sum \text{Kernstücke} > 10 \text{ cm}}{\text{Gesamtlänge}} \cdot 100$$

Je größer diese Prozentzahl ist, desto massiver ist das Gebirge. Ein geringer RQD-Wert zeigt eine starke Zerklüftung und somit eine geringe Gebirgsqualität an. Alternativ oder ergänzend kann auch Stinis *Klüftigkeitsziffer k* aufgetragen werden. Durch Bohren und Lösen verursachte Trennflächen fallen durch ihre frischen Bruchflächen auf und dürfen nicht als natürliche Diskontinuitäten angesprochen werden.

- *Probennahme* (Ritzhärten, Punktlastversuche, Laborversuche, etc.) und *in situ*-Versuche (Wasserdruckversuche WD-Tests, Dilatometer-Versuche, etc.).
- Beobachtungen wie *Bohrfortschritt* [m/h], Drehzahl, Spülverluste, Kernverluste, Ausfall von Schreibern (z.B. Bohrfortschrittschreiber), Wechsel der Bohrkrone, Tiefe der Verrohrung (wenn vorhanden), etc.



**Abb. 7.8** Schematisches Formblatt für die Bohrkernansprache: 1 allgemeine Informationen, 2 Tiefe mit GW-Stand, 3 Messungen (Verwitterungsgrad, Gebirgsqualität RQD, WD-Tests, etc.), 4 Probennahme, 5 Gebirgsart, 6 Beschreibung und Anmerkungen (Bohrfortschritt, Drehzahl, Kernverlust, Wechsel der Bohrkrone, Tiefe der Verrohrung falls vorhanden, etc.), 7 Bemerkungen (Ausfall von Schreibern, etc.) und Unterschrift.

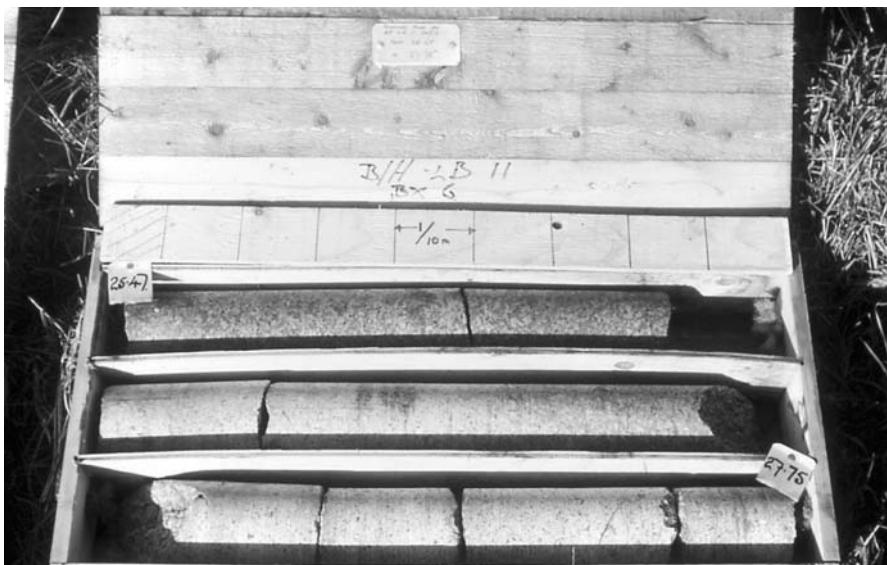


Abb. 7.9 Ausgelegte Bohrkerne.

Nach Abschluss der Bohrarbeiten kann das Bohrloch weiter genutzt werden. Die folgenden Möglichkeiten bieten sich an:

- Das Bohrloch wird als *Brunnen* ausgebaut und dient der Beobachtung des Grundwassers. Neben der Messung der Schwankung des Grundwasserspiegels können Grundwasserproben gezogen werden, um zum Beispiel eine Bodenkontamination nachzuweisen oder den Erfolg einer Altlastsanierung zu prüfen. Pumpversuche geben Aufschluss über die Durchlässigkeit des Baugrunds, Markierungsversuche über die Fließgeschwindigkeit (Abstandsgeschwindigkeit) des Grundwassers.
- Das Bohrloch dient der *Injektion* spezieller Zementmischungen zur Verminderung der Durchlässigkeit des Gebirges oder der Erhöhung seiner Festigkeit.
- Das Bohrloch wird mit einem *Anker* bewehrt, um das Gebirge zu stabilisieren.
- Das Bohrloch wird genutzt, um Gebirge *aufzulockern* oder zu *sprengen*.
- Mit einem *Extensiometer* lässt sich die relative Veränderung zwischen der Oberfläche und einem Verankerungspunkt im messen. In einem Bohrloch können mehrere Extensiometer unterschiedlicher Länge befestigt werden, so dass sich Bewegungen auf bestimmte Gebirgsbereiche einschränken lassen. Extensiometer können Längen von mehreren hun-

dert Metern erreichen und werden insbesondere bei der Beobachtung von untertägigen Hohlräumen (Tunnel, Kavernen), in Bergsenkungsgebieten und zur Beobachtung von Felsböschungen eingesetzt.

- Mit einem *Inklinometer* werden Verformungen quer zum Bohrloch gemessen. *Deflektometer* bestehen aus Einzelstangen, die gelenkig verbunden sind. An den Gelenken zeigen die Winkelabweichungen die Verformung des Bohrlochs. Inklinometer und Deflektometer werden insbesondere zur Beobachtung von Rutschhängen eingesetzt.
- Mit einem *Dilatometer* wird das unverrohrte Bohrloch aufgeweitet, um die Verformungseigenschaften des Gebirges zu messen (hierauf wird noch eingegangen).
- Eine *optische Bohrlochsonde* dokumentiert den Gebirgsaufbau und misst die Auslenkung der Bohrung (siehe oben).
- Das *Kaliber-Log* vermisst die Ausbildung der unverrohrten Bohrlochwandlung, um Ausspülungen, Verkarstungen oder Verengungen infolge von Deformationen zu dokumentieren.
- Bei den geophysikalischen Bohrlochuntersuchungen werden eine Vielzahl von Verfahren unterschieden: Mit der *elektrischen Eigenpotentialmessung (SP-Log)* lassen sich feinkörnige und somit wenig durchlässige Böden von grobkörnigen und somit durchlässigen Böden unterscheiden. Bei der *elektrischen Widerstandsmessung (EL-Log)* wird der elektrische Gesteinswiderstand aufgezeichnet, der sich petrographisch korrelieren lässt, um zum Beispiel Sandsteine von Tonsteinen zu unterscheiden. Die Messung der *natürlichen  $\gamma$ -Strahlung (GR-Log)* zeigt Schichten mit hohem Gehalt an  $^{40}\text{K}$ -Isotopen und somit hohem Ton- oder Schiefergehalt an. Die induzierte  $\gamma$ -Strahlung infolge einer *Neutronenbestrahlung (NG-Log)* ist ein Maß für Wassergehalt und Porosität. Alternativ kann auch die Verzögerung der Neutronen gemessen werden (*NN-Log*). Das  $\gamma\gamma$ -*Log (GG-Log)* liefert Informationen zur Gesteinsdichte und somit zur Schichtenfolge und zum Auftreten von Störungen.
- Weiterhin lassen sich im Bohrloch *Schallgeschwindigkeiten* messen (*Sonic-/Acoustic-Log*), die mit zunehmender Porosität und Zerlegungsintensität (Klüftungsintensität) abnehmen.

Eine Bohrung ist zu verfüllen, sobald sie nicht mehr als Beobachtungspegel, für Bohrlochmessungen, als Injektionsbohrung oder auf andere Weise benötigt wird. Mit der Verfüllung ist beabsichtigt, den ursprünglichen Zustand des Baugrunds wiederherzustellen. Insbesondere grundwasserstauende Schichten sind vollständig zu restaurieren, um zu vermeiden,

dass zum Beispiel Kontaminationen von einem Grundwasserleiter zum nächsten getragen werden.

Bohrungen sind linienförmige Aufschlüsse, die sich im Plan auf Punktinformationen reduzieren. Die Interpolation zwischen den Bohrungen erfordert geologische Erfahrung, die kein Lehrbuch vermitteln kann. Findlinge oder alte Bauwerksreste, ein verkarsteter und somit unregelmäßiger Übergang zum Grundgebirge, ein unregelmäßiges Ausklingen von Schichten sind typische Beispiele für Unwägbarkeiten, auf die der Bodengutachter in seiner Stellungnahme hinweisen muss.

## 7.1.4 Geophysik

Die Geophysik untersucht im Grenzgebiet von Geologie und Physik den Aufbau geologischer Körper und Vorgänge, die auf und in ihnen stattfinden. Sie untersucht zum Beispiel die Architektur der Erdkugel, die Entstehung von Erdbeben oder die Wirkung des Erdmagnetfeldes. Geophysikalische Methoden helfen, Lagerstätten zu orten und geologische Grenzflächen wie Störungen oder Schichtgrenzen ausfindig zu machen. Sie sind auch in der Ingenieurgeologie von Bedeutung, da sie eine indirekte Erkundung des Untergrundes ermöglichen. Im Folgenden werden seismische, gravimetrische, magnetische und geoelektrische Verfahren beschrieben.

### 7.1.4.1 Seismik

Die ersten Versuche zur Interpretation *seismischer Wellen* (Erschütterungswellen) reichen zurück ins ausgehende 19. Jahrhundert, als der erste Lehrstuhl für Seismologie an der Universität Göttingen eingerichtet wurde. Zu Beginn des 20. Jahrhunderts nutzte man bereits Erdbebenwellen, um den Aufbau der Erde mit seinem Kern, seinen Schichten und seiner Kruste zu vermessen. In den 1920er Jahren wurden in Nordamerika und in Deutschland seismische Wellen zu Erkundung des näheren Untergrunds künstlich erzeugt. Zur Anregung des Untergrunds dienten Hammerschläge, Vibrationsmaschinen und Sprengungen.

Eine Druckwelle, die sich entlang eines elastischen Stabes mit dem Querschnitt  $dA$  ausbreitet, verursacht die Deformation  $u$  und im Abstand  $dx$  die Deformation  $u+du$ . Mit *Hooke's Elastizitätsgesetz* und *Newton's Be-*

wegungsgleichung folgt unter Berücksichtigung der Zeit  $t$  und der Dichte  $\rho$  des Stabs

$$\begin{aligned}\rho \frac{d^2 u}{dt^2} dx dA &= E \varepsilon_x dA \\ &= E \frac{du}{dx} dA\end{aligned}$$

und somit

$$\frac{d^2 u}{dx^2} = \frac{\rho}{E} \frac{d^2 u}{dt^2}$$



**Abb. 7.10** Elastische Verformung in einem Stab infolge einer Druckwelle.

Ausgehend von dieser Analogie lassen sich Gleichungen für elastische dreidimensionale Wellen herleiten. Hierzu gehören die

- *Kompressionswellen (Longitudinalwellen oder P-Wellen)* und die
  - *Scherwellen (Transversalwellen oder S-Wellen)*
- als Raumwellen und die
- *Rayleigh-Wellen* und *Love-Wellen*

als Oberflächenwellen. Die Geschwindigkeiten dieser Wellen werden durch den Aufbau und den elastischen Eigenschaften des geologischen Körpers bestimmt.

Seismische Wellen werden an geologischen Grenzflächen *reflektiert* (zurückgebeugt) und *refraktiert* (gebrochen). Ein Teil des seismischen Signals erreicht also wieder die Erdoberfläche, wo es mit Geophonen gemessen werden kann. Da sich *P*-Wellen schneller als *S*-Wellen und Oberflächenwellen ausbreiten, werden sie von den Geophonen als erste registriert. Um den Aufbau des Untergrunds herzuleiten, werden direkte,

reflektierte und refraktierte Signale in Laufzeitkurven aufgetragen. Für die reflektierte *P*-Welle ist nach dem *1. Snellschen Gesetz* der Einfallswinkel gleich dem Ausfallwinkel. Somit folgt mit Pythagoras für den reflektierten Wellenpfad

$$\overline{S'R}^2 = (2d)^2 + x^2$$

Da für  $v_1$  als Wellengeschwindigkeit in der obersten Schicht

$$\overline{S'R} = v_1 t$$

gilt folgt

$$(v_1 t)^2 = (2d)^2 + x^2$$

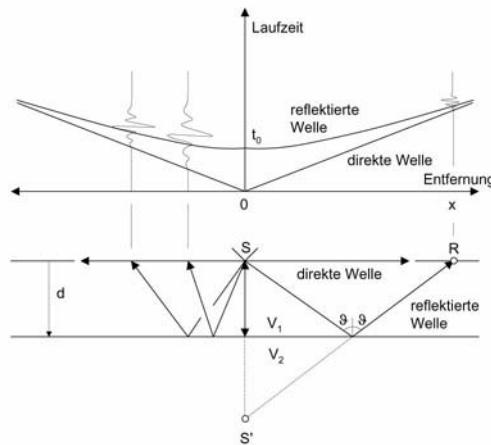
oder

$$\frac{t^2}{\left(\frac{2d}{v_1}\right)^2} - \frac{x^2}{(2d)^2} = 1$$

so dass schließlich gilt

$$t^2 = t_0^2 + \left(\frac{x}{v_1}\right)^2 \quad t_0 = \frac{2d}{v_1}$$

woraus sich die Tiefe zum Reflektor, die Geschwindigkeit der *P*-Welle in der obersten Schicht und die elastischen Eigenschaften der obersten Schicht ergeben. Somit lassen sich auch Rückschlüsse auf die Art und die Eigenschaften des Gebirges ziehen.



**Abb. 7.11** Reflektierten *P*-Wellen in einem Laufzeitdiagramm. *S* entspricht dem Anregungspunkt (Schusspunkt).

*P*-Wellen werden nicht nur reflektiert, sondern auch gebrochen. Nach Snells 2. Gesetz sind die Refraktionswinkel  $\vartheta$  und die Wellengeschwindigkeiten  $v$  an der Grenzfläche zweier Medien proportional

$$\frac{\sin \vartheta_1}{v_1} = \frac{\sin \vartheta_2}{v_2}$$

Die gebrochenen *P*-Wellen breiten sich entlang der Grenzfläche beider Schichten mit der größeren Geschwindigkeit der unteren Schicht aus. Dabei senden sie ständig Signale zur Erdoberfläche, die dort von Geophonen aufgezeichnet werden. Die ersten refraktierten Wellen werden in der kritischen Entfernung  $x_c$  registriert. Am Crossover-Punkt  $x_{cross}$  überholen refraktierte Wellen die direkten und reflektierten Wellen. Aus der Geometrie der refraktierten Welle folgt

$$t = \frac{x}{v_2} + \frac{2d}{v_1} \cos \vartheta_c$$

woraus sich auf die Tiefe zur ersten Grenzschicht schließen lässt

$$d = \frac{1}{2} x_{cross} \sqrt{\frac{(v_2/v_1) - 1}{(v_2/v_1) + 1}}$$

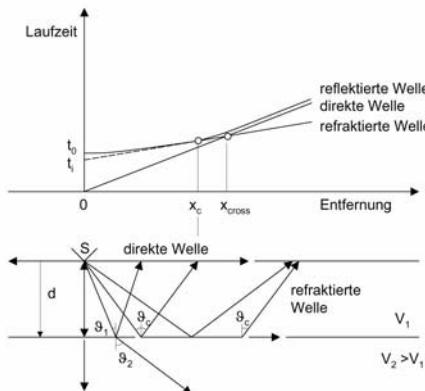
wobei  $v_1$  aus der Laufzeit der direkten Welle

$$v_1 = x/t$$

und  $v_2$  aus der Laufzeit der refraktierten Welle

$$v_2 = \frac{x - x_{cross}}{t - t_{cross}}$$

folgt. Mit der Refraktionsseismik lassen sich somit die Tiefe zur Grenzschicht, die Wellengeschwindigkeiten in beiden Schichten und ihre elastischen Eigenschaften herleiten. Voraussetzung ist allerdings, dass die tiefere Schicht tatsächlich eine höhere Wellengeschwindigkeit aufweist, was in den meisten Fällen zutrifft. Refraktionsseismik eignet sich zum Beispiel gut für die Ermittlung der Tiefe zum anstehenden Gebirge, das von Verwitterungsböden oder aufgelockertem Gebirge überlagert ist. Die Mächtigkeit einer Basaltdecke über einem Sedimentvorkommen lässt sich dagegen mit Refraktionsseismik nicht ermitteln.

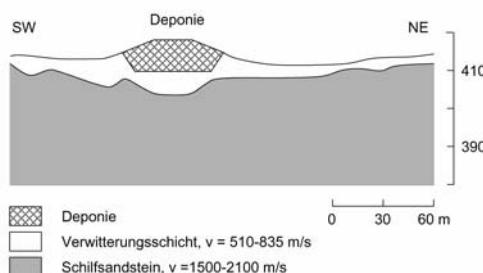


**Abb. 7.12** Refraktierte  $P$ -Wellen in einem Laufzeitdiagramm.  $S$  entspricht dem Anregungspunkt (Schusspunkt).

Da bei oberflächennahen Schichten die Oberflächenwellen eine reflexionsseismische Interpretation erschweren, wird in der Ingenieurgeologie die Refraktionsseismik bevorzugt. Wenn jedoch der Unterschied der Wellen-

geschwindigkeiten zwischen den einzelnen Schichten klein ist, lassen sich weder mit Refraktionsseismik noch mit Reflexionsseismik zufrieden stellende Ergebnisse erzielen. Weiterhin erschweren unregelmäßige Grenzflächen die Deutung der Ergebnisse. Unter Beachtung dieser Einschränkungen haben sich jedoch beide Verfahren als nützlich erwiesen, obwohl sie vergleichsweise teuer sind. Insbesondere bei klaren Geschwindigkeitskontrasten wurden gute Ergebnisse erzielt.

Ein Beispiel (nach Vogelsang 1997): Aus einer Deponie treten Schadstoffe in den Untergrund. Er besteht aus Schilfsandstein, dessen obere Partie stark verwittert und durchlässig ist. Die Wellengeschwindigkeit in der Verwitterungsschicht beträgt 510 bis 835 m/s, im unverwitterten Schilfsandstein wurden 1500 bis 2100 m/s ermittelt. Aufgrund dieses hohen Geschwindigkeitskontrastes konnte die Tiefe zum unverwitterten Gebirge mit Refraktionsseismik kartiert werden. Dagegen gelang es nicht, die Sohle der Deponie zu vermessen, da der Geschwindigkeitskontrast zwischen dem dort gelagerten Hausmüll und der Verwitterungsschicht zu gering ist.



**Abb. 7.13** Geschwindigkeitskontraste unter einer Deponie (nach Vogelsang 1997, vereinfacht).

#### 7.1.4.2 Gravimetrie

Bei *gravimetrischen Messungen* werden die Variationen des Schwerefelds der Erde gemessen, um gravimetrische Anomalien zu orten. Die Anomalien werden durch Dichtekontraste im Untergrund verursacht, die von geologischen Körpern hoher Dichte (zum Beispiel Erzvorkommen) und geringer Dichte (zum Beispiel einem Evaporitvorkommen) verursacht werden. Leichte Auffüllungen, Kavernen und Schächte verursachen ebenfalls

messbare Schwereanomalien. Die Methode wurde in den 1950er Jahren entwickelt, um Salzdome entlang des Golfs von Mexiko zu vermessen, die mit Öl vorkommen assoziiert werden.

Nach dem *Newtonischen Gravitationsgesetz* wirkt eine Gravitationskraft  $F$  zwischen zwei Massen  $m_1$  und  $m_2$ , die einen Abstand von  $r$  haben

$$F = \gamma \frac{m_1 m_2}{r^2}$$

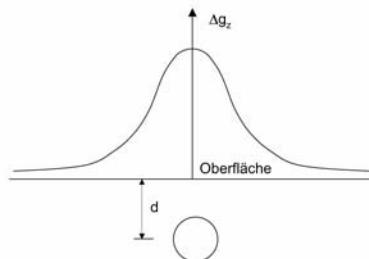
wobei  $\gamma$  die Gravitationskonstante ist ( $6.673 \times 10^{-11} \text{ Nm}^2 \text{ kg}^{-2}$ ), die bereits Henry Cavendish 1798 mit einer Coulombschen Drehwaage bestimmte. Unter Beachtung von *Newtons Bewegungsgleichung* folgt die Schwerebeschleunigung mit

$$g = \frac{F}{m_2} = \gamma \frac{m_1}{r^2}$$

mit  $m_1$  als anziehende und  $m_2$  als angezogene Masse. Mit der Schwerebeschleunigung und dem Schwerkopotential

$$v = \gamma \frac{m_1}{r}$$

lassen sich Schwerekontraste im Untergrund kartieren.

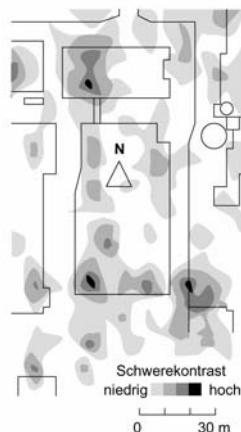


**Abb. 7.14** Schwereanomalie  $\Delta g_z$  (Vertikalkomponente) über einem Körper, der einen deutlichen Schwerekontrast verursacht ( $d$  Tiefenlage).

Die Messung erfolgt mit hochempfindlichen Gravimetern (statischen Federwaagen und oszillierenden Systemen). Sie sind lokal anzupassen, u.a. an die Topographie (topographische Korrektur), die Höhe des Messpunktes zum Bezugsniveau (Freiluftkorrektur), die Masse der Gesteinsschichten

zwischen Messpunkt und Bezugsniveau (Bouguer-Korrektur) und die Gezeiten (Gezeitenkorrektur). Auch die Abflachung der Erdkugel infolge der Erdrotation erfordert eine Korrektur. Gravimetrische Messungen sind teuer und daher nur nach Abwägung alternativer Optionen durchzuführen. In bestimmten Fällen liefern sie aber überraschend klare Ergebnisse.

Ein Beispiel (nach Scheibe, Seide & Zenk 1997): Im Rahmen einer Sanierungsmaßnahme wurde eine Industriebrache bei Berlin ingenieurgeologisch erkundet. Es gab auf dem Gelände keine Gebäude mehr, die von der ursprünglichen Bebauung zeugten. Alle historischen Planungsunterlagen waren verloren gegangen. Um mögliche Baugrundanomalien, insbesondere Hohlräume wie Keller, Tanks und Tunnel zu orten, hätte das Gelände in einem engen Raster abgebohrt werden müssen. Als Alternative bot sich die Gravimetrie als flächendeckende indirekte Erkundungsmaßnahme an. Die Auswertung zeigt deutlich die Lage großer Hohlräume. Im Rahmen der Baureifmachung des Geländes wurden sie verfüllt.



**Abb. 7.15** Schwerkraftanomalien auf einer Industriebrache bei Berlin. Dunkle Flächen repräsentieren Hohlräume. Überlagert ist die aktuelle Nutzung des Geländes (nach Scheibe, Seide, Zenk 1997, vereinfacht).

#### 7.1.4.3 Geomagnetik

*Geomagnetische Methoden* gehören zu den ältesten geophysikalischen Meßmethoden. Wie bei der Gravimetrie werden auch in der Geomagnetik Kontraste gemessen. Diese Kontraste sind jedoch nicht eine Folge von

Schwereunterschieden, sondern resultieren aus den Abweichungen des lokalen magnetischen Feldes vom Erdmagnetfeld.

Zwei Komponenten bestimmen die Magnetisierung des Untergrundes: Die *induzierte* Magnetisierung und die *remanente* Magnetisierung. Die induzierte Magnetisierung wird durch das Erdmagnetfeld verursacht und ist je nach Magnetisierbarkeit des Körpers (*Suszeptibilität*) unterschiedlich stark. Die remanente Magnetisierung hängt von der Vorgeschichte des Gesteins, d.h. seiner früheren magnetischen Überprägung, ab.

Analog zum Newtonschen Gravitationsgesetz ergibt sich die magnetische Kraft  $F$  zwischen zwei Polen  $p_1$  und  $p_2$  mit einem Abstand  $r$  nach

$$F = \frac{1}{\mu} \frac{p_1 p_2}{r^2}$$

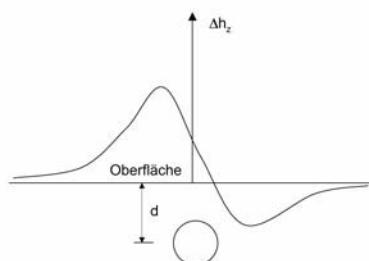
wobei  $\mu$  der magnetischen Permeabilität entspricht. Die magnetische Feldstärke  $h$  ergibt sich analog der Schwerebeschleunigung zu

$$h = \frac{F}{p_2} = \frac{1}{\mu} \frac{p_1}{r^2}$$

Mit der magnetischen Feldstärke, der Stärke der magnetischen Polarisierung  $p$  und dem magnetischen Potential

$$u = \frac{1}{\mu} \frac{p}{r}$$

lassen sich magnetische Kontraste im Untergrund kartieren.



**Abb. 7.16** Magnetische Anomalie  $\Delta h_z$  (Vertikalkomponente) über einem Körper, der einen deutlichen magnetischen Kontrast verursacht ( $d$  Tiefenlage).

Bei einer geomagnetischen Feldkampagne misst die Basisstation die Intensität des natürlichen Erdmagnetfelds, während entlang von Profilen oder in einem Raster die lokalen magnetischen Abweichungen gemessen werden. Diese Abweichungen (Residuen) bilden magnetische Anomalien im Untergrund ab. Die Messungen der Basisstation sind nicht konstant; vielmehr variiert das Erdmagnetfeld sowohl im Verlauf der Jahre als auch im Verlauf des Tages. Im ersten Fall spricht man von *säkularen* Variationen infolge der allmählichen Veränderung des Erdmagnetfeldes, im zweiten Fall von *diurnalen* Variationen infolge der Sonnen- und Mondrotation. Weiterhin können von der Sonne verursachte *magnetische Stürme* zum Abbruch der Feldmessungen führen.

Magnetische Kontraste wurden früher mit magnetischen Feldwaagen und Torsionsmagnetometern gemessen. Heute werden Präzisionsmagnetometer wie zum Beispiel der Protonenmagnetometer eingesetzt. Magnetische Messungen sind einfach durchzuführen und vergleichsweise kostengünstig. Mit ihnen lassen sich magnetisierte geologische Körper aufspüren und anthropogene Eingriffe kartieren. Metallreste, Tonnen und bewehrte Fundamente können mit magnetischen Messungen leicht geortet werden.

Ein Beispiel (nach Borchert, Genske, Gelbke, Räkers & Schäche 1995). Im Rahmen der Neubebauung des Spreebogens nach dem Fall der Mauer waren die Untergrundbedingungen zu erkunden. Insbesondere galt es zu prüfen, ob sich im Bereich der Trassen der unter dem Regierungsviertel auszuführenden Tunnelbauwerke Baugrundhindernisse befänden. Die Voruntersuchungen hatten bereits ergeben, dass möglicherweise mit massiven Baugrundstörungen zu rechnen sei. Albert Speer hatte während der Hitler-Diktatur den Auftrag, den Spreebogen zum Machtzentrum des Dritten Reiches auszubauen. Dabei wurde nachweislich in den Untergrund eingegriffen. Die Auswertung der historischen Unterlagen brachte zwar einen Aufschluss darüber, wo möglicherweise mit Tunneln, Baugrubenwänden und Fundamenten zu rechnen sei, ihre Existenz konnte jedoch nicht nachgewiesen werden (siehe Kapitel 6). – Es wurde daher entschieden, das Gelände geophysikalisch aufzunehmen. Da armierte Fundamente, Stahlbetontunnel und Stahlpundwände magnetische Kontraste verursachen, wurde eine geomagnetische Feldkampagne durchgeführt, die etwa 20 Hektar abdeckte. Die Messungen zeigten deutlich die im Luftbild bereits nachgewiesene 140x60 m große Baugrube für den "Spreedurchstich" (Umleitung der Spree) südlich der geplanten "Halle des Volkes". Zwei massive Tunnelfundamente sind erkennbar, die die Trassen der neuen unterirdischen Verkehrsanlagen kreuzen. Weiterhin bilden sich die Baugrubenwände (Spundwände, Berliner Verbau) für zwei südlich abzweigende Tunnelbauwerke ab. – Die Geometrie einzelner Störkörper wurde im weiteren Verlauf der Hauptuntersuchungen mit Hilfe seismischer Methoden und mit Georadar näher vermessen. Mit Aufschlussbohrungen im Bereich des "Spreedurchstichs" wurden 6 m mächtige Stahlbetonfundamente nachgewiesen. Nun stand fest, dass bei der

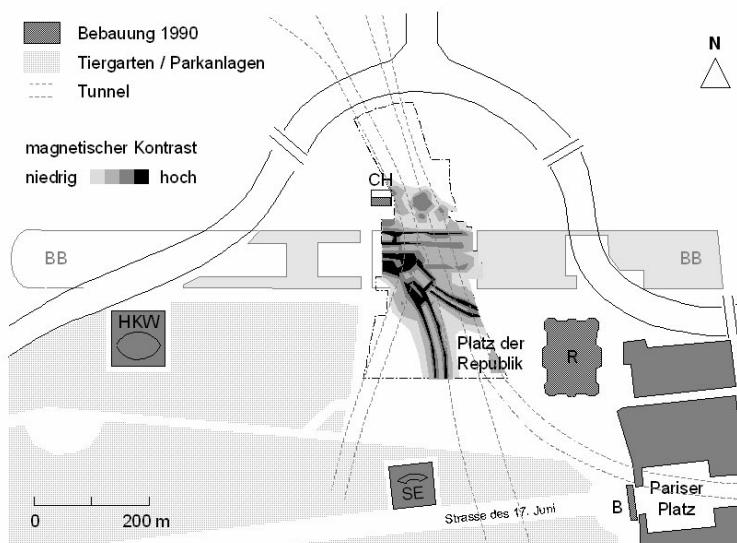
Durchführung der Baumassnahmen mit erheblichen Störkörpern zu rechen ist. Die Planung wurde entsprechend angepasst.



**Abb. 7.17** Magnetische Messungen vor dem Reichstag in Berlin.



**Abb. 7.18** Basisstation der magnetischen Messkampagne.



**Abb. 7.19** Die magnetische Kartierung des Projektgebiets zeigt deutliche Baugrundanomalien, die auf Baumaßnahmen kurz vor und im Zweiten Weltkrieg zurückgehen. Erkennbar sind die Fundamente der in Stahlbeton ausgeführten Spree-tunnel ("Spreedurchstich") und die Stahlspundwände zur Sicherung der nach Süden abbiegenden Tunnelbaugrube. Ein zweiter, nach dem Luftbild von 1945 bereits vollendeter Tunnel zweigt zum Reichstag (R) ab. Die geplanten Tunnel für Straße, Bahn und U-Bahn sind gestrichelt eingezeichnet. Ebenfalls dargestellt sind das Brandenburger Tor (B), die Schweizer Botschaft (CH), das Sowjetische Ehrenmal (SE) und das Haus der Kulturen der Welt (HKW). Unterlegt ist das Band des Bundes (BB). Die mittels Geophysik lokalisierten Baugrundstörungen behinderten den Bau der Tunnel. Vereinfacht nach Landesarchiv Berlin Kartenabteilung, topographische Karte 1999 (Sig. A3000) und Borchert K-M, Genske DD, Gelbke C, Räkers E, Schäche W (1995) (aus Genske, Hess-Lüttich 2004).

### 7.1.4.4 Geoelektrik

Eine Vielzahl von *geoelektrischen Methoden* lassen sich unterscheiden: Natürliche elektrische Anomalien werden mit *magnetotellurischen Messungen* und *Eigenpotentialmessungen* untersucht. Daneben werden künstliche elektrische Felder erzeugt, um elektrische Kontraste zu orten, wobei man *Gleichstromverfahren* und *Wechselstromverfahren* unterscheidet.

#### 7.1.4.4.1 Widerstandsmessungen

Bei der *elektrischen Widerstandsmessung* wird über Elektroden ein künstliches elektrisches Feld erzeugt. Die Variationen des elektrischen Widerstands des Untergrundes werden gemessen und kartiert. Widerstandsmessungen basieren auf dem Ohmschen Gesetz

$$U = RI$$

mit  $U$  als Potentialdifferenz oder Spannung,  $R$  als elektrischer Widerstand und  $I$  als Stromstärke. Mit Einführung des spezifischen Widerstandes  $\rho$  schreibt sich das Ohmsche Gesetz

$$\rho = \frac{RA}{L} = \frac{U A}{I L}$$

mit  $L$  als Länge eines Einheitsleiters und  $A$  als dessen Querschnitt. Die Leitfähigkeit geologischer Materialien schwankt erheblich und wird im Wesentlichen verursacht durch die Porenflüssigkeit. Die (trockene) mineralische Matrix selbst ist kaum leitfähig.

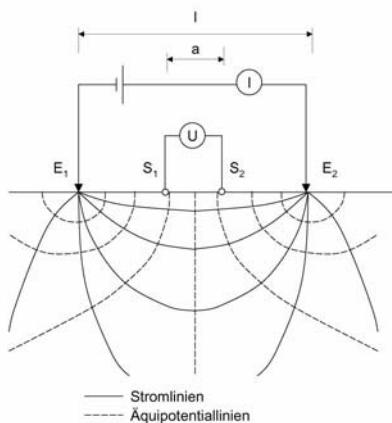
Bei einer geoelektrischen Widerstandsmessung wird zwischen zwei Elektroden eine Spannung angelegt, die mit zwei Sonden gemessen wird. Der gemessene scheinbare Widerstand hängt von der Geometrie des Messaufbaus ab

$$\rho_a(l, a) = \frac{U}{I} f_0 \quad f_0 = \frac{\pi}{4} \frac{l^2 - a^2}{a}$$

wobei  $l$  der Abstand zwischen den Elektroden und  $a$  der Abstand zwischen den Sonden ist.

**Tabelle 7.3** Spezifische Widerstände von Böden, Gebirge und Müll (nach Vogelsang 1997).

	Spezifischer Widerstand $\rho_s [\Omega \text{m}]$
Ton und Mergel	3 - 40
sandiger Ton	25 - 300
Sand, Kies, gesättigt	200 - 400
Sand, Kies, trocken	800 - 5000
Grobkies, trocken	1000 - 3000
Sandstein	300 - 4000
Kalkstein, Gips	500 - 2500
Salzlager und Salzstöcke	> 10000
Granit	2000 - 10000
Hausmüll	12 - 30
Bauschutt, Erdaushub	200 - 350
kontaminiertes Grundwasser (im Bereich einer Hausmüll- deponie)	1 - 10



**Abb. 7.20** Zwei Elektroden (\$E\_1, E\_2\$) legen eine Spannung an, die von zwei Sonden (\$S\_1, S\_2\$) gemessen wird.

Elektrische Widerstandskontraste lassen sich kartieren, indem die Messanordnung entlang eines Messprofils verschoben wird (*geoelektrische Kartierung, Resistivity Image Profiling*). Durch die Veränderung des Abstands der Elektroden und Sonden lässt sich ein geoelektrisches Tiefenprofil erstellen (*geoelektrische Tiefensorierung, Vertical Electrical Sound-*ing). Grundsätzlich lassen sich zwei Konfigurationen unterscheiden:

- Bei der in den USA entwickelten, nach F. Wenner benannten Anordnung entspricht \$l\$ immer \$3a\$. Für den scheinbaren Widerstand gilt

$$\rho_a(a) = \frac{U}{I} f_w \quad f_w = 2\pi a$$

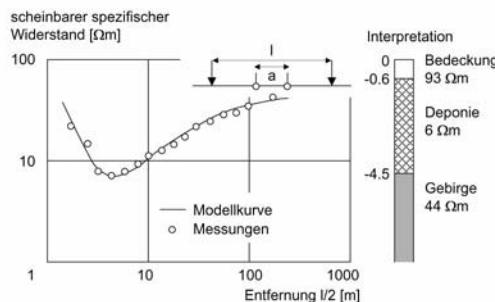
- Bei der in Frankreich von C. Schlumberger entwickelten Anordnung werden bei jeder neuen Messung nur die spannungsgebenden Elektroden versetzt und \$a\$ möglichst klein gewählt. Hier gilt

$$\rho_a(l, a) = \frac{U}{I} f_s \quad f_s = l^2 \frac{\pi}{4a}$$

Je nach Anordnung wurden spezielle Auswertekurven entwickelt, die auf die Tiefe von geologischen Grenzflächen schließen lassen.

Elektrische Widerstandsmessungen eignen sich gut zur Messung der Entfernung zum Grundwasserspiegel, zur Abgrenzung von bindigen Schichten (Ton, Lehm) zu nicht bindigen Schichten (Sand, Kies) und zur

Ortung geologischer Störungen. Auch lässt sich die Mächtigkeit von Auffüllungen und Deponien bestimmen. Elektrische Widerstandsmessungen werden weiterhin bei der Kartierung von kontaminiertem Grundwasser eingesetzt, insbesondere bei der Erfassung von Kontaminationsfahnen und der Ortung von Kontaminationsherden.



**Abb. 7.21** Ein Beispiel für eine geoelektrische Tiefensorierung: Konfiguration, Widerstandskurve und Deutung (nach Vogelsang 1997).

#### 7.1.4.4.2 Elektromagnetische Messungen

Bei *elektromagnetischen Messungen (Electromagnetic Imaging EMI)* wird ein Signal von einer Sendespule in den Untergrund gesendet, das je nach Leitfähigkeit unterschiedlich starke Sekundärfelder induziert. Die Differenz von ausgesendetem Primärsignal zum empfangenen Sekundärsignal ist ein Maß für die Leitfähigkeit des Untergrunds. Mit geomagnetischen Messungen lassen sich somit Leitfähigkeitskontraste kartieren, die auf den Aufbau des Untergrundes schließen lassen.

Elektromagnetische Feldmessungen können mit tragbaren Aufnahmegegeräten zügig durchgeführt werden. Die Eindringtiefe hängt ab von der Entfernung zwischen Sender und Empfänger und der Frequenz des Signals, die im Bereich von 100 Hz und 50 kHz liegt. Mit steigender Frequenz verringert sich die Eindringtiefe. Feldmessungen lassen sich leicht durchführen, indem Profile oder Raster abgelaufen werden, auf denen die Leitfähigkeit geprüft wird. Diese Messungen werden interaktiv ausgewertet, um direkt vor Ort eine EMI-Karte zu generieren.

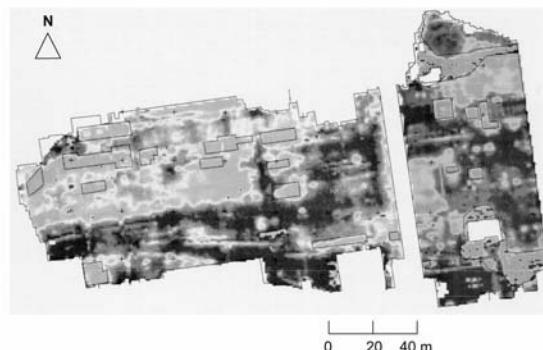
EMI ist kostengünstig und eignet sich gut, um flächige geologische Strukturen wie Diskontinuitäten und Störungszonen zu orten, wobei das Einfallen der Struktur die Form der Auswertekurve bestimmt. Weiterhin

lassen sich anthropogene Eingriffe kartieren, wie zum Beispiel (metallhaltige) Deponien, (armierte) Fundamente, Tanks und Kabel. Selbst die Ausbreitung von Schadstoffen im Grundwasser wurde bereits elektromagnetisch aufgenommen.



**Abb. 7.22** EMF-Feldmessungen.

Ein Beispiel (Elsen 1995, Bell, Genske, Bell 2000): Um eine 54ha große Industriebrache im Ruhrgebiet wieder nutzbar zu machen, wurde im Rahmen der Voruntersuchungen eine ingenieurgeologische Erkundung durchgeführt. Von besonderer Bedeutung war dabei die Ortung von Baugrundstörungen, insbesondere von massiven Fundamenten und untertägigen Anlagen, da sie eine Baureifmachung des Geländes erschweren. Da für einige Bereiche der über Generationen genutzten Fläche fast alle Unterlagen verloren gegangen waren und für zeitaufwendige Recherchen kaum noch Zeit blieb, galt es abzuwagen, welche Erkundungsmethode am schnellsten einen Einblick in den Untergrund gewähren würde. Schließlich wurde entschieden, eine EMI-Kartierung durchzuführen zu lassen. Mit den eingesetzten Messgeräten wurde der Untergrund bis in eine Tiefe von 3 m auf elektromagnetische Anomalien ( $\text{größer } 10 \text{ m}^2$ ) untersucht. Die resultierende EMI-Karte zeigt Bereiche geringer Leitfähigkeit, die dem natürlichen Boden entsprechen und Bereiche hoher Leitfähigkeit, die auf armierte Fundamente und untertägige Strukturen schließen lassen.



**Abb. 7.23** EMI-Kartierung auf einer Brachfläche. Deutlich erkennbar sind die helleren Fundamente. Überlagert ist eine Fundamentkarte, die aufgrund der (wenigen) historischen Unterlagen erstellt werden konnte (Elsen 1995).

Das *Bodenradar* (*Ground Penetrating Radar GPR*) ist eine elektromagnetische Reflektionsmethode (EMR), bei der hochfrequente Signale (10 MHz bis 4 GHz) mit einer Radarantenne in den Boden gesendet werden. Sie reflektieren an horizontalen Grenzflächen, wo sich die dielektrischen Eigenschaften ändern. Der im Gerät integrierte Empfänger nimmt das reflektierte Signal auf, das analog der Reflexionsseismik ausgewertet wird.

Während der Messung wird ein mobiles GPR-Gerät über den Boden gezogen. Aus den gewonnenen Daten werden simultan Radarkontraste errechnet und kartographisch dargestellt. Die Eindringtiefe des Bodenradars wird von der elektrischen Leitfähigkeit des Untergrundes bestimmt. Ein wassergesättigter Ton mit guter Leitfähigkeit wird kaum durchdrungen, wogegen ein trockener Sand eine Eindringtiefe von mehreren Metern er-

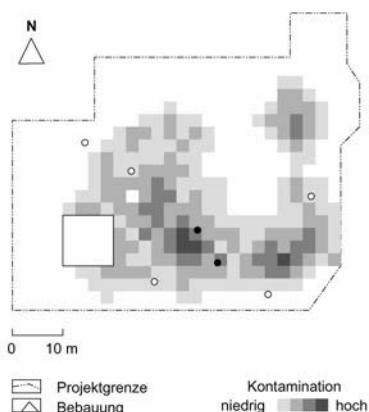
laubt. Bei Standard-Feldmessungen wird eine Eindringtiefe von 5 m kaum erreicht. Größere Eindringtiefen sind zwar durchaus möglich, gehen aber einher mit einem Verlust an Messschärfe.

GPR-Messungen eignen sich besonders für die Erkundung des flachen Untergrundes. Auf Brachflächen lassen sich neben metallischen auch nichtmetallische Reflektoren orten. Auch die Ausbreitung von Schadstoffen wurde bereits mit GPR kartiert.

Ein Beispiel (nach van der Roest, Wagebaert, Stam & Brasser 1997): Auf einer nur 2000 m<sup>2</sup> großen Verdachtsfläche in den Niederlanden galt es, die Verteilung der Schadstoffe zu kartieren. Auf dem Gelände wurde früher Erdöl exploriert, was zu erheblichen Mineralölverschmutzungen führte (bis zu 1000 ppm im Boden und 500 ppm in Grundwasser). Der Boden besteht aus sandigem Lehm; der Grundwasserspiegel steht bei 1.5 m unter Gelände an. Zuerst wurde mit einer Bohrkampagne versucht, den Kontaminationsherd zu lokalisieren. Bei den darauf folgenden Aushubarbeiten musste jedoch festgestellt werden, dass sich auf der Grundlage der Aufschlussbohrungen die Ausbreitung der Mineralölphase nicht zutreffend beschreiben ließ. Nachträglich wurde eine GPR-Kartierung durchgeführt und mit speziell entwickelter Software vorbereitet. Die resultierende Karte gab überraschend deutlich die Verteilung der Schadstoffe für verschiedene Tiefenlagen wieder. Die Ergebnisse der GPR-Messungen wurden nachträglich mit Kontrollbohrungen bestätigt.



**Abb. 7.24** Mit einem GPR-Schlitten wird reflektiertes Radar gemessen (van der Roest, Wagebaert, Stam, Brasser 1997).



**Abb. 7.25** Relative Kontamination in der Tiefe von 2.1-2.8 m (vereinfacht nach van der Roest, Wagebaert, Stam, Brasser 1997). Starke Ölverschmutzungen wurden an den mit schwarzen Kreisen gekennzeichneten Stellen erbohrt, schwache Verschmutzungen sind mit weißen Kreisen markiert.

#### 7.1.4.4.3 Induzierte Polarisation

Sobald elektrischer Strom in den Boden geleitet wird, polarisieren sich die im Untergrund verborgenen Körper. Wird der Strom abgestellt, schwächt sich diese *induzierte Polarisation (IP)* ab. Die Geschwindigkeit des Abklingens ist eine materialspezifische Eigenschaft. Die räumliche Variation der Abklinggeschwindigkeit erzeugt Kontraste, die sich kartieren lassen, um Anomalien abzubilden.

Das Verfahren eignet sich zum Beispiel, um Metallkörper wie Tonnen, Tanks, Granaten usw. zu orten. Da Salze ein hohes Polarisationspotential haben, lassen sich auch im Boden verborgene Deponien auffinden und deren Kontaminationsfahnen kartieren.

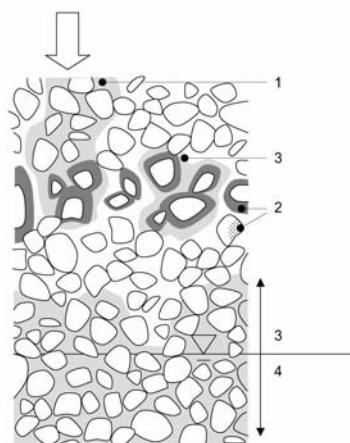
#### 7.1.4.4.4 Eigenpotentialmessungen

Im Untergrund erzeugen Reduktions- und Oxidationsprozesse natürliche elektrische Gleichstromfelder, deren *Eigenpotential (self potential SP)* messbar ist. Hierzu werden entlang eines Messprofils oder in einem Raster Spannungsmessungen durchgeführt, die mit einer stationären Referenzsonde verglichen werden, um mithilfe der Residuen Eigenpotentialkontraste zu kartieren.

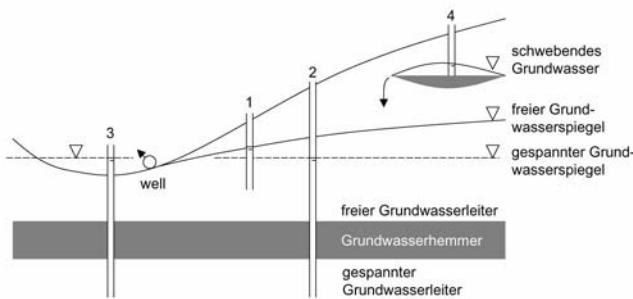
Diese treten insbesondere im Bereich von Störkörpern auf, wie zum Beispiel bei oxidierenden Metallresten, aber auch bei der Bewegung von Flüssigkeiten im Porenraum und insbesondere bei Gasbewegungen im Boden.

## 7.2 Hydrogeologie

Die Tiefe zum Grundwasserspiegel, die Bewegung des Grundwassers und die Durchlässigkeit des Untergrundes sind hydrogeologische Rahmenbedingungen, die bei den Hauptuntersuchungen mit zum Teil aufwendigen Versuchen geklärt werden. Für spezielle ingenieurgeologische Fragestellungen ist auch der Wasserchemismus zu prüfen, zum Beispiel zur Beurteilung einer möglichen Betonaggressivität.



**Abb. 7.26** Im Untergrund tritt Grundwasser auf als (1) Sickerwasser aus Niederschlägen und Oberflächenwässern, das schwerkraftbedingt in den Untergrund eindringt, (2) Wasser, das an den Grenzflächen der geogenen Matrix adhäsiv gehalten (Haftwasser) oder adsorbiert wird, (3) Kapillarwasser, das durch die Kapillarkraft des Wassers gebunden wird und (4) Grundwasser, das Poren und Klüfte erfüllt.

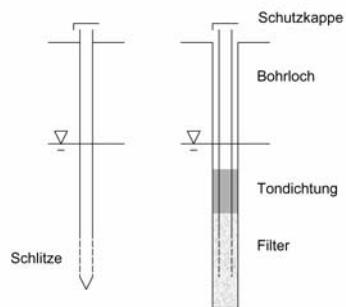


**Abb. 7.27** Grundwasserspiegel können sich frei ausbilden (1) oder durch einen Grundwasserhemmer gespannt sein (2). Bei einem artesisch gespannten Grundwasserspiegel liegt die hydrostatische Druckhöhe über der Geländeoberfläche (3). Örtlich begrenzt ist der schwebende Grundwasserleiter (4). Die hydrostatischen Druckhöhen werden von Grundwassermesspegel (Piezometer) und Brunnen gemessen.

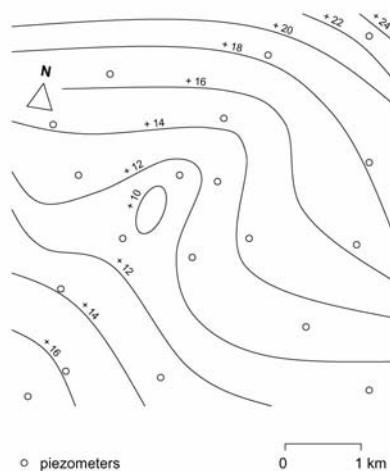
## 7.2.1 Tiefe zum Grundwasser

Die Tiefe zum Grundwasserspiegel (*Flurabstand*) wird mit *Brunnen* und *Piezometern* (Grundwassermessstellen) gemessen. Im Rahmen der Hauptuntersuchungen bietet es sich an, einige der Aufschlussbohrungen zu Piezometern umzubauen, um den Grundwasserspiegel zu beobachten und Pumpversuche durchzuführen.

Piezometer geben Punktinformationen zur Tiefe des Grundwasserspiegels. Zwischen den einzelnen Piezometern lassen sich Linien gleicher Grundwassertiefe interpolieren (Grundwassergleichen). Die Interpolation lässt sich durch Anwendung geostatistischer Verfahren optimieren, bei denen die Punktinformationen als regionalisierte Variablen interpretiert werden (Kriging, siehe Kapitel 4). In Bernoullis Stromfadengleichung (Kapitel 3) entspricht die Piezometermessung dem Term  $u/\gamma$  (der Druckhöhe  $h_u$ ). Piezometermessungen sind somit Voraussetzung, um die hydraulischen Verhältnisse zu simulieren und Modelle zu erstellen, mit denen die Bewegung des Grundwassers prognostiziert werden kann.



**Abb. 7.28** Grundwassermesspegel (Piezometer) und Brunnen.

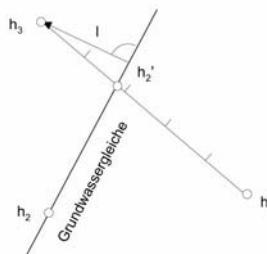


**Abb. 7.29** Ein Grundwassergleichenplan.

## 7.2.2 Bewegung des Grundwassers

Die Bewegung des Grundwassers definiert sich über Richtung und Geschwindigkeit. Die *Bewegungsrichtung* ergibt sich aus der Konstruktion von Grundwassergleichen, für die bereits drei Pegel ausreichen. Zwischen dem höchsten Grundwasserstand  $h_1$  und dem tiefsten Grundwasserstand  $h_3$  wird die Höhe des mittleren Wasserstandes  $h_2'$  interpoliert. Die Linie  $h_2-h_2'$  entspricht einer Grundwassergleiche. Das Grundwasser fließt senkrecht zu den Grundwassergleichen in Richtung des niedrigeren Wasserstandes. Das Grundwassergefälle ergibt sich aus der Höhendifferenz von  $h_2$  zu  $h_3$  und dem lotrechten Abstand  $l$  von der interpolierten Grundwassergleiche zu  $h_3$

$$\tan \alpha = \frac{h_2 - h_3}{l} = \frac{\Delta h}{l}$$



**Abb. 7.30** Herleitung der Fließrichtung mit drei Piezometern.

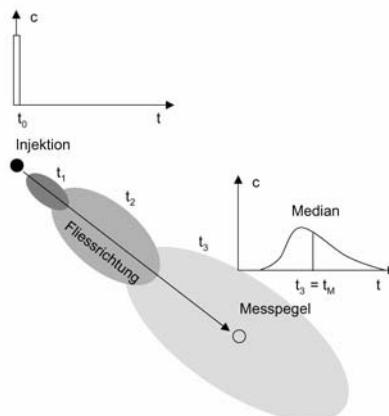
Die Grundwasserrichtung variiert. Die Änderungen der Fliessrichtung werden im Grundwassergleichenplan deutlich, der auf der Grundlage einer Vielzahl von Pegeln hergeleitet wird.

Die *Geschwindigkeit* des Grundwassers wird zum Beispiel mit *Markierungs-* oder *Tracerversuchen* bestimmt, bei denen ein Tracer punktuell in den Grundwasserleiter injiziert wird (z.B. in einem Brunnen). An benachbarten Pegeln wird die Konzentration des Tracers über die Zeit gemessen. Jede Pegelmessung zeigt den Anstieg, das Maximum und das Abklingen der Tracerkonzentration. Hieraus lassen sich Fliessgeschwindigkeit und Fliessrichtung rekonstruieren. Der Zeitpunkt der Passage des Tracers  $t_M$  ergibt sich aus dem Medianwert seiner Konzentrationsverteilung am

Messpunkt. Dieser entspricht der 50%-Grenze der Summenkurve der Tracerkonzentrationen, also der Hälfte des insgesamt am Messpegel registrierten Tracers. Die Geschwindigkeit folgt aus dem Abstand  $a$  des Messpegels zum Injektionspunkt in Fließrichtung des Grundwassers und der mittleren Fließdauer  $t_M$

$$v_a = a/t_M$$

Tracerversuche werden sowohl in porösen Medien (Lockergestein) als auch in geklüfteten Medien (Gebirge) durchgeführt. Bei Tracerversuchen im Gebirge sind jedoch die Ergebnisse aufgrund des Trennflächengefüges schwerer zu deuten.



**Abb. 7.31** Prinzip des Tracerversuchs.

Bei *Einbohrlochversuchen* werden die lokalen Fließverhältnisse über die Drift natürlicher Feinschwebstoffe im Bohrloch ermittelt (z.B. Schöttler 2004). Die Schwebstoffe werden mit einer Kamera und einem Belichtungssystem *in situ* aufgenommen und mit einem Bildverarbeitungssystem interpretiert. Es lassen sich sowohl die Fließrichtung als auch die Fließgeschwindigkeit ableiten. Das Verfahren erlaubt eine kontinuierliche Aufnahme der Grundwasserbewegung, im Gegensatz zur Momentaufnahme beim Tracerversuch. Allerdings beschränkt sich die Aussage allein auf die unmittelbare Umgebung des untersuchten Bohrlochs.

Kaum bestimmt werden kann die wahre Geschwindigkeit oder *Bahn geschwindigkeit* eines Wasserteilchens auf seiner kurvigen Bahn entlang der Bodenpartikel (und Kluftkörper). Ihre Ermittlung ist jedoch für die meisten Anwendungsfälle nicht nötig.

### 7.2.3 Durchlässigkeit

Im Rahmen der Vorerkundung (Kapitel 6) wurde bereits darauf hingewiesen, dass die Durchlässigkeit des Untergrunds

- anhand von Erfahrungswerten abgeschätzt (Kapitel 6)
- an Proben im Labor bestimmt (Darcy-Versuch) und
- mit Feldversuchen ermittelt werden kann.

Zur Messung der Durchlässigkeit im Labor entwickelte Darcy (1856) ein Versuchsgerät, das eine Bodenprobe der Länge  $l$  [m] durchströmt (Kapitel 3). Die Durchflussrate  $Q$  [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] ist proportional der hydrostatischen Druckhöhe  $\Delta h$  mit dem Durchlässigkeitsbeiwert als Proportionalitätsfaktor  $k$  [ $\text{m}/\text{s}$ ]

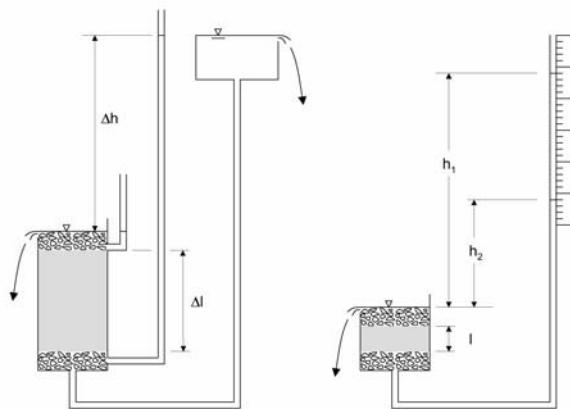
$$k = \frac{Q/A}{\Delta h/\Delta l} = \frac{v_f}{i}$$

und  $A$  [ $\text{m}^2$ ] als durchflossenes Querschnitt,  $v_f$  [ $\text{m}/\text{s}$ ] als Filtergeschwindigkeit und  $i$  [-] als hydraulischem Gradienten.

Bei feinkörnigen Böden wird der Versuch auch mit fallender Druckhöhe (instationär) durchgeführt. Der Durchlässigkeitsbeiwert ergibt sich dann zu

$$k = \frac{a l}{A t} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

mit  $a$  [ $\text{m}^2$ ] als Standrohrquerschnitt,  $A$  [ $\text{m}^2$ ] als Querschnitt der durchströmten Probe,  $l$  [m] als Probenlänge,  $t$  [s] als verstrichene Zeit seit Versuchsbeginn, sowie  $h_1$  [m] und  $h_2$  [m] als Standrohrspiegelhöhen im Zeitintervall  $\Delta t$ .



**Abb. 7.32** Versuchsaufbau mit konstanter und fallender Druckhöhe zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts  $k$ .

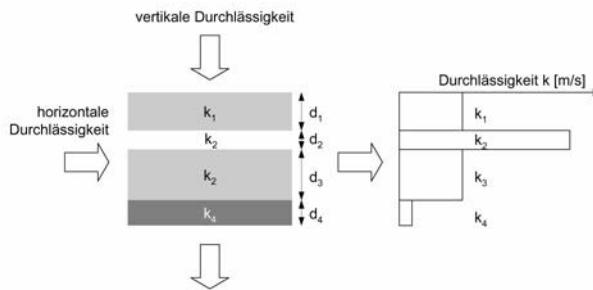
Problematisch ist, dass bei Laborversuchen nur kleine Bodenproben untersucht werden können. Das Materialverhalten *in situ* entspricht kaum den Laborbedingungen. Die horizontale Durchlässigkeit ist in den meisten Fällen höher, denn mit  $i$  Schichten der Mächtigkeit  $d_i$  ergibt sie sich mit  $d$  als Gesamtmächtigkeit und  $k_{\max}$  als größte Durchlässigkeit

$$k_h = \frac{\sum_{i=1}^n k_i d_i}{d} \cong k_{\max} \frac{d_{k_{\max}}}{d}$$

Die Schicht mit der größten Durchlässigkeit dominiert somit die (horizontale) hydraulische Leitfähigkeit des Schichtpakets. Bei der vertikalen Durchströmung gilt dagegen

$$k_v = \frac{d}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{k_i}} \cong k_{\min} \frac{d}{d_{k_{\min}}}$$

woraus folgt, dass die hydraulische Leitfähigkeit auf die am wenigsten durchlässige Schicht reduziert wird.



**Abb. 7.33** Horizontale und vertikale Durchlässigkeit.

Nicht nur die Schichtung von Böden kompliziert die Ermittlung ihrer Durchlässigkeit. Böden können darüber hinaus einer komplexen Belastungsgeschichte ausgesetzt gewesen sein, somit eine Tektonik aufweisen, die sich in einem Gefüge von Trennflächen manifestiert. Dies ist zum Beispiel der Fall bei Böden, die während der Eiszeiten Gletscherlasten trugen, die sich in Hanglagen gravitationsbedingt verformten oder die sich infolge variierender Konsolidationsbedingungen unterschiedlich setzten.

Feldversuche zur Bestimmung der Durchlässigkeit sind daher aussagekräftiger als Laborversuche, da sie einen viel größeren Bodenbereich abdecken und somit lokale Inhomogenitäten berücksichtigen. Um einen *Pumpversuch* durchzuführen, ist ein Brunnen erforderlich, mit dem Wasser kontrolliert aus einem vorher festgelegten Tiefenbereich entnommen bzw. in diesen eingespeist werden kann. Eine Aufschlussbohrung lässt sich leicht als Brunnen ausbauen. Unterschieden werden

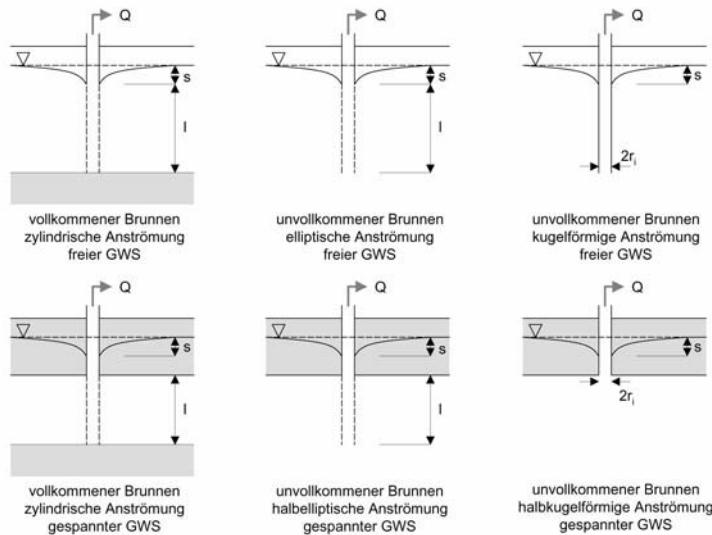
- vollkommene Brunnen, die in einen Grundwasserhemmer (z.B. in eine Tonschicht) einbinden und
- unvollkommene Brunnen, die nicht in einen Grundwasserhemmer einbinden

sowie Brunnen im

- freien Grundwasser und im
- gespannten Grundwasser.

Je nach Anströmung (Abströmung) unterscheidet man

- die zylindrische Anströmung durch die Brunnenwandung
- die elliptische und halbelliptische Anströmung durch Wandung und Sohle
- die kugelförmige und halbkugelförmige Anströmung durch die Brunnensohle.



**Abb. 7.34** Brunnen im freien und im gespannten Grundwasser mit zylindrischer, elliptischer und kugelförmiger Anströmung (GWS Grundwasserspiegel,  $l$  Anströmlänge des Brunnens).

Unter Berücksichtigung der vorliegenden Grundwasserverhältnisse und der Geometrie der Anströmung lassen sich Brunnenformeln herleiten. Die Grundlage dafür bilden das *Kontinuitätsprinzip* und das *Darcysche Gesetz*. Die folgende Herleitung zeigt die Vorgehensweise für einen vollkommenen Brunnen im freien Grundwasser, der nur entlang der benetzten Filterstrecke Wasser aufnimmt. Vorausgesetzt wird ein stationärer Strömungszustand, der bei einer konstanten Entnahmerate entsteht. Die einströmende Wassermenge ergibt sich aus

$$Q = (2\pi xz)(v)$$

Da nach Darcy gilt

$$v_f = ki = k \frac{dz}{dx}$$

folgt nach Umformung

$$\frac{dx}{x} = \frac{2\pi k}{Q} zdz$$

Nach Integration

$$\int \frac{dx}{x} = \frac{2\pi k}{Q} \int zdz$$

folgt

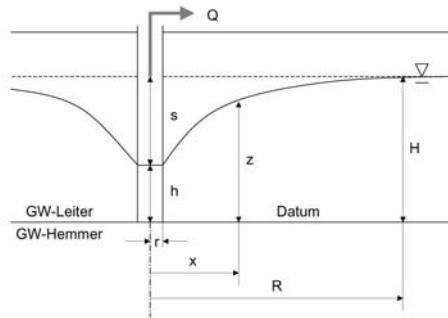
$$\ln x = \frac{\pi k}{Q} z^2 + c$$

mit  $c$  als Integrationskonstante. Mit der Randbedingung, dass sich der Absenktrichter ab einer Entfernung  $R$  (der Reichweite) wieder dem natürlichen, nicht abgesenkten Grundwasserspiegel  $H$  annähert, folgt

$$c = \ln R - \frac{\pi k}{Q} H^2 \quad z = H, x = R$$

Die Grundwasserspiegelhöhe  $h$  am Brunnenrand  $r$  liefert die zweite Randbedingung, so dass für die Abflussrate eines vollkommenen Brunnens im stationären Zustand gilt

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h^2)}{\ln R - \ln r}$$



**Abb. 7.35** Absenktrichter um einen vollkommenen Brunnen.

Diese Gleichung wird als (*spezielle*) *Brunnenformel nach Dupuit-Thiem* (Thiem 1906) bezeichnet. Mit

$$\begin{aligned} H^2 - h^2 &= (H - h)(H + h) \\ H &= h + s \end{aligned}$$

gilt

$$Q = ksh\omega_1 \quad \omega_1 = \frac{\pi(2 + s/h)}{\ln(R/r)}$$

woraus sich der Durchlässigkeitsbeiwert zu

$$k = \frac{Q}{sl \omega_1}$$

ergibt. Der einzige unbekannte Parameter zur Bestimmung von  $k$  ist die Reichweite, die sich durch Näherungsformeln abschätzen lässt, wie zum Beispiel der von Sichardt (1928)

$$R = 3000s\sqrt{k}$$

oder der von Kusakin (Strzodka 1977)

$$R = 575s\sqrt{Hk}$$

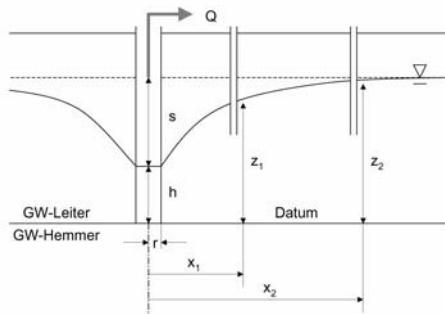
Zur Abschätzung der Reichweite ist also die Kenntnis des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$  nötig, dessen Bestimmung jedoch das Ziel des Pumpversuchs ist. Mit einer Iteration lässt sich das Problem auf einfache Weise lö-

sen:  $k$  wird zur Ermittlung von  $R$  vorgeschätzt, um dann  $k$  nach Dupuit-Thiem zu berechnen. Ein Mittelwert aus beiden Durchlässigkeitsbeiwerten wird erneut zur Schätzung von  $R$  verwendet, um eine neues  $k$  nach Dupuit-Thiem zu berechnen. Nach einigen Iterationen ergibt sich die zutreffende Durchlässigkeit.

Mit der *allgemeinen Brunnenformel von Dupuit-Thiem* lässt sich die Durchlässigkeit noch genauer bestimmen (vollkommen, stationärer Brunnen)

$$Q = \frac{\pi k(z_2^2 - z_1^2)}{\ln x_2 - \ln x_1}$$

bei der  $x_1$  und  $x_2$  die Abstände zu Beobachtungspegeln sind und  $z_1$  und  $z_2$  die entsprechenden Pegelstände. Eine Bestimmung der Reichweite ist hier nicht nötig, allerdings ist die Einrichtung von Beobachtungspegeln erforderlich, was aus Zeit- und Kostengründen oft nicht möglich ist.



**Abb. 7.36** Absenkungstrichter eines vollkommenen Brunnens mit Beobachtungspegeln.

Ein weiterer Feldversuch zur Bestimmung der Durchlässigkeit ist der *Absenk- und Steigversuch*. Hierzu ist nur ein Brunnen erforderlich, in dem der Wasserstand durch Auffüllen oder Abpumpen verändert wird, um dann zu messen, wie schnell sich der ursprüngliche Wasserstand wieder einstellt. Mit dem Kontinuitätsprinzip und dem Darcyschen Gesetz lässt sich herleiten, dass sich der Durchlässigkeitsbeiwert bei diesem instationären Brunnenversuch aus

$$k \cong \pi r_f^2 \frac{1}{a\omega_i} \frac{\Delta s}{\Delta t} \frac{1}{s_m}$$

ergibt, wobei  $r_f$  [m] dem freien Fließquerschnitt im Bohrloch (abzüglich der Fließhindernisse wie zum Beispiel einer Tauchpumpe) entspricht und sich die Parameter  $a$  und  $\omega_i$  nach den verschiedenen Anströmsituationen ergeben. Die Wasserspiegelveränderung im Brunnen im Zeitintervall

$$\Delta t = t_{i+1} - t_i$$

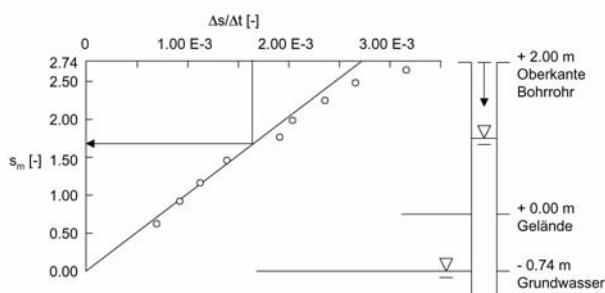
entspricht

$$\Delta s = s_i - s_{i+1}$$

Für die mittlere Wasserspiegeländerung folgt

$$s_m = (s_i + s_{i+1})/2$$

Ein Beispiel: Im Rahmen der Hauptuntersuchungen für ein Projekt bei Düsseldorf (Rheinland) wurde eine Reihe von Aufschlussbohrungen abgeteuft. Der Untergrund besteht bis etwa 4.70 m unter Gelände aus quartären Flusssedimenten. Darunter steht sandig-schluffiges Tertiär an. Eine Aufschlussbohrung soll kurzfristig zur Bestimmung der Durchlässigkeit des Tertiärs genutzt werden. Die Bohrung ist verrohrt (freier Innenradius  $r_f = 0.1015$  m) und endet 11 m unter Gelände im Tertiär. Die Oberkante des Bohrrohrs liegt 2.0 m über Gelände. Der Grundwasserspiegel ist frei und befindet sich in 0.74 m Tiefe. Zur Durchführung des Absenkversuchs wird das Bohrrohr bis zum Überlaufen aufgefüllt (stationärer Zustand). Danach wird die Absenkung des Wasserspiegels  $s_a$  über die Zeit  $t$  protokolliert und zur Ermittlung von  $\Delta s$ ,  $\Delta t$ , dem Verhältnis  $\Delta s/\Delta t$  und der mittleren Absenkrate  $s_m$  ausgewertet.



**Abb. 7.37** Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes mit einem Open-End-Absenkversuch.

**Tabelle 7.4** Absenkarten aus dem Absenkversuch bei Düsseldorf.

$s_a$ [m]	$s_1 = s_{max} - s_a$ [m]	t [min]	$\Delta t$ [s]	$\Delta s$ [m]	$\Delta s/\Delta t$ [m/s]	$s_m$ [m]
0,00	2,74	0,00	60,00	0,19	3,17E-03	2,65
0,19	2,55	1,00	60,00	0,16	2,67E-03	2,47
0,35	2,39	2,00	120,00	0,29	2,42E-03	2,25
0,64	2,10	4,00	120,00	0,24	2,00E-03	1,98
0,88	1,86	6,00	120,00	0,23	1,92E-03	1,75
1,11	1,63	8,00	240,00	0,34	1,42E-03	1,46
1,45	1,29	12,00	240,00	0,27	1,13E-03	1,16
1,72	1,02	16,00	240,00	0,22	9,17E-04	0,91
1,94	0,80	20,00	480,00	0,33	6,88E-04	0,64
2,27	0,47	28,00				
						<b>1,69</b>

Die Messpunkte werden ins  $s_m$ - $\Delta s/\Delta t$  - Diagramm eingetragen. Aus der durch die Messpunkte konstruierten Geraden ergibt sich mit  $s_m = 1,69$  m eine mittlere Absenkgeschwindigkeit  $\Delta s/\Delta t = 0,00165$  m/s. Aufgrund der Geometrie der Anströmung (Open End-Versuch mit kugelförmiger Anströmung) gilt

$$a = r_f$$

$$\omega = \frac{4\pi}{1 - (r_f/R)} \cong 4\pi$$

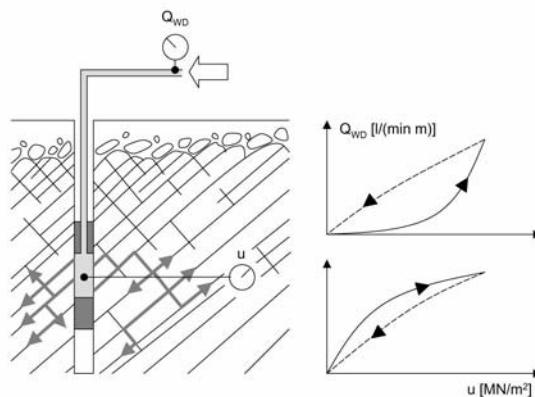
Somit folgt für die Durchlässigkeit

$$\begin{aligned}
 k &= \pi r_f^2 \frac{1}{a\omega} \frac{\Delta s}{\Delta t} \frac{1}{s_m} \\
 &= \frac{r_f}{4} \frac{\Delta s}{\Delta t} \frac{1}{s_m} \\
 &= \frac{0.1015}{4} (0.00165) \left( \frac{1}{1.69} \right) \\
 &= 2.48 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

Wie bereits im Kapitel 6 dargestellt, bieten sich einfache Absenkversuche bereits im Rahmen der Voruntersuchungen an. Dabei handelt es sich um Versickerungsversuche, bei denen ein flaches, zylindrisches Loch mit Wasser aufgefüllt wird. Es empfiehlt sich, für diesen Versuch die obere Bodenschicht freizulegen oder ihn direkt in einem Schurf durchzuführen. Die Auswertung erfolgt analog dem Bohrlochversuch, wobei die Parameter entsprechend der Geometrie anzupassen sind (wie in Kapitel 6 gezeigt).

Im Prinzip ließen sich Absenk- und Steigversuche auch auf geklüftetes Gebirge übertragen, wäre da nicht das Problem der Einzelklüfte, die das hydraulische Verhalten dominieren. Die Infiltrationslänge bei den üblichen Brunnenversuchen ist im Verhältnis zum Abstand der Trennflächen klein, so dass nur wenige hydraulisch leitfähige Fugen erfasst werden. Maurice Lugeon führte in den 1930er Jahren Wasserdurchdruckversuche in Bohrlöchern durch, um die Undurchlässigkeit des Gebirges zu prüfen. Er postulierte, dass das Gebirge in der Umgebung des Bohrlochs undurchlässig sei, wenn bei einem Druck von weniger als 1 MPa weniger Wasser als 1 l/min pro Meter Bohrlochstrecke eingepresst werden kann.

Bei einer *Wasserdurchdruckprüfung (WD-Test)*, auch *Packer-Test* oder *Lugeron-Test*, wird in einer (unverrohrten) Bohrlochstrecke Wasser mit steigendem Druck eingespeist. Je nachdem, ob diese Bohrlochstrecke nur nach oben oder nach oben und unten begrenzt wird, spricht man von Einfachpackern oder Doppelpackern. Die Packer werden mechanisch oder pneumatisch an die Bohrlochwandung angepresst. Beim Einfachpacker wird eine Abpressstrecke vom Packer bis zur Bohrlochsohle abgegrenzt und abgepresst. Danach wird das Bohrloch weiter gebohrt und die neu geschaffene Abpressstrecke getestet. Natürlich ist es auch möglich, in einer bis zur Endteufe gebohrten Versuchsbohrung von unten nach oben abzupressen, wobei sich die Abpresslängen entsprechend vergrößern. Mit dem Doppelpacker können beliebig lange Abpressstrecken im fertigen Bohrloch untersucht werden. Die Messung wird nicht durch Weiterbohren unterbrochen, was ein zeiteffektives Arbeiten ermöglicht.



**Abb. 7.38** Prinzip des WD-Tests, Auswertung.

Während der Durchführung des WD-Versuchs wird die Wasseraufnahme  $Q_{WD}$  [ $\text{l}/(\text{min} \cdot \text{m})$ ] gemessen und in einem Diagramm gegen den Druck in der Verpressstrecke aufgetragen. Die Wasseraufnahme bei einem Druck von 1 MPa entspricht dem von Lugeon (1933) eingeführten Lugeon-Wert. Nach Erreichen des Maximaldrucks wird der Druck langsam vermindert, wobei die Messung der Wasseraufnahme fortgesetzt wird. Der Verlauf der Wasseraufnahmekurve gibt nicht nur Aufschluss über die Wasseraufnahmefähigkeit des Gebirges, sondern auch Hinweise auf Strömungsvorgänge im hydraulisch wirksamen Trennflächengefüge. Ein überproportionaler Anstieg mit oberhalb der Drucksteigerungskurve liegender Drucksenkungskurve deutet auf Erosionsvorgänge in den durchströmten Fugen, oder auf eine Vergrößerung der Wasserwegsamkeit, da sich Fugen weiten oder sich sogar infolge des Drucks neue Fugen bilden (*Cracking*). Ein unterproportionaler Anstieg deutet auf den Übergang von laminarem zu turbulentem Fließen oder auf eine Selbstabdichtung (*Kolmation*) der Gebirgsfugen durch gelöste und eingeschwemmte Bodenpartikel. Weiterhin geben WD-Versuche Aufschluss über die Verformbarkeit des Gebirges und die Verpressfähigkeit, d.h. die Abdichtbarkeit von Gebirgsbereichen (Ewert 2004).

Die Wasseraufnahmefähigkeit gilt auch als Kriterium zur Abschätzung der *Gebirgsdurchlässigkeit*. Heitfeld (1965, 1979) entwickelte einen empirischen Ansatz auf der Grundlage von  $k$ -Werten, die sich aus der Rückrechnung der Wassermengen in Kontrollstollen von Talsperren ergaben. Danach entspricht die Gebirgsdurchlässigkeit etwa

$$k \cong (3.3Q_{WD}^2 - 1.3Q_{WD})10^{-8} \quad 1 < Q_{WD} \leq 25$$

mit  $Q_{WD}$  in  $l/(min \cdot m)$  bei  $0.5 \text{ MPa}$  und  $k$  in  $m/s$ . Diese Näherungsformel hat sich in vielen Fällen als zutreffend erwiesen, zum Beispiel bei der Abschätzung von Durchlässigkeitsbeiwerten im Zusammenhang mit der Bundesbahnneubaustrecke im hessischen Buntsandsteingebirge (Heitfeld 1992).

Eine Fehlerquelle bei WD-Versuchen ist die mögliche Umläufigkeit der Packer, bei der das in der Abpressstrecke eingespeiste Wasser um die Packer herum ins Bohrloch läuft. Dieser hydraulische Kurzschluss lässt sich vermeiden, indem das Bohrloch mit Hilfe einer Fernsehsondierung vorkontrolliert wird, um so die günstigste Packerstellung festzulegen. Weiterhin ist darauf zu achten, dass eine möglichst glatte Bohrlochwandung hergestellt wird, die einen einwandfreien Packersitz gewährleistet. Außerdem wurden spezielle Packersysteme (Drei-Zellen-Packer) entwickelt, die das Problem der Packerumläufigkeit verringern.

## 7.3 Festigkeit und Verformbarkeit

Festigkeit und Verformbarkeit sind Materialeigenschaften des Bodens und des Gebirges. Ihre Kenntnis ist erforderlich, um geogene Risiken wie Rutschungen und Bergsenkungen zu bewerten. Sie ist auch notwendig, um die Standsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit von Ingenieurbauwerken zu beurteilen. Bei zu großen Verformungen kommt es zu Deformationen (zum Beispiel der Setzung von Bauwerken), bei nicht ausreichender Festigkeit kommt es zum Versagen (zum Beispiel der Rutschung eines Hangs). Zur Ermittlung der Festigkeit und Verformbarkeit werden Labor- und Feldversuche durchgeführt. Diese Versuche erzeugen Scherdiagramme und Lastverformungsdiagramme, die je nach Versuchsaufbau variieren, im Prinzip aber auf die grundsätzlichen Überlegungen von Coulomb und Hooke zurückgehen (Kapitel 3).

### 7.3.1 Festigkeit

#### 7.3.1.1 Boden

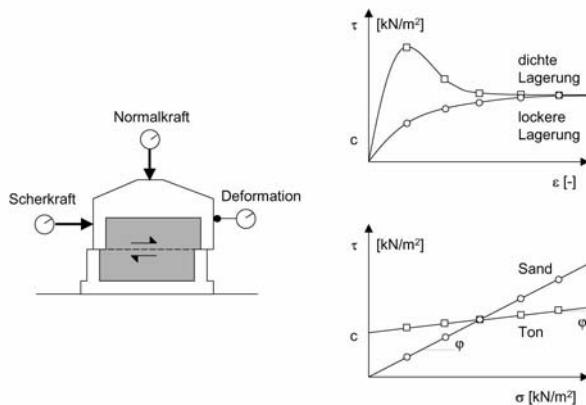
Die Festigkeit des Bodens wird bestimmt durch seinen Reibungswinkel und seine Kohäsion.

Der einfachste Versuch zur Bestimmung der Festigkeit von Böden ist der von Krey (1926) entwickelte *Rahmenscherversuch*. Bei diesem Laborversuch wird eine Bodenprobe in ein Rahmenschergerät eingebaut und bei einer vorgegebenen, senkrecht zur Scherfläche wirkenden Normalspannung  $\sigma$  abgescherzt. Mit zunehmender Scherspannung  $\tau$  wird die Verformung  $\varepsilon$  entlang der sich ausbildenden Bruchfuge gemessen. Im  $\tau-\varepsilon$ -Diagramm entspricht die maximale Scherspannung der Bruchspannung. Sie wird gegen die Normalspannung im  $\tau-\sigma$ -Diagramm aufgetragen. Aus mehreren Versuchen mit verschiedenen Normalspannungen ergeben sich Messpunkte, durch die eine Ausgleichsgerade gelegt wird, die das *Coulombsche Schergesetz* (Kapitel 3) abbildet

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

mit dem Reibungswinkel  $\varphi$  [ $^\circ$ ] als Neigung der Ausgleichsgeraden und  $c$  [ $\text{kN/m}^2$ ] als Kohäsion.

Bei nichtbindigen Böden geht die Ausgleichsgerade durch den Nullpunkt, da sie kohäsionslos sind. Je nach Lagerungsdichte bildet sich ein Peak im  $\tau-\varepsilon$ -Diagramm ab: Bei hoher Lagerungsdichte ist der Peak deutlich ausgeprägt und die Bodenprobe lockert sich mit zunehmendem Verschiebungsweg auf (Dilatation). Im Gegensatz dazu verdichten sich locker gelagerte nichtbindige Böden und weisen infolge dieser Verdichtungsarbeit keinen deutlichen Peak auf.



**Abb. 7.39** Rahmenschergerät, Scherwegmessung ( $\tau$ - $\varepsilon$ -Diagramm) und Bestimmung der Scherparameter ( $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm).

Bei wassergesättigten bindigen Böden dominiert der *Porenwasserdruck*  $u$  das Scherverhalten. Unter einer spontanen Belastung lagert sich die Normalspannung direkt auf das inkompressible Porenwasser um: die effektive, reibungswirksame Spannung wird durch den Porenwasserdruck aufgehoben, so dass die Festigkeit der Bodenprobe allein durch ihre (undrainierte) Kohäsion gegeben ist

$$\begin{aligned}\tau &= c + (\sigma - u) \tan \varphi \\ &= c_u\end{aligned}$$

also

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi'$$

mit  $c'$  und  $\varphi'$  als wirksame Scherparameter.

**Tabelle 7.5** Reibungswinkel und Kohäsion für natürliche Böden, urbane Böden und Müll.

Boden Typ	$\phi'$ [°]	c' [kN/m²]
Kiese, gleichförmig <sup>a,b</sup>	32-42	0
Sande, gleichförmig <sup>a,b</sup>	32-42	0
Lehm <sup>a,b</sup>	22-40	0-25
Schluff <sup>a,b</sup>	22-35	5-20
Ton <sup>a,b</sup>	7-32	10-60
organische Böden <sup>a,b</sup>	5-30	2-20
urbane Böden <sup>c</sup>	20-35	0-15
Hausmüll (frisch) <sup>d</sup>	38-42	0-5
Hausmüll eingebaut <sup>b</sup>	15-31	5-20

<sup>a</sup> nach Grundbautaschenbuch (2001); <sup>b</sup> nach Dachroth (2002); <sup>c</sup> geschätzt; <sup>d</sup> nach Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik 114

Zur Messung der wirksamen Scherparameter  $\phi'$  und  $c'$  werden daher bindige Bodenproben so langsam abgescherzt, dass sich kein Porenwasserdruck aufbauen kann. Scherversuche werden an ungestörten und gestörten Bodenproben durchgeführt. Gestörte Bodenproben werden vor Versuchsbeginn aufbereitet, um ihren Wassergehalt auf die Fließgrenze einzustellen. Danach werden sie belastet, um sie zu entwässern oder zu *konsolidieren*. Beim normalkonsolidierten Versuch wird die Bodenprobe vor Versuchsdurchführung mit einer Normalspannung konsolidiert und unter dieser Normalspannung abgescherzt. Die sich aus mehreren Versuchen ergebende Bruchgerade geht im  $\tau-\sigma$  Diagramm durch den Koordinatenursprung. Ihre Neigung entspricht einem Gesamtreibungswinkel, der sich nach Krey-Tiedemann aus einem Reibungsanteil und einem Kohäsionsanteil zusammensetzt. Beim überkonsolidierten Versuch wird die Bodenprobe vor Versuchsdurchführung mit einer größeren Normalspannung konsolidiert. Die sich aus mehreren, mit der gleichen Vorbelastung durchgeföhrten Versuchen ergebende Bruchgerade schneidet die  $\tau$ -Achse. Aus dem überkonsolidierten Versuch lässt sich folglich der wirksame Rei-

bungswinkel  $\varphi'$  und die wirksame Kohäsion  $c'$  ermitteln, die jedoch abhängig von der Vorbelastung und somit versuchsbedingt sind.

Eine Variante des Rahmenschergeräts ist das *Ringschergerät*, bei dem die Probe mit einer Rotationsbewegung abgesichert wird. Der Versuchsaufbau erlaubt große Scherwege und eignet sich daher besonders zur Messung der Restscherfestigkeit, die zum Beispiel fossile Gleitfugen aufweisen. Wie im Kapitel 6 (Bodenmechanische Ansprache) gezeigt, können ganze Böschungen entlang fossiler Gleitfugen abrutschen.

Der *Triaxialversuch* liefert genauere Ergebnisse als der direkte Scherversuch. Bei diesem Laborversuch wird die Probe in eine Druckzelle eingebaut und durch einen Stempel axial gestaucht. Während der Versuchsdurchführung wird die über den Stempel ausgeübte Belastung erhöht, während der hydrostatische Druck in der Zelle konstant bleibt. Die Bodenprobe wird durch einen Gummistrumpf vor der Flüssigkeit in der Druckzelle geschützt. Mit steigender Beanspruchung kommt es zum Bruch der Probe, wobei sich die Bruchfuge frei ausbilden kann. Die in der Bruchfuge wirkenden Normal- und Scherspannungen ( $\sigma$  und  $\tau$ ) lassen sich durch Freischneiden (Kapitel 3) des Probekörpers und Bilanzierung der Spannungen ermitteln. Ausgehend von einer vereinfachten, zweidimensionalen Analyse gilt für die Summe aller Kräfte senkrecht zur Scherfläche

$$\sigma A - \sigma_1 \cos \vartheta (A \cos \vartheta) - \sigma_3 \sin \vartheta (A \sin \vartheta) = 0$$

wobei  $A$  [ $\text{m}^2$ ] die Größe und  $\vartheta$  [ $^\circ$ ] die Neigung der Scherfläche sind.  $\sigma_1$  ist die durch den Stempel aufgebrachte Hauptspannung und  $\sigma_3$  die in der Druckzelle wirksame Hauptspannung. Für die Summe der Kräfte parallel der Bruchfuge gilt

$$\tau A - \sigma_1 \sin \vartheta (A \cos \vartheta) + \sigma_3 \cos \vartheta (A \sin \vartheta) = 0$$

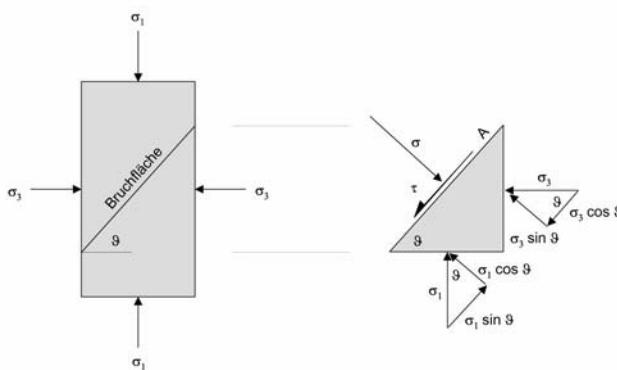
Nach Umformung folgt

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos(2\vartheta)$$

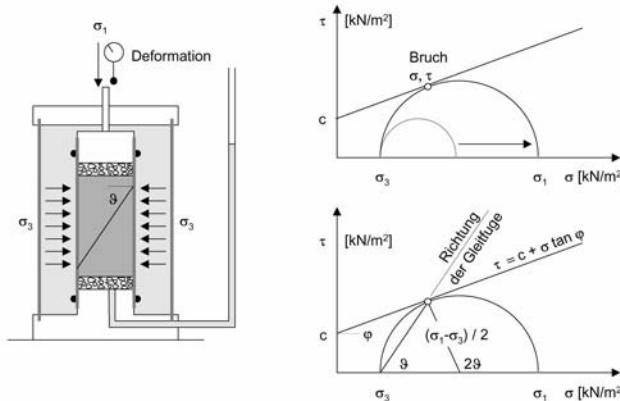
und

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin(2\vartheta)$$

Aus den Hauptspannungen und der Neigung der Bruchfuge lassen sich somit die Normal- und Scherspannungen im Bruchzustand berechnen, die ins  $\tau-\sigma$ -Diagramm eingetragen die Ermittlung der Scherparameter  $\varphi$  und  $c$  ermöglichen.



**Abb. 7.40** Freigeschnittener Probenkörper mit Bruchfläche und Spannungen.



**Abb. 7.41** Triaxialzelle, Mohrsche Kreise.

Bereits Ende des 19. Jahrhunderts wies der Stuttgarter Baustatiker Otto Mohr in einem Aufsatz darauf hin, dass die Hauptspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_3$  im  $\tau-\sigma$ -Diagramm einen Kreis definieren. Im Bruchzustand tangieren die Mohrschen Kreise die Coulombsche Gerade und stellen somit eine geometrische Beziehung zwischen den Hauptspannungen und den Scherparametern her. Die durch Freischneiden ermittelten Normal- und Scherspannungen im Bruchzustand lassen sich somit auch geometrisch mit Hilfe der Mohrschen Kreise herleiten, wobei für den Bruchwinkel gilt

$$\vartheta = 45 + \frac{\varphi}{2}$$

In nichtbindigen Böden geht die Coulombsche Gerade durch den Koordinatenursprung ( $c = 0$ ). In diesem Fall lässt sie sich also auf der Grundlage eines einzigen Triaxialversuchs konstruieren. Bei bindigen Böden ist mindestens ein zweiter Triaxialversuch erforderlich, damit die Kohäsion ermittelt werden kann. Aus der Kombination des Coulombschen Bruchkriteriums mit dem Mohrschen Ansatz folgt die *Mohr-Coulombsche Bruchbedingung*

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi + 2c \cos \varphi$$

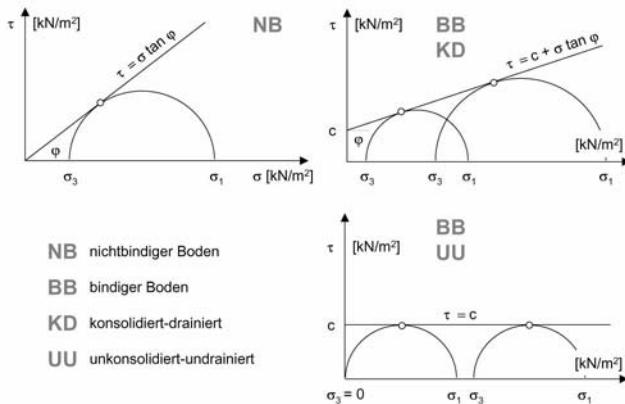
Mit dem Triaxialgerät können sowohl unkonsolidierte (U), konsolidierte (K) und überkonsolidierte als auch undrainierte (U) und dränierte (D) Versuche durchgeführt werden:

- Beim UU-Versuch entfällt die bei allen anderen Versuchstypen übliche Vorkonsolidierung. Mit dem Versuch wird die *Anfangsscherfestigkeit* ermittelt

$$\varphi_u = 0$$

$$c_u = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$$

- Beim CU-Versuch wird die Probe vor dem Versuch konsolidiert. Danach wird eine Entwässerung des Porensystems unterbunden und der Versuch durchgeführt, wobei der Porenwasserdruck gemessen wird. Bestimmt werden wie beim CD-Versuch die wirksamen Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$ .
- Beim CD-Versuch wird die Probe zuerst konsolidiert und dann langsam belastet, wobei eine Entwässerung des Porensystems gewährleistet wird und sich folglich ein Porenwasserdruck nicht aufbauen kann. Gemessen werden die wirksamen Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$ .



**Abb. 7.42** Mohrsche Kreise für einen nichtbindigen Boden und bindige Böden.

Im Feld kann die Scherfestigkeit mit der *Flügelsonde* bestimmt werden. Sie wurde bereits bei den Indexversuchen im Zusammenhang mit der Bestimmung der Sensitivität vorgestellt. Die für die Baugrunderkundung eingesetzte Flügelsonde ist wesentlich größer als die Handflügelsonde und wird in den Baugrund eingeschlagen oder eingedrückt. Sie kann auch von der Bohrlochsohle aus eingesetzt werden. Gemessen wird die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  bindiger Böden ( $\varphi = 0$ ). Zusätzlich kann die Restscherfestigkeit entlang der durch die Flügel erzeugten Scherfuge bestimmt werden.

Darüber hinaus ist es möglich, *Lastplatten* in den Boden zu drücken, um aus der Bruchlast und der Geometrie des unter der Lastplatte ausgewicherten Bodens auf die Scherparameter zu schließen. Außerdem ermöglicht die *Rückrechnung* von Versagensfällen wie Rutschungen und Grundbrüchen (Teil III) die Bestimmung der wirksamen Scherparameter.

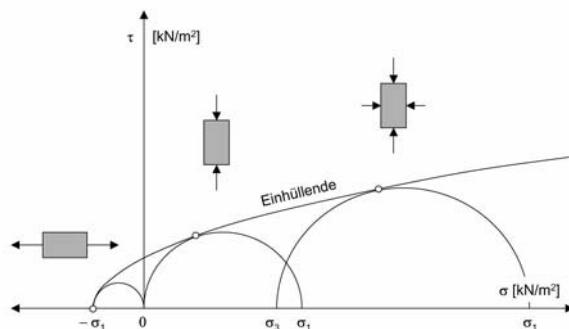
### 7.3.1.2 Gestein

Die Festigkeit des intakten Gesteins wird mit seiner Druck- und Zugfestigkeit beschrieben.

Mit einfachen, *einaxialen Druckversuchen* lässt sich im Labor die einaxiale Druckfestigkeit prüfen. Mit *Triaxialversuche* kann die *in situ* behinderte Seitenausdehnung simuliert werden. Weiterhin werden Zugversuche durchgeführt, die allerdings aufwendig sind und einen speziellen Versuchsaufbau erfordern. Für Bohrkerne eignet sich der *Spaltzugversuch (Brazilian-Test)* zur indirekten Messung der Zugfestigkeit. Der Bohrkern (Durchmesser  $d$  und Länge  $l$ ) wird senkrecht zur Achse bis zum Bruch  $F$  belastet

$$\sigma_z = \frac{2F}{\pi dl}$$

Alle drei Versuche lassen sich mit Mohrschen Kreisen darstellen. Die Einhüllende tangiert die Kreise und definiert Normal- und Scherspannungen im Bruchzustand.



**Abb. 7.43** Mohrsche Kreise für Druck- und Zugversuche an intakten Gesteinsproben.

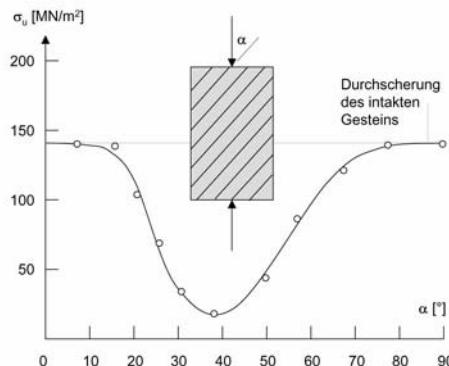
**Tabelle 7.6** Festigkeit von einigen Gesteinen (Anhaltswerte verschiedener Autoren).

Gestein	Druckfestigkeit [MN/m <sup>2</sup> ]	Spaltzugfestigkeit [MN/m <sup>2</sup> ]
Granit	150-350	12-30
Basalt	200-320	26-33
Quarzit	120-330	10-30
Marmor	40-140	
Kalkstein	30-200	3-14
Sandstein	15-210	1-15
Tonstein	10-30	3-5

### 7.3.1.3 Gebirge

Die Festigkeit des Gebirges wird bestimmt durch sein Trennflächengefüge.

Die Gebirgsfugen beteiligen sich an der Deformation und am Versagen des Gebirges. Aufwendige Druckversuche an gleichmäßig geklüfteten Gebirgsproben haben gezeigt, dass sich die Druckfestigkeit mit dem Einfallen der Trennflächen ändert. Diese Anisotropie im Festigkeitsverhalten wird noch komplizierter, wenn mehrere Kluftscharen vorliegen, was normalerweise der Fall ist.



**Abb. 7.44** Änderung der axialen Druckfestigkeit mit dem Einfalten der Trennflächen (schematisch).

Um die Festigkeit des Gebirges zutreffend zu beschreiben, ist daher die Kenntnis der Scherfestigkeit der Trennflächen erforderlich. Ist diese Scherfestigkeit bekannt, lässt sich zum Beispiel die Standsicherheit einer Felsböschung berechnen, die nach der Auswertung des Trennflächengefüges (Schmidtsches Netz) entlang einer oder mehrerer Trennflächen abzurutschen droht. Patton (1966) entwickelte ein einfaches Schergesetz für Trennflächen, bei dem die Mohrsche Umhüllende mit einer bilinearen Bruchlinie idealisiert wird. Bei kleinen Normalspannungen gleitet der Scherkörper an den Unebenheiten der Trennfläche auf, wogegen bei großen Normalspannungen diese Unebenheiten abgescherzt werden. In seinem Modell geht Patton von einem mittleren, nur statistisch definierbaren Aufgleitwinkel  $i$  infolge der Unebenheiten aus, der zusammen mit dem Basisreibungswinkel  $\varphi_b$  der glatten (gesägten) Gesteinoberfläche die Scherfestigkeit der Trennfläche bei niedriger Normalspannung definiert

$$\tau = \sigma \tan(\varphi_b + i)$$

Bei hoher Normalspannung werden die Rauhigkeiten abgescherzt. Nach der Abscherung gilt die Restscherfestigkeit

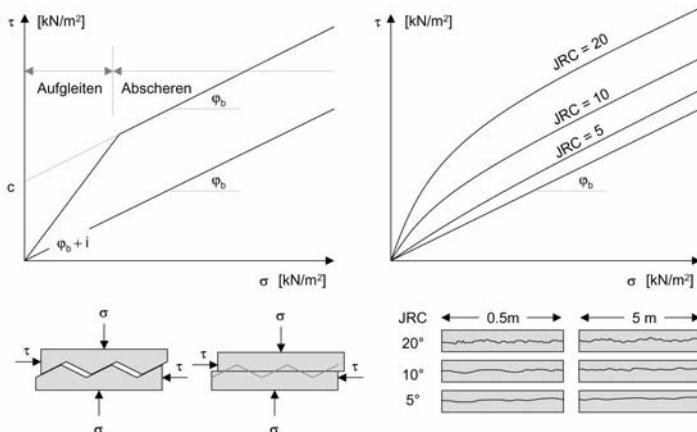
$$\tau = c + \sigma \tan \varphi_b$$

mit  $c$  als Achsenabschnitt auf der  $\tau$ -Achse.

Da die Abschätzung des statistischen Aufgleitwinkels  $i$  schwierig ist, entwickelte Barton (1973, 1986) ein halbempirisches Schergesetz auf der

Grundlage des mobilisierten Reibungswinkels  $\varphi_m$ . Dabei berücksichtigte er die einaxiale Druckfestigkeit der Fugenwandung  $\sigma_j$ , die durch einfache Indexversuche bereits im Rahmen der Voruntersuchungen bestimmt werden kann, zum Beispiel mit dem Punktlastgerät oder dem Schmidt-Hammer. Weiterhin gehen der Basisreibungswinkel  $\varphi_b$  der glatten (gesägten) Gesteinoberfläche und die charakteristische Rauigkeit der Trennfläche in Form eines Rauigkeitskoeffizienten (*Joint Roughness Coefficient JRC*) in die Bestimmung der Scherfestigkeit ein

$$\tau = \sigma \tan \varphi_m = \sigma \tan \left( \varphi_b + JRC \log \frac{\sigma_j}{\sigma} \right)$$



**Abb. 7.45**  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm mit der bilinearen Scherfestigkeitsfunktion für rauhe Trennflächen nach Patton (1966) und der Scherfestigkeitsfunktion nach Barton (1973, 1986).

Der *JRC*-Wert wird qualitativ aufgrund von Modellprofilen abgeschätzt. Fraktalgeometrische Ansätze zur Quantifizierung der Rauigkeit sind in der Diskussion (Kapitel 4). Für verwitterte Trennflächen wurde der Basisreibungswinkel modifiziert, zum Beispiel von Barton und Choubey (1977), die  $\varphi'_b = (\varphi_b - 20) + 20(r/R)$  vorschlagen, mit  $R$  als Schmidt-Hammerhärte der gesägten, trockenen Gesteinsprobe und  $r$  als Schmidt-Hammerhärte der verwitterten Trennfläche.

Bei einer gefüllten Fuge bestimmt die Scherfestigkeit des Zwischenmittels (z.B. Lehm) die Scherfestigkeit der Trennfläche. Sie kann erheblich

geringer sein als die Scherfestigkeit der unverwitterten Gesteinsfuge, was bei Standsicherheitsuntersuchungen zu berücksichtigen ist.

Weitere Aufschlüsse über die Scherfestigkeit von Trennflächen geben Scherversuche im Gelände. Aufwendige Versuche werden beispielsweise in Kavernen im Rahmen von Großprojekten durchgeführt mit dem Ziel, ein  $\tau$ - $\sigma$ -Diagramm herzuleiten, das die charakteristische Scherfestigkeit eines Trennflächentyps widerspiegelt. Da jedoch bei diesen Versuchen nur ein relativ kleiner Gebirgsbereich untersucht wird, bleibt auch hier die Aussagekraft begrenzt. Weiterhin bietet es sich an, durch die Rückrechnung von Versagensfällen (zum Beispiel Felsrutschungen) einen Aufschluss über die Größe der Scherfestigkeit zu erhalten. Grundsätzlich ist jedoch zu beachten, dass sich die Gebirgsverhältnisse unvermittelt ändern können. Der im Rahmen der Voruntersuchungen durchgeföhrten ingenieurgeologischen Kartierung, insbesondere der Einteilung des Projektgebiets in ingenieurgeologische Homogenbereiche, kommt daher ein besonderer Stellenwert zu.

Da in die Ermittlung der Scherfestigkeit viele Unsicherheiten eingehen, empfiehlt es sich, einen oberen und unteren Schätzwert der Scherfestigkeit aufgrund von Feldbeobachtungen, Laborversuchen und eventuell auch Modellrechnungen festzulegen und zwischen diesen Grenzwerten eine schlüssige statistische Modellverteilung anzusetzen (Kapitel 4). Diese kann dann bei Standsicherheitsuntersuchungen zugrunde gelegt werden, in die in der Regel noch andere Unsicherheiten einfließen. Die Berücksichtigung aller Unsicherheiten erlaubt schließlich eine robuste Ermittlung der Standsicherheit in Form einer Versagenswahrscheinlichkeit, worauf noch näher eingegangen werden wird.

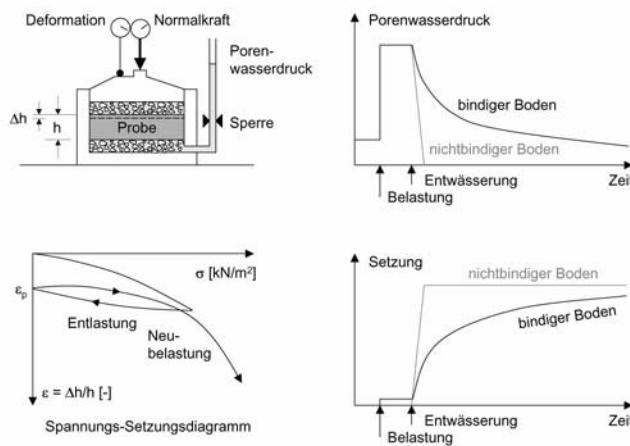
## 7.3.2 Verformbarkeit

### 7.3.2.1 Boden

Bei der Belastung eines Bodens werden Gase und Flüssigkeiten aus seinem Porenraum verdrängt. Der Boden verformt sich.

Bei nichtbindigen Böden findet wegen der großen Durchlässigkeit diese Verdrängung spontan, unmittelbar mit der Belastung statt. Bindige Böden haben dagegen eine geringe Durchlässigkeit, die Verdrängung findet zeitverzögert statt, sie *konsolidieren*.

Zur Messung des Verformungsverhaltens im Labor wird eine ungestörte, scheibenförmige Bodenprobe in ein *Kompressionsgerät* eingebaut und belastet. Die Belastung wird stufenweise gesteigert, in Zeitabständen, die lang genug sind, um die Verformung oder *Setzung*  $s$  der Bodenprobe abklingen zu lassen. Die aus den Belastungen  $F$  und der Belastungsfläche  $A$  resultierenden Spannungen  $\sigma$  werden über die Höhe der Bodenprobe bezogene Setzungsmaß  $\varepsilon$  aufgetragen. Es ergibt sich ein Spannungs-Verformungsdiagramm (Drucksetzungsdiagramm), aus dem ein *Verformungsmodul* im Sinne Hookes (Kapitel 3) berechnet werden kann.



**Abb. 7.46** Kompressionsgerät, Porenwasserdruck und Setzung bei Belastung und Entwässerung von nichtbindigen Böden (z.B. Sand) und bindigen Böden (z.B. Ton), Spannungs-Setzungsdiagramm.

Zu beachten ist, dass sich der Porenwasserdruck erst entspannt und sich die Setzung erst erholt, wenn die Entwässerung der Probe (Drainage) ermöglicht wird.

Da es sich bei einem Boden nicht um ein ideal-elastisches, sondern um ein elasto-plastisches Material handelt, ist die Verformung nicht linear und bei Entlastung nur zum Teil reversibel, so dass eine plastische Verformung  $\varepsilon_{pl}$  bleibt. Der Verformungsmodul wird daher auch als *Steifemodul*  $E_s$  [ $\text{kN/m}^2$ ] bezeichnet. Er ergibt sich als Sekanten- oder Tangentenmodul für ein vorgegebenes Spannungintervall  $\Delta\sigma$  nach

$$E_s = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$$

Für Setzungsberechnungen von Bauwerken wird ein für die zu erwartenden Bauwerkslasten charakteristisches Spannungsintervall gewählt. Bei Entlastung und Wiederbelastung ist der Wiederbelastungsmodul größer als der Erstbelastungsmodul, da der Boden bereits verdichtet und somit steifer ist. Erst nachdem der Bereich der Wiederbelastung überschritten und die Probe erneut erstbelastet wird, nimmt der Steifemodul wieder ab. Ein vorbelasteter Boden weist also einen charakteristischen Knick auf. Konsolidationsversuche können somit Hinweise auf die geologische Vorgeschichte eines Bodens geben.

**Tabelle 7.7** Steifemoduln von Böden (Anhaltswerte verschiedener Autoren).

Bodentyp	$E_s$ [ $\text{MN/m}^2$ ]
Kies, dicht	100-200
Sand, dicht	50-100
Sand, locker	10-30
Lehm	5-20
Schluff, Ton	2-15
organische Böden	1-5
urbane Böden	?

Ein Beispiel: Ein dreistöckiges Gebäude ist geplant, das vier Meter in den Untergrund einbindet und mit Streifen- und Einzelfundamenten gegründet werden soll. Die Sohlspannungen (Kontaktbereich Fundament-Baugrund) infolge der Bauwerkslasten betragen maximal  $300 \text{ kN/m}^2$ . Im Rahmen der Hauptuntersuchungen wurde der Untergrund mit Aufschlussbohrungen erkundet. Bis 2 m liegen gleichförmige Sande vor ( $\gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3$ ), darunter stehen Schluffe an ( $\gamma_u = 19 \text{ kN/m}^3$ ). Um den für die Setzungsberechnungen erforderlichen Steifemodul zu ermitteln, wird eine ungestörte Bodenprobe im Bereich der zukünftigen Gründungssohle entnommen und an ihr ein Kompressionsversuch durchgeführt. Im Spannungsintervall 200 bis  $400 \text{ kN/m}^2$  verläuft die Lastsetzungskurve näherungsweise linear. Es folgt für den Steifemodul

$$E_s = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{400 - 200}{4.5 - 1.8} 100 = 7407 \text{ kN/m}^2 = 7.4 \text{ MN/m}^2$$

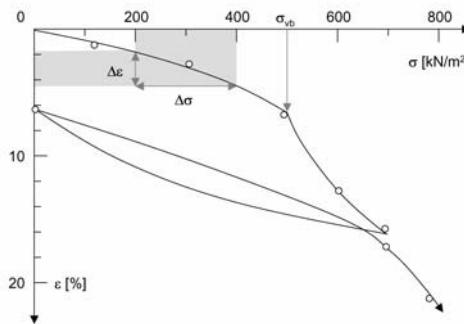
Die Erstbelastungskurve ist überraschend flach, knickt aber ab einer bestimmten Auflast ab. Nach Entlastung entspricht die Neigung der Wiederbelastungskurve ungefähr der Neigung der Erstbelastungskurve. Dieses Lastverformungsverhalten ist typisch für Böden, die eine Vorbelastung  $\sigma_{vb}$  hatten. – Der Kurvenverlauf ist schlüssig, da sich das Projektgebiet im Einflussbereich eiszeitlicher Gletscher befand. Die Gletscherauflast hat den Boden vorbelastet und ist nun, nach dem Abschmelzen, nicht mehr vorhanden. Die Auswertung des Kompressionsversuchs ermöglicht nun, die Mächtigkeit des Gletschers zu rekonstruieren: Der Knick in der Erstbelastungskurve ist bei etwa  $500 \text{ kN/m}^2$ . Unter Berücksichtigung der zurzeit vorhandenen Bodenauflast folgt daraus

$$\sigma_{Eis} = \sigma_{vb} - 2\gamma_s - 2\gamma_u = 500 - 2(18 + 19) = 426 \text{ kN/m}^2$$

woraus sich mit einer Wichte für Gletschereis von  $\gamma_{Eis} = 9.3 \text{ kN/m}^3$  eine maximale Gletschermächtigkeit von

$$h_{Eis} = \sigma_{Eis} / \gamma_{Eis} = 426 / 9.3 \cong 46 \text{ m}$$

ergibt.



**Abb. 7.47** Auswertung des Kompressionsversuchs.

Böden, die nie einem Überlagerungsdruck ausgesetzt waren, der größer als der aktuelle ist, nennt man normalkonsolidierte Böden (NC). Überkonsolidierte Böden (OC) waren dagegen bereits erheblich höheren Lasten ausgesetzt. Ein Maß für die Vorbelastung eines Bodens ist das *Überkonsolidationsverhältnis (overconsolidation ratio)*

$$OCR = \sigma / \sigma_{vb}$$

mit  $\sigma$  als aktuelle Belastung und  $\sigma_{vb}$  als Vorbelastung.

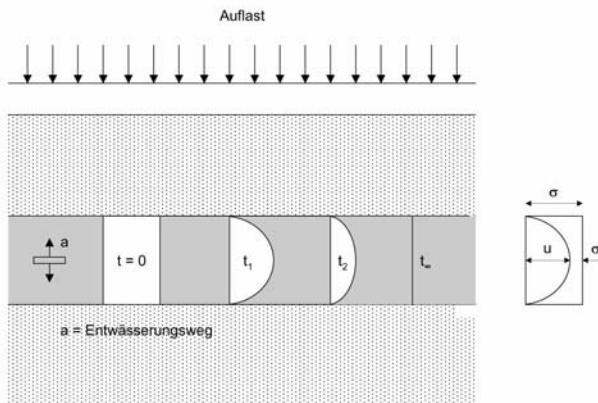
Das Zeitsetzungsverhalten ist eine Funktion der Entwässerung und Entgasung des Bodens unter Belastung. Bei plötzlicher Belastung werden in wassergesättigten, bindigen Böden die Spannungen direkt an das Porenwasser weitergegeben. Die totalen Spannungen  $\sigma$  entsprechen dann dem Porenwasserüberdruck  $u$ . Mit der Zeit entwässert der Boden: die Porenwasserdrücke nehmen ab und die effektiven, reibungswirksamen Spannungen  $\sigma'$  nehmen zu. Nach Abklingen des Porenwasserüberdrucks entsprechen die totalen Spannungen  $\sigma$  den wirksamen Spannungen  $\sigma'$ . Bereits im Jahre 1925 beschrieb Karl Terzaghi mit seiner *Konsolidationstheorie* das Setzungsverhalten bindiger Erdstoffe. Danach gilt für den eindimensionalen Fall

$$\frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2(\Delta u)}{\partial z^2}$$

mit  $z$  [m] als Tiefe zum untersuchten Bodenelement und  $c_v$  [ $m^2/s$ ] als Konsolidationsbeiwert, der sich aus

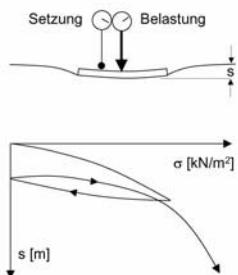
$$c_v = \frac{k E_s}{\gamma_w}$$

ergibt, mit  $k$  [m/s] als Durchlässigkeitsbeiwert,  $E_s$  [kN/m<sup>2</sup>] als Steifemodul und  $\gamma_w$  [kN/m<sup>3</sup>] als Wichte des Wassers.



**Abb. 7.48** Abnahme der Porenwasserüberdrücke in einer bindigen Bodenschicht mit der Zeit.

Laborversuche beziehen sich jedoch nur auf die untersuchte Probe. Sie berücksichtigen nicht die Inhomogenitäten *in situ*. Daher empfiehlt es sich, die Verformungseigenschaften von Böden auch im Feld mit einem *Lastplattenversuch* zu prüfen. Hierfür wird eine auf den zu prüfenden Boden gelegte Lastplatte schrittweise belastet. Als Gegengewicht kann zum Beispiel ein beladener LKW dienen. Die für die einzelnen Laststufen registrierten Verformungen (Setzungen) werden aufgetragen, um ein Verformungsmodul in Sinne des Hookeschen Gesetzes zu ermitteln. Mit diesem Verformungsmodul lässt sich die Setzung von Gebäuden mithilfe von Modellgesetzen prognostizieren. Weiterhin lässt sich zum Beispiel prüfen, ob das Planum bei einer Straßenbaumaßnahme ordnungsgemäß verdichtet wurde.



**Abb. 7.49** Lastplattenversuch und Auswertung.

### 7.3.2.2 Gestein

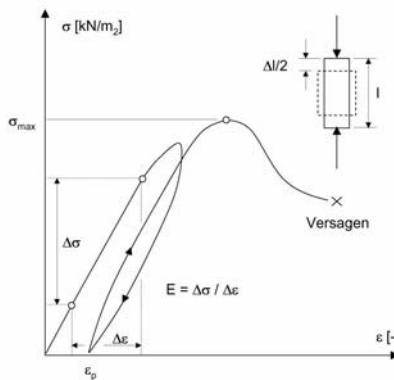
Das Verformungsverhalten intakter Gesteinsproben wird von den elastischen Eigenschaften des Gesteins bestimmt.

Das Spannungs-Verformungsverhalten wird im Labor mit Druckversuchen untersucht. Dazu eignen sich zum Beispiel Stücke von Bohrkernen, die keine Trennflächen aufweisen. Beim einaxialen Druckversuch wird die axiale Belastung allmählich gesteigert und die Stauchung der Gesteinsprobe gemessen. Aus dem Spannungs-Verformungsdiagramm lassen sich in einfacher Weise Elastizitätsmoduln für ausgesuchte Spannungsintervalle ermitteln (Tangentenmodul, Sekantenmodul).

Da sich Gestein nicht ideal-plastisch im Sinne Hookes verhält, bleibt bei Entlastung meist ein plastischer Verformungsanteil  $\varepsilon_{pl}$ . Wird die Belastung bis zum Bruch gesteigert, ergibt sich die einaxiale Druckfestigkeit  $\sigma_u$ , die bereits im Rahmen der Voruntersuchungen durch einfache Indexversuche abgeschätzt werden konnte. Neben der Stauchung wird während der Versuchsdurchführung auch die Deformation senkrecht zur Lasteintragung, die Querdehnung, beobachtet, um eine weitere Materialkonstante, die *Poissonzahl* [-] zu ermitteln

$$\nu = \frac{\Delta \varepsilon_{\text{lateral}}}{\Delta \varepsilon_{\text{axial}}}$$

Sie liegt bei Gesteinen zwischen 0.1 und 0.3. Ihr reziproker Wert wird als *Querdehnungszahl* bezeichnet. Weiteren Aufschluss über das räumliche Verformungsverhalten von Gestein geben Triaxialversuche, die in speziellen Hochdruckzellen durchgeführt werden.



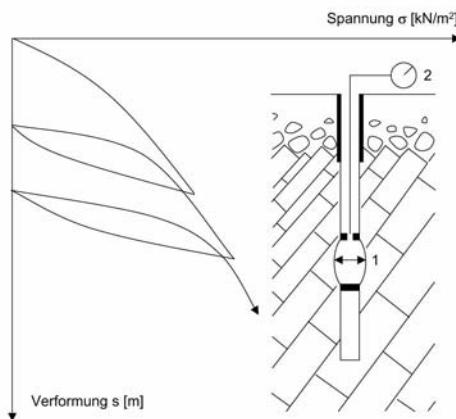
**Abb. 7.50** Spannungs-Verformungsdiagramm für einen einaxialen Druckversuch.

### 7.3.2.3 Gebirge

Das Verformungsverhalten des Gebirges wird bestimmt durch sein Trennflächengefüge. Dies gilt sowohl für die zu erwartende Größe der Verformung, als auch für das räumliche Verformungsverhalten.

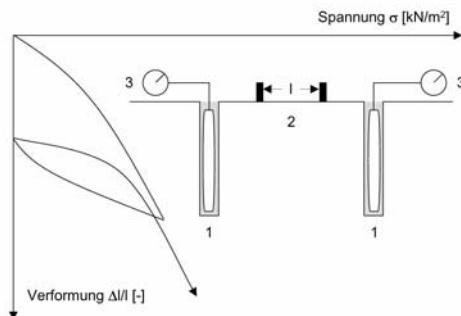
Die Erfassung des Verformungsverhaltens *in situ* ist sicher eine der schwierigsten Fragestellungen der Gebirgserkundung. Trotzdem ist sie in bestimmten Fällen notwendig, zum Beispiel für die Bemessung von Widerlagern von Brücken- und Dammbauwerken oder die Dimensionierung von Druckwasserstollen. Umso wichtiger ist eine gründliche gefügekundliche Gebirgsaufnahme, die Aufschluss über die Orientierung der verschiedenen Trennflächentypen und deren Charakter gibt und auf deren Grundlage das Gebirge in Homogenbereiche eingeteilt werden kann.

Um die Verformungseigenschaften des Gebirges zu erkunden, wurden bereits in den 1930er Jahren *Aufweitversuche in Bohrlöchern* durchgeführt. Dazu wurden spezielle *Seitendrucksonden* entwickelt, mit denen zwei Stahlschalen mechanisch gegen die unverrohrte Bohrlochwand gepresst werden, um die Verformung zu messen. Das sich aus diesen Messungen ergebende Spannungs-Verformungsdiagramm erlaubt die Ermittlung von Seitendruckmoduln für verschiedene Tiefenlagen. Später wurden hydraulische Schlauchdrucksonden entwickelt, zum Beispiel die *Ménard - Sonde (Pressiometer)* und die *Dilatometersonde*.



**Abb. 7.51** Messanordnung und Auswertung eines Dilatometerversuchs. 1 Dilatometer, 2 Druck- oder Verformungsmessung.

Eine weitere Möglichkeit ist der Einsatz von *Druckkissen*, die in gebohrten oder gesägten Gebirgsschlitten eingesetzt und vermortelt werden, um sie dann hydraulisch gegen die Schlitzwände zu pressen. Die Verformung, über den Druck aufgetragen, ergibt ein Spannungs-Dehnungsdiagramm, mit dem sich ein Gebirgsmodul herleiten lässt. Durch wechselnde Orientierung der Druckkissen wird die Richtungsabhängigkeit des Spannungs-Verformungsverhaltens deutlich. Ein *in situ-Dreiaxialversuch* lässt sich simulieren, indem vier Schlitze einen Gebirgswürfel begrenzen, der zusätzlich durch eine vertikale Auflast beansprucht wird.



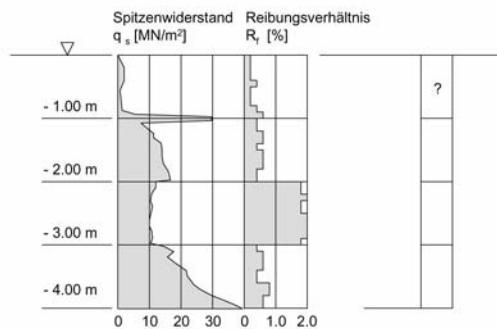
**Abb. 7.52** Messanordnung und Auswertung eines Druckkissenversuchs. 1 Druckkissen, 2 Messbolzen, 3 Druckmesser.

Weiterhin wurden in Versuchsstollen, Kavernen und Tunnel mit hydraulischen Pressen *Lastplattenversuche* durchgeführt. Dabei wird die Deformation des umgebenden Gebirges mit Extensiometern für verschiedene Entfernungen von der Lastplatte erfasst. Somit lässt sich neben dem Verformungsverhalten auch die Inhomogenität des Gebirges prüfen. Aus den Extensiometermessungen und den Belastungen ergeben sich Spannungs-Verformungsdiagramme, auf deren Grundlage Gebirgsmoduln bestimmt werden können.

Schließlich ist es noch möglich, in Probeausbrüchen und Pilotstollen die Einengung des Hohlraums in bestimmten Zeitabständen zu messen, um sie mit felsmechanischen Modellrechnungen zu vergleichen. Durch Rückrechnung erhält man so einen Aufschluss über das Verformungsverhalten des Gebirges und kann entsprechende Gebirgsmoduln herleiten. Zur Messung der *Konvergenz*, d.h. der Verengung des Hohlraums, wird der Abstand zwischen den Fixpunkten (Messbolzen) laseroptisch erfasst.

## Übungen

- 7-1 Eine Drucksondierung wird durchgeführt in einem Gelände, in dem Sande (S), organische Böden (O), Tone (T) und Geschiebemergel (Me) anstehen. Die vorliegenden Bodenarten sind aufgrund des gemessenen Spitzewiderstands  $q_s$  und des Reibungsverhältnisses  $R_f$  in das Bodenprofil einzutragen.



**Abb. 7.53** Spitzewiderstand und Reibungsverhältniss

- 7-2 Bei einer seismischen Geländeaufnahme wurden die folgenden Laufzeiten registriert:

x [m]	t [ms]	x [m]	t [ms]	x [m]	t [ms]
5	5.00	30	32.50	60	38.50
10	10.50	35	34.50	70	40.00
15	16.00	40	35.20	80	41.50
20	21.50	45	36.00	90	43.00
25	27.00	50	37.00	100	44.50

Mit dem zu zeichnenden Laufzeitdiagramm sind die Wellengeschwindigkeiten in der ersten und zweiten Schicht sowie die Tiefe zur Grenzschicht zu ermitteln (horizontale Lagerung wird vorausgesetzt).

- 7-3 Herzuleiten ist die (spezielle) Brunnenformel für einen vollkommenen Brunnen bei gespanntem Grundwasserspiegel (zylindrische Anströmung) und stationärem Strömungszustand.
- 7-4 Die Durchlässigkeit eines freien Grundwasserleiters soll mit einem Open End-Test (kugelförmige Anströmung) ermittelt werden. Die Druckdifferenz zu Beginn des Absenkversuchs beträgt 3.07 m, der (freie) Innenradius des Brunnens beträgt  $r_f = 0.07$  m. Folgende Absenkungen wurden gemessen:

$s_a$ [m]	$s_1 = s_{max} - s_a$ [m]	t [min]	$\Delta t$ [s]	$\Delta s$ [m]	$\Delta s / \Delta t$ [m/s]	$s_m$ [m]
0.00		0.00				
0.21		1.00				
0.40		2.00				
0.71		4.00				
0.98		6.00				
1.25		8.00				
1.60		12.00				
1.90		16.00				
2.15		20.00				
2.51		28.00				

Wie groß ist aufgrund dieser Messwerte die Durchlässigkeit?

- 7-5 Ein Scherversuch in einem Feinsand ergab eine Scherfestigkeit von  $\tau = 37$  kN/m<sup>2</sup> bei einer Normalspannung von  $\sigma = 60$  kN/m<sup>2</sup>. Wie groß ist der Reibungswinkel des Bodens?

- 7-6 Aus einem tonigem Schluff wurden drei ungestörte Bodenproben entnommen. Sie wurden im Labor aufbereitet und auf einen Wassergehalt bei der Fließgrenze gebracht. Danach wurden sie mit  $130 \text{ kN/m}^2$  konsolidiert abgescherzt. In Abhängigkeit von der Belastung ergaben sich folgende Scherspannungen im Bruchzustand: Versuch 1:  $\sigma = 30 \text{ kN/m}^2$ ,  $\tau = 30 \text{ kN/m}^2$ , Versuch 2:  $\sigma = 60 \text{ kN/m}^2$ ,  $\tau = 40 \text{ kN/m}^2$ , Versuch 3:  $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ ,  $\tau = 65 \text{ kN/m}^2$ . Wie groß sind der wirksame Reibungswinkel  $\varphi'$  und die versuchsbedingte Kohäsion  $c'$ ?
- 7-7 Eine ungestörte Bodenprobe wurde im Triaxialgerät abgescherzt. Die Probe besteht aus dichtem Sand. Im Bruchzustand herrschte eine axiale Spannung von  $\sigma_l = 109 \text{ kN/m}^2$  und ein Seitendruck von  $\sigma_3 = 30 \text{ kN/m}^2$ . Wie groß ist der Reibungswinkel? Um wieviel Grad ist die Bruchfläche von der Horizontalen geneigt?
- 7-8 Zwei ungestörte Bodenproben wurden im Triaxialgerät abgescherzt (CD-Versuch). Die Proben bestehen aus mittelplastischem Schluff. Im ersten Versuch trat der Bruchzustand ein bei  $\sigma_l = 44 \text{ kN/m}^2$  und  $\sigma_3 = 5 \text{ kN/m}^2$ , im zweiten Versuch bei  $\sigma_l = 81 \text{ kN/m}^2$  und  $\sigma_3 = 20 \text{ kN/m}^2$ . Wie groß sind die wirksamen Scherparameter?
- 7-9 An intakten Gesteinsproben eines gleichförmigen Sandsteins wurden ein einaxialer Druckversuch und ein Brazilian-Test durchgeführt. Die Bruchspannungen betragen  $\sigma_u = 205 \text{ MN/m}^2$  und  $\sigma_z = -25 \text{ MN/m}^2$ . Bestimme die Scherspannungen im Bruchzustand bei einer Normalspannung von  $110 \text{ MN/m}^2$ .
- 7-10 Die Scherfestigkeit einer Gebirgstrennfläche ist abzuschätzen. Das Gebirge besteht aus monotonen Grauwackefolgen. Der Basisreibungswinkel der gesägten Grauwacke beträgt  $\varphi_b = 25^\circ$ . Der *JRC* liegt in einer Größenordnung von  $10^\circ$ . Aufgrund von Schmidthammer-Messungen wurde die einaxiale Druckfestigkeit der Trennfläche mit  $20\text{-}40 \text{ MN/m}^2$  ermittelt. Die Klüfte sind nicht verwittert, es liegt kein Zwischenmittel (keine Kluftfüllung) vor. Zu bestimmen sind der obere und der untere Grenzwert des mobilisierbaren Reibungswinkels und der mobilisierbaren Scherfestigkeit im Bruchzustand, wenn die Trennfläche mit einer Normalspannung von  $10 \text{ MN/m}^2$  belastet wird. Mit welcher Wahrscheinlichkeitsverteilung (Dichtefunktion) ließe sich die Scherfestigkeit modellieren?
- 7-11 An einer Bodenprobe aus 3 m Tiefe wurde ein Kompressionsversuch durchgeführt. Die Probe hat eine Querschnittsfläche von  $A = 35 \text{ cm}^2$

und eine Dicke von  $h = 1.5$  cm. Für die folgenden Laststufen wurde die Verformung (Setzung) gemessen:

Laststufe	Last F [kN]	Setzung s [mm]	Spannung $\sigma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Deformation $\varepsilon$ [-]
1	0.175	0.09		
2	0.350	0.21		
3	0.525	0.36		
4	0.700	0.83		
5	1.050	1.64		
6	1.400	2.25		
7	1.750	2.75		
8	0.175	2.21		

Die Bodenprobe besteht aus tonigem Schluff ( $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>). Wie groß ist das Steifemodul im Spannungsbereich 250-300 kN/m<sup>2</sup>. Wie groß ist das Entlastungsmodul? War der Boden vorbelastet? Wenn ja, wie hoch war diese Vorbelastung?

- 7-12 In einem sandigen Terrain ist ein Plattendruckversuch durchzuführen. Zu skizzieren ist der Versuchsaufbau und ein typisches Auswertediagramm. Wie wird der Verformungsmodul bestimmt?

## **8 Projektbegleitende Untersuchungen**

Sobald in den Untergrund eingegriffen wird, ergeben sich neue Aufschlüsse. Sie können die im Zuge der Vor- und Hauptuntersuchungen gemachten Prognosen bestätigen oder auch widerlegen. So geben zum Beispiel Baugrubenwände und -sohlen Aufschluss über die Baugrundverhältnisse. Ein Entwässerungsstollen zur Drainage eines rutschgefährdeten Hangs erlaubt einen Einblick in die geologischen Verhältnisse im Rutschbereich. Großbohrpfähle zur Gründung eines Bauwerks können begangen und inspiziert werden.

Die freigelegten Aufschlüsse vervollständigen das Bild zum Aufbau und zum Verhalten des Untergrundes. Sie werden

- photographisch aufgenommen
- ingenieurgeologisch kartiert
- und genutzt, um weitere Proben zu nehmen und
- Feldversuche durchzuführen.

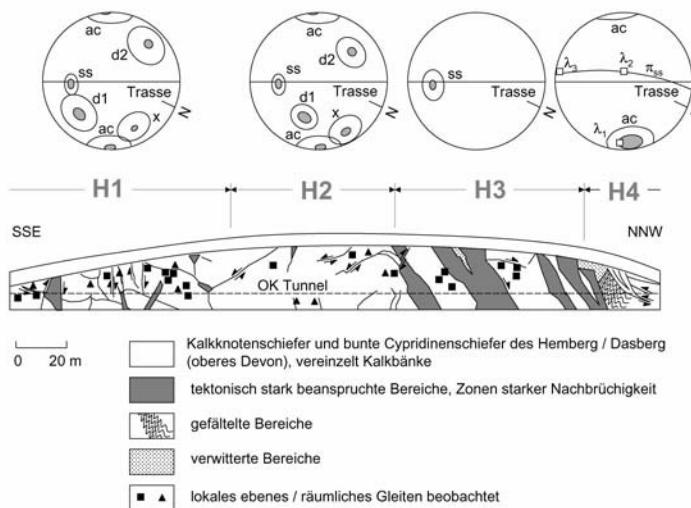
Die projektbegleitende Aufnahme hilft somit

- Fehlprognosen zum geologischen Aufbau und zu den hydrogeologischen Verhältnissen rechtzeitig zu erkennen und Maßnahmen zu ergreifen, die Projektplanung entsprechend anzupassen,
- Bauwerksschäden, die nach Bauabschluss eintreten, aufzuklären und
- Unstimmigkeiten bei der Abrechnung von Erdarbeiten beizulegen.

Wird während der Projektausführung im Gründungsbereich eines geplanten Bauwerks eine nicht tragfähige Zone identifiziert, ist es durch gezielte Maßnahmen wie zum Beispiel einer Verdichtung möglich, den Baugrund ausreichend zu verbessern und tragfähig zu machen. Werden bei Aushubmaßnahmen im Gebirge zerstörte Zonen entdeckt, lassen sich diese durch Injektionen stabilisieren. Gibt es Hinweise auf eine mögliche Kontamination des Untergrundes, werden Untersuchungen eingeleitet, um die Quelle der Schadstoffe zu orten.

Oft bestätigen aber die neu geschaffenen Aufschlüsse die von einem Ingenieurgeologen gemachten Prognosen.

Ein Beispiel: Für das bereits im Abschnitt 7.1.1 angesprochene Tunnelprojekt wurde eine baubegleitende Kartierung durchgeführt (Genske 1992). Wie bereits erläutert, handelt es sich um ein in offener Bauweise ausgeführtes Tunnelbauwerk. Die Prognose der Gebirgsverhältnisse fußte allein auf den im Rahmen der Voruntersuchungen durchgeföhrten Auswertung der geologischen Karten und einer Schurfaufnahme entlang der Trasse der geplanten, bis zu 30 m tiefen Baugrube im devonischen, zum Teil deutlich geklüfteten Gebirge. Die gefügekundliche Aufnahme ergab bereits vor Baubeginn ein deutliches Bild von den zu erwartenden Trennflächentypen und deren räumlicher Orientierung. Zu Baubeginn stand insbesondere der Charakter der *ac*-Klüfte in Frage: Aufgrund der ingenieurgeologischen Schurfaufnahme und der lokalen geologischen Verhältnisse wurden sie als Großklüfte angesprochen, was der mit der Sicherung der Baugrubenwände beauftragte Baugrundgutachter nicht bestätigte.



**Abb. 8.1** Projektbegleitende ingenieurgeologische Kartierung der Tunnelbaugrube (vereinfacht). Dargestellt sind die Stratigraphie, die tektonische Gliederung, Verwitterungsbereiche sowie das lokal beobachtete Herausgleiten von Kluftkörpern aus dem Gebirgsverband (ebenes Gleiten und räumliches Gleiten von Rutschkeilen). Die Baugrubenwand wurde in vier ingenieurgeologische Homogenbereiche (H1-H4) eingeteilt.

Die baubegleitende Kartierung konnte diese Frage lösen: Tatsächlich erstrecken sich die *ac*-Klüfte entlang der gesamten Baugrube bis zur Baugrubensohle. Die

Kartierung der Baugrubenwände bestätigte auch das prognostizierte Trennflächengefüge, das aus der Schurfaufnahme entwickelte geologische Blockbild, die möglichen Versagensmechanismen der Böschung und die daraus abzuleitenden Maßnahmen zur Baugrubensicherung. Die aufgrund der Schurfaufnahme vorgenommene Einteilung der Böschung in drei ingenieurgeologische Homogenbereiche wurde durch einen vierten Homogenbereich am NW-Ende der Baugrube ergänzt, in dem das Gebirge stark gefältelt und aufgelockert ist.

## **9 Nachuntersuchungen**

Nach Abschluss des Projekts werden in einigen Fällen Nachuntersuchungen angeordnet. Sie dienen der Beobachtung eines Bauwerks oder der Bestätigung des durch die Baumaßnahme vorgenommenen Eingriffs. Beispielsweise wird die Setzung von Bauwerken bei problematischen Baugrundbedingungen gemessen und mit der Prognose verglichen. Die Bewegung eines rutschgefährdeten Hangs, der durch konstruktive Maßnahmen und Drainagestollen stabilisiert wurde, wird durch regelmäßiges Einmessen von Messpunkten beobachtet. Die Ausbreitung von Schadstoffen aus einer sanierten Deponie wird mit Beobachtungspegeln überwacht.

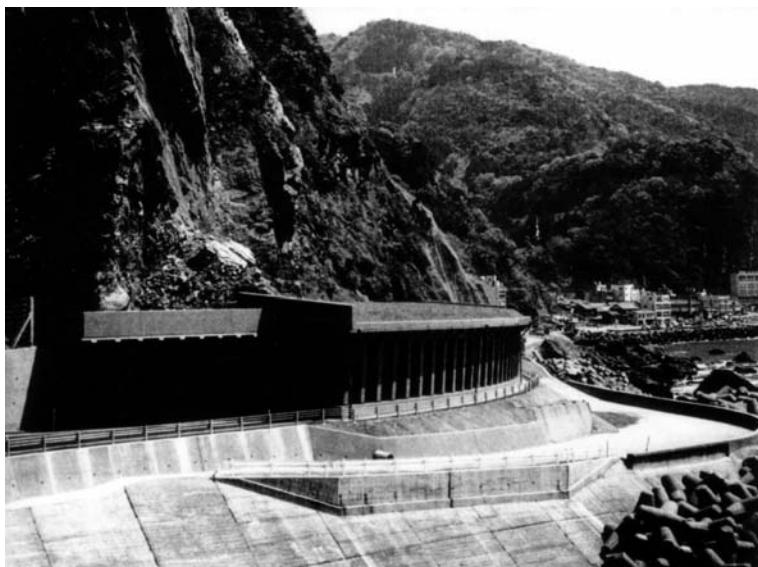
Nachuntersuchungen sind speziell auf das Projekt zugeschnitten und können mehrere Jahre oder auch Jahrzehnte in Anspruch nehmen. In bestimmten Fällen ist eine permanente Nachbeobachtung sogar Teil des Projekts, wie zum Beispiel das Monitoring der Steinschlaghäufigkeit neben Bergstraßen. Inspektionen von öffentlichen Bauwerken und Verkehrswege werden routinemäßig von den zuständigen Behörden durchgeführt. Gerade in letzter Zeit gewinnen diese Kontrolluntersuchungen zunehmend an Bedeutung, da viele Maßnahmen zur Verbesserung der Infrastruktur nun ein Alter erreicht haben, in dem Bauwerksschäden auftreten und Sanierungsmaßnahmen einzuleiten sind.

### **III. Anwendung**

# **10 Böschungen**

## **10.1 Phänomene**

Am 16. Juli 1989 um 15 Uhr 20 löst sich in der Nähe der japanischen Stadt Fuki ein etwa  $100 \text{ m}^3$  großer Gebirgskörper aus einer Böschung. Am Fuß der Böschung verläuft die Küstenstraße 305 entlang des Japanischen Meers. In diesem Bereich ist sie durch eine Steinschlaggalerie gesichert. Der Gebirgskörper stürzt aus einer Höhe von etwa 20 m auf diese Galerie und zerschlägt sie. In diesem Augenblick passiert ein Bus den Unglücksort. Alle fünfzehn Reisenden verlieren ihr Leben. Es gab keine sichtbaren Zeichen einer Destabilisierung vor dem Unglück. Die Böschung versagte plötzlich, ohne Vorwarnung. Ungewöhnlich sind allenfalls die heftigen Regenfälle, die seit Tagen die Region heimsuchen. Nach dem Vorfall wird eine ingenieurgeologische Untersuchung angeordnet. Die Böschung besteht aus verfestigten Schichten pyroklastischer Gesteine (vulkanische Tuffe mit Bomben), die mit 20 bis 40 Grad nach NE eingefallen. Die Böschung selbst streicht NW-SE und fällt steil mit etwa 85 Grad nach SW zur Küste ein. Neben der Schichtung liegen noch drei weitere Trennflächentypen vor, deren mittlere Orientierung eingemessen und deren Charakter aufgenommen werden. Aufgrund der noch bestehenden Steinschlaggefahr können insgesamt nur 62 Trennflächen angesprochen werden. Die ingenieurgeologische Kartierung der Böschung zeigt weiterhin deutliche Spuren einer Wellenerosion etwa 20 m oberhalb des heutigen Meeresspiegels. Das Niveau des Meeresspiegels hatte sich demnach vor einiger Zeit geändert. Die Wellen erodierten den Hang unterhalb des Versturzbereichs und schufen etwa 1 m tiefe Nischen in der steilen Felswand.



**Abb. 10.1** Die Küstenstrasse 305 am Japanischen Meer bei Fukui. Eine Galerie schützt die Küstenstrasse vor möglichem Steinschlag aus der Böschung.

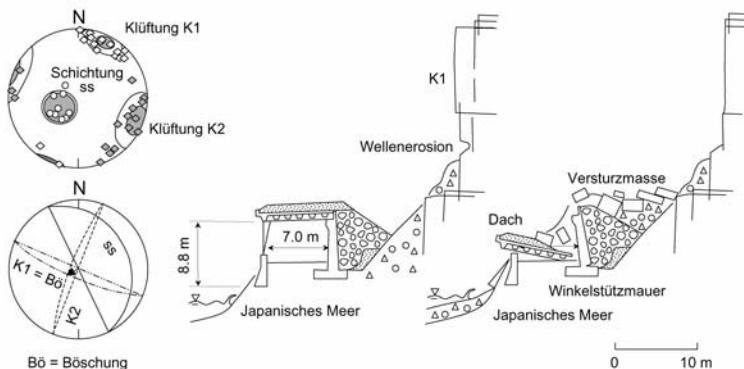


**Abb. 10.2** Am 16. Juli 1989 versagt die Böschung. Die Sturzmassen haben einen Teil der Galerie zerstört. Rechts ist die Böschung, links liegt das Japanische Meer, im Hintergrund der noch intakte Teil der Galerie.

**Tabelle 10.1** Gefügekundliche Aufnahme der Felsböschung bei Fukui, Japan.

TF	<i>n</i>	$\alpha, \vartheta [^{\circ}/^{\circ}]$	$\Omega, \theta_{\beta} [^{\circ}]$	$\Lambda [^{\circ}]$	<i>V</i>	<i>E</i>	<i>d</i>	$k [1/m]$	<i>H</i>	<i>b</i> [cm]	<i>F</i>
ss, C	7	064/27	16	18	0.5	>> 1	1.0	0.2-2	e, r	-	-
K1, C	23	204/79	17	8	0.8	0.25-1.0	0.8-1.0	0.3-3	e, r	1-5	L,
K2, C	22	292/81	13	13	0.8	0.05-0.5	0.5-1.0	0.2-2	e, r	0-3	L, K
K3, C	10	?	?	?	0.5	0.2-0.4	0.2-0.4	0.1-1	e, r	0-1	?

Trennflächentyp: ss Schichtung, sf Schieferung, ac-Klüftung, bc-Klüftung, d Diagonalklüftung, k Klüftung allgemein; Verteilungstyp: C Clusterverteilung, G Gürtelverteilung; n Stichprobenumfang;  $\alpha, \vartheta$  mittlere Einfallrichtung/Einfallen des Schwerpunktvektors;  $\Omega$  sphärischer Öffnungsgrad einer Clusterverteilung,  $\theta_{\beta}$  zirkularer Öffnungsgrad einer Gürtelverteilung;  $\Lambda$  sphärisches Konfidenzintervall für Clusterverteilungen, bezogen auf eine Irrtumswahrscheinlichkeit von 1%; *V* Verwitterungsgrad der Trennfläche: 0.0 sehr schwach verwittert, 1.0 völlig verwittert; *E* Erstreckung: Die Referenzlänge zur relativen Bestimmung der räumlichen Erstreckung ist die horizontale Verbruchsstrecke, die 20 m beträgt und für die *E* = 1.0 ist; *d* Durchtrennungsgrad nach Pacher; *k* Klüftigkeitsziffer; *H* Habitus: Makrorauigkeit im cm- bis mm-Bereich (hakig *h*, wulstig *w*, eben *e*), Mikrorauigkeit im Bereich < 1mm (rauh *r*, glatt *g*); *b* Öffnungsweite; *F* Füllung Lehm *L*, Kalzit *K*; ? Weitere ingenieurgeologische Untersuchungen notwendig.



**Abb. 10.3** Profil durch die Böschung vor und nach dem Versagen, gefügekundliche Auswertung.

Was waren die Umstände, die zu diesem Felssturz führten? Hätte man die Gefahr frühzeitig erkennen können? Wenn ja, wäre es möglich gewesen, den Hang zu stabilisieren? Dieses Kapitel befasst sich mit Böschungen, ihrer Standsicherheit, ihrer Erkundung und ihrer Sicherung.

Es gibt eine große Vielfalt von Formen der Hangbewegung. Entsprechend vielfältig sind auch die Kriterien, nach denen sie unterschieden werden. Hangbewegungen lassen sich einteilen nach:

- Der Dimension, die sie annehmen: Sie können sich auf einen Straßeneinschnitt beschränken oder einen ganzen Gebirgshang erfassen.
- Dem Material, in dem sie stattfinden: Sie können in Böden, im Gebirge und in der Übergangszone vom Boden zum Gebirge stattfinden.
- Der Geschwindigkeit, mit der sie sich bewegen: Sie können sich langsam und kriechend oder plötzlich und ohne Vorwarnung entwickeln.
- Der Durchbewegung des abgleitenden Materials: Es können sich sowohl völlig intakte Gebirgsbereiche verschieben als auch gänzlich aufgelöste Gebirgsmassen zu Tale stürzen oder fließen.
- Der Aktivität der Rutschung: Rutschungen können aktiv, blockiert, reaktiviert, latent, abgeschlossen, stabilisiert oder fossil sein (UNESCO-Arbeitsgruppe Krauter 1993).
- Der Art der Rutschungsaktivität: Es kann sich um Einzelrutschungen, sukzessive Rutschungen, Mehrfachrutschungen, zusammengesetzte Rut-

schungen oder komplexe Rutschungen handeln (UNESCO-Arbeitsgruppe Krauter 1993).

- Der Kinematik der Rutschung: Böschungen können auf Trennflächen und auf Gleitkreisen abgleiten, Gebirgspartien können aus der Böschung herausfallen, herauskippen, oder einknickern, Hangbereiche können sich spontan verflüssigen.

Im Folgenden werden die verschiedenen kinematischen Versagensmechanismen mit Beispielen erläutert.

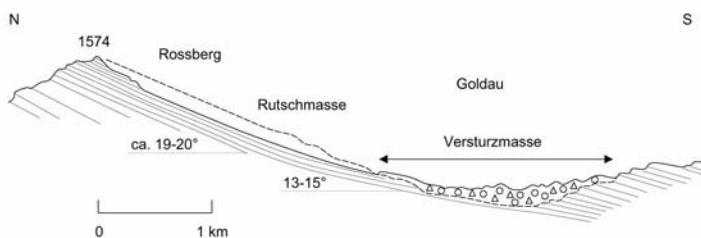
## 10.2 Mechanismen

### 10.2.1 Gleiten

Das ebene Gleiten ist die mechanisch am einfachsten zu beschreibende Form der Hangbewegung. Ein Gebirgsbereich *gleitet* auf einer ebenen Gleitfläche ab. Im geklüfteten Gebirge ist diese Gleitfläche in der Regel eine Trennfläche, zum Beispiel eine Schichtfläche, eine Kluftfläche oder eine Störung. In Böden kann sich diese Gleitfläche frei ausbilden. Die Bewegung findet in vielen Fällen schnell und ohne Vorankündigung statt. Die Rutschung kann sich auf einen kleinen Bereich beschränken oder auch einen ganzen Hang betreffen.

Ein Beispiel: Am 2. September 1806, nach einem regenreichen Sommer, beginnt sich um etwa 17 Uhr die gesamte Flanke des Rossbergs im Kanton Schwyz (Schweiz) talabwärts zu bewegen. Etwa 40 Millionen m<sup>3</sup> rutschen auf das Dorf Goldau zu und zerstören es vollständig. Im Lauerzer See verursacht die Rutschung eine Flutwelle, die weiteren großen Schaden anrichtet. Insgesamt verschüttet die Rutschung eine Fläche von fast 7 km<sup>2</sup>. 111 Wohnhäuser, 220 Scheunen und Ställe, 4 Kirchen und Kapellen werden zerstört. 457 Menschen kommen bei dem Unglück ums Leben. – Die Rutschung entwickelt sich auf den talwärts geneigten Mergellagen. Die Rutschmasse selbst besteht aus mächtigen Nagelfluhbänken, konglomeratischen Gesteinen des alpinen Molassebeckens. Die Gebirgsmassen gehen binnen weniger Minuten zu Tal. Zwar beobachtet die 18-jährige Agatha Mettler-Rickenbach, die auf einem Einzelhof am oberen Rossberg wohnt, am Nachmittag des 2. Septembers, wie sich Spalten im späteren Abrissbereich öffnen und schickt ihren Mann, beim Pfarrer Rat zu suchen. Doch bereits kurz darauf beginnt sich der Hang zu bewegen, um in kürzester Zeit das Tal zwischen Rigi und Rossberg zu verschütten. Carl Friedrich Rudolf May von der Rued (1768-1846) zitiert in seiner Chronik eine "Re-

lation über den Untergang eines Theils unserer Reisegesellschaft", in der die Dramatik der Ereignisse des 2. September 1806 lebendig wird: "So wie die Fröhlichkeit der Gesellschaft keinen Augenblick durch das widerwärtige Wetter gestört worden, so wurde dieselbe nun durch die Hoffnung eines angenehmen Erfolgs erhöht und die Erreichung ihres Zweks, den Gipfel des Rigi bey heiterem Wetter zu besteigen, als um so gewisser angesehen, da man sich entschloss, die Gegend am Fuss des Rigi zu besuchen, bis dass gantz günstiges Wetter sich einstellen würde; und so wurde beschlossen, bis nach Schwytz zu gehen ... Schon ehe mein Bruder Gottlieb und ich nebst zwey reisenden Meklenburgern, die sich an uns anschlossen ... auf diese Wiese kamen, die uns eine freye Aussicht auf die Gegend gewährte, hörten wir ein schwaches Donnern, welches von herabfallenden Steinen und Erde von der Höhe des Rossberges, wo ein Kreutz steht, in einen sich dahin aufziehenden Tobel, fast nicht bemerkbar, erzeugt wurde, und als eine von mir schon oft in den Gebirgen gesehene Sache nicht sehr beachtet wurde.



**Abb. 10.4** Die Gebirgsrutschung in Goldau 1806, nach einer Deutung von Albert Heim (1921).

Wie wir auf erwähnte Wiese traten, wurde der Lärm und die sich losreissenden Steine etwas stärker, sodass wir stille standen und diesem Herabfallen durch Fernröhren zusahen ... Etwa 5 Minuten mochten wir auf der Wiese dem Herabrollen der Steine zugesehen und uns gegenseitig, wenn ein recht grosses Stück herunterkam und dessen Fall nur bis in den Tobel dauerte, aufmerksam gemacht haben, als plötzlich sich die ganze Seite des Tobels gegen Schwytz zu, von der Spitze des Berges bis tief herunter, und meistens mit Tannen bewachsen, in der Direction des Tobels sich in Bewegung setzte und den Eindruck auf uns machte, als wenn wir mit Schwindel befallen worden wären. Diese Illusion dauerte nur einen Augenblick. Die grad aufstehenden, mit fürchterlicher Schnelligkeit herunter gleitenden Tannen stürzten plötzlich eine über die andere, Erde und Felsen folgten, und ein fürchterlicher Donner erhob sich. Unermessliches Unglück ward von uns vorgesehen, alles wurde furchtbarer – aber noch kein Gedanke, dass unsere Gegend in Gefahr seyn könnte, stieg in mir auf [obschon

meine Reisegefährten sich bereits in Flucht gesetzt hatten], weil ich sah, dass die Bewegung der Masse nach der Direction des Tobels, nämlich nach der Gegend von Busingen und Lowertz gieng und weil ich wusste, dass zwischen uns noch eine ansehnliche Vertiefung sich befand, woren der Bergstrohm vom Rigi nach dem Zugersee hinfloss, und durch verschiedene kleine Anhöhen uns geschützt glaubte. Im gleichen Augenblick aber wurde ich gewahr, dass nichts von diesem allem die Gegend von Goldau und uns schützen konnte, denn mit fürchterlicher Gewalt wurde die linke Seite des Tobels gegen Arth und Goldau hin durch den Bergfall theils überdeckt, theils mitgerissen und nun mit erneuerter Gewalt gegen Goldau hingetrieben; die Tiefe des Bergstrohmes war eine Ritze, die uns beschützenden Anhöhen Maulwurfshaufen. Steine, Erde, Felsen, Bäume kamen durch die Luft geschleudert daher; stürzten sich diese Massen in Vertiefungen, so wurden sie durch die nachfolgenden wieder in die Höhe und fort geschleudert, gleich einem gewaltigen Wassersturz, dessen herabgestürzte Flüthen durch die folgenden wieder emporgeworfen werden. – Die Luft wurde verfinstert und Erde, Steine, Häuser und Bäume flogen wie geworfen durch dieselbe hin; das Dorf Goldau wurde, schon ehe es durch die stürzende Masse berührt wurde, durch den Druck der Luft niedergeworfen und zertrümmert, alles in einem so kleinen Zeitraum, dass der Gedanke, mich zu retten und diese schreckliche Zerstörung, ein und den nämlichen Augenblick ausfüllten. Wie gross meine eigene Gefahr war, weiss ich selbst nicht; die Dauer war ein Moment, und der Zeitraum des Untergangs von Goldau, Busingen, Röthlen, Lowertz mit allem Lebendigen und unsrer durch das unwiderstehliche Schicksahl dahin getriebenen Lieben, betrug nach meiner moralischen Überzeugung nicht 3 Minuten." – Im Bergsturzmuseum von Goldau sind Dokumente und Artefakte ausgestellt, die Zeugnis geben von einer der größten Naturkatastrophen, die nicht nur in der Schweiz, sondern weltweit Aufsehen erregte und Betroffenheit auslöste. Viele Künstler ließen sich von der Katastrophe inspirieren und schufen Gemälde, die in der ganzen Welt bestaunt wurden. Josef Niklaus Zehnder verarbeitete literarisch in seinem Buch "Der Goldauer Bergsturz" den Unglückstag. Alljährlich am 2. September um 17 Uhr erinnert die große Glocke der Pfarrkirche zu Goldau an die Ereignisse von 1806.

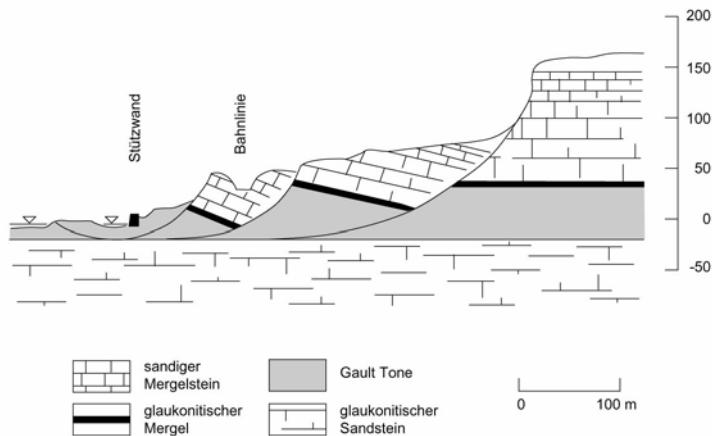


**Abb. 10.5** In einer zeitgenössischen Darstellung ist die Katastrophe von Goldau festgehalten (Bergsturzmuseum Goldau, Schweiz).

### 10.2.2 Rotieren

Bei einer Rotation rutscht der Gleitkörper auf einer kreisförmigen Gleitfläche aus dem Hang heraus. *Rotatives Gleiten* ist eine typische Versagensform in Böden, tritt aber auch im Gebirge auf. Die Böschung versagt in der Regel schnell und ohne Vorankündigung. Die Rutschung kann sich sowohl auf kleine Böschungsabschnitte beschränken als auch den gesamten Hang erfassen. Oft sind Rotationsflächen ineinander gestaffelt und erzeugen ein komplexes Bild von Zugrissen, Abrisskanten, Quer- und Längsspalten, Aufpressungen und Stauchwällen.

Ein Beispiel: Seit ihrem Bau im 19. Jahrhundert kommt es entlang der Eisenbahnlinie von Dover nach Folkestone (Südengland) immer wieder zu großen Rutschungen. Am 19. Dezember 1915 kann ein Zug bei Warren mit 300 Soldaten gerade noch gestoppt werden, um eine Katastrophe zu verhindern. Danach bleibt die Strecke dreieinhalb Jahre gesperrt. Für diese Region sind rotationsförmige Rutschungen typisch, die sich über den glaukonitischen Sandsteinen in den Gault Tonen entwickeln und die darüber lagernden Mergel- und Sandsteine mit einbeziehen. In den meisten Fällen löst die Erosion der Brandung (Abrasion) am Fuß der Klippen die Hangbewegung aus. Sie schwächt den Fußbereich durch Abtragung und destabilisiert somit das gesamte System. Zusätzlich verändert sich die Konsistenz der Tone bei Durchfeuchtung, was mit einer Abnahme der Scherfestigkeit einhergeht. Um eine Abrasion des unteren Klippenbereichs zu verhindern, wurde die Küstenlinie durch Stützmauern ertüchtigt. Zusätzlich wurden Buhnen angelegt, so dass der Fußbereich durch marine Sedimentation verstärkt wird.

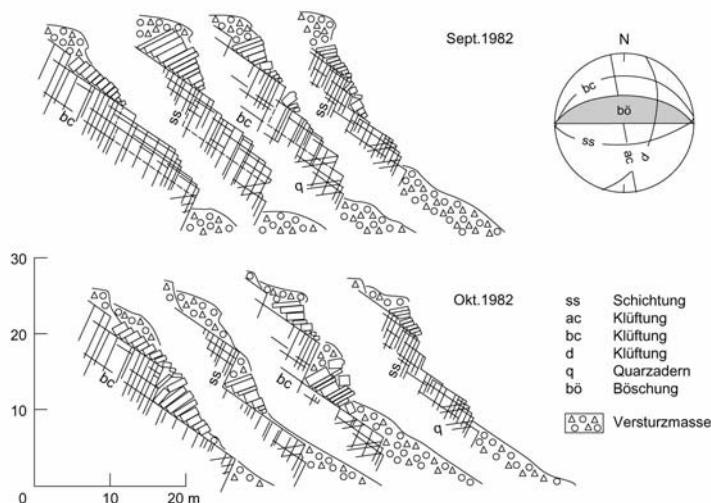


**Abb. 10.6** Gestaffelte Rotationskörper an der Küste von England bei Folkestone (nach Ward 1945).

### 10.2.3 Kippen

Steil stehende Gebirgsbänke können aus dem Gebirgsverband *herauskippen*. Dabei rotieren die Kluftkörper um eine Kippachse hangabwärts. Sobald der erste Kluftkörper aus der Böschung herauskippt, kippen weitere nach (Dominoeffekt). Oft wird das Kippen von Kluftkörpern erst durch das Abgleiten stabilisierender Gebirgsblöcke im Fußbereich ermöglicht, so dass sich zwei Versagensmechanismen überlagern. Auch kann Erosion oder der Abbau von Gesteinen den Fußbereich destabilisieren und so das Herauskippen von Kluftkörpern ermöglichen.

Ein Beispiel: Am 26. Oktober 1982 versagt am westlichen Ortsausgang von Mayschoß (Rheinisches Schiefergebirge) eine Felsböschung. Das Versagen kündigte sich nach Augenzeugenberichten bereits Stunden vorher durch immer stärker werdenden Steinschlag an. Schließlich bewegen sich 500 m<sup>3</sup> aus dem Gebirgsverband in den ehemaligen Steinbruch. – Um die Ursache und den Mechanismus zu untersuchen, wird eine ingenieurgeologische Detailkartierung durchgeführt. Als besonders hilfreich für die Klärung des Versagensmechanismus erweist sich der Umstand, dass bereits eine vollständige (stereoskopische) Vermessung des Hangbereichs vorliegt, die nur einen Monat vor dem Vorfall durchgeführt wurde. Auf der Grundlage dieser Vermessung kann der ursprüngliche Zustand der Böschung rekonstruiert werden. Der Vergleich der Böschungsprofile vor und nach dem Versagen legt nahe, dass stabilisierende Kluftkörper im Bereich des Böschungsfußes abgerutscht sind und dadurch eine Verkippung der Kluftkörper im oberen und mittleren Bereich auslösten. Es handelt sich also um eine Kombination von Gleiten und Kippen, wie es häufig bei steil stehenden Bänken beobachtet wird (Genske 1988).

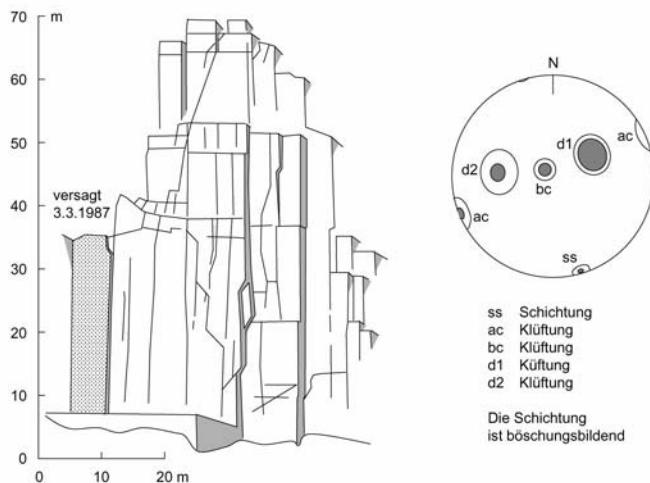


**Abb. 10.7** Gleiten und Kippen einer Böschung bei Mayschoß (Rheinisches Schiefergebirge). Die Profile zeigen den Zustand der Böschung vor und nach dem Versagen.

#### 10.2.4 Knicken und Abscheren

Steil stehende Schichten können unter ihrem Eigengewicht *einknicken*. Ebenso kann der Fußbereich einer steil stehenden Bank entlang einer bankrechten Fuge *abscheren*. Dabei versagt die Böschung plötzlich und ohne Vorwarnung. Verschiedene Versagensmechanismen lassen sich unterscheiden, worauf noch näher eingegangen wird.

Ein Beispiel: Bei Altenahr (Rheinisches Schiefergebirge) wird eine etwa 70 m hohe Felsböschung durch fast senkrecht stehende Grauwackenbänke gebildet (Siegener Schichten des unteren Devons). Die Bänke haben Mächtigkeiten von 0.5 bis 2 m. Neben der Schichtung treten noch 4 weitere Trennflächentypen auf. Am 3. März 1987 versagt ein 5-10 m breites und 2 m dickes Schichtpacket und stürzt auf den Fußgängerweg und in die Ahr. Zwei unterhalb der Böschung abgestellte Fahrzeuge werden von den Felsmassen begraben. Glücklicherweise kommen bei dem Unglück keine Menschen ums Leben.



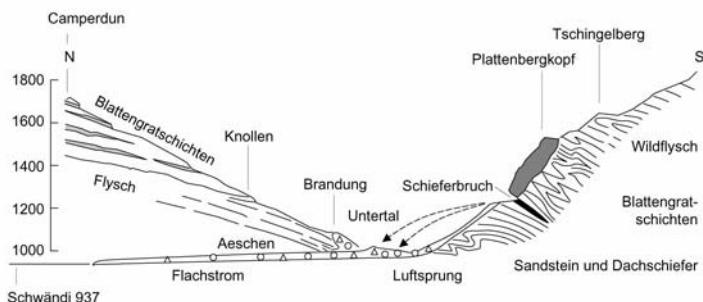
**Abb. 10.8** Steil stehende, bösungsbildende Schichten bei Altenahr (Rheinisches Schiefergebirge). Das Schichttpaket, das am 3. März 1987 versagte, ist schraffiert.

### 10.2.5 Fallen

Klüftkörper, Kluftkörperverbände und ganze Gebirgsbereiche können sich aus dem Gebirge lösen und bei entsprechender Geometrie der Böschung im freien Fall zu Tal gehen. Je nach Fallhöhe und Volumen der Sturzmasse kann dies zu erheblichen Zerstörungen führen. Bei einem *Felssturz* löst sich eine zusammenhängende Felspartie, bei einem *Bergsturz* stürzt ein ganzer Gebirgsbereich zu Tal. Oft kündigen sich Fels- oder Bergstürze durch *Steinschlag* an.

Ein Beispiel: "Vielleicht war Gedankenlosigkeit mit im Spiel, ein allzu sorgloser Umgang mit Gefahr und Risiko – Andere meinen: blindes Gewinnstreben habe den Blick getrübt für die Vorzeichen der Katastrophe. Ein Ziegenhirte hatte von großen Rissen berichtet, die sich in den Felsen aufzun. Aber niemand im Dorf hörte auf den kauzigen Eigenbrötler." Mit diesen Worten erinnerte Radio Bayern vor wenigen Jahren an einen Bergsturz, der am 11. September 1881 das Dorf Elm (Kanton Glarus, Schweiz) zum großen Teil zerstörte und 116 Men-

schen das Leben kostete. Das Unglück wurde vom Pfarrer Ernst Buss und Albert Heim ausführlich dokumentiert (Buss & Heim 1881). – Als die allgemeine Schulpflicht im Jahre 1870 in der Schweiz eingeführt wird, werden sich die verarmten Bergbauern des Dorfes Elm eines Schatzes bewusst, der sie schnell zu Reichtum bringen wird: Schüler und Lehrer brauchen nun Schiefertafeln, und Schiefer hat es genug im Tschingelberg oberhalb des Dorfes. In jeder freien Minute graben sich die Bergbauern weiter in den Berg, um das kostbare Gut zu fördern, bis sie ihn schließlich auf einer Breite von 180 m um 65 m unterhöhlten. Die im Bergbau nicht ausgewiesenen Landleute lassen keine Stützpfiler stehen und versetzen die Hohlräume nicht mit Abraum. Zwar kommt es gelegentlich zu kleineren Bergfällen, doch die Expertenkommission aus Gemeinderäten, Kreis- und Kantonsförstern beruhigt besorgte Stimmen noch einen Tag vor der Katastrophe: "Weder an der Plattenbergwand, noch am übrigen Terrain konnten Veränderungen wahrgenommen werden, die einigermaßen auf große Gefahr hätte schließen lassen, wenngleich die Felswand hinunter von Minute zu Minute größere und kleinere Geröllmaßen fielen." – Am späten Nachmittag des folgenden Tages, die Schule ist beendet, blickt der Lehrer Wyss von seinem Haus aus dem Fenster: "Da plötzlich versinken am Plattenberg die obersten Tannenreihen in der Erde. Und dann stürzt eine Steinlawine herunter ins Dorf. Einige Männer rennen zum Unglücksort – sie wollen helfen. Da erfolgt schon der zweite Bergsturz. Geröll und Schutt fegen noch über die erste Lawine hinweg. Häuser werden eingedrückt, Bauernhöfe fallen in sich zusammen. Und noch einmal vier Minuten später, um kurz nach halb sechs fällt der ganze Berghang ins Tal:



**Abb. 10.9** Der Bergsturz von Elm (nach Albert Heim 1932).



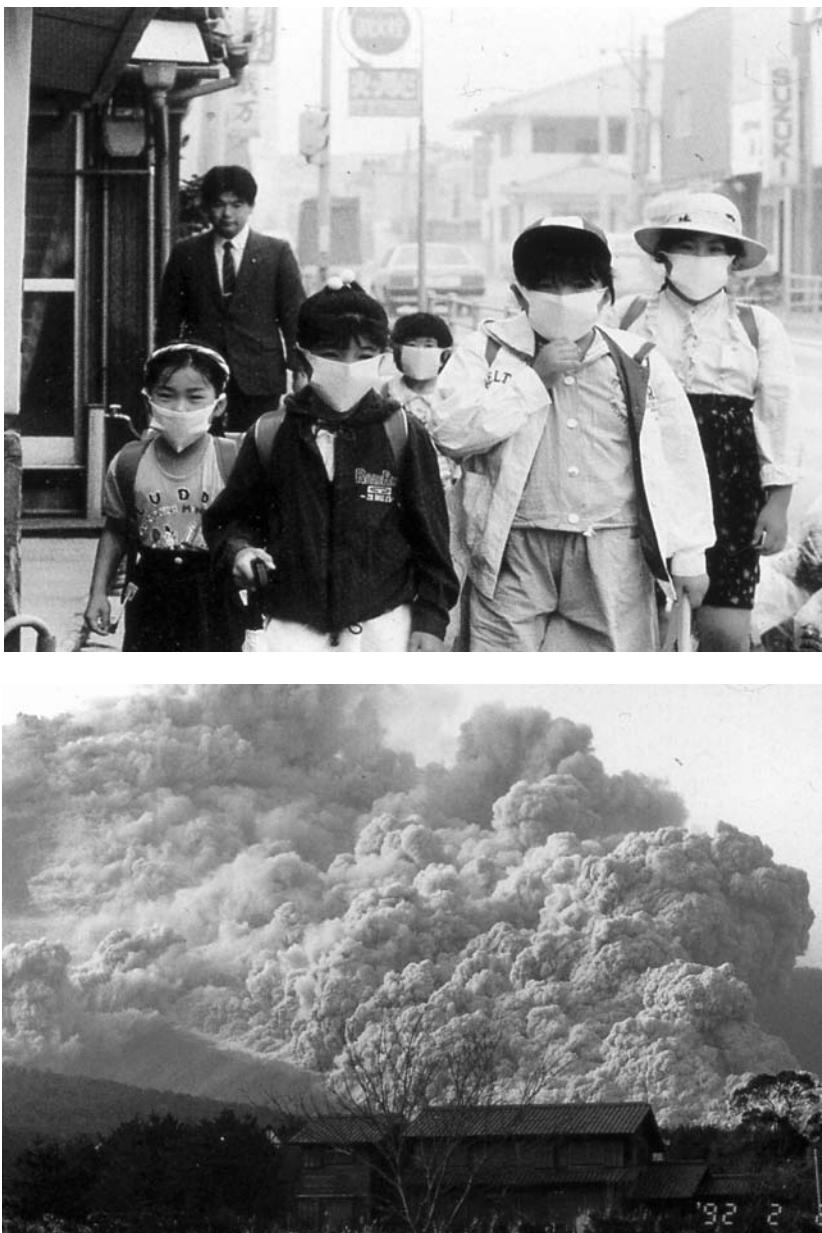
**Abb. 10.10** Der Tschingelberg heute mit der Abrisskante und dem gegenüberliegenden Brandungshang (links).

'Die riesigen Gesteinsmassen drängen sich in einer den Himmel verfinsternden Staubwolke talwärts, verschlingen die Fliehenden, begraben den ganzen Dorfteil im Untertal und zerschmettern Wohnhäuser und Ställe.' – Zurück bleibt: ein riesiges Grab." (Georg Bayerle im Bayrischen Rundfunk, 11. 9. 2003). – Etwa 11 Millionen m<sup>3</sup> des Plattenbergskopfes am Tschingelberg stürzen ins Tal, branden 100 m hoch den Gegenhang hinauf und noch etwa 1.5 km auf dem Talboden das Tal hinab. Aus dem 580000 m<sup>2</sup> großen Trümmerfeld wird nur ein einziger Überlebender gerettet: "es ist der Dorfälteste, der 92-jährige Gabriel Schneider. Nach langem schrecklichem Warten wurde er von seinem Sohn ausgegraben – aber seine Frau, die Schwiegertochter und drei Enkelkinder sind tot. Ihre Namen stehen eingraviert ... zusammen mit denen der anderen Opfer auf dem Friedhof von Elm" – auf einer Schiefertafel.

## 10.2.6 Fließen

Verschiedene Ereignisse können dazu führen, dass sich Böden und Ge steinsfragmente *fließend* zu Tal bewegen. Bekannt sind die bei der Eruption von Vulkanen entstehenden pyroklastischen Ströme aus Aschen, Lapilli und vulkanischen Bomben, die als Glutlawinen mit großer Geschwindigkeit den Berg hinab stürzen. Am 24. August 79 zerstörte eine solche Glutlawine die Hafenstadt Pompeji.

Ein Beispiel: Bereits im Jahre 1792 forderte der Ausbruch des Vulkans Unzen auf der Japanischen Insel Kyushu 15000 Menschenleben. Das Unzen-Gebiet befindet sich am westlichen Ende des Beppu-Shimabara Grabens (Central Kyushu Rift Valley) im Kreuzungsbereich der Subduktionsbögen von Ryukyu und Nankai, der Kyushu tektonisch in eine Nord- und eine Südprovinz teilt. Von 1990-1992 bricht der Vulkan erneut in mehreren Schüben aus. Am 4. Juli 1990 werden erste seismische Aktivitäten registriert, knapp drei Monate später kommt es zu großen Gaseruptionen. Im Frühjahr des folgenden Jahres beginnen die Ausbrüche. Neben der ausgeworfenen Lava stürzen pyroklastische Wolken auf das dicht besiedelte Gebiet am Ostchinesischen Meer. Regenfälle verflüssigen die kaum verdichteten vulkanischen Auswurfsmassen an den Hängen des Unzen, die als Schlammströme zu Tal gehen. Obwohl zahlreiche Vorkehrungen wie Vorwarnsysteme, Evakuierungspläne, Maßnahmen zur Umlenkung der Glut- und Schlammströme getroffen wurden, verlieren 43 Menschen ihr Leben, darunter drei anerkannte Vulkanologen.



**Abb. 10.11** Schüler schützen sich mit Gesichtsmasken (Photo The Nishinippon), ein pyroklastischer Strom stürzt am 2. Februar 1992 von den Hängen des Unzen Vulkans zu Tal (Photo Kenji Ohkawa, aus Yanagi, Okada, Ohta 1992).



**Abb. 10.12** Die Schlammströme habe die Häuser am Fuß des Unzen zum Teil vollständig begraben.

Das Beispiel zeigt, dass auch starke Regenfälle kaum verdichtete Lockermassen ins Tal spülen können. Ein lawinenartiges Fließen von Boden- und Gesteinsfragmenten wird als *Schlamm- oder Schuttstrom* bezeichnet. In den Alpen wird diese Form der Massenbewegung *Mure* genannt. Murgänge treten nicht nur nach Regenfällen, sondern auch nach der Schneeschmelze, als Folge eines Erdbebens oder auf entwaldeten Hängen auf, wo die Bodenschicht nicht mehr durch das Wurzelwerk gehalten wird und der Regen den Hang leicht durchfeuchten kann. Die Schäden, die von Murgängen ausgelöst werden, sind mitunter enorm. Nach den starken Regenfällen vom 19.-21. Juli 1993 im Agra Khola-Gebiet (Zentralnepal) verursachten Murgänge die größten Schäden, obwohl sie nur 5 % aller registrierten Hangbewegungen ausmachten. Neben Personen- und Gebäudeschäden wurde auch die flächige Zerstörung fruchtbaren Ackerlands beklagt, die Lebensgrundlage der in der kargen Gebirgsregion ansässigen Bergbauern (Thapa & Dhal 2000). Schlamm- und Schuttströme bestehen aus einem Gemenge aus Feststoffen, Wasser und Luft. Während der Bewegung ist der Grenzbereich zwischen der zu Tal strömenden Masse und dem Berghang von besonderer Bedeutung: hier findet die eigentliche Fließbewegung statt, wogegen die obere Schicht stabil bleibt. Nach einigen Modellen gleitet das zu Tal fließende Material auf einem Luftkissen, so dass extrem hohe Geschwindigkeiten erreicht werden können. Varianten sind möglich, zum Beispiel Schuttströme, die fast überhaupt keinen Wasseranteil haben, oder Fließmassen, die zum größten Teil aus Eis bestehen und sich auf einem Schneekissen bewegen. Je nach Zusammensetzung des Schutt- oder Schlammstroms und der Neigung des Geländes entwickeln sich komplexe Strömungsmechanismen, die bislang nur zum Teil erforscht sind. Um die Entwicklung und das Verhalten von Murgängen zu untersuchen, wurden in verschiedenen Hochgebirgsregionen Beobachtungsstationen eingerichtet, insbesondere in Japan, China und in den Alpen. Allerdings sind die Ergebnisse untereinander kaum vergleichbar, da die Zusammensetzung und damit die Mechanismen der Schlamm- und Schuttströme voneinander abweichen.

Auch Bergmaterial und Müll, zu Halden aufgeschüttet, kann unter bestimmten Bedingungen als Schuttstrom zu Tale gehen. Das wohl bekannteste Beispiel ist die Katastrophe von Aberfan (Anonym 1967, 1969), einer Ortschaft im Kohlenrevier von Süd-Wales, England. Nach heftigen Regenfällen strömten am 21. Oktober 1966 große Mengen von Haldenmaterial in die Ortschaft und zerstörten dabei mehrere Gebäude und eine Schule. Insgesamt 144 Personen verloren ihr Leben. Ursächlich für die Hangbewegung waren nicht nur die heftigen Regenfälle, sondern auch die Tatsache, dass die Böschung der seit 1914 aufgeschütteten, 180 m hohen Halde zu steil war, dass der Haldenfuß auf Tonen mit geringer Scherfestigkeit auf-

lag, die schon früher in Bewegung waren und deshalb potentielle Gleitebenen aufwiesen, und dass sich der Haldenfuß über einer natürlichen Quelllinie befand. Aufgrund dieser Umstände entwickelte sich wahrscheinlich aus einer anfänglich lokalen Instabilität ein Schuttstrom, der große Teile des gesamten Hangs mit einbezog.



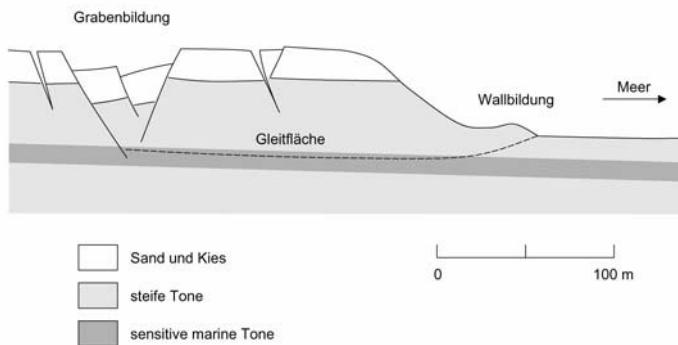
**Abb. 10.13** Ein Schuttstrom aus Haldenmaterial verschüttet 1966 Teile der Ortschaft Aberfan in Süd-Wales, England (Daily Telegraph Photograph Library).

Ein völlig anderer Mechanismus liegt der *Verflüssigung (Liquifizierung)* sensibler Tone (Quick Clays) zugrunde. Dabei handelt es sich um thixotrope Tone, die sich bereits nach geringen Erschütterungen gänzlich verflüssigen. Typisch sind durch tektonische Hebungen landfest gewordene junge marine Tone, deren Salzgehalt durch den Regen ausgewaschen wurde, was mit einer Abnahme der inneren Stabilität und einer Zunahme der Sensitivität einhergeht (Kapitel 6). Als Kriterium für die Beurteilung der Liquifizierbarkeit eines Tones dient daher die Sensitivitätszahl, die zum Beispiel mit der Flügelsonde bestimmt werden kann. Ab einer Sensitivitätszahl  $S > 10$  werden Tone als hoch sensitiv bezeichnet. Eine der größten Bodenverflüssigungen wurde im Jahre 1893 bei Vaerdalen nördlich von Trondheim (Norwegen) beobachtet. Etwa 55 Millionen m<sup>3</sup> eines sensiblen marinen Tons flossen innerhalb einer halben Stunde in das Vaerdalselven-Tal und bedeckten eine Fläche von 8.5 km<sup>2</sup>. Ein temporärer See bildete sich am Talausgang, der 3.2 km<sup>2</sup> überschwemmte. Dabei wurden 22 Gehöfte zerstört und 111 Menschen getötet (Holmsen 1953).

Schon Karl Terzaghi beschreibt das Phänomen der spontanen Bodenverflüssigung und zitiert einen Augenzeugen, der sogar auf einer in verflüssigtem Boden schwimmenden Erdscholle stand und über eine weite Distanz von ihr getragen wurde (Terzaghi 1950):

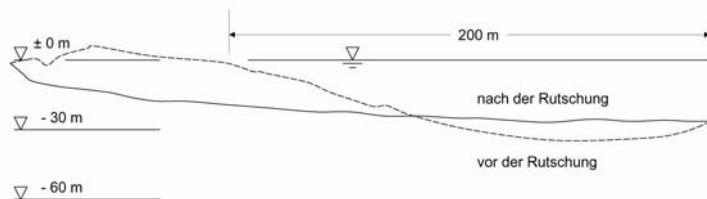
... The appearance of the stream was that of a huge, rapidly tumbling, and moving mass of moist clayey earth. ... At no time was it smooth looking, even flowing or very liquid. Although I rode in and on the mass for some time my clothes afterwards did not show any serious signs of moisture or mudstains ... as I was carried further down the gully away from the immediate effect of the rapid succession of collapsing slices near its head ... it became possible to make short scrambling dashes across its surface toward the solid ground at the side without sinking much over my ankles.

Im März 1964 verflüssigte ein Erdbeben die marinen Tone von Anchorage (USA). Die über diesen Tonen liegenden steifen (nicht sensiblen) Tone glitten mit den darüber lagernden Sanden und Kiesen seewärts, wobei sie im wesentlichen intakt blieben, da der obere Bodenbereich infolge des Permafrosts gefroren war. Obwohl sich Klüfte und Gräben auftaten, überstanden viele Gebäude das Erdbeben völlig unversehrt, jedoch um mehrere Meter verschoben und von allen Versorgungsleitungen getrennt.



**Abb. 10.14** Seewärtiges Abgleiten gefrorener Bodenblöcke auf verflüssigten marinen Tonen in Anchorage, Alaska (nach Hansen 1965).

Wassergesättigte, locker gelagerte Sande können sich ebenfalls verflüssigen. Wie bei Quicktonen genügen bereits kleine Erschütterungen durch Erdbeben oder Baumaßnahmen oder auch eine plötzliche Änderung des Grundwasserspiegels, um eine Liquifizierung auszulösen. Während des Fließvorgangs sind die wirksamen Spannungen beinahe Null, so dass keine Reibungskräfte vom Korngerüst aufgenommen werden können. Fließsande wurden an verschiedenen Orten beobachtet, unter anderem bereits von Müller (1898) in Zeeland (Niederlande), wo Springfluten immer wieder zur Liquifizierung von Küstenabschnitten führen.



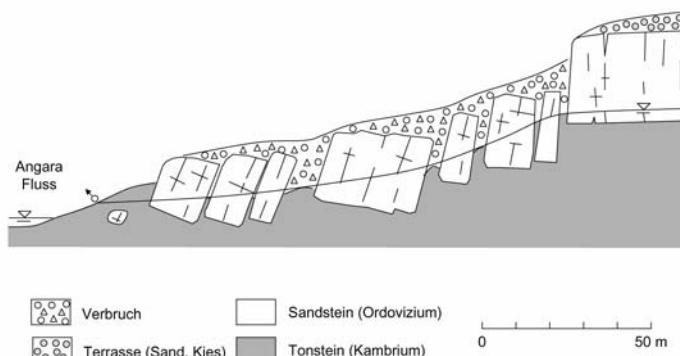
**Abb. 10.15** Fließsandbildung an der Küste Zeelands, Niederlande (nach Terzaghi 1967 und Müller 1898).

### 10.2.7 Kriechen

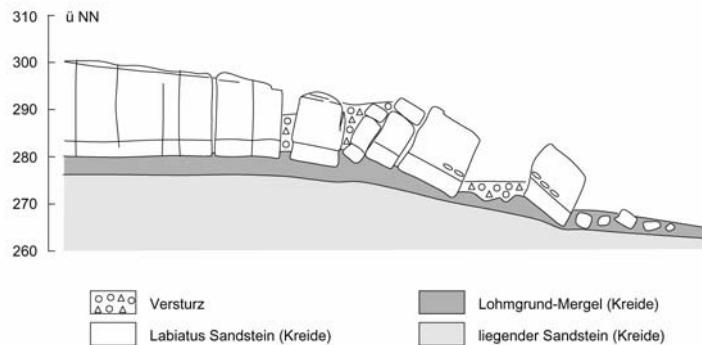
Die allgemein als *Kriechen* bezeichnete plastische Deformation eines Hangs kann in vielen Boden- und Gebirgsarten auftreten. Die Bewegung findet kaum wahrnehmbar in einer Größenordnung von Millimetern pro Jahr bis zu Millimetern pro Tag statt und äußert sich an der Oberfläche zum Beispiel durch Schrägstellung von Zäunen und Masten, dem Sichelwuchs von Bäumen oder der Ausbildung eines hangparallelen Musters von Spalten und Wülsten, mitunter in Verbindung mit der Bildung von Feuchtgebieten.

Eine großräumige Veränderung der Morphologie, etwa durch glaziale Überprägung, führt oft zu zeitverzögerten Deformationen. Nach Rückzug der alpinen Gletscher fällt die laterale Stabilisierung der Hänge weg. Es kommt zu Rutschungen und auch zu langsamem horizontalen Verformungen der Hänge, ein Vorgang, der auch als *Talzuschub* bezeichnet wird (Stini 1941).

Eine weitere Variante der Kriechverformung ist die schwerkraftbedingte, talseitige Bewegung kompetenter Gebirgsblöcke auf inkompetenten, weichen Schichten. So kommt es zum Beispiel zum plastischen Einsinken und Abgleiten (*Blockgleiten*) von massiven Sandsteinblöcken auf nachgiebigen Tonsteinen, insbesondere, wenn diese aufgrund der hangseitigen Durchfeuchtung ihre Konsistenz verändern. Auch das Blockgleiten von Basaltschichten auf weichen Tuffen wurde häufig beobachtet. Bei besonders nachgiebigen Lagen spricht man auch von einem *Driften* der kompetenten Lagen in inkompetenter (plastischer) Matrix.



**Abb. 10.16** Blockgleiten von ordovizischen Sandsteinen auf kambrischen Tonsteinen am Angara Fluss in der Nähe des Bratsk-Dams, Sibirien (nach Zaruba & Mencl 1982 und Palshin & Trzhtsinskii 1964).



**Abb. 10.17** Blockbewegung einer kompetenten Sandsteinlage (Labiatus-Sandstein) auf nachgiebigem Lohmgrund-Mergel im Elbsandsteingebirge (nach Johnsen 1984).

Neben diesen, den gesamten Gebirgsbereich betreffenden Kriechbewegungen wird das *Boden- und Schuttkriechen* durch Temperaturwechsel, Frostschub und Frosthebung, Quellen und Schrumpfen sowie durch Änderung der Konsistenz verursacht. Das schwerkraftbedingte Umbiegen von Schichtflächen im Hangbereich, mitunter gefördert durch Boden- und Schuttkriechen, wird als *Hakenschlagen* bezeichnet. Bei der gefügekundlichen Aufnahme im Schurf führt dieser Effekt oft zur Fehleinschätzung des wahren Einfallens der Schichtung.

In Permafrostgebieten und im Hochgebirge tritt *Solifluktion* auf, eine Kriechbewegung der oberen, im Sommer aufgetauten Bodenschichten, die nicht in den gefrorenen, tieferen Boden entwässern können und somit wassergesättigt sind. Bereits geringe Neigungen genügen, um Solifluktion auszulösen. Selbst in frostfreien Gebieten können Solifluktionsflächen fossil erhalten sein und dann hangparallele Gleitflächen bilden.

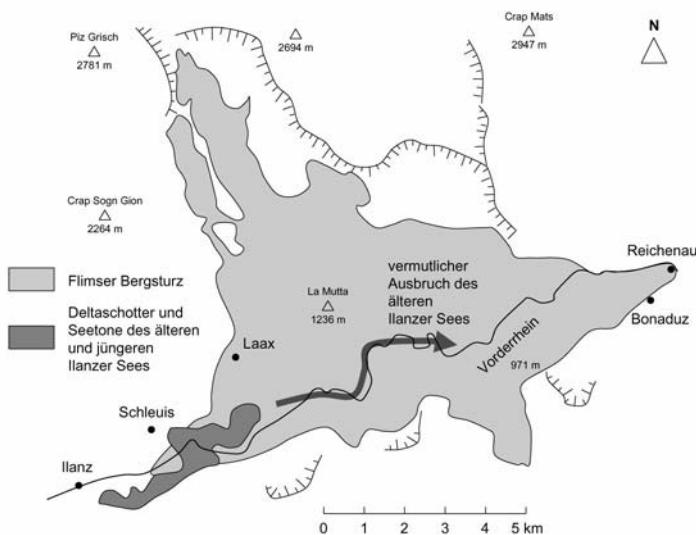
### 10.2.8 Komplexe Hangbewegungen

In vielen Fällen überlagern sich verschiedene Formen von Hangbewegungen zeitlich und räumlich. Die Untersuchung der Ursache der Hangbewegung ist dann besonders schwierig, da der ursprüngliche Mechanismus erst aus der Fülle der im Rutschungsbereich dokumentierten geomorphologischen Spuren rekonstruiert werden muss. Selbst nach einer detaillierten Erkundung der geologischen Verhältnisse bleiben oft viele Fragen offen.

Ein Beispiel: Vor etwa 15000 Jahren rutschten nach dem Rückzug der Gletscher westlich des heutigen Flims (Kanton Graubünden, Schweiz) etwa  $13 \text{ km}^3$  jurassischen Kalksteins in das Oberrheintal. Das Schichtpacket war vermutlich 800 m mächtig und verschüttete eine Fläche von  $51 \text{ km}^2$ . Die Schuttmassen versperrten den Talausgang, so dass sich ein bis zu 600 m tiefer See bildete, dessen Erstreckung noch heute anhand von Seetonen nachweisbar ist. Der Flimser Bergsturz ist einer der größten pleistozänen Hangbewegungen in Zentraleuropa. Nach der Hauptbewegung kam es immer wieder zu Rutschungen, Bergstürzen und Schuttströmen, so dass die Rekonstruktion des ursprünglichen Rutschungsablaufs bis heute noch nicht vollständig geklärt ist.



**Abb. 10.18** Die Bergsturzlandschaft von Flims und Reichenau-Domleschg in Graubünden (Schweiz).



**Abb. 10.19** Geologische Kartenskizze der Bergsturzlandschaft von Flims und Reichenau-Domleschg (vereinfacht nach W.K. Nabholz 1975, Bull. VSP 42/101).

## 10.3 Methoden

Um eine Hangbewegung zu beurteilen, ist ihre Ursache zu klären. Um die Ursache zu klären, ist das Gelände zu kartieren und ingenieurgeologisch zu untersuchen. Darauf aufbauend wird ein mechanisches Modell hergeleitet und das Kräftegleichgewicht betrachtet. Mit diesem Dreiklang befasst sich der folgende Abschnitt.

### 10.3.1 Ursachen

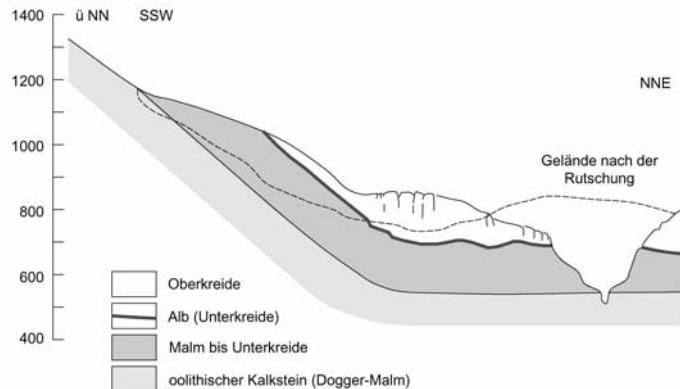
Die angeführten Beispiele zeigen, dass Hangbewegungen auf verschiedene Weise ausgelöst und nach unterschiedlichsten Mechanismen ablaufen können. Als wichtigste Ursachen lassen sich resümieren:

- Die Veränderung der hydraulischen Verhältnisse in der Böschung, ausgelöst durch heftige Regenfälle oder eine Veränderung des Bergwasserspiegels. Mit dem Anstieg des Poren- und Kluftwasserdrucks reduzieren sich die effektiven Spannungen und die Scherfestigkeit potentieller Gleitflächen nimmt ab.
- Die Reduktion der Festigkeit des Gebirges infolge Verwitterung oder Durchfeuchtung.
- Der Eingriff in die Geometrie der Böschung, zum Beispiel infolge der Erosion des Hangfußes oder anthropogener Einflüsse wie dem Abbau von Rohstoffen oder dem Anschnitt des Hangs im Zuge von Baumaßnahmen.
- Dynamische Einwirkungen in Form von Erdbeben oder Sprengungen.
- Die Belastung der Böschungskrone durch Bauwerke und Aufschüttungen.
- Drücke aus der Expansion quellfähiger Mineralien, Eisdrücke, etc.

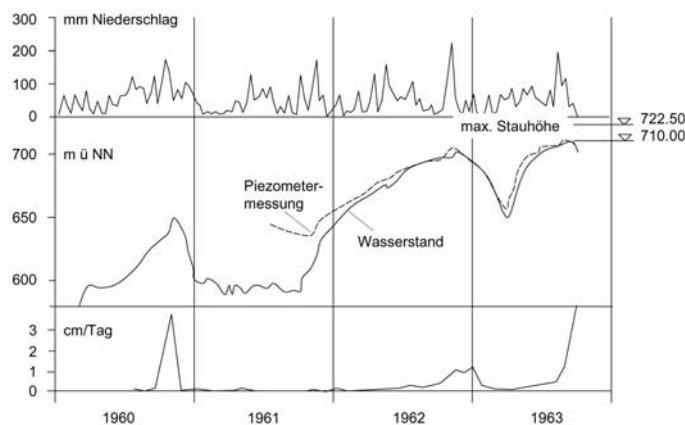
Gerade die Wirkung des Bergwassers ist von zentraler Bedeutung für die Standsicherheit von Hängen. Aus den Statistiken ist bekannt, dass es insbesondere nach lang anhaltenden Regenfällen und während der Schneeschmelze zu Hangbewegungen kommt. Aber auch die vom Menschen verursachte Manipulation des natürlichen Bergwasserspiegels kann zu katastrophalen Rutschungen führen, wie Heitfeld (1991) am Beispiel der Vajont Talsperre in den italienischen Alpen eindrücklich beschreibt:

"Hierbei handelt es sich um eine ... Bogenstaumauer, die 1960 fertig gestellt wurde. Die Sperre ist auf eine Wechselfolge kalkiger und toniger Lockergesteine der Dogger-Malm Formation gegründet. An den Stauraumhängen treten noch kretazische Gesteinsserien hinzu. ... Während des 1. Aufstaus bemerkte man (Okt. 1960), das sich am linken Hangbereich eine Felssmasse von ca. 700000 m<sup>3</sup> mit einer Geschwindigkeit von 4 cm/Tag bewegte. ... Der Staustand wurde abgesenkt und nach einigen Wochen stellte man keine Kriechbewegungen mehr fest. Im Jahre 1962 wurde der Staustand, nach dem Bau eines Sicherungsstollens um die Rutschzone, erneut angehoben. Am Hang setzten wieder Kriechbewegungen von 0,2 cm/Tag ein, die sich bei weiterem Aufstau auf ca. 1.5 cm/Tag erhöhten. Der Staustand wurde abermals gesenkt und nach 4 Monaten waren keine Hangbewegungen mehr messbar. Im Sommer 1963 erhöhte man den Staustand bis 50 m unterhalb der Krone. Gleichzeitig setzte das Hangkriechen wieder ein; zunächst mit 1 cm/Tag. Eine Absenkung des Wasserspiegels konnte die Hangbewegung nicht mehr zum Stillstand bringen. Die Geschwindigkeit stieg auf 20 cm/Tag am Tag vor der Katastrophe an. Im Oktober 1963 rutschten dann plötzlich 250 Mio. m<sup>3</sup> Gestein vom Hang des Monte Toc mit einer vermutlichen (rückgerechneten) Geschwindigkeit von 25

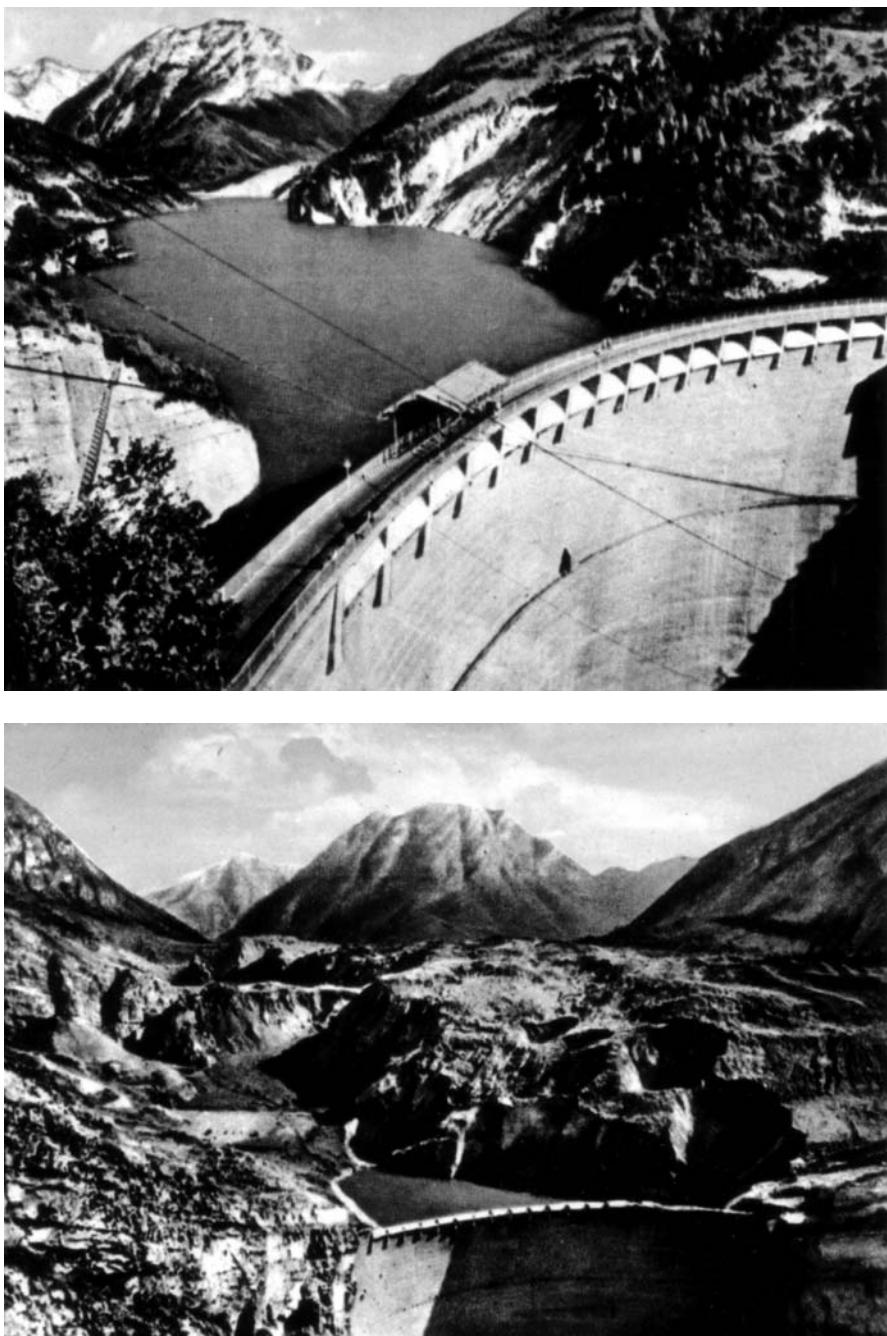
m/s in das Staubecken. Durch die Rutschung wurden 40 Mio. m<sup>3</sup> Wasser aus dem Staubecken über die Sperrkrone gedrückt und ergossen sich in das Piave-Tal. Die Stadt Longarone und 3 andere Orte wurden vollständig zerstört. ... Mehr als 2000 Menschen kamen ums Leben ..."



**Abb. 10.20** Rekonstruierter geologischer Schnitt durch das Vajont-Tal (nach Broili 1967).



**Abb. 10.21** Diagramm der Niederschläge, des Stauwasserspiegels, der Verschiebegeschwindigkeiten der Kontrollpunkte und des Wasserstandes in den Piezometern (Müller 1964).



**Abb. 10.22** Das Staubecken vor und nach der Katastrophe (Postkarten).

### 10.3.2 Kartierung

Aus den vorgestellten Beispielen und der Diskussion der Ursachen wird deutlich, welche Aspekte bei der ingenieurgeologischen Kartierung rutschgefährdeter Hänge besondere Aufmerksamkeit verdienen. Dazu zählen:

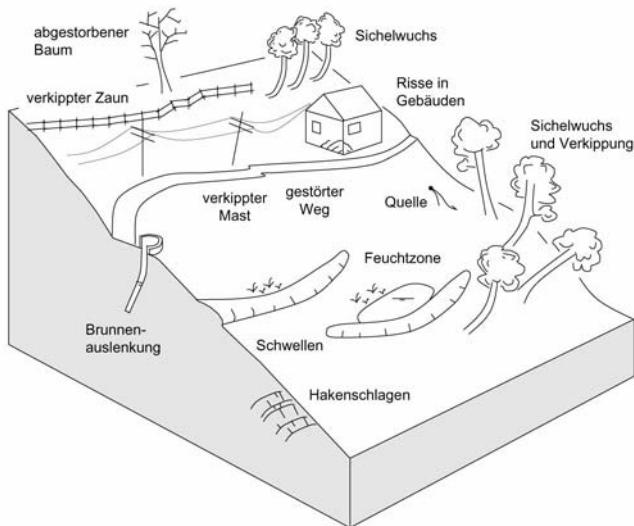
- Die Vorauswertung des Gebiets auf der Grundlage des verfügbaren Kartenwerks, insbesondere der topographischen, historischen, geologischen und hydrogeologischen Karten.
- Die Auswertung von Luftbildern. Aus dem Vergleich von aktuellen Aufnahmen mit alten Luftbildern lassen sich Veränderungen im Relief rekonstruieren. Bei der stereoskopischen Auswertung von Luftbildpaaren wird die Bewegung eines Hanges besonders deutlich. Neben den Hinweisen zu bereits stattgefundenen Hangbewegungen (Abrisskanten, Stauchwälle, Kippzonen, etc.) lassen sich auch potentielle Rutschungsbereiche kartieren (Steilhänge, Zugrisse, Wuchsstörungen bei Bäumen, Vernässungszonen, etc.). Problembereiche werden geortet, um sie dann im Gelände näher zu untersuchen. Auch mit Satellitenaufnahmen lassen sich instabile Hangbereiche lokalisieren.

Im Rahmen der ingenieurgeologischen Kartierung wird das Gelände auf direkte Hinweise zu Hangbewegungen untersucht und gezielt beprobt, um Aufschluss über den Aufbau, die Festigkeit und die Verformbarkeit des Untergrundes zu erhalten:

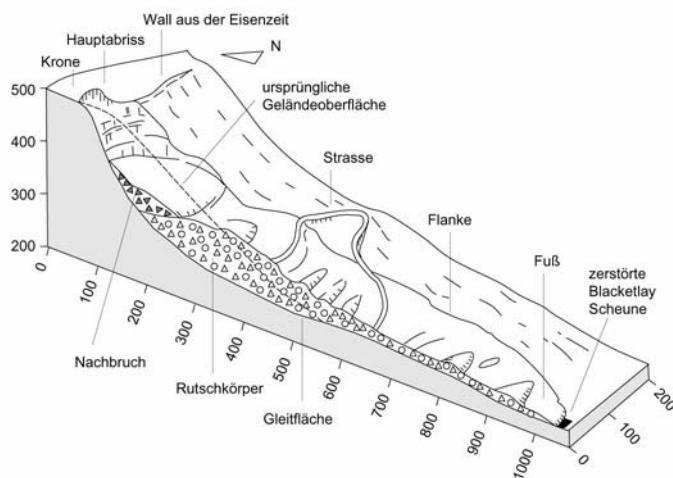
- Geomorphologische Ansprache: Die vorliegenden Landformen werden kartiert und mit den geologischen Vorgaben verglichen, um Unregelmäßigkeiten zu identifizieren und die für Hangbewegungen typischen Landformen zu erkennen. Auffälligkeiten wie Abrisszonen, Längsspalten, Querspalten, Sackungszonen, Akkumulationszonen, Aufpressungen und Frontwälle werden kartiert. Im Gebirgsbereich sind Zonen verstärkten Steinschlags auszuweisen, wobei aus Sicherheitsgründen direkte Steinschlagbereiche nicht begangen werden dürfen. Im mutmaßlichen Kronenbereich einer Hangbewegung ist besonders auf Zugrisse zu achten, die sich senkrecht zur Beanspruchung öffnen und somit die Richtung der Hangbewegung vorgeben.
- Bodenansprache: Böden, die besonders verformungswillig sind wie Tone und Schluffe werden kartiert. Bodenproben werden entnommen, um die Bodenart zu bestimmen und die Festigkeits- und Verformungseigenschaften zu prüfen. Von besonderem Interesse sind Schichten, die an der Hangbewegung beteiligt waren oder sich an zukünftigen Hangbewe-

gungen beteiligen werden. Schürfe werden angelegt, um die Bodeneigenschaften unterhalb der oberen Bodenschichten zu erkunden. Mit der Handflügelsonde wird die Sensitivität von Tonlagen geprüft.

- Gebirgsansprache: Das anstehende Gebirge wird stratigraphisch und petrographisch angesprochen. Das Trennflächengefüge wird aufgenommen und in der Lagenkugel dargestellt. Besondere Beachtung verdienen Trennflächen und Störungszonen, die Hangbewegungen kinematisch ermöglichen könnten. Hinweise auf fossile Gleitflächen sind zu dokumentieren. Hat bereits eine Rutschung stattgefunden, dann ist es eventuell möglich, durch genaue Kartierung des Rutschkörpers die Scherfestigkeit der Gleitfläche rückzurechnen.
- Hydrogeologische Ansprache: Neben der Abschätzung der Durchlässigkeiten von Boden- und Gebirgsschichten sind wasserführende Horizonte, Wasserläufe und Quellen zu kartieren. Weiterhin sind Tümpel und durch Staunässe gekennzeichnete Zonen zu dokumentieren.
- Biologische Ansprache: Neben den bodenkennzeichnenden Pflanzen werden in erster Linie grundwasserkennzeichnende und reliefkennzeichnende Pflanzen kartiert. Wie im Kapitel 6 beschrieben, zeigen bestimmte Pflanzen wasserführende Grenzhorizonte an, die von schwerdurchlässigen bindigen Schichten unterlagert sind, auf denen der Hang abrutschen könnte. Entlang von Verwerfungen reihen sich wasserliebende Pflanzen und zeichnen somit die Verwerfungszone nach. Bäume dokumentieren die Bewegung des Reliefs, indem sie nach einer Schieflage vertikal weiter wachsen. Eine plötzliche Hangbewegung wird durch einen Knick, eine allmähliche Hangbewegung durch einen bananenförmigen Wuchs dokumentiert. Dies erlaubt eine ungefähre Datierung der Hangbewegung.
- Anthropogene Ansprache: Straßen und Wege, Zäune und Mauern, Brunnen und Masten werden bei Hangbewegungen verschoben und verkippt. Kanäle brechen, Leitungen reißen und in Bauwerken zeigen sich Risse. All diese Beobachtungen sind zu dokumentieren und in der Karte festzuhalten.



**Abb. 10.23** Rutschungsgebiet mit Hinweisen auf eine Bewegung des Hangs.



**Abb. 10.24** Im Rutschgebiet von Mam Tor NW von Castleton (Mittelengland) sind die geomorphologischen Formen einer Rutschung anschaulich aufgeschlossen (nach Varnes 1978).

Aufbauend auf den Voruntersuchungen und der ingenieurgeologischen Kartierung können im Rahmen der Hauptuntersuchungen weitergehende Erkundungsmaßnahmen eingeleitet werden, um die Gefahr einer Rutschung zu klären oder ein Rutschereignis zu rekonstruieren. Hierzu zählen Sondierungen und Aufschlussbohrungen, die Anlage von Beobachtungsbrunnen, Labor- und Feldversuche zur Bestimmung der Festigkeit und der Verformbarkeit von Boden und Fels, geophysikalische Untersuchungen und weitere Maßnahmen, die im Kapitel 7 beschrieben wurden.

### 10.3.3 Modelle

Böschungen müssen standsicher sein. Mechanisch lässt sich dies über den Grenzzustand definieren, für den sich alle Kraftvektoren im Stevinschen Krafteck schließen, die auf ein im Eulerschen Sinne freigeschnittenes und somit räumlich und mechanisch definiertes System einwirken (Kapitel 3). Dabei sind nicht nur die im Normalfall wirkenden Kräfte zu berücksichtigen, sondern auch selten auftretende Beanspruchungen, zum Beispiel ein Jahrhundertregen oder ein Erdbeben.

Wird der Grenzzustand überschritten, versagt das System, mit allen Konsequenzen für Leib und Leben, Umwelt und Kosten. Beim Nachweis der Standsicherheit ist auf der Grundlage eines mechanisch plausiblen Modells nachzuweisen, dass die Wahrscheinlichkeit des Versagens klein ist. Wie klein, hängt von den Konsequenzen ab, die ein Versagen mit sich brächte. Um den Standsicherheitsnachweis zu führen, werden die haltenden Kräfte mit Sicherheitsfaktoren verkleinert und die treibenden Kräfte mit Sicherheitsfaktoren vergrößert. Diese Sicherheitsfaktoren wurden für eine Reihe von Versagensmodellen auf der Grundlage des probabilistischen Sicherheitskonzepts (Anhang) hergeleitet und sind in den einschlägigen Normenwerken angegeben.

Im Folgenden wird die grundsätzliche Vorgehensweise beim Nachweis der Standsicherheit von Böschungen vorgestellt. Auf die Präsentation von Normen und Regelwerken, von Lösungsvorgaben und Programm paketen wird dabei verzichtet, da zuerst immer der für das Versagen ursächliche Mechanismus verstanden werden muss. Darüber hinaus zeigt die Praxis, dass der Sonderfall, für den es keine vorprogrammierten Lösungen gibt, der eigentliche Regelfall ist.

### 10.3.3.1 Boden

#### 10.3.3.1.1 Ebenes Gleiten

In einem homogenen und isotropen, nichtbindigen Erdstoff können sich Gleitflächen frei ausbilden. Die einfachste Form ist die hangparallele, ebene Gleitfläche. An einem aus einer trockenen Böschung freigeschnittenen Bodenelement wirken die Erddrücke  $E_1$  und  $E_2$  an den vertikalen Schnittflächen, die Reibungskraft  $Q$  an der Gleitfläche und das Gewicht  $G$  des Bodenelements. Die Böschung hat die Neigung  $\beta$ . Aus dem Krafteck folgt, dass sich der Grenzzustand einstellt, sobald

$$\beta = \varphi$$

Somit gilt, dass die maximale Böschungsneigung eines trockenen, nichtbindigen Bodens dem Reibungswinkel entspricht.

Wird eine solche Böschung vollkommen durchströmt, sind Auftriebs- und Strömungskräfte zu berücksichtigen. Auch die Strömungskraft lässt sich durch Freischneiden herleiten. Für die spezifische, auf das durchströmte Volumen bezogene Strömungskraft folgt

$$f_s = i\gamma_w = \gamma_w \sin \beta$$

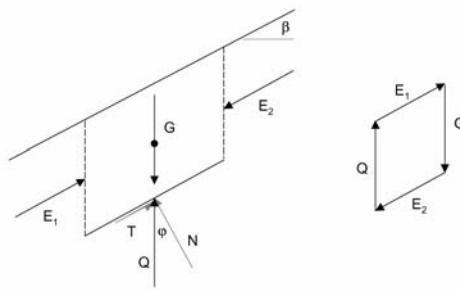
mit  $\gamma_w$  als Wichte des Wassers und  $i$  als hydraulischer Gradient, der sich aus der Böschungsneigung ergibt. Aus dem Gleichgewicht der bösungsparallelen Kräfte folgt für die vollständig durchströmte Böschung

$$\tan \beta = \tan \varphi' \left( 1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \right)$$

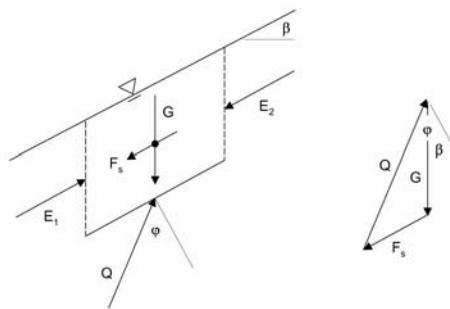
mit  $\gamma_s$  als Wichte des gesättigten Bodens und  $\varphi'$  als wirksamen Reibungswinkel. Für die nur teilweise durchströmte Böschung lässt sich der Grenzzustand in gleicher Weise herleiten. Es gilt

$$\tan \beta \cong \tan \varphi' \left( 1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \frac{h_w}{h} \right)$$

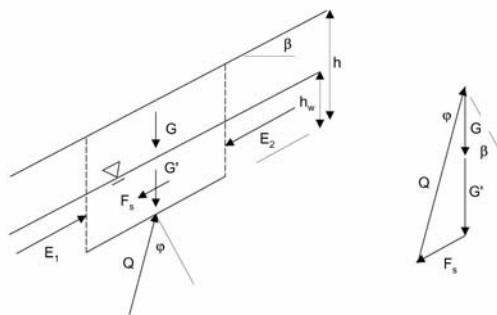
mit  $h_w$  als Wasserhöhe und  $h$  als Höhe der Schicht im Grenzzustand (z.B. Gudehus 1981). Mit abnehmender Mächtigkeit des durchströmten Anteils nimmt die Böschungsneigung im Grenzzustand zu und somit auch die zulässige Böschungsneigung. Demnach lässt sich durch Drainage eine rutschgefährdete Böschung stabilisieren.



**Abb. 10.25** Unbegrenzte Böschung im nichtbindigen Boden, Krafteck.



**Abb. 10.26** Vollständig durchströmte unbegrenzte Böschung im nichtbindigen Boden, Krafteck.



**Abb. 10.27** Teilweise durchströmte unbegrenzte Böschung im nichtbindigen Boden, Krafteck.

Für bindige Böden gilt nach der Kräftebilanz entlang der Gleitebene (z.B. Chowdhury 1987)

$$\tan \beta \cong \tan \varphi' \left( 1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \frac{h_w}{h} \right) + \frac{c'}{h \gamma_s \cos^2 \beta}$$

In bindigen Böden verändert die Wassersättigung die Konsistenz und somit die Scherparameter des Erdstoffs. Praktisch bedeutet dies, dass mit der Wassersättigung Reibungswinkel und Kohäsion schwinden und somit die Standsicherheit der Böschung abnimmt. Böschungsbereiche, die aufgrund der Geometrie oder geologischer Inhomogenitäten eher durchfeuchtet werden, können lokal versagen und mitunter komplexe Versagensmechanismen auslösen.

Bereits im 18. Jahrhundert untersuchte Charles Augustin de Coulomb Gleitflächen, die sich nicht hangparallel ausbilden, sondern aus dem Hang herauszeigen. Wird ein homogener, nichtbindiger Boden senkrecht angeschnitten, kann sich ein Gleitkeil bilden, der entlang einer Gleitfuge absrtscht. Welche Neigung hat diese Gleitfuge und wie groß ist die Kraft, die notwendig wäre, den Gleitkeil zu stabilisieren? Um den Erddruck zu berechnen, wird zuerst ein potentieller, starr angenommener Gleitkörper freigeschnitten. Aus der Geometrie des Kraftecks folgt für den Erddruck

$$\begin{aligned} E &= G \tan(\vartheta - \varphi) \\ &= \frac{1}{2} \frac{\gamma h^2}{\tan \vartheta} \tan(\vartheta - \varphi) \end{aligned}$$

Die Größe der Erddruckkraft variiert mit dem Gleitflächenwinkel  $\vartheta$ . Die zutreffende, maximale Erddruckkraft folgt aus der Extremalbedingung

$$\frac{d}{d\vartheta} \left[ \frac{\tan(\vartheta - \varphi)}{\tan \vartheta} \right] = \frac{\tan \vartheta / \cos^2(\vartheta - \varphi) - \tan(\vartheta - \varphi) / \cos^2 \vartheta}{\tan^2 \vartheta} = 0$$

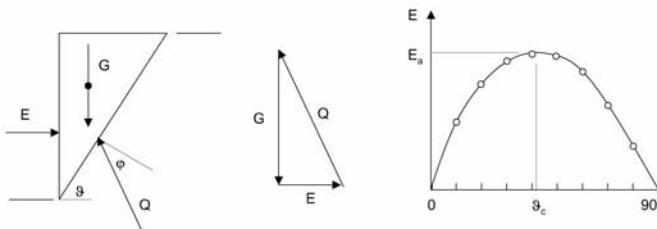
die für den kritischen Gleitflächenwinkel

$$\vartheta_c = \vartheta_a = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

erfüllt ist. Es folgt für den maximalen oder *aktiven Erddruck*

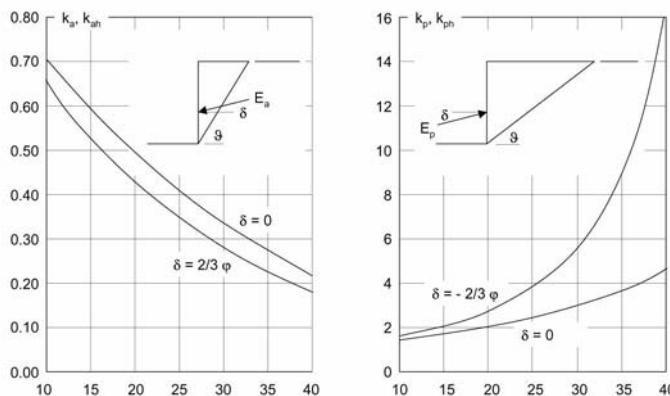
$$\begin{aligned}\max E = E_a &= \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \frac{1}{2} \gamma h^2 k_a\end{aligned}$$

Darin wird  $k_a$  als aktiver *Erddruckbeiwert* bezeichnet. Strömungskräfte, Kohäsion und Auflasten lassen sich in einfacher Weise im Krafteck berücksichtigen, wie auch die Wandneigung  $\alpha$ , die Geländeneigung  $\beta$  und die Wandreibung  $\delta$ .



**Abb. 10.28** Kräfte am freigeschnittenen Gleitkörper im aktiven Erddruckfall, Krafteck, Erddruck in Abhängigkeit von der Neigung der Gleitfläche.

Die Beobachtung, dass sich durch Variation der Gleitflächenneigung der maximale und somit zutreffende Erddruck einstellt, in diesem Sinne das *Prinzip der kleinsten Sicherheit* gilt, wurden bereits in Jahre 1773 von Coulomb veröffentlicht. Der so hergeleitete aktive Erddruck wird daher auch als *Coulombscher Erddruck* bezeichnet.

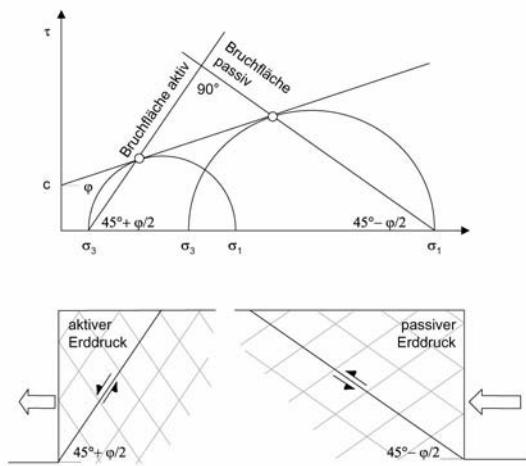


**Abb. 10.29** Erddruck- und Erdwiderstandsbeiwerte. Die Wand ist lotrecht, die Böschung waagerecht, der Wandreibungswinkel Null bzw.  $2/3 \gamma$  ( $\alpha = \beta = \delta = 0$  2/3  $\gamma$ ).

Auf gleiche Weise lässt sich die Neigung der Gleitfläche eines passiven Gleitkeils bestimmen, der aufgrund einer Belastung der Erdwand schließlich nach hinten ausweicht. Für den *passiven Erddruck* oder *Erdwiderstand* gilt, analog dem aktiven Erddruck

$$\begin{aligned} \min E = E_p &= \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \frac{1}{2} \gamma h^2 k_p \end{aligned}$$

Aktiver und passiver Erddruck definieren Grenzzustände, die bereits von Rankine (1857) erkannt und für idealisierte Bedingungen beschrieben wurden. Neben den ebenen Gleitflächen wurden für den passiven Fall auch kreiszylindrische Gleitkörper (Krey 1926) oder gekrümmte Gleitflächen (Caquot & Kerisel 1948) untersucht, aus denen sich modifizierte Erdwiderstandsbeiwerte ergeben.



**Abb. 10.30** Die Mohrschen Spannungskreise für das aktive und passive Grenzgleichgewicht (Rankinesche Grenzzustände).

#### 10.3.3.1.2 Rotieren

Böschungsbereiche können auf kreisförmigen Gleitflächen aus dem Hang herausrotieren. In homogenen Böden mit Reibung und Kohäsion bilden sich diese Rotationsflächen frei aus. Eine plausible Annahme ist, dass der Gleitkreis durch den Böschungsfuß geht, womit ein Zwangspunkt definiert ist. An einem freigeschnittenen Rotationskörper wirken neben dem Eigengewicht der stabilisierende Reibungswiderstand und die Kohäsion entlang der Gleitfläche. Die in der Gleitebene wirkenden differentiellen Kohäsionskräfte bilden durch Vektoraddition die Resultierende (Gudehus 1981)

$$C = 2rc \sin(\psi/2)$$

mit  $\psi$  als Öffnungswinkel und  $r$  als Radius des Gleitkreises. Aus der Summe der Einzelmomente folgt das resultierende Moment für die Kohäsion

$$M_c = \int rcdl = \int rcr d\psi = cr^2 \psi = r_c C$$

so dass gilt

$$r_c = \frac{r\psi}{2\sin(\psi/2)}$$

mit  $\psi$  in Bogenmaß. Die Resultierende der Reibungskräfte entlang der Rotationsfläche  $Q$  ist schwieriger zu bestimmen, da die Normalspannungen zur Aktivierung der Reibung nicht gleichmäßig verteilt sind. Nach Krey (1926) darf davon ausgegangen werden, das der Hebelarm mit

$$r_Q \cong r\sin \varphi$$

ausreichend genau abgeschätzt wird. Da bereits die Richtung von  $Q$  für die Konstruktion des Kraftecks ausreicht, ist die Bestimmung des Betrags nicht nötig. Der Gewichtsvektor  $G$  geht durch den Schwerpunkt des Rotationskörpers und schneidet die resultierende Kohäsionskraft  $C$  in einem Punkt, durch den auch  $Q$  gehen muss, um den Grenzzustand zu definieren. Für jeden Mittelpunkt des Rotationskreises lässt sich ein Krafteck zeichnen. Die sich daraus ergebende erforderliche Kohäsion wird mit der tatsächlich vorliegenden Kohäsion verglichen, um ein partielles, auf  $c$  bezogenes Sicherheitsmaß zu definieren. Bei vorgegebener Kohäsion ergibt sich der erforderliche Reibungswinkel geometrisch aus dem Krafteck und dem Hebelarm  $r_Q$ , so dass sich ebenfalls ein partielles, auf  $\varphi$  bezogenes Sicherheitsmaß herleiten lässt. Mit der Variation des Mittelpunktes des Gleitkreises variiert das Sicherheitsmaß. Daraus lassen sich Linien gleicher Sicherheit konstruieren, die ein Sicherheitsminimum anzeigen, das nach dem Prinzip der kleinsten Sicherheit den Grenzzustand definiert.

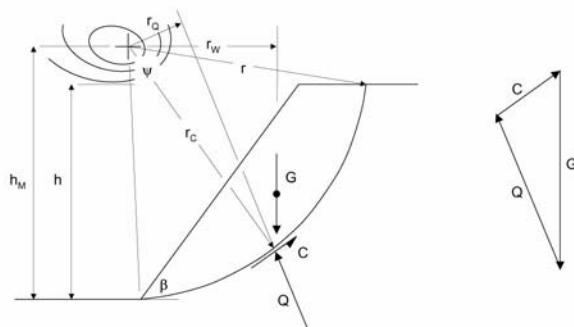
Bei einer durchströmten Böschung ist zusätzlich die Strömungskraft  $F_s$  zu berücksichtigen. Sie ergibt sich aus der mittleren Neigung des Wasserspiegels zu

$$F_s \cong \gamma_w \sin \bar{\beta} V$$

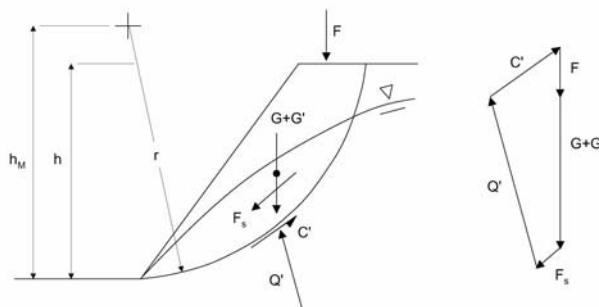
mit  $V$  als durchströmtes Volumen des Rotationskörpers. Auch weitere Kräfte, zum Beispiel Auflasten oder Erdbebenbeanspruchungen, können im Krafteck und somit für die Bestimmung der Standsicherheit berücksichtigt werden.



**Abb. 10.31** Rotationsgleitung bei Medellin, Kolumbien (Photo: Michael Lepique).



**Abb. 10.32** Rotationskörper, Ansatz der Kräfte und Kraftvektor, resultierende Kohäsionskraft  $C$ , resultierende Reibungskraft  $T$ , Linien gleicher Sicherheit (nach Gudehus 1981).

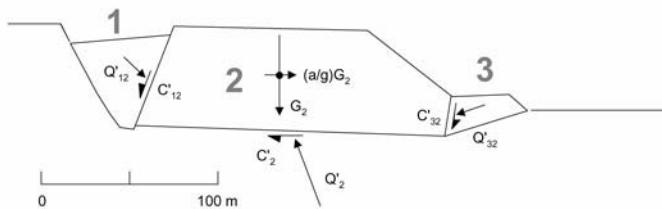


**Abb. 10.33** Rotationskörper mit Strömungskraft und Auflast, Ansatz der Kräfte und Kraftecke, resultierende Kohäsionskraft  $C$ , resultierende Reibungskraft  $T$ , Linien gleicher Sicherheit (nach Gudehus 1981).

Verschiedene Autoren schlagen vor, den Rotationskörper in vertikale Lamellen zu unterteilen, diese Lamellen freizuschneiden und auf dieser Grundlage Kraftecke zu konstruieren (z.B. Krey 1926, Bishop 1955, Janbu 1954, Morgenstern & Price 1965, Spencer 1973). Nur wenige dieser Verfahren befriedigen allerdings das Kräfte- und Momentengleichgewicht zur Gänze, was zu Fehlern führen kann. Computerprogramme erleichtern die Standsicherheitsermittlung mit dem Lamellenverfahren. Trotzdem ist es unerlässlich, sich selbst einen Eindruck von der zu erwartenden Lösung mit einer überschläglichen Berechnung zu verschaffen. Nur so kann man das Ergebnis der computergestützten Auswertung kritisch beurteilen.

#### 10.3.3.1.3 Teilkörper

Mit den am freigeschnittenen Gleitkörper wirkenden Kräften lassen sich Kraftecke für jede Geometrie und Belastungssituation konstruieren und Grenzzustände nachweisen. Bei einer einzelnen, ebenen Gleitfläche ist die Herleitung einfach. Eine Böschung kann jedoch auch aus zwei oder mehr Teilkörpern bestehen, die sich gegeneinander verschieben und so ein Versagen der Böschung auslösen. In homogenen Böden können sich alle an der Bewegung beteiligten Gleitflächen frei ausbilden, was zu einem komplexen Optimierungsproblem führt. Sind jedoch im Boden bereits Gleitflächen vorgegeben, zum Beispiel durch eine Tonschicht, dann reduziert sich die Komplexität der Optimierung.



**Abb. 10.34** Aus drei Teilkörpern (1, 2, 3) zusammengesetzter, translativer Gleitkörper, ausgelöst durch das Alaska-Erdbeben 1964. Kräfteansatz für Teilkörper 2 ( $g$  = Gravitation,  $a$  = horizontale Erdbebenbeschleunigung, ergänzt nach Hansen 1965).

Die Modellierung eines Versagensmechanismus mit Teilkörpern und dessen Optimierung mit dem Prinzip der kleinsten Sicherheit wird auch als *Kinematische Element-Methode (KEM)* bezeichnet und geht auf Überlegungen von Gudehus (1972), Goldscheider (1979) und Gußmann (1982, 1986) zurück. Sie kommt im Vergleich zur Methode der Finiten Elemente (FEM) mit wenigen Teilkörpern aus und ist somit weniger fehleranfällig. Kinematische Element-Modelle sind *per definitionem* kinematisch verträglich. Sie können speziell an die vorliegenden geologischen Besonderheiten angepasst werden und bieten somit die bei komplizierten Problemen gebotene Flexibilität und Transparenz.

### 10.3.3.2 Gebirge

#### 10.3.3.2.1 Ebenes Gleiten

Im Gegensatz zum Boden kann sich im Gebirge eine Gleitfuge nicht frei ausbilden. Sie ist durch das Trennflächengefüge vorgegeben.

Der einfachste Versagensmechanismus ist das *ebene Gleiten*, das stattfindet, sobald

- die potentielle Gleitfläche flacher als die Böschung einfällt (kinematische Bedingung) und
- die Reibungswiderstände entlang der Gleitfläche überwunden werden (mechanische Bedingung).

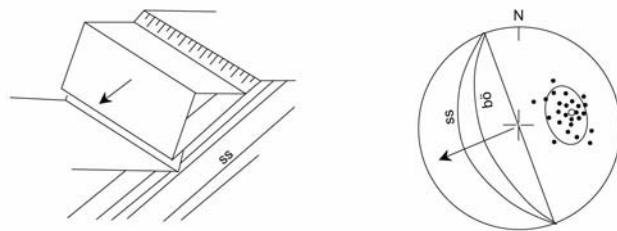
Als Gleitfläche kann eine Trennfläche aus einer statistisch definierten Trennflächenschar oder auch eine einzelne Störung dienen. Im Schmidtschen Netz ist dieser Versagensmechanismus eindeutig erkennbar: der Großkreis der potentiellen Gleitfläche fällt flacher ein als der Großkreis der Böschung. Bei diesem Trennflächenmuster ist davon auszugehen, dass ein Gleitkörper aus der Böschung gleitet, sobald der Grenzzustand überschritten wird. Aus dem Krafteck folgt, dass in einer trockenen Böschung ebenes Gleiten stattfindet, sobald die als Gleitfläche dienende Trennfläche steiler geneigt ist als der maximal aktivierbare Reibungswinkel, der dem mobilisierten Gesamtreibungswinkel  $\varphi_m$  entspricht (Kapitel 7)

$$\vartheta > \varphi = \varphi_m$$

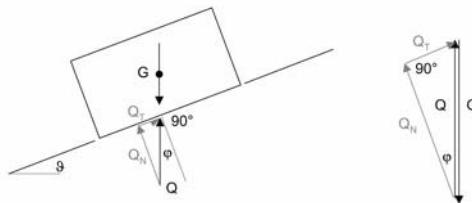
Falls der Durchtrennungsgrad entlang der Gleitfuge  $d < 1$  beträgt, bauen Gesteinsbrücken in der Gleitfläche eine wesentlich höhere Scherfestigkeit auf. Das Versagen eines solchen Systems ist charakterisiert durch das progressive Ausfallen einzelner Gesteinsbrücken und die Konzentration der Scherspannungen auf den verbleibenden intakten Rest, der schließlich plötzlich abschert. Die Abschätzung des Anteils von Gesteinsbrücken ist jedoch nur statistisch möglich und die Prognose eines progressiven Versagens ist schwierig. Mithin ist es in solchen Fällen nur möglich zu konstatieren, dass ein Versagen entlang einer Gleitfuge kinematisch möglich ist.



**Abb. 10.35** Ebenes Gleiten devonischer Schichten in Rheinischen Schiefergebirge (Foto: Hermann Schütz).



**Abb. 10.36** Ebenes Gleiten, Darstellung im Schmidtschen Netz.



**Abb. 10.37** Kräfte an einem Gleitkörper, der sich auf einer ebenen Gleitfläche bewegt, Krafteck.

Wie bereits dargestellt, häufen sich Rutschungen nach Niederschlägen. Während der Niederschläge füllen sich die Gebirgsfugen mit Wasser und üben einen Kluftwasserdruck aus, der eine Abnahme der Standsicherheit zur Folge hat. Die Größe des Kluftwasserdrucks und seine Verteilung sind jedoch unbekannt. Sie lassen sich nur durch physikalisch schlüssige Annahmen abschätzen. Plausibel erscheint die Annahme, dass Niederschlagswasser im oberen Hangbereich in eine leicht geöffnete Fuge eindringt, dort einen Kluftwasserdruck aufbaut und am unteren Ende der potentiellen Gleitfuge wieder austritt. Am Eintrittspunkt und am Austrittspunkt sind die hydrostatischen Spannungen Null; unbekannt bleibt die Verteilung der Spannungen zwischen Eintritts- und Austrittspunkt. In erster Näherung wird ein linearer Aufbau und Abbau des Kluftwasserdrucks angenommen (Müller 1963, Hoek & Bray 1981).

Das Krafteck zeigt, dass der Kluftwasserdruck eine beträchtliche Verminderung der Standsicherheit verursacht. Diese Abminderung kann mit

einem Abminderungsfaktor  $\kappa$  berücksichtigt werden, der sich geometrisch aus dem Krafteck ergibt (Genske 1988). Versagen tritt ein, sobald

$$\tan \vartheta > \kappa \tan \phi$$

Für  $\vartheta + \vartheta' = 90^\circ$  folgt

$$\kappa = \frac{1 - \psi_1 \frac{\gamma_w}{\gamma_g} (1 - \psi_2)}{1 + \psi_1 \frac{\gamma_w}{\gamma_g} \frac{d}{l} \frac{1}{\tan \vartheta}}$$

mit  $\gamma_g$  und  $\gamma_w$  [ $\text{kN/m}^3$ ] als spezifische Wichten von Gebirge und Wasser,  $d$  und  $l$  [m] als Abmessungen des Gleitkörpers und

$$\psi_1 = 1/2 \text{ für rechteckige Gleitkörper}$$

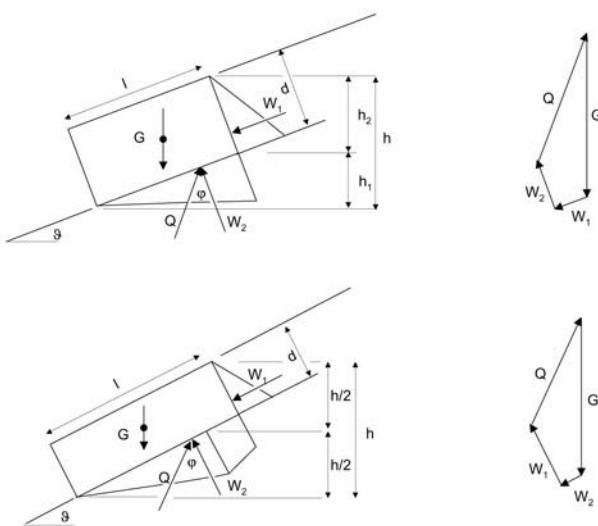
$$\psi_1 = 1 \text{ für keilförmige Gleitkörper}$$

sowie

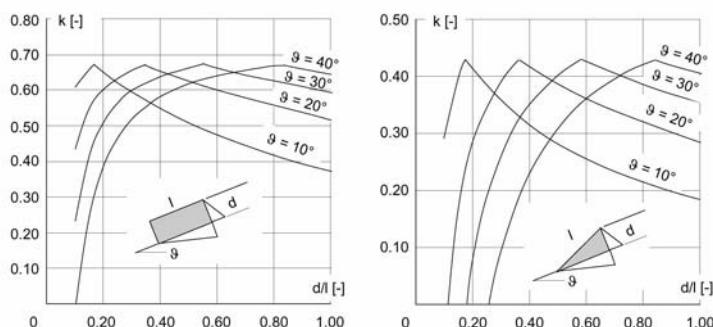
$$\psi_2 = 0 \text{ für } \frac{d}{l} > \tan \vartheta$$

$$\psi_2 = \frac{1}{2} \left( \frac{d}{l} \frac{1}{\tan \vartheta} - \frac{l}{d} \tan \vartheta \right) \text{ für } \frac{d}{l} < \tan \vartheta$$

Für andere Kluftwasserdruckverteilungen und Gleitkörpergeometrien lassen sich gleichermaßen entsprechende Abminderungsfaktoren herleiten.



**Abb. 10.38** Kluftwasserdruck bei gedrungenen und flachen Rutschkörpern, Kraftecke. Liegen keine weiteren Informationen vor, dann ist die Annahme plausibel, dass sich der Kluftwasserdruck bis zur Gleitfuge aufbaut und entlang der Gleitfuge abbaut. Ebenfalls plausibel ist die Annahme (insbesondere bei flachen Gleitkörpern), dass sich der Kluftwasserdruck bis zur halben Höhe des durchflossenen Gebirgsbereichs aufbaut und dann wieder abbaut.



**Abb. 10.39** Abminderungsfaktor  $k$  in Abhängigkeit vom Verhältnis  $d/l$  für rechtwinklige und keilförmige Gleitkörper unter vollem Kluftwasserdruck ( $\gamma_g/\gamma_w = 2.5$ ).

Ein Beispiel: Entlang einer Bahnstrecke hat sich eine Rutschung ereignet. Nach heftigen Regenfällen glitt ein ca.  $20 \text{ m}^3$  großer Kluftkörper auf die Gleise. Der Kluftkörper glitt entlang einer Schichtfuge ab, die wie die Böschung parallel der Bahntrasse streicht, jedoch flacher als die Böschung einfällt und somit aus der Böschung herauszeigt. Es bietet sich an, das Rutschereignis an der Bahnstrecke für eine Rückrechnung des Reibungswinkels zu nutzen. Ausgehend von der Gleitkörpergeometrie  $d/l = 0.4$ , der Orientierung der Schichtfläche  $ss = 135^\circ/30^\circ$  (d.h.  $\vartheta = 30^\circ$ ) und der Orientierung der  $bc$ -Klüftung =  $315^\circ/60^\circ$  (d.h.  $\vartheta' = 60^\circ$ ) ergäbe sich bei einer trockenen Felsböschung im Grenzzustand

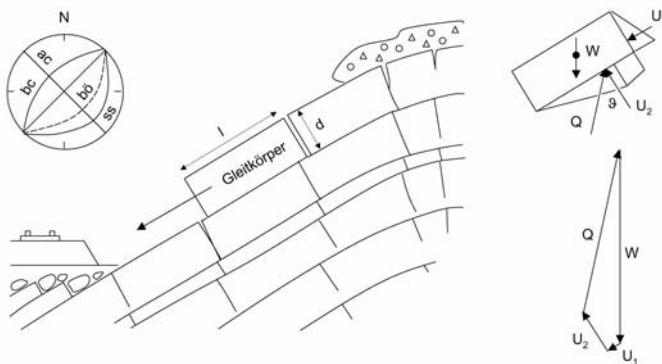
$$\varphi = \vartheta = 30^\circ$$

Bei vollem Kluftwasserdruck gilt dagegen

$$\varphi = a \tan\left(\frac{\tan \vartheta}{\kappa}\right) = a \tan\left(\frac{\tan 30^\circ}{0.64}\right) = 42^\circ$$

Der volle Kluftwasserdruck stellt einen Extremfall dar, der sich wahrscheinlich nicht ausbildet, denn das Kluftwasser kann entlang der  $ac$ -Klüfte entwässern. Außerdem wird bei diesem Modell von der Benetzung der gesamten Gleitfläche ausgegangen, was nicht gegeben sein muss. Es ist also davon auszugehen, dass der wahre Reibungswinkel zwischen diesen beiden Extremwerten liegt. Da keine weiteren Informationen vorliegen, ist als Wahrscheinlichkeitsverteilung von einer Gleichverteilung auszugehen, so dass als bester Schätzwert für den Reibungswinkel folgt

$$\bar{\varphi} = \frac{30 + 42}{2} = 36^\circ$$



**Abb. 10.40** Profil, Rutschkörper und Krafteck.

### 10.3.3.2.2 Räumliches Gleiten

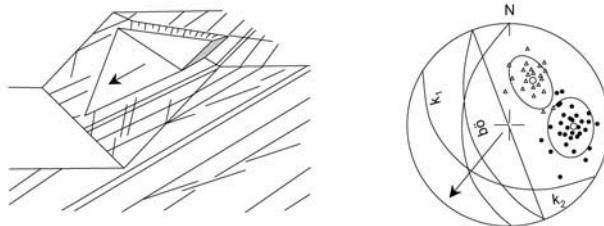
Rutschkörper können sich auch entlang der Verschnittlinie zweier Trennflächen ausbilden. Der Versagensmechanismus ist ebenfalls ein Gleiten, jedoch ein dreidimensionales oder *räumliches Gleiten*, das stattfindet, sobald die folgenden kinematischen Bedingungen erfüllt sind:

- Das Verschnittlinear zeigt aus der Böschung heraus.
- Die Einfallsrichtungen der Trennflächen, die das Verschnittlinear bilden, liegen im Schmidtschen Netz außerhalb des Sektors, der von der Einfallsrichtung der Böschung und dem Verschnittlinear selbst gebildet wird. Falls die Einfallsrichtung einer der beiden Trennflächen in diesen Bereich fällt, rutscht der Rutschkeil nur entlang dieser Trennfläche ab (Hocking 1976).

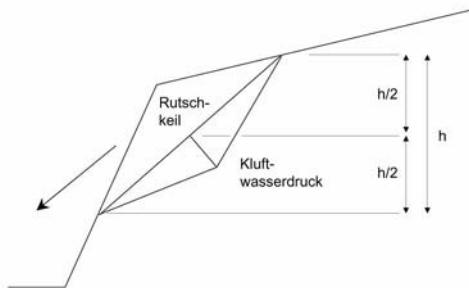
Weiterhin gilt die mechanische Bedingung, dass

- die Scherfestigkeit in beiden Gleitflächen überwunden wird.

Zur Berechnung der Standsicherheit räumlicher Gleitkörper liegen Ansätze vor, die in analytische Verfahren und in Lagenkugelverfahren eingeteilt werden können. Die Methode von Hoek, Bray & Boyd (1973) ist ein Lagenkugelverfahren, also ein Verfahren auf der Grundlage des Schmidtschen Netzes. Im Gegensatz zu analytischen Verfahren werden im Schmidtschen Netz das räumliche Stabilitätsproblem und sein Bezug zum Trennflächengefüge anschaulich und eindeutig dargestellt. Das bereits im Rahmen der gefügekundlichen Aufnahme erstellte Netz kann direkt übernommen werden. Der Kluftwasserdruck lässt sich in einfacher Weise berücksichtigen. Dabei wird davon ausgegangen, dass der Kluftwasserdruck an den Wassereintritts- und -austrittsstellen Null ist, dass er linear bis zur halben hydrostatischen Höhe anwächst und sich linear wieder abbaut, dass er entlang des Verschnittlinears maximal ist und dass der Kluftkörper selbst undurchlässig ist.



**Abb. 10.41** Räumliches Gleiten, Darstellung im Schmidtschen Netz.



**Abb. 10.42** Berücksichtigung des Kluftwasserdrucks beim räumlichen Gleitproblem (nach Hoek & Bray 1981).

Nach Freischneiden des Gleitkeils und räumlicher Kräftebilanz rutscht der Gleitkörper nicht ab, solange

$$N_A \tan \varphi_A + N_B \tan \varphi_B > 1$$

wobei gilt

$$N_a = F_a - \frac{\gamma_w}{2\gamma_g} X$$

$$N_b = F_b - \frac{\gamma_w}{2\gamma_g} Y$$

und

$$F_A = \frac{\cos \vartheta_a - \cos \vartheta_b \cos \omega_{ab}}{\sin \vartheta_5 \sin^2 \omega_{ab}}$$

$$F_B = \frac{\cos \vartheta_b - \cos \vartheta_a \cos \omega_{ab}}{\sin \vartheta_5 \sin^2 \omega_{ab}}$$

$$X = \frac{\sin \omega_{24}}{\sin \omega_{45} \cos \omega_{2a}}$$

$$Y = \frac{\sin \omega_{13}}{\sin \omega_{35} \cos \omega_{1b}}$$

mit  $\vartheta_a$  und  $\vartheta_b$  [°] als Einfallen der beiden Gleitflächen  $A$  und  $B$ ,  $\vartheta_5$  [°] als Einfallen des Verschnittlinears,  $\varphi_A$  und  $\varphi_B$  [°] als Reibungswinkel,  $\omega$  [°] als Winkel, der im Schmidtschen Netz abzulesen ist, sowie  $\gamma_g$  und  $\gamma_w$  [kN/m³] als spezifische Wichten von Gebirge und Wasser.

Aus Gründen der Zeiteffizienz und der Genauigkeit ist es zwar notwendig, bei Parameterstudien und Reihenuntersuchungen auf die einschlägige Software zurück zu greifen, doch sollten Endergebnisse immer graphisch auf ihre Plausibilität überprüft werden.

Ein Beispiel: Zu prüfen sei, ob sich ein Gleitkeil aus einer Böschung ( $bö$  110°/80°) lösen könnte, der durch Schichtung ( $ss$  173°/57°) und Klüftung ( $k3$  45°/35°) gebildet wird. Das Schmidtsche Netz weist einen potentiellen räumlichen Gleitkörper aus, dessen Abgleiten kinematisch möglich ist, sobald die Scherfestigkeit in beiden Gleitfugen überwunden wird. Felduntersuchungen und Rückrechnungen aus Versagensfällen ergaben die Reibungswinkel  $\varphi_{ss} = 36^\circ$  und  $\varphi_{k3} = 33^\circ$ . Aus dem Schmidtschen Netz folgt die Neigung des Verschnittlinears zu  $\vartheta_5 = 22.5^\circ$  sowie der Winkel  $\omega_{k3ss} = 80.5^\circ$ . Bei Berücksichtigung des vollen Kluftwasserdrucks folgt für die Standsicherheit mit

$$F_A = \frac{\cos \vartheta_{k3} - \cos \vartheta_{ss} \cos \omega_{k3ss}}{\sin \vartheta_5 \sin^2 \omega_{k3ss}} = \frac{\cos 35 - \cos 57 \cos 80.5}{\sin 22.5 \sin^2 80.5} = 2.0$$

$$F_B = \frac{\cos \vartheta_{ss} - \cos \vartheta_{k3} \cos \omega_{k3ss}}{\sin \vartheta_5 \sin^2 \omega_{k3ss}} = \frac{\cos 57 - \cos 35 \cos 80.5}{\sin 22.5 \sin^2 80.5} = 1.1$$

Mit den aus dem Schmidtschen Netz abzugreifenden Winkeln

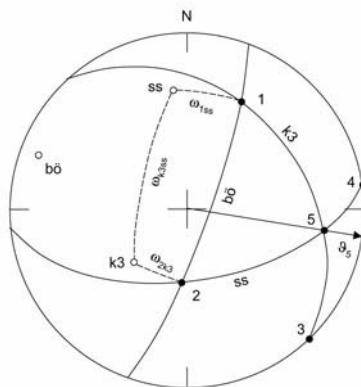
$$X = \frac{\sin \omega_{24}}{\sin \omega_{45} \cos \omega_{2k3}} = \frac{\sin 96}{\sin 27 \cos 23} = 2.38$$

$$Y = \frac{\sin \omega_{13}}{\sin \omega_{35} \cos \omega_{1ss}} = \frac{\sin 106}{\sin 42 \cos 28} = 1.63$$

und der Wichte des Rutschkeils  $\gamma_g = 25$  kN/m³ folgt schließlich

$$\left[ 2.0 - \frac{10}{2(25)} 2.38 \right] \tan \varphi_{k3} + \left[ 1.1 - \frac{10}{2(25)} 1.63 \right] \tan \varphi_{ss} = \\ 1.52 \tan 33 + 0.77 \tan 36 = \\ 1.55 > 1$$

Die Böschung ist somit standsicher.

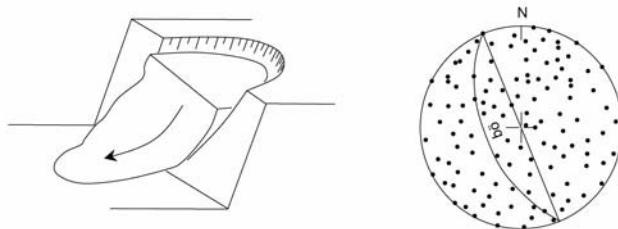


**Abb. 10.43** Bestimmung der Standsicherheit eines Gleitkeils für den Lastfall Eigengewicht plus Kluftwasserdruck.

#### 10.3.3.2.3 Rotieren

Wie in Böden kann sich auch im Gebirge ein Rotationsbruch ereignen. In diesem Fall sind die Polpunkte im Schmidtschen Netz nahezu gleichverteilt. Da sich Gebirge jedoch in den meisten Fällen durch ein spezifisches Trennflächengefüge auszeichnet, mit cluster- und gürtelverteilten Trennflächenscharen, ist dieser Versagensmechanismus eher untypisch. Trotzdem können in bestimmten Fällen und gerade bei großen Böschungsbereichen einzelne Trennflächen dazu betragen, dass sich tatsächlich Rotationskörper entwickeln können.

Die Ermittlung der Standsicherheit entspricht dem bereits für Böden vorgestellten Verfahren.



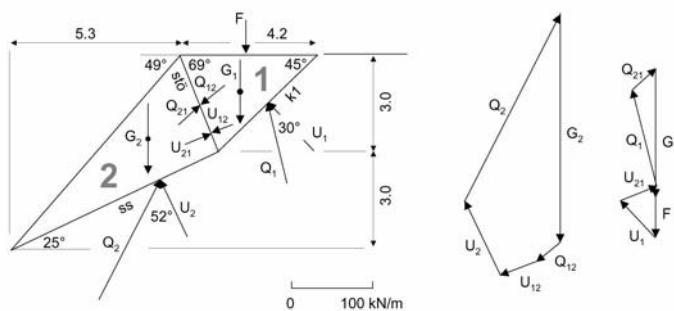
**Abb. 10.44** Rotationsgleiten im Gebirge und Darstellung im Schmidtschen Netz.

#### 10.3.3.2.4 Teilkörper

Gebirgskörper können kinematisch verträgliche Teilkörpermechanismen bilden. Ihre Standsicherheit wird ermittelt, indem für jeden Teilkörper Kraftecke gebildet werden. Im Vergleich zu Böden ist die Ermittlung der Standsicherheit für Gebirgskörper einfacher, da sich die Bewegungsfugen nicht frei ausbilden, sondern durch das Trennflächengefüge vorgegeben sind.

Die zunächst unbekannten Reibungs- und Zwischenkräfte werden grafisch für jeden Teilkörper im Grenzzustand bestimmt. Daraus lassen sich erforderliche Reibungswinkel und auch die zur Stabilisierung des Systems notwendigen Kräfte herleiten.

Ein Beispiel: Zwei Gebirgskörper bilden einen kinematisch kompatiblen Teilkörpermechanismus. Teilkörper 1 ruht auf der Trennfläche  $k1$  ( $\varphi_{k1} = 30^\circ$ ) und einer Störung  $st\ddot{o}$ , die mit Verwitterungsmaterial gefüllt ist ( $\varphi_{st\ddot{o}} = 20^\circ$ ). Teilkörper 2 ruht auf der Schichtung  $ss$  ( $\varphi_{ss} = 35^\circ$ ). Ist die Böschung bei vollem Kluftwasserdruck standsicher? Zuerst wird das Krafteck für Teilkörper 1 gebildet, aus dem geometrisch die Zwischenkräfte  $Q_{21} = Q_{12}$  folgen. Damit kann das Krafteck für Teilkörper 2 gezeichnet werden, das sich erst bei  $\varphi_{ss,erf} = 52^\circ > \varphi_{ss,vorh} = 35^\circ$  schließt. Die Böschung ist somit bei vollem Kluftwasserdruck nicht standsicher.



**Abb. 10.45** Teilkörper, Kräfte und Kraftecke.

### 10.3.3.2.5 Kippen

Im Schmidtschen Netz erkennt man ein potentielles Kippproblem daran, dass der Großkreis der Böschung parallel dem Großkreis der Trennfläche streicht, die den Kippkörper bildet, aber in entgegen gesetzter Richtung einfällt. Im Lastfall Eigengewicht (ohne Kluftwasserdruck) findet Kippen statt, sobald der Eigengewichtsvektor aus der Aufstandsfläche des potentiellen Kippkörpers herauszeigt. Er bildet um die talseitige Kante der Aufstandsfläche ein Moment, das zum Kippen führt. Aus der Geometrie folgt, dass Kippen eintritt, wenn

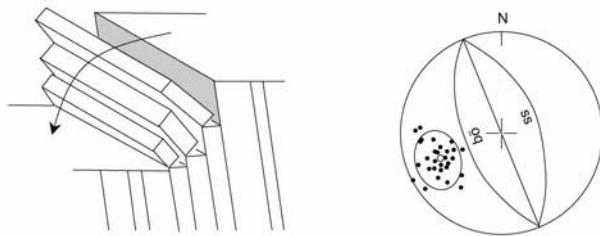
$$d/l < \tan \vartheta$$

$$\vartheta < \varphi$$

Dagegen gleitet der Gebirgsblock (unter Eigengewicht), wenn

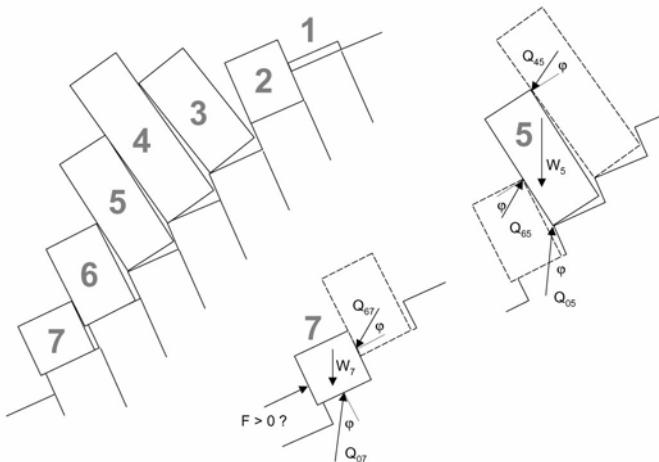
$$d/l > \tan \vartheta$$

$$\vartheta > \varphi$$



**Abb. 10.46** Kippen, Darstellung im Schmidtschen Netz.

In einer aus mehreren Blöcken zusammengesetzten Felsböschung treten in der Regel beide Versagensmechanismen gleichzeitig auf. Während der obere Bereich stabil bleibt, kippen die Gebirgsblöcke im mittleren Bereich und belasten so die Blöcke im unteren Bereich, die dann abrutschen.



**Abb. 10.47** Stabile, kippende und gleitende Blöcke in einer versagenden Böschung ohne Kluftwasserdruck (nach Hoek und Bray 1981). Kräfte am freigeschnittenen Kippkörper 5 und Gleitkörper 7. Bei  $F > 0$  versagt die Böschung.

Die Standsicherheitsanalyse eines solchen Systems ist durch Freischneiden der einzelnen Blöcke und Konstruktion der Kraftzecke im Grunde einfach. Mit zunehmender Anzahl der Kluftkörper wird das Problem komplexer und erfordert Algorithmen, wie sie zum Beispiel von Goodman & Bray

(1976) vorgeschlagen wurden. Danach wird das Kräftegleichgewicht an den einzelnen Blöcken hangabwärts ermittelt, beginnend mit dem obersten Block, dessen Belastung auf den nächsten Block weitergegeben wird, der seine Belastung wiederum auf den nächsten Block abgibt. Schließlich ist das Kräftegleichgewicht am untersten Block (am Hangfuß) nachzuweisen. Ist dieser standsicher, dann gilt dies auch für die gesamte Böschung.

#### **10.3.3.2.6 Knicken und Abscheren**

Knick- und Abscherprobleme können bei steil geneigten Schichtbögen auftreten. Im Schmidtschen Netz entspricht der Großkreis der Böschung dem Großkreis der Bank, die einzuknicken oder abzuscheren droht. Die Böschung kann nach folgenden Mechanismen versagen (Cavers 1981, Genske 1985):

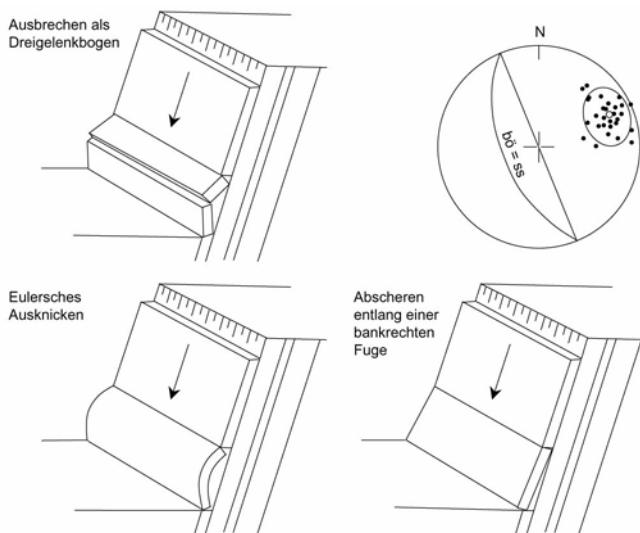
- Im Fußbereich der Böschung brechen zwei Kluftkörper infolge des Eingewichts des auflagernden Schichtpaketes und des Kluftwasserdrucks aus. Das System lässt sich durch Freischneiden und Bildung des Kräftegleichgewichts lösen. Der ausbrechende Bereich wird dabei mit dem aus der Statik bekannten Dreigelenkbogen idealisiert.
- Im Fußbereich der Böschung beult ein Kluftkörper infolge des auflagernden Schichtpaketes und des Kluftwasserdrucks aus. Auch dieses System lässt sich durch Freischneiden und Bildung des Kräftegleichgewichts lösen. Der Grenzzustand des ausbeulenden Kluftkörpers wird jedoch auf der Grundlage der Festigkeitslehre als Eulersches Knickproblem interpretiert (Euler 1744).
- Eine bankrechte Fuge schert im Fußbereich der Böschung infolge des Kluftwasserdrucks ab. Dieser Mechanismus lässt sich ebenfalls durch Freischneiden und Bildung des Kräftegleichgewichts lösen.

Weitere Varianten und Kombinationen sind denkbar, aus denen sich Grenzzustandsbedingungen herleiten lassen. Problematisch ist dabei immer der Ansatz des Kluftwasserdrucks. Bekannt sind nur die beiden Grenzfälle: voller, sich linear aufbauender Kluftwasserdruck einerseits und das Fehlen eines Kluftwasserdrucks in einer trockenen Böschung andererseits. Die Annahme eines vollen Kluftwasserdrucks ist in der Regel zu konservativ, denn auch nach starken Regenfällen kann er sich kaum aufbauen, da die Böschung durch die Vielzahl der Fugen entwässert. Beide Extremfälle lassen sich als physikalische Begrenzung einer statistischen Verteilungsdichte deuten, aus dem der Mittelwert in erster Näherung als bester Schätzwert folgt. In einigen Versagensmechanismen lässt sich die-

ser Ansatz durch Halbierung der Wichte des Kluftwassers direkt auf den Grenzzustand anwenden.



**Abb. 10.48** Knickgefährdete Böschung in den französischen Voralpen.



**Abb. 10.49** Ausbrechen, Ausknicken, Abscheren, Darstellung im Schmidtschen Netz.

### 10.3.3.2.7 Fallen

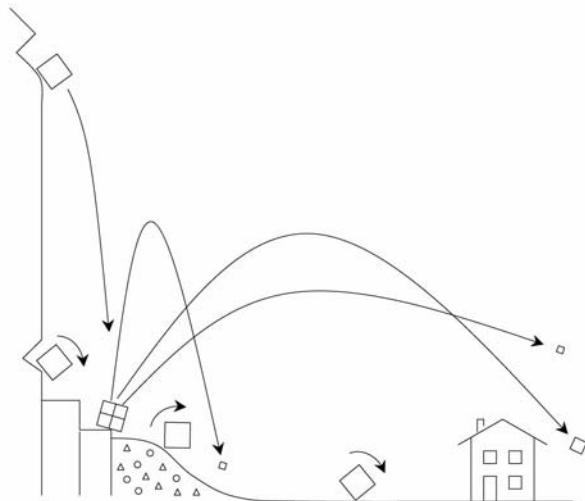
Wie bei den vorhergehenden Versagensmechanismen führen destabilisierende Einflüsse zu Steinschlag und Bergstürzen, von denen die wichtigsten sind der Kluftwasser- und Eindruck, Material- und Geometrieveränderung infolge Verwitterung, Erosion und anthropogene Eingriffe (Abbau, dynamische Einwirkungen wie Erdbeben und Sprengungen, etc.). Diese Einflüsse verändern die Materialeigenschaften und die Kräftebilanz, so dass sich schließlich Kluftkörper und Kluftkörperverbände aus dem Gebirge lösen und zu Tal stürzen.



**Abb. 10.50** Steinschlag bei Vals, Kanton Graubünden (Schweiz).

Während des Fallens nimmt der Körper kinetische Energie auf, die er beim Aufprall zum Teil am Einschlagsort abgibt und zum Teil durch Eigendeforrmation und Selbstzerstörung aufbraucht. Je nach den elastischen Eigenschaften des Fallkörpers und der Aufprallstelle, der Fallhöhe und der Fallmasse sowie seiner Integrität und Geometrie setzt sich die Bewegung in eine rollende oder springende um, bis schließlich die gesamte Bewegungsenergie aufgebraucht ist. Da die Mehrzahl der Faktoren, die die Bewegung einer Versturzmasse beeinflussen, nur statistisch hinreichend beschreibbar ist, ist die Vorhersage der Sturzbahn, der Reichweite und des

Ausbreitsektors schwierig. Entsprechende Programme liegen vor und können zu Parameterstudien dienen. Exakte Prognosen liefern sie aber wegen der Unsicherheiten bei den Eingabewerten kaum.



**Abb. 10.51** Fallbewegungen, umgesetzt in rollende und springende Folgebewegungen.

#### 10.3.4 Stabilisierung und Sanierung

Der Gefahr von Hangbewegungen lässt sich mit zwei Strategien begegnen:

- der passiven Strategie der Vermeidung von Schäden infolge einer Rutschung
- der aktiven Strategie der Stabilisierung des rutschgefährdeten Hangs.

Die folgenden Abschnitte geben Beispiele zu beiden Vorgehensweisen. Um zu beurteilen, welche Strategie zu wählen ist, sind die möglichen bzw. bereits wirksamen Versagensmechanismen auf der Grundlage einer ingenieurgeologischen Erkundung herzuleiten. Erst nach der Klärung der Ursachen

che der Hangbewegung können wirksame Stabilisierungs- und Sanierungsmaßnahmen ergriffen werden.

#### **10.3.4.1 Passive Maßnahmen**

##### **10.3.4.1.1 Zonierung**

Bestimmte Böschungsbereiche sind aufgrund der geologischen Rahmenbedingungen nicht stabil. Oft lassen sie sich nur mit großem Aufwand stabilisieren. Auf der Grundlage ingenieurgeologischer Untersuchungen, deren wichtigster Aspekt die Karierung des Geländes ist (Teil 2), werden Homogenbereiche abgegrenzt, die als *gefährdet*, *bedingt gefährdet* und *ungefährdet* erkannt wurden. Als gefährdet angesprochene Bereiche sollten nicht bebaut oder entwickelt werden. Es bietet sich an, hier Naturschutzzonen mit ökologischen Funktionen auszuweisen.

In schnell wachsenden Städten, zum Beispiel in Entwicklungs- und Schwellenländern, ist zu beobachten, dass sich gerade die ärmere Bevölkerungsschicht auf rutschgefährdeten Berghängen außerhalb der Stadt anzusiedeln gezwungen ist. Dies geht einher mit einer Entwaldung und einer Denudation der Hangbereiche, die so der Erosion ausgesetzt, noch instabiler werden. Im Jahre 2002 kam es zum Beispiel nach anhaltenden Regenfällen in den Armeenvierteln von Belo Horizonte (Brasilien) zu mehreren Hangrutschungen, die viele Menschenleben forderten.

Eine Raumplanung im Zeichen der Nachhaltigkeit beinhaltet den Schutz von Berghängen, nicht nur, um Hangbewegungen und damit die Gefährdung von Menschenleben zu vermeiden, sondern auch um das ökologische Gleichgewicht im Stadtumland zu erhalten, die empfindliche Bergvegetation zu schützen, den Frischluftaushalt zu stabilisieren und die Grundwasserressourcen zu schonen.



**Abb. 10.52** In diesem Armenviertel in Belo Horizonte (Brasilien) kam es nach anhaltenden Regenfällen zu Hangbewegungen. Die einfachen Holzkreuze wurden für die Kinder errichtet, die hier verschüttet wurden.

#### ***10.3.4.1.2 Monitoring***

Ein als gefährdet ausgewiesener Hangbereich ist zu beobachten, wobei sich eine Reihe von Methoden anbieten, die je nach Art der zu erwartenden Hangbewegung zu wählen und zu kombinieren sind:

- Luftbilder geben einen Gesamteindruck des Gefährdungsbereichs. Weiterhin lässt sich die relative Verschiebung von Messpunkten aus Luftbilderserien bestimmen.
- Eine regelmäßige terrestrische Vermessung von Mess- und Fluchlinien gibt Aufschluss über die Art und die Dynamik der Hangbewegung. Dabei ermöglichen moderne GPS-Systeme eine schnelle und kostengünstige Aufnahme.
- In Bohrungen lassen sich die Veränderung der Neigung und Verschiebungen quer zur Bohrlochachse mit Inklinometern, Deflektometern und Extensiometern messen.
- Da sich im Gebirge größere Hangbewegungen oft durch Steinschlag ankündigen, empfiehlt sich eine Dokumentation der Steinschlaghäufigkeit.

Neben diesen Verfahren gibt es spezielle Messanordnungen, die spezifische Aspekte einer Hangbewegung überwachen. Zum Beispiel bietet es sich an, die Öffnungsweite einer Gebirgsfuge oberhalb eines rutschgefährdeten Hangbereichs regelmäßig zu überprüfen.

#### ***10.3.4.1.3 Protektion***

Um Schäden zu verhindern, lassen sich präventiv Schutzmaßnahmen ergreifen, mit denen Versturzmassen gelenkt und deren Wirkung gedämpft werden kann.

- Steinschlaggalerien sind typische passive Schutzbauwerke. Sie verhindern keinen Steinschlag, lindern aber seine Wirkung. In ähnlicher Weise schützen bergseitige Wälle Straßen und Bauwerke vor Lawinen und Steinschlag. Im alpinen Raum werden Schutzwälle nach traditioneller Bauweise aufgeschüttet, um Gehöfte zu sichern.
- Sicherheits- und Ausrollzonen gewährleisten, dass Versturzmassen nicht unkontrolliert Schäden anrichten. Ein locker aufgeschüttetes Sandbett kann als Dämpfungszone dienen und dem herabstürzenden Gebirgsbereich die Stürzenergie nehmen.

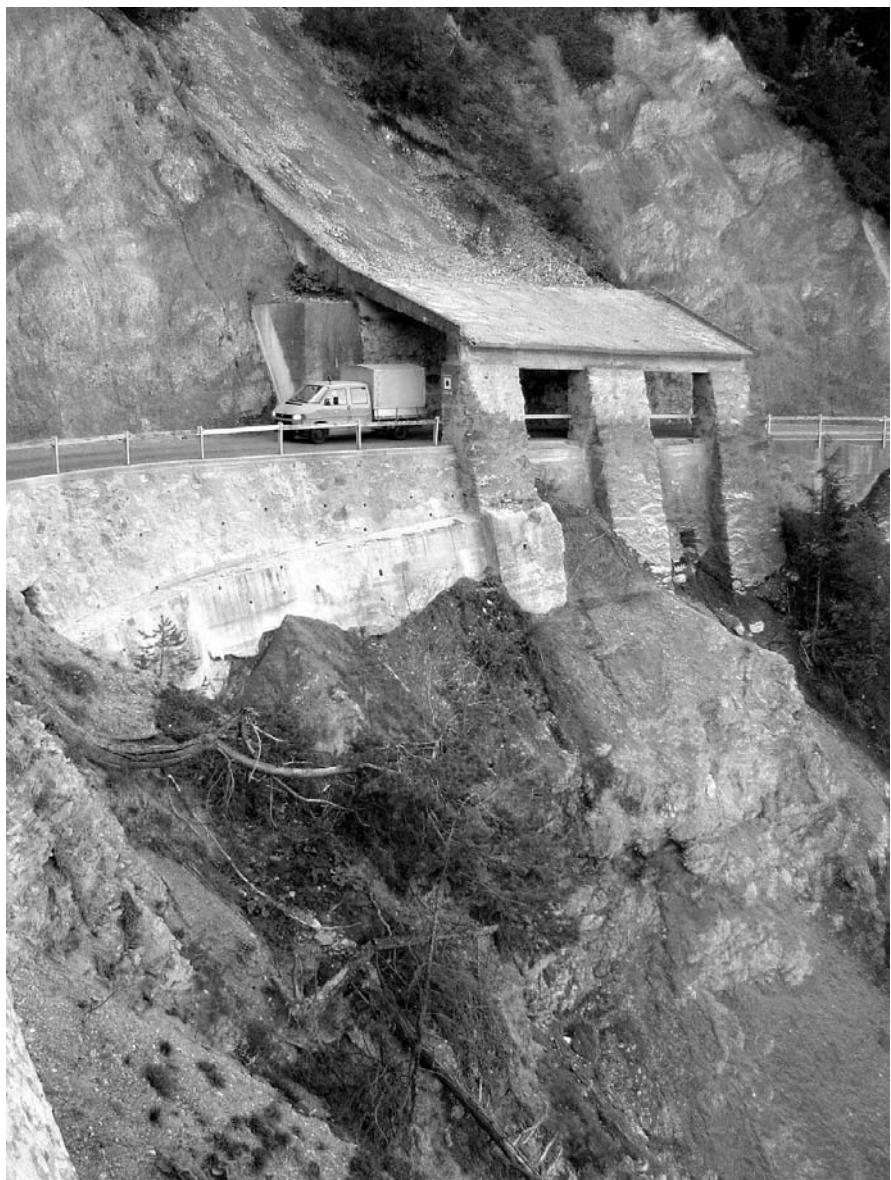
- Leit- und Kanalisierungssysteme werden konstruiert (zum Beispiel in Japan), mit denen Schuttströme an schützenswerten Zonen vorbeigeführt werden können.
- Die Wirkung von Steinschlag wird weiterhin durch Steinschlagnetze und Fangzäune abgeschwächt. Steinschlagnetze werden wie ein Vorhang über die Böschung gehängt oder fest montiert, wobei immer gewährleistet sein muss, dass sich die Versturzkörper im Netz nicht ansammeln und dieses schließlich aufgrund ihres Eigengewichts zu Tal ziehen. Insbesondere im Fußbereich der Netze muss ein freies Auslaufen der Steine gewährleistet sein.
- Wie Fangzäune können auch Bäume die Wirkung von Steinschlag mildern und Schuttströme bremsen. Die Pflege und eventuelle Aufforstung von Hangbereichen stellt daher eine wirksame Schutzmaßnahme dar.

#### **10.3.4.1.4 Warnung**

Neben der Zonierung und der Beobachtung gefährdeter Hangbereiche ist es unerlässlich, im Gelände vor der Gefahr von Hangbewegungen zu warnen. Dies geschieht durch entsprechende Hinweise auf den Zugangswegen zu gefährdeten Bereichen. Besonders problematische Gebiete sind einzuzäunen. Mit Warnschildern ist auf die Gefahr aufmerksam zu machen.



**Abb. 10.53** Ein Hinweis auf Steinschlag entlang einer Bergstrasse bei False Bay, Kapstadt, Südafrika.



**Abb. 10.54** Eine ältere Steinschlaggalerie bei Ilanz, Kanton Graubünden, Schweiz.



**Abb. 10.55** Fangnetze gegen Steinschlag am Chapmans' Drive bei Kapstadt, Südafrika.

### **10.3.4.2 Aktive Maßnahmen**

#### **10.3.4.2.1 Drainage**

Oft ist die Wirkung des Bergwassers die Ursache einer Hangbewegung. In Böden verringert der Porenwasserdruck die effektiven Spannungen. Als Folge können die Scherkräfte nur im begrenzten Maße aktiviert werden, im Extremfall fällt der Reibungswiderstand völlig aus (Coulombsches Schergesetz). Im Gebirge verändert der Kluftwasserdruck in ähnlicher Weise das Kräftegleichgewicht. Eine Drainage des Bergwassers stellt daher in jedem Fall eine aktive Stabilisierungsmaßnahme dar.

Das Bergwasser kann an den Eintrittsstellen im oberen Hangbereich durch eine Oberflächendrainage abgefangen, oder im Hang selbst durch Entwässerungsgräben, -bohrungen und -stollen drainiert werden. Entwässerungsgräben dürfen im Fuß- und Hangbereich nicht parallel des Hangstreichens angelegt werden, da sie sonst eine Rutschung auslösen könnten. Entwässerungsbohrungen werden in Entwässerungsrichtung geneigt in den Hang getrieben. Die Entwässerung eines Hangs wird oft mit weiteren Maßnahmen zur aktiven Stabilisierung kombiniert. Dabei ist sicher zu stellen, dass die Entwässerung des Hangs funktionsfähig bleibt. Zum Beispiel dürfen Drainagebohrungen im Winter nicht zufrieren und somit wirkungslos werden oder sogar zu einem Aufstau des Bergwassers führen.

#### **10.3.4.2.2 Reliefanpassung**

Eine Veränderung des Reliefs des Hangs verändert auch das Kräftegleichgewicht im Krafteck. Rutschkörper können durch eine Vorschüttung im Fußbereich stabilisiert werden. Den gleichen Effekt haben auch die Abtragung der Böschungskrone und die Verflachung der Böschungsneigung.

In Felsböschungen kann eine akute Felssturzgefahr auch durch Sprengung instabiler Hangpartien abgewendet werden. Ein Sprengspezialist ermittelt die erforderliche Anzahl der Sprengbohrungen und die Sprengfolge. Im Talbereich sind passive Sicherungsmaßnahmen erforderlich.

#### **10.3.4.2.3 Geologische Anpassung**

Aufwendige Sicherungsmaßnahmen lassen sich oft vermeiden, wenn die Gestaltung des Hangbereichs den geologischen Gegebenheiten angepasst wird, anstatt sie den strikten Vorgaben des Planers zu unterwerfen. Ein typisches Beispiel hierfür ist die Anpassung der Geometrie einer Felsböschung an das vorliegende Trennflächengefüge. Dabei werden bestimmte

Gebirgspartien gezielt und gebirgsschonend abgebaut, um so den im Schmidtschen Netz erkennbaren Versagensmechanismen zuvorkommen.

Im einfachsten Fall wird die Böschungsneigung an die Neigung der Schichtflächen angepasst. Damit wird vermieden, dass der Großkreis der Schichtflächen aus der Böschung herauszeigt und eine Rutschung kinematisch möglich wird. In diesem Sinne lässt sich die Böschungsgeometrie auch an andere Versagensmechanismen anpassen. Bei dieser Vorgehensweise beschränken sich die im Folgenden beschriebenen konstruktiven Maßnahmen auf stark verwitterte Bereiche, aufgelockerte Abschnitte und Störungszonen, sowie den Teilbereichen, die nicht geologisch angepasst werden konnten. Die Kosten der Gestaltung eines Hangs lassen sich so erheblich vermindern, wie auch die Folgekosten aus der Wartung konstruktiver Stabilisierungsmaßnahmen.

Voraussetzung ist jedoch, dass vor der Planung der Hanggestaltung eine ingenieurgeologische Kartierung durchgeführt wird. Je detaillierte sie ist, desto mehr Kosten und Folgekosten lassen sich einsparen.

#### **10.3.4.2.4 Konstruktive Maßnahmen**

Unter konstruktiven Maßnahmen werden Installationen und Ingenieurbauwerke verstanden, die die Böschung stabilisieren. Im Krafteck stellen sie zusätzliche Kräfte dar, die das Krafteck schließen und so das Kräftegleichgewicht gewährleisten.

Zu konstruktiven Maßnahmen zählen *Stützwände* wie *Schweregewichts-* und *Winkelstützmauern*, also massive und aufwendige Bauwerke, die das Erscheinungsbild des Hangs deutlich verändern. Um den Aufbau eines Bergwasserdrucks zu verhindern, müssen Stützwände entwässert werden. Dies geschieht in der Regel durch eine Perforation der Wand und einer rückseitigen Drainage. Im Winter kann jedoch der Frost die Drainageöffnungen versiegeln und die Drainage somit unwirksam machen.

Kostengünstiger und flexibel einsetzbar sind *Steinsetzkästen (Gabionen)*, die kleinere Deformationen zerstörungsfrei mitmachen und so eine direkte Beobachtung der Bereiche zulassen, die trotz der Stabilisierung noch in Bewegung sind. Gabionen sind wasserdurchlässig und verhindern so, dass sich ein Bergwasserdruck aufbauen kann.

Böschungen lassen sich auch durch eine *Verankerung* stabilisieren. Gebirgsanker werden in Bohrlöcher eingeführt und nach verschiedenen Verfahren am Bohrlochende fixiert. Danach werden sie gespannt, um so die Normalspannungen in potentiellen Gleitflächen und somit deren Scherfestigkeit zu erhöhen. Die Orientierung der Gebirgsanker hängt ab von der Orientierung der Gleitflächen. Bei räumlichen Gleitproblemen ergibt sich

die günstigste Ankerrichtung aus dem Schmidtschen Netz. Oft wird eine Verankerung in Kombination mit Spritzbeton ausgeführt, der sich auch unregelmäßigen Oberflächen leicht anpasst und mit Baustahlgewebe armiert wird. Mit einer Drainage ist sicherzustellen, dass sich hinter der Spritzbetonschicht kein Kluftwasserdruck aufbauen kann. Spritzbeton lässt sich schnell aufbringen und ist kostengünstig, andererseits allerdings ästhetisch wenig ansprechend und ökologisch anspruchslos.

Die hier beschriebenen konstruktiven Maßnahmen stellen nur eine Auswahl möglicher Optionen dar, die untereinander auch kombiniert werden können, wie zum Beispiel die rückwärtig verankerte, aus Fertigteilen zusammengesetzte Raumgitterstützwand, die mit Erde aufgefüllt und begrünt wird.



**Abb. 10.56** Stabilisierung einer Böschung mit Gabionen (Andalusien, Spanien).



**Abb. 10.57** Sicherung einer Felsböschung an der Autobahn N2 zwischen Olten und Basel, Schweiz.



**Abb. 10.58** Eine Kombination aus aktiven und passiven Maßnahmen zur Hangsicherung: Eine Steinschlaggalerie, auf deren Dach ein Sandbett zur Dämpfung von Steinschlag, von Gabionen eingerahmt. Rechts der Galerie eine Spritzbetonsicherung in der Farbe des anstehenden Gesteins (gelb-braun) und oberhalb Steinschlagnetze (Chapmans' Drive bei Kapstadt, Südafrika).



**Abb. 10.579** Die benachbarte, zusätzlich abgestützte Galerie mit Entwässerungsrinne.

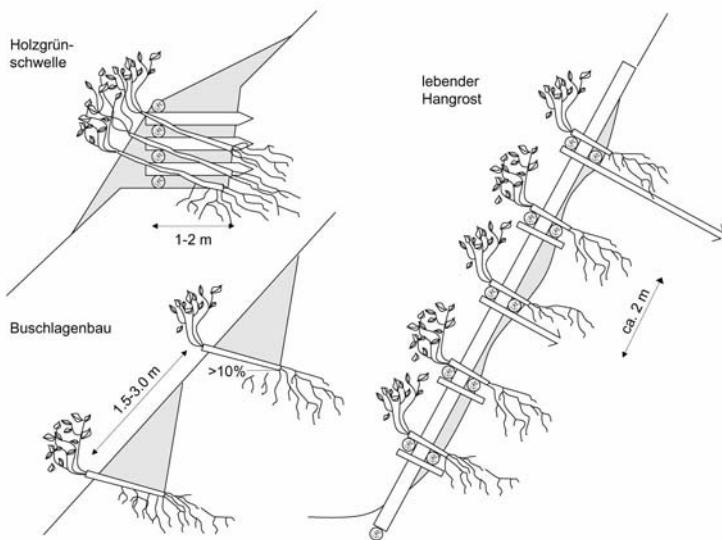
#### 10.3.4.2.5 Lebendverbau

Pflanzen können aktiv zur Stabilisierung eines Hangs eingesetzt werden. Die Bepflanzung der Böschung hat eine Reihe von Vorteilen: Zum einen armiert das Wurzelsystem den Boden, der somit Zugbelastungen aufnehmen kann. Zum anderen hemmt das Wurzelwerk die Erosion des Hangs. Weiterhin konsumiert die Vegetationsdecke Oberflächen- und Sickerwasser, die Strömungs- und Bergwasserdrücke auslösen könnten. Außerdem ist eine Bepflanzung umweltverträglicher und ästhetisch ansprechender als ein massives Stützbauwerk. Da es sich beim *Lebendverbau* um ein lebendes, sich selbst regulierendes System handelt, bedarf es, bei fachgerechter Ausführung, bereits nach wenigen Jahren kaum noch einer Überwachung oder Pflege, was ein wesentlicher Vorteil zu konventionellen, konstruktiven Sicherungsmaßnahmen ist.

Allerdings können die Wurzeln der Pflanzen unter Umständen auch das Gefüge auflockern und das Eigengewicht der Pflanzen kann, insbesondere in Verbindung mit Windkräften, destabilisierend wirken. Die richtige Wahl der Pflanzenart, die pflanzengerechte Vorbereitung des Hangs und der Zeitpunkt der Anpflanzung sind daher von entscheidender Bedeutung für den Erfolg einer ingenieurbiologischen Stabilisierung.



**Abb. 10.60** Ein erodierter Hang im Yosemite Nationalpark, Kalifornien.

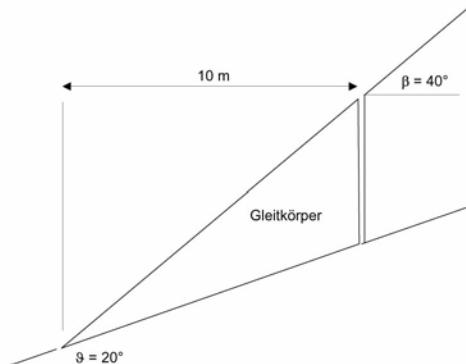


**Abb. 10.61** Varianten des Lebendverbau: traditionelle Holzgrünschwelle (belebte Krainerwand) als Stützbauwerk, Buschlagenbau mit eingelegtem Buschwerk zur Stabilisierung erosions- und rutschgefährdeter Hangpartien, lebender Hangrost zur flächenhaften Sanierung von Steilhängen (nach Schiechtl 1991).

## Übungen

- 10-1 Welche Hinweise im Gelände zeugen von Hangbewegungen?
- 10-2 Stellen Sie durch Freischneiden im Krafteck den aktiven Erddruck für einen Boden mit Reibung und Kohäsion dar und leiten Sie daraus die Formel für den aktiven Erddruck ab (Wandhöhe  $h$ , Wandneigung vertikal, Geländeneigung horizontal, keine Durchströmung). Bis zu welcher Höhe steht die Wand ohne Abstützung?

- 10-3 Ein rechteckiger Gleitkörper ( $d/l = 0.2$ ,  $\gamma_g/\gamma_w = 2.5$ ) ist nach heftigen Regenfällen auf einer um  $20^\circ$  geneigten Schichtfläche abgeglitten. Geben Sie einen realistischen Schätzwert für den wirksamen Reibungswinkel entlang der Gleitfläche an.
- 10-4 Ein keilförmiger Gebirgskörper ( $d/l = 0.3$ ,  $\vartheta + \vartheta' = 90^\circ$ ,  $\gamma_g/\gamma_w = 2.5$ ) könnte entlang der um  $20^\circ$  geneigten Schichtfläche aus der Böschung gleiten. Aufgrund ingenieurgeologischer Untersuchungen müsste der Reibungswinkel entlang der Schichtfläche bei etwa  $32^\circ$  liegen. Angenommen, es wirkt voller Kluftwasserdruck, ist dann die Böschung standsicher?
- 10-5 Die Standsicherheit eines Gebirgskörpers ist zu ermitteln. Der Reibungswinkel entlang der Gleitfläche wird mit  $\varphi_{vorh} = 33^\circ$  angesetzt, die Wichte des Gebirges beträgt  $25 \text{ kN/m}^3$ . Wäre der Gleitkörper bei vollem Kluftwasserdruck standsicher? Ermitteln Sie den im Grenzzustand erforderlichen Reibungswinkel mit dem Krafteck.



**Abb. 10.62** Gleitkörper.

- 10-6 Im Abschnitt 10.3.3.2.4 (Beispiel) wird ein Versagensmechanismus vorgestellt, der aus 2 Teilkörpern besteht. Wie groß wäre die erforderliche Ankerkraft, um das System im Gleichgewicht zu halten? Anzugeben ist (1) die Ankerkraft bei horizontaler Ankerneigung und (2) die Ankerkraft bei optimaler Ankerneigung.

# **11 Bergsenkungen**

## **11.1 Phänomene**

Am 31. Juli 1890 schreibt die Sangerhäuser Zeitung (Harz): "... Sonntag Morgen um 9 Uhr wurden wir durch ein gewaltiges Naturereignis überrascht: In dem gräflichen See, welcher alljährlich zur Heu- und Grummetnutzung verpachtet wird, sah ein hiesiger Einwohner eine kleine Öffnung und untersuchte dieselbe in dem Glauben, daß sie ein Schlupfwinkel irgend eines Wildes bilde. Nachdem er das Grundstück wieder verlassen, vernahmen mehrere Personen ein Donnern und Getöse, die glaubten ein schweres Gewitter sei im Anzuge; sie wurden aber bald gewahr, daß das gräfliche Grundstück versank. Nun sammelten sich schnell eine Menge Einwohner und sahen dem gewaltigen Ereignis zu, Donner auf Donner erdröhnte, hervorgebracht durch die sich lösenden in die Tiefe stürzenden gewaltigen Erdmassen. Dieser Vorgang dauerte bis abends 6 Uhr, wo die Erdrutschungen nachließen. Rings an den Wänden traten starke Quellen hervor welche ein unheimliches Zischen verursachen. Die Tiefe der Senkung ist bedeutend, ein zweistöckiges Haus würde nicht zum Vorschein kommen; am Flächengehalt umfaßt die Senkung ungefähr vier Morgen..." (der Bericht beschreibt die Entstehung des Hackpfüßler Sees am Nordkyffhäuserrand, s.a. Völker 1997).

Im Frühjahr 1992 fallen einem Steiger während seiner Schicht in einer untertägigen Schiefergrube im Rheinischen Schiefergebirge ungewöhnliche Geräusche auf, die aus einem vor Jahren aufgegebenen Abbaubereich hallen. Offensichtlich handelt es sich um das Nachfallen von Gestein. Der Steiger ist alarmiert, wurde doch das Gebiet über dem verlassenen Grubenbereich inzwischen bebaut. 30 m über dem Abbau aus dem er die Geräusche zu vernehmen meint, befindet sich ein Krankenhaus. Er informiert das Ordnungsamt, das noch in der Nacht die Evakuierung anordnet. In den frühen Morgenstunden des folgenden Tags ist das gesamte Krankenhaus geräumt. Nur wenige Stunden später bricht der Grubenbereich plötzlich ein. Der Tagesbruch zerstört das Krankenhaus vollständig. Nur der Aufmerksamkeit des pflichtbewussten Steigers ist es zu verdanken, dass keine Opfer zu beklagen sind.



**Abb. 11.1** So wie am gräfischen See im Juli 1890 brach auch im April 1993 an der Mooskammer (Landkreis Sangershausen) ein Erdfall ein. Ursache sind die unter etwa 15 m Auslaugungsresten liegenden Zechsteinsulfate. Die unmittelbare Umgebung des Erdfallgeschehens ist mit fossilen und historischen Erdfällen übersät (Photo: Reinhard Völker).



**Abb. 11.2** Das aufgrund des Tagesbruchs im Jahre 1992 zerstörte Krankenhaus im Rheinischen Schiefergebirge. Das Gebäude wurde Dank der Aufmerksamkeit des Steigers rechtzeitig geräumt, so dass keine Opfer zu beklagen waren.

Unter welchen Umständen konnte es zu diesen Tagesbrüchen kommen? Warum gab im Juli 1890 am Nordkyffhäuserrand der Boden nach? Hätte man die Gefahr frühzeitig erkennen können? Warum brach im Frühjahr 1992 im Rheinischen Schiefergebirge der Abbau ein? Wäre es möglich gewesen, den Untergrund zu stabilisieren? Dieses Kapitel befasst sich mit Bergsenkungen und Tagesbrüchen, ihrer Erkundung und ihrer Sicherung.

Es gibt eine große Vielfalt von Bergsenkungen und Tagesbrüchen. Entsprechend vielfältig sind auch die Kriterien, nach denen sie unterschieden werden:

- Natürliche, auf die Erosion und die Lösung von Gebirge zurückgehende Bergsenkungen und künstliche, zum Beispiel durch den Abbau von Ressourcen verursachte Bergsenkungen.
- Lokale, nur wenige Quadratmeter große Tagesbrüche und regionale, sich über Quadratkilometer große Flächen erstreckende Bergsenkungen.
- Allmähliches Absenken und plötzliches Einstürzen.
- Plastische Deformation und die Bewegung von Teilkörpern.
- Aktive, blockierte, reaktiviert, latente, abgeschlossene, stabilisierte und fossile Bergsenkungen.

Im Folgenden wird auf die zahlreichen Erscheinungsformen und auf die verschiedenen Ursachen von Bergsenkungen und Tagesbrüchen eingegangen. Dabei wird der Begriff *Bergsenkung* auf die gleichmäßige (*reguläre*) Deformation der Erdoberfläche in Form eines Senkungstroges bezogen, wogegen unter *Tagesbruch* und *Erdfall* das (*irreguläre*) Freifallen untertägiger Hohlräume verstanden wird, bei dem sich morphologisch markante Einsturztrichter bilden.

## 11.2 Mechanismen

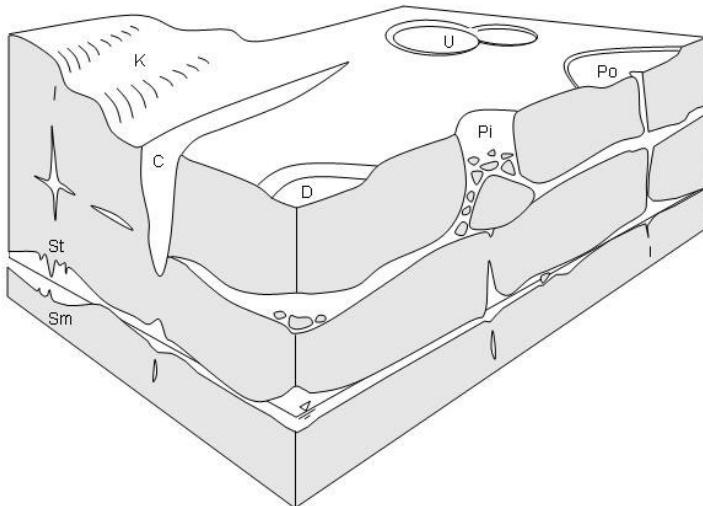
### 11.2.1 Karst

Lösliche Gesteine bilden spezielle Landformen, die unter dem Oberbegriff *Karst* zusammengefasst werden. Bekannt sind die durch Lösung oder *Korrasion* entstehenden *Karren* (Gesteinsrippen), die sich zu *Canyons* vertiefen können. Im Untergrund bilden sich entlang wasserführender Klüfte und Störungen insbesondere in deren Kreuzungsbereichen komplexe Höhlensysteme mit der typischen Stalaktiten- und Stalagmitenbildung. Mit zunehmender Maturierung des Gebirges vergrößern sich diese Hohlräume, so dass schließlich das Deckgebirge nachgibt. Es bilden sich trichter- und schüsselförmige Vertiefungen oder *Dolinen*, die sich zu *Uvalas* vereinen können. *Poljen* besitzen Schlucklöcher (*Ponor*, *Schwinden*, *Katavothre*), durch die sie entwässern oder, nach anhaltenden Regenfällen, einen *Poljensee* speisen. Mitunter verbinden Karstschächte oder *Jamas* eine Karsthöhle mit der Erdoberfläche. Oft stürzt jedoch auch das Deckgebirge ohne weitere Vorwarnung ein und bildet Erdfälle oder *Pingen*.

**Abb. 11.3** Karstphänomene: Donauversickerung, Schwäbische Alb bei Immendingen (Tourismus-Verband Schwäbische Alb), (nächste Seite) Atta-Höhle, Sauerland (Photo: Siegfried Turowski).

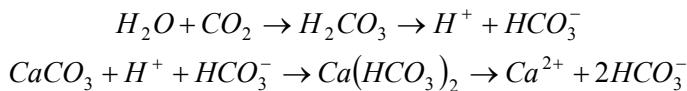






**Abb. 11.4** Landformen des Karsts. C Canyon, D Doline, K Karren, Pi Pinge, Po Polje, Sm Stalagmiten, St Stalaktiten, U Uvala.

Der Prozess der Korrosion wird im Kalkstein durch die Menge des freien Kohlendioxids gesteuert, das mit dem Sickerwasser und im Grundwasser gelöst zum Gestein gelangt. Dabei kommt es zu folgenden Reaktionen



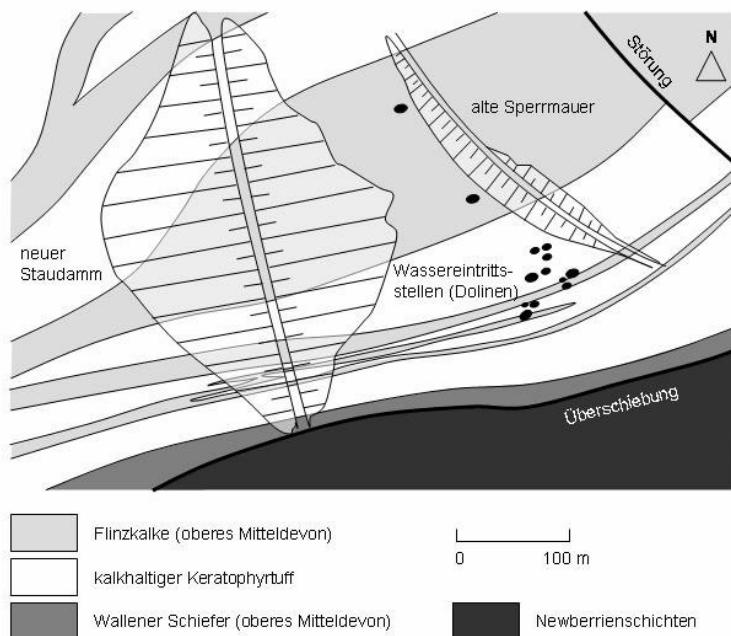
Die Löslichkeit von Kalkstein beträgt im Grundwasser um die 0.1 g/l. Bei CO<sub>2</sub>-gesättigtem Wasser ist sie zehnmal höher. Im Vergleich zur normalen Löslichkeit von Kalk (0.1 g/l) ist die Löslichkeit von Gips (CaSO<sub>4</sub>·2H<sub>2</sub>O) im Grundwasser bereits bis zu hundertmal und die von Salz (NaCl) bis zu etlichen tausendmal größer. Die Löslichkeit und die Grundwasserverhältnisse steuern die Korrosionsvorgänge. Die folgenden Beispiele veranschaulichen die verschiedenen Erscheinungsformen des Karstes und seine Auswirkungen auf Ingenieurbauwerke.

### 11.2.1.1 Karbonatkarst

Bei der Gründung von Bauwerken kommt es immer wieder zu Problemen mit *Karbonatkarst*. In den folgenden Beispielen sind einige spektakuläre Fälle geschildert.

Im Jahre 1905 begann man mit dem Bau des Hales Bar-Damms am Tennessee-River (USA). Während der Baumaßnahmen wurde eine vor Baubeginn nicht erkannte Verkarstung des Baugrundes entdeckt, was zu erheblichen Schwierigkeiten und aufwendigen Sanierungsmaßnahmen führte. Sowohl die Bauzeit, als auch die Baukosten erhöhten sich auf das Vierfache. Nach Fertigstellung des Damms wurde eine Unterläufigkeit festgestellt, die mit den Jahren größer wurde. Zusätzlich wurde eine rückschreitende Erosion beobachtet, die die Standsicherheit des Damms gefährdete. Im Jahre 1920 begann man daher mit Sanierungsmaßnahmen, die jedoch keinen Erfolg zeigten, so dass schließlich, 40 Jahre nach Baubeginn, der Damm aufgegeben und 11 km flussaufwärts neu errichtet werden musste.

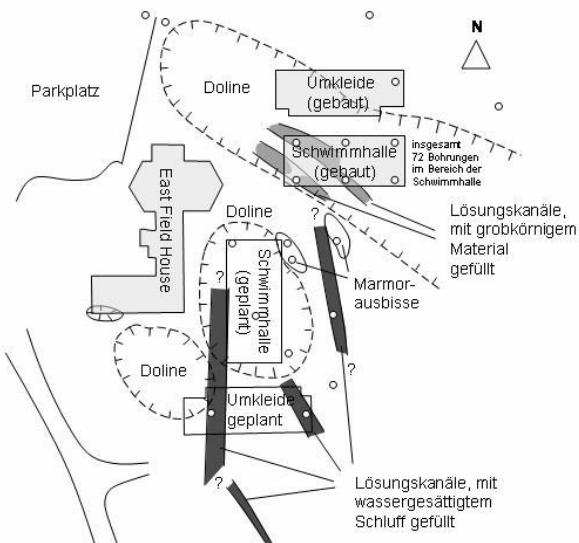
Heitfeld (1991) berichtet von ähnlichen Problemen im Zusammenhang mit der Hennetalsperre im Sauerland (Rheinisches Schiefergebirge).



**Abb. 11.5** Infolge der Verkarstung und der Bildung von Dolinen musste die Hennetalsperre aufgegeben und neu errichtet werden (nach Heitfeld 1992: 344).

Hier bildeten sich Karsthohlräume in den anstehenden Flinzkalken und kalkhaltigen Keratophyrtuffen. Auch hier kam es zu Unterläufigkeiten und rückschreitender Erosion und auch hier halfen Sanierungsbemühungen nichts. Schließlich musste die Hennetalsperre wie der Hales Bar-Damm aufgegeben und neu errichtet werden.

Ein weiteres Beispiel: Im Rahmen der Erweiterung des Geländes der Universität von Kalifornien in Santa Cruz wurde eine intensive Verkarstung des Untergrunds festgestellt. Sie begann bereits vor etwa 700000 Jahren, als sich das Meer zurückzog, das Land trocken fiel und der im Untergrund anstehende Marmor verkarstete. Die Aufschlussbohrungen zeigten im Bereich der geplanten Schwimmhalle viele Lösungskanäle, die bis zu 15 m tief mit sehr weichen, wassergesättigten Schluffen aufgefüllt waren. Da sich das Projektgebiet in einer aktiven Erdbebenzone befindet, musste davon ausgegangen werden, dass sich die Schluffe bei einer dynamischen Beanspruchung verflüssigen würden, eine sichere Gründung des Bauwerks somit nicht mehr gewährleistet war.



**Abb. 11.6** Dolinen und Karsthöhlen im Bereich der Universität von Kalifornien (Santa Cruz Campus) und die geplanten Baumaßnahmen (nach Weber & Raas 1989).

Die Planung wurde geändert und die Schwimmhalle etwa 100 m nördlich über eine bereits bestehende Doline gebaut. Zwar gibt es auch hier Lösungskanäle im Untergrund, doch diese sind mit grobkörnigen Versturzmassen aufgefüllt, die sich nicht verflüssigen können. Um die Schwimmhalle sicher zu gründen,

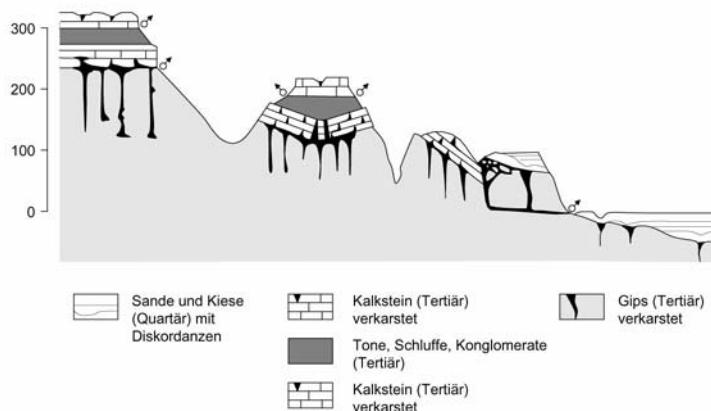
wurde die Baugrube tiefer als geplant ausgeschachtet und mit tragfähigem Schottermaterial aufgefüllt, das intensiv verdichtet wurde. Den speziellen Baugrundbedingungen wurde somit durch eine angepasste Gründung begegnet.

### 11.2.1.2 Sulfatkarst

Gips entsteht im Rahmen der Eindampfung von Meeresbecken und Seen. Bei der sich bildenden Salzlagerstätte scheiden sich zuerst Karbonate (Kalzit, Dolomit) aus, dann folgen die Sulfate Gips und Anhydrit, dann Halit (Steinsalz) und schließlich Kali- und Magnesiumsalze. Mit dem Salinarzyklus entstehen so mitunter mächtige, flächige Sulfatvorkommen. Der wasserfreie Anhydrit ( $\text{CaSO}_4$ ) wird im Kontakt mit Wasser zu Gips ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ). Bei der Hydratisierung kommt es zu einer Volumenzunahme von bis zu 60%, was zu Hebungen des Deckgebirges führen kann. Dem entgegen wirkt die große Lösungsfähigkeit von Gips, die zu einer Verkarstung des Untergrunds führt.

Gips ist, wie bereits angemerkt, bis zu hundert Mal löslicher als Kalkstein. Entsprechend dynamisch ist die Entwicklung von Sulfatkarst. Die Lösungsfähigkeit nimmt zwar mit zunehmender Sättigung ab, wird aber durch Lösungsgenossen wie Chlorid wieder verstärkt. Insbesondere im Verschnittbereich von Klüften und an Störungen kommt es zur Bildung von Hohlräumen, die stetig wachsen, bis das Deckgebirge nachgibt und sich *Subrosionssenken* bilden. Mitunter bricht das gesamte Deckgebirge nach und es kommt zur Bildung von *Einbruchsschlotten*.

Ein Beispiel: Im Calatayud-Graben westlich von Saragossa (Spanien) lagert das Deckgebirge aus Kalkstein, Konglomeraten und Tonen auf über 200 m mächtigen, neogenen Gipsvorkommen. Der Kontaktbereich zum Deckgebirge ist stark verkarstet. In vielen Bereichen hat es sich abgesenkt und ist stellenweise in die Hohlräume eingebrochen. Zum Teil wurde es bereits wieder abgetragen, so dass in einigen Gebieten nur noch Relikte vom einstigen Deckgebirge zeugen. In den Tälern lagern quartäre Sedimente über der Gipsformation. Auch hier haben sich im Verlauf des Quartärs ständig Subrosionssenken gebildet, die immer wieder mit jüngeren Sedimenten ausgeglichen wurden. In Anschnitten (zum Beispiel bei Straßenbaumaßnahmen) lassen sich entsprechende Senkungszonen und die darüber entstandenen Diskordanzen kartieren. Die dynamische Verkarstung der Region hält auch heute noch an und bestimmt die Geomorphologie. Die sich ständig neu bildenden Senkungszonen und Einsturzschlote stören den Lauf von Gewässern, die Bewässerung der Felder und jede Baumaßnahme. Auch der Trassenverlauf der Autobahn Barcelona-Madrid musste aufgrund der rasch voranschreitenden Verkarstung geändert werden.



**Abb. 11.7** Entwicklung des Sulfatkarstes in der Maluenda Region, Calatayud-Graben, Spanien (schematisch nach Gutierrez 1995).

Je nach Klima, Tiefenlage und hydrogeologischen Vorgaben entwickelt sich der Sulfatkarst in den unterschiedlichsten Formen. In Deutschland tritt Sulfatkarst insbesondere auf in Gebieten wo Muschelkalk, Gipskeuper und Malm anstehen. Ausgedehnte Subrosions- und Erdfallgebiete haben sich zum Beispiel im Harz gebildet. Aber auch über den Salzstöcken Norddeutschlands verkarstet der Gipshut und führt zur Absenkung des Geländes. Oft tritt Sulfatkarst zusammen mit dem im folgenden Abschnitt beschriebenen Chloridkarst auf.



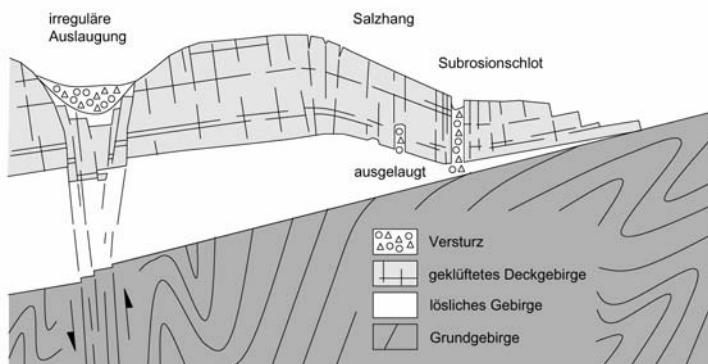
**Abb. 11.8** In der Nacht vom 12. auf den 13. Juni 1987 kam es im Bereich der Bundesstraße B 180 bei Neckendorf (Nähe Lutherstadt Eisleben) zu einem Erdfall. Er war etwa 25 m tief und wurde mit 7000 m<sup>3</sup> Haldenmaterial verfüllt. Seit dieser Zeit gab es mehrere Nachbrüche in der gleichen Größenordnung. Ursache ist wahrscheinlich das Auslaugungsgeschehen im Werrasulfat des Zechsteins. Die relativ steile Lagerung der Schichten und tektonischen Störungssysteme begünstigen das Fortschreiten der Auslaugung. Eine geologische Erkundung fand im Jahre 2001 statt. Die Erkundungsbohrungen fanden jedoch bei 161 m Teufe ein jähes Ende, als sich der Erdfall unmittelbar am Bohrloch belebte (Foto und Kommentar: Reinhard Völker).

### 11.2.1.3 Chloridkarst

Wie eingangs erwähnt ist Steinsalz mehrere tausend Mal löslicher als Kalkstein. Aus diesem Grunde schreitet die Verkarstung besonders schnell voran und führt zu entsprechend dramatischen Bergsenkungserscheinungen und Tagesbrüchen. Da Steinsalz in der Regel mit anderen Evaporiten auftritt, ergibt sich ein komplexes Zusammenspiel von Auslaugungs- und Karstphänomenen.

Die Verkarstung der Zechsteinsalze führte zum Beispiel in Hessen bei den zum Teil als Tunnel ausgeführten Neubaustrecken der Bundesbahn zu erheblichen Problemen (Prinz 1997). Neben der regulären Auslaugung des Steinsalzes entlang der paläogeographischen Randbereiche des Zechsteinmeeres (Salzhang) störten auch hier Subrosionssenken die Baumaßnahmen. An der Oberfläche zeigen sie sich als kesselförmige Depressionen von mehreren Kilometern Durchmesser. Sie gehen auf die verstärkte Auslaugung des Zechsteinsalzes in der Umgebung von Störungen und Zonen hoher Klüftigkeit zurück.

Weiterhin wurden im Rahmen der Baumassnahmen Einbruchsschlote beobachtet, die einen Durchmesser von nur 20 bis 50 m, in wenigen Fällen von über 100 m haben. Sie haben vermutlich im Jungtertiär und Pleistozän das Deckgebirge steil durchschlagen. Auch in postglazialer Zeit kam es zur Bildung von Einbruchsschlotten, zum Beispiel dem "Seeloch von Kathus" bei Bad Hersfeld. Vergleichbare Fälle von Chloridkarst finden sich weltweit.



**Abb. 11.9** Reguläre und irreguläre Auslaugung (interpretiert nach Weber 1967, Büchner 1996 und Heitfeld, Heitfeld, Klünker, Rosner & Schetelig 2003).

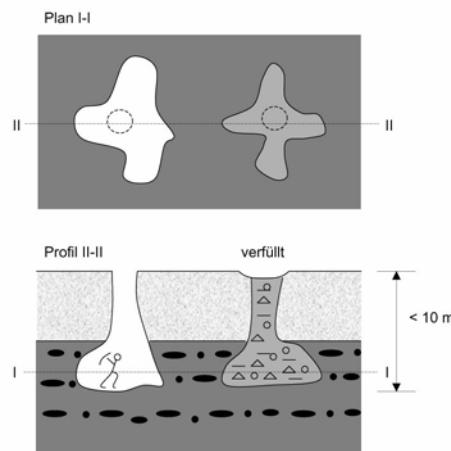


**Abb. 11.10** Erdfälle in der Oberkirchgasse bei Bad Frankenhausen, hervorgerufen durch die Auflösung von Salz und Anhydrit. Auslaugungsvorgänge haben dazu geführt, dass der gesamte Straßenzug mit vielen historischen Häusern abgerissen werden musste (Foto: Reinhard Völker).

### 11.2.2 Abbau fester Rohstoffe

Bergbau führt, seit es ihn gibt, zu Bergsenkungen. Daraus resultieren mitunter erhebliche Bergschäden. Versuche zur Stabilisierung der ausgebeuteten Gebirgsbereiche gab es jedoch kaum. Als Land noch unbegrenzt verfügbar schien, überließ man die durch den Abbau von Rohstoffen zerstörten Gebiete der Natur und siedelte um in noch unberührtes Gebiet.

Erste, einfache Gruben aus der Steinzeit sind heute noch nachweisbar. So stießen Archäologen in Breckland, Norfolk, East Anglia (England) auf bis zu 10 m tiefe, glockenförmige, inzwischen verfüllte Gruben, in denen im Neolithikum Feuerstein abgebaut wurde. Sie zeugen von dem erstaunlichen Mut des prähistorischen Menschen, die Erde aufzubrechen und sich mit einfachsten Mitteln in sie hinein zu begeben. Auch in Niederbayern bei Arnhofen wurden tausende solcher Gruben entdeckt, die vor etwa 7000 Jahren gegraben wurden. Bis zu 200 Arbeitsstunden brauchten die steinzeitlichen Mineure, um eine Grube in den Jurakalken auszuschachten. Aus ihr kratzten sie mit Hacken aus Hirschgeweih 10 bis 12 kg Feuerstein, woraus etwa 100 Klingen für Werkzeuge, Sicheln und Waffen geschlagen werden konnten. War eine Grube ausgebeutet, wurde direkt neben ihr eine neue gegraben. So entstand ein dichtes Grubenfeld, auf dem der wertvolle Rohstoff in organisierter Weise und im höchsten Maße Gewinn bringend abgebaut wurde. Der niederbayrische Feuerstein wurde an den Bodensee, in die Westschweiz und bis nach Böhmen exportiert. Handelswege entstanden schließlich auch über die Alpen bis nach Italien.



**Abb. 11.11** Glockenförmige, steinzeitliche Abbaugruben.

Mit zunehmender Bevölkerungsdichte vergrößerte sich der Bedarf an Rohstoffen, was zu einer Forcierung der bergbaulichen Aktivitäten führte. Nun wurden auch Erze und Edelmetalle abgebaut. Georgius Agricola (1494-1555) gab dem Bergbau mit seiner *De Re Metallica Libri XII* einen wissenschaftlichen Rahmen, auf den das Berg- und Hüttenwesen der Neuzeit aufbauen konnte. Ende des 19. Jahrhunderts erreichte der Bergbau mit der Industrialisierung eine globale Dimension, mit all ihren Konsequenzen für Bevölkerung und Umwelt. Nach der Erfindung der Dampfmaschine wurden immer tiefere Schächte abgeteuft. Mit Pumpen konnte nun das Grundwasser kontrolliert werden, so dass auch die tiefsten Sohlen wasserfrei blieben. Durch die Mechanisierung der Abbauverfahren konnten im großen Maßstab Kohle, Erze und andere Rohstoffe in nie zuvor bekanntem Ausmaß ausgebaut werden.



Abb. 11.12 "Mithilff der Teuffel in dem Bergwerk" (Olaus Magnus "Mitternächtige Länder" 1567, VGE Essen).



**Abb. 11.13** Georgius Agricola, eigentlich Georg Bauer (1494-1555).

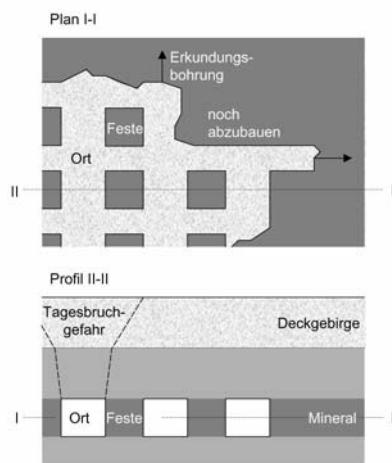
Obwohl inzwischen eine Umorientierung zu einer innovativen Ressourcen-technologie stattfindet, die sich auf die Nutzung von Abfall- und Recyclingstoffen besinnt, sind ganze Regionen vom Bergbau und seinen Folgen geprägt. Obwohl Bergbaufolgelandschaften inzwischen renaturiert und umgenutzt werden, wie zum Beispiel im Ruhrgebiet, bleibt die Gefahr von Bergsenkungen und Tagesbrüchen auf unabsehbare Zeit erhalten. Über *tieferem* Bergbau (ab etwa 100 m) stellen sich vorwiegend reguläre Bergsenkungen ein, wogegen es bei *oberflächennahem* Bergbau und dem noch flacheren *tagesnahen* Bergbau zur Bildung irregulärer Bruchfelder kommen kann. Mit abnehmender Tiefe des Abbaus nimmt also die Gefahr der schwer kontrollierbaren Tagesbrüche zu. In vielen Fällen handelt es sich bei tagesnahem Bergbau um Altbergbau oder sogar um historischen Bergbau. Da verlässliche Betriebsunterlagen fehlen, ist hier die Vorhersage von Bergschäden besonders schwierig.

Neben dem untertägigen Bergbau hat der Bergbau an der Oberfläche, der *Tagebau*, in erheblichem Maße in das natürliche Landschaftsbild eingegriffen und dazu geführt, dass heute große Landstriche brachliegen. Ihre Renaturierung und Wiedernutzbarmachung ist kompliziert und aufwendig. Zur speziellen Problematik der Tagebaufolgelandschaften sei auf die einschlägige Fachliteratur verwiesen. Die Dimension des Berg- und Tagebaus

wird jedoch deutlich im Worldwatch Paper 109 *Mining the Earth* (1991), nach dem im ausgehenden 20. Jahrhundert mehr Rohstoffe abgebaut wurden als alle Flüsse dieser Erde ins Meer geschwemmt haben. Die Ausbeutung und Aufbereitung der Rohstoffe verschlingt ein Zehntel des Weltenergiebedarfs und verursache eine Abfalllawine, die alle anderen Abfallströme übertrifft.

### 11.2.2.1 Örterbau und Kammerbau

Beim *Örterbau* (*room-and-pillar mining*) werden rechtwinklig zueinander angeordnete Strecken abgebaut, zwischen denen meist quadratische *Festen* das Deckgebirge tragen. Größere Abbaubereiche werden als Kammern bezeichnet. Die Gewinnung des Minerals erfolgt durch Sprengung oder mit Teilschnittmaschinen. Das gelöste Material wird mit Förderbändern zur Tagesoberfläche gebracht oder mit LHD-Geräten geräumt (Load-Haul-Dump-Radladern, die das Material laden, befördern und entladen). Die Festen verhindern eine Bergsenkung, so dass an der Oberfläche, zumindest vorerst, keine Veränderung zu beobachten ist. Allenfalls kann die Entwässerung des Bergwerks und die damit verbundene Absenkung des Grundwasserspiegels zu Problemen führen.



**Abb. 11.14** Örterbau, Hinweis auf Tagesbruchgefahr.



**Abb. 11.15** Bergsenkungen über einem Gips-Örterbau im Rheinischen Schiefergebirge. Die Schiefstellung der Bäume zeigt die Bodenbewegung an.

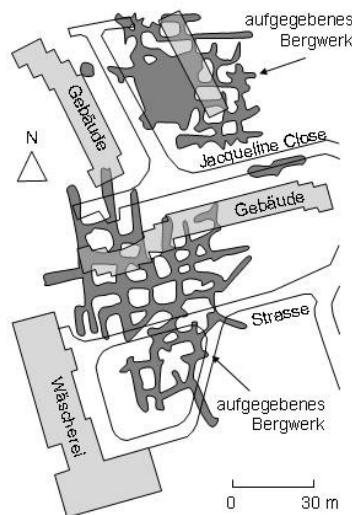
Allerdings werden kurz vor der Schließung eines Örterbaus in vielen Fällen die Festen verjüngt, um möglichst viel Mineral aus der Grube zu gewinnen. Mitunter werden die Pfeiler auch vollständig abgeräumt ("geraubt"). Aufgrund des Rückbaus der Pfeiler verbriicht das Hangende. Bei tiefem Örterbau kommt es an der Tagesoberfläche zu regulären, gleichmäßigen Bergsenkungen, wogegen sich über oberflächennahem und tagesnahem Bergbau irreguläre Bruchfelder bilden. Unter Umständen wird das in der Verbruchzone noch verbliebene Mineral von tieferen Sohlen durch Hochbrüche gelöst ("angezapft"). Als Folge des *Zapfbaus* können sich erhebliche Bergschäden einstellen (Heitfeld, Heitfeld, Rosner, Mühlenkamp, Krings 2003).

Weiterhin verändert der Zutritt von Grundwasser in einem aufgegebenen Bergwerk die Standsicherheit der Baue, insbesondere wenn lösliche Gesteine wie zum Beispiel Gips abgebaut wurden. Da das aufgegebene, unter Wasser stehende Bergwerk nicht mehr begangen werden kann, ist es kaum möglich, eine Prognose zu Sicherheitsreserven und möglichen Bergsenkungen abzugeben. Das Gelände über dem Abbau ist nicht mehr bebaubar.

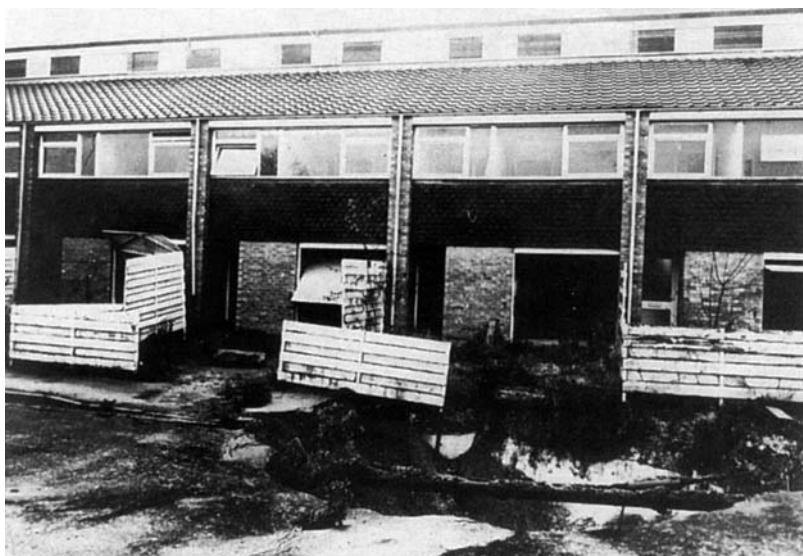
Darüber hinaus können die Firste der Hohlräume über die Zeit nachbrechen. Peu à peu weiten sie sich zur Tagesoberfläche hin aus, bis das Deck-

gebirge schließlich einbricht. Tagesbrüche sind kaum vorhersagbar, insbesondere wenn das Risswerk unvollständig oder sogar verloren gegangen ist. Auch ist nicht vorhersagbar, bis wann der gesamte Abbau einstürzt und somit keine Bewegungen mehr zu erwarten sein werden.

Ein Beispiel (Bell, Genske, Stacey 2000): Bereits im 19. Jahrhundert wurde in Bury St. Edmunds, Suffolk, England untertägig Kreide abgebaut. Noch vor dem Ersten Weltkrieg wurde das Bergwerk geschlossen, alle Gebäude und Installationen wurden abgebrochen. In den folgenden Jahren zeugten nur noch die topographischen Karten von 1886 und 1904 von einem Luftschacht, der alsbald in Vergessenheit geriet und in späteren Plänen nicht mehr verzeichnet wurde. Ältere Einwohner erinnerten zwar gelegentlich an die verlassene Grube, doch wurde dies nicht weiter beachtet. – Bis sich im Jahre 1955 ein Erdfall in einem Garten ereignete und einen Mann 15 m in die Tiefe zog. Er wurde gerettet und der Tagesbruch wurde verfüllt. Der Versuch, das Land vier Jahre später an die Kommune zu verkaufen, schlug erwartungsgemäß fehl. Es wurde schließlich von einem Bauunternehmer aufgekauft, der es seinerseits an eine Entwicklungsgesellschaft verkaufte, die dort Reihenhäuser errichtete. Das Entwicklungsgebiet Jacqueline Close war gut gelegen und attraktiv. Als sich ein potentieller Käufer jedoch bei der lokalen Bank um eine Hypothek bemühte, wurde diese ihm mit dem Hinweis auf die alte Kreidegrube verwehrt. Alarmiert taten sich Anwohner zusammen und gaben ein geologisches Gutachten in Auftrag, mit dem tatsächlich die Existenz des Abbaus nachgewiesen werden konnte. Ab einer Tiefe von 12 m wurden Örter und Kammern erbohrt. Im Rahmen des ursprünglich für die Entwickler von Jacqueline Close erstellten Baugrundgutachtens wurde jedoch nur bis 6 m Tiefe gebohrt. Entsprechend gab es keine Hinweise auf die verlassene Grube. – Trotz dieser beunruhigenden Erkenntnisse wurde eine weitere Reihe von Häusern errichtet. Nach anhaltenden Regenfällen kam es schließlich am 25. Juli 1967 zu einem 8 m tiefen Erdfall im Bereich einer Zufahrtsstraße. Am 12. Dezember des gleichen Jahres bricht erneut eine Straße ein und kurz darauf zerstört ein 6 m breiter und 9 m tiefer Tagesbruch das Haus Nr. 9. Nun wird das Gelände von der Gemeinde als Bergsenkungsgebiet erkannt. Den Anwohnern wird nahe gelegt, Jacqueline Close zu verlassen. – Zusammen mit der Speläologischen Gesellschaft von Chelsea versuchen die noch verbliebenen Anwohner die Ausdehnung des verlassenen Bergwerks zu kartieren. Ihnen wird klar, dass nicht nur Jacqueline Close, sondern auch das benachbarte Krankenhaus betroffen ist. Ingenieurgeologische Untersuchungen und geophysikalische Messungen im Jahre 1970 zeigen zudem, dass zusätzlich mit untertägigen Hohlräumen nordöstlich des Geländes zu rechnen ist. 1976 entschließt sich die Gemeinde, das Gelände aufzukaufen und alle Gebäude abzureißen, bis auf die Wäscherei des Krankenhauses, deren Fundament aufwendig saniert wird. Jacqueline Close muss bis auf das anstehende Gebirge ausgehoben werden, dessen Oberfläche mit Geokunstoffen bewehrt und mit Boden bedeckt wird. Das gesamte Gelände wird zum Naturschutzgebiet erklärt. Noch heute werden die Bodenbewegungen gemessen, um mögliche Bergsenkungen vorhersagen zu können.



**Abb. 11.16** Das Entwicklungsgebiet Jacqueline Close, Bury St. Edmunds, Suffolk, England. Unterlegt ist die verlassene Kreidegrube.



**Abb. 11.17** Ein Tagesbruch vor einem Reihenhaus in Jacqueline Close (Foto: Fred Bell).

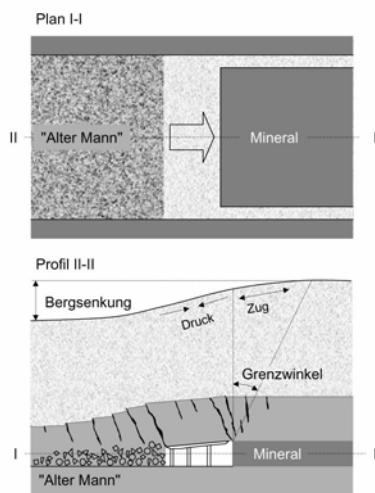
Dieses Beispiel zeigt anschaulich, wie die Entwicklung eines Stadtviertels durch längst aufgegebenen Bergbau behindert werden kann. Mitunter stellt das Abräumen des Deckgebirges und das Ausräumen des Bergwerks die einzige wirksame Sanierungsmaßnahme dar. Dies ist natürlich nur bei oberflächennahem Abbau möglich. Im Vergleich zu modernen, kommerziellen Abbaufeldern stellt sich der Fall von Jacqueline Close als noch überschaubares Problem dar. Im Witbank-Kohlerevier in Südafrika zum Beispiel sind nicht nur einige Straßenzüge betroffen, denn hier führte der Örter- und Kammerbau zur Wüstung ganzer Landstriche. Allein im Gebiet des Bergwerks von Middelburg in der Mpumalanga Provinz wurden etwa 1700 ha untergraben. Auf einer Fläche von 215 ha wurde der Ausbau geraubt, so dass es bereits zu Nachbrüchen gekommen ist. Ähnliche Abbaufelder finden sich überall, wo Rohstoffe gefunden und untätig ausbeutet wurden. Sie werden die nächsten Generationen nicht mehr besiedelt werden können.

### 11.2.2.2 Strebbau

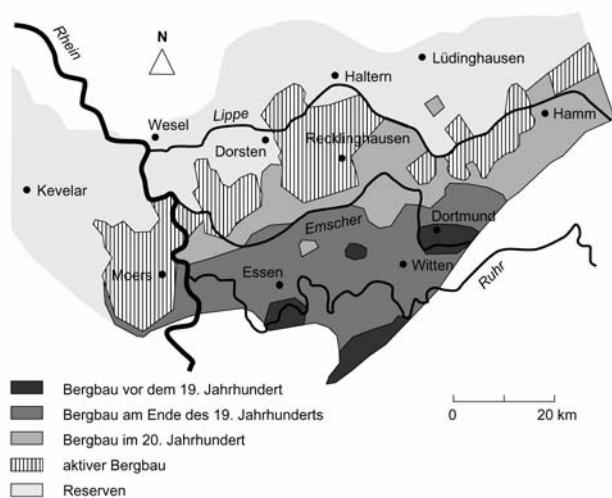
Mit einem *Streb* werden flözartige Lagerstätten, insbesondere Kohleflöze, abgebaut (*longwall mining*). Ein Streb verbindet zwei in Abbaurichtung getriebene Abbaustrecken. Er ist mehrere 100 m lang und bis zu 6 m breit. Entlang des Strebs wird der abzubauende Rohstoff schälend (mit Hobel) oder schneidend (mit Schrämmmer) gewonnen. Die Abbaustrecken werden entweder vor dem eigentlichen Abbau (Rückbau) oder mit dem Abbau vorgetrieben (Vorbau). Mit Abbaufortschritt wandert der Strebbaum in Abbaurichtung und lässt einen Hohlraum zurück, der als "Alter Mann" (*goaf*) bezeichnet wird. Er wird aus Kostengründen in der Regel offen gelassen und verbricht im Laufe der Zeit. Dies hat eine *reguläre Bergsenkung* an der Tagesoberfläche zur Folge. Um Bergsenkungen zu verringern, kann der "Alte Mann" auch mit taubem Material versetzt oder verblasen werden.

Im Ruhrgebiet werden seit Beginn des Kohlebergbaus reguläre Bergsenkungen gemessen. Das 4400 km<sup>2</sup> große Gebiet wird bereits seit Mitte des 19. Jahrhunderts kartographisch vermessen, so dass die infolge des Ruhrbergbaus eingetretenen Bergsenkungen von Beginn an aufgezeichnet werden konnten. Der Bergbau begann im Süden, dort wo das Karbon an der Tagesoberfläche ausstreicht, und wanderte mit den immer tiefer abtauchenden Flözen allmählich nach Norden. Zu Beginn des 20. Jahrhunderts waren die Bergsenkungen infolge des Kohleabbaus bereits so gravierend, dass sie die natürliche Entwässerung erheblich störten. Typhus und Cholera brachen aus, da Abwässer nicht mehr abfliessen

ßen konnten. Neue Entwässerungskanäle mussten verlegt und Dämme für die Vorfluter errichtet werden. Im Jahre 1988 waren schon  $3044 \text{ km}^2$  des Ruhrgebiets vom Bergbau betroffen. Von 1800 bis 1990 wurden 9.54 Milliarden Tonnen Kohle abgebaut, etwa 5 % der Weltförderung. Noch im Jahre 1990 wurden 54.6 Millionen Tonnen Kohle in einer durchschnittlichen Tiefe von 920 m aus 0.6 bis 4.5 m mächtigen Flözen extrahiert. Das Gesamtvolumen seit Beginn der Kohleförderung entspricht etwa  $7 \text{ km}^3$ . Zusammen mit dem ausgehobenen Nebengestein wurden bis 1990 etwa  $9 \text{ km}^3$  Gebirge ausgeräumt. Nur in Ausnahmefällen wurde der Alte Mann versetzt oder verblasen. Erfahrungsgemäß machen sich 50 % bis 90 % der abgebauten Flözmächtigkeit an der Oberfläche als Bergsenkung bemerkbar. Daraus folgt ein Bergsenkungsvolumen von 6.0 bis  $7.2 \text{ km}^3$  (Meyer 1993). Als maximaler Bergsenkungsbetrag wurden 24 m gemessen, wobei Dehnungen und Stauchungen an den Rändern des Senkungstrogs von bis zu 10 mm/m festgestellt wurden (Szela & Weber 1993). Zwanzig Milliarden Tonnen Kohle werden noch in Flözen vermutet, die mächtiger als 0.6 m sind, wovon 40% mit der heutigen Bergbautechnik abgebaut werden könnten.



**Abb. 11.18** Strebau und reguläre Bergsenkung. Druck- und Zugzone, Grenzwinkel.



**Abb. 11.19** Bergbau im Ruhrgebiet (nach Jacobi, Grün & Hoffmann 1992).

**Abb. 11.20** (nächste Seite) Typische Probleme der regulären Bergsenkung: Feuchtzonen auf landwirtschaftlich genutzten Flächen, Bergsenksseen und absterbender Wald, Absenkung und Flutung von Kanälen (Photos aus dem Ruhrgebiet von Peter Drecker), Bergschäden an Gebäuden (in der Tschechischen Republik, Photo Robin D. Koster und Siefko Slob).





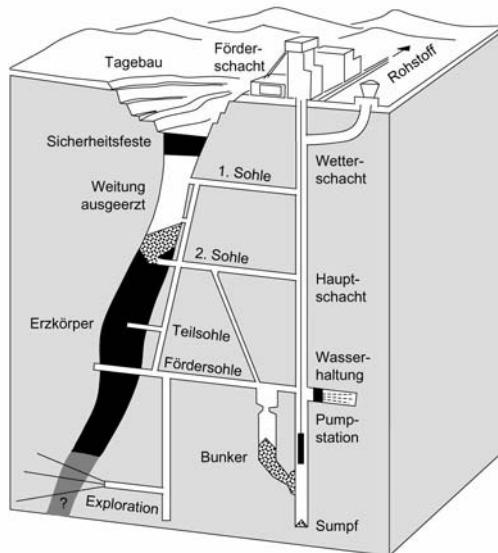


**Abb. 11.21** Mittagspause (aus M.P. Block: Der Gigant an der Ruhr, 1928).

### 11.2.2.3 Teilsohlenbruchbau, Firstenstoßbau und Weitungsbau

Für massive und gangartige Lagerstätten wurden spezielle Abbautechniken entwickelt. Bei dem universell anwendbaren *Teilsohlenbruchbau* wird die Lagerstätte durch horizontale Strecken in Pfeiler eingeteilt, die gesprengt und ausgeräumt werden. Der Abbau geschieht von der obersten Teilsohle aus und wird mit dem Rückbau der Pfeiler nach unten geführt, so dass die unterste Teilsohle schließlich den gesamten Alten Mann trägt. Auch ein Abbau von unten nach oben ist möglich. Oft wird die Lagerstätte zuerst an der Oberfläche abgebaut. Sobald der Tagebau nicht mehr wirtschaftlich oder technisch nicht mehr machbar ist, wird ein Bergwerk eingerichtet, so dass schließlich ein zweiter Abbaubereich unter Tage entsteht.

Beim *Firstenstoßbau* wird die Lagerstätte von unten nach oben ausgebaut, wobei die Abbausohle aus Versatz oder noch nicht gefördertem Mineral besteht. Die Hauptfördersohle entspricht der untersten Sohle, in die das gewonnene Erz durch Rolllöcher (Falllöcher) gekippt wird.



**Abb. 11.22** Grubengebäude im Gangerzbergbau (vereinfacht nach Wirtschaftsvereinigung Bergbau 1994).

Im Gegensatz zum Teilsohlenbruchbau und zum Firstenstoßbau wird beim *Weitungsbau* (auch Trichterbau) die Lagerstätte abgebaut (aufgeweitet), indem die Pfeiler zwischen den horizontalen Sohlen durch Sprengung rückgebaut werden. Der Abbau geschieht von untern nach oben. Das gewonnene Erz sammelt sich in der Sohle (Trichterrolle), von wo es zu Tage gefördert wird.

Diese speziellen Abbauprozesse stellen erhebliche Eingriffe in den Untergrund dar. Das Gelände kann nicht mehr entwickelt oder bebaut werden. Darüber hinaus sind Schutzbereiche um den Grubenfelder einzuhalten. Doch nicht nur die Bildung von Hohlräumen und die sich daraus ergebende Nachbrüchigkeit des Gebirges bedingen die Wüstung und das Brachfallen der betroffenen Landstriche, auch die Wasserhaltung kann zu erheblichen Problemen führen und Gebiete betreffen, die gar nicht im direkten Einflussbereich des Bergwerks liegen.

Ein Beispiel: In der Transvaal-Region Südafrikas wird seit dem 19. Jahrhundert Gold abgebaut. Infolge der Entwässerung der zum Teil weit über 1000 m tiefen Grubenbaue hat sich der Grundwasserspiegel in einigen Gebieten um über 300 m gesenkt. Dies verursachte eine Entwässerung der mit Tonen und Schluffen gefüllten Hohlräume im verkarsteten Deckgebirge. Die Konsolidierung des Füllmaterials führte im August 1964 zum Einsturz eines dieser Hohlräume unter einer Siedlung: es bildete sich ein Tagesbruch, 55 m im Durchmesser und 33 m tief. Bei dem Unglück kam eine fünfköpfige Familie mit ihrem Hauspersonal ums Leben.



**Abb. 11.23** Der Tagesbruch in Transvaal vom August 1964 (aus Goudie 2000).

#### 11.2.2.4 Schächte

Um ein Bergwerk zu betreiben ist es notwendig, eine Vielzahl von Schächten abzuteufen. Sie dienen der Ein- und Ausfahrt der Kumpel, dem Transport des gewonnenen Materials und der Bewetterung des Grubengebäudes. Nach der Ausbeutung des Rohstoffs und der Aufgabe des Bergwerks werden die Schächte gesichert oder verfüllt – so schreibt es zumindest das heutige Berg- und Ordnungsrecht vor. Früher wurden Schächte oft nur behelfsmäßig zugedeckt. Manchmal wurden sie mit Schutt oder Abfall verfüllt. Schließlich gerieten sie in Vergessenheit. Im Laufe der Zeit, insbesondere auch während der Weltkriege, gingen viele Unterlagen verloren. In den traditionellen Bergbauregionen ist daher davon auszugehen, dass es noch viele Schächte gibt, die heute in keiner Karte mehr verzeichnet sind. Manche befinden sich unter landwirtschaftlich genutzten Flächen, andere unter Verkehrswegen, einige sogar unter Gebäuden.

Im Ruhrgebiet geht man davon aus, dass es tausende von alten Schächten gibt, deren Lage jedoch von nicht einmal der Hälfte bekannt ist. Fast jedes Jahr fallen Schächte frei, oft plötzlich, ohne Vorwarnung. Das dabei entstehende Loch hat einen Durchmesser von mehreren Metern und kann durchaus bis auf die unterste Sohle des aufgegebenen Bergwerks hinunter reichen, im Ruhrgebiet also auf Tiefen von über 1000 m.



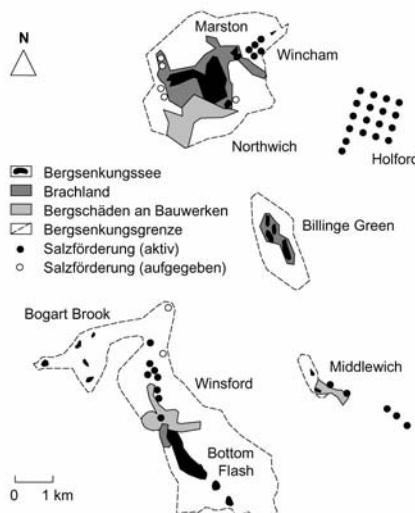
**Abb. 11.24** Ein eingestürzter Schacht in England (aus: Without site investigation ground is a hazard, Site Investigation Steering Group, Telford, London).

### 11.2.2.5 Lösungsbergbau

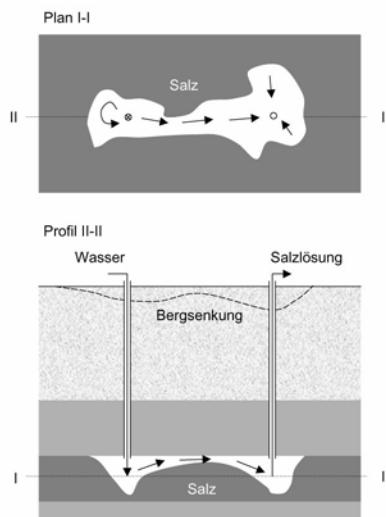
Wasserlösliches Gestein, zum Beispiel Steinsalz, kann von der Oberfläche aus gewonnenen werden, indem über eine Bohrung Frischwasser eingespeist und über eine zweite Bohrung die im Kontakt mit dem Steinsalz entstandene Salzlösung abgezogen wird. Durch Eindampfen der Salzlösung erhält man den Rohstoff.

*Lösungsbergbau (solution mining)* hinterlässt Hohlräume im Gebirge, die sich mit der Zeit schließen. Das Volumen der Hohlräume lässt sich über die Menge des gewonnenen Salzes zurückrechnen, ihre Ausdehnung ist jedoch kaum zu bestimmen. Als Folge des Lösungsbergbaus bilden sich mit der Zeit an der Tagesoberfläche Bergsenkungen. Auch Einsturzschlote wurden dokumentiert, die mit den oben beschriebenen Erdfällen als Folge des Subrosionskarstes vergleichbar sind.

In der englischen Grafschaft Cheshire wurde schon im Mittelalter Steinsalz abgebaut. Erste Bergsenkungen infolge des beginnenden Lösungsbergbaus wurden ab 1790 beobachtet. Bergsenkungsseen bildeten sich und ganze Landstriche wurden unbewohnbar. Das in den Untergrund gepumpte Frischwasser breitete sich völlig unkontrolliert aus und verursachte noch in Entfernen von bis zu 8 km erhebliche Bergsenkungen. - Aus dem kanadischen Salzabbaugebiet von Windsor wird von bis zu 100 m breiten und 8 m tiefen, ovalen Subrosionssenken berichtet, die sich infolge des 300 m tiefen Lösungsbergbaus gebildet haben. - Im Nordwesten der Niederlande wird heute Lösungsbergbau betrieben, um die anstehenden Zechsteinsalze auszubeuten. Die Brunnen reichen bis in eine Tiefe von 3000 m.



**Abb. 11.25** Bergsenkungen als Folge des Lösungsbergbaus in der englischen Grafschaft Cheshire (nach Wallwork 1956).



**Abb. 11.26** Lösungsbergbau mit separatem Einspeis- und Entnahmeh Brunnen.

### 11.2.3 Förderung von Wasser, Öl und Gas

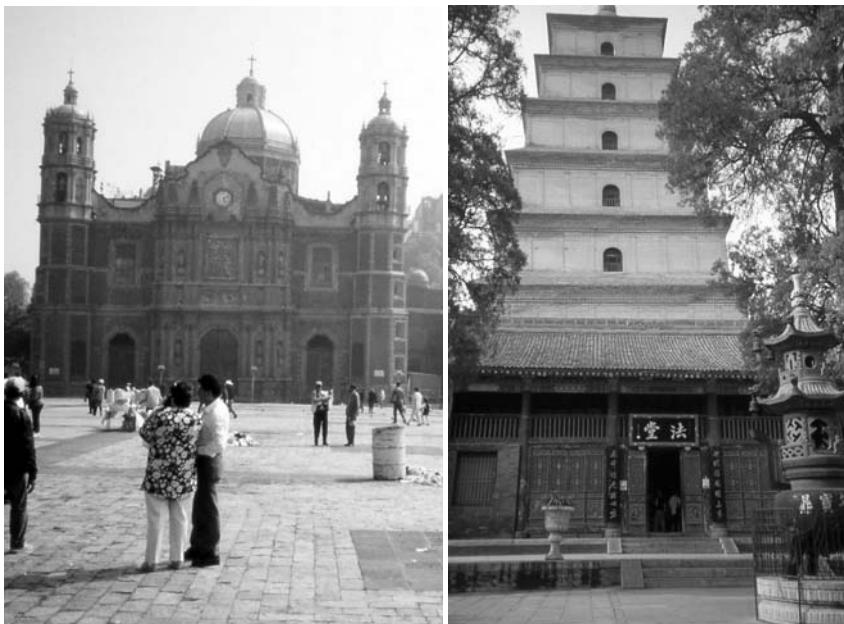
Mit dem rasanten Anstieg der Bevölkerung ist auch der Bedarf an Rohstoffen deutlich angestiegen. Dies gilt nicht nur für Erze, Kohle und Minerale, sondern auch für Primärressourcen wie zum Beispiel Wasser. Schon in der Antike konnten die Flüsse und Seen den Bedarf an Trink- und Brauchwasser nicht mehr befriedigen, so dass Brunnen ausgeschachtet werden mussten. Mit dem Wachstum der Städte und der Mechanisierung der Landwirtschaft wurden immer tiefere Brunnen gebohrt, um die noch vorhandenen Grundwasserreserven auszubeuten. Die Kommerzialisierung der Wasserressourcen hat die Situation weiter verschärft. In europäischen Haushalten werden heute durchschnittlich 250 Liter pro Person und Tag verbraucht, in den Vereinigten Staaten mehr als 660 l täglich. In Afrika muss die Bevölkerung gerade mal mit 50 Litern pro Tag auskommen, im Umland afrikanischer Städte wie Ouagadougou (Burkina Faso) sogar nur mit 20 Litern pro Tag – also mit weniger als dem von der Weltgesundheitsorganisation festgelegten absoluten Minimum (WWAP 2001: 9). Die Anzahl der Konflikte und der kriegerischen Auseinandersetzungen um den immer knapper werdenden Rohstoff Wasser steigt ständig. Wasser wird eine der ersten Ressourcen sein, die sich erschöpft (Meadows, Meadows, Randers 1992).

Eine ähnliche Entwicklung ist bei den Energieträgern Erdöl und Erdgas zu konstatieren. Mit aufwendigen geophysikalischen Methoden werden immer verborgene Vorkommen geortet, um auch diese noch ausbeuten zu können. Selbst in Naturschutzgebieten wird inzwischen schon nach Erdöl- und Erdgas gebohrt.

Neben der politischen und soziologischen Dimension hinterlässt die Ausbeutung von Wasser, Erdöl und Erdgas auch permanente Spuren an der Erdoberfläche. Durch den Entzug von Flüssigkeiten und Gasen wird der Spannungszustand im Porenraum geändert: das Speichergestein konsolidiert. Diese Konsolidation paust sich bis auf die Tagesoberfläche durch.

Infolge der exzessiven Förderung von Grundwasser hat sich der Grundwasserspiegel in vielen Gebieten erheblich gesenkt. Die damit verbundene Konsolidation hat zum Beispiel in Mexiko City und im kalifornischen Central Valley zu einer Absenkung der Tagesoberfläche von bis zu 10 m geführt. Die Bucht von Tokio senkt sich ebenfalls ab, wie auch das nur 2 m über dem Meeresspiegel im Menambecken liegende Bangkok, wo inzwischen mit dem MGL-Projekt (Mitigation of Groundwater Crisis and Land Subsidence in Bangkok Metropolis) versucht wird, die unkontrollierte und exzessive Förderung von Grundwasser einzudämmen. Doch in den ausufernden Vorstädten ist der Raubbau nicht mehr aufzuhalten: ständig werden neue Brunnen gebohrt, unkontrolliert und ungeahnt. Ähnliche Probleme werden aus Jakarta, Hanoi, Kanagawa, Peking,

aber auch aus Europa, zum Beispiel aus der italienischen Po-Ebene oder dem belgischen Flandern gemeldet, eben von überall, wo mehr Grundwasser abgepumpt wird als sich auf natürlichem Wege erneuern kann.



**Abb. 11.27** Folgen exzessiver Grundwasserförderung: Schiefstellung einer Kathedrale in Mexiko, Neigung der Kleinen Wildganspagode in Xian, China (Fotos: Ernest Hess-Lüttich)



**Abb. 11.28** Senkung des Geländes im Stadtgebiet von Hanoi (Vietnam) als Folge der Grundwasserförderung (nach Nguyen & Helm 1995).

Mit ähnlichen Problemen sieht man sich in Gebieten der Erdöl- und Erdgasförderung konfrontiert. Zum Beispiel wurden über dem Erdölfeld von Wilmington bei Los Angeles Senkungsraten von 23 cm pro Jahr beobachtet. Von 1928 bis 1971 hat sich das Gelände um etwa 10 m gesenkt (Goudie 2000). Durch den Vergleich von Satellitenbildern ließ sich nachweisen, dass sich das benachbarte Belridge Ölfeld um jährlich 20 bis 30 cm senkt (Kooij 1997).

In den niederländischen Provinzen Friesland und Groningen wird seit den 1950er Jahren Erdgas gefördert. Die damit verbundenen Geländesenkungen werden seit Jahrzehnten mit großer Besorgnis beobachtet. Das Land befindet sich ohnehin bereits auf Meeresniveau. Über den Gasfeldern von Groningen hat sich das Gelände inzwischen einige Dezimeter gesenkt. Mit diesen Senkungen überlagern sich, insbesondere in der Provinz Friesland, die natürlichen (biologischen) Setzungen der mächtigen Torfvorkommen, die in den nächsten 50 Jahren das Gelände zusätzlich um einen halben Meter absenken werden (z.B. Schokking 1995). Dazu kommen nun die bereits erwähnten Bergsenkungen infolge des 3000 m tiefen Lösungsbergbaus (Zechsteinsalze). Da der Meerespiegel in den nächsten Jahrzehnten als Folge der globalen Erwärmung ansteigen wird, kommt auf die niederländischen Küsteningenieure eine Herausforderung zu, die mit der Eindeichung des IJsselmeers durchaus vergleichbar ist.

## 11.3 Methoden

Um Bergsenkungen und Tagesbrüche zu beurteilen, sind ihre Ursachen zu klären. Um die Ursachen zu klären, ist das Gelände zu kartieren und ingenieurgeologisch zu untersuchen. Darauf aufbauend werden mechanische Modelle hergeleitet und Kräftegleichgewichte betrachtet. Mit diesem Dreiklang befasst sich der folgende Abschnitt.

### 11.3.1 Ursachen

Die angeführten Beispiele zeigen, dass sich Bergsenkungen auf verschiedene Weise entwickeln und nach unterschiedlichen Mechanismen ablaufen. Ursächlich für ihre Entstehung sind

- Hohlräume, natürliche oder vom Menschen geschaffene, über denen das Deckgebirge nachgibt, entweder in Form einer
- *regulären*, gleichmäßigen und allmählichen Senkung oder eines
- *irregulären*, ungleichmäßigen und plötzlichen Verbruchs.

Irreguläre Bergsenkungen sind typisch für tagesnahe Hohlräume, wogen regulaäre Bergsenkungen durch den tiefen, flächigen Abbau und der Förderung von Wasser, Erdöl und Erdgas ausgelöst werden. Je nach den geologischen Vorgaben kann es auch zu komplexen Mischformen kommen.

### 11.3.2 Kartierung

Aus den vorgestellten Beispielen wird deutlich, welche Aspekte bei der ingenieurgeologischen Kartierung von Bergsenkungsgebieten besondere Aufmerksamkeit verdienen. Dazu zählen:

- Die Vorauswertung des Geländes auf der Grundlage des verfügbaren Kartenwerks, insbesondere der topographischen, historischen, geologischen und hydrogeologischen Karten. Aus diesen Karten lässt sich zum Beispiel erkennen, wo verkarstungsfähiges Gestein ansteht, wo Bergbau umgegangen ist oder umgegangen sein könnte und wo Wasser, Erdöl oder Erdgas gefördert wird.

- Die Auswertung von Luftbildern. Aus dem Vergleich von aktuellen Aufnahmen mit alten Luftbildern lassen sich Veränderungen im Relief rekonstruieren. Mit einer stereoskopischen Auswertung von Luftbildpaaren kann die Deformation des Geländes bestimmt werden. Neben den deutlich erkennbaren Bergsenkungen (Senkungströge, Tagesbrüche) lassen sich auch beginnende Senkungszonen kartieren (Vernässungszonen, Wuchsstörungen bei Bäumen, Risse, etc.). Problembereiche werden geortet, um sie dann im Gelände näher zu untersuchen. Auch die Auswertung von Satellitenaufnahmen ermöglicht eine Zonierung von Bergsenkungsgebieten.
- Darüber hinaus ist in Bergaugebieten das bergmännische Risswerk auszuwerten. Die Einsichtnahme ist bei den zuständigen Bergämtern zu beantragen. Bei der Sichtung des Kartenmaterials ist die gesamte Entwicklung des Bergwerks zu erfassen, von den ersten Anfängen bis zur Aufgabe. Grubengebäude haben in der Regel mehrere Sohlen, die sich überlagern und die mit Schächten verbunden sind. Es ist daher wichtig, die Logik der Entwicklung des Grubengebäudes zu verstehen und sich über die Funktion der einzelnen Grubenelemente im Klaren zu sein. Die Systematik der (ehemaligen) Massenströme ist zu verstehen und das Gesamtvolumen des ausgeräumten Materials (Rohstoff und Nebengestein) ist abzuschätzen. Neben dem eigentlichen Risswerk sind auch die Grubenbücher einzusehen, in denen die Geschichte des Bergwerks dokumentiert ist und Statistiken zu den Mengen des abgebauten Materials aufgeführt sind. Stehen Rohstoffe oberflächennah an oder streichen entsprechende Schichten an der Oberfläche aus, ist zusätzlich auf nicht dokumentierten, alten und historischen Bergbau zu achten.

Im Rahmen der ingenieurgeologischen Feldarbeit wird das Gelände auf direkte und indirekten Hinweise zu Bergsenkungen untersucht und gezielt beprobt, um Aufschluss über den Aufbau, die Festigkeit und die Verformbarkeit der Untergrundes zu erhalten:

- Geomorphologische Ansprache: Die vorliegenden Landformen werden kartiert und mit den geologischen Vorgaben verglichen, um Unregelmäßigkeiten zu identifizieren und die für Bergsenkungen typischen Landformen zu erkennen. In Verkarstungszonen sind die erwähnten Landformen des Karstes aufzunehmen. Bei der direkten Erkundung von Tagesbruchbereichen müssen Vorsichtmaßnahmen getroffen werden. Da das Gebirge jederzeit nachbrechen kann, ist das Erkundungsteam entsprechend zu sichern.
- Bodenansprache: Bodenproben werden entnommen um die Bodenart zu bestimmen und gegebenenfalls die Festigkeits- und Verformungseigen-

schaften zu prüfen. Schürfe werden angelegt, um die Böden unterhalb der oberen Bodenschichten und eventuell den Übergangsbereich zum Festgestein zu erkunden.

- Gebirgsansprache: Das anstehende Gebirge wird stratigraphisch und petrographisch angesprochen. Das Trennflächengefüge wird aufgenommen und in der Lagenkugel dargestellt. Besondere Beachtung verdienen Trennflächen und Störungszonen, die Bergsenkungen begünstigen könnten.
- Hydrogeologische Ansprache: Neben der Abschätzung der Durchlässigkeiten der Böden und des anstehenden Festgestein werden wasserführende Horizonte, Wasserläufe und Quellen kartiert. Weiterhin sind durch Staunässe gekennzeichnete Zonen, Tümpel und Senkungsseen zu dokumentieren. In Bergbauzonen verdienen darüber hinaus die Austritte von Grubenwässern besondere Aufmerksamkeit, die häufig kontaminiert und sauer sind (*Acid Mine Drainage*).
- Biologische Ansprache: Neben den bodenkennzeichnenden Pflanzen werden in erster Linie grundwasserkennzeichnende und reliefkennzeichnende Pflanzen kartiert. Wie im Kapitel 6 beschrieben, zeigen bestimmte Pflanzen Staunässe und somit die mögliche Entwicklung eines Bergsenkungssees an. Andere Pflanzen sterben bei steigendem Grundwasser ab (zum Beispiel einige Baumarten). Entlang von Verwerfungen reihen sich wasserliebende Pflanzen und zeichnen somit die Verwerfungszone nach. Bäume dokumentieren die Bewegung des Reliefs, indem sie nach einer Schiefstellung vertikal weiter wachsen. Eine plötzliche Geländeneigung wird durch einen Knick, eine allmähliche durch einen bananenförmigen Wuchs dokumentiert. Dies erlaubt eine ungefähre Datierung des Beginns der Bergsenkung und ihrer zeitlichen Entwicklung.
- Anthropogene Ansprache: Straßen und Wege, Zäune und Mauern, Brunnen und Masten werden bei Bergsenkungen versetzt und verkippt. Kanäle brechen, Leitungen reißen und in Bauwerken zeigen sich Risse. All diese Beobachtungen sind zu dokumentieren und in der Karte festzuhalten.
- Bergmännische Ansprache: Zugängliche Hohlräume werden begangen und vermessen, sofern sie nicht einsturzgefährdet sind. Die Begehung von Hohlräumen ist ordnungsgemäß anzumelden. Hohlräume dürfen nur mit bergmännischer Ausrüstung und nur in Begleitung eines erfahrenen Bergmanns (in Karsthöhlen eines Speläologen) begangen werden. Zu der üblichen Ausrüstung zählen neben dem schlagwettersicheren Ge-

leucht auch ein Sauerstoffwarngerät und geeignete Kommunikationsmittel.

Aufbauend auf den Voruntersuchungen und der ingenieurgeologischen Geländearbeit werden im Rahmen der Hauptuntersuchungen die geologischen Verhältnisse präzisiert. Die Lage von Hohlräumen wird geortet. Da in den meisten Fällen die Hohlräume nicht oder nur bedingt begangen werden können, eignen sich besonders Aufschlussbohrungen (direkte Erkundung) und geophysikalische Verfahren (indirekte Erkundung). Weitere Erkundungsmaßnahmen wurden bereits im Kapitel 7 vorgestellt.

In Bergaugebieten stellt darüber hinaus die Ortung von Schächten ein besonderes Problem dar, denn sie sind mit wenigen Metern Durchmesser vergleichsweise kleine Suchziele. Auf freiem Feld verraten sie sich im Winter durch Wärmeanomalien, die sich auf Infrarot-Aufnahmen zeigen und sich auch im Gelände durch das schnellere Abschmelzen der Schneedeckung bemerkbar machen. Da Schächte in den meisten Fällen ausgasen, können sie mit einem Raster von (relativ kostengünstigen) Bodengasmessstellen lokalisiert werden. Viele Schächte sind jedoch unter Verkehrswegen und Gebäuden verborgen. Sobald sich die Hinweise auf einen Schacht verdichten, ist Vorsicht geboten, da der Schacht noch während der Erkundung freifallen kann. Er ist aus sicherer Entfernung mit Schrägbohrungen zu orten. Die Bohrmannschaft muss sich wegen der möglichen Ausbildung eines Einsturztrichters anseilen. Oft haben sich auch explosionsfähige Gase im Schacht gesammelt, so dass zusätzliche Vorsichts- und Schutzmaßnahmen notwendig werden.

### 11.3.3 Modelle

Im Folgenden werden einige grundlegende Ansätze vorgestellt. Sowohl mechanische als auch empirische Modelle wurden entwickelt, um Bergsenkungen zu prognostizieren und die Standsicherheit von Hohlräumen abzuschätzen. Darüber hinaus lässt sich die Deformation des Gebirges auch mit numerischen Verfahren modellieren.

### 11.3.3.1 Empirische Modelle

Reguläre Bergsenkungen, wie sie aus dem tiefen Strebba zu erwarten sind, lassen sich auf der Grundlage von langjährigen Beobachtungen abschätzen. Für das Ruhrgebiet, das britische und französische Kohlerevier sowie die meisten russischen Kohlereviere gilt für den *Bergsenkungsfaktor*  $\kappa$ , also dem Verhältnis der maximal zu erwartenden Bergsenkung  $S$  zur abgebauten Flözmächtigkeit  $M$  (Brawner 1973)

$$\kappa = \frac{S}{M} \leq 0.9$$

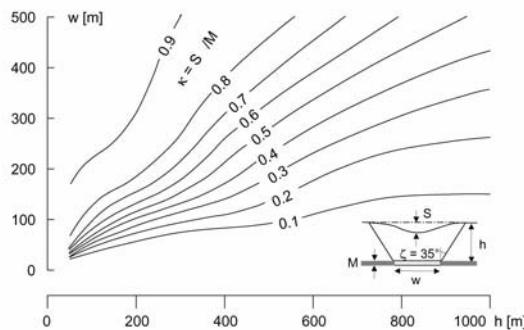
Dabei wird vorausgesetzt, dass die Hohlräume nicht versetzt oder verblasen (also verfüllt) wurden.

In Großbritannien wurden anhand von Senkungsmessungen über tiefen Abbaufeldern empirische Bergsenkungsdiagramme entwickelt, mit denen die maximal zu erwartende Senkung des Senkungstroges vorhergesagt werden kann. Dabei wird davon ausgegangen, dass sich über einem Abbau der Breite  $w$  und der Länge  $l$  ein Senkungstrog bildet, der von einem von der Abbaukante gezogenen *Grenzwinkel*  $\zeta$  [ $^{\circ}$ ] begrenzt wird (Niemczyzk 1949). Die Größe des Grenzwinkels und somit des *Einwirkungsbereichs* des Bergbaus hängt von der lokalen Geologie ab. Für das britische Revier wird von  $\zeta = 35^{\circ}$  ausgegangen.

In den Bergsenkungsdiagrammen ist die Breite des Abbaus  $w$  [m] über die Abbautiefe  $h$  [m] aufgetragen. Aus dem Bergsenkungsfaktor  $\kappa$  ergibt sich die maximale Bergsenkung  $S$  [m] für ein Abbaufeld. Diese stellt sich ein, sobald die Abbaulänge  $l$  größer als die kritische Abbaubreite  $w_c$  ist, die sich aus dem Grenzwinkel und der Abbautiefe ergibt:

$$\begin{aligned} w_c/h &= 2\tan \zeta \rightarrow \text{kritisch} \\ w/h &< 2\tan \zeta \rightarrow \text{subkritisch} \\ w/h &> 2\tan \zeta \rightarrow \text{superkritisch} \end{aligned}$$

Bei einer kleineren Abbaulänge (subkritischer Senkungstrog) wird die maximal mögliche Senkung nicht erreicht. Mit weiteren empirischen Diagrammen lassen sich die für den subkritischen Fall wahrscheinlichen Bergsenkungen sowie die maximalen Dehnungen und Stauchungen an der Oberfläche abschätzen. Weiterhin lässt sich die Geometrie des Senkungstroges konstruieren. Empirische Bergsenkungsdiagramme lassen sich auch für Reviere in anderen Ländern herleiten.



**Abb. 11.29** Der Bergsenkungsfaktor  $\kappa$  als Funktion von Abbaubreite  $w$  und Abbautiefe  $h$  (NCB 1975).

### 11.3.3.2 Versagen von Pfeilern

Beim Versagen einzelner Pfeiler (Örterbau) wird die Last auf die benachbarten Pfeiler umgelagert. Halten diese der zusätzlichen Belastung nicht stand, versagen sie ebenfalls, so dass nun die benachbarten, noch intakten Pfeiler belastet werden. Schließlich können, einem Dominoeffekt entsprechend, ganze Grubenbaue nachgeben. Entlang der Bewegungsfugen, die sich im Hangenden bilden, rutscht das in vielen Fällen weitgehend intakte Deckgebirge in den Grubenbau. Dabei hängt die Ausbildung und Orientierung der Bewegungsfugen von der Geometrie der Baue und dem Trennflächengefüge des Deckgebirges ab.

Ist die Geometrie und Verteilung der Pfeiler bekannt, dann lässt sich durch Bildung des Kräftegleichgewichts ermitteln, wann die Tragfähigkeit der Pfeiler überschritten wird und das System versagt. Jede Feste trägt die in erster Näherung lithostatische Gebirgsauflast ihres Einflussbereiches. Bei einer rechteckigen Feste mit den Breiten  $w_{xp}$  und  $w_{yp}$  und den Streckenbreiten  $w_{xr}$  und  $w_{yr}$  folgt für den Grenzzustand

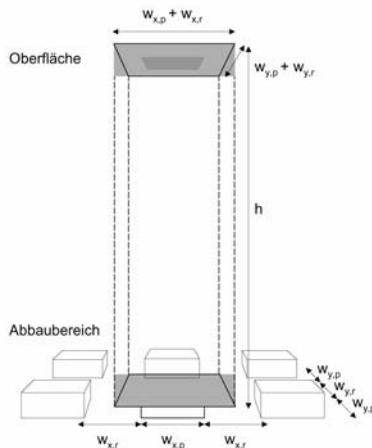
$$\sigma_f w_{xp} w_{yp} = \gamma h (w_{xp} + w_{xr})(w_{yp} + w_{yr})$$

mit  $\gamma$  [kN/m<sup>3</sup>] als mittlere Wichte des Hangenden und  $h$  [m] als Tiefe bis zur Firste der Örter.  $\sigma_f$  [kN/m<sup>2</sup>] ist die axiale Druckfestigkeit des Gebirges *in situ*, d.h. unter Berücksichtigung der vorhandenen Trennflächen und der Geometrie der Feste. Hieraus ergibt sich die Standsicherheitsbedingung

$$\sigma_f \geq \gamma h \left( 1 + \frac{w_{xr}}{w_{xp}} \right) \left( 1 + \frac{w_{yr}}{w_{yp}} \right)$$

Zu beachten ist, dass der Gründungsbereich einer Feste ebenfalls nachgeben kann, ohne dass die Feste selbst versagt (Grundbruch, siehe Kapitel 12).

Die zeitliche Entwicklung des Versagens lässt sich kaum voraussagen, da weder die Geometrie der Hohlräume noch die Scherfestigkeit der Gleitflächen genau genug bekannt sind. Allenfalls lassen Senkungsmessungen für bestimmte geologische Verhältnisse und Hohlraumgeometrien Analogieschlüsse zu.



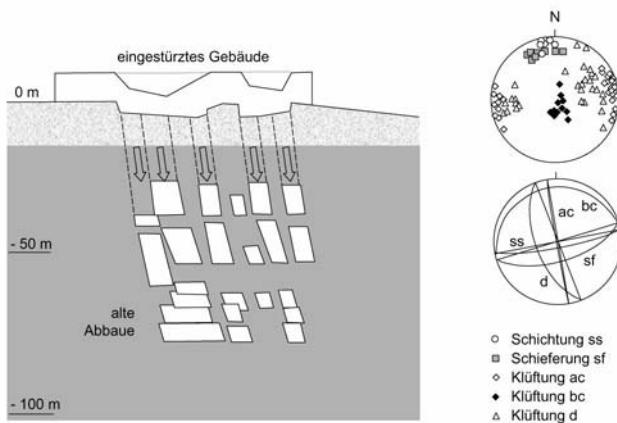
**Abb. 11.30** Belastung von Pfeilern im Örterbau.

### 11.3.3.3 En bloc-Bewegung

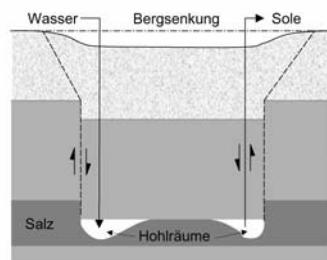
Bei einer *en bloc*-Bewegung rutscht das Hangende als einzelner integraler Gebirgskörper in den Hohlraum. Er wird seitlich begrenzt von Gleitflächen, die geologisch vorgegeben sein können. Ein typisches Beispiel für eine *en bloc*-Bewegung ist das zu Beginn dieses Kapitels erwähnte Beispiel aus dem Rheinischen Schiefergebirge. Die ingenieurgeologische Erkundung und die Aufnahme des Trennflächengefüges zeigten, dass ein Gebirgsblock entlang der fast senkrecht stehenden Schichtung, Schieferung und ac-Klüftung völlig intakt in den Hohlraum rutschen konnte.

Durch die Bildung des Kräftegleichgewichts im Krafteck lässt sich die Scherfestigkeit entlang der Gleitflächen im Grenzzustand rückrechnen.

Vermutliche *en bloc*-Bewegungen wurden ebenfalls im Salzfeld von Hengelo (Niederlande) beobachtet (Wassmann 1980). Dabei wird davon ausgegangen, dass sich das Hangende entlang vertikaler Gleitflächen in den Lösungshohlraum bewegt. Das über dem Deckgebirge anstehende Lockergestein bildet dabei geneigte Gleitfugen aus. Aufgrund der geologischen Vorgaben macht sich hier die *en bloc*-Bewegung an der Oberfläche als harmonische, kontinuierliche Deformation bemerkbar.



**Abb. 11.31** Mögliche *en bloc*-Bewegungen von Gebirgskörpern in Abbaukammern.



**Abb. 11.32** *En bloc*-Bewegung über einem Lösungshohlraum (nach Wassmann 1980).

### 11.3.3.4 Nachbruch

Untertägige Hohlräume sind in den wenigsten Fällen stabil. Je nach Boden- und Gebirgsart bricht das Deckgebirge allmählich oder plötzlich nach, bis sich ein tragendes Gewölbe ausgebildet hat. Aber auch dieses wird mit der Zeit weiter nachbrechen, als Folge von Durchfeuchtung, Er-schütterung oder anderer destabilisierender Einflüsse. Mit abnehmendem Abstand zur Tagesoberfläche nimmt in den meisten Fällen darüber hinaus der Auflockerungsgrad des anstehenden Gebirges zu, woraus sich eine Be-schleunigung der Bewegung des Hohlraums zur Tagesoberfläche ergibt. Schließlich bildet sich ein Tagesbruch.

Ein Durchpausen des Hohlraums zur Tagesoberfläche wird jedoch ge-stoppt, sobald das Volumen des verbrochenen Gebirgsmaterials das Fassungsvermögen des Hohlraums übersteigt. Dies ist ab einem bestimmten Nachbruchvolumen der Fall, denn die Versturzmasse nimmt einen deutlich größeren Raum ein als das intakte (unverstürzte) Gebirge. Mit  $k$  [-] als *Auf-lockerungsfaktor (bulking factor)* ergibt sich zum Beispiel das Nachbruch-volumen aus einem zylindrischen Versturzraum zu

$$V_{\text{Nachbruch}} = kx\pi d^2 / 4$$

mit  $d$  [m] als Durchmesser und  $x$  [m] als Höhe des Versturzraums. Ange-nommen, der Nachbruch bildet sich über einem quadratischen Hohlraum mit der Seitenlänge  $w$  und der Höhe  $h$ , dann folgt für das Fassungsvermö-gen

$$V = hw^2 + x\pi d^2 / 4$$

Da  $w$  etwa  $d$  entspricht, ergibt sich die (relative) maximale Migrationshöhe zu

$$\frac{x}{h} = \frac{4}{\pi(k-1)}$$

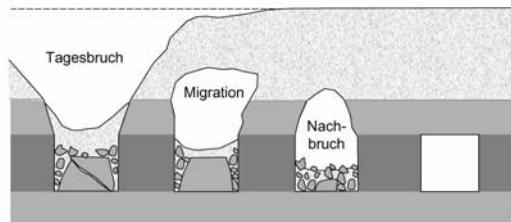
In vielen Fällen ist jedoch davon auszugehen, dass der Nachbruch in Ne-benhohlräume auswandert oder sich durch Erosion verringert. In diesen Fällen ist die Migrationshöhe mit einem Erosionsfaktor

$$e = \frac{V_{\text{Nachbruch}} - V_{\text{erodiert}}}{V_{\text{erodiert}}}$$

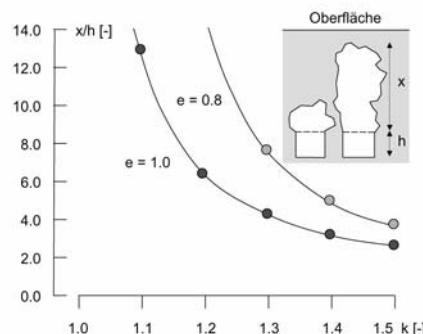
zu modifizieren. Für den vorgestellten Fall des zylindrischen Versturz-raums folgt

$$\frac{x}{h} = \frac{4}{\pi(ek - 1)}$$

Auch für andere Geometrien des Versturzraums und des Fassungsvermögens lassen sich auf diese Weise die maximalen Migrationshöhen abschätzen.



**Abb. 11.33** Das Nachbrechen des Deckgebirges führt schließlich zum Tagesbruch.



**Abb. 11.34**  $x/h$  als Funktion des Auflockerungsfaktors  $k$  für Erosionsfaktoren  $e$  von 1.0 (keine Erosion) und 0.8. Angenommen wurde ein Hohlraum mit quadratischem Grundriß.

### **11.3.3.5 Schächte**

Schächte werden nach Aufgabe des Bergwerks in vielen Fällen verfüllt. Bei verfüllten Schächten sind zwei Versagensmechanismen möglich, die sich auch überlagern können: Zum einen kann ein Teilbereich oder auch die gesamte Füllsäule *en bloc* abgehen, zum anderen kann die Verfüllung peu à peu nachfallen, wobei die Versturzmassen in die verlassenen Grubengebäude abwandern können.

Wird ein Bergwerk aufgegeben, dann wird in den meisten Fällen auch die Wasserhaltung eingestellt. Mit der Zeit steigt der Wasserspiegel auf sein natürliches Niveau. Die bodenmechanischen Eigenschaften des Verfüllmaterials verändern sich beim Kontakt mit Wasser. Der Kohäsionsanteil wird deutlich verringert oder geht sogar völlig verloren, so dass die Füllsäule ihre Stabilität verliert.

In der Regel liegen zum Verfüllmaterial kaum Informationen vor. Die Erkundung des Schachtes ist, wie bereits ausgeführt, aufwendig und voller Risiken. In der Praxis ist es daher kaum möglich, ein verlässliches Versagensmodell für einen aufgegebenen Schacht zu formulieren.

### **11.3.4 Stabilisierung und Sanierung**

Um zu beurteilen, inwieweit eine Bergschadensgefahr besteht, gilt es zunächst zu erkunden, wo im Untergrund Hohlräume wahrscheinlich sind. Hierzu ist eine ingenieurgeologische Erkundung durchzuführen, auf deren Grundlage Risiken erkannt und Bereiche potentieller Bergschäden eingegrenzt werden können.

Soll in einem Bergschadensgebiet gebaut werden, sind Stabilisierungsmaßnahmen einzuleiten, ebenfalls auf der Grundlage der ingenieurgeologischen Kartierung. Bei Gefahr im Verzug sind die Behörden zu informieren und das Gelände zu räumen.

Der Gefahr von Bergschäden lässt sich mit zwei Strategien begegnen:

- der passiven Strategie der Zonierung und des Monitorings,
- der aktiven Strategie der Stabilisierung der untertägigen Hohlräume und der konstruktiven Ertüchtigung von Bauwerken und Gründungsbereichen.

Die folgenden Abschnitte geben Beispiele zu beide Vorgehensweisen.

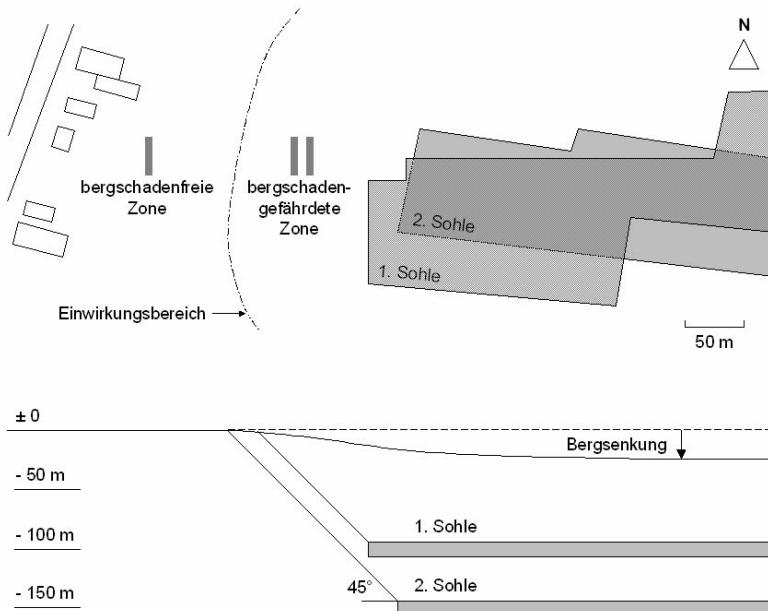
### 11.3.4.1 Passive Maßnahmen

#### 11.3.4.1.1 Zonierung

Ein Bergsenkungs- bzw. Erdfallgebiet lässt sich auf der Grundlage einer Kartierung und begleitender Untersuchungen (Teil 2) in ingenieurgeologische Homogenbereiche einteilen. Dabei wird das Untersuchungsgebiet in *bergschadensfreie* und *bergschadensgefährdete* Zonen sowie in Bereiche unterteilt, die aufgrund nicht ausreichender Informationen nicht eindeutig zugeordnet werden können und daher weiter zu untersuchen sind.

Bergschadensgefährdet ist das Gelände nicht nur unmittelbar über den Hohlräumen, sondern auch in deren Einwirkungsbereich. Die Größe des Einwirkungsbereichs hängt von der Tiefenlage der Hohlräume und von der Geologie ab. Im Strebbaudienst dient der Grenzwinkel  $\zeta$  der Abgrenzung des Einwirkungsbereichs, ein Konzept, das auch für andere Grubentypen und auch für natürliche Hohlräume übernommen wurde. Der Grenzwinkel hängt ab von der lokalen Geologie, die geprägt ist vom petrographischen Aufbau des Gebirges und seine Zergliederung in Klüfte und Störungen, sowie von den bodenmechanischen Eigenschaften der Deckschichten. Oft werden Erfahrungswerte angewendet, die für verschiedene Regionen in Regelwerken vorgegeben sind.

Ein Beispiel: In einem Bergaugebiet werden im Verbruchbau tertiäre Tone abgebaut, die über dem devonischen Grundgebirge anstehen, dessen Oberkante bei etwa 200 m unter Gelände liegt. Das auf den Tonen lagernde Quartär ist 20-30 m mächtig und besteht aus Sanden und Kiesen. Westlich des Bergwerks befindet sich eine Siedlung. Da der Abbau in diesem Bereich vor kurzem eingestellt wurde, ist vorgesehen, die Siedlung zum Bergaugebiet hin nach Osten zu erweitern. Wie nah darf die Neubebauung an den Abbau heranreichen? – Um diese Frage zu beantworten ist der Einwirkungsbereich festzulegen. Dazu werden die abgebauten Tonlager auf die Geländeoberfläche projiziert. Der Einwirkungsbereich folgt aus der Abbautiefe und dem Grenzwinkel, der vom Bergamt festgelegt wird oder sich aus Erfahrungswerten ergibt. Im vorliegenden Fall gibt das Bergamt einen Grenzwinkel von  $45^\circ$  vor. Danach entspricht der Einwirkungsbereich den Abbautiefen, die hier für die 1. Sohle 100 m und für die 2. Sohle 150 m betragen. Der Einwirkungsbereich lässt sich somit in einfacher Weise festlegen. Da innerhalb dieses Bereichs Bergschäden zu erwarten sind, verzichtet die Gemeinde auf eine Erschließung jenseits der Einwirkungsgrenze.



**Abb. 11.35** Profil und Plan des Entwicklungsgebiets mit Einwirkungsbereich.

Bergschadensgefährdete Gebiete dürfen in den wenigsten Fällen bebaut werden. Ausnahmen bilden reguläre Senkungströge, wie sie zum Beispiel im Ruhrgebiet über dem tiefen Kohlebergbau zu erwarten sind. Dort ist in vielen Bereichen die Bergsenkung schon eingetreten, in einigen ist sie bereits abgeklungen. Im Rahmen einer nachhaltigen Stadtentwicklung werden Bergschadensgebiete auch als Chance angesehen, denn sie bieten sich als Grünflächen zur Regulierung des Frischlufthaushalts und zur Regeneration der Biodiversität an.

Von aufgegebenen Schächten gehen besondere Gefahren aus. Die bergamtlichen Richtlinien sehen Schachtschutzbereiche vor, die freizuhalten sind. Der Durchmesser eines Schachtschutzbereichs richtet sich wieder nach den geologischen Verhältnissen, insbesondere der Tiefe zum anstehenden Festgestein, und den bodenmechanischen Eigenschaften der Deckenschichten, aus denen sich der natürliche Neigungswinkel eines möglichen Einsturztrichters ergibt. Verkehrsgebiete und Bauwerke müssen außerhalb des Einsturztrichters liegen.

### **11.3.4.1.2 Monitoring**

In Bergsenkungs- und Erdfallgebieten geben Bewegungen der Geländeoberfläche Hinweise auf untertägige Hohlräume. Sie sind einzumessen und zu beobachten, um Aufschluss über die Dynamik der Bergsenkungen zu erhalten. Die geschieht zum einen mit

- Luftbildern und Satellitenaufnahmen, die in regelmäßigen Abständen aufgenommen und ausgewertet werden und zum anderen mit
- terrestrischen Messnetzen und -profilen.

Ein Monitoring erlaubt, Bewegungen zu prognostizieren, die Mechanismen der Bewegungen herzuleiten und Rechenmodelle zu eichen.

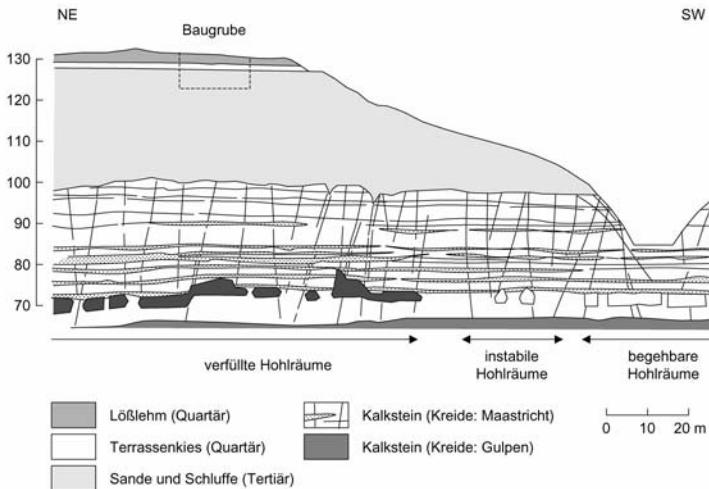
### **11.3.4.2 Aktive Maßnahmen**

#### **11.3.4.2.1 Verfüllung**

Durch eine Verfüllung des Hohlraums lassen sich irreguläre Bergsenkungen vermeiden. Allerdings muss das Verfüllmaterial lage- und erosionsbeständig sein. Selbst wenn das Verfüllmaterial den Hohlraum völlig ausfüllt und nicht erodiert, stellt doch der Kontaktbereich zum natürlichen Gebirge eine Problemzone dar, entlang der Wasserwegsamkeiten entstehen, die wieder neue Hohlräume bilden können. Weiterhin belastet das Verfüllmaterial das Liegende (das Gebirge unterhalb der Verfüllung), was zu Setzungen und, falls sich unterhalb des verfüllten Hohlraums weitere Hohlräume befinden, zum plötzlichen Einsturz und zur Bildung eines Tagesbruchs führen kann. In bestimmten Fällen bietet es sich jedoch an, Hohlräume zu verfüllen.

Ein Beispiel: Im Rahmen der Baugrundkundung für ein öffentliches Gebäude bei Valkenburg (Niederlande) wurden in 50-60 m Tiefe Hohlräume festgestellt. Sie sind Teil eines seit dem Mittelalter aufgefahrenen Höhlensystems, aus dem Kalkstein gewonnen wurde. In der Umgebung wurde bei vielen Gebäuden, insbesondere bei Kastellen und Kirchen, dieser Kalkstein verwendet. Die Höhlen wurden von den Berghängen aus in den Berg getrieben und zu Kammern ausgeweitet. Sie folgen dem etwa 30 m mächtigen Kalkvorkommen der Oberkreide (Maastricht), über denen 25 m mächtige oligozäne Sande sowie wenige Meter mächtige quartäre Lößlehme und Terrassenkiese lagern. Um die Standsicherheit des Untergrundes sicher zu stellen wurde entschieden, die Hohlräume anzubohren und zu verfüllen. Hierzu wurde ein Raster von Injektionsbohrungen gebohrt (Abstand 8-9 m), in die ein Gemisch aus hydraulisch abbindendem Trockenmörtel und Wasser gepumpt wurde. Kontrollbohrungen

zeigten, dass die Hohlräume verfüllt werden konnten und der Kontakt zwischen Verfüllgut und Gebirge kraftschlüssig ist. Daraufhin wurde das Gelände zur Bebauung freigegeben.



**Abb. 11.36** Profil durch den Untergrund bei Valkenburg (nach Krapp & Vorwerk 1997).

Neben der Verfüllung oberflächennaher Hohlräume mit Injektionen wird beim tiefen, noch aktiven Bergbau versucht, die regulären Bergsenkungen durch eine Verfüllung des ausgeräumten Gebirges zu begrenzen. Durch Versatz mit taubem Gestein oder Verblasen mit Gesteinsmehl lassen sich die Bergsenkungen erfahrungsgemäß um etwa 50 % reduzieren. Die damit verbundenen Zusatzkosten werden jedoch in den wenigsten Fällen von den Bergwerksbetreibern akzeptiert, für die es sich in der Regel eher rechnet, die Bergschadensansprüche pauschal zu kompensieren.

#### 11.3.4.2.2 Ausbau

In bestimmten Fällen empfiehlt sich ein Ausbau des Hohlraums. Zwar ist dies meist mit Kosten verbunden, doch erlauben ausgebaute Hohlräume eine ständige Kontrolle und eine schnelle Nachbesserung bei Nachbrüchen. Darüber hinaus drainieren offen gelassene Hohlräume das Gebirge

und stabilisieren es somit. Die durch den Ausbau geschaffene Klimatisierung hält den Hohlraum trocken, was seine Standsicherheit erhöht.

#### **11.3.4.2.3 Ausgraben**

Eine teure aber endgültige Maßnahme zur Vermeidung von Tagesbrüchen ist die Ausschachtung des betroffenen Geländes bis zu der Tiefenlage, in der noch Hohlräume angetroffen werden. Nach dem Aushub wird der ausgeschachtete Bereich mit tragfähigem Boden wieder aufgefüllt. Diese Methode ist allerdings nur bei tagesnahen Hohlräumen möglich und wird aufgrund der hohen Kosten allenfalls in Ausnahmefällen angewandt. Ein Beispiel ist der oben diskutierte Fall der englischen Siedlung Jacqueline Close, bei der es immer wieder zu Tagesbrüchen kam, so dass schließlich das gesamte Deckgebirge bis zu den Hohlräumen abgetragen und wieder neu aufgebaut werden musste.

#### **11.3.4.2.4 Konstruktive Maßnahmen**

In Bergsenkungs- und Erdfallgebieten sind Gebäude und Verkehrswege besonderen Beanspruchungen ausgesetzt. Um ihre Gebrauchsfähigkeit und Standsicherheit zu gewährleisten, bieten sich verschiedene Methoden und Strategien an, je nachdem, ob das Bauwerk vor regulären Bergsenkungen oder irregulären Tagesbrüchen zu schützen ist.

Tagesbrüche können den teilweisen oder vollkommenen Einsturz eines Bauwerks verursachen. Bauwerke, die im Bereich von möglichen Tagesbrüchen liegen, müssen daher so bemessen sein, dass sie mögliche Freilagen überbrücken können. Da man allerdings in den wenigsten Fällen *a priori* weiß, wo ein Tagesbruch auftreten könnte und wie groß die daraus resultierende Freilage wird, empfiehlt es sich, in Tagesbruchgebieten nicht zu bauen. In einigen Fällen ist dies jedoch trotzdem geschehen.

Ein Beispiel (nach Genske & Lepique 1993): In einigen Städten Deutschlands entstanden bereits im Mittelalter umfangreiche, untereinander verbundene, zum Teil heute noch erhaltene Kelleranlagen. Die grundbautechnisch mitunter hervorragend gelösten Kellergewölbe dienten der Lagerhaltung, die in historischer Zeit oft mit Brau- und Ausschankrechten verbunden war. Außerdem wurden untertägige Anlagen als Schutzräume und Fluchtwege genutzt. – In der durch Weinbau geprägten Gemeinde Oppenheim am Rhein erreichen die Ausmaße der Kelleranlagen die einer multifunktionalen unterirdischen Stadt, ausgestattet mit einer Vielzahl von Verkehrsgängen, Entwässerungs- und Brunnenanlagen (z.B. dem Krötenbrunnen) und einer ausgeklügelten Wetterführung.

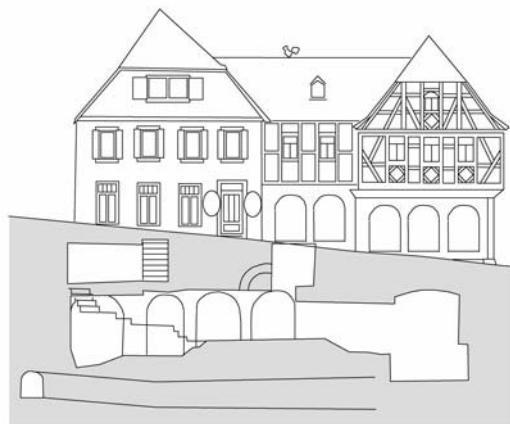


**Abb. 11.37** Historischer Stich des mittelalterlichen Oppenheim. Im Untergrund von Oppenheim verzweigt sich ein weitläufiges, teilweise mehrstöckiges System von Gängen, Kellern und Zisternen (Meissner Schatzkästlein 1623).

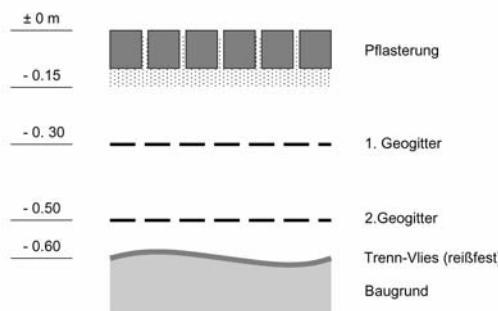
Der Großteil der Anlagen ist jedoch inzwischen verfallen und nicht mehr zugänglich. Die Rekonstruktion der Kelleranlagen ist schwierig, da infolge zweier Stadtbrände und der wiederholten Zerstörung der Stadt, u.a. von Napoleon, kaum noch Pläne vorliegen. Der übertägige Altstadtbereich wurde inzwischen im Grundriss stark verändert, so dass Rückschlüsse auf den Verlauf der Kelleranlagen oft nicht möglich sind. Die Verkehrswege wurden umgestaltet und neu geführt. Die Veränderung der Bausubstanz veränderte ebenfalls den Belastungsplan der unterirdischen Anlagen. Folglich kam es zu Senkungen und Tagesbrüchen im Bereich von Bauwerken und Straßen. Es wurde schließlich notwendig, einige Verkehrsbereiche gegen die Gefahr von Tagesbrüchen zu sichern. Hierfür wurde das Planum mit Geokunststoff-Verbundtragwerken erüstigt. Sie bestehen aus einem unteren Trennvlies, das den Baugrund von der geokunststoffbewehrten Tragschicht abgrenzt, mehreren Lagen von Geogittern, die in die (lagenweise verdichtete) Frostschutzschicht eingebaut werden, und der oberen, in ein Sandbett gelegten Naturstein-Pflasterung. Das Verbundtragwerk hat nicht die Aufgabe, einen Tagesbruch vollkommen zu verhindern, vielmehr soll es einen möglicherweise auftretenden, lokal begrenzten, nicht tragfähigen Bereich durch Eigendeforrmation anzeigen. In einem solchen Bereich wird dann nachträglich der Hohlraum stabilisiert. Das Konzept stellt somit sicher, dass nur dort eine kostenintensive Sanierungsmaßnahme anzuordnen ist, wo eine konkrete Gefahr besteht.



**Abb. 11.38** Ein Tagesbruch im Bereich einer öffentlichen Verkehrsfläche (Europopress, Oppenheim).



**Abb. 11.39** Gebäudeansicht und Überlagerung der untertägigen Vermessung mit dem Gebäudegrundriss (nach einer Aufnahme des Deutschen Bergbaumuseums Bochum).



**Abb. 11.40** Konzept zum Aufbau des Geokunststoff-Verbundsystems zur Sicherung der Verkehrswege im tagesbruchgefährdeten Altstadtbereich von Oppenheim.

In bestimmten Fällen ist jedoch eine Deformation des Verkehrswegs oder des Bauwerks auf jeden Fall zu vermeiden. Um dies sicher zu stellen, ist das Bauwerk mit aufwendigen konstruktiven Maßnahmen zu verstauen. Bei den Tunnelbauten der DB-Hochgeschwindigkeitsstrecken wurden zum Beispiel entlang der Trasse Hannover-Würzburg wiederholt fossile Einbruchsschlote aufgefahren, die sich aufgrund des Chloridkarstes unterhalb des Buntsandsteins gebildet und im jüngeren Tertiär und im Pleistozän das mehrere 100 m mächtige Deckgebirge steil durchschlagen haben (Prinz 1997). Die Tunnel wurden wie untertägige Brücken konstruiert um die nachgiebige Füllung der Einbruchsschlote zu überspannen, was zu erheblichen Mehrkosten führte.

Im Randbereich eines regulären Senkungstrogs werden Bauwerke Dehnungen, Stauchungen und Krümmungen ausgesetzt. Durch konstruktive Maßnahmen lassen sich die daraus entstehenden Schäden vermindern. Grundsätzlich unterscheidet man zwei Strategien:

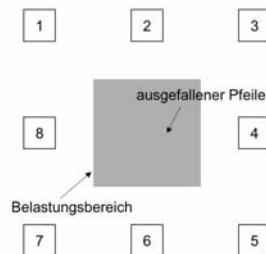
- *Steife* Bauwerke bleiben in ihrer Form erhalten, wiederstehen also den Beanspruchungen aus Dehnungen, Stauchungen und Krümmungen. Beanspruchungen aus Dehnungen können durch horizontale Bewegungsfugen im Fundamentbereich gemildert werden. Um Stauchungen abzudämpfen, sind im Bauwerk entsprechende Bewegungsfugen zu berücksichtigen und Polsterschichten im vertikalen Kontaktbereich Bauwerk/Boden einzufügen (zum Beispiel Torfe, Schlackewollen, Schaumstoffe, etc.). Auch die Anlage von Gräben, die das Bauwerk umfassen und bis zur Tiefe der Fundamente reichen, hat sich bewährt.

- *Schlaffe* Bauwerke sind so bemessen, dass sie die Dehnungen und Stauchungen des Untergrundes zerstörungsfrei übernehmen. Die zu erwartenden Deformationen sind bei der Nutzung des Bauwerks zu berücksichtigen.

Neben den im Randbereich des Senkungstrogs zu erwartenden Dehnungen und Stauchungen kommt es zur Schiefstellung schlanker Bauwerke. Hydraulische Pressen sind daher vorzusehen, mit denen die Fundamente nachgerichtet werden können.

## Übungen

- 11-1 Welche Hinweise im Gelände zeugen von untertägigen Hohlräumen?
- 11-2 Welches Gestein verkarstet bei gleichen hydrogeologischen Bedingungen am schnellsten: Gips, Steinsalz oder Kalkstein?
- 11-3 In einem Örterbau versagt ein Pfeiler. Wie stark werden die benachbarten Pfeiler belastet?

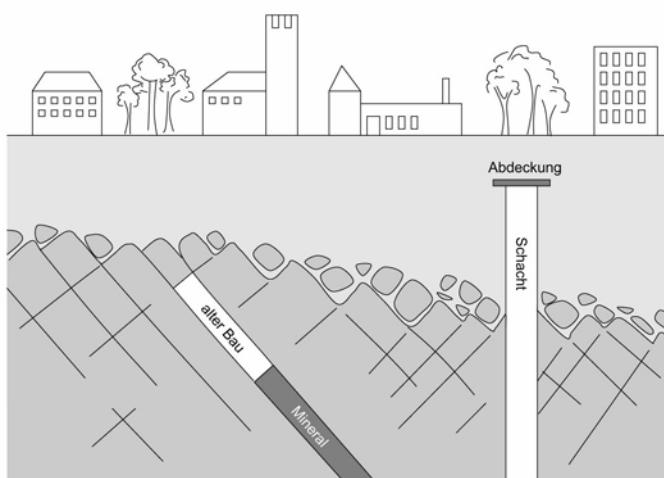


**Abb. 11.41** Versagen eines Pfeilers.

- 11-4 Aus zwei Flözen wird im Bruchbau Kohle abgebaut (d.h. der Hohlrbaum wird nicht versetzt oder verblasen). Die söhligen (horizontalen), jeweils 5 m mächtigen Flöze befinden sich in den Teufenlagen 500 m und 600 m genau übereinander. Der "Alte Mann" wird bei beiden Flözen eine maximale Breite von 500 m haben. Der Grenz-

winkel wird mit  $\zeta = 35^\circ$  angenommen. (a) Ist der zukünftige Senkungstrog ein kritischer, subkritischer oder superkritischer? (b) Wie groß ist die maximal zu erwartende Senkung? (c) Wie können die Dehnungen und Stauchungen, die durch die Ausbildung des Senkungstroges zu erwarten sind, ausgeglichen werden?

- 11-5 Über einem zylindrischen Hohlraum (Radius  $r$ , Höhe  $h$ ) bildet sich ein parabolischer Versturzraum (Rotationsparaboloid der Höhe  $x$ ). Wie weit kann der Hohlraum zur Oberfläche migrieren (a) ohne Berücksichtigung des Erosionsfaktors  $e$ ? (b) mit Berücksichtigung des Erosionsfaktors  $e$ ?
- 11-6 Wie lässt sich beim Lösungsbergbau das Volumen des gelösten Steinsalzes ermitteln?
- 11-7 Infolge übermäßiger Grundwasserförderung hat sich der Grundwasserspiegel von früher 2 m unter Gelände auf nun 4 m unter Gelände abgesenkt. Der Untergrund besteht aus gleichmäßigen Feinsanden ( $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ), deren Verformungsmodul mit  $15 \text{ MN/m}^2$  ermittelt wurde. Ab 10 m steht das Grundgebirge an. Zu berechnen ist (mit Hooke) die eingetretene Geländesenkung.
- 11-8 In der Skizze ist ein Schacht und ein offen gelassener alter Abbau dargestellt. Skizzieren Sie die möglichen Versagensmechanismen.



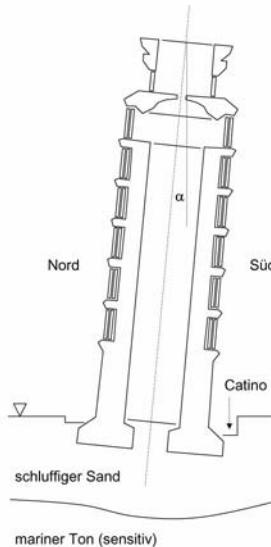
**Abb. 11.42** Profil.

# **12 Bauwerke**

## **12.1 Phänomene**

Im Jahre 1173 beginnt man im italienischen Pisa mit dem Bau eines Turms. Auf der Piazza dei Miracoli soll ein romanischer Campanile aus Marmor errichtet werden, ein Meisterwerk mit sechs übereinander geführten Säulenreihen. 294 Stufen sollen hinauf führen zu den sieben Glocken, deren Geläut vom Ruhm der aufstrebenden Handelsstadt zeugen soll. Genua und Venedig sollen vor Ehrfurcht erstarren. Kurz nach Baubeginn bemerkt man allerdings, dass sich der Turm nach Süden zu neigen beginnt. Mit Füllplatten versucht man, der Neigung entgegen zu wirken. Eine leichte, kaum wahrnehmbare Krümmung stellt sich ein. Fünf Jahre nach Baubeginn, als man bereits am vierten Geschoß arbeitet, lassen die Ingenieure den Bau ruhen. Zu viele schlechte Erfahrungen wurden gesammelt mit allzu hastig errichteten Türmen, zu nachgiebig erscheint das vom Arno angeschwemmte Land. Erst 1272, fast ein Jahrhundert später, wird der Bau des Turmes fortgesetzt. Als man 1278 am siebten Stockwerk arbeitet, wird der Bau erneut ausgesetzt. Es dauert wieder fast ein ganzes Jahrhundert, bis 1360 die Arbeiten zum letzten Mal aufgenommen werden, um den Turm schließlich im Jahre 1370 zu vollenden. Heute wissen wir, dass die Baumeister richtig entschieden hatten als sie den Bau zweimal unterbrachen, obwohl sie den Aufbau des Untergrundes kaum kannten. Er besteht aus einer etwa 10 m mächtigen Schicht schluffigen Sandes, der sich vor etwa 10000 Jahren im flachen Wasser einer Lagune absetzte. Darunter folgt eine etwa 40 m mächtige Schicht sensibler mariner Tone, die sich vor etwa 30000 Jahren ablagerten. Erst darunter folgt tragfähiger, dichter Sand. Infolge der langen Unterbrechungen beim Bau des Turms konnten die marinen Tone konsolidieren und somit ihre Scherfestigkeit wiederherstellen, um das Gewicht des sich neigenden Turms zu tragen. Hätte man ohne Unterbrechung weiter gebaut, dann hätte der Boden nachgegeben und der Turm wäre längst eingestürzt. Doch trotz der Bauunterbrechungen gelingt es nicht, die Neigung aufzuhalten. Die Situation verschlimmert sich, als im Jahre 1838 der Architekt Alessandro della Gherardesca die im Laufe der Jahrhunderte im Boden versunkenen Fundamente der ersten Säulenreihe freilegt, um einen Rundgang (Catino) anzulegen. Der Turm droht einzustürzen. 1934 versucht man, den Boden unter den Fundamenten mit Injektionen zu stabilisieren, was jedoch die Neigung des Turms noch vergrößert. In den 1970er Jahren führt die exzessive Förderung von Grundwasser zu einer weiteren, beschleunigten Neigung. 1989 wird der Turm wegen Einsturzgefahr für die Öffentlichkeit geschlossen. Es wird zwölf Jahre dauern, bis ein interna-

tionales Team von Experten den Turm wieder stabilisiert haben wird (Burland, Jamiolkowski, Viggiani 2002). Wie dies vor sich ging und wie man Bauwerke sicher gründet, wird in diesem Kapitel erläutert.



**Abb. 12.1** Der Turm von Pisa und sein Untergrund (nach Burland, Jamiolkowski, Viggiani 2002).

Das Beispiel zeigt anschaulich, zu welchen Problemen es bei der Gründung von Bauwerken kommen kann. Ein nachgiebiger Untergrund kann

- sowohl die Nutzung eines Bauwerks (*Gebrauchstauglichkeit*)
- als auch seine Stabilität (*Standsicherheit*)

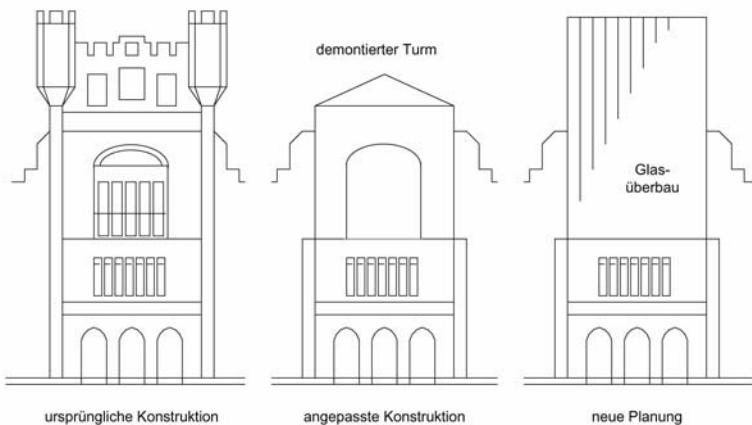
in Frage stellen. Im Folgenden wird dargestellt, wie Bauwerkslasten in den Untergrund eingeleitet werden. Dabei kann der Baugrund mit einer für das Bauwerk unverträglichen Verformung reagieren oder auch bruchhaft versagen.

## 12.2 Mechanismen

### 12.2.1 Gebrauchstauglichkeit

Im Jahre 1905 begann man auf einem Feld im Süden von Ottawa (Canada) mit dem Bau des Victoria Memorial Museums. David Edward schuf ein viel beachtetes Bauwerk, dessen architektonischer Stil am besten mit *Scottish Baronial* beschrieben werden kann, eine massive, burgartige Konstruktion aus lokalem Sandstein. Es sollte das Parlament gegenüber dem Museum widerspiegeln. Wie beim Parlamentsgebäude war auch ein Turm vorgesehen, um den Eingang zum Museum architektonisch zu akzentuierten. Nach der Planung würden sich somit zwei Repräsentationsbauten komplementär gegenüberstehen. Mit einem komplexen System von Gründungen, die sich über zwei Ebenen verteilten, war beabsichtigt, die zum Teil erheblichen Bauwerkslasten in den nachgiebigen Boden zu leiten. Dabei schwankten die Bodenpressungen erheblich und betrugen unter dem Turmbauwerk mehr als  $400 \text{ kN/m}^2$ . Die am stärksten belasteten Gebäude Teile erlitten daraufhin erhebliche Setzungen, deutlich größere als der Rest des Gebäudes. Die Setzungen im Eingangsbereich überschritten schließlich einen halben Meter. Der Turm begann sich zu neigen, so dass er, nur fünf Jahre nach der Eröffnung des Museums, wieder abgetragen werden musste. Der Rest des Bauwerks konnte jedoch erhalten werden und schmückt heute das Viertel vis-à-vis des Parlamentshügels. Nun ist geplant, die ursprüngliche Idee des Turms mit einer Glaskonstruktion wieder aufleben zu lassen (nach CB Crawford 1979 und Informationen des Victoria Memorial Museums Ottawa).

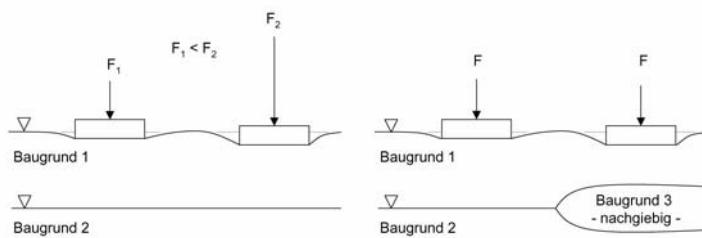
**Abb. 12.2** (nächste Seite) Die ursprüngliche Idee des Turms über dem Eingangstor des Victoria Memorial Museum wird durch eine leichte Glasskonstruktion wieder aufgegriffen. Ähnlich löste schon Paul Wallot Ende des 19. Jahrhunderts das Lastproblem der Reichstagskuppel in Berlin, die, zuerst als massives steinernes Gewölbe geplant, schließlich als leichte Konstruktion aus Stahl und Glass ausgeführt wurde, aller imperialen Symbolik entkleidet. Diesen Gedanken griff auch Norman Foster bei der Renovierung des Reichstags nach der Wiedervereinigung auf, der mit seiner spektakulären, begehbarer Glasskuppel einen weit sichtbaren städtebaulichen Akzent setzte.



Dieses Beispiel zeigt, dass die *Gebrauchstauglichkeit* eines Bauwerks durch *unterschiedliche Setzungen* eingeschränkt wird. Es kommt zu Rissen und zu Schiefstellungen, die eine weitere Nutzung des Bauwerks in Frage stellen, kostspielige Sanierungsmaßnahmen zur Folge haben und sogar zur Aufgabe des Bauwerks führen können.

Wie bereits in den Kapiteln 6 und 7 ausgeführt, sind gerade bindige Böden setzungsempfindlich. Im Gegensatz zu nichtbindigen Böden, die sich bei Belastung spontan setzen, *konsolidieren* bindige Böden, d.h. sie geben bei Belastung ihr Porenwasser nur zeitverzögert ab. Der Grund hierfür ist die geringe Durchlässigkeit. Infolgedessen erleiden Bauwerke, die auf Schluffen oder Tonen errichtet werden, oft noch Jahre nach ihrer Errichtung erhebliche Setzungen.

Wenn ein Gebäude, wie im vorangegangenen Beispiel dargestellt, den Untergrund unterschiedlich belastet, kommt es zu unterschiedlichen Setzungen, die das Bauwerk beanspruchen und schließlich zu Rissen und Bauwerksschäden führen. Der gleiche Effekt kann sich einstellen, wenn die Bodenart unter dem Gebäude variiert, wenn zum Beispiel in einem sandigen Boden eine Tonschicht auftritt, allerdings nur unter einem Teil der Fundamente. Selbst wenn alle Fundamente gleich belastet werden, werden sich jene, unter denen die Tonschicht ansteht, zeitverzögert erheblich stärker setzen.



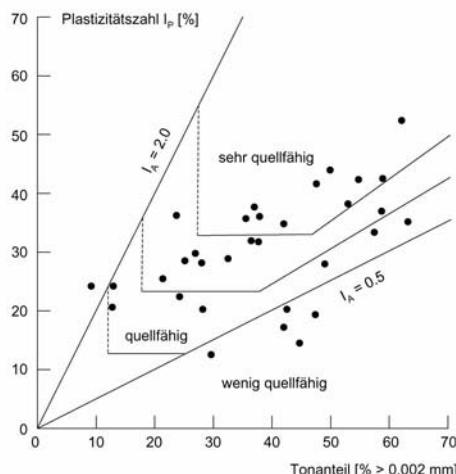
**Abb. 12.3** Unterschiedliche Setzungen infolge unterschiedlicher Lasten, unterschiedliche Setzungen infolge wechselnder Baugrundbedingungen.

Neben der Konsolidation trägt auch das Austrocknen von Böden zu mitunter erheblichen Setzungen bei. Besonders deutlich wird dies bei Torfböden, wie Fallbeispiele aus den englischen Fennlands, der norddeutschen Tiefebene und den niederländischen Torfgebieten zeigen. Torfböden sind daher als Gründungsböden ungeeignet.

Doch nicht nur Setzungen können die Gebrauchstauglichkeit eines Gebäudes in Frage stellen: Einige Bodenarten dehnen sich unter bestimmten Bedingungen aus, so dass es zu Hebungen kommt, die das Bauwerk in gleicher Weise beschädigen. Dies ist zum Beispiel der Fall bei quellfähigen Tonen, die in den Vereinigten Staaten Sanierungskosten an Bauwerken und Verkehrswegen in einer Größenordnung von jährlich zwei Milliarden Dollar verursachen, mehr als die Schäden infolge von Rutschungen, Überflutungen oder Erdbeben (Bell 2000: 83). Typisch sind Risse und Schiefstellungen von flachen Bauwerken, die durch Leckagen unterirdischer Wasserleitungen oder durch Fehler bei der Drainage von Grundstücken entstehen und die dazu führen, dass ehemals trockene Bereiche durchfeuchtet werden. Den umgekehrten Effekt kann man beobachten, wenn ein Baugelände gerodet wird und die oberflächennah anstehenden quellfähigen Tone austrocknen, was zu einem zeitverzögerten Schrumpfen und somit zu Setzungen führt, die sich bei Wasserzutritt wieder umkehren.

Wie bereits im Kapitel 6 beschrieben, wird zwischen interkristallinem und intrakristallinem Quellen unterschieden. Im ersten Fall wird die Volumenzunahme durch die Aufnahme von Wasser in den Poren und zwischen den einzelnen Tonmineralen verursacht, im zweiten Fall lagern sich Wassermoleküle zwischen den Schichten der quellfähigen Tonminerale an. Hierzu zählen die Dreischichtsilikate der Smektit-Gruppe, insbesondere die Montmorillonite. Diese Tone werden auch als aktiv bezeichnet. Mit dem Aktivitätsdiagramm lässt sich das Quellverhalten abschätzen.

Erheblich größer ist die Volumenzunahme bei der Umwandlung von Anhydrit zu Gips (Kapitel 11). Unter Laborbedingungen kann diese Volumenzunahme durch Wasseraufnahme etwa 60 % betragen. Dabei können Schwelldrücke von bis zu  $10 \text{ MN/m}^2$  auftreten, was zu erheblichen Gründungsschäden führen kann (Prinz 1997: 52). Mitunter ist es nicht möglich, auf Gipsböden Bauwerke zu errichten oder in Gipsformationen Tunnel vorzutreiben. Volumenveränderungen sind durch chemische Umwandlungen auch in anderen Böden (zum Beispiel pyrithaltigen) möglich.



**Abb. 12.4** Abschätzung der Quellpotenzials von Tonen (nach Van der Merwe 1964, angepasst von Williams und Donaldson 1980). Einige quellfähige Tone aus der südafrikanischen Provinz Natal sind dargestellt (Bell 2000: 91).  $I_A$  ist die Aktivitätszahl nach Skempton.

Die Böden der Permafrostgebiete stellen einen besonders problematischen Baugrund dar. In Sibirien und Alaska können Dauerfrostböden eine Mächtigkeit von bis zu 300 m haben. Allerdings tauen in den südlicheren Breiten die obersten Meter während der Sommermonate auf. Dabei verlieren sie ihre Festigkeit, was zu erheblichen Setzungen führen kann. In Hanglagen beginnen Böden langsam talabwärts zu fließen (Solifluktion). Im Winter wiederum frieren die Böden erneut ein. Dabei formen sich in feinkörnigen Sedimenten Eislinsen, die das Umgebungswasser (hygroskopisch) ansaugen und sich dabei ständig vergrößern. Der ständige Frost-Tauwechsel führt zu Cryoturbationen und somit zu extrem inhomogenen Böden. Selbst in den Regionen, wo auch im Sommer die obersten Meter gefroren bleiben, erleiden schlecht isolierte Bauwerke Setzungsschäden, da ihre Wärme den Boden auftaut. Besonders problematisch ist die Grün-

dung überirdischer Ölpipelines, deren Stützen die Wärme des transportierten Öls in den Boden leiten, der allmählich auftaut und nachgibt.

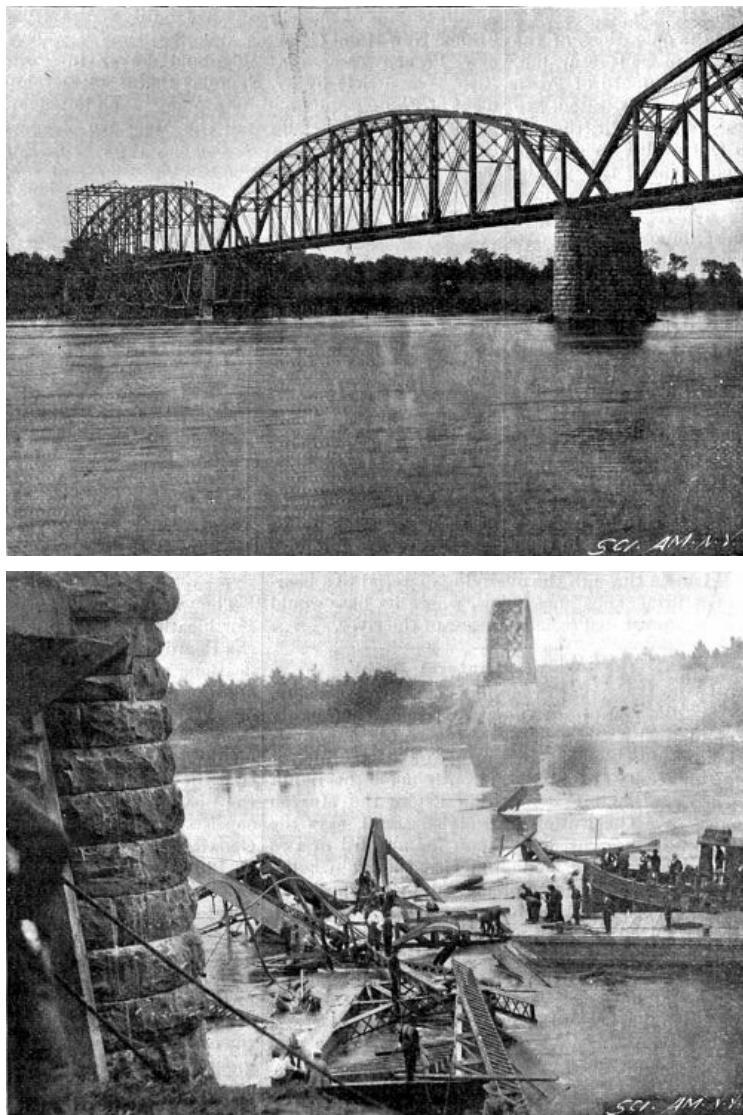


**Abb. 12.5** Ein Permafrostboden, wie er zum Beispiel entlang des Yukon Rivers (Alaska) auftritt, ist ein problematischer Baugrund, auf dem sich Gebäude und Straßen nur mit Schwierigkeiten errichten lassen. Ein von Permafrost geprägtes Gebiet lässt sich u.a. an der willkürlichen Neigung der Bäume erkennen, die eine Folge des Nachgebens des Bodens ist (Foto: Ernest Hess-Lüttich).

## 12.2.2 Standsicherheit

Am 1. Oktober 1898 berichtet der *Scientific American*, dass eine Brücke über den St. Lawrence Fluss in der kanadischen Provinz Ontario plötzlich und ohne erkennbaren Grund eingestürzt ist. Die im Bau befindliche Konstruktion war fast vollendet, als zwei Drittel ihrer Länge einbricht und die Arbeiter in die Tiefe zieht. 16 von ihnen werden schwer verletzt, 15 von ihnen kommen ums Leben. Die Brücke wurde von den erfahrenen Ingenieuren der New York and Ottawa Railway Company entworfen. Ihre Statik haben die Prüfstatiker der kanadischen Regierung kontrolliert und genehmigt. Augenzeugen berichten, wie einer der vier Pfeiler ohne Vorwarnung nachgab, woraufhin das Brückenfachwerk in den Fluss stürzte. Der St. Lawrence Fluss ist an dieser Stelle 10-13 m tief, die Fließgeschwindigkeit beträgt hier 8-13 km/h. Während des Baus des Pfeilers inspizierten Taucher den Gründungsbereich. Anhand der Bodenproben und der Berichte der Taucher war zu folgern, dass der Untergrund aus Ton besteht, der von Flussgerölle bedeckt ist. Das Brückenfundament wurde wegen

der starken Strömung und um Kosten zu sparen nicht eingegraben oder mit Pfählen in den Boden eingebunden, sondern direkt auf das Flussbett gelegt. Da die Unfallstelle von Trümmern bedeckt war, konnte die Ursache des Unglücks nicht rekonstruiert werden.



**Abb. 12.6** Die Cornwall-Brücke vor und nach der Katastrophe (Scientific American 1898).

Wahrscheinlich ist aber, dass die Strömung einen Teil der Gründungsfläche untergraben hat, ein Vorgang, der auch als *Kolken* bezeichnet wird. Die Last des Pfeilers musste also auf einer kleineren Fläche in den Untergrund weitergegeben werden, der aus wassergesättigten Tonen besteht. Dies verursachte einen Anstieg der Spannungen in der Gründungsfuge, die schließlich so groß wurden, dass der Boden unter dem Fundament plötzlich nachgab und auswich. Dieser Vorgang wird als *Grundbruch* bezeichnet.

Ein Grundbruch kann sich unter jeder Art von Bauwerk ereignen. Mitunter führt auch eine Veränderung der Festigkeit zum Versinken von Bauwerken, wie das Beispiel der Kawagishi-cho Apartmenthäuser zeigt:

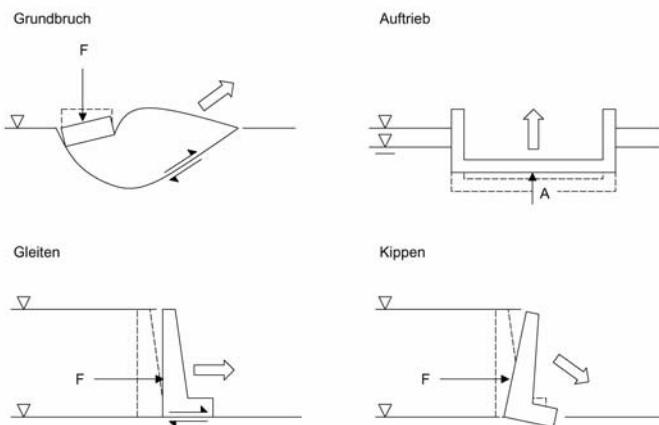
Am 16. Juni 1964 wird Japan von einem Erdbeben der Stärke 7.5 heimgesucht. Besonders betroffen ist die Küstenstadt Niigata auf der Hauptinsel Honshu. Der Boden besteht hier aus locker gelagerten, wassergesättigten Sanden und Schluffen. Infolge der dynamischen Beanspruchung verlor der Boden vielerorts seine Festigkeit. In einigen Bereichen kam es zur Bodenverflüssigung (Liquifizierung). Auch der Boden am Shinano-Fluss konnte die vierstöckigen Kawagishi-cho Apartmenthäuser nicht mehr tragen und wichen unter der Belastung aus. Die Gebäude kippten zur Seite, blieben aber ansonsten völlig intakt.



Abb. 12.7 Nach dem Niigata Erdbeben (Quelle: unbekannt).

Der Grundbruch stellt nur eine Form des Versagens dar. Weitere Versagensmechanismen sind möglich: So kann sich zum Beispiel ein Stützbauwerk aufgrund der seitlichen Belastung lateral bewegen, ein Vor-

gang, der als *Gleiten* bezeichnet wird. Auch können seitlich angreifende Kräfte dazu führen, dass ein Bauwerk *kippt*. Tief in das Grundwasser einbindende Bauwerke können sich aufgrund des *Auftriebs* nach oben bewegen.



**Abb. 12.8** Grundbruch, Gleiten, Kippen, Auftrieb.

## 12.3 Methoden

Um ein Bauwerk sicher zu gründen, sind seine Standsicherheit und seine Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen. Voraussetzung für diesen Nachweis ist die Kartierung und die ingenieurgeologische Untersuchung des Geländes. Darauf aufbauend werden mechanische Modelle hergeleitet und Kräftegleichgewichte betrachtet. Mit diesem Dreiklang befasst sich der folgende Abschnitt.

### 12.3.1 Ursachen

Aus den angeführten Beispielen wird deutlich, dass die Gebrauchstauglichkeit und die Standsicherheit von Bauwerken nicht gegeben sind, wenn bestimmte Umstände zu einer Überbeanspruchung der Fundamente führen

und der Baugrund unter den Fundamenten nachgibt. Als wichtigste Ursachen lassen sich resümieren:

- Die ungleichmäßige Belastung des Baugrunds durch das Bauwerk und die daraus resultierenden unterschiedlichen Setzungen.
- Die Inhomogenität des Baugrunds und die daraus resultierenden unterschiedlichen Setzungen.
- Die Überbelastung des Baugrunds und den daraus folgenden Versagensfällen wie zum Beispiel dem Grundbruch.
- Die Veränderung der Festigkeit des Baugrunds infolge Durchfeuchtung, dynamischen Beanspruchungen, etc.
- Die Veränderung des Grundwasserspiegels.
- Die Konsolidation eines bindigen Baugrunds.
- Das Schrumpfen und Quellen des Baugrunds.
- Das Untergraben oder Freilegen von Fundamentbereichen.

### **12.3.2 Kartierung**

Aus den vorgestellten Beispielen und der Diskussion der Ursachen wird deutlich, welche Aspekte bei der ingenieurgeologischen Kartierung des Baugrunds besondere Aufmerksamkeit verdienen. Dazu zählen:

- Die Vorauswertung des Gebiets auf der Grundlage des verfügbaren Kartenwerks, insbesondere der topographischen, historischen, geologischen und hydrogeologischen Karten.
- Die Auswertung von Luftbildern. Auf Luftbildern lassen sich die Bodenarten erkennen und Felsaufschlüsse kartieren (Kapitel 6). Der Vergleich mit älteren Luftbildern zeigt die Entwicklung des Geländes und gibt Hinweise auf frühere Baugrundeingriffe, auf die historische Bebauung, auf Anschüttungen und Halden. Mit diesen Informationen lassen sich Bereiche kartieren, die vorbelastet oder durch Aushub bedeckt oder möglicherweise kontaminiert sind.

Im Rahmen der ingenieurgeologischen Feldarbeit wird das Gelände auf problematische Baugrundverhältnisse untersucht und gezielt beprobt, um

Aufschluss über den Aufbau, die Festigkeit und die Verformbarkeit der Untergrundes zu erhalten:

- Geomorphologische Ansprache: Die vorliegenden Landformen werden kartiert und mit den geologischen Vorgaben verglichen, um Unregelmäßigkeiten zu identifizieren und die Geodynamik des Geländes zu verstehen. Ein geomorphologisches Modell gibt Hinweise auf die zu erwartenden Bodenarten und möglichen Gründungsprobleme. Gibt es zum Beispiel Hinweise auf eine glaziale Überprägung, ist mit den für eiszeitliche Landformen typischen Phänomenen zu rechnen, wie etwa im Boden verborgenen Findlingen, die erhebliche Baugrundhindernisse darstellen.
- Bodenansprache: Besonders setzungsempfindlicher Baugrund (Tone, Schluffe) und quelfähige Bodenarten werden kartiert. Ebenfalls aufgenommen werden Lockergesteine, die sich als Baustoff eignen (Sand, Kies). Schürfe werden angelegt, um die Bodeneigenschaften unterhalb der oberen Bodenschichten zu erkunden. Bodenproben werden entnommen, um die Festigkeits- und Verformungseigenschaften zu prüfen. Mit der Handflügelsonde wird die Sensitivität von Tonlagen geprüft.
- Gebirgsansprache: Das anstehende Gebirge wird stratigraphisch und petrographisch angesprochen. Die Eignung des Gesteins als Baustoff wird geprüft (Natursteine, Schiefer, etc.). Das Trennflächengefüge wird aufgenommen und in der Lagenkugel dargestellt. Besondere Beachtung verdienen Störungszonen, die zu unterschiedlichen Setzungen von Bauwerken führen können.
- Hydrogeologische Ansprache: Neben der Ermittlung der Durchlässigkeiten der Böden und des anstehenden Festgestein sind wasserführende Horizonte, Wasserläufe und Quellen zu kartieren. Weiterhin sind Tümpel und durch Staunässe gekennzeichnete Zonen zu dokumentieren. Falls es im Rahmen der Kartierung bereits möglich ist, ist die Tiefe zum Grundwasserspiegel festzustellen. Wasserproben werden entnommen, um die für das Bauvorhaben relevanten chemischen Eigenschaften zu prüfen, zum Beispiel die Betonaggressivität des Grundwassers.
- Biologische Ansprache: Bodenkennzeichnende und grundwasserkennzeichnende Pflanzen werden kartiert, um die Erkenntnisse aus der Boden- und Gebirgsansprache und der hydrogeologischen Ansprache zu ergänzen. Pflanzenbänder werden aufgenommen, die das tektonische Inventar und Störungszonen aufzeichen. Schadstoffanzeigende Pflanzen und Wuchsstörungen geben Hinweise auf eine Vornutzung des Geländes und eine oberflächennahe Kontamination. Die Schiefstellung von

Bäumen zeigt an, dass sich das Gelände bewegt. Gründe hierfür können Karst oder Altbergbau oder auch, bei geneigtem Gelände, eine Bewegung der Böschung sein.

- Anthropogene Ansprache: Alle Hinweise, die auf eine frühere Bebauung des Geländes deuten, sind zu dokumentieren. Aufgrund der vorangegangenen Auswertung des historischen Kartenmaterials lassen sich einige Bereiche des Geländes gezielt untersuchen. Im Boden verborgene Leitungen und Kanäle, Mauerreste und Fundamente, Tanks und Bunker können erhebliche Baugrundhindernisse darstellen, die eine Neubebauung des Geländes in Frage stellen. Die Begehung untertägiger Anlagen darf nur nach Absprache mit den zuständigen Behörden und nur unter Beachtung strenger Sicherheitsvorschriften und nie allein durchgeführt werden.

Aufbauend auf den Voruntersuchungen und der ingenieurgeologischen Kartierung werden die Baugrundbedingungen im Rahmen der Hauptuntersuchungen detailliert erkundet. Hierzu zählen insbesondere die Feststellung des Schichtenaufbaus und der Tiefe zum Anstehenden (Schürfe, Sondierungen, Aufschlussbohrungen), die Prüfung der Festigkeit des Bodens (Ramm- und Drucksondierungen) und die Messung der Tiefe zum Grundwasser (Brunnen). Weitere Proben werden gewonnen und im Labor untersucht. Besondere Aufmerksamkeit verdienen vorgenutzte, durch Baugrundhindernisse gekennzeichnete Bereiche. Gegebenenfalls ist eine Altlastverdachtsfläche einzugrenzen und eine Gefährdungsabschätzung durchzuführen (s.a. Kapitel 7).

### 12.3.3 Modelle

Ingenieurbauwerke müssen gebrauchstauglich sein. Ein Bauwerk ist gebrauchstauglich, wenn es die ihm zugewiesene Funktion auf Dauer erfüllt. Mit zunehmender Verformung des Bauwerks nimmt seine Gebrauchstauglichkeit ab: zu große und unterschiedliche Setzungen führen zur Schrägstellung und zu Rissen im Bauwerk und schränken somit seine Gebrauchstauglichkeit ein. Im Folgenden werden Modelle zur Vorhersage von Setzungen vorgestellt.

Ingenieurbauwerke müssen standsicher sein. Mechanisch lässt sich dies über den Grenzzustand definieren, für den sich alle Kraftvektoren im Steinschen Krafteck schließen, die auf ein im Eulerschen Sinne freigeschnittenes und somit räumlich und mechanisch definiertes System einwirken.

Zur genaueren Präzisierung der Lastannahmen werden *Lastfälle* definiert, die neben den ständigen und regelmässig auftretenden Lasten auch Lasten, die nur während der Bauzeit auftreten, und außerplanmässige Belastungen (zum Beispiel infolge von Unfällen, Überschwemmungen, Erbeben, etc.) berücksichtigen.

Um den Standsicherheitsnachweis zu führen, werden die haltenden Kräfte mit Sicherheitsfaktoren verkleinert und die treibenden Kräfte mit Sicherheitsfaktoren vergrößert. Das System versagt, wenn sich das Krafteck nicht schließen lässt. Je nach Versagensmodell gelten unterschiedliche Sicherheitsfaktoren, die auf der Grundlage des *probabilistischen Sicherheitskonzepts* (Anhang) hergeleitet wurden. Sie sind in den einschlägigen Normenwerken angegeben.

### **12.3.3.1 Gebrauchstauglichkeit**

Setzungen sind die Reaktion des Baugrunds auf einen Lasteintrag. Bei ungleichmässigen Setzungen liegt daher entweder eine ungleichmässige Belastung des Baugrunds oder ein ungleichmässiger Baugrund vor. Ungleichmässige Setzungen gefährden die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks.

#### **12.3.3.1.1 Boden**

Um Setzungen vorherzusagen, wird der Baugrund als elastisches Medium idealisiert und im Sinne des Hookeschen Gesetzes interpretiert (Kapitel 3), wonach die Deformation  $\varepsilon [-]$  eine Funktion der Belastung  $\sigma [\text{kN/m}^2]$  ist

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

mit dem Verformungsmodul  $E [\text{kN/m}^2]$  als Proportionalitätskonstante. Dies stellt eine grobe Vereinfachung dar, denn der Baugrund verformt sich eher plastisch als elastisch. Das Hookesche Gesetz bildet trotzdem die Grundlage der *Setzungsformel*, mit der die Setzung eines Fundaments  $s [\text{m}]$  ermittelt wird in Abhängigkeit von der in den Baugrund eingeleiteten Last, ausgedrückt als Sohlspannung  $\sigma_0 [\text{kN/m}^2]$ , der Breite des Fundaments  $b [\text{m}]$  und dem maßgeblichen, aus Laborversuchen, Feldversuchen oder Vergleichsbeobachtungen bestimmten Verformungsmodul  $E_m [\text{kN/m}^2]$

$$s = \frac{\sigma_0}{E_m} b f$$

Der *Setzungsbeiwert*  $f$  [-] ist abhängig von der Form und den Abmessungen des Fundamentkörpers, den Materialeigenschaften des Bodens, der Dicke der zusammendrückbaren Schicht unter dem Fundament und der Verteilung der vom Fundament in den Untergrund eingeleiteten Spannungen.

Mit der Frage, wie sich die Spannungen unter einer Gründung verteilen, befasste sich bereits Valentin Joseph Boussinesq (1842-1929). Fröhlich (1934) ermittelte die Spannungsausbreitung durch Freischneiden des belasteten Bodenvolumens und der Bilanzierung der Kräfte. Er betrachtete ein Medium, das sich elastisch verhält, gleichmäßig aufgebaut ist und in allen Richtungen die gleichen Eigenschaften aufweist und ging davon aus, dass die Spannungen infolge einer Last, die auf der Oberfläche dieses Mediums angreift, mit dem Quadrat der Entfernung  $d$  abnehmen

$$\sigma \approx \frac{1}{d^2}$$

Weiterhin nahm er an, dass die Spannungsausbreitung in dem als *elastisch-isotropen Halbraum* bezeichneten Medium in der Wirkungslinie der Last am stärksten ist. Dies berücksichtigte er durch Einführung einer Kosinusfunktion für den Winkel der Ausbreitungsrichtung  $\alpha$ , so dass für die sich radial vom Angriffspunkt ausbreitenden Spannungen gilt

$$\sigma_r \approx \frac{1}{d^2} (\cos \alpha)^a$$

Schließlich führte er die Proportionalitätskonstante  $C$  ein, die er durch Freischneiden des Systems senkrecht zur Wirkungslinie der Last und abschließender Bilanzierung der Kräfte bestimmte

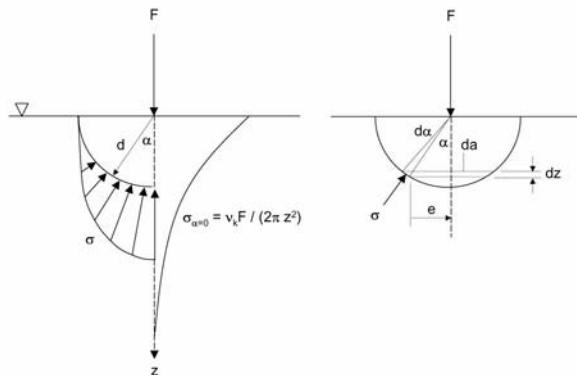
$$\sigma_r = \frac{C}{d^2} (\cos \alpha)^a$$

$$C = (a+2) \frac{F}{2\pi}$$

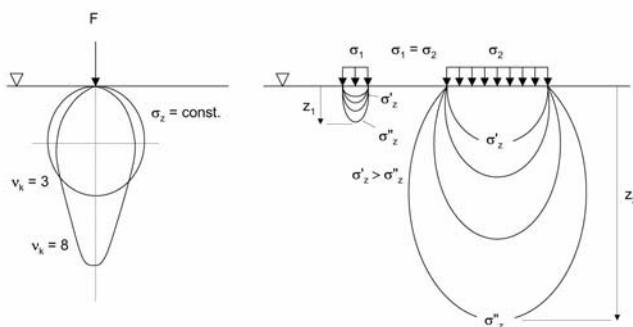
Fröhlich interpretierte  $a+2$  als bodenspezifischen *Konzentrationsfaktor*  $v_k$ . Für die bereits von Boussinesq auf anderem Wege hergeleitete Formel zur Spannungsausbreitung folgt somit

$$\sigma_r = \frac{\nu_k F}{2\pi d^2} (\cos \alpha)^{\nu_k - 2}$$

Bei  $\nu_k = 3$  liegt ein isotropes Medium vor, bei dem sich der Elastizitätsmodul nicht mit der Tiefe ändert.  $\nu_k = 4$  entspricht einem anisotropen Medium mit einem mit der Tiefe linear zunehmenden Elastizitätsmodul. Je größer der Konzentrationsfaktor ist, desto mehr konzentrieren sich die Spannungen entlang der Wirkungslinie der Last. Dies ist typisch für nicht bindige Böden mit hohem Reibungswinkel, wogegen bindige Böden einen kleinen Konzentrationsfaktor haben. Mit der Berechnung von Linien gleicher Spannung (Isobaren) lässt sich dieser Effekt veranschaulichen.



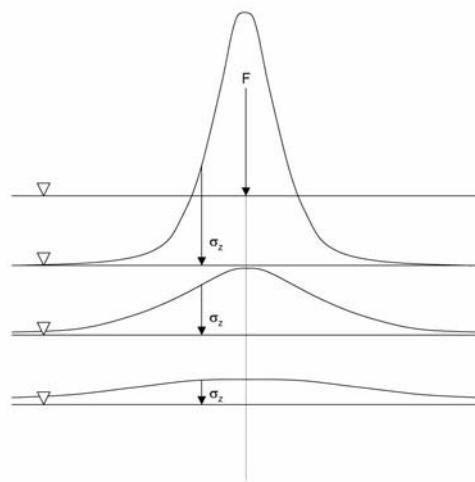
**Abb. 12.9** Lastausbreitung im elastisch-isotropen Halbraum, Freischneiden und Kräftebilanzierung zur Ermittlung der Proportionalitätskonstante  $C$ .



**Abb. 12.10** Spannungsisobaren für  $\nu_k = 3$  und  $\nu_k = 8$ , Tiefenwirkung der Sohlspannungen in Abhängigkeit von der Breite des Fundaments.

Für andere Lastformen (Linienlast, Flächenlast) können in gleicher Weise Modelle zur Lastausbreitung hergeleitet werden. Dabei ist die Tiefe der Einwirkungen der Sohlspannungen abhängig von den Abmessungen des Fundaments. Bei gleich bleibender Sohlspannung nimmt die Tiefe der Einwirkung mit zunehmender Fundamentbreite zu. Breite Fundamente beanspruchen also tiefer liegende Bodenschichten. Wenn diese nachgiebig sind, kann es zu großen Setzungen kommen, obwohl oberflächennah der Baugrund wenig setzungsempfindlich ist.

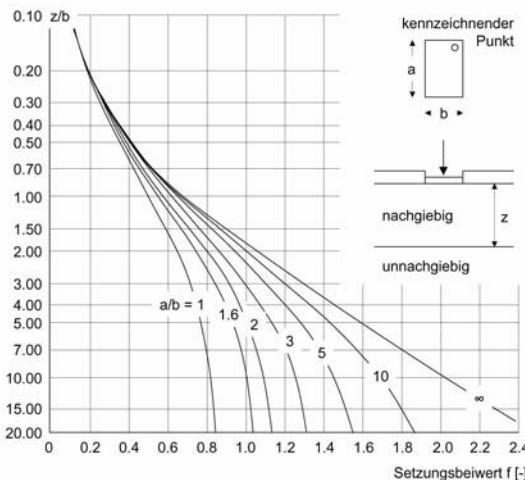
Die radialen Spannungen  $\sigma_r$  können durch eine entsprechende Transformation in die bei statischen Nachweisen erforderlichen vertikalen Spannungen  $\sigma_z$  umgewandelt werden. Unter einer Punktlast erzeugen die Vertikalspannungen eine Glockenkurve, die mit zunehmender Tiefe abflacht. Eine solche Spannungsverteilung lässt sich in ähnlicher Weise auch statistisch mit einem Random Walk Prozess herleiten. Die resultierende Verteilung entspricht einer Gauß-Normalverteilung, die Einflüsse der Tiefe und des Konzentrationsparameters sind mit dem Koeffizient der Wölbung  $\beta_2$  modellierbar (Kapitel 4).



**Abb. 12.11** Abnahme der Vertikalspannungen mit der Tiefe.

Durch Integration der in den Baugrund eingeleiteten Spannungen und Anpassung an die Setzungsformel können Setzungsbeiwerte  $f$  für verschiedene Geometrien, Konzentrationsfaktoren und geologische Randbedin-

gungen hergeleitet werden. In den Lehr- und Handbüchern der Bodenmechanik sind sie als geschlossene Formel angegeben, tabelliert oder in Diagrammen dargestellt. Mit der Setzungsformel lassen sich dann die zu erwartenden Setzungen bestimmen (*direkte Setzungsberechnung*).



**Abb. 12.12** Setzungsbeiwerte  $f$  für eine Rechtecklast (Kany 1974). Die Werte wurden für den so genannten *kennzeichnenden Punkt* des Fundaments ermittelt, in dem die Setzung eines biegeweichen (schlaffen) Fundaments der eines starren (steifen) Fundaments entspricht. Einzel- und Streifenfundamente sind in der Regel als steif anzusehen.

Ein Beispiel: Ein rechteckiges Brückenfundament ( $a = 20 \text{ m}$ ,  $b = 5 \text{ m}$ ) wird mit  $\sigma = 120 \text{ kN/m}^2$  belastet. Es bindet 1 m in den Baugrund ein, der aus schluffigen Sanden ( $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ,  $E_m = 7000 \text{ kN/m}^2$ ) besteht. Ab 11 m Tiefe steht das Grundgebirge an ( $z = 10 \text{ m}$ ). Welche Setzung ist zu erwarten? Nach Abzug des Aushubs ergeben sich die Sohlspannungen zu

$$\sigma_0 = 120 - 1(20) = 100 \text{ kN/m}^2$$

Mit  $z/b = 2$  und  $a/b = 4$  folgt aus dem Diagramm  $f = 0.9$ . Für die zu erwartende Setzung ergibt sich

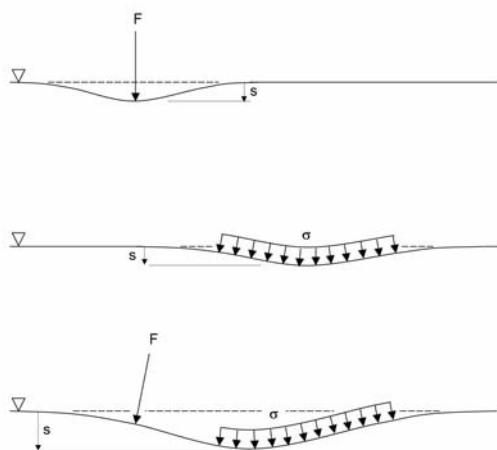
$$s = \frac{\sigma_0}{E_m} b f = \frac{100}{7000} (5)(0.9) = 0.064 \text{ m}$$

Es ist also von einer Setzung von etwa 6 cm auszugehen.

Auch außerhalb der Sohlfläche eines Fundamentes setzt sich das Gelände. Es entsteht eine Setzungsmulde. Die Setzungen außerhalb der Sohlflä-

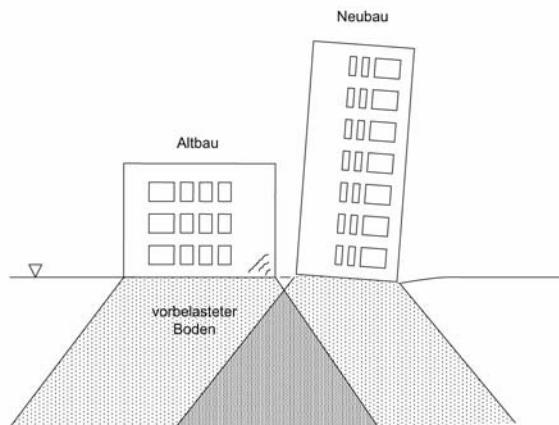
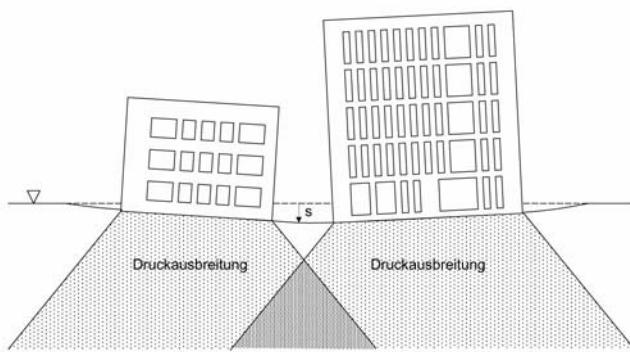
che lassen sich ebenfalls mit entsprechenden Diagrammen ermitteln. Dies ist unerlässlich, wenn neben dem zu errichtenden Gebäude ein zweites geplant ist. Die Verformungen aus beiden Gebäuden überlagern sich (Superposition), so dass es zu Schiefstellungen kommen kann.

Die Setzungen infolge eines neu errichteten Gebäudes können sich auch auf ein bereits bestehendes Bauwerk auswirken. Durch die zusätzlichen Setzungen kann es im bestehenden Bauwerk zu Schäden und Schiefstellungen kommen. Auch das neue Bauwerk wird sich unterschiedlich setzen, denn der Boden unter dem bestehenden Bauwerk ist durch die Bauwerkslast bereits verdichtet und wird sich daher weniger verformen.



**Abb. 12.13** Superposition von Setzungen aus benachbarten Belastungen.

**Abb. 12.14** (nächste Seite) Schrägstellung von gleichzeitig errichteten benachbarten Gebäuden, deren Setzungen sich überlagern. Unterschiedliche Setzungen eines Neubaus neben einem bestehenden Gebäude.



Neben der direkten Setzungsberechnung lassen sich die Setzungen auch auf indirekte Weise bestimmen (*indirekte Setzungsberechnung*). Dazu wird der Baugrund in horizontale Lamellen eingeteilt. Jeweils für die Lamellenmitten werden mithilfe einschlägiger Tabellenwerke die in den Baugrund geleiteten Spannungen berechnet. Werden Bauwerkslasten über mehrere benachbarte Fundamente in den Boden geleitet, werden die daraus resultierenden Bodenspannungen in jeder Lamelle überlagert (superponiert). Es ergibt sich ein Tiefenprofil, in dem für jede Lamelle  $i$  der Breite  $\Delta z_i$  die Spannungen vor der Baumaßnahme  $\sigma_{zV,i}$  und die zusätzlichen Spannungen infolge der Baumaßnahme  $\sigma_{zz,i}$  aufgetragen sind. Mit dem für das Spannungsintervall maßgebenden Verformungsmodul  $E_i$  lässt sich die Stauchung der Lamelle nach Hooke bestimmen. Liegt ein Drucksetzungsdigramm vor (Kapitel 7), dann kann man auch direkt von der Verformung

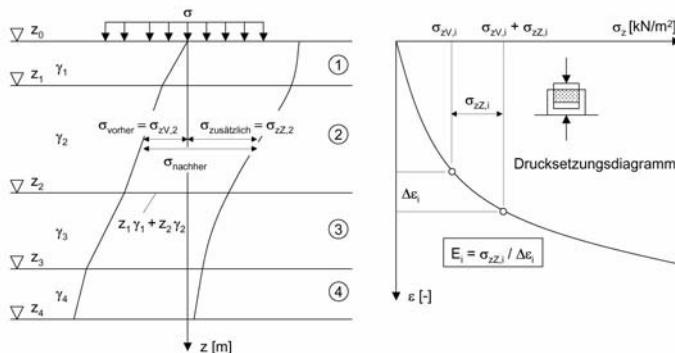
der Probe  $\Delta\varepsilon_i$  im entsprechenden Spannungsintervall auf die Stauchung der Lamelle schließen

$$s_i = \Delta z_i \frac{\sigma_{zZ,i}}{E_i} = \Delta z_i \Delta \varepsilon_i$$

Die Summe aller Einzelstauchungen ergibt schließlich die Gesamtsetzung

$$s = \sum_i s_i$$

In den Regelwerken sind noch Korrekturfaktoren für bestimmte Bodenarten angegeben. Das Verfahren eignet sich besonders für geschichtete Böden und lässt sich leicht als Tabellenkalkulation programmieren.



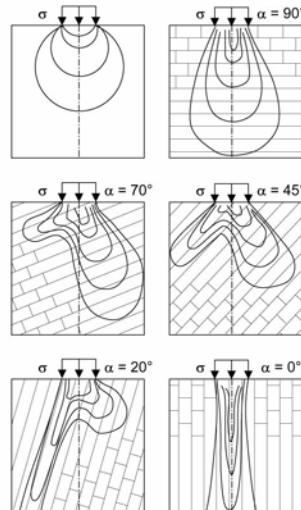
**Abb. 12.15** Setzungsermittlung mit dem Lamellenverfahren.

### 12.3.3.1.2 Gebirge

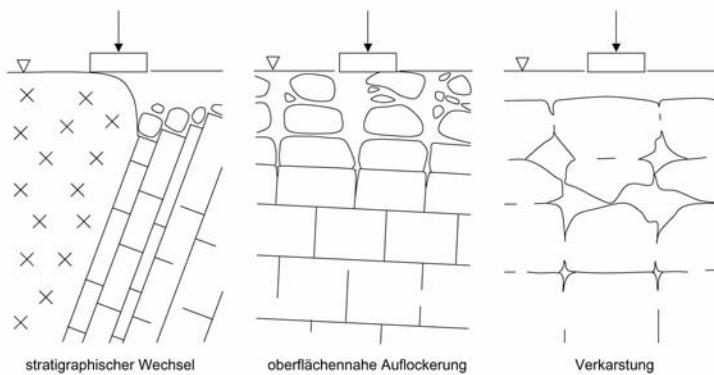
Die Prognose der Setzungen von Bauwerken, die direkt auf Fels gegründet werden, ist schwierig. Die Ausbreitung der Spannungen wird durch das Trennflächengefüge beeinflusst. Entsprechend unregelmäßig sind die zu erwartenden Setzungen. Weiterhin ist im oberflächennahen Bereich das Gebirge besonders stark zerklüftet, verwittert und aufgelockert. Darüber hinaus kann das Gebirge an stratigraphischen Grenzen, Diskordanzen und Störungen abrupt wechseln und völlig andere Eigenschaften aufweisen.

Der Grenzbereich zwischen dem Grundgebirge und den Deckschichten ist besonders problematisch, da er oft unregelmäßig ausgebildet ist. Grün-

dungsfähige Gebirgsbereiche treten unmittelbar neben nachgiebigem Verwitterungsmaterial auf. Mitunter handelt es sich bei den scheinbar gründungsfähigen Gebirgsbereichen nur um Blöcke, die vom eigentlichen Grundgebirge bereits freigewittert sind und sich bei Belastung entsprechend setzen können. Eine besondere Herausforderung stellen verkarstete Bereiche dar, da Hohlräume zu erwarten sind.



**Abb. 12.16** Spannungsisobaren im geklüfteten Gebirge (nach Modellversuchen von Gaziev und Erlikhman 1971).



**Abb. 12.17** Gründungen im Übergangsbereich von Grundgebirge zu Deckschichten.

Ebenfalls problematisch sind quellfähige Gebirge (z.B. anhydrithaltige Lagen). Eine Veränderung des Wasserhaushalts kann hier zu erheblichen Verformungen führen und die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks gefährden. Durch quellfähiges Gebirge gekennzeichnete Bereiche sind für die Gründung von Bauwerken nicht geeignet.

Aus den genannten Gründen ist das Gebirge im Bereich einer geplanten Gründung besonders sorgfältig zu untersuchen. Die freigelegte Gründungssohle ist eingehend zu kartieren, das Trennflächengefüge ist aufzunehmen und problematische Bereiche wie Störungszonen und Gebirgswechsel sind einzugrenzen. Nachgiebige Bereiche sind auszuschachten und mit tragfähigem Material aufzufüllen. Gegebenenfalls sind weitere Maßnahmen der Baugrundverbesserung zu ergreifen (siehe unten). Ziel ist es, einen hinsichtlich seiner Verformbarkeit möglichst homogenen Baugrund herzustellen.

Gleichmäßiges, wenig geklüftetes, tragfähiges und nicht quellfähiges Gebirge eignet sich dagegen gut für die Gründung selbst schwerer Bauwerke, wie die Skyline von New York beweist: Der Manhattan Schist trägt erhebliche Lasten bei nur geringen Verformungen, was den Bau der weltbekannten Wohn- und Arbeitstürme ermöglichte.

### **12.3.3.2 Standsicherheit**

Im Folgenden werden verschiedene Versagensmechanismen vorgestellt und es wird erläutert, wie der Standsicherheitsnachweis zu führen ist. Weiterführende Angaben und Spezifikationen finden sich in den einschlägigen Regelwerken. Vor der Wahl eines Nachweisverfahrens ist jedoch immer zu prüfen, welche Versagensmechanismen aufgrund der im Rahmen der ingenieurgeologischen Erkundung definierten Vorgaben überhaupt wahrscheinlich sind. Mitunter wird es notwendig sein, neben den normierten Nachweisverfahren eigene, an die Geologie angepasste Versagensmechanismen herzuleiten. Dies ist durch das Eulersche Freischneiden des Systems und der Stevenschen Kräftebilanz immer möglich. In Normen und Software-Paketen werden nur Standardfälle behandelt, die Praxis aber zeigt, dass der Sonderfall der eigentliche Regelfall ist.

#### **12.3.3.2.1 Boden**

Wird die Belastung eines Fundaments immer weiter gesteigert, dann weicht der Boden schließlich unter dem Fundament aus und das System versagt. Diesen Grenzzustand bezeichnet man als *Grundbruch*. Dabei bil-

det sich eine Gleitfuge aus, die sich mit drei Teilkörpern idealisieren lässt. Am freigeschnittenen ersten Teilkörper wirken die Sohlspannungen, die als Fundamentauflast  $F$  [kN] zusammengefasst werden, und das Eigengewicht  $G$  [kN] des ersten Teilkörpers sowie weiterhin die unter dem Reibungswinkel  $\varphi$  [ $^{\circ}$ ] angreifende (unbekannte) Reibungskraft  $Q$  [kN] und der vom Teilkörper 2 ausgeübte Erdwiderstand  $E_p$  [kN]. Aus dem Krafteck folgt die Grenzzustandsbedingung

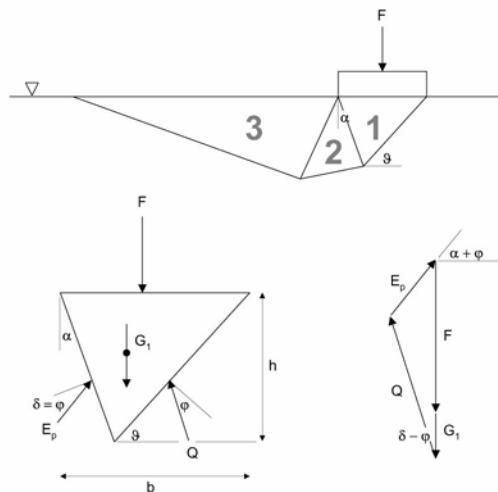
$$(F + G)\sin(\vartheta - \varphi) = E_p \cos(\alpha + 2\varphi - \vartheta)$$

Für die Grundbruchlast gilt also

$$F = E_p \frac{\cos(\alpha + 2\varphi - \vartheta)}{\sin(\vartheta - \varphi)} - G$$

Der passive Erddruck ergibt sich aus dem Freischneiden der Teilkörper 2 und 3 und der Bilanzierung der an ihnen angreifenden Kräfte. Schließlich folgt für die auf die Gründungsbreite  $b$  [m] bezogene Grundbruchlast (Gudehus 1981: 181)

$$\sigma_b = \frac{F}{b} = \gamma b \frac{1}{2} \left\{ k_{pt} \frac{\cos(\alpha + 2\varphi - \vartheta)}{\sin(\vartheta - \varphi)} \left[ \frac{\cos \alpha \sin \vartheta}{\cos(\vartheta - \alpha)} \right]^2 - \frac{\cos \alpha \sin \vartheta}{\cos(\vartheta - \alpha)} \right\}$$



**Abb. 12.18** Grundbruch, modelliert mit Teilkörpern. Freigeschnittener Teilkörper 1 und Krafteck (frei drehbares Fundament, nichtbindiger Boden, nach Gudehus 1981: 181).

Darin ist  $k_{pt}$  der sich aus dem angenommenen Teilkörpermechanismus (Translation) ergebende Erdwiderstandsbeiwert. Durch Variation der Winkel  $\alpha$  und  $\vartheta$  lässt sich mit dem Prinzip der kleinsten Sicherheit die minimale und somit zutreffende Grundbruchlast ermitteln. In

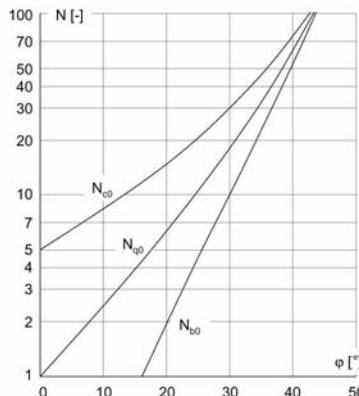
$$\sigma_b = \gamma b N_{bo}$$

ist  $N_{bo}$  [-] ein *Tragfähigkeitsbeiwert*, der die kritische Kombination von  $\alpha$  und  $\vartheta$  wiedergibt. Mit der Herleitung des Tragfähigkeitsfaktors befassten sich bereits viele Bodenmechaniker, u.a. Prandtl (1920), der eine logarithmische Spirale als Gleitebene annahm. Eine Vielzahl von Labor- und Feldversuchen wurde durchgeführt. Bindet das Fundament in den Boden ein, zum Beispiel bis zur frostfreien Tiefe, dann wird der Boden neben dem Fundament zusätzlich mit  $q$  [kN/m<sup>2</sup>] belastet. Ist weiterhin noch eine Kohäsion  $c$  [kN/m<sup>2</sup>] zu berücksichtigen, ergibt sich die Grundbruchspannung in Anlehnung an Terzaghi (1940) zu

$$\sigma_b = \gamma b N_{bo} + c N_{co} + q N_{qo}$$

mit  $N_{bo}$ ,  $N_{co}$  und  $N_{qo}$  [-] als Tragfähigkeitsbeiwerte. Bei der seitlichen, oberhalb des Gründungsniveaus wirkenden Auflast  $q$  ist zu beachten, dass der Grundbruch (bei ansonsten gleich bleibenden Parametern) zur weniger belasteten Seite des Fundaments stattfindet. Dieser (ungünstigere) Fall ist für die Bemessung maßgebend. Für die Tragfähigkeitsbeiwerte geben Prandtl (1920, 1921) und verschiedene Regelwerke an

$$\begin{aligned} N_{qo} &= e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_{co} &= (N_{qo} - 1) \cot \varphi \\ N_{bo} &= (N_{qo} - 1) \tan \varphi \end{aligned}$$



**Abb. 12.19** Tragfähigkeitsbeiwerte  $N_{co}$ ,  $N_{qo}$  und  $N_{bo}$  als Funktion des Reibungswinkels  $\varphi$ .

In der vorangegangenen Herleitung wurde ein unendlich langes Streifenfundament betrachtet. In der allgemeinen Formel zur Berechnung der zulässigen Grundbruchlast werden die Tragfähigkeitsbeiwerte mit weiteren Beiwertern angepasst, um die Form des Fundaments  $\nu$ , die Neigung der Fundamentlast  $\kappa$  und die Neigung des Geländes  $\lambda$  zu berücksichtigen. Greift die resultierende Last nicht in der Mitte der Fundamentsohle, sondern außermittig an, dann verringern sich die Fundamentlänge  $a$  und die Fundamentbreite  $b$  um die Ausmitten  $e_a$  und  $e_b$

$$\begin{aligned} a' &= a - 2e_a \\ b' &= b - 2e_b \end{aligned}$$

Somit ergibt sich die Grundbruchspannung zu

$$\sigma = \gamma b' N_b + c N_c + q N_q$$

mit

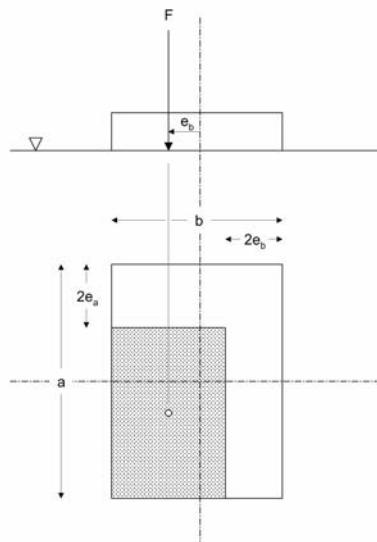
$$N_q = N_{qo} \nu_q \kappa_q \lambda_q$$

$$N_c = N_{co} \nu_c \kappa_c \lambda_c$$

$$N_b = N_{bo} \nu_b \kappa_b \lambda_b$$

Die einzelnen Beiwerte sind im einschlägigen Normenwerk (Eurocode 7) weiter spezifiziert. Für den Widerstand  $R$  [kN] gegen Grundbruch folgt somit

$$R = b'a'\sigma$$



**Abb. 12.20** Außermittig angreifende Resultierende, Ausmitten  $e_a$  und  $e_b$ , Ersatzfläche.

Ein Beispiel: Für ein vertikal belastetes Streifenfundament ist der Grundbruchnachweis zu führen. Die massgeblichen Bodenkennwerte (Bemessungswerte) und die Geometrie ergeben sich aus der Skizze. Bei einem Streifenfundament sind alle Formbeiwerte  $\nu = 1.0$ . Mit  $\varphi = 22^\circ$  gilt somit für die Tragfähigkeitsbeiwerte

$$N_q = N_{q0}\nu_q = 7.82(1.0) = 7.82$$

$$N_c = N_{c0}\nu_c = 16.88(1.0) = 16.88$$

$$N_b = N_{b0}\nu_b = 2.76(1.0) = 2.76$$

woraus sich die Grundbruchspannung

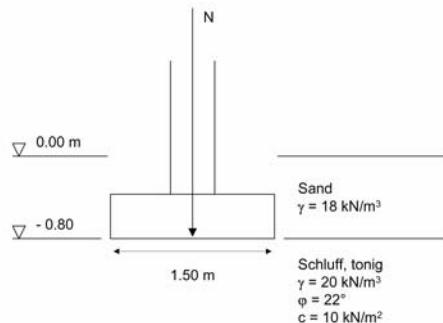
$$\sigma = 20(1.50)(2.76) + 10(16.88) + 0.80(18)(7.82) = 364 \text{ kN/m}^2$$

und der Widerstand gegen Grundbruch

$$R = 1.5(364) = 546 \text{ kN/m}$$

ergeben. Zu beachten ist noch, dass dieser nach dem probabilistischen Sicherheitskonzept als *charakteristisch* bezeichnete Grundbruchwiderstand durch ei-

nen (Teil-)Sicherheitsbeiwert zu dividieren ist, um den *Bemessungswert* des Grundbruchwiderstands zu bestimmen. Dieser Teilsicherheitsbeiwert ist im Normenwerk vorgegeben, wie auch die Teilsicherheitsbeiwerte zur Anpassung der Bodenkennwerte an die hier verwendeten Bemessungswerte. Im Anhang wird dieser Zusammenhang weiter erläutert.



**Abb. 12.21** Ein lotrecht belastetes Fundament.

Ein zweites Beispiel: Der Grundbruchnachweis ist für das im vorhergehenden Beispiel beschriebene Problem zu führen, nur dass es sich diesmal nicht um ein Streifenfundament, sondern um ein quadratisches Einzelfundament (Kantenlänge  $b = 1.5 \text{ m}$ ) handelt. Es folgt für die Tragfähigkeitsbeiwerte

$$N_q = N_{qo} \nu_q = 7.82(1.37) = 10.75$$

$$N_c = N_{co} \nu_c = 16.88(1.43) = 24.13$$

$$N_b = N_{bo} \nu_b = 2.76(0.70) = 1.93$$

woraus sich die Grundbruchspannung

$$\sigma = 20(1.50)(1.93) + 10(24.13) + 0.80(18)(10.75) = 454 \text{ kN/m}^2$$

und der Widerstand gegen Grundbruch

$$R = 1.5^2 (454) = 1022 \text{ kN}$$

ergeben. Die Grundbruchspannung ist knapp 25% höher als im Fall des Streifenfundaments. Dies liegt an der räumlichen Ausbildung der Grundbruchfigur, die relativ gesehen eine größere Scherfläche hat.

Greift die Last nicht lotrecht, sondern geneigt an, sind neben den Formbeiwerten  $\nu$  noch die Neigungsbeiwerte  $\kappa$  zu berücksichtigen. Die Neigung der Last reduziert die Tragfähigkeit des Fundaments. Bei besonders flacher Neigung kann es anstelle eines Grundbruchs zum *Gleiten* des Fun-

daments kommen. Der Grenzzustand für diesen einfacheren Versagensmechanismus lässt sich durch Freischneiden und Kräftebilanzierung leicht herleiten. Danach darf die parallel der Sohlfläche angreifende Last  $T$  nicht größer sein als der Scherwiderstand infolge Reibung und Kohäsion und dem Erdwiderstand an der Stirnseite des Fundaments. Für den Grenzzustand gilt somit

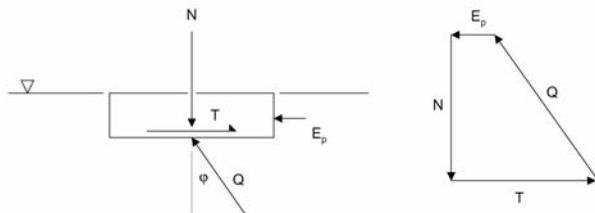
$$T = N \tan \varphi + C + E_p$$

In der Praxis hat es sich jedoch gezeigt, dass die Kohäsion in der Sohle während der Baumaßnahme meist verloren geht. Weiterhin wirkt möglicherweise ein kleinerer Reibungswinkel  $\delta$ , insbesondere bei glatter Fundamentsohle. Außerdem bedarf der Erdwiderstand bis zu seiner vollständigen Aktivierung eines großen Verformungswegs, was die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks in Frage stellen würde. Er wird daher nur zur Hälfte in Ansatz gebracht. Somit gilt für den Nachweis gegen Gleiten

$$T < N \tan \delta + 0.5E_p$$

Weitere Details sind im Normenwerk (Eurocode 7) geregelt. Oft wird auf den Ansatz des stabilisierenden Erdwiderstands verzichtet, da nicht auszuschließen ist, dass das Fundament irgendwann einmal freigelegt wird und somit kein Erdwiderstand mehr wirkt.

Bei schlanken Bauwerken und Stützbauwerken besteht weiterhin die Gefahr des *Kippens*. Um den Nachweis gegen Kippen zu führen, ist zuerst die Ausmitte der resultierenden Belastung in der Sohlfläche zu ermitteln. Mit zunehmender Ausmitte wird die Sohle ungleichmäßig belastet. Durch Freischneiden und Kräftebilanzierung lässt sich nachweisen, dass in einer rechteckigen Fundamentsohle eine (spannungsfreie) Fuge klafft, sobald die Ausmitte  $1/6$  der Fundamentbreite oder Fundamentlänge überschreitet. Der Nachweis gegen Kippen ist geführt, wenn die resultierende ständige Last die Sohle innerhalb dieses Kernbereichs schneidet. Werden neben den ständigen Lasten noch ungünstig wirkende veränderliche Lasten berücksichtigt, darf die Ausmitte sogar bis zu  $1/3$  der Fundamentlänge bzw. –breite betragen. Zwar klafft in diesem Fall eine Fuge bis maximal zur Hälfte der Sohlfläche, doch bleibt die Standsicherheit des Bauwerks gewährleistet.



**Abb. 12.22** Gleiten eines Fundaments.

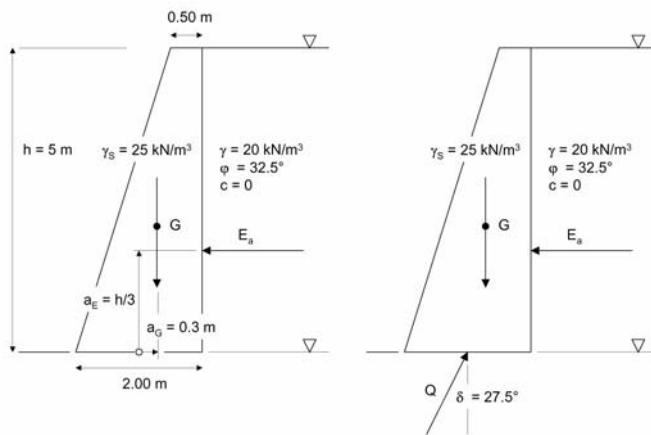
Ein Beispiel: Die Lasten einer Stützmauer (Eigengewicht und Erddruck) sind sicher in den Untergrund zu leiten (siehe Skizze). Es ist der Nachweis gegen Kippen zu führen. Der Wandreibungswinkel sei (für diesen Nachweis konservativ) mit Null angenommen. Es folgt

$$e = \frac{M}{N} = \frac{a_G G - a_E E_a}{G} = -0.5 \text{ m} > \frac{b}{6}$$

Die Ausmitte beträgt 0.5 m und liegt somit außerhalb des Kernbereichs. Es klafft also eine Fuge, was bei ständigen Lasten nicht zulässig ist. – Wäre die Stützmauer denn gegen Gleiten sicher? Einen Bemessungswert für die Reibung in der Sohlfuge von  $\delta = 27.5^\circ$  vorausgesetzt gilt

$$E_a = 75 \text{ kN/m} < N \tan \delta = 81.34 \text{ kN/m}$$

Dieser Nachweis kann somit erbracht werden (Sicherheitsbeiwerte noch nicht berücksichtigt). Obwohl die Stützmauer gegen Gleiten sicher ist, lässt sich die Kippsicherheit nicht nachweisen.



**Abb. 12.23** Kippen und Gleiten einer Stützmauer.

Hieraus folgt, dass immer alle Standsicherheitsnachweise zu führen sind, um ein Bauwerk sicher zu errichten. Mitunter sind aufgrund der geologischen Vorgaben noch weitere Versagensmechanismen möglich. Zum Beispiel können Bauwerke, die in das Grundwasser einbinden wie Tiefgaragen oder Verkehrstunnel, durch den *Auftrieb* nach oben gedrückt werden. In diesen Fällen ist daher nachzuweisen, dass die Auftriebskraft des verdrängten Wasservolumens nicht größer ist als die Summe der ständigen Lasten des Bauwerks.

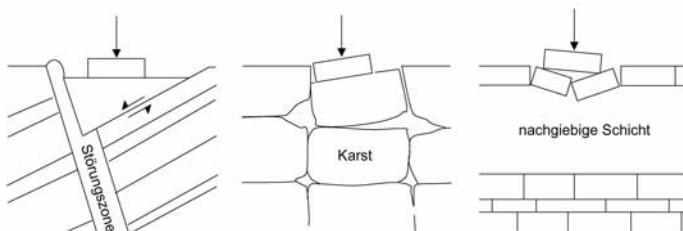
### 12.3.3.2.2 Gebirge

Die Ermittlung der zulässigen Beanspruchung von Gründungen im Fels unterscheidet sich grundsätzlich von den in der Bodenmechanik entwickelten Verfahren. Im Gebirge bestimmen neben der Festigkeit des intakten Gesteins in erster Linie die Ausbildung des Trennflächengefüges die Tragfähigkeit. In den einschlägigen Normen- und Regelwerken sind daher Erfahrungswerte in Abhängigkeit von der Klüftigkeit des Gebirges, dem RQD-Wert und der einaxialen Druckfestigkeit des intakten Gesteins angegeben. Danach können die zulässigen Bodenpressungen sehr hoch sein und die Festigkeit von Beton sogar überschreiten. Auf die Kinematik eines möglichen Versagens wird jedoch kaum eingegangen.

Genau hier liegt der Schlüssel für Standsicherheitsuntersuchungen im Gebirge. Im Gegensatz zu Böden können sich im Gebirge Bruchfugen kaum frei ausbilden. Sie orientieren sich am vorliegenden Trennflächenge-

füge und an Schwächezonen wie Störungen und Verwitterungsbereichen. Da die geologischen Rahmenbedingungen für jedes Projektgebiet einzigartig sind, lassen sich standardisierte Nachweisverfahren kaum entwickeln. Programmierte Lösungsvorgaben spiegeln oft nur eine scheinbare Wirklichkeit wider, die selten den tatsächlichen Verhältnissen entspricht.

Bei Gründungen im Gebirge liefert die ingenieurgeologische Erkundung den wichtigsten Beitrag bei der Vorhersage möglicher Versagensmechanismen. Auf der Grundlage der Kartierung lassen sich mechanisch schlüssige Versagensmodelle entwickeln, indem das System freigeschnitten und die Kräfte im Krafteck bilanziert werden.



**Abb. 12.24** Einige mögliche Versagensmechanismen im Gebirge.

### 12.3.4 Stabilisierung und Sanierung

Um zu beurteilen, inwieweit der Baugrund gründungsfähig ist, gilt es zunächst zu erkunden, welche Böden und Gesteine anstehen und welche Festigkeits- und Verformungseigenschaften sie aufweisen. Hierzu ist eine ingenieurgeologische Erkundung durchzuführen, auf deren Grundlage dann Risiken erkannt und Problembereiche eingegrenzt werden können.

Sind bereits Baugrundschäden aufgetreten, ist das Gelände ebenfalls ingenieurgeologisch aufzunehmen, um den Ursachen auf die Spur zu kommen, die in der Regel im Baugrund zu finden sind.

Ein ungeeigneter Baugrund kann sowohl die Gebrauchstauglichkeit als auch die Standsicherheit von Bauwerken in Frage stellen. Zwei Strategien lassen sich unterscheiden, um Baugrundschäden vorzubeugen:

- die passive Strategie der Zonierung,

- die aktive Strategie der Verbesserung des Baugrunds und der Anpassung der Konstruktion.

Die folgenden Abschnitte geben Beispiele zu beide Vorgehensweisen.

### **12.3.4.1 Passive Maßnahmen**

#### **12.3.4.1.1 Zonierung**

Die Gründungsfähigkeit des Baugrunds wird im Rahmen einer ingenieurgeologischen Kartierung und begleitender Untersuchungen geprüft. Dabei wird das Untersuchungsgebiet in *gründungsfähige, bedingt gründungsfähige* und *nicht gründungsfähige* Homogenbereiche eingeteilt.

Wie bereits im Teil 2 erläutert, sind in der ingenieurgeologischen Karte je nach Baumaßnahme darzustellen

- die Boden- und Gesteinsarten
- die Tiefe zum anstehenden Festgestein
- die Tiefe zum Grundwasserspiegel
- die wichtigsten bodenmechanischen Eigenschaften der anstehenden Böden (Korngrößenverteilung, Reibungswinkel, Kohäsion, Wichte)
- die wichtigsten felsmechanischen Eigenschaften des aufgeschlossenen Gebirges, insbesondere die Darstellung des Trennflächengefüges im Schmidtschen Netz, gefügekundliche Grunddaten (Trennflächentyp, Trennflächenorientierung und Streumaße, räumliche Erstreckung, Durchtrennungsgrad, Zerklüftungsgrad, Verwitterungsgrad, Habitus, Öffnungsweite, Fugenfüllung), die Druckfestigkeit des intakten Gesteins (Punktlastversuch, einaxialer Druckversuch), evtl. weitere Angaben zur Verschleißfestigkeit, Verwitterungsanfälligkeit, Quellfähigkeit, etc.
- die Durchlässigkeit des Baugrunds (Boden, Gebirge)
- Aufschlusspunkte und Stellen der Probenentnahme
- die Lage bereits archivierter Aufschlüsse (Schürfe, Aufschlussbohrungen, etc.)
- die anthropogene Überprägung des Geländes (Altbestand, denkmalgeschützte Bauwerke, Fundamente, untertägige Störkörper, Altablagerungen, Kontaminationen, etc.)

- biologische Hinweise (boden- und wasserkennzeichnende Pflanzen, schadstoffanzeigende Pflanzen, reliefkennzeichnende Pflanzen, Pionierpflanzen)
- Hinweise zur Eignung von Böden und Fels als Erdbaustoff
- weitere projektrelevante Baugrundangaben (zum Beispiel die Boden- und Felsklassen für Aushubarbeiten nach den einschlägigen Erdbaurichtlinien).

Die in der ingenieurgeologischen Karte wiedergegebenen Parameter und die Zonierung der Gründungsfähigkeit ermöglichen eine Quantifizierung der Baugrundrisiken. Die Karte zur Gründungsfähigkeit wird ergänzt mit weiteren thematischen Karten, wie zum Beispiel dem Kabel- und Kanalplan einer rückgebauten Fläche oder einer Biotopkarte. Auf der Grundlage dieser Karten wird der Planer versuchen, Problembereiche zu vermeiden und nur die als gründungsfähig ausgewiesenen Zonen zu bebauen.

Grundsätzlich ist es möglich, auch auf schlechtem Baugrund Bauwerke zu errichten. Hierzu bedarf es aber Maßnahmen der Baugrundverbesserung und Anpassung der Gründungskonstruktion, worauf im Folgenden noch eingegangen wird.

#### **12.3.4.1.2 Monitoring**

Immer wieder kommt es zu Schäden an Bauwerken und es stellt sich die Frage, ob die Ursache im Baugrund liegt. Risse und Schiefstellungen beeinträchtigen die Gebrauchstauglichkeit und mitunter auch die Standsicherheit der Konstruktion. Nicht nur Neubauten sind betroffen, auch historische Bauwerke können sich selbst lange Zeit nach ihrer Errichtung noch setzen und schief stellen und somit Schaden nehmen.

Um diese Schäden zu beurteilen und Maßnahmen zur Stabilisierung zu ergreifen, werden neben der ingenieurgeologischen Kartierung des Baugrunds auch die Bewegungen am Bauwerk beobachtet. Dabei werden sowohl die Setzungen gemessen als auch die Entwicklung der Risse kartiert und eventuelle Schiefstellungen kontrolliert. Auf Rissen angebrachte Gipsmarken zeigen an, ob die Bewegungen anhalten (und die Gipsmarken brechen) oder bereits abgeklungen sind.

Nicht immer sind Bauwerksschäden durch problematischen Baugrund begründet. Mitunter liegen die Ursachen woanders, zum Beispiel in der Errichtung eines Gebäudes in unmittelbarer Nähe, dessen Setzungen auf den Altbau ausstrahlen, oder den Erschütterungen, die durch Straßen- und Bahnverkehr ausgelöst werden, oder der Absenkung des Grundwasser-

spiegels, möglicherweise infolge exzessiver Grundwasserförderung. Die Gründe, die zu Bauwerksschäden führen sind vielfältig und die Spurensuche zur Ergründung ihrer Ursachen ist eine anspruchsvolle Aufgabe für erfahrene Ingenieurgeologen. Oft sind die gutachterlichen Stellungnahmen Gegenstand gerichtlicher Auseinandersetzungen, in denen der Ingenieurgeologe sein Fachwissen einbringt.

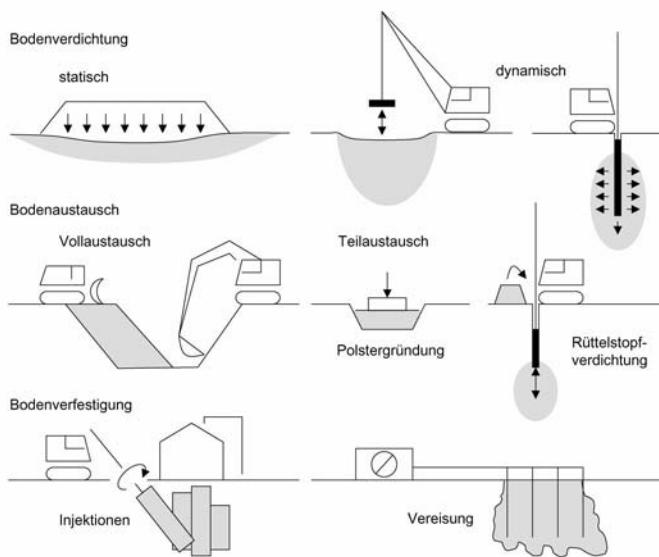
### **12.3.4.2 Aktive Maßnahmen**

#### **12.3.4.2.1 Baugrundverbesserung**

Eine Vielzahl von Methoden und Strategien wurde entwickelt, um den Baugrund zu ertüchtigen und tragfähig zu machen. Grundsätzlich unterscheidet man Verfahren der *Bodenverdichtung*, des *Bodenaustauschs* und der *Bodenverfestigung*. Im Folgenden wird ein kurzer Überblick zu den gängigsten Verfahren gegeben.

Bei der *statischen Verdichtung* wird der Boden durch eine Vorbelastung konsolidiert. Diese Vorbelastung wird im Regelfall durch eine Anschüttung aufgebracht. Bei bindigen Böden kann der Konsolidationsprozess einen langen Zeitraum in Anspruch nehmen. Durch Entwässerungsbohrungen und Vertikaldrainagen kann die Entwässerung des Bodens und somit die Konsolidation etwas beschleunigt werden.

**Abb. 12.25** (nächste Seite) Maßnahmen der Baugrundverbesserung: Bodenverdichtung, Bodenaustausch, Bodenverfestigung.



Bei der *dynamischen Verdichtung* von Böden unterscheidet man die folgenden Verfahren:

- Die oberflächennahe Verdichtung mit Walzen, Ramm- und Stampfgeräten (je nach Bodenart): Die Verdichtung betrifft nur die oberen Dezimeter und lässt sich punktuell mit Plattendruckversuchen oder flächendeckend bereits während der Verdichtung durch dynamische Verdichtungskontrolle überprüfen.
- Die dynamische Intensivverdichtung mit Fallgewichten: Für den Bau des Flughafens von Nizza wurden zum Beispiel 200 Tonnen schwere Fallgewichte aus bis zu 22 m Höhe fallen gelassen, um die sandigen Auffüllungen und Sedimente bis zu einer Tiefe von 40 m zu verdichten (Bell 1993). Mehrere Durchgänge erlauben eine weitgehende Homogenisierung des Baugrunds. Der Verdichtungserfolg lässt sich zum Beispiel mit Ramm- und Drucksondierungen überprüfen. Das Verfahren eignet sich besonders für nichtbindige Böden, wird aber auch in feinkörnigen Böden angewandt.
- Die Tiefenverdichtung von nichtbindigen Böden mit Tiefenrüttlern: Die durch die Tiefenrüttler in den Boden eingetragenen Vibrationen führen zu einer Verdichtung des Bodens. Ein Raster von Rüttelbohrungen schafft somit eine deutliche Erhöhung der Festigkeitseigenschaften.

- Die Verdichtung von Böden durch Sprengungen in Bohrlöchern: Der oberflächennahe Bereich wird bei diesem Verfahren jedoch kaum verdichtet und muss mit anderen Methoden nachverdichtet werden.

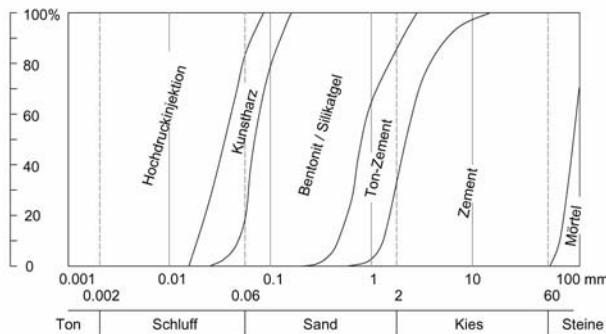
Bei allen dynamischen Verfahren ist zu beachten, dass durch die Erschütterungen benachbarte Bauwerke beschädigt werden können. Auf kontaminiertem Gelände können Schadstoffe freigesetzt werden.

Eine weitere Variante der Baugrundverbesserung ist der *Bodenaustausch*. Dabei wird unterschieden zwischen

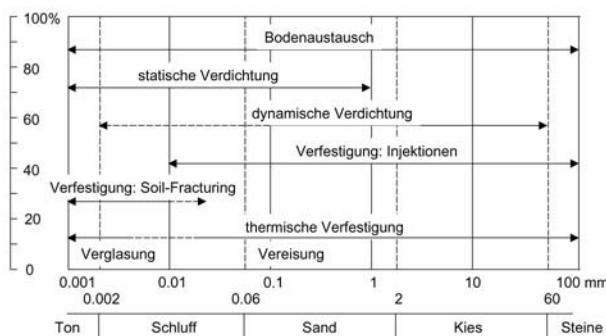
- dem klassischen Bodenaustauschverfahren, bei dem nicht gründungsfähiger Boden ausgeschachtet und durch tragfähiges, lagenweise verdichtetes Material ersetzt wird,
- dem partiellen Bodenaustauschverfahren, bei dem nur der oberflächennahe Bereich ausgekoffert und mit einem Polster aus tragfähigem Material ersetzt wird, das die Bauwerksspannungen über einen breiteren Sohlbereich verteilt (Polstergründung) und
- dem Einarbeiten von tragfähigem Material durch säulenförmiges Einrütteln und Stopfen (Rüttelstopfverfahren), so dass schließlich ein Raster tragfähiger Bodensäulen den Baugrund ertüchtigt.

Weiterhin lassen sich Böden von der Oberfläche aus verfestigen. Beim Verfahren der *Bodenverfestigung* unterscheidet man

- die Verfestigung von Böden und nicht tragfähigen Gebirgsbereichen mit Injektionen, bei der Zementsuspensionen (grobkörnige Böden, Gebirge), Silikate und Harze (feinkörnige Böden) eingesetzt werden,
- die Verfestigung durch Schaffung künstlicher Fugen (feinkörnige und bindige Böden), die mit einer Zementmischung gefüllt ein Traggerüst bilden (Soil Fracturing-Verfahren) und
- thermische Verfahren wie dem (temporären) Gefrieren von wassergesättigten Böden, die dann bis zum Auftauen die Eigenschaften von Gestein aufweisen oder der (permanenten) Verglasung bindiger Böden bei hohen Temperaturen (bis zu 2000°C), beides Verfahren, die aufgrund der hohen Energiekosten nur in Ausnahmefällen angewandt werden.



**Abb. 12.26** Injektionsmittel in Abhängigkeit von der Korngrößenverteilung (nach Kutzner 1991).



**Abb. 12.27** Einsatzbereiche von Maßnahmen zur Baugrundverbesserung für Böden.

Die Verfahren der Bodenverfestigung schaffen allerdings massive Störkörper, die die natürliche Bewegung des Grundwassers beeinträchtigen können. Weiterhin setzen bestimmte Injektionsmittel schädliche Substanzen frei und vermindern somit die Grundwasserqualität.

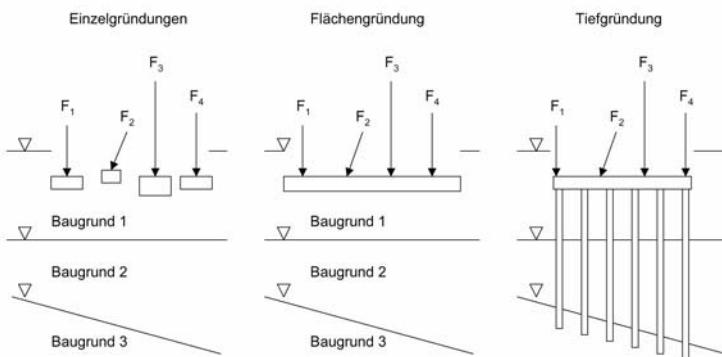
In einigen Fällen ist es auch notwendig, den Baugrund gezielt zu verschlechtern. Ein Beispiel hierfür ist der zu Beginn dieses Kapitels vorgestellte Fall des Turms von Pisa, der sich im Laufe seiner Geschichte zunehmend schief stellte. Um diese Schiefstellung zu korrigieren, wurde auf der Gegenseite unter dem Fundament mit geneigten Spülbohrungen vor-

sichtig Boden entnommen. Dies hatte zur Folge, dass sich dieser Bereich des Fundamentes allmählich setzte und sich der Turm somit wieder gerade stellte. Eine geringe Korrektur der Neigung war bereits ausreichend, um die Standsicherheit des Turms nachzuweisen, so dass er wieder für die Öffentlichkeit zugänglich gemacht werden konnte (Burland, Jamiolkowski, Viggiani 2002).

#### **12.3.4.2.2 Konstruktive Maßnahmen**

Erweist sich der Baugrund als wenig tragfähig, dann erlaubt eine Anpassung der Gründungskonstruktion, das Bauwerk trotzdem sicher zu gründen. Zum einen ist es möglich, die vielen sich unterschiedlich setzenden Einzelfundamente in einer *Flächengründung* zu vereinen. Zum anderen können die Bauwerkslasten über eine *Tiefgründung* in tragfähige Horizonte geführt werden.

Mit der Flächen- oder Plattengründung wird ein einheitliches, stabiles Gründungsniveau geschaffen, das Unterschiede in der Tragfähigkeit des Baugrunds ausgleicht. Selbst nachgiebige Bereiche und untertägige Hohlräume lassen sich mit einer Flächengründung überbrücken. Eine Flächengründung schafft darüber hinaus ein sauberes Planum, auf dem das Bauwerk zügig errichtet werden kann und ermöglicht eine einfache Abdichtung gegen aufsteigendes Grundwasser. Zu bedenken ist allerdings, dass durch die Vergrößerung der Sohlfläche die Spannungen zwar verringert, die Tiefe ihrer Einwirkungen aber deutlich erhöht wird. Tiefer liegende, wenig tragfähige Horizonte können so erreicht werden und sich auf die Gesamtsetzung der Gründungsplatte auswirken. Gründungsplatten wurden bereits im 15. Jahrhundert konstruiert. In Paris trägt eine gemauerte Gründungsplatte das Panthéon. Heute werden Gründungsplatten meist in Stahlbeton ausgeführt, um Silos, Tanks, Hochhäuser und Offshore-Bauwerke zu tragen. Je nach statischen Vorgaben können Gründungsplatten steif oder biegeweich sein und mit anderen Gründungskonstruktionen wie zum Beispiel Pfählen kombiniert werden.

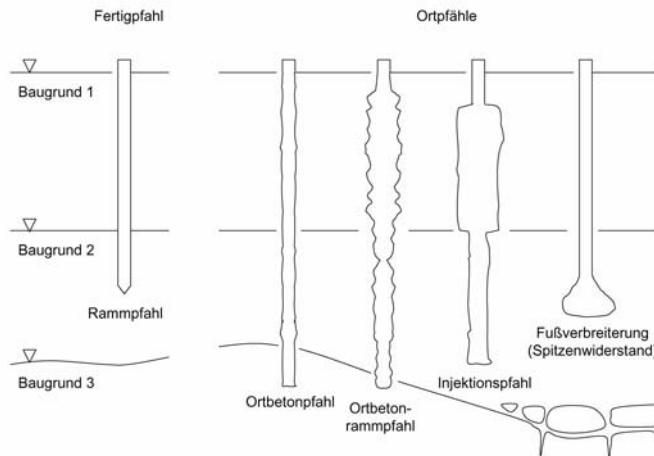


**Abb. 12.28** Einzelgründungen, Flächengründung, Tiefgründung.

Bei einer Tiefgründung werden die Bauwerkslasten über *Pfähle* in den Baugrund geleitet. Dabei werden grundsätzlich zwei Arten der Herstellung unterschieden:

- Der *Fertigpfahl* wird vorgefertigt angeliefert und in den Boden gerammt, gerüttelt, gespült oder in ein vorbereitetes Bohrloch gesetzt. Holzpfähle wurden bereits in der Antike verwendet, um Bauwerke auf nachgiebigem Baugrund zu errichtet. Viele historische Gebäude in Küstenstädten wie Rotterdam oder Venedig wurden auf Holzpfählen errichtet. Inzwischen werden auch Stahl- und Stahlbetonpfähle verwendet, die vorgefertigt und in gewünschter Länge angeliefert werden. Rammhindernisse können jedoch zu erheblichen Problemen führen, wie auch wechselnde Baugrundbedingungen, die vor Ort eine Anpassung der Länge nötig machen.
- Der *Ortpfahl* wird vor Ort beim Einbringen in den Boden hergestellt. Zur Herstellung eines Bohrpfahls wird zum Beispiel ein Bohrloch geschaffen, armiert und betoniert, wobei das Bohrrohr während der Betonierung gezogen wird. Beim Ortbetonrammpfahl wird dagegen ein Vortreibrohr mit einer speziellen Technik in den Boden gerammt und dann bei gleichzeitiger Betonierung gezogen, wobei der Beton ständig verdichtet wird. Beim Schneckenbohrpfahl wird das Pfahlloch mit einem Hohlkern-Schneckenbohrer vorgebohrt und während des Ziehens durch den Hohlkern betoniert. Mit Hochdruck-Injektionslanzen lassen sich Injektionspfähle aus einem Gemisch von Injektionsmittel und Boden herstellen (Jet Grouting oder Soilcrete-Verfahren). Ortpfähle haben den Vorteil, dass sie an die jeweiligen Baugrundbedingungen direkt und vor

Ort angepasst werden können. So kann die auf Grundlage der Voruntersuchungen angenommene Länge des Pfahls noch während des Bohrens verändert werden. Bohrhindernisse wie Findlinge oder Fundamente lassen sich durchbohren.



**Abb. 12.29** Pfahltypen.

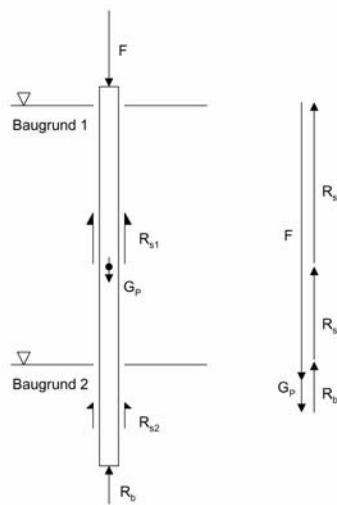
Ein Modell für die Tragfähigkeit eines Pfahles lässt sich durch Freischneiden und Bilanzierung der Kräfte leicht herleiten. Danach trägt der Pfahl über

- den *Spitzendruck*  $R_b$  [kN] an der Pfahlspitze
- und die *Mantelreibung*  $R_s$  [kN], die sich entlang des Pfahlmantels aufbaut.

Für den Pfahlwiderstand gilt somit

$$R = R_b + R_s = q_b A_b + \sum_i q_{si} A_{si}$$

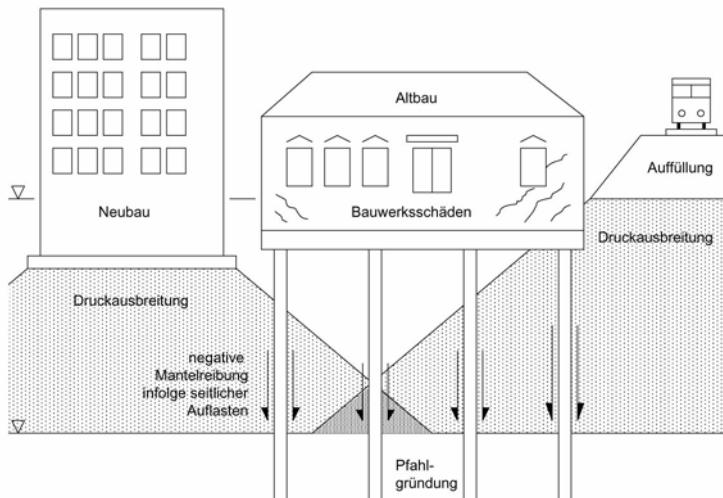
mit  $q_b$  [kN/m<sup>2</sup>] als Pfahlspitzendruck,  $A_b$  [m<sup>2</sup>] als Pfahlfußfläche,  $q_{si}$  [kN/m<sup>2</sup>] als Mantelreibung in der Schicht  $i$  und  $A_{si}$  [m<sup>2</sup>] als Pfahlmantelfläche in der Schicht  $i$ . Die charakteristischen Werte für den Spitzendruck und für die Mantelreibung sind abhängig von der Bodenart. Erfahrungs-werte sind in den einschlägigen Normenwerken angegeben. Weiterhin erlauben Probebelastungen Rückschlüsse auf die örtliche Tragfähigkeit des Baugrunds.



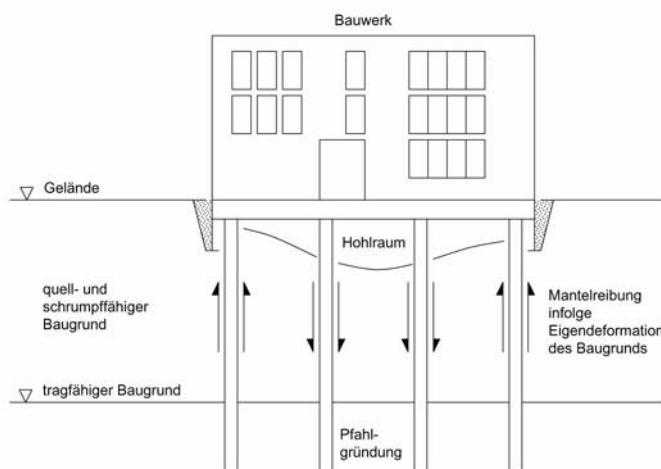
**Abb. 12.30** Pfahl, Krafteck.

Die Herstellung des Pfahles und das Einbringen in den Baugrund beeinflussen den aktivierbaren Spitzendruck und die mögliche Mantelreibung. Eine Fußverbreiterung durch "Ausstampfen" erhöht zum Beispiel den aufnehmbaren Spitzendruck erheblich. Eine raue Ausbildung der Pfahlwand, wie zum Beispiel bei einem Ortbetonrammpfahl, steigert die aktivierbare Mantelreibung. Bestimmte Pfähle tragen nur über den Spitzendruck oder nur über die Mantelreibung.

Die Gebrauchstauglichkeit einer Pfahlgründung wird gewährleistet, indem ihre Setzung gering gehalten wird. Auch hierzu geben die verschiedenen Normen- und Regelwerke Erfahrungswerte an. Zu beachten ist, dass nahe zusammenstehende Pfähle Pfahlgruppen bilden, die ein eigenes Trag- und Setzungsverhalten aufweisen. Wird neben einer bestehenden Pfahlgründung ein Bauwerk errichtet, dann belasten die Baugrundspannungen infolge des Neubaus die Pfähle zusätzlich. Da insbesondere die dem Neubau benachbarten Pfähle betroffen sind, kann die durch die zusätzlichen Baugrundspannungen verursachte *negative Mantelreibung* zu einer ungleichmäßige Setzung des Altbau führen. Eine negative Mantelreibung tritt ebenfalls auf, wenn der Boden auf natürliche Weise konsolidiert oder wenn der Grundwasserspiegel abgesenkt und somit der Boden zusätzlich belastet wird.



**Abb. 12.31** Negative Mantelreibung.

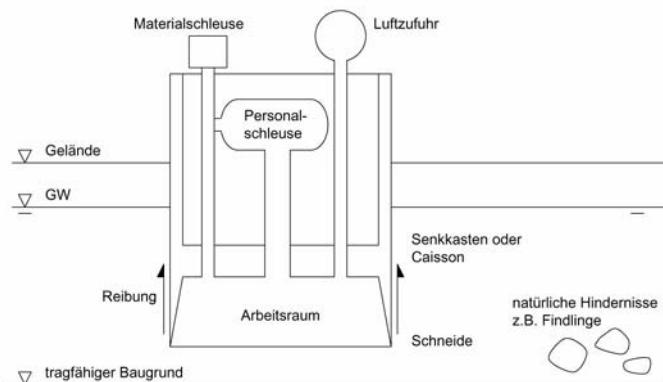


**Abb. 12.32** Bei quellfähigem Baugrund eignen sich Pfähle. Sie schaffen genügend Freiraum für eventuelle Hebungen.

Pfähle eignen sich auch, um Bauwerke auf quellfähigem Untergrund (Tone, Gips) zu errichten. Zum einen leiten die Pfähle die Bauwerkslasten in tragfähige Horizonte, zum anderen ist es möglich einen Hohlraum zwischen den Pfahlköpfen und der Gründungsplatte auszusparen, in dem der quellfähige Untergrund aufsteigen kann, ohne das Bauwerk zu beschädigen.

gen. Dabei werden die Pfähle wegen der Mantelreibung des quellenden Baugrunds unter Umständen auf Zug beansprucht. Betonpfähle müssen daher armiert werden.

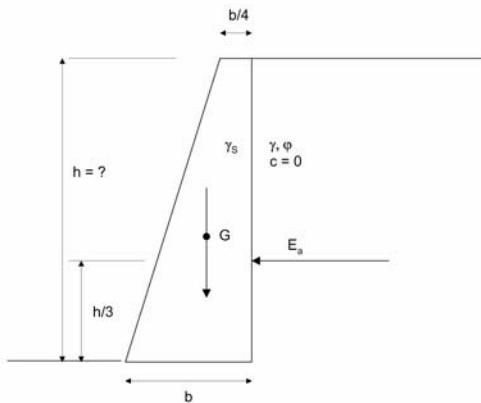
Eine weitere, aufwendigere Variante der Tiefgründung ist die *Senkkasten-* oder *Caissongründung*. Das Verfahren wurde bereits Mitte des 19. Jahrhunderts in Frankreich im Bergbau eingesetzt und wurde alsbald von anderen Ländern übernommen. Der Caisson ist ein oben geschlossener Kasten, dessen Wände sich nach unten zu Schneiden verjüngen. In der Arbeitskammer wird der Boden ausgehoben, so dass es im Bereich der Schneiden zu kontrollierten Grundbrüchen kommt. Auf diese Weise senkt sich der Caisson allmählich in den Boden. Sobald der Grundwasserspiegel erreicht ist, muss unter Druckluft gearbeitet werden, um das eindringende Grundwasser zurückzudrängen. Dies macht die Anlage von Personen- und Materialschleusen erforderlich. Um den Sinkvorgang zu beschleunigen und ein Verkanten des Caissons zu verhindern, wird Bentonitsuspension als Gleitmittel in den Schneidenbereich injiziert. In der Arbeitskammer können (ungestörte) Bodenproben entnommen werden, um die Tragfähigkeit des Bodens zu prüfen. Sobald tragfähiger Baugrund erreicht wird, kann der Arbeitsraum ausgebaut oder verfüllt werden. Caissons können auch unter Wasser abgesenkt werden. Sie eignen sich somit besonders als Fundamente von Brücken wie der Brooklyn-Bridge in New York oder auch als Gründung für schwere Offshore-Konstruktionen. Inzwischen lassen sich auch ganze Tunnelsegmente als Caisson absenken und nachträglich verbinden.



**Abb. 12.33** Senkkasten- oder Caissongründung.

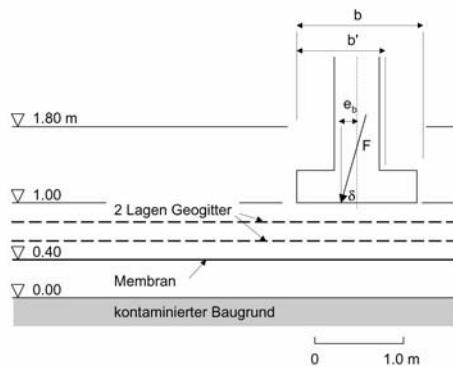
## Übungen

- 12-1 Wie groß ist die Setzung eines steifen Streifenfundamentes (Länge  $\infty$ ) der Breite  $b = 2$  m, das 0.80 m in einen sandigen Boden einbindet ( $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ,  $E_m = 50000 \text{ kN/m}^2$ ) und mit  $\sigma = 250 \text{ kN/m}^2$  belastet wird. Das (unnachgiebige) Grundgebirge steht in etwa 19 m Tiefe an.
- 12-2 Wie groß ist der Grundbruchwiderstand bei einem lotrecht und mittig belasteten Streifenfundament, das 1.5 m breit ist und 0.80 m in den Boden einbindet, der sowohl unterhalb als auch oberhalb der Gründungssohle aus schluffigem Sand besteht ( $\varphi = 30^\circ$ ,  $c = 5 \text{ kN/m}^2$ ,  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ )?
- 12-3 Um wieviel Prozent vermindert sich der Grundbruchwiderstand im Beispiel 12-2 bei einer Ausmitte von  $e_b = b/6$  ?
- 12-4 Um wieviel Prozent vermindert sich der Grundbruchwiderstand im Beispiel 12-2, wenn die Last ausmittig angreift ( $b/6$ ) und die seitliche Auflast wegfällt (zum Beispiel durch Freilegen des Fundaments)?
- 12-5 Um wieviel Prozent vermindert sich der Grundbruchwiderstand im Beispiel 12-2, wenn die Last ausmittig angreift ( $b/6$ ), die seitliche Auflast wegfällt und zusätzlich das Grundwasser bis zur Fundamentsohle ansteigt?
- 12-6 Wie nimmt die Grundbruchspannung mit zunehmender Lastneigung  $\delta$  ab? Auszugehen ist von einem Streifenfundament ohne seitliche Auflasten auf einem kohäsionslosen Boden ( $\varphi \neq 0$ ,  $c = 0$ ,  $q = 0$ ). Die horizontale Last greift parallel  $b'$  an.
- 12-7 Ab welcher Höhe klafft bei der dargestellten Stützmauer eine Fuge in der Gründungssohle? Ab welcher Höhe klafft die Fuge bis zur halben Fundamentbreite?



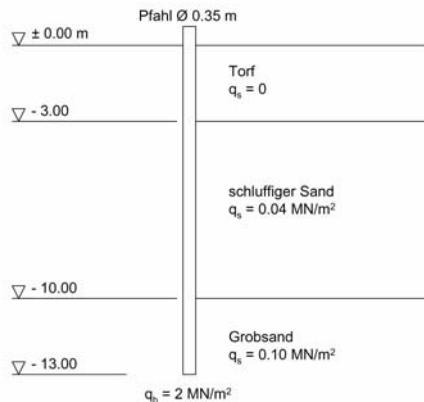
**Abb. 12.34** Stützmauer, die auf Kippen und Gleiten zu untersuchen ist.

- 12-8 Eine kontaminierte Brachfläche soll wieder nutzbar gemacht werden. Das gesamte Gebiet wird mit einer Kunststoffdichtungsbahn (Membran) abgedeckt, um so die Infiltration von Oberflächenwässern zu verhindern, die (oberflächennahe) Schadstoffe ins Grundwasser eintragen könnten. Da das Gelände bebaut werden soll, sind Vorkehrungen zu treffen, um die Membran vor unzulässig großen Verformungen infolge der Bauwerkslasten zu schützen. Die Membran wird aus diesem Grunde mit nichtbindigem Boden etwa 0.60 m hoch überschüttet. Weiterhin wird die Steifigkeit des Baugrunds erhöht, indem zwei horizontale Lagen von Geogittern (Kunststoffgitternetzen) eingebaut werden. Die Geogitter bewehren den Boden und erhöhen so seine Tragfähigkeit. Zur Ermittlung der Tragfähigkeit ist ein Versagensmechanismus zu entwickeln. Dabei ist von Bauwerkslasten auszugehen, die in 0.80 m Tiefe (frostfrei) schräg in den Boden eingeführt werden.



**Abb. 12.35** Tragsystem.

- 12-9 Wie groß ist der Pfahlwiderstand für die in der Skizze angegebenen Baugrundbedingungen? Wieviel Prozent trägt der Pfahl über Spitzenwiderstand, wieviel über Mantelreibung?



**Abb. 12.36** Baugrund, Pfahlgründung.

## **13 Der gesellschaftliche Anspruch der Ingenieurgeologie**

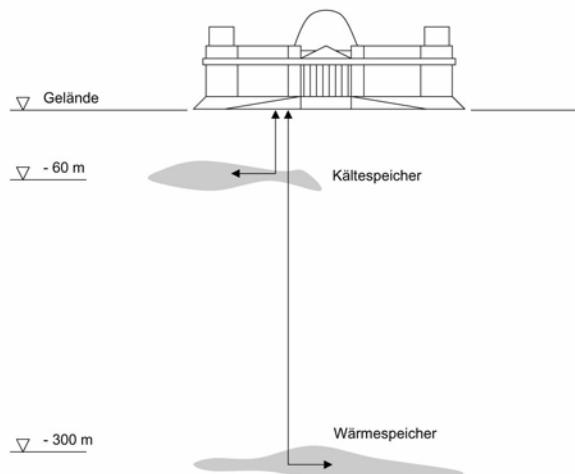
Der Ethik-Kodex der *European Federation of Geologists* verlangt von jedem Geologen, dass er verantwortungsbewusst und gewissenhaft handelt. Er hat die Geologie als unabhängige und nur der Wahrheit verpflichtete Wissenschaft zu vertreten. Er darf sein Wissen nicht missbrauchen, um irreführende oder die Meinung des Auftraggebers unkritisch bestätigende Expertisen zu verfassen. Er muss in seinen gutachterlichen Stellungnahmen den Sachverhalt neutral und wahrheitsgemäß schildern und mögliche Risiken ohne Verzug aufzeigen, auch wenn dadurch dem Auftraggeber höhere Kosten entstehen. Er darf keine Daten und Erkenntnisse, die von Anderen stammen, als seine eigenen ausgeben. Er ist verantwortlich für das Bild, das die Allgemeinheit von der Arbeit des Geowissenschaftlers hat.

Die Praxis zeigt, dass dieser Ehrenkodex durchaus seine Berechtigung hat. Zahlreich sind die Beispiele geologischer Gutachten, bei denen sich der vom Auftraggeber gewünschter *Effekt* nicht kaschieren lässt. Leider trübt der Druck der Drittmitteleinwerbung auch den Blick der in der Forschung eigentlich freien Hochschulen für die notwendige Unabhängigkeit, eine Entwicklung, die durch die staatliche Lenkung der Forschungsgelder und die Evaluation ihrer Einwerbung noch verstärkt wird. Auch und vielleicht gerade hier gilt des, den Ethik-Kodex anzuwenden.

Denn die geowissenschaftlichen Herausforderungen dieses Jahrhunderts dulden keine einseitige Parteinahme. Die Entwicklung neuer, nachhaltiger Energiekonzepte ist hier nur ein Beispiel unter vielen. So wurde zum Beispiel auf dem Berliner Spreebogen die Energieversorgung des Regierungsviertels mit den geologischen Randbedingungen harmonisiert. Mit der auf Pflanzenbasis in zwei Blockheizkraftwerken erzeugten Wärme wird salzhaltiges Grundwasser aus gut 300 m Tiefe erwärmt und unter den Reichstag in den Aquifer zurückgeleitet. Die bis zu 70 Grad heiße Sole wird dort bis zum Winter gespeichert und dient dann der Beheizung der Bundestagsbauten. Das kalte Grundwasser in etwa 60 Metern Tiefe wird dagegen als Kältespeicher genutzt, um die Gebäude im Sommer kühl zu halten. Zusätzlich sind auf dem Reichstag und dem Band des Bundes So-

larzellen installiert, die das nachhaltige Energiekonzept des Regierungsviertels abrunden. Über 80 % der Strom-, Wärme- und Kälteerzeugung wird so mit regenerativen Energien gedeckt. Die CO<sub>2</sub>-Bilanz der Bundestagsbauten ist vorbildlich. Im Vergleich zu konventionellen Bauwerken konnte der Ausstoß an Treibhausgasen auf einen Bruchteil reduziert werden. Mit der Nutzung erneuerbarer Energien und der geschickten Anpassung der Energieversorgung an die geologischen Standortbedingungen hat die Bundesregierung Zeichen gesetzt für einen Paradigmenwechsel bei der Interpretation des Baugrunds: Er ist nicht mehr allein dafür da, ein Bauwerk zu tragen. Er wird vielmehr in ein Gesamtkonzept integriert, das nun auch der Energieversorgung der zu errichtenden Bauwerke Rechnung trägt.

Neben der oberflächennahen Nutzung des Baugrunds als Wärme- und Kältespeicher eröffnet die Nutzung der Erdwärme weitere Perspektiven einer nachhaltigen Energieversorgung. Da etwa 99% der Erdmasse heißer als 1000 Grad sind und nur 0.1% kälter als 100 Grad lässt sich ein erheblicher Bedarf der Energieversorgung über Geothermie decken. Die hierfür notwendigen Technologien sind in der Entwicklung wie zum Beispiel erdgekoppelte Wärmepumpen, Erdsonden oder die Hot-Dry-Rock-Technologie. Die Verfahren der Geothermie sind unabhängig von Sonne und Wind und liefern kontinuierlich Wärme und Strom. Sie nutzen die geologischen Besonderheiten, die der Untergrund zu bieten hat.



**Abb. 13.1** Die Wärme- und Kältespeicher unter dem Reichstagsgebäude in Berlin (vereinfacht).

Doch auch die Hinterlassenschaften des Industriealters, in dem Ressourcen verbraucht, Naturflächen zerstört und große Mengen von Schadstoffen freigesetzt wurden, eröffnen heute ingenieurgeologische Möglichkeiten der Energie- und Wärmegegewinnung.

Ein Beispiel (Genske 2003a): Im Jahre 1991 wurde von der Internationalen Bauausstellung IBA Emscher Park und dem Land Nordrhein-Westfalen ein internationaler Architekturwettbewerb veranstaltet. Aufgabe war, die brach liegende Zeche Mont Cenis in Herne mit einem neuen, zukunftsweisenden Nutzungskonzept wieder zu beleben. In diesem Zusammenhang sollte eine Fortbildungsakademie des Innenministeriums von NRW, neue Läden, Büros und Praxen, ein neues Wohnviertel, kurzum ein neues Stadtteilzentrum entstehen. – Die französischen Architekten Jourda und Perraudin gewannen den Wettbewerb mit einem überraschend innovativen Entwurf, der sich an den Zielen der Agenda 21 orientiert: er sieht die Nutzung erneuerbarer Energien bei gleichzeitiger ressourcenschonender Bauweise vor. In Kombination mit den wirtschaftlichen Impulsen, die vom neuen Stadtteilzentrum für die durch Arbeitslosigkeit geprägte Region ausgehen, wurde das Projekt Mont Cenis zu einem der bedeutendsten Projekte der Internationalen Bauausstellung IBA Emscherpark. Im Kleinen lässt sich hier der Strukturwandel nachvollziehen, den das Ruhrgebiet seit der Kohle- und Stahlkrise prägt. – Das Akademiegebäude dominiert das 26-Hektar große Gelände. Es zeichnet sich durch folgende Besonderheiten aus:

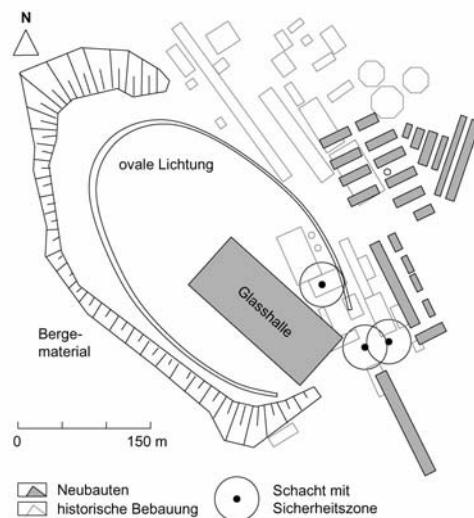
- Eine "mikroklimatische" Glashütte umschließt den 15 Meter hohen, 176 Meter langen und 72 Meter breiten Raum, in dem sich neben der Fortbildungsakademie noch eine Bibliothek, ein Hotel, Verwaltungsgebäude und Freizeitbereiche befinden.
- Das auf das Forschungsprogramm JOULE der Europäischen Gemeinschaft zurückgehende Konzept ermöglicht eine "klimatische Verschiebung", die zu mediterranen Innenraumtemperaturen führt, oder in Zahlen ausgedrückt zu einer Reduktion der Heizkosten von 23%, was einer Reduktion von 18% der CO<sub>2</sub>-Emissionen entspricht.
- Als Dach des Glashauses dient ein 1 MW Peak-Solarkraftwerk. Mit 10000 m<sup>2</sup> Photovoltaik-Modulen ist es bei der Schlüsselübergabe 1999 das größte dachgestützte Solarkraftwerk der Welt. Die Solarzellen erzeugen mehr Energie, als das Akademiegebäude verbrauchen kann. Sie sind wolkenförmig angeordnet, um so bestimmte Bereiche innerhalb des Bauwerks gezielt zu beschatten. Dadurch entsteht ein angenehmes, ausgeglichenes Raumklima.
- Das auf die Glashütte niedergehende Regenwasser wird gesammelt und dient als Grauwasser Reinigungszwecken und der Bewässerung der Pflanzen.

- Zum Bau der Halle wurde neben Beton und Glas auch Holz verwendet. Dabei handelt es sich um einheimische (sauerländische) Fichten. Die Wahl der Baustoffe unterstreicht das ökologisch ausgewogene Konzept.

Neben dem Akademiegebäude wurde ein ebenfalls bemerkenswerter Energiepark eingerichtet. Hier wird

- das aus den benachbarten, aufgegebenen Schächten austretende Grubengas in Elektrizität und Wärme umgewandelt.

Im Ruhrgebiet treten jährlich etwa 120 Millionen Kubikmeter Grubengas aus alten Bergwerken aus. Diese Gasmenge entspricht etwa 100000 Tonnen Erdöl. In Mont Cenis wird diese Energiequelle zum ersten Mal genutzt: die 1 Million Kubikmeter Grubengas enthalten etwa 60% Methan, aus dem 2 Millionen kWh/a Strom und 3 Millionen kWh/a Wärme gewonnen werden. Dadurch werden 12000 Tonnen des Treibhausgases CO<sub>2</sub> vermieden, ein kleiner aber richtungweisender Beitrag zum Klimaschutz. – Das Investitionsvolumen betrug 110 Millionen Euro, inklusive der Unterstützung, die das Projekt von EU-Strukturfonds erhielt.



**Abb. 13.2** Der Lageplan von Mont Cenis mit der ursprünglichen Zechenbebauung, den ausgasenden Schächten und der Neubebauung (aus Genske 2003).



**Abb. 13.3** Die Glashalle des Akademiegebäudes mit dem Solardach und einem ausgasenden Schacht (Foto: Thomas Lichtensteiger), Innenansicht des Akademiegebäudes.

Mont Cenis ist ein Beispiel *par excellence* der nachhaltigen Nutzung der Ressource "Boden". Mont Cenis steht auch für neue Aufgabenfelder, die sich der Ingenieurgeologie im 21. Jahrhundert erschließen (Genske 2003). Es sind spannende Fragestellungen, die auf dem Fundament der traditionellen Ingenieurgeologie aufbauen und neue Chancen eröffnen, um eine lebenswerte Welt zu schaffen, in der sich der Mensch als Teil der ihn umgebenden Natur versteht und mit ihr im Einklang lebt.

# Literatur

- Agricola G (1556) *De Re Metallica Libri XII.* Froben, Basel, nachgedruckt 2003  
im Fourier Verlag Wiesbaden, 564 S
- Ang AHS, Tang WH (1975) Probability concepts in engineering planning and design Vol 1. Wiley New York, 409 S
- Ang AHS, Tang WH (1984) Probability concepts in engineering planning and design Vol 2. Wiley New York, 562 S
- Assmann (1957) Der geologische Aufbau der Gegend von Berlin: Erläuterungen zur geologischen Karte und Baugrundkarte von Berlin (West). Senator für Bau- und Wohnungswesen, Berlin
- Atterberg A (1911) Über die physikalische Bodenuntersuchung und über die Plastizität der Tone. Int Mitt für Bodenkunde 1: 10-43
- Bartelme N (2000) Geoinformatik: Modelle; Strukturen, Funktionen. Springer Berlin Heidelberg New York, 419 S
- Barton N (1986) Deformation phenomena in jointed rock. *Geotechnique* 36 (2): 147-167
- Barton N (1973) Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*: 287-332
- Barton N, Choubey (1977) The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics* 10 (1-2): 1-54
- Bell FG (2000) Engineering properties of soils and rocks. Blackwell Science Oxford, 482 S
- Bell FG, Genske DD, Bell AW (2000) Rehabilitation of industrial areas: case histories from England and Germany. *Environmental Geology* 40: 121-134
- Bell FG, Genske DD, Stacey TR (2000) Mining subsidence and its effect on the environment: some differing examples. *Environmental Geology* 40: 135-152
- Bell FG, Maud RR (1995) Expansive clays and construction, especially of low-rise structures: a viewpoint from Natal, South Africa. *Environmental and Engineering Geology* 1: 41-59
- Bell FG (1993) Engineering treatment of soils. E & FN Spon London, 302 S
- Bennett RR (1962) Flow-net analysis. In Ferris et al. (eds) *Theory of aquifer tests.* Geol Survey Water-Supply Paper Washington DC 1536-I: 139-144
- Berger M & BB Mandelbrot (1963) A new model for the clustering of errors on telephone circuits. *IBM Journal of Research & Development* 7: 224-236
- Bernoulli D (1738) *Hydrodynamica.* Strassburg
- Bernoulli J (1742) *Opera Omnia, Tam Antea Sparsim Edita, Quam Hactenus Inedita (Collected Works, or "All works, previously published in bits and*

- pieces as well as those hitherto unpublished"; this includes his *Hydraulica*). Lausanne / Genève
- Beyer W (1964) Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve. *Wasserwirtschaft und -technik* 14
- Bieniawski ZT (1984) Rock mechanics design in mining and tunneling. Balkema Rotterdam, 272 S
- Bishop AW (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes. *Géotechnique* 7: 7-17
- Blei W (1981) Erkenntnisse zur Erd- und Lebensgeschichte: Ein Abriß. Wiss Taschenb (WTB) 219, Akademie Verlag, Berlin, 433 S
- Borchert K-M, Genske DD, Gelbke C, Räckers E, Schäche W (1995) Reaktivierung des Spreebogens in Berlin. In Genske DD & Noll P (Hrsg) Brachflächen und Flächenrecycling. Ernst & Sohn Berlin: 267-279
- Brawner G (1973) Subsidence due to underground mining: theory and practice. Dept. Int. Bureau of Mines Washington
- Breddin H, Brühl H, Dieler H (1963) Das Blatt Aachen-Nordwest der praktisch-geologischen Grundkarte 1:5000 des Aachener Stadtgebietes. *Geol Mitt* 1 (2-4) Aachen
- Broili (1967) New knowledge on the geomorphology of the Vajont slide slip surface. *Felsmechanik und Ingenieurgeologie* 5 (1): 38-88
- Brooks RR, Hrsg (1998) Plants that hyperaccumulate heavy metals. CAB International Oxon UK, 380 S
- Büchner (1996) Gefährdungsabschätzung für die Planung von Bauwerken in erdfallgefährdeten Gebieten Niedersachsens. *Z angewandte Geologie* 42: 14-19
- Burland J, Jamiolkowski M, Viggiani C (2002) Preserving Pisa's treasure. *Civil Engineering Magazine ASCE* 72 (3).
- Buss E, Heim A (1881) Der Bergsturz von Elm. Wurster Zürich
- Caquot A, Kerisel J (1948) Tables de Butée, des Poussée et de Force portante des Fondations. Paris
- Casagrande A (1934) Die Aräometermethode zur Bestimmung der Kornverteilung. Springer, Berlin.
- Casagrande A (1932) Research on the Atterberg Limits of soil. *Public Roads* 13: 121-136.
- Cavers DS (1981) Simple methods to analyse buckling of rock slopes. *Rock Mechanics* 14: 87-104
- Chowdhury RN (1987) Stability of soil slopes. In Bell FG (Hrsg) *Ground Engineer's Reference Book*, Butterworths London: 11.1-16
- Clark I (1979) Practical geostatistics. 129 S. Elsevier Applied Sciences London
- Cloos H (1976) Graphic representations of geological structures and their regional relationships. *Bulletin of the Int Association of Engineering Geology* 13: 3-33
- Cloos H (1936) Einführung in die Geologie. Borntraeger Berlin, 503 S (Reprint 1963).
- Coulomb CA (1773) Essai sur une application des règles des Maximis & Minimis à quelques Problèmes de Statique, relatifs à l'Architecture. *Mémoires*

- présentés à l'Académie des Sciences, VII, Editions Science et Industrie, Paris 1971
- Dachroth WR (2002) Handbuch der Baugeologie und der Geotechnik. Springer Berlin Heidelberg New York, 681 S
- Dambrine E, Dupouey J-L, Moares Dominguez C, Lafitte J-D (2000) Effet de l'usage antique des sols sur l'écologie des forêts actuelles. Association Française pour l'Etude du Sol, Livret Tournée pédologique
- Darcy H (1856) Les fountains publiques de la ville de Dijon. Victor Dalmont Paris
- Davis JC (2002) Statistics and data analysis in geology. 638 John Wiley & Sons New York.
- Deere DU (1964) Technical description of rock cores for engineer-purposes. Rock Mechanics and Engineering Geology 1 (1): 17-22
- Dimroth E (1963) Fortschritte in der Gefügestatistik. N Jb Min Mn Stuttgart 13: 186-192
- Eisbacher GH (1996) Einführung in die Tektonik. Enke Stuttgart
- Ellenberg H (1996) Vegetation Mitteleuropas mit den Alpen in ökologischer, dynamischer und historischer Sicht. UTB Stuttgart, 1095 S
- Ellenberg H (1950) Unkrautgemeinschaften als Zeiger für Klima und Boden. Ulmer, 141 S
- Elsen R (1995) Geophysikalische Methoden und Brachflächenrecycling. In Genske DD, Noll HP (Hrsg) Brachflächen und Flächenrecycling, Ernst & Sohn Berlin: 245-251
- Euler L (1765) Theoria motus corporum solidorum. AF Röse, Rostock u Greifswald
- Euler L (1755) Principes généraux du mouvement des fluides. Mémoires de l'Acad des sciences de Berlin 11: 274-315
- Euler L (1744) De Curvis Elasticis. Lausanne/Genf
- Ewert FK (2004) 70 Jahre Erfahrung mit WD-Versuchen: wozu sind sie nützlich? Geotechnik VGE Essen 27 (1): 13-23
- Fabry R (1950) Bodenuntersuchungen im Gelände. Haser, München.
- Fecker E, Reik G (1996) Baugeologie. Enke Stuttgart
- Fellenius W (1927) Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion. Ernst & Sohn Berlin
- Ferguson CC (1992) The statistical basis for spatial sampling of contaminated land. Ground Engineering 6: 34-38
- Fisher RA (1953) Dispersion on a sphere. Proc Royal Society London, Ser A 217: 295-305
- Franklin JA, Chandra R (1972) The slake durability test. Int J Rock Mechanics Min Sci 9: 325-341
- Fröhlich OK (1934) Druckverteilung im Baugrunde. Springer Wien
- Füchsel GC (1773) Entwurf zu der ältesten Erd- und Menschengeschichte, nebst einem Versuch, den Ursprung der Sprache zu finden. Frankfurt/Leipzig
- Gauss KF (1809) Theoria motus corporum celestium. Perthes et Besser, Hamburg
- Geißler H (1994) Ingenieurgeologische Aspekte bei der Planung von Scherungsmaßnahmen für die Altlast Münchehagen. In: Dörhöfer G, Thein J,

- Wiggering H (Hrsg) Altlast Sonderabfalldeponie Münchhausen. Ernst & Sohn Berlin: 29-37
- Genske DD (2003) Urban Land: Degradation, Investigation, Remediation. Springer Berlin Heidelberg New York, 333 S (Vorwort Klaus Töpfer UNEP)
- Genske (2003a) Kohle-Stahl-Industrie-Kultur: Niedergang einer Industrieregion und ihre Re-Vitalisierung. In: Huch M (Hrsg) Urbane Räume von morgen. Schriftenreihe der Deutschen Geol Ges 27: 6-15
- Genske DD (1992) Geostatistische und felsmechanische Untersuchungen im Rahmen des Tunnelprojektes "Im Großen Busch" bei Aprath im Bergischen Land. In: Paproth E, Thomas E (Hrsg) Oberdevon und Unterkarbon von Aprath im Bergischen Land. Sven von Loga Köln: 101-111
- Genske DD (1988) Ansatz für ein probabilistisches Sicherheitskonzept ungesicherter Felsböschungen im Rheinischen Schiefergebirge. Forschungs und Arbeitsbericht Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Bergische Universität Wuppertal (8), 210 S
- Genske DD (1985) Ingenieurgeologische Erkundung und Beurteilung von Felsböschungen im Rheinischen Schiefergebirge. Forschungs- und Arbeitsberichte Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Bergische Universität Wuppertal (3): 1-120
- Genske DD & EWB Hess-Lüttich (2004) Wo steht das Kanzleramt? Der Spreebogen: Eine raumzeitliche Spurensuche. Quintessenz Berlin Edition Berlin, 128 S (Vorwort Klaus Wowereit Berlin)
- Genske DD, Hess-Lüttich EBW (1998) Zeit-Zeichen in der Geologie. In Hess-Lüttich EWB, Schlieben-Lange B (eds) Signs & Time / Zeit & Zeichen. Gunter Narr Verlag Tübingen, 133-15
- Genske DD, Lepique M (1993) Einsatz von geokunststoffbewehrten Gründungspolstern in Tagesbruchgebieten. 9. Nationale Tagung für Ingenieurgeologie Garmisch-Partenkirchen. Geotechnik Sonderheft: 135-146
- Genske DD, B Walz (1991) Probabilistic assessment of the stability of rock slopes. Structural Safety 9: 179-195
- Genske DD & B Walz (1987) Anwendung der probabilistischen Sicherheitstheorie auf Grundbruchberechnungen. Geotechnik 2: 53-66
- Goldscheider M (1979) Standsicherheitsnachweise mit zusammengesetzten Starrkörper-Bruchmechanismen. Geotechnik 1: 130-139
- Goodman RE, Bray JW (1976) Toppling of rock slopes. Proc Speciality Conf on Rock Engineering for Foundations and Slopes. Boulder Colorado ASCE 2
- Goudie A (2000) The human impact on the natural environment. MIT Press, 448 S
- Graaff De LWS, Seijmonsbergen H (1993) Die eiszeitliche Prozeßfolge und Aspekte der jungquartären Talbildung und Hangentwicklung im Walgau. Jber Mitt Oberrhein Geol Ver Stuttgart 75: 99-125
- Graupner (1952) Die Baugrundkarte von Hildesheim als Beispiel einer Baugrundkartierung. Mitt Franzius-Inst TH Hannover, H1
- Grim RE (1962) Applied clay mineralogy. McGraw-Hill New York
- Gudehus G (1981) Bodenmechanik. Enke Stuttgart, 268 S
- Gudehus G (1972) Lower and upper bounds for earth retaining structures. Proc 5th ECSM-FE Madrid 1: 21-28

- Gußmann P (1986) Die Methode der Kinematischen Elemente. Mitt Baugrundinstitut Stuttgart 25
- Gußmann P (1982) Kinematical elements for soils and rock. Proc 4th Int Conf Numerical Meth in Geomechanics Edmonton: 47-52
- Gutierrez F (1995) Synsedimentary and postsedimentary subsidence due to gypsum karstifikation and derived hazards. In Barends FBJ, Brouwer FJJ, Schröder FH (Hrsg) Land subsidence: natural causes, measuring techniques, the Groningen Gasfields. Balkema Rotterdam: 47-57
- Hansen WR (1965) Effects of the earthquake of March 27, 1964, at Anchorage, Alaska. US Geol Survey Prof Pap 542-A Washington, 68 S
- Hasofer AM, Lind NC (1974) Exact and invariant second-moment code format. J Engineering Mechanics 100 (EM1): 111
- Hazen A (1892) Some physical properties of sands and gravels with special reference to their use in filtration. 24 Annual Report State Board of Health Mass Boston: 541-556
- Heim A (1932) Bergsturz und Menschenleben. Beiblatt zur Vierteljahresschrift Naturf Ges Zürich 77
- Heim A (1921) Geologie der Schweiz. Chr. Herm. Tauchnitz Leipzig, 1118 S
- Heitfeld KH (1991) Talsperren. Gebr Borntraeger Berlin, 468 S
- Heitfeld KH (1983) Zur Stellung der Ingenieurgeologie im Grenzbereich zwischen Geologie und Bauwesen. N Jb Geol Paläont Abh 166 (1): 175-189
- Heitfeld KH (1979) Durchlässigkeitsuntersuchungen im Festgestein mittels WD-Testen. Mitt Ing Hydrogeol Aachen 9: 175-218
- Heitfeld KH (1965) Hydro- und baugeologische Untersuchungen über die Durchlässigkeit des Untergrunds an Talsperren des Sauerlands. Mitt Ing Hydrogeol Aachen 1-2
- Heitfeld KH, Heitfeld M, Rosner P, Mühlenkamp M, Krings BD (2003) Bergbaulich-geotechnische Untersuchungen zur Bewertung des Gefährdungspotenzials im Altbergbaubereich Mechernicher Bleiberg. 3. Altbergbau Kolloquium Freiber: 192-206
- Heitfeld KH, Heitfeld M, Klünker J, Rosner P, Schetelig K (2003) Bauen in Gebieten mit Altbergbau oder verdecktem Salinarkarst. 14. Tagung für Ingenieurgeologie Kiel: 1-6
- Heitfeld KH, Hesse KH, Düllmann H (1982) Ingenieurgeologische Untersuchungen im Festgestein des Rheinischen Schiefergebirges. Mitt Ing Hydrogeol Aachen 12: 84-128
- Hjulström F (1935) Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the river Fytis. Bull Geol Inst Uppsala 25: 221-527
- Hocking G (1976) A method for distinguishing between single and double plane sliding of tetrahedral wedges. Int J Rock Mechanics and Mining Science 13: 225-226
- Hölder H (1989) Kurze Geschichte der Geologie und der Paläontologie. Springer Berlin Heidelberg New York, 244 S
- Holmsen P (1953) Landslip in Norwegian quick-clays. Géotechnique 3: 187-194
- Hoek E, Bray JW (1981) Rock slope engineering. Institution of Mining and Metallurgy London, 358 S

- Hoek E, JW Bray & JM Boyd (1973) The stability of a rock slope containing a wedge resting on two intersecting discontinuities. *Q J Engineering Geology* 6: 1-55
- Hooke R (1676) A description of helioscopes, and some other instruments. John Martyn London
- Hutton J (1788) Theory of the earth; or an investigation of the laws observable in the composition, dissolution, and restoration of land upon the globe. *Transactions Royal Society of Edinburgh* 1: 209-304
- IAEG (1976) Hans Cloos: 1885-1951. *Bull Int Association of Engineering Geology* 13: 3-33
- Isaaks EH, Srivastava RM (1989) Applied geostatistics. Oxford University Press New York, 561 S
- Jacob CE (1940) On the flow of water in an elastic artesian aquifer. *Trans Am Geophys Union* 20: 574-586
- Jacobi HE, Grün W, Hofmann W (1992) Aufgaben des Umweltmanagements im Steinkohlenbergbau, Glückauf Essen 128 (4): 249-258
- Janbu N (1954) Application of composite slip surface for stability analysis. *Proc European Conf on Stability of Earth Slopes* Stockholm: 43-49
- Johnsem G (1984) Hangbewegungen vom Block-Typ östlich Berggießhübel. In GGW Berlin (Hrsg) Ingenieurgeologische Untersuchungen im Fels: Vortrags- und Exkursionstagung der GGW in Freiberg: 29-38
- Jürgens H, H-O Peitgen & D Saupe (2004) Chaos and Fractals: New Frontiers in Science. Springer Berlin Heidelberg New York, 864 S.
- Kany M (1974) Berechnung von Flächengründungen. Ernst & Sohn Berlin
- Kennard MF, Wakeling RTM (1979) Site investigation for reservoirs. *Journal of the Inst of Water Eng and Scientists* 33: 363-67
- Koch H von (1904) Sur une courbe continue sans tangente, obtenue par une construction géométrique élémentaire. *Arkiv för Matematik* 1: 681-704
- Kooij, M van der (1997) Land subsidence measurements at the Belridge Oil Fields from ERS InSAR Data. 3. ERS Syposium Florenz
- Krapp L, Vorwerk S (1997) Verfüllung teilweiser verstürzter Mergelsteingrotten in Valkenburg/Niederlande, unveröffentlicht
- Krauter E (1993) Rutschungen (mehrsprachiges Glossar). In: UNESCO-Arbeitsgruppe (Hrsg) Canadian Geotech Soc
- Krey D (1926) Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrunds. Ernst & Sohn Berlin.
- Kruedener A Freiherr von (1951) Ingenieurbiologie. Rheinhardt München, 172 S
- Kruedener A Freiherr von, Becker A (1941) Atlas standortkennzeichnender Pflanzen. Forschungsstelle für Ingenieurbiologie des Generalinspektors für das Deutsche Strassenwesen Berlin, Wiking Verlag, 156 S
- Krige DG (1951) A statistical approach to some basic mine valuations and allied problems on the Witwatersrand. *J Chem Metall Min Soc S Africa* 52 (6): 119-139
- Kutzner C (1991) Injektionen im Baugrund. Enke, Stuttgart.
- Langguth HR, Voigt R (2004) Hydrogeologische Methoden. Springer Berlin Heidelberg New York

- Laplace PS (1810) Mémoire sur les approximations des formules qui sont fonctions de très grands nombres et sur leur application aux probabilités. Mémoires de l'Académie des sciences de Paris
- Laplace PS (1799-1825) Traité de mecanique céleste. Vol 1-4 Duprat Paris, Vol 4 Courcier Paris
- LCPC (1990) Essai au bleu de méthylène. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chausées, Laboratoire Central des Ponts et Chausée Paris: 159-164
- Lugeon M (1933) Barrages et Géologie. Lausanne (Rouge) Paris (Dunod)
- Lyell C (1830-33) Principles of geology, being an attempt to explain the former changes of the earth's surface by reference to causes now in operation, 3. vol. London
- Mandelbrot BB (1982) The fractal geometry of nature. WH Freeman New York, 468 S
- Mardia KV, Jupp PE (1997) Directional statistics. John Wiley & Sohns New York, 460 S
- Matheron G (1962-63) Traité de Géostatistique Appliquée. Technip, Tome 1 (1962) 334 S, Tome 2 (1963) 172 S Paris
- McCammon RB (1977) Target intersection probabilities for parallel-line and continuous grid types of search. Jour Int Assoc Mathematical Geology 9 (4): 369-383
- Meadows DH, Meadows DL, Randers J (1992) Beyond the limits. Earthscan London 300 S
- Meyer DE (1993) Flächen- und Stoffinanspruchnahme, Massenverlagerung. In H Wiggering (Hrsg) Steinkohlenbergbau, Ernst & Sohn Berlin, 266 S
- Miller RP (1965) Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock. PhD Thesis University of Illinois USA
- Mises von R (1918) Über die «Ganzzahligkeit» der Atomgewichte und verwandte Fragen. Physikal Z Leipzig 1 (19): 490-500
- Moos A v, De Quervain F (1948) Technische Gesteinskunde. Birkhäuser Basel, 221 S
- Morgenstern NR, Price VE (1965) The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique 15: 70-93
- Müller (1964) The rock slide in the Vajont valley. Felsmechanik und Ingenieurgeologie 2 (1): 148-212
- Müller L (1963) Der Felsbau I. Enke Stuttgart
- Müller R (1987) Spezielle geologische und geotechnische Untersuchungen bei der Sanierung von Rutschungen im nördlichen Siebengebirge. Mitt Ingenieurgeologie und Hydrogeologie 27, 234 S
- NABau (1981) Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. DIN Deutsches Institut für Normung Berlin
- NBC (1975) Subsidence engineers' handbook. National Coal Board NCB London
- Neff H (1988) Der Wasseraufnahmeversuch in der bodenphysikalischen Prüfung und geotechnische Erfahrungswerte. Bautechnik 65: 153-163
- Newton I (1687) Principia.
- Nguyen TQ, Helm DC (1995) Land subsidence due to groundwater withdrawal in Hanoi Vietnam. In Barends FBJ, Brouwer FJJ, Schröder FH (Hrsg) Land

- subsidence by fluid withdrawal and solid extraction. Balkema Rotterdam: 35-60
- Niemczyk (1949) Bergschadenkunde. VGE Essen
- Ogata A (1970) Theory of dispersion in a granular medium. US Geological Survey Professional Paper 411-I
- Ohnishi Y, Horita M, Ohtani S (1989) Evaluation of fracture geometry of rock joints in rock mass by means of image processing system. J Geotechnical Div Japan SCE 412/III-12, 61-70 (in Japanese)
- Olbrich G, Quick M, Schweikart J (2002) Desktop Mapping: Grundlagen und Praxis in Kartographie und GIS. Springer Berlin Heidelberg New York
- Pacher F (1959) Kennziffern des Flächengefüges. Geol u Bauwesen 24: 223-227
- Paine DP, Kiser JD (2003) Aerial photography and image interpretation. John Wiley & Sohns, 648 S
- Palshin GB, Trzhtsinskii Yu B (1963) Rutschungen in festen und veränderlich festen Gebirge an den Hängen der südlichen Angara Region (in Russisch). Geologia i Geofizika Novosibirsk 6: 97-108
- Patton FD (1966) Multiple modes of shear failure in rock. Proc 1 Congress Int Soc Rock Mechanics Lissabon: 509-513
- Pearson ES, Hartley HO (1972) Biometrika tables for statisticians. Vol 2. Cambridge University Press, London
- Peck RB, Hanson WE, Thornburn TH (1974) Foundation engineering. Wiley New York, 514 S
- Pottharst R (1986, 1987) Erläuterung des probabilistischen Sicherheitskonzepts am Beispiel des Nachweises der Grundbruchsicherheit. Seminar Sicherheit im Grundbau, Technische Akademie Wuppertal/LGA Nürnberg
- Pottharst R (1977) Zur Wahl eines einheitlichen Sicherheitskonzeptes für den konstruktiven Ingenieurbau. Mitt Inst Massivbau TH Darmstadt 22
- Prandtl L (1920) Über die Härte plastischer Körper. Nachrichten Ges Wissenschaften, math-phys Kl Göttingen, 74 S
- Prandtl L (1921) Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. Z angewandte Math Mech 1 (1): 15-20
- Proctor RR (1933) Four articles on the design and construction of rolled earth dams. Eng News-Record (111): 245-248, 286-289, 348-351, 372-376
- Prinz H (1997) Abriss der Ingenieurgeologie. Enke Stuttgart, 546 S
- Rankine WJM (1856) On the stability of loose earth. Phil Tran Royal Soc London 147 (1): 9-27
- Reeves RD, Baker AJM (2000) Metal-accumulating plants. In Raskin I, Ensley BD (Hrsg) Phytoremediation of toxic metals using plants to clean up the environment. John Wiley New-York: 193-230
- Reichardt HJ, Schäche W (2001) Von Berlin nach Germania. Transit Berlin, 207 S
- Reuter F, Klengel J, Pasel J (1992) Ingenieurgeologie. Spektrum Akademischer Verlag
- Rocha M (1971) A method of integral sampling of rock masses. Rock Mechanics 3: 1-12

- Roest D van der, Wagebaert APJ, Stam PH, Brasser DJS (1997) Hydrocarbon contamination detection by means of ground penetrating radar. *Brachflächenrecycling / Recycling Derelict Land* VGE Essen 2: 53-55
- Sander B (1948/1950) Einführung in die Gefügekunde der geologischen Körper. Teil I u. II. Springer Wien und Innsbruck
- Sander B (1930) Gefügekunde der Gesteine. Springer Wien, 352 S
- Scheffer F, Schachtschabel P (2002) Lehrbuch der Bodenkunde. Spektrum Akademischer Verlag, 528 S
- Scheibe R, K Seidel, Zenk J (1997) Geophysikalische Vorerkundung von unterirdischen Hindernissen bei Abbruch- und Erdarbeiten. *Brachflächenrecycling / Recycling Derelict Land*, 2, VGE Essen, 47-52.
- Schiechtl HM (1991) Böschungssicherung mit ingenieurbiologischen Bauweisen. In Smoltczyk U (Hrsg) *Grundbautaschenbuch II*, Ernst & Sohn Berlin.
- Schimazek J, Knatz H (1976) Die Beurteilung der Bearbeitbarkeit von Gesteinen durch Schneid- und Rollenwerkzeuge. *Erzmetall Verlag Chemie*, Weinheim 29: 113-119
- Schimazek J, Knatz H (1970) Der Einfluss des Gesteinsaufbaus auf die Schnittgeschwindigkeit und den Meisselverschleiss von Streckenvortriebsmaschinen. *Glückauf* Essen 106: 274-278
- Schmidt W (1932) Tektonik und Verformungslehre. Bornträger Berlin
- Schmidt-Thomé P (1972) Tektonik. In Brinkmann R (Hrsg) *Lehrbuch der allgemeinen Geologie*. Bd II. Enke Stuttgart, 579 S
- Schokking F (1995) Prediction of long-term subsidence in drained peat areas in the Province of Friesland. In Barends FBJ, Brouwer FJJ, Schröder FH (Hrsg) *Land subsidence: natural nauses, measuring techniques, the Groningen Gasfields*. Balkema Rotterdam: 375-387
- Schöttler M (2004) Erfassung der Grundwasserströmung mittels des GFV-Messsystems. *Geotechnik* VGE Essen 27 (1): 41-46
- Shadmon A (1994) Evolution of IAEG life: engineering geology as an independent science. *Newsletter Int Assoc Engineering Geol* IAEG 21 (June)
- Sichardt W (1928) Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung, insbesondere für größere Absenkungstiefe. Springer Berlin, 86 S
- Simmer K (2004) *Grundbau I*. Teubner, 430 S
- Spencer E (1973) Thrust line criterion in embankment stability analysis. *Géotechnique* 23: 85-100
- Steno N (1923) Vorläufer einer Dissertation über feste Körper, die innerhalb anderer fester Körper von Natur aus eingeschlossen sind (übers K Mieleitner). Leipzig
- Steno N (1669) *De solido intra solidum naturaliter contento dissertationis prodromus*. Firenze, sun signo Stella
- Stensen N (1967) Das Feste im Festen (übersetzt G Scherz). Frankfurt/Main
- Stevin S (1586) *De Beghinseelen der Weeghconst*. Leiden
- Stini J (1941) Unsere Täler wachsen zu. *Geologie und Bauwesen* 14: 71-79
- Stini J (1922) *Technische Geologie*. Enke Stuttgart 789 S

- Stoyan D, Stoyan H (1992) Fraktale – Formen – Punktfelder: Methoden der Geometrie-Statistik. Akademie-Verlag Berlin, 394 S
- Strack ODL (1989) Groundwater mechanics. Prentice Hall New Jersey, 732 S
- Strzodka K (1977) Hydrotechnik im Bergbau und Bauwesen. VEB Verlag Leipzig 392 S
- Swan ARH, Sandilands M (1995) Introduction to geological data analysis. Blackwell Oxford, 446 S
- Szabó I (1979) Geschichte der mechanischen Prinzipien. Birkhäuser Basel, 491 S
- Szelag S, Weber U (1993) Bergsenkungen. In Wiggerting (Hrsg) Steinkohlenbergbau, Ernst & Sohn Berlin: 121-136
- Terzaghi K (1950) Mechanism of landslides. Application of Geology to Engineering Practice Berkey Vol, Geol Soc of America: 83-123
- Terzaghi K (1940) Theoretical Soil Mechanics. Wiley New York
- Terzaghi K (1925) Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Deuticke, Leipzig/Wien. (Wiederabdruck, Wien 1976)
- Terzaghi K, Peck RB (1967) Soil mechanics in engineering practice. Wiley New York, 729 S
- Thapa PB, Dhital MR (2000) Landslides and debris flows of 19-21 July 1993 in the Agra Khola watershed of Central Nepal. J Nepal Geol Soc 21: 5-20
- Thiem G (1906) Hydrogeologische Methoden. JM Gebhardt's Verlag Leipzig, 56 S
- Trümpy R (1991) The Glarus Nappes: A Controversy of a Century Ago. In Mueller DW, McKenzie JA, Weissert H (Hrsg) Controversies in Modern Geology, Academic Press London: 385-404
- Trümpy R (1980) Geology of Switzerland. Wepf Basel.
- Uspensky JV (1937) Introduction into Mathematical Probability. McGraw Hill New York
- Van der Merwe DH (1964) The prediction of heave from the plasticity index and the percentage clay fraction. The Civil Engineer in South Africa 6 (6): 105-107
- Varnes DJ (1978) Slope movement types and processes. In: National Academy of Sciences Washington (Hrsg) Landslide analysis and control, Special Report 176: 12-33
- Völker R (1997) Karsterscheinungen am Nordkyffhäusernrand: Das Auftreten von Salzwasser im Bereich des Hackpfüßler Sees. Gipskarst im Landkreis Saengerhausen, Förderverein Gipskarst Süharz Uftrungen: 85-95
- Vogelsang D (1997) Environmental geophysics: A practical guide. Springer Berlin Heidelberg New York, 173 S
- Wallbrecher E (1986) Tektonische und gefügeanalytische Arbeitsweisen. Enke Stuttgart, 244 S
- Wallwork KL (1956) Subsidence in the mid-Cheshire industrial area. Geographical Journal 122: 40-53
- Ward WH (1945) The stability of natural slopes. Geograph J London 105: 170-196
- Watson GS (1965) Equatorial Distribution on a sphere. Biometrika Cambridge, 52: 193-201

- Weber H (1967) Die Oberflächenformen des festen Landes. Teubner Leipzig, 367 S.
- Weber GE, Raas SM (1989) Geotechnical problems associated with siting large structures over solution collapse features in karst terrain. In Watters RJ (Hrsg) Engineering Geology and Geotechnical Engineering, Balkema Amsterdam: 259-265
- Weizsäcker EU von, Lovins AB, Hunter Lovins L (1996) Faktor Vier. Droemer & Knaur München, 352 S
- Williams AAB, Donaldson G (1980) Building on expansive soil in South Africa 1973-80. Proc 4. Int Conf on Expansive Soils Dever (2): 834-838
- Wirtschaftsvereinigung Bergbau (1994) Das Bergbau Handbuch. VGE Essen, 319 S
- Wittke W (1984) Felsmechanik: Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels. Springer Berlin Heidelberg New York, 1050 S
- Wolf PR, DeWitt Bon A (1999) Elements of photogrammetry with applications in GIS. McGraw Hill, 624 S.
- Woodcock NH (1977) Specification of fabric shapes using an Eigenvalue method. Geol Soc Am New York, Bull 88: 1231-1236
- Woodcock NH, Naylor MA (1983) Randomness testing in three-dimensional orientation data. J Structural Geol Oxford, 5: 539-548
- WRB (1998) World Reference Base for Soil Resources. FAO Report 84, Rom
- WWAP (2001) Water security: a preliminary assessment of policy progress since Rio. In Word Water Assessment Programme (Hrsg) International Conference on Freshwater, Bonn
- Xie H (1993) Fractals in rock mechanics. Balkema, Rotterdam, 452 S
- Yanagi T, Okada H, Ohta K (1992) Unzen Volcano: the 1990-1992 eruption. The Nishinippon & Kyushu University Press Fukuoka, 137 S
- Zaruba Q, Mencl V (1982) Landslides and their control. Elsevier Amsterdam, 324 S
- Zhou G, Esaki T, Mitani Y, Xie M, Mori J (2003) Spatial probabilistic modeling of slope failure using an integrated GIS Monte Carlo simulation approach. Engineering Geology 68: 373-386

## **Anhang**

# Anhang I

## Unschärfe und Sicherheit

Jedes Bauwerk muss standsicher sein. Um die Standsicherheit zu gewährleisten, werden für alle Komponenten eines Bauwerks Standsicherheitsnachweise geführt. Sie beruhen auf mechanischen Modellen, auf deren Grundlage *Grenzzustandsbedingungen* hergeleitet werden, in denen stabilisierende (haltende) und destabilisierende (treibende) Komponenten gegenübergestellt werden. Eine solche Grenzzustandsbedingung ist zum Beispiel die Grundbruchgleichung, in der die haltenden Komponenten (Reibungswinkel, Kohäsion) mit der treibenden Komponente (Last) verglichen werden. Fast alle Grenzzustandsbedingungen der Geotechnik lassen sich durch das Freischneiden des Systems und der Bildung der Kräftebilanz mit dem Krafteck herleiten.

Im Gegensatz zu den Standsicherheitsproblemen des Hochbaus müssen bei geotechnischen Fragestellungen jedoch Parameter berücksichtigt werden, die eine große statistische Streuung und somit eine deutliche Unschärfe aufweisen. Dazu kommen Messfehler bei der Erfassung der Parameter und Ungenauigkeiten beim mechanischen Modell, das der Grenzzustandsbedingung zugrunde liegt.

Um die bei der Bemessung und bei der Ausführung auftretenden Unsicherheiten wirksam zu erfassen, ist ein verständliches und transparentes Sicherheitskonzept erforderlich. Dieses Sicherheitskonzept muss zum einen zwischen der im öffentlichen Interesse liegenden Sicherheit vermitteln und zum anderen der notwendigen Wirtschaftlichkeit gerecht werden. Mit Sicherheitsfaktoren versucht man, dieser Aufgabe nachzukommen: Je höher der Sicherheitsfaktor angesetzt wird, desto standsicherer ist das Bauwerk. Ein kleiner Sicherheitsfaktor erlaubt dagegen eine kostengünstigere Dimensionierung.

Früher beruhten die anzusetzenden Sicherheitsfaktoren auf Erfahrungswerten. Sie waren rein subjektiv und ohne *Ratio*. Das neue, auf der Wahrscheinlichkeitstheorie aufbauende, *probabilistische* Sicherheitskonzept gleicht dieses Manko aus, denn dem Sicherheitsmaß liegt nun eine *a priori* festgelegte, nach Sicherheitserwägungen als tolerabel angesehene

*Versagenswahrscheinlichkeit* zugrunde. Die tatsächlich vorliegende Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich aus der Verbindung des vom Stabilitätsproblem abhängigen mechanischen Modell mit den stochastischen Modellen der Eingangsparameter. Da die tolerable Versagenswahrscheinlichkeit für alle Komponenten eines Tragwerk gleich festgelegt wird, ist keine Komponente unterbemessen oder überbemessen. Das Tragwerks ist sicherheitstechnisch homogen und wirtschaftlich optimal dimensioniert.

Die Anforderungen an das neue Sicherheitskonzept formulierte bereits Pottharst (1977):

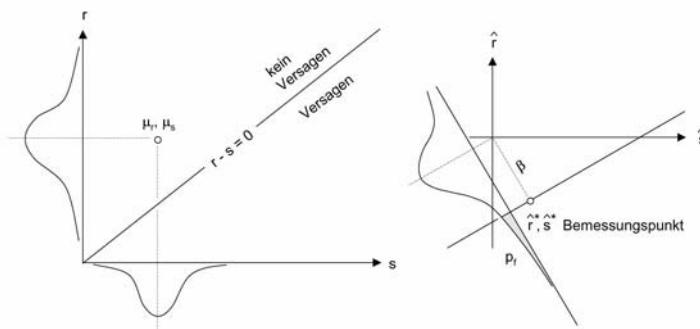
- Es muss für alle Baustoffe, Konstruktionstypen und Belastungsarten anwendbar sein.
- Es muss durch die verfügbaren Daten der Einflussgrößen definierbar sein, also durch deren Mittelwerte und Standardabweichungen.
- Es muss transparent sein, d.h. der Einfluss der einzelnen Unsicherheitsquellen soll erkennbar sein.
- Mit Hilfe des Sicherheitsmaßes sollen sich auf einfache Weise die für die Bemessungspraxis erforderlichen Sicherheitsbeiwerte herleiten lassen.
- Es muss unabhängig sein von der analytischen Formulierung eindeutig definierter Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und der Standsicherheit, d.h. eine Umformulierung der Grenzzustandsbedingung darf das Ergebnis nicht beeinflussen (Invarianzforderung).

Eine Reihe verschiedener probabilistischer Verfahren wurde vorgeschlagen (geschlossene Lösung, Monte Carlo-Simulation, Punktschätzungsme thode, etc.), doch nur der invariante Ansatz von Hasofer & Lind (1974) genügt allen genannten Anforderungen. Im einfachen, zweidimensionalen Fall mit einer Gauß-normalverteilten haltenden Komponente  $r$  und einer Gauß-normalverteilten treibenden Komponente  $s$  gilt für den Grenzzustand

$$r - s = 0$$

Da sowohl  $r$  als auch  $s$  statistisch streuende Größen sind, definieren sie eine zweidimensionale Wahrscheinlichkeitsverteilung, die von der Grenzzustandsbedingung in einen standsicheren Bereich und einen nicht standsicheren Bereich getrennt wird. Die Versagenswahrscheinlichkeit folgt aus

$$p_f = \iint_{r-s<0} f(s)f(r)dsdr$$



**Abb. A-1** Zweidimensionale Verteilungsdichte für ein lineares Last-Festigkeitsproblem, standardisiertes Koordinatensystem.

Die Versagenswahrscheinlichkeit entspricht also dem Volumenintegral des durch die Grenzzustandsbedingung abgetrennten Teils der zweidimensionalen Wahrscheinlichkeitsdichte. Mit der Standardisierung von  $r$  und  $s$  mit ihren Mittelwerten  $\mu$  und Standardabweichungen  $\sigma$

$$\hat{r} = \frac{r - \mu_r}{\sigma_r}$$

$$\hat{s} = \frac{s - \mu_s}{\sigma_s}$$

fallen die Mittelwerte beider Parameter in den Koordinatenursprung. Der kürzeste Abstand vom Koordinatenursprung zur Geraden des Grenzzustands definiert den Bemessungspunkt. Dieser Abstand entspricht einem Sicherheitsmaß, dem Sicherheitsindex  $\beta$ , der über die kumulative Gauß-Verteilungsfunktion direkt einer Versagenswahrscheinlichkeit zugeordnet ist. Daraus folgt, dass sich aus einer Grenzzustandsbedingung mit streuenden Kennwerten eine Versagenswahrscheinlichkeit ermitteln lässt. Es folgt auch, dass für eine vorgegebene Versagenswahrscheinlichkeit die Realisationen der streuenden Kennwerte im Grenzzustand bestimmt werden können. Die vorgegebene Versagenswahrscheinlichkeit bestimmt somit die Bemessungsgrößen. Diese Qualität definiert einen wesentlichen Anspruch des probabilistischen Sicherheitskonzeptes.

Bei einer  $n$ -dimensionalen, nichtlinearen Grenzzustandsbedingung (Pottharst 1977, Ang & Tang 1984)

$$g(x_i) = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$$

folgt nach Standardisierung der Parameter mit den ersten beiden Momenten

$$\hat{x}_i = \frac{x_i - \mu_i}{\sigma_i}$$

der standardisierte Grenzzustand

$$g(\hat{x}_i) = g(\hat{x}_1 \sigma_1 + \mu_1, \hat{x}_2 \sigma_2 + \mu_2, \dots, \hat{x}_n \sigma_n + \mu_n) = 0$$

Die Grenzzustandsgleichung wird im Bemessungspunkt mit einer Taylor-Entwicklung approximiert

$$g(\hat{x}_i) \approx g(\hat{x}_i^*) + \sum_{i=1}^n \left. \frac{\partial \hat{g}}{\partial \hat{x}_i} \right|_* (\hat{x}_i - \hat{x}_i^*) = 0$$

Die Hessesche Normalform dieser Tangentialebene im Bemessungspunkt lautet

$$-\sum_{i=1}^n (\alpha_i \hat{x}_i) - \beta = 0$$

Es lässt sich somit der Sicherheitsindex  $\beta$  bestimmen, wobei

$$\alpha_i = \frac{\left. \frac{\partial \hat{g}}{\partial \hat{x}_i} \right|_*}{\sqrt{\sum_{j=1}^n \left( \left. \frac{\partial \hat{g}}{\partial \hat{x}_j} \right|_* \right)^2}}$$

als Wichtungsfaktor die relative Wirkung des Kennwertes  $x_i$  auf  $\beta$  definiert. Nach Rücktransformation folgt für den Bemessungspunkt

$$x_i^* = \mu_i - \alpha_i \beta \sigma_i$$

mit den kennwertspezifischen Wichtungsfaktoren

$$\alpha_i = \frac{\left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_* \sigma_i}{\sqrt{\sum_{j=1}^n \left( \left. \frac{\partial g}{\partial x_j} \right|_* \sigma_j \right)^2}}$$

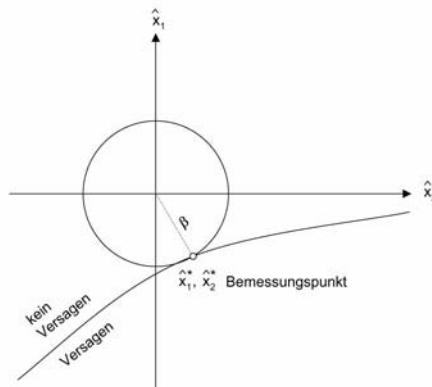
und dem Sicherheitsindex

$$\beta = \frac{-\sum_{i=1}^n \left| \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_* (x_i^* - \mu_i) + g(x_i^*)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \left| \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_* \sigma_i \right)^2}}$$

woraus sich die Versagenswahrscheinlichkeit über die kumulative Gauß-Verteilungsfunktion

$$p_f = \phi(-\beta)$$

ergibt.



**Abb. A-2** Ermittlung des Sicherheitsindex  $\beta$  bei nichtlinearen Grenzzuständen.

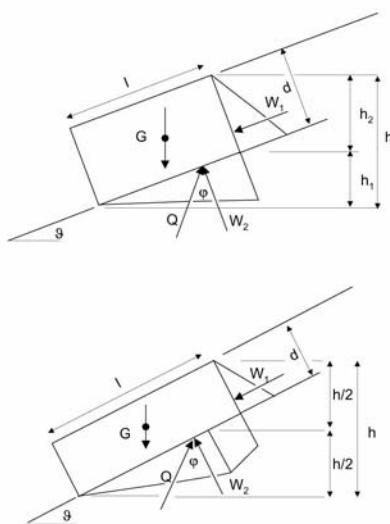
Nicht normalverteilte Kennwerte sind vor der Ermittlung des Sicherheitsindexes in normalverteilte zu transformieren. Ebenso sind korrelierte Kennwerte vor der Ermittlung des Sicherheitsindexes in nicht korrelierte Kennwerte zu transformieren.

Ein Beispiel (Genske 1988, Genske & Walz 1991): In der Grenzzustandsbedingung für das ebene Gleiten einer Gebirgseinheit

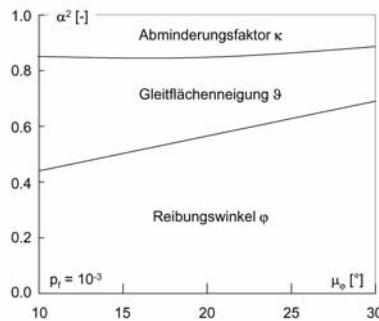
$$g = \kappa \tan \varphi - \tan \vartheta = f(\varphi, \vartheta, \kappa) = 0$$

sind der Reibungswinkel  $\varphi$  und die Gleitflächenneigung  $\vartheta$  streuende Größen. Der Faktor  $\kappa$  repräsentiert die Abminderung der Standsicherheit infolge des Kluftwasserdrucks und hängt ab von der Gleitflächenneigung und der Geomet-

rie des Gleitkörpers (Länge  $l$ , Mächtigkeit  $d$ , siehe Kapitel 10). Dabei wird die maximal mögliche Ausprägung des Kluftwasserdrucks angenommen. Die Gleitflächenneigung ist normalverteilt und der Reibungswinkel lognormalverteilt. Der Abminderungsfaktor schwankt zwischen dem im Diagramm abzulesenden Kennwert für vollen Kluftwasserdruck und dem Grenzwert 1.0, der einer trockenen Böschung entspricht. Da keine Informationen zur tatsächlichen Ausbildung des Kluftwasserdrucks vorliegen, wird der Abminderungsfaktor in erster Näherung als zwischen diesen beiden Grenzwerten liegend und gleichverteilt angenommen. Aufgrund der so definierten Eingangswerte lassen sich die Wichtungsfaktoren  $\alpha$  bei vorgegebenem Sicherheitsniveau  $\beta$  ermitteln. Die Parameterstudie zeigt, dass der Einfluss des Reibungswinkels mit zunehmender Gleitflächenneigung zunimmt.



**Abb. A-3** Ebenes Gleiten mit Kluftwasserdruck.



**Abb. A-4** Wichtungsfaktoren für das ebene Gleitproblem.

Mit den Wichtungsfaktoren lassen sich die Realisationen der streuenden Parameter im Bemessungspunkt bestimmen. Der Vergleich der Bemessungswerte mit ihren Mittelwerten erlaubt die Herleitung von Partialsicherheitsbeiwerten im Sinne Fellenius' (1927). Danach werden für ein Bemessungsproblem die haltenden Komponenten  $r_i$  mit Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_i$  vermindert und die treibenden Komponenten  $s_j$  mit Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_j$  erhöht

$$\gamma_i = \frac{\mu_i}{r_i^*} = \frac{1}{1 - \alpha_i vac_i \beta}$$

$$\gamma_j = \frac{s_j^*}{\mu_j} = \frac{1 - \alpha_j vac_j \beta}{1}$$

um dann nachzuweisen, dass der Grenzzustand nicht überschritten, die Standsicherheit also nicht gefährdet ist. Dabei entspricht  $vac$  den Variationskoeffizienten der Parameter. Ist die Streuung eines Kennwerts unabhängig von dessen Mittelwert, werden Sicherheitselemente eingeführt

$$\delta_i = \mu_i - r_i^* = \alpha_i \sigma_i \beta$$

$$\delta_j = s_j^* - \mu_j = -\alpha_j \sigma_j \beta$$

mit  $\sigma$  als Standardabweichung des Parameters. Die Berücksichtigung des Sicherheitsindexes bei der Herleitung der Teilsicherheitsbeiwerte und Sicherheitselemente ermöglicht somit eine direkte Bemessung für eine vorgegebene Versagenswahrscheinlichkeit.

Ein Beispiel (Genske 1988, Genske & Walz 1991): Die für das ebene Gleitproblem ermittelten Wichtungsfaktoren lassen sich direkt in Teilsicherheitsbeiwerte und Sicherheitselemente umrechnen. Sie schwanken in Abhängigkeit von der Gleitflächenneigung. Durch die Approximation des Teilsicherheitsbeiwertes für die Reibung  $\gamma_\varphi$  mit einem konstanten Wert lässt sich das Bemessungsproblem vereinfachen. Eine weitere Vereinfachung bringt die Festlegung des Abminderungsfaktors für maximalen Kluftwasserdruk als Bemessungswert. Für die Bemessung kann somit der Kennwert  $\kappa$  direkt vom Bemessungsdiagramm (Kapitel 10) übernommen werden, ohne ihn mit einem Teilsicherheitsbeiwert anpassen zu müssen. Um trotz dieser Vereinfachungen eine gleichmäßige Versagenswahrscheinlichkeit zu gewährleisten, schwankt das Sicherheitselement für die Gleitflächenneigung mit seinem Streumaß, also mit der sphärischen Standardabweichung  $\Omega$ . Für die skizzierte Felsböschung wurde im Rahmen der gefügekundlichen Aufnahme eine mittlere Gleitflächenneigung von  $\mu_g = 25^\circ$  ermittelt, deren Streumaß  $\Omega = 3^\circ$  beträgt. Aus Labor-, Feld- und Vergleichsuntersuchungen folgte ein mittlerer Reibungswinkel von  $\mu_\varphi = 32^\circ$  mit einem Variationskoeffizienten  $cov \approx 0.2$ . Daraus ergeben sich die charakteristischen Werte

$$\begin{aligned}\vartheta_k &= \mu_g = 25^\circ \\ \varphi_k &= \mu_\varphi = 32^\circ\end{aligned}$$

Aus ihnen folgen für eine Versagenswahrscheinlichkeit von  $p_f = 10^{-2}$  die Bemessungswerte

$$\begin{aligned}\vartheta_d &= \vartheta_k + \delta_g = 25 + 3 = 28^\circ \\ \varphi_d &= \frac{\varphi_k}{\gamma_\varphi} = \frac{32}{1.4} = 23^\circ\end{aligned}$$

Mit dem Geometrieverhältnis

$$d / l \leq 0.16$$

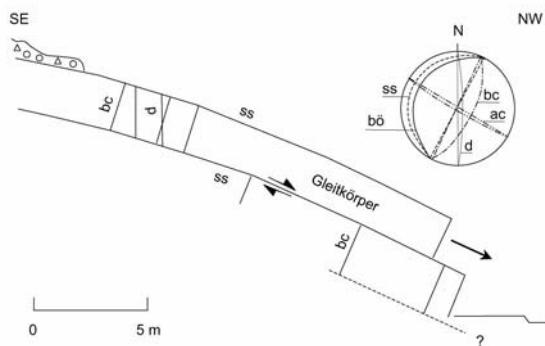
des rechtwinklig angenommenen Gleitkörpers wird der Bemessungswert des Abminderungsfaktors aus dem Bemessungsdiagramm mit

$$\kappa_d \approx 0.5$$

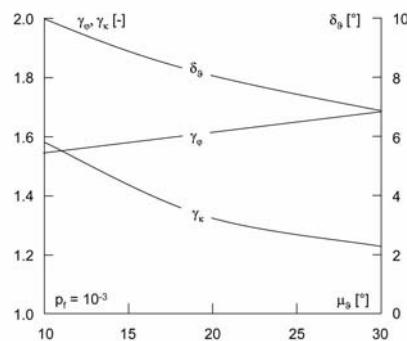
abgelesen. Für den Grenzzustand folgt somit

$$g = \kappa_d \tan \varphi_d - \tan \vartheta_d = 0.5 \tan(23) - \tan(28) = -0.32 < 0$$

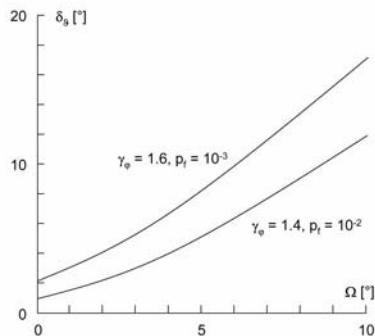
Der Standsicherheitsnachweis ist somit nicht erfüllt. Die Versagenswahrscheinlichkeit ist größer als  $p_f = 10^{-2}$ . Selbst ohne Berücksichtigung des Kluftwasserdruktes ist die Versagenswahrscheinlichkeit größer als 1/100. Tatsächlich handelt es sich hier um eine Böschung, bei der es zu einer Rutschung entlang der Schichtflächen kam.



**Abb. A-5** Felsböschung mit Gleitkörper (Blombach SE von Wuppertal).



**Abb. A-6** Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{\varphi}$  und  $\gamma_K$  sowie Sicherheitselement  $\delta_g$  für die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f = 10^{-3}$  ( $\beta = 3.1$ ).



**Abb. A-7** Sicherheitselemente für die Gleitflächenneigung als Funktion der Streuung der Gleitflächenneigung (sphärische Standardabweichung  $\Omega$ ) für die Versagenswahrscheinlichkeiten  $p_f = 10^{-2}$  ( $\beta = 2.3$ ) und  $p_f = 10^{-3}$  ( $\beta = 3.1$ ) bei einem Variationskoeffizienten des Reibungswinkels  $vac_{\varphi} = 0.2$ .

Ein weiteres Beispiel: Bei der Ermittlung des Grundbruchwiderstandes

$$\sigma = \gamma b' N_b + c N_c + q N_q$$

sind die Reibung  $\varphi$ , die Kohäsion  $c$  und die Wichte  $\gamma$  statistisch streuende Größen, wogegen die geometrischen Abmessungen wie die Fundamentbreite  $b$  nicht streuen. Im Rahmen von Parameterstudien (NABau 1981, Pottharst 1986, 1987, Genske & Walz 1987, u.a.) wurden konstante Sicherheitsfaktoren hergeleitet, die heute im Eurocode 7 vorgegeben sind. Danach werden mit den Teilsicherheitsbeiwerten aus den charakteristischen Bodenkennwerten (Mittelwerten) die Bemessungswerte ermittelt. Für ein vertikal belastetes Streifenfundament mit

$$\varphi_k = 27^{\circ}, c_k = 16 \text{ kN/m}^2, \gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3, \gamma_{ok} = 18 \text{ kN/m}^3$$

folgen zum Beispiel für die Bemessungswerte

$$\varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan\varphi_k}{\gamma_\varphi}\right) = \arctan\left(\frac{\tan 27}{1.25}\right) = 22^\circ$$

$$c_d = \frac{c_k}{\gamma_c} = \frac{16}{1.6} = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_k}{\gamma_\gamma} = \frac{20}{1.0} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{od} = \frac{\gamma_{ok}}{\gamma_\gamma} = \frac{18}{1.0} = 18 \text{ kN/m}^3$$

woraus sich mit

$$N_q = N_{qo} v_q = 7.82(1.0) = 7.82$$

$$N_c = N_{co} v_c = 16.88(1.0) = 16.88$$

$$N_b = N_{bo} v_b = 2.76(1.0) = 2.76$$

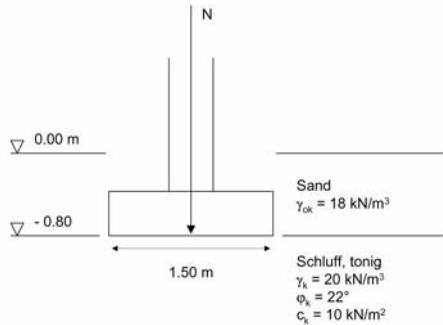
die Grundbruchspannung

$$\sigma_d = 20(1.50)(2.76) + 10(16.88) + 0.80(18)(7.82) = 364 \text{ kN/m}^2$$

und der Widerstand gegen Grundbruch

$$R_d = 1.5(364) = 546 \text{ kN/m}$$

ergeben.



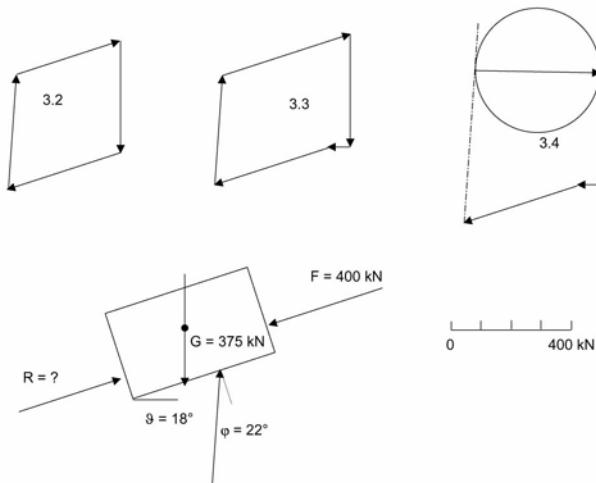
**Abb. A-8** Grundbruchproblem.

## Anhang II

### Lösungen

- 2-1 Unter *Aktualismus* wird die Deutung geologischer Vorgänge der Vergangenheit aufgrund heutiger (aktueller) Beobachtungen verstanden.
- 2-2 Eine geneigte und somit asymmetrische Falte.
- 2-3 Eine *Biegescherfalte* ist eine Mischform zwischen der infolge differentieller Gleitbewegungen entlang der Schichtung entstehenden Biegegleitfalte und der durch Schieferung gekennzeichneten Scherfalte. Sie ist die häufigste Faltenform.
- 2-4 Schichtung (*ss*), Schieferung (*sf*), Klüftung (*k*), Störung (*stö*). Bei der Klüftung unterscheidet man weiter nach *ac*- und *bc*-Klüftung, sowie der *d*-Klüftung (Diagonalklüftung).
- 2-5 Entlang einer Störung hat eine Relativbewegung stattgefunden.
- 2-6 Tektonische und metamorphe Schieferung.
- 2-7 Parallel der Achsenflächen einer Falte.
- 2-8 Mit dem Gefügekompass (nach Clar) werden Einfallen und Einfallrichtung gemessen.
- 2-9 Die flächentreue (Lambertsche) Azimutalprojektion der in Längen- und Breitenkreise eingeteilten unteren Halbkugel.
- 2-10 Die Projektion des Durchstoßpunktes durch die untere Halbkugel eines durch Einfallrichtung und Einfallen definierten Vektors (also einer Gefügemessung) auf das Schmidtsche Netz.
- 2-11 Die Schnittlinie einer Fläche durch die untere Halbkugel, auf das Schmidtsche Netz projiziert.
- 2-12 Diese Verschnittlinie bildet ein  $\delta$ -Linear, dessen (mittlere) Orientierung der Faltenachse entspricht.

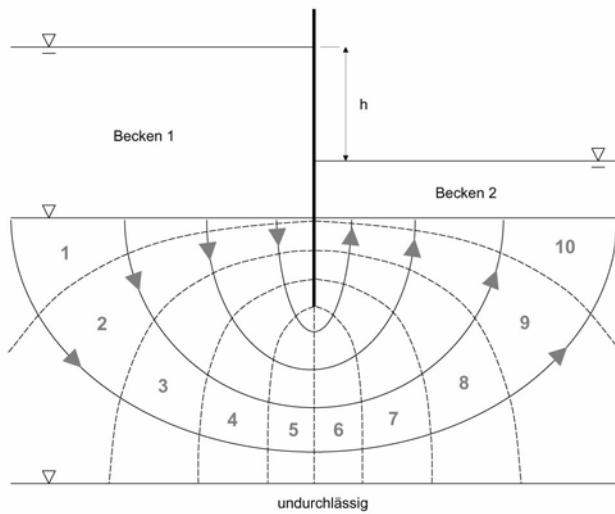
- 2-13 Der Durchstoßpunkt der Normalen des Großkreises, der sich aus der gefügekundlichen Aufnahme der Schichtflächen einer Falte ergibt. Er definiert die Faltenachse.
- 2-14  $tf_1 = ac$ ,  $tf_2 = ss$ ,  $tf_3 = bc$ .
- 2-15  $p_1 = ss$ ,  $p_2 = ac$ ,  $p_3 = bc$ .
- 2-16 B.
- 2-17 C.
- 2-18 Mechanische, chemische und biologische Verwitterung.
- 2-19 Die Umwandlung von Silikaten (z.B. Feldspat) in Tonminerale.
- 2-20 Fluviatil oder äolisch im Leebereich schräg abgelagerte Sedimente.
- 2-21 Ein äolisch verfrachtetes Sediment der Schluff- bzw. Siltfraktion.
- 2-22 Ein Oser oder Esker ist eine dammförmige Ablagerung gut sortierter klastischer Sedimente, die sich in den Entwässerungsrinnen- und Höhlen (eiszeitlicher) Gletscher gesammelt haben.
- 2-23 Sedimentgesteine, metamorphe Gesteine, Tiefengesteine.
- 2-24 (A) Plutonite (Erstarrungsgesteine), (B) Sedimentgesteine (organogen), (C) Vulkanite (Erstarrungsgesteine), (D) metamorphe Gesteine, (E) Ganggesteine (Erstarrungsgesteine).
- 2-25 Sandstein.
- 2-26 Magnesium- und eisenreiche, meist dunkle Minerale.
- 2-27 Vulkanische Auswurfmassen wie Aschen, Lapilli und vulkanische Bomben.
- 3-1  $\sigma = 180 \text{ kN/m}^2$ ,  $\sigma = 80 \text{ kN/m}^2$ .
- 3-2  $R = 360 \text{ kN}$ .



**Abb. 3.29** Freigeschnittenes System und Kraftdreiecke.

- 3-3  $R = 450 \text{ kN}$ .
- 3-4 Wenn  $R$  etwa horizontal ist.
- 3-5  $\sigma_{max} = 190 \text{ MN/m}^2, E = 64000 \text{ MN/m}^2$ .
- 3-6 Die Unterläufigkeit ergibt sich mit  $h$  als Potentialdifferenz,  $n_f$  als Anzahl der Strömungskanäle und  $n_d$  als Anzahl der Potentialdifferenzen pro Strömungskanal zu

$$q = \frac{n_f}{n_d} kh$$



**Abb. 3.30** Stromlinien und Äquipotentiallinien.

- 4-1 Bei einer Gleichverteilung ergibt sich die Wahrscheinlichkeit, dass der Reibungswinkel  $\varphi$  kleiner als  $25^\circ$  ist, geometrisch aus

$$P(\varphi < 25) = \frac{25 - 20}{35 - 20} = 0.33$$

- 4-2 Der aus der Grundlagenstatistik bekannte *t*-Test (*Student-Verteilung*) ist hier anzuwenden. Für *t* gilt

$$t = \frac{\bar{I}_{p1} - \bar{I}_{p2}}{s_e}$$

Mit

$$\begin{aligned} s_e &= s_p \sqrt{\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}} = \sqrt{\frac{(n_1 - 1)s_1^2 + (n_2 - 1)s_2^2}{n_1 + n_2 - 2}} \sqrt{\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}} \\ &= \sqrt{\frac{(25 - 1)0.228^2 + (10 - 1)0.325^2}{25 + 10 - 2}} \sqrt{\frac{1}{25} + \frac{1}{10}} \\ &= 0.097 \end{aligned}$$

folgt

$$t = \frac{4.204 - 4.110}{0.097} = 0.973$$

Der kritische  $t$ -Wert ergibt sich aus der Student-Verteilung bei einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 5 % und einem Freiheitsgrad von  $v = n_1 + n_2 - 2 = 33$  zu  $t_c = 2.035 > 0.973$ . Somit gehören beide Stichproben der gleichen Grundgesamtheit an.

- 4-3 Unter der Voraussetzung, dass die Findlinge zufällig im pleistozänen Vorkommen verteilt sind, ergeben sich die Auftrittswahrscheinlichkeiten von  $n$  Findlingen in einem Bodenvolumen  $V$  nach einer Poisson-Verteilung

$$p(n) = \frac{1}{n!} \left( 0.005 \frac{V}{v} \right)^n e^{-0.005V/v}$$

mit  $v$  als Volumen der kugelförmig angenommenen Findlinge

$$v = \frac{\pi}{6} (1)^3 = \frac{\pi}{6}$$

Daraus folgt

$$p(n) = \frac{1}{n!} \left( 0.005 \frac{V}{\pi/6} \right)^n e^{-0.005V/(\pi/6)} = \frac{1}{n!} (0.0955V)^n e^{-0.0955V}$$

Für  $n = 1$  folgt  $p(n) = 0.0868$ , für  $n = 2$  folgt  $p(n) = 0.0041$  und für  $n = 3$  folgt  $p(n) = 0.0001$ .

- 4-4 Diese Wertepaare sind im Pearson-Diagramm einer linksschiefen Betaverteilung und der ihr ähnlichen Exponentialverteilung zugeordnet.
- 4-5 Die Daten sind mit  $r_{\varphi c} = -0.945$  deutlich korreliert.
- 4-6 Das Autokorrelogramm zeigt einen Wiederholungszyklus von 12 Monaten. Die Häufung von Rutschungen ist offensichtlich abhängig von der Jahreszeit. Tatsächlich häufen sich nach dem Histogramm die Rutschungen im Frühling während und nach der Schneeschmelze.
- 4-7 Die Auswertung der Kreuzkorrelation zeigt deutlich, dass ein Verschiebungsbetrag von etwa 6 m vorliegt.

- 4-8 Das experimentelle Semivariogramm zeichnet sich durch einen deutlichen Anstieg aus, der sich ab einem Verschiebungswert von  $h = 3$  abschwächt. Die Übergangshäufigkeits-Matrix ergibt sich zu

$$\begin{array}{c} \text{nach} \\ \begin{array}{ccccc} K & S & U & T & \Sigma \\ \hline K & \left[ \begin{array}{cccc} 3 & 2 & 1 & 2 \end{array} \right] & 8 \\ \text{von} & S & \left[ \begin{array}{cccc} 5 & 4 & 0 & 0 \end{array} \right] & 9 \\ & U & \left[ \begin{array}{cccc} 0 & 3 & 0 & 0 \end{array} \right] & 3 \\ & T & \left[ \begin{array}{cccc} 0 & 0 & 2 & 0 \end{array} \right] & 2 \\ & & 8 & 9 & 3 & 2 & 22 \end{array} \end{array}$$

woraus die Übergangswahrscheinlichkeits-Matrix folgt

$$\begin{array}{c} \text{nach} \\ \begin{array}{ccccc} K & S & U & T & \Sigma \\ \hline K & \left[ \begin{array}{cccc} 0.38 & 0.25 & 0.13 & 0.25 \end{array} \right] & 1.00 \\ \text{von} & S & \left[ \begin{array}{cccc} 0.56 & 0.44 & 0.00 & 0.00 \end{array} \right] & 1.00 \\ & U & \left[ \begin{array}{cccc} 0.00 & 1.00 & 0.00 & 0.00 \end{array} \right] & 1.00 \\ & T & \left[ \begin{array}{cccc} 0.00 & 0.00 & 1.00 & 0.00 \end{array} \right] & 1.00 \end{array} \end{array}$$

Auf Meter 34 wird demnach mit einer Wahrscheinlichkeit von  $p(K|K) = 0.38$  Konglomerat erbohrt. Aus der Quadrierung der Matrix ergibt sich die Übergangswahrscheinlichkeiten für Meter 35

$$\left[ \begin{array}{cccc} 0.38 & 0.25 & 0.13 & 0.25 \\ 0.56 & 0.44 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 1.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 1.00 & 0.00 \end{array} \right]^2 = \left[ \begin{array}{cccc} 0.28 & 0.33 & 0.30 & 0.09 \\ 0.46 & 0.34 & 0.07 & 0.14 \\ 0.56 & 0.44 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 1.00 & 0.00 & 0.00 \end{array} \right]$$

Danach wird auf Meter 35 mit einer Wahrscheinlichkeit von  $p(K|K) = 0.28$  Konglomerat erbohrt.

- 4-10 Aus den Grundgleichungen der sphärischen Statistik ergibt sich der Regelungsgrad zu

$$\bar{R} = 0.971$$

die Raumstellung des Schwerpunktsvektors zu

$$[\bar{\alpha}, \bar{\vartheta}] = [-0.890, 0.427] = [129.00^\circ, 24.46^\circ]$$

die sphärische Standardabweichung zu

$$\Omega = 0.244 = 13.96^\circ$$

und der Vertrauenskegel ( $\alpha = 0.1$ ) zu

$$\Lambda = 0.071 = 4.06^\circ$$

4-11 a) Aus der Größe der Einzugsgebietes folgt, dass

$$P(E_1) = \frac{18}{28} = 0.64$$

$$P(E_2) = \frac{10}{28} = 0.36$$

b) Aufgrund der zusätzlichen Information zu den Aufschlussbedingungen  $A$  lassen sich bedingte Wahrscheinlichkeiten formulieren

$$p(A|E_1) = 0.35$$

$$p(A|E_2) = 0.80$$

Daraus folgt als *posteriori*-Wahrscheinlichkeit für die Herkunft des Fossils aus dem größeren Einzugsgebiet

$$\begin{aligned} p(E_1|A) &= \frac{p(A|E_1)p(E_1)}{p(A|E_1)p(E_1) + p(A|E_2)p(E_2)} \\ &= \frac{(0.35)(0.64)}{(0.35)(0.64) + (0.80)(0.36)} \\ &= 0.44 \end{aligned}$$

Für das kleinere Einzugsgebiet folgt

$$p(E_2|A) = \frac{(0.80)(0.36)}{(0.35)(0.64) + (0.80)(0.36)} = 0.56$$

wobei

$$p(E_1|A) + p(E_2|A) = 1.0$$

4-12 Für die transformierten Reibungswinkel gilt

$$\ln \varphi = 3.23, 3.21, 3.07, 3.27, 3.22$$

Daraus ergeben sich Mittelwert und Standardfehler

$$N_{\overline{\ln \varphi}}(\overline{\ln \varphi}, \sigma_{\ln \varphi} / \sqrt{n}) = N_{\overline{\ln \varphi}}(3.20, 0.65 / \sqrt{5}) = N_{\overline{\ln \varphi}}(3.20, 2.91)$$

woraus der aktualisierte *posteriori*-Mittelwert und dessen Standardfehler folgen

$$\mu''_{\mu_{\ln \varphi}} = \frac{\overline{\ln \varphi} (\sigma'_{\mu_{\ln \varphi}})^2 + \mu'_{\mu_{\ln \varphi}} (\sigma_{\ln \varphi}^2 / n)}{(\sigma'_{\mu_{\ln \varphi}})^2 + (\sigma_{\ln \varphi}^2 / n)} = \frac{3.20(0.65)^2 + 3.25(0.29)^2}{(0.65)^2 + (0.29)^2} = 3.24$$

$$\sigma''_{\mu_{\ln \varphi}} = \sqrt{\frac{(\sigma'_{\mu_{\ln \varphi}})^2 (\sigma_{\ln \varphi}^2 / n)}{(\sigma'_{\mu_{\ln \varphi}})^2 + (\sigma_{\ln \varphi}^2 / n)}} = \sqrt{\frac{(0.15)^2 (0.29)^2}{(0.15)^2 + (0.29)^2}} = 0.13$$

- 5-1 Weniger als 5 Prozent, meistens sogar weniger als 1 Prozent.
- 5-2 Nach den Voruntersuchungen.
- 6-1 Die Lösung ergibt sich aus den Angaben und Beispielen im Text.
- 6-2 Aus den Vorgaben folgt ein Abstand von

$$d = \frac{2r}{p} = \frac{5.00}{0.95} = 5.26 \text{ m}$$

- 6-3 Aus den Vorgaben folgt die Anzahl der Beprobungspunkte zu

$$n_{95} = \frac{\psi}{r_A} = \frac{1.08}{\pi(2.5)^2 / (2500)} = 138$$

- 6-4  $w = 0.29$ ,  $\gamma_d = 14.0 \text{ kN/m}^3$ ,  $n = 0.47$ ,  $e = 0.88$ ,  $S_r = 0.86$ ,  $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_s = 18.68 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma' = 8.68 \text{ kN/m}^3$ .

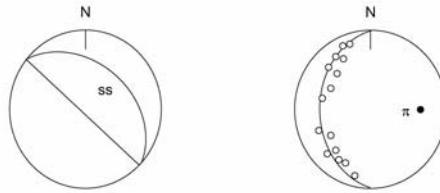
- 6-5 Die Lösung folgt aus den Beispielen im Text.
- 6-6 Für den Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  [m/s] folgt nach Hazen

$$k = 0.0116 d_{10}^2 = 0.0116(0.21)^2 = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

- 6-7 Der Durchlässigkeitsbeiwert ergibt sich zu

$$k \cong \frac{1}{s_m} \frac{\Delta s}{\Delta t} \frac{d}{28} = \frac{1}{0.05} \frac{1.0}{0.25} \frac{1.0}{28} = 7 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

- 6-8 Mit dem mittleren Indexwert  $I_{s(50)} = 2.62 \text{ MN/m}^2$  folgt  $\sigma_u = 24$  (2.62) = 63 MN/m<sup>2</sup>.
- 6-9 Das Schmidtsche Netz zeigt die Lösung.



**Abb. 6.76** Schmidtsche Netze für die Blockbilder der Übungen 6-9 und 6.10.

- 6-10 Das Schmidtsche Netz zeigt die Lösung.
- 7-1 Von der Oberfläche ab stehen an: O, S, T, S, Me.
- 7-2 Lösung:  $v_1 = 909 \text{ m/s}$ ,  $v_2 = 6500 \text{ m/s}$ ,  $d = 14.3 \text{ m}$  bei  $x_{cross} = 33 \text{ m}$ .
- 7-3 Mit  $r_a$  als Brunnenaußendurchmesser folgt
- $$Q = ksh\omega \quad \omega = \frac{2\pi}{\ln(R/r_a)}$$
- 7-4 Die Durchlässigkeit liegt bei etwa  $1.8 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ .
- 7-5  $\varphi = 32^\circ$ .
- 7-6  $\varphi' = 25^\circ$ ,  $c' = 15 \text{ kN/m}^2$ .
- 7-7  $\varphi = 35^\circ$ ,  $\vartheta = 62^\circ$ .
- 7-8  $\varphi' = 25^\circ$ ,  $c' = 10 \text{ kN/m}^2$ .
- 7-9  $\tau = 85-90 \text{ MN/m}^2$ .
- 7-10  $\varphi_m = 25^\circ-31^\circ$ ,  $\tau_m = 4.7-6.0 \text{ MN/m}^2$ , Dreiecksverteilung (rechts-schief).

7-11  $E_s = 2.0 \text{ MN/m}^2$ , Entlastungsmodul  $E_e = 14 \text{ MN/m}^2$ , Vorbelastung  $\sigma_{vb} = 160 \text{ kN/m}^2$ .

7-12 Im Text des Kapitels 7.

10-1 Abrisszonen, Sackungszonen, Längs- und Querspalten, Frontwälle und Aufpressungen, atypische Geomorphologische Phänomene, Stauhäusse, Schiefstellungen und Wuchsstörungen von Bäumen, Schäden an Bauwerken, im Gebirgsbereich zunehmender Steinschlag, Verschiebung von Kluftkörpern und Kluftkörpervverbänden, Spalten im Kronenbereich, etc.

10-2 Der Erddruck ergibt sich zu

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_a - 2ch\sqrt{k_a}$$

$$k_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Für die freie Standhöhe folgt somit

$$h_c = \frac{4c}{\gamma \sqrt{k_a}}$$

10-3 Für die trockene Böschung gilt  $\varphi = 20^\circ$ , für vollen Kluftwasserdruck folgt aus dem Krafteck  $\varphi = 31^\circ$ . Da keine weiteren Informationen vorliegen, wird eine Gleichverteilung zwischen beiden Grenzwerten angenommen, woraus sich ein mittlerer Reibungswinkel von etwa  $26^\circ$  ergibt.

10-4 Mit  $\kappa = 0.39$  folgt  $\varphi_{erf} = 43^\circ > \varphi_{vorh} = 32^\circ$ . Die Böschung ist nicht standsicher.

10-5 Aus dem Krafteck folgt  $\varphi_{\square\square} = 47^\circ > \varphi_{vorh} = 33^\circ$ . Bei vollem Kluftwasserdruck würde die Böschung versagen.

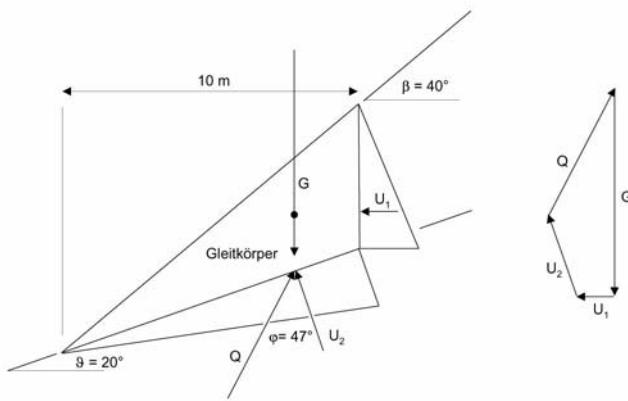


Abb. 10.67 Gleitkörper mit Krafteck.

- 10-6 Bei  $\varphi_{ss} = 35^\circ$  lässt sich (1) das Krafteck mit einer horizontalen Ankerkraft von 80 kN/m schließen. Bei einer Ankerneigung von etwa  $28^\circ$  beträgt die erforderliche Ankerkraft nur 73 kN/m.

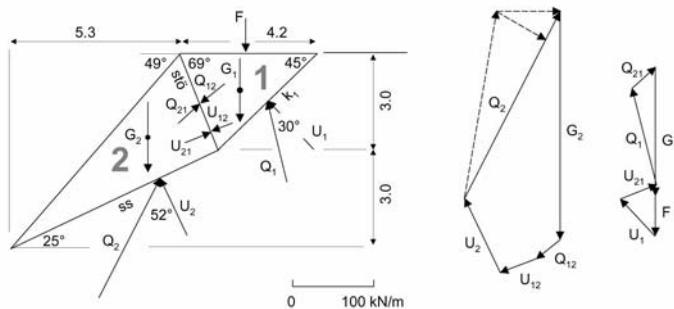


Abb. 10.68 Teilkörpermechanismus mit Kraftecken.

- 11-1 Senkungszonen (regelmäßige und unregelmäßige), Staunässe und neu entstandene Feuchtgebiete, Senkungsseen, Schieflagen und Wuchsstörungen von Bäumen, Änderungen im Pflanzenbestand, Schäden an Bauwerken, in Bergaugebieten aufgegebene Tagesanlagen und Schächte, Halden, Kontaminationen und evtl. Acid Mine Drainage, etc.

- 11-2 Steinsalz.

- 11-3 Unter der Annahme, dass die Zusatzbelastung mit zunehmender Entfernung abnimmt, folgt geometrisch für die näheren Pfeiler (gerade Nummern) eine Zusatzbelastung von 14.6% und für die weiter entfernten Pfeiler (ungerade Nummern) eine Zusatzbelastung von 10.4 % der ursprünglich vom zentralen (versagten) Pfeiler getragenen Gebirgslast.
- 11-4 (a) Es handelt sich um einen subkritischen Senkungstrog. (b) Aus dem empirischen Auswertediagramm folgt als maximale Senkung 8 m (die Senkungen aus beiden Abbauen werden addiert). Die Abbaulängen müssen dabei mindesten  $1.4h$  betragen. (c) Stauchungen und Dehnungen können ausgeglichen werden, indem einer der Abbaubereiche zeitlich vorgezogen wird, so dass sich die Dehnungen und Stauchungen dieses Abbaus antizyklisch zu denen des zweiten Abbaus entwickeln. Durch Superposition heben sich so die Dehnungen und Stauchungen gegenseitig auf.

$$11-5 \quad (a) \frac{x}{h} = \frac{2}{(k-1)}, \quad (b) \frac{x}{h} = \frac{2}{(ek-1)}$$

11-6 Aus dem Volumen der geförderten Sole und seinem mittleren Salzgehalt.

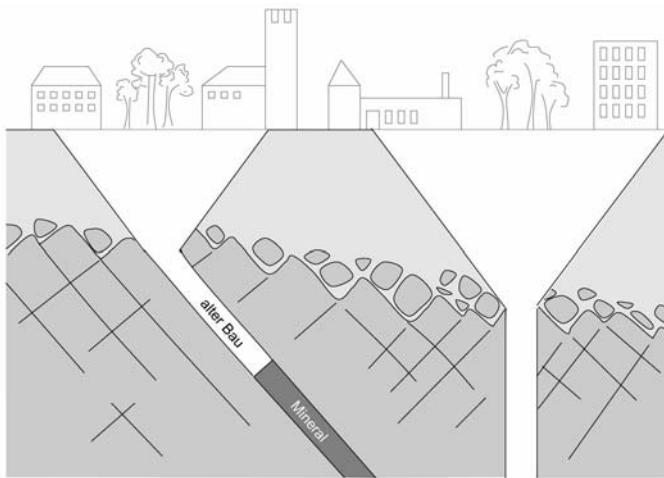
11-7 Infolge der Grundwasserabsenkung ist im Bereich von -2.00 m bis -4.00 m der Auftrieb des Bodens weggefallen. Der Boden wird also mit

$$\Delta\sigma = 2(19 - 10) = 18 \text{ kN/m}^2$$

zusätzlich belastet. Somit folgt

$$s = \frac{18}{15000} [0.5(2.00) + 8.00] = 0.0108 \text{ m} = 1 \text{ cm}$$

11-8 Über dem Bau und dem Schacht können sich Einsturztrichter bilden.



**Abb. 11.43** Profil mit Einsturztrütttern.

- 12-1 Die zu erwartende Setzung beträgt knapp 2 cm.
- 12-2  $R = 1030 \text{ kN/m}$  (ohne Sicherheitsbeiwert).
- 12-3 Die Abnahme des Grundbruchwiderstands beträgt 42%.
- 12-4 Die Abnahme des Grundbruchwiderstands beträgt 68%.
- 12-5 Mit  $\gamma' = 8 \text{ kN/m}^3$  beträgt die Abnahme des Grundbruchwiderstands 78%.
- 12-6 Die Abnahme der Grundbruchspannung mit der Lastneigung folgt der Funktion

$$\frac{\sigma}{\gamma b'} = N_{bo} \kappa_b = N_{bo} (1 - \tan \delta)^3 = N_{bo} \left(1 - \frac{T}{N}\right)^3$$

Darin sind  $T$  die parallel zur Sohlfuge wirkende Bemessungslast und  $N$  die normal zur Sohlfläche wirkende Bemessungslast.

- 12-7 Die Sohlfuge klafft ab

$$h = \frac{b}{4} \sqrt{19 \frac{\gamma_s}{\gamma} \frac{1}{k_a}}$$

und öffnet sich bis zur halben Fundamentbreite bei

$$h = \frac{b}{4} \sqrt{29 \frac{\gamma_s}{\gamma} \frac{1}{k_a}}$$

12-8 Das Versagen des Systems lässt sich mit einem kinematisch kompatiblen, aus vier Teilkörpern bestehenden Mechanismus beschreiben. Die Bauwerkslast wird auf der Breite  $b'$  in den Baugrund eingeleitet. Im Grenzzustand bewegt sich Teilkörper 1 gegen Teilkörper 2, der seinerseits Teilkörper 3 und 4 nach oben drückt. Teilkörper 4 wird wie beim Grundbruchproblem als seitliche Auflast interpretiert. Ausgehend von Teilkörper 3 lassen sich nacheinander Kraftecke für alle Teilkörper herleiten. Die Sohlreibung am Teilkörper 2 entspricht nicht dem Reibungswinkel des Bodens, sondern dem (niedrigeren) Reibungswinkel  $\alpha$  zwischen Membran und Boden. Zu beachten ist weiterhin, dass an Teilkörper 1 neben der Volumenkraft und den Reibungskräften auch Zugkräfte  $Z$  aus der Geogitter-Bewehrung angreifen. Aus dem Krafteck des Teilkörpers 1 ergibt sich schließlich der Grundbruchwiderstand  $R$ . Das Krafteck zeigt anschaulich, dass mit zunehmender Lastneigung der Grundbruchwiderstand abnehmen muss.

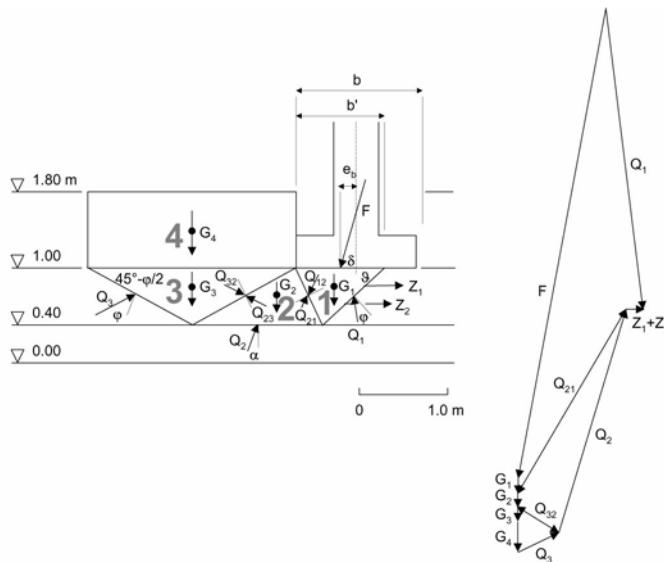


Abb. 12.37 Versagensmechanismus mit Kraftdiagrammen.

12-9 Der Pfahlwiderstand beträgt 0.83 MN (23% Spitzenwiderstand, 77% Mantelreibung).

# Anhang III

## Sachverzeichnis

### A

Aa-Lava 49  
Abrasion 365  
Abscheren 367, 411  
Abschiebung 18  
Absenkversuch 316  
Abtragung 33  
Acid Mine Drainage 466  
adsorbierte Phase 84  
ähnliche Falten 15  
A-Horizont 205  
Aktivitätsdiagramm 489  
Aktivitätszahl 223  
Aktualismus 8  
Altbergbau 167  
Alte Mann 449  
Amphibolit 47  
Anatexis 47  
Andesit 48  
Anfangsscherfestigkeit 327  
Anhydrit 46, 437  
anthropogene Böden 206  
Antiform 15  
Antiklinale 15  
Antiklinorien 15  
äolische Abtragung 37  
Äolische Landformen 42  
Aplite 50  
Aquitere 166  
Äquipotentiallinien 81  
Aräometer 214  
Archiv 179  
Arkose 45

Auflockerungsfaktor 472  
Aufschiebung 18  
Aufschlussbohrung 278  
Auftrieb 494, 515  
Aufweitversuch 341  
Ausbau 478  
Ausmitten 510  
Ausrollgrenze 220  
Autokorrelation 98  
Autokorrelationskoeffizient 101  
Autokovarianz 100  
Azimut 27

**B**

Bahngeschwindigkeit 309  
Barchane 43  
Basalt 47, 48  
Baugrundkundung 158  
Baugrundkarte 168  
Baugrundverbesserung 519  
Bayessche Schätzwert 145  
Bayessches Theorem 143  
Belastungsmarken 233  
Bergbau 442  
bergmännische Risswerke 167  
Bergsenkungen 442, 431, 464  
Bergsenkungsfaktor 468  
Bergsturz 368, 413  
Bergwasser 382, 421  
Bewegungsgleichung 57  
Beweissicherung 158  
bezogene Lagerungsdichte 218  
B-Horizont 205  
Biegegleitfalten 15

Biegescherfalte 15  
bindige Böden 60  
biochemischen Sedimentgesteine 45  
biologische Ansprache 254  
Blattverschiebung 18  
Blockbilder 201  
Blockgleiten 378  
Block-Kriging 141  
Böden 33  
Bodenaustausch 519, 521  
Bodenkarte 167  
Bodenkriechen 379  
bodenkundliche Ansprache 205  
Bodenmechanische Ansprache 210  
Bodenradar 302  
Bodenverdichtung 519  
Bodenverfestigung 519, 521  
Bogendüne 43  
Bohrfortschritt 281  
Bohrkernansprache 280  
Bomben 49  
Brazilian-Test 329  
Brekzie 45  
Bruchbedingung 61  
Brunnen 282, 306  
Brunnenformel 315  
bulking factor 472

**C**

Caissongründung 528  
Cantor-Staub 130  
Canyons 432  
CD-Versuch 327  
chemische Sedimentgesteine 45  
Chloridkarst 440  
C-Horizont 205  
Clar-Kompass 27  
Clusterung 117  
Cluster-Verteilung 123  
Computeranimation 202  
Cone Penetration Test 272  
Coulombsches Schergesetz 66, 322  
Cracking 320  
Cryoturbationen 490  
CU-Versuch 327

**D**

Dacit 48  
Darcysches Gesetz 80  
Darcy-Versuch 310  
Deckentheorie 13  
Deflation 37  
Deflektometer 283, 417  
Deformation 71  
Deformationspfade 72  
Deltas 40  
Denudation 39  
Diagenese 45  
Dilatometer 283  
Dilatometersonde 341  
Dimroth-Watson-Verteilung 124  
Diorit 48  
Diskontinuitäten 18  
Diskordanzen 20  
Dolinen 432  
Dolomit 45, 46  
Drainage 421  
Dreiaxialversuch 342  
Dreiecksverteilung 93  
Drift 108, 141, 378  
Druckkissen 342  
Drucksondierung 272  
Dünen 42  
Dünnschliff 235  
Durchlässigkeit 78, 310  
Durchlässigkeit der Kluftkörper 249  
Durchlässigkeit des Kluftgefüges 249  
Durchlässigkeit von Böden 229  
Durchlässigkeitsbeiwert 79  
Durchtrennungsgrad 242  
dynamische Intensivverdichtung 520  
dynamisches Grundgesetz 57

**E**

Ehrenkodex 533  
Eigenpotentialmessung 297, 304  
Eigenvektor 126  
Eigenvektoranalyse 124  
Eigenwert 127  
einaxialer Druckversuch 329

- Einbohrlochversuch 309  
Einbruchsschlote 437  
Einfallen 27  
Einfallrichtung 27  
Einwirkungsbereich 468, 475  
Eklogit 47  
elastische Deformation 72  
elastisch-isotroper Halbraum 499  
Elastizitätsmodul 70  
elektrische Eigenpotentialmessung 283  
elektrische Widerstandsmessung 283  
elektromagnetische Messungen 300  
EL-Log 283  
EMI 300  
en bloc-Bewegung 470  
Endmoräne 41  
endogene Dynamik 11  
Energieerhaltungssatz 75  
Erdbeben 11  
Erddruck 391  
Erddruckbeiwert 392  
Erdfall 431  
Erdgas 46  
Erdöl 46  
Erdwiderstand 393  
Erkundung 157  
Erkundungsschächte 270  
Erkundungsstollen 270  
Erosion 33  
Erstarrungsgestein 47  
Erstbegehung 158, 203  
Eruptivgestein 47  
Erwartungswert 92  
Esker 41  
Ethik-Kodex 533  
Evaporite 46  
Exaration 35  
exogene Dynamik 11  
Exponentialverteilung 97  
Extensiometer 282, 417
- F**  
Fachjournal 187  
Fallen 368, 413
- Falten 15  
Faltenachse 15  
Fangzäune 418  
Faulschlamm 214  
Fazies 10  
felsisch 48  
Felssturz 360, 368  
Fernsehsonde 279  
Fertigpfahl 524  
Festigkeit 322  
Fiederspalten 18  
Findlinge 35  
Firstenstoßbau 455  
Fisher-Verteilung 122  
Flächengründung 523  
Fließen 371  
Fließgrenze 220  
Fließgrenzengerät 221  
Fließsande 377  
Flügelsonde 227, 328  
Flurabstand 166, 306  
Flussterrassen 40  
fluviale Abtragung 33  
fluviale Landformen 39  
Förderung von Wasser, Öl und Gas 461  
fossile Wurzelböden 233  
Fraktale 132  
fraktale Dimension 132  
fraktale Geometrie 130  
Freifallen 431  
Frostanfälligkeit 215  
Frost-Tauwechsel-Versuch 240  
Frostverwitterung 30  
Fuller-Kurve 216  
Füllsäule 474  
Füllung 245
- G**  
Gabbro 48  
Gabionen 422  
Ganggesteine 50  
Gauß-Normalverteilung 95  
Gebirgsanker 422  
Gebirgsansprache 233  
Gebirgsdurchlässigkeit 320

Gebirgsqualität 280  
Gebrauchstauglichkeit 486, 488,  
  498  
Gefährdungskarte 168  
Gefügekompass 27  
geförderte Aufnahme 241  
geoelektrische Methoden 297  
Geo-Informationssystem 199  
Geologische Karte 165  
geomagnetische Methoden 291  
geomorphologische Ansprache 204  
Geophysik 284  
Geschiebe 35, 41  
Gesetz der Gegenwirkung 57  
GG-Log 283  
Gips 46, 437, 527  
GIS 199  
Glarner Überschiebung 13  
glaziale Abtragung 35  
glaziale Landformen 41  
Gleichverteilung 93  
Gleiten 361, 389, 398, 404, 494  
Gletscherschliff 35  
Glimmerschiefer 47  
Gneis 47  
goaf 449  
GPR 302  
Graben 19  
graded bedding 233  
Granit 47, 48  
Granodiorit 48  
Graphit 47  
Grauton 173, 174  
Grauwacke 45, 47  
gravimetrische Messung 289  
Greifbohrung 278  
Grenzwinkel 450, 468, 475  
Grenzzustand 67  
Grenzzustandsbedingungen 553  
GR-Log 283  
Großkreis 28  
Grundbruch 494, 507  
Grundmoräne 41  
Grünschiefer 47

**H**  
Habitus 242  
Hakenschlagen 209, 379  
Hangbewegungen 360, 381  
Hangkriechen 209  
Hauptuntersuchungen 158, 267  
Hazard-Map 168  
Homogenbereich 188  
Hooke'sches Gesetz 70  
Hornblende 47  
Horst 19  
Hydratisierung 437  
hydrogeologische Karte 166  
hydrolytische Verwitterung 32

**I**  
Indextest 158  
Indikator-Kriging 141  
induzierte Magnetisierung 292  
induzierte Polarisation 304  
Ingenieurgeologie 3  
ingenieurgeologische Karte 168  
Injektion 282  
Injektionspfahl 524  
Inklinometer 283, 417  
integral sampling 279

**J**  
Jamas 432  
Jet Grouting 524  
Joint Roughness Coefficient 243,  
  332  
JRC 332

**K**  
Kaliber-Log 283  
Kalisalz 46  
Kalkgehalt einer Bodenprobe 214  
Kalkstein 45, 47  
Kalzit 46  
Kames 41  
Kapillarpyknometer 211  
Karbonatkarst 435  
Karren 432  
Karst 432  
Karten 198

- Kartierung 385, 464, 495  
Katavothre 432  
kennzeichnender Punkt 502  
Kerbtäler 39  
Kiese 33, 214  
Kinematische Element-Methode 398  
Kippen 366, 409, 494, 513  
klastische Sedimentgesteine 45  
Klüftigkeitsziffer 245, 280  
Klüftung 19  
Knicken 367, 411  
Koch-Insel 130  
Kohäsion 60  
Kohle 45, 46, 47  
Kohlensäureverwitterung 32  
Ko-Kriging 141  
Kolken 493  
Kolmation 320  
Kompressionsgerät 334  
Kompressionswellen 285  
Konglomerate 33, 45  
kongruente Falten 15  
Konsistenz 220  
Konsistenzgrenzen 220  
Konsistenzzahl 220  
Konsolidation 219, 334, 461, 488  
Konsolidationstheorie 337  
Kontinuitätsprinzip 74  
Konvergenz 343  
Konzentrationsfaktor 119, 122, 499  
Korndichte 210  
Korngrößendiagramm 215  
Korngrößenverteilung 214  
Kornvolumen 210  
Kornwichte 210  
Korrasion 37  
Korrelationskoeffizient 99  
Korrosion 432  
Kovarianz 98  
Kräfte 57  
Kreuzkorrelation 110  
Kreuzkorrelationskoeffizient 110  
Kreuzkovarianz 110  
Kriechen 378  
Kriging 136  
Krümmungszahl 216  
**L**  
Lagerstättenkarte 167  
Lagerungsdichte 218  
Lagrange-Multiplikator 137  
lags 103  
Lamprophyre 50  
landwirtschaftlich genutzte Böden 206  
Längsdüne 43  
Lapilli 49  
Laplace-Gleichung 81  
Lastfälle 498  
Lastplatten 328  
Lastplattenversuch 338, 343  
Lava 49  
Lebendverbau 426  
Leitfossilien 233  
LHD-Geräte 445  
likelihood-Funktion 143  
Liquiditätszahl 220  
Liquifizierung 228, 376  
Locheffekt 108  
Lognormal-Verteilung 96  
Longitudinalwellen 285  
longwall mining 449  
Löß 37, 43  
Lösungsbergbau 459  
Lösungsverwitterung 31  
Love-Wellen 285  
Luftbild 172  
Luftbildmuster 173  
Lugeon-Test 319  
**M**  
mafisch 48  
Magma 47  
Magmatite 47  
magnetotellurische Messungen 297  
Mantelreibung 525  
Markierungsversuch 308  
Markow-Prozess 114  
Markowsche Ketten 114  
Marmor 47  
Ménard - Sonde 341

Menger-Schwamm 133

Mergel 45

Mergelton 47

Merkmale 98

Metablastese 46

metamorphe Gesteine 46, 47

Metamorphite 46

Methylen Blau-Test 219

Mineralinhalt 234

Mittelwert 92

mobile Phase 84

Mohr-Coulombsche-

Bruchbedingung 327

Mohssche Härteskala 235

Monitoring 417

Montmorillonite 489

Moore 40, 206

Moränen 35

Mudde 214

multitemporale Auswertung 164

Mure 374

Muster 173

Mylonit 18

## N

Nachbruch 472

Nachuntersuchungen 159

natürliche Lagerungsdichte 218

negative Mantelreibung 526

NG-Log 283

nichtbindige Böden 60

NN-Log 283

normalkonsolidierte Böden 337

Normalkraft 59

Normalnetz 27

Normalspannung 59

Nuggeteffekt 108

Nuggetvarianz 108

## O

oberflächennaher Bergbau 444

Öffnungsweite von Gebirgsfugen  
245

Ölschiefer 46

optische Bohrlochsonde 279, 283

organische Stoffe in der Bodenprobe

212

orientiertes Kernen 279

Orogenese 11

Ortbetonrammpfahl 524

Örterbau 445, 469

Orthogneis 47

Ortpfahl 524

Oser 41

overconsolidation ratio 337

Oxidationsverwitterung 32

## P

Packer-Test 319

Pahoehoe-Lava 49

Parabeldüne 43

Parallaxe 175

Parallelfalten 15

Partialsicherheitsfaktor 69

Pegmatite 50

Pelite 45

Peridotit 48

Permafrost 490

persistence 242

petrographische Ansprache 234

Pfähle 524

Pfahlwiderstand 525

Phyllit 47

Piezometer 306

Pikrit 48

Pillow-Lava 49

Pingen 432

plastische Deformation 72

Plastizitätsdiagramm 220

Plastizitätszahl 220

Plattengründung 523

Plutonit 47

point estimator 145

Poisson-Feld 115

Poisson-Muster 117

Poisson-Prozess 96

Poissonzahl 73, 340

Poljen 432

Poljensee 432

Polpunkt 28

Polstergründung 521

- Ponor 432  
Porenanteil 210  
Porenwasserdruck 65, 323  
Porenzahl 210  
Porphyre 50  
posteriori Wahrscheinlichkeit 143  
postfailure Verhalten 73  
Pressiometer 341  
Prinzip der kleinsten Sicherheit 392  
Prinzip der Massenerhaltung 74  
probabilistisches Sicherheitskonzept 69, 553  
Probennahme 281  
Proctordichte 222  
Proctor-Versuch 222  
Profile 199  
projektbegleitende Untersuchung 158  
Psammite 45  
Psephite 45  
Pumpversuch 312  
Punkt-Kriging 141  
Punktlastindex 236  
Punktlastversuch 236  
P-Wellen 285  
Pyroklastika 49
- Q**  
QAPF-Diagramm 49  
Quarzit 47  
Quellen 489  
quellfähige Mineralien 223, 240  
quellfähiger Untergrund 527  
Querdehnungszahl 73, 340  
Querdünen 43  
Quick Clays 376  
Quicksande 228  
Quicktone 228
- R**  
Rahmenscherversuch 322  
Rammsondierung 271  
Range 106  
Rankinesche Grenzzustände 394  
Rauchgasverwitterung 32  
Raumgitterstützwand 423
- räumliche Erstreckung 242  
Rayleigh-Wellen 285  
Reaktionsprinzip 57  
Regelungsgrad 119, 122  
regionalisierte Variable 135, 194  
Regressionsanalyse 99  
Reibungswinkel 60  
Reliefanpassung 421  
remanente Magnetisierung 292  
Residualanteil 108, 142  
Resultierende 57  
Retardationskoeffizient 85  
Rhyolith 48  
Ringschergerät 325  
Rippelmarken 33, 233  
Risswerk 465  
Ritz-Test 235  
room-and-pillar mining 445  
rotatives Gleiten 365  
Rotieren 365, 394, 407  
RQD-Wert 515  
Rüttelstopfverfahren 521
- S**  
Salinarzyklus 437  
Salzhang 440  
Salzverwitterung 30  
Sanddünen 37  
Sande 33, 214  
Sander 41  
Sandstein 45, 47  
Sättigungslinie 222  
Sättigungszahl 212  
Satz der vollständigen Wahrscheinlichkeit 143  
Schächte 457, 474  
Schadstoffabbaurate 84  
Scharnierlinien 15  
scheinbare Kohäsion 60  
Scheitellinie 15  
Scherfalten 15  
Scherfestigkeit 61  
Scherkraft 59  
Scherparameter 61  
Scherspannung 59  
Scherwellen 285

- Schichtung 20  
Schiefe 97  
Schiefer 45, 47  
Schieferung 15, 20  
Schlagschappe 276  
Schlämmanalyse 214  
Schlammsstrom 374  
Schlitzsondierung 274  
Schluff 214  
Schluffstein 45  
Schmidtscher Betonprüfhammer 238  
Schmidtsches Netz 27, 241  
Schmier-Test 219  
Schneckenbohrpfahl 524  
Schneckenbohrung 274  
Schnittprinzip 62  
Schrägenschichtung 233  
Schrumpfgrenze 220  
Schürfe 208, 268  
Schuttkriechen 379  
Schuttstrom 374  
Schutzgebiet 169  
Schwergewichtsmauern 422  
Schwerpunktsvektor 122  
Schwinden 432  
Sedimentation 44  
Sedimentationsanalyse 214  
Sedimente 33  
Sedimentgestein 45  
Sedimentite 45  
Seen 40  
Seenplatten 41  
Seismik 284  
Seitendrucksonde 341  
Seitenmoräne 41  
Sekanten-Module 72  
Selbstähnlichkeit 100, 136  
seltene Ereignisse 96  
semiterrestrische Böden 206  
Semivarianz 103, 136  
Semivariogramm 103, 136  
Senkkastengründung 528  
Senkungstrog 468  
Sensitivität 227  
Setzungen 489, 498  
Setzungsbeiwert 499  
Setzungsberechnung 502, 504  
Setzungsformel 498  
Sichelwuchs 263  
Sicherheitsfaktor 69  
Siebanalyse 214  
Sierpinski-Teppich 132  
Sill 106  
Siltstein 45  
slake durability test 240  
Snellsches Gesetz 286  
Soilcrete-Verfahren 524  
Solifluktion 379, 490  
Sölle 41  
solution mining 459  
Sondierbohrung 274  
Sondierung 270  
Sonic-/Acoustic-Log 283  
Spaltzugversuch 329  
Spannung 57  
Spannungs-Dehnungs-Diagramm 71  
Speichervermögen 81  
sphärisches Konfidenzintervall 124  
sphärische Varianz 122  
sphärischer Öffnungsgrad 123  
Spitzendruck 525  
SP-Log 283  
Standard Penetration Test 271  
Standardabweichung 92  
Standardfehler 95  
standortkennzeichnende Pflanzen 255  
Standsicherheit 486, 507  
Status quo-Karte 187, 203  
Steifemodul 335  
Steigversuch 316  
Steinsalz 45, 46  
Steinschlag 368, 413, 417  
Steinschlaggalerie 417  
Steinschlagnetze 418  
Steinsetzkästen 422  
Stereoskop 175  
Stichprobenumfang 92  
Störung 18  
Strände 40

- stratigraphische Ansprache 233  
Strebbau 449  
Streckeisen-Diagramm 49  
Strombänke 40  
Stromfadengleichung 76  
Stromlinien 81  
Struktur des Gesteins 234  
Stützwände 422  
Subduktionszone 46  
subhydrischer Boden 206  
Subrosionssenken 437  
Suchmuster 191  
Suchprofil 191  
Suchziel 189  
Sulfatkarst 437  
Suszeptibilität 292  
S-Wellen 285  
Syenit 48  
Synform 15  
Synklinale 15  
Synklinorien 15
- T**
- Tagebau, 444  
Tagesbruch 431  
tagesnaher Bergbau 444  
Talzuschub 378  
Tangenten-Module 72  
technische Böden 207  
Teilkörper 397, 408  
Teilsicherheitsbeiwert 69  
Teilsohlenbruchbau 455  
Temperaturverwitterung 30  
terrestrische Böden 206  
Textur 173, 174, 235  
thematische Kartierung 203  
thematische Karte 198  
tiefer Bergbau 444  
Tiefengestein 47  
Tiefenverdichtung 520  
Tiegrundung 523  
Ton 214  
Tonstein 45, 47  
topographische Karte 164  
Torf 214  
totale Spannung 65
- Toteisblöcke 41  
Tracerversuch 308  
Trachyt 48  
Tragfähigkeit 69  
Tragfähigkeitsbeiwerte 509  
Trägheitsgesetz 57  
Transmissivität 82  
Transportgleichung 85  
Transversalwellen 285  
Trend 108, 141  
Trennflächen 18  
Trennflächengefüge 18, 27, 241  
Triaxialversuch 325, 329  
Trockendichte 210  
Trockenwichte 210, 212  
Trotäler 41  
Tuff 49
- U**
- Übergangshäufigkeitsmatrix 113  
Übergangswahrscheinlichkeitsmatrix 113  
Überkonsolidationsverhältnis 337  
Überkonsolidierte Böden 337  
Übersichtskartierung 203  
Ungleichförmigkeitszahl 215  
Universalkriging 142  
Unschärfe 91  
unterschiedliche Setzungen 488  
urbane Böden 207  
Urstromtäler 41  
U-Täler 41  
UU-Versuch 327
- V**
- Vajont-Talsperre 3, 382  
Varianz 92  
Variationskoeffizient 92  
Variogrammmodelle 107  
Vektoren 57  
veränderlich festes Gestein 240  
Verflüssigung 376  
Verformbarkeit 334  
Verformungsmodul 334  
Verfüllung 477

- vergent 15  
Versagenswahrscheinlichkeit 554  
Verschleißfestigkeit 239  
Versickerungsversuch 232  
Verteilungsfunktion 92  
Verwerfung 18  
Verwitterung 30  
Verwitterungsanfälligkeit 240  
Verwitterungsgrad 245, 280  
Vollkronenbohrung 278  
Volumenkraft 57  
von Mises-Verteilung 119  
Vorauswertung 158, 163  
Vorerkundung 158, 187  
Voruntersuchungen 158  
V-Täler 39  
Vulkanit 47
- W**  
Wasseraufnahmefähigkeit 223  
Wasserdruckprüfung 319  
Wassergehalt 212  
Wasserlagerungsversuch 240  
Wasserreaktions-Test 222  
WD-Test 319
- Weitungsbau 456  
Wichte des Bodens unter Wasser 212  
Wichte des gesättigten Bodens 212  
Wichte des natürlichen (feuchten) Bodens 212  
Widerstandsmessung 297  
Windschliff 37  
Winkelstützmauern 422  
wirksame Scherparameter 323  
wirksame Spannung 65  
Wölbung 97  
Wulffsches Netz 28
- Z**  
Zapfbau 446  
Zentraler Grenzwertsatz 95  
zirkulare Varianz 119  
zirkularer Öffnungsgrad 127  
Zirkularverteilung 119  
Zyklotheme 101
- $\delta$ -Lineare 20, 28  
 $\pi$ -Pol 28