

# **Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund - Bodenersatzverfahren**

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Straßenbau Heft S 35**

The logo consists of the word "bast" in a bold, lowercase, green sans-serif font. The letters are slightly shadowed, giving it a 3D appearance. The logo is positioned in the bottom right corner of the page.

# **Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund - Bodenersatzverfahren**

von

Thomas Grundhoff  
Matthias Kahl

Grundbauingenieure Steinfeld und Partner GbR  
Hamburg

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Straßenbau Heft S 35**

**bast**

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

- A - Allgemeines
- B - Brücken- und Ingenieurbau
- F - Fahrzeugtechnik
- M- Mensch und Sicherheit
- S - Straßenbau
- V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Referat Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt beim Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bgm.-Smidt-Str. 74-76, D-27568 Bremerhaven, Telefon (04 71) 9 45 44 - 0, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in Kurzform im Informationsdienst **BAST-Info** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos abgegeben; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Referat Öffentlichkeitsarbeit.

## **Impressum**

**Bericht zum Forschungsprojekt 89.049/1997:**  
Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund - Teil A2: Bodenersatzverfahren

### **Projektbetreuung**

Carsten Koch  
Roderich Hillmann

### **Herausgeber**

Bundesanstalt für Straßenwesen  
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach  
Telefon: (0 22 04) 43 - 0  
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

### **Redaktion**

Referat Öffentlichkeitsarbeit

### **Druck und Verlag**

Wirtschaftsverlag NW  
Verlag für neue Wissenschaft GmbH  
Postfach 10 11 10, D-27511 Bremerhaven  
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0  
Telefax: (04 71) 9 45 44 77  
Email: [vertrieb@nw-verlag.de](mailto:vertrieb@nw-verlag.de)  
Internet: [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de)

ISSN 0943-9323  
ISBN 3-86509-164-4

Bergisch Gladbach, September 2004

## Kurzfassung – Abstract

### **Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund – Bodenersatzverfahren**

Der vorliegende Bericht über Bodenersatzverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund vervollständigt eine dreiteilige Untersuchung zu dieser Thematik. Die Teile „Konsolidationsverfahren“ und „Aufgeständerte Gründungsunterlagen“ wurden bereits als Hefte S 24 und S 26 in der Schriftenreihe der Bundesanstalt für Straßenwesen, Unterreihe Straßenbau, veröffentlicht.

Bodenersatzverfahren lassen sich unterscheiden in Bodenaustauschverfahren und Bodenverdrängungsverfahren. Bei den Bodenaustauschverfahren sind die Teilleistungen Aushub der Weichschichten und Einbau des Ersatzmaterials zu erbringen. Hiermit ist ein relativ aufwändiger Einsatz von Maschinen und Personal verbunden, dem jedoch der Vorteil einer genaueren Steuerung der Qualität des Ersatzkörpers und im Zusammenhang mit Sicherungsmaßnahmen in Form eines Verbaues die Anpassungsfähigkeit an besondere Randbedingungen (z. B. benachbarte bestehende Bauwerke) gegenübersteht. Hingegen erfordern die Bodenverdrängungsverfahren einen wesentlich weniger aufwändigen Maschinen- und Personaleinsatz, da hierbei i. W. lediglich die Teilleistung Einbau zu erbringen ist. Dies drückt sich auch in den resultierenden Kosten aus; im Vergleich zu den klassischen Austauschverfahren sind die Kosten der Verdrängungsverfahren bei gleicher Ersatzkörperkubatur geringer. Nachteilig bei der Bodenverdrängung ist jedoch, dass eine ausreichende Qualität des Ersatzkörpers, auch bei Einsatz entsprechender Hilfsmittel (z. B. Sprengung), wesentlich schwieriger und weniger zuverlässig zu erreichen ist als bei den Bodenaustauschverfahren.

Durchgeführte Standsicherheits- und Verformungsberechnungen an Fallbeispielen zeigen, dass eine Vielfalt an Alternativen und Variationen innerhalb der Gruppe der Bodenaustauschverfahren vorhanden ist, um einen beliebigen Straßendamm auf wenig tragfähigem Untergrund standsicher und verformungsarm zu gründen. Bei einem Teilbodenaustausch sind unter ungünstigen Baugrundverhältnissen mit tief reichenden Weichschichten nennenswerte Restsetzungen nach Fertigstellung eines Straßendammes hinzunehmen.

Neben der Setzungsverminderung führt der Teilbodenaustausch jedoch insbesondere bei geringen Dammkörperhöhen, ggf. in Verbindung mit der Verwendung von Geotextilien, auch zu einer Vergleichmäßigung der Setzungen bzw. Verringerung von Setzungsdifferenzen.

Eine Serie von durchgeführten Setzungsberechnungen zeigt, dass ein Teilbodenaustausch nicht immer notwendigerweise eine Verminderung der resultierenden Setzungen zur Folge hat. Aufgrund der Wichteerhöhung im Austauschbereich können bei zu geringen Austausch Tiefen größere Setzungen eintreten als ohne Bodenaustausch. Bei ungünstigen Bodenverhältnissen muss der Verhältniswert zwischen der in den Untergrund eingeleiteten Zusatzlast aus der Damm- sowie der Ersatzkörperschüttung und der Mächtigkeit der im Untergrund verbleibenden Weichschicht einen ungünstigsten Betrag überschreiten, damit die Setzungen mit zunehmender Austausch Tiefe abnehmen. Der wichtigste Anwendungsbereich eines Teilbodenaustausches besteht darin, lediglich eine besonders weiche oberflächennahe Bodenschicht auszutauschen und die in der Natur vorgegebene Inhomogenität der Bodenschichtung mit der Folge von ungleichmäßigen Setzungen auf kurzen Distanzen deutlich zu vermindern.

Der Originalbericht enthält als Anlagen 19 grafische Darstellungen der Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen. Auf die Wiedergabe dieser Anlagen wurde in der vorliegenden Veröffentlichung verzichtet. Sie liegen bei der Bundesanstalt für Straßenwesen vor und sind dort einsehbar. Verweise auf die Anlagen im Berichtstext wurden beibehalten.

### **Techniques of constructing roads on subsoils with a low load-bearing capacity – soil replacement methods**

This report on soil replacement methods as part of road construction on subsoils with a low load-bearing capacity is the last of a three-part investigation of this topic. The parts titled "Consolidation methods" and "Elevated foundation padding" were published previously as issues S 24 and S 26 forming part of the Federal Highway Research Institute's sub-series on road construction.

Soil replacement methods can involve either soil interchange or soil displacement. Soil interchange involves partial measures comprising excavation of soft layers and installation of substitute material. Although this proves relatively elaborate in terms of equipment and manpower, it is advantageous by allowing, firstly, more accurate control of the substitute material's quality and, secondly, adaptation to special boundary conditions through shoring (for example, in the case of neighbouring, existent structures). By contrast, soil displacement methods entail notably less equipment and staff, installation usually being the only partial measure required here. This is also demonstrated by the resulting costs: The costs of soil displacement are lower than those of classical soil interchange, given the same volume of soil substitute. However, one disadvantage of soil displacement is a notably more difficult and less reliable achievement of adequate soil substitute quality compared with the soil interchange method, even if appropriate aids are used (for example, blasting).

Stability and deformation calculations on samples have revealed an existence of numerous alternatives and variants within the group of soil interchange techniques permitting a stable, low-deformation installation of any required type of road embankment on subsoil with a low load-bearing capacity. In the case of partial soil interchange under unfavourable subsoil conditions involving extensive soft layers, notable residual subsidence is to be expected after completion of the road embankment. Normally, however, partial soil interchange not only reduces overall subsidence, but also makes it more homogeneous, i.e. results in smaller subsidence differences – especially in the case of low embankments – aided with the use of geo-textiles in certain cases.

A series of subsidence calculations has shown that partial soil interchange does not necessarily reduce subsidence. In the case of excessively small substitution depths, increases in specific gravity in the substitution zones can result in greater subsidence than if no interchange is performed. Under unfavourable soil conditions, the ratio between the additional load exerted on the subsoil by the deposited embankment and substitute and the thickness of the soft layer remaining in the subsoil needs to stay above a minimum threshold to ensure that subsidence decreases as the replacement depth increases. The most important variant of partial soil inter-

change involves a mere substitution of extremely soft soil layers close to the surface to achieve a notable reduction in the natural unevenness of the soil layers and correspondingly reduce unevenness in subsidence over short distances.

The appendix to the original report contains 19 graphic representations of stability calculation results. This appendix has not been included in this publication, but is available for viewing at the Federal Highway Research Institute. References to the appendix in the report text have been retained.

## Inhalt

<b>1</b>	<b>Einleitung</b> .....	7	4.5.5	Bodenaustausch mit Rüttelkästen und Rüttelrohren .....	46
<b>2</b>	<b>Problematik beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund</b> .....	8	4.5.6	Bodenaustausch mit dem Vorschubgerät .....	48
2.1	Einführung .....	8	4.6	Bodenverdrängungsverfahren .....	48
2.2	Wenig tragfähige Böden .....	9	4.6.1	Verdrängung durch Auflast .....	48
2.3	Abgrenzung der Bauverfahren .....	11	4.6.2	Verdrängung durch Sprengung .....	50
2.4	Geotechnische Mechanismen .....	12	4.6.3	Verdrängung durch Eintreiben von Steinen .....	54
<b>3</b>	<b>Baugrunderkundung</b> .....	13	<b>5</b>	<b>Maßnahmen beim Ausbau bestehender Straßen sowie bei benachbarten, anschließenden und kreuzenden Bauwerken</b> .....	54
3.1	Allgemeines .....	13	5.1	Maßnahmen beim Ausbau bestehender Straßen .....	54
3.2	Aufschlussmethoden bei der Bodenerkundung .....	15	5.1.1	Allgemeines .....	54
3.3	Aufschluss der Grundwasser- verhältnisse .....	19	5.1.2	Verbreiterung mit Neuaufbau des vorhandenen Straßenkörpers .....	55
3.4	Labor- und Feldversuche .....	19	5.1.3	Verbreiterung unter Einbeziehung des vorhandenen Straßenkörpers .....	55
3.5	Geotechnische Messungen .....	20	5.2	Maßnahmen bei benachbarten Bauwerken .....	59
<b>4</b>	<b>Bodenersatzverfahren</b> .....	21	5.2.1	Allgemeines .....	59
4.1	Einführung .....	21	5.2.2	Flachgründungen .....	60
4.2	Methodik des Erdbaus .....	22	5.2.3	Tiefgründungen .....	61
4.2.1	Übersicht .....	22	5.3	Maßnahmen bei anschließenden und kreuzenden Bauwerken .....	61
4.2.2	Systemtechnik .....	22	5.3.1	Allgemeines .....	61
4.2.3	Handlungssystem Massenum- lagerung bei den Bodenersatz- verfahren .....	24	5.3.2	Anschließende Brückenbau- werke .....	61
4.3	Konstruktionsprinzipien .....	26	5.3.3	Kreuzende überschüttete Bauwerke .....	62
4.3.1	Allgemeines .....	26	<b>6</b>	<b>Kosten</b> .....	63
4.3.2	Verfahren ohne Vorprofilierung (Bodenverdrängung) .....	28	6.1	Allgemeines .....	63
4.3.3	Verfahren mit Vorprofilierung (Bodenaustausch) .....	30	6.2	Kosteneinflüsse .....	63
4.4	Ersatzmaterialien .....	35	6.2.1	Ökonomische Grundlagen .....	63
4.4.1	Allgemeines .....	35	6.2.2	Kosteneinflussfaktoren .....	65
4.4.2	Primärbaustoffe .....	36	6.3	Qualitative Kostenstruktur .....	66
4.4.3	Sekundärbaustoffe .....	36	6.4	Wirtschaftlicher Verfahrens- vergleich .....	67
4.4.4	Leichtbaustoffe .....	37	6.5	Kostenspannen für Boden- ersatzverfahren .....	68
4.5	Bodenaustauschverfahren .....	39	<b>7</b>	<b>Spannungen und Verformungen</b> .....	70
4.5.1	Vorbemerkungen .....	39	7.1	Einführung .....	70
4.5.2	Austausch in trockener Baugrube .....	39	7.2	Spannungen .....	70
4.5.3	Austausch mit Unterwasser- baggerung .....	41			
4.5.4	Austausch im Nassbagger- verfahren .....	42			

7.3	Materialeigenschaften von „Weichböden“ .....	71	9.4	Standsicherheit der Aushubbaugruben .....	94
7.4	Erforderliche Standsicherheits- und Verformungsnachweise .....	72	9.5	Zeit-Setzungsverläufe beim Teilbodenaustausch .....	94
7.5	Methoden zur Berechnung der Verformung des Untergrundes .....	72	<b>10</b>	<b>Einfluss der Randbedingungen auf die Wahl des Bodenersatzverfahrens .....</b>	<b>97</b>
7.5.1	Setzungen .....	72	<b>11</b>	<b>Zusammenfassung .....</b>	<b>98</b>
7.5.2	Horizontalverformungen .....	75	<b>12</b>	<b>Literatur .....</b>	<b>99</b>
7.6	Methoden zur Berechnung der Standsicherheit .....	76			
7.6.1	Deterministische Verfahren .....	76			
7.6.2	Finite-Elemente-Methode (FEM) .....	77			
7.6.3	Probabilistische Verfahren .....	77			
7.6.4	Empirische Verfahren .....	77			
7.7	Einwirkungen auf Nachbarbauwerke .....	78			
7.7.1	Seitendruck auf Bauteile .....	78			
7.7.2	Negative Mantelreibung .....	78			
<b>8</b>	<b>Beispiel einer durchgeführten Baumaßnahme .....</b>	<b>79</b>			
8.1	Einführung .....	79			
8.2	Bundesstraße B 5 .....	79			
8.2.1	Baufaufgabe .....	79			
8.2.2	Geologische Randbedingungen .....	79			
8.2.3	Baumaßnahme .....	81			
8.2.4	Rechnerische Nachweise .....	83			
8.2.5	Setzungsmessungen .....	84			
8.2.6	Baukosten .....	87			
8.2.7	Deichkreuzung .....	87			
<b>9</b>	<b>Fallbeispiele .....</b>	<b>88</b>			
9.1	Einführung .....	88			
9.2	Fallbeispiel mit Standsicherheits- und Setzungsberechnungen .....	88			
9.2.1	Allgemeines .....	88			
9.2.2	System .....	88			
9.2.3	Erdbaustatik .....	89			
9.2.4	Bewertung .....	90			
9.3	Fallbeispiele mit Setzungsberechnungen .....	91			
9.3.1	Allgemeines .....	91			
9.3.2	Systeme .....	91			
9.3.3	Setzungsberechnungen .....	92			
9.3.4	Berechnungsergebnisse (Gesamtsetzungen) und Beurteilung .....	92			

## 1 Einleitung

In vielen Gebieten Deutschlands – im Bereich von Moor-, Binnensee-, Fluss- und in den Küstengebieten – stehen oberflächennah natürliche, wenig tragfähige Böden flächenverbreitet und oftmals in großer Mächtigkeit im Untergrund an. Daneben existieren unzählige, verhältnismäßig kleine Areale mit wenig tragfähigen Böden. Die sich im Laufe der Jahrhunderte gebildeten Siedlungsstrukturen zwingen im Zuge von Infrastrukturmaßnahmen insbesondere beim Neu- und Ausbau von Straßenverkehrswegen dazu, auch solche Gebiete als Baugrund zu nutzen.

Trotz der in der Vergangenheit gesammelten umfangreichen Erfahrungen bei der Gründung von Erdbauwerken auf derartigem Baugrund sind Planer und Konstrukteure bei der Realisierung von Straßenbauwerken – Straßendämme, Anschlüsse an Brücken- und Tunnelbauwerke, Kreuzungsbauwerke usw. – aufgrund der besonderen Bodeneigenschaften immer wieder aufgefordert, individuelle Lösungen zu entwickeln. Im Hinblick auf die Boden-Bauwerksinteraktion sind eine geringe Scherfestigkeit und eine große Verformbarkeit als wesentliche Merkmale wenig tragfähiger Böden zu nennen. Bei unmittelbarer Belastung eines aus wenig tragfähigen Böden gebildeten Untergrundes, z. B. durch Aufschüttung eines Dammes, ist ohne weitere Maßnahmen mit großen Verformungen (Setzungen, Grundbruch etc.) an den Erdbauwerken zu rechnen. Je nach Art und Ursache treten die Verformungen über einen mehr oder weniger langen Zeitraum verteilt auf.

Das Qualitätsmanagement für ein Bauwerk umfasst die Phasen der Planung, der Bauausführung und der Nutzung. Zunächst ist im Rahmen des Qualitätsmanagements die für die jeweilige Bauaufgabe zeitlich, wirtschaftlich und technisch optimale Lösung unter Berücksichtigung aller Randbedingungen von den beteiligten Planern zu finden und umzusetzen. Darüber hinaus ist die Nutzung des fertig gestellten Bauwerks mit einem festgelegten, nicht zu überschreitenden Erhaltungsaufwand über eine bestimmte Zeitdauer auf bzw. über einem minimal notwendigen Qualitätsniveau sicherzustellen. Um diese komplexe Aufgabe bewältigen zu können, müssen problem- und lösungsorientierte Informationen vorhanden sein, um in einer Konzeptanalyse zur optimalen Lösung für diese Bauaufgabe zu gelangen.

Für die hier behandelte Thematik, den Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund, lautet die Bauaufgabe unter Berücksichtigung der v. g. Aspekte, die aus dem Erdbauwerk „Straßendamm“ zusätzlich auf den Untergrund einwirkenden Lasten in den tragfähigen Untergrund zu übertragen. Von der technische Seite steht hierzu eine Vielzahl von praktisch erprobten Bauverfahren zur Verfügung, die sich danach, wie der wenig tragfähige Boden am Lastabtrag beteiligt ist, unterscheiden in Konsolidationsverfahren, Bodenersatzverfahren und Verfahren mit aufgeständerten Gründungspolstern. Der Begriff Bauverfahren erfasst demnach im hier benutzten Sinn sowohl den Bauprozess als auch die Konstruktionsart des Erdbauwerkes. Vom wirtschaftlichen Standpunkt betrachtet unterscheiden sich die einzelnen Verfahren nicht nur im zu betreibenden Bauaufwand und den damit verbundenen Baukosten, sondern in der Folge auch in dem zur Erhaltung einer minimalen Gebrauchssicherheit und -fähigkeit notwendigen Erhaltungs- bzw. Unterhaltungsaufwand.

Weitere Einfluss nehmende Faktoren können ökologischer, soziologischer oder auch politischer Natur sein. Erst eine vergleichende Nutzwert- oder Kosten-Nutzenanalyse vermag die Wertigkeit einer Lösung bzw. eines Bauverfahrens unter Beachtung aller genannten Einflussfaktoren für jeden Einzelfall zu quantifizieren. Basis derartiger Analysen sind immer Informationen in Form von Erfahrungen mit der technischen Realisierung einzelner Bauverfahren sowie deren wirtschaftlicher Randbedingungen.

Das Ziel der vorliegenden Abhandlung ist in diesem Kontext zu suchen. Im Nachfolgenden werden Informationen zum Einsatz von Bodenersatzverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund zusammengestellt, um diesbezüglich einen Überblick auf den Stand der Technik zu geben. Hierzu erfolgte zunächst eine allgemeine Erläuterung der Problematik beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund sowie eine Zusammenstellung der als Eingangsgrößen des Prozesses der Lösungsentwicklung für ein Bauvorhaben notwendigen Baugrunderkundungen und Bodenuntersuchungen. Im Anschluss folgen die Dokumentationen von der Anwendung von Bodenersatzverfahren beim Neubau und beim Ausbau von Straßen sowie von Maßnahmen bei benachbarten, anschließenden und kreuzenden Bauwerken. Der Schwerpunkt dieser Dokumentationen liegt dabei auf den verfahrenstechnischen Aspekten des mit



den Bodenersatzverfahren verknüpften Erdbaus (Erdbautechnologie) sowie auf den allgemeinen Konstruktionsprinzipien bei den verschiedenen Bauverfahren. Zusätzlich werden grundsätzliche Angaben zu verwendbaren Ersatzmaterialien gemacht. Die weiteren Darstellungen enthalten Hinweise zu den Kosten der Bodenersatzverfahren und zur Erdbaumechanik, d. h. zu den bei diesen Bauverfahren notwendigen Standsicherheits- und Verformungsnachweisen. Den Abschluss der Abhandlung bilden die Beschreibung einer konkreten Baumaßnahme und die Erläuterung zu den Ergebnissen rechnerisch behandelter Fallbeispiele.

## 2 Problematik beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund

### 2.1 Einführung

Sowohl der Neubau als auch der Ausbau von Straßen auf wenig tragfähigem Untergrund bedingen einen schwierigen Entscheidungsprozess bei der Planung und beim Entwurf der in technisch-wirtschaftlicher Hinsicht zweckmäßigsten Lösung. Grundsatz hierbei ist, dass die Summe der Planungs-, Bau- und Unterhaltskosten ein Minimum bei gleichzeitig möglichst hoher Bauwerksqualität sein soll. Die meisten Lösungen erfordern jedoch kostenintensive Maßnahmen, welche relativ lange Bauzeiten und das strikte Einhalten des jeweils geplanten Bauablaufs voraussetzen.

In der Regel liegt ein Stabilitäts- oder Setzungsproblem vor, nach dem sich die Wahl der bautechnischen Lösung richten muss. Darüber hinaus sind aber auch andere objektbezogene Faktoren maßgebend, wie z. B. der Verkehrswert der Straße, der Grunderwerb, der Natur-, Grundwasser- und Landschaftsschutz oder das Vorkommen geeigneter Bodenarten als Austauschmassen und die verfügbaren Absatzflächen für erdbautechnisch unbrauchbaren Boden.

Aus bau- und verkehrstechnischen Gesichtspunkten werden setzungsarme Lösungen angestrebt. Sie lassen sich jedoch nur erreichen, wenn die weichen Schichten entfernt und durch setzungsunempfindliches Material (vgl. Kapitel 4.4) ersetzt werden oder wenn die Straße aufgeständert im tragfähigen Untergrund abgesetzt wird. Sind solche Maßnahmen aus wirtschaftlichen oder techni-

schen Gründen nicht durchführbar, müssen bei allen anderen Lösungen Setzungen und Unebenheiten der Straße in Kauf genommen werden.

Für den Fahrbahnzustand sind in erster Linie die lang andauernden Sekundärsetzungen maßgebend. Die Zeitdauer und die Ungleichmäßigkeit dieser Setzungen müssen durch geeignete bautechnische Maßnahmen auf ein Minimum herabgesetzt werden. Da sich die Setzungen mit der Dammhöhe vergrößern, gehört es zu den Grundsätzen eines Entwurfes, die Zusatzlasten – bestehend aus dem Gewicht des Dammes und eventueller Ersatzkörper (Wichtedifferenz) – möglichst niedrig zu halten. Andererseits sollte unterhalb der Fahrbahnoberfläche eine dämpfende Schicht mit einer Mindesthöhe von 1,5 m bis 2,0 m vorhanden sein, weil der Untergrund sonst durch die vom Verkehr verursachten dynamischen Schwingungen so beansprucht wird, dass eine andauernde dynamische Konsolidierung entsteht (FLOSS, 1997).

Es wird deutlich, dass im Hinblick auf die Erfüllung aller bautechnischen Entwurf bestimmenden Randbedingungen oftmals Kompromisse eingegangen werden müssen. Soweit sich die Entscheidung für eine bestimmte bautechnische Lösung nach den Standsicherheits- und Setzungsnachweisen richten muss, empfiehlt sich die in Kapitel 7 erläuterte Vorgehensweise. Die aus Verformungsmessungen an ausgeführten Dämmen gewonnenen Erfahrungen, wie sie beispielsweise von FLOSS (1969) erläutert werden, können dabei eine Entscheidungshilfe sein. In der Regel ist es erforderlich, die Verformungen und die sich zeitlich ändernde Standsicherheit eines Straßenkörpers durch Messungen während und nach der Errichtung zu kontrollieren, um den bautechnischen Entwurf zu jedem Zeitpunkt verifizieren und an sich gegebenenfalls geänderte Randbedingungen anpassen zu können.

Zur Abgrenzung der Thematik des vorliegenden Forschungsberichtes werden nachfolgend kurz die zum Verständnis notwendigen wesentlichen Grundlagen erläutert. Zunächst erfolgt eine geologische Beschreibung wenig tragfähiger Bodenarten, gefolgt von einer Übersicht der für den Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund möglichen Bauverfahren. Im Anschluss daran werden bekannte geotechnische Mechanismen, die während einer Baumaßnahme auftreten können, beschrieben.

## 2.2 Wenig tragfähige Böden

Wenig tragfähige Böden können natürlichen oder künstlichen Ursprungs sein. Während natürliche wenig tragfähige Böden im Bereich von Mooren, Binnensee- und Flussgebieten sowie in den Küstengebieten flächenverbreitet vorkommen, nehmen künstliche wenig tragfähige Böden in Gestalt von Kippen und Spülflächen dagegen in der Regel kleinere Areale ein. Die folgende Zusammenstellung über wenig tragfähige Bodenarten ist in gekürzter Form von der FGSV (1988) übernommen worden.

### a) Natürliche wenig tragfähige Böden

- Moorgebiete

Der Begriff Moor umfasst im geologischen und geographischen Sinne eine natürliche Lagerstätte von Torf. Als Torf wird eine an Ort und Stelle aufgewachsene Anhäufung unvollständig zersetzter Pflanzenreste bezeichnet. In Abhängigkeit von der Bodenbeschaffenheit, der Geländemorphologie, dem Klima und der Hydrografie können Hochmoore und Niedermoore entstehen.

Niedermoortorfe sind in ihrer Entstehung an den Einflussbereich nährstoffreichen Grundwassers gebunden (Seen, Flussarme, versumpfende Talböden und Quellen). Niedermoortorfe zeichnen sich meist durch einen artenreichen Pflanzenbestand (Binsen, Gräser, Moose und Holzpflanzen) aus. Sie sind dem Grundwasser entsprechend mehr oder weniger nährstoffreich und reagieren schwach basisch bis sauer.

Hochmoortorfe in typischer Ausbildung entstehen unabhängig vom Grundwasser in Mooren und werden ausschließlich von Niederschlägen gespeist. Diese Hochmoortorfe kommen folglich nur in solchen Klimazonen vor, in denen die Niederschlagsmenge die Abfluss- und Verdunstungsmengen übersteigt. Hochmoortorfe sind durch eine artenarme Vegetation gekennzeichnet. Häufigste Pflanzenreste sind die verschiedenen Torf- und Bleichmoose.

- Seegebiete

Seesedimente (Mudden) kommen als Sedimentfüllung geschlossener Seewannen vor, sind aber auch außerhalb heutiger Gewässer in z. T. erheblicher Mächtigkeit anzutreffen.

Die organischen Komponenten bestehen aus abgestorbenen Planktonlagen, Exkrementen und Leichen von Planktontieren sowie aus Resten der am Seeboden lebenden Organismen. Hinzu kommen Pflanzenreste, die aus der Ufervegetation und z. T. aus aufgearbeiteten Torfen stammen. Der mineralische Anteil der Mudden besteht überwiegend aus Ton, Schluff und Sand.

Beckenton, Seeton und -schluff entstanden vorwiegend während eiszeitlicher Klimaphasen und kommen deshalb in enger räumlicher Beziehung zu glazialen Geländeformen vor. Dabei erfüllen diese Sedimente vorgegebene Hohlformen und verzahnen sich oft mit sandigen Ablagerungen. Anhand der Schichtung können fein geschichtete Warven- oder Bändertone gegen undeutlich geschichtete oder ungeschichtete Becken- oder Seetone abgegrenzt werden.

Faulschlamm ist ein Sediment von plastisch-schmieriger Konsistenz mit starkem Schwefelwasserstoffgeruch und bläulich-schwarze bis schwarzer Färbung. Er entsteht meist in nährstoffreicheren Gewässern unter Sauerstoffmangel und unter Mitwirkung anaerober Bakterien.

Lebermudden sind homogen und besitzen eine elastische, z. T. gallertartige Konsistenz. Im frischen Zustand brechen sie muschelartig, im trockenen Zustand scherbüchlig.

Seekreiden und Kalkmudden treten in karbonatreichen Gewässern auf. Typisch ist ihre starke Reaktion mit Salzsäure. Seekreiden sind weniger elastisch und oft reich an Schalenresten. Pflanzlicher Detritus ist meist nicht erkennbar. Kalkmudden sind demgegenüber im frischen Zustand meist elastisch und weisen höhere organische Anteile, regelmäßig als Detritus erkennbar, auf.

- Flussgebiete

Unter den vom fließenden Wasser abgelagerten Sedimenten sind wenig tragfähige Böden auf Bereiche geringer Strömungsgeschwindigkeiten beschränkt. Sie treten teils flächenhaft in geringmächtigen Decken, teils als längliche, gestreckte, einige Meter mächtige Sedimentkörper innerhalb heutiger oder früherer Talsysteme auf.

Altwasserarme haben Sedimentfüllungen, die in Aussehen und Eigenschaften eng an die Mudden anschließen. Bedingt durch den Wechsel zwischen überwiegend organischer Sedimentation bei normaler Wasserführung und kurzfristig gesteigertem Antransport mineralischer Sinkstoffe bei Hochwasser können zyklisch gegliederte Sedimentfolgen entstehen.

Flussläufe transportieren im Flachlandbereich überwiegend feinsandige bis tonig-schluffige Sinkstoffe. Aus diesen haben sich im Laufe der nacheiszeitlichen Talentwicklung bis etwa 10 m mächtige Sedimentkörper aufgebaut. Mit zunehmendem Abstand von den Strömungsrinnen stellen sich immer feinkörnigere Sedimente ein. Zum flussfernen Hinterland hin können sich die mineralischen Ablagerungen mit Altwassersedimenten und Niedermoortorfen verzahnen.

Auelehme entstehen als letztes Glied bei der Aufschüttung fluviatiler Terrassenkörper in Form schluffig-tonig-sandiger Sedimente. Der überwiegende Teil der Auelehmsedimentation erfolgt durch den Sinkstoffauftrag im Zuge von Hochwässern.

- Küstengebiete

Im norddeutschen Küstenraum ist unter dem Einfluss eines generellen Meeresspiegelanstieges ein Sedimentkörper abgelagert worden. Innerhalb dieses Körpers ist eine deutliche Zonierung zu erkennen. Im seewärtigen Teil mit überwiegend sandigen Ablagerungen kommen tragfähige Böden vor, zu denen die See- und Wattsande gehören. Landwärts schließen sich große Bereiche mit wenig tragfähigen Böden an. Hier treten verbreitet schluffig-tonige Sedimente auf, in die sich zunehmend Torfe einschalten. Neben diesen flächenhaft verbreiteten Bildungen treten lokal auch lang gestreckte, schmale ehemalige Gezeitenrinnen auf, die sich oft mehrere Kilometer in das Binnenland erstrecken. Als Rinnenfüllungen können wenig tragfähige tonig-schluffige Sedimente und torfige Bildungen auftreten.

Schlicksand bildet sich in den schwächer bewegten, meist inneren Bereichen eines Wattenmeeres. Es handelt sich um ein schlecht sortiertes Sediment mit einem

Sandanteil < 50 %. Dominierende Gefügeart sind Schlickbänke mit feiner Sandstreifung ohne makroskopisch erkennbare Schichtung. Hinzu kommen Bänke aus sandigem Schlick. In diesem Ablagerungsmilieu kommt es auch häufig zur Ausbildung von Wechselfolgen, in denen Lagen mit hohen und mit geringen Anteilen organischer Substanz wiederholt übereinander auftreten.

Klei ist ein Sammelbegriff für schluffig-tonige Sedimente im Bereich der Marsch, die aus Sinkstoffen des Meeres und der Tideflüsse entstanden sind.

Darg umfasst als Sammelbegriff mit Ton und Schluff durchsetzte torfige Bildungen, die der Verlandungszone des brackigen Flachwassers zuzuordnen sind. Dabei zeichnen sich Übergänge zum Klei, zu den Mudden und Niedermoortorfen ab.

Klei- und Torf-Wechselfolgen: Durch die Wechselwirkung zwischen Anstieg des Meeresspiegels und Verlandung haben sich im Küstenraum typische, zyklisch aufgebaute Sedimentfolgen gebildet. In diesen überlagern einerseits tonig-schluffige Sedimente marinen Ursprungs Torfe, andererseits greifen semiterrestrische Torfe auf mineralische Sedimentkörper über.

b) Künstliche wenig tragfähige Böden

- Kippen (Deponien)

Kippen sind durch mechanisches Absetzen von Stoffen entstanden. Ihr Aufbau ist entsprechend dem Schüttgutanteil sehr heterogen.

Hausmüllplätze alter Art, die häufig in Steinbrüchen, Kies- und Sandgruben und natürlichen Geländemulden angelegt worden sind, können für Straßenbaumaßnahmen in Betracht kommen. Diese vielfach abgedeckten Deponien enthalten neben Bauschutt, Glas und metallischen Gebrauchsgegenständen in hohem Maße organische sowie synthetische Bestandteile. Eine systematische Sortierung und Verdichtung kann nicht vorausgesetzt werden. Eine möglichst genaue Kenntnis der Deponiezusammensetzung ist notwendig. Wichtig sind die Anteile an verrottenden Stoffen sowie eine Beurteilung des Rottezustandes. Bei noch fortschreitendem

Rotteprozess ist mit nicht abschätzbaren Setzungen zu rechnen. Große Setzungen sind weiterhin bei hohlraumreichem Sperrmüll zu erwarten. Das Verhalten von Metallteilen, Holz und anderen organischen Resten ist zusätzlich von ihrer Lage zum Grundwasser abhängig.

Unter Industriemüll werden hier Ablagerungen von Resten aus industrieller Tätigkeit bezeichnet. Die Reste sind gekennzeichnet durch zumeist gleich bleibendes Material, das in größerer Menge vorliegt. Im Allgemeinen sind organische und leicht zersetzbare Stoffe kaum enthalten. Durch sorgfältige Untersuchung ist die Unbedenklichkeit als Baugrund nachzuweisen.

- Spülfelder

Unter Spülfeldern werden Flächen verstanden, die durch Anwendung eines Spülverfahrens aufgefüllt sind (s. Kapitel 4.5.4).

Bei der Ablagerung natürlicher Böden auf Spülflächen handelt es sich um Böden, die zum Zeitpunkt der Entnahme für bautechnische Zwecke weder als Baugrund noch als Baustoff geeignet waren. Dies sind in erster Linie stark wasserhaltige und/oder organische Bestandteile enthaltene Böden wie z. B. Klei, Faulschlämme, Flussschlick, Torf.

Industrieschlämme in Spülflächen bilden ein weites Spektrum von Produkten. Dazu gehören:

- mechanisch gewonnene Rückstände, wie z. B. aus Bergbauaufbereitungen oder Steinbruch- und Kieswäschereien;
- chemische Rückstände, deren Zusammensetzung dem jeweiligen Produktionsgang entspricht;
- Raffinerierückstände mit einem hohen Anteil an Rohölresten.

### 2.3 Abgrenzung der Bauverfahren

Für den Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund steht eine Vielzahl von Bauverfahren zur Verfügung, die sich in der Art der Lastabtragung in den tragfähigen Baugrund unterscheiden. Entsprechend der Behandlung des wenig tragfähigen Bodens lassen sich die mit diesen Verfahren verbundenen Konstruktionen in drei Gruppen katalogisieren (Tabelle 2.1).

#### a) Konsolidationsverfahren

Bei den Konsolidationsverfahren ist der wenig tragfähige Boden dasjenige Tragelement, welches die Lasten aus dem Straßendamm vollständig alleine

Konsolidationsverfahren	Bodenersatzverfahren		Verfahren mit aufgeständerten Gründungspolstern	
	Bodenaustausch	Bodenverdrängung	vertikale lastverteilende Tragelemente	Tragelemente
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Vorbelastung</li> <li>• Überschüttung</li> <li>• Grundwasserabsenkung</li> <li>• Vakuumkonsolidierung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• in trockener Baugrube</li> <li>• mit Unterwasserbaggung</li> <li>• im Nassbaggerverfahren</li> <li>• mit Rüttelkästen oder Rüttelrohren</li> <li>• mit Vorschubspezialgerät</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• durch Auflast</li> <li>• durch Sprengung</li> <li>• durch Eintreiben von Steinen</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pfähle</li> <li>• vermörtelte Säulen</li> <li>• geokunststoffummantelte Sandsäulen</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tragschicht</li> <li>• geotextilbewehrte Tragschicht</li> <li>• Betonplatte</li> </ul>
Maßnahmen mit Mehrfachwirkung und/oder Verfahrensüberschneidungen				
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Verdichtung mit schweren Fallplatten (Konsolidation + Bodenverdrängung)</li> </ul>				
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Säulen aus Sand, Kies, Schotter (Rüttelstopfverdichtung: Konsolidationsbeschleunigung + Tragelement + teilweiser Bodenaustausch bzw. Bodenverdrängung)</li> <li>• Säulen aus Boden-Kalk-Gemischen (Wasserentzug + Tragelement + evtl. Bodenverdrängung)</li> </ul>				
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Eintreiben von Steinen (Bodenverdrängung + Tragelement)</li> </ul>			
Hilfsmaßnahmen				
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Vertikaldräns</li> <li>• Geotextileinlagen</li> <li>• Leichtbaustoffe</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Leichtbaustoffe</li> <li>• Seitenschlitze</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sandmatratze</li> <li>• Spüllockerung</li> </ul>		

Tab. 2.1: Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund

in den tragfähigen Untergrund übertragen muss. Durch das Aufbringen von Vorbelastungen wird er so weit vorkonsolidiert, dass er für die Lasten aus dem Straßendamm ausreichend tragfähig ist. Vorteil dieser Bauverfahren ist, dass der anstehende Weichboden im Zuge des Erdbaus entweder gar nicht oder nur in sehr geringem Maße bewegt werden muss. Nachteilig ist hierbei der z. T. sehr große Zeitbedarf – u. U. sind Konsolidationszeiten von mehreren Jahren abzuwarten – bis zur Fertigstellung des Straßenbauwerks.

#### b) Bodenersatzverfahren

Bei den Verfahren dieser Gruppe wird der wenig tragfähige Boden vollständig oder teilweise gegen gut tragfähiges Material ersetzt. Je nach Ersatzumfang ist der wenig tragfähige Boden mehr oder weniger am Lastabtrag beteiligt. Weiterführende Details hierzu enthält Kapitel 4.3. Ein Nachteil dieser Bauverfahren ist, dass, in Abhängigkeit vom Umfang des Bodenersatzes, große Massen des anstehenden Weichbodens im Zuge des Erdbaus bewegt werden müssen.

#### c) Verfahren mit aufgeständerten Gründungspolstern

Bei aufgeständerten Gründungspolstern werden die Lasten aus dem Straßenbauwerk über relativ steife, lastverteilende Tragelemente auf vertikale Bauteile übertragen. Diese vertikalen Tragelemente leiten die Bauwerkslasten schließlich auf bzw. in den tragfähigen Untergrund ab. Bei diesen Verfahren wird der wenig tragfähige Untergrund je nach Tragwerkssystem nur bedingt oder gar nicht zur Lastabtragung herangezogen. Weichschichtmassen müssen, entsprechend der konstruktiven Durchbildung des jeweiligen Systems, gar nicht oder nur in sehr geringem Umfang bewegt werden.

## 2.4 Geotechnische Mechanismen

Im Zuge eines bautechnischen Entwurfs für eine Straße auf wenig tragfähigem Untergrund müssen nicht nur das Bauverfahren und der Bauablauf festgelegt werden, sondern es müssen darüber hinaus auch die geotechnischen Mechanismen im Voraus abgeschätzt werden, welche unmittelbar oder mittelbar als Folge der Baumaßnahme auftreten und mechanische Einwirkungen auf die Umgebung ver-

ursachen können. Nur dann können die Berechnungsmethoden sinnvoll bestimmt werden, die zum Nachweis der Standsicherheit und der Verformungen notwendig sind (s. Kapitel 7). In diesem Zusammenhang ist auch zwischen direkten und indirekten Einwirkungen zu unterscheiden. Direkte Einwirkungen werden durch das Bauwerk selbst – d. h. den Straßendamm – verursacht (z. B. Setzungen infolge Dammauflast, Grundbruch infolge Dammauflast usw.), während indirekte Einwirkungen als Folge des Bauprozesses auftreten (z. B. Setzungen infolge Grundwasserabsenkung, Böschungsbruch infolge Aushubentlastung usw.).

Die wichtigsten geotechnischen Mechanismen werden nachfolgend kurz erläutert. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass es sich um keine vollständige Aufzählung handelt; es gibt durchaus noch andere Mechanismen und Phänomene, die nicht erwähnt werden, aber unter spezifischen Umständen auftreten und einen entscheidenden Einfluss auf das geotechnische Verhalten der Erdstruktur und ihrer Umgebung haben können.

#### a) Abscheren

Im Randbereich von Auffüllungen und Aushüben kann es in Böden mit geringer Tragfähigkeit zum Verlust des Gleichgewichtszustandes in Form von Grundbrüchen oder Böschungs- bzw. Geländebrüchen kommen. In derartigen Fällen ist der Scherwiderstand der anstehenden Weichböden unzureichend, um die kontinuierliche Bewegung eines bestimmten Teils des Untergrundes entlang einer Gleitfläche zu verhindern.

#### b) Auftrieb

Liegt eine undurchlässige Bodenschicht geringer Tragfähigkeit (z. B. Ton, Klei, Torf etc.) über einer durchlässigen Bodenschicht (z. B. Sand) mit hohen Wasserdrücken (gespannter Grundwasserleiter), können Wasserdruckdifferenzen zu einem labilen Zustand innerhalb der Weichschichten führen. Ist nämlich die Summe der Spannungen aus dem Wasserdruck innerhalb der undurchlässigen Bodenschicht und dem Gewicht der Weichschicht geringer als diejenige aus dem Wasserdruck innerhalb des Grundwasserleiters, kann der Wasserdruck auf die Unterseite der wenig durchlässigen Weichschicht ein Anheben oder ein Aufbrechen derselben verursachen.

## c) Fließen

Wird eine Weichbodenschicht mit sehr weicher bis flüssiger Konsistenz einer Auflast unterworfen, deren horizontale Ausdehnung beschränkt ist (z. B. aus einer Auffüllung oder aus einer Dammschüttung), besteht die Möglichkeit, dass der weiche Boden durch seitliches Fließen ausweicht.

## d) Kompression

Üblicherweise werden wenig tragfähige Böden bei Belastung unterhalb des Bruchzustandes zu einem Großteil komprimiert, was zu Setzungen der darüber liegenden Bauwerke führt. Die Zusammendrückung dieser meist wassergesättigten Böden setzt sich bekannterweise aus drei Anteilen zusammen (EVB, 1993):

- Sofortsetzung (Anfangsschubverformung),
- Primärsetzung (Konsolidationssetzung),
- Sekundärsetzung (Kriechsetzung).

Die in Kapitel 2.2 erwähnten Bodenarten unterliegen bei Belastung i. A. relativ ausgeprägten Setzungen, die über einen langen Zeitraum verteilt auftreten.

## e) Horizontalverformung

Im Randbereich von Auffüllungen und Aushüben bauen sich Horizontalspannungen innerhalb der wenig tragfähigen Schichten auf, die horizontale Verformungen zur Folge haben. Weil in Bodenschichten dieser Art lediglich ein geringer Erdwiderstand mobilisiert werden kann, können diese Verformungen sehr ausgeprägt, selbst noch in Abständen von mehreren Metern (bis zu 10 m) auftreten.

## f) Negative Mantelreibung

Als eine Folge der Kompression wenig tragfähiger Böden können Relativverschiebungen zwischen Boden und Gründungselementen (z. B. Kellerwände, Pfähle etc.) entstehen, die zu Zusatzbelastungen der Gründungselemente in Form von vertikalen Schubspannungen führen.

Unter bestimmten Voraussetzungen können auch andere Mechanismen eine Rolle spielen, wie z. B. die Erosion infolge Wasserdurchströmung oder die Bodenverflüssigung durch dynamische Belastung.

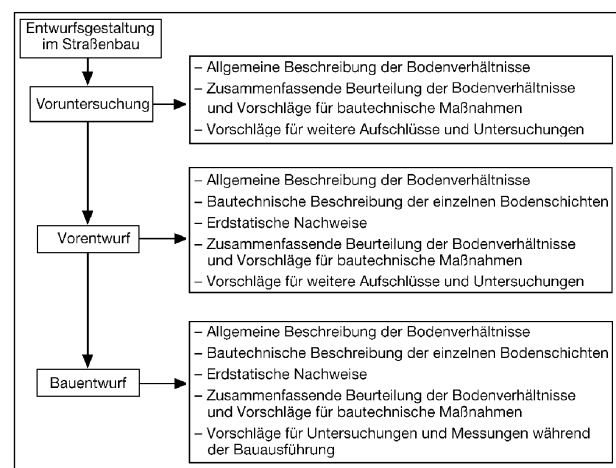
## 3 Baugrunderkundung

### 3.1 Allgemeines

Die Baugrunduntersuchungen für Straßenbaumaßnahmen auf wenig tragfähigem Untergrund dienen der Erkundung der anstehenden Böden, der Ermittlung ihrer Lage und Tiefe sowie ihrer bodenmechanischen und bautechnischen Eigenschaften und der Grundwasserverhältnisse. Zu den geotechnischen Untersuchungen zählen, je nach Erfordernis, geologische und hydrologische Feldaufnahmen, direkte und indirekte Aufschlussverfahren für bodenmechanische Zwecke, Laborversuche an Proben und Feldversuche sowie geotechnische Messungen. Der Untersuchungsbereich muss sich unter Berücksichtigung der Randbedingungen (Bebauung, Wasserläufe, Leitungen etc.) auf die Straßentrasse und den Bereich außerhalb erstrecken, der durch den Bau beeinträchtigt werden kann (s. Kapitel 2.4).

Allgemein soll nach dem Grundsatz verfahren werden, die Erkundungsverfahren und die Begutachtung der jeweiligen Planungsstufe, der Zweckbestimmung und der Größe des Objekts sowie dem Schwierigkeitsgrad des Baugrunds anzupassen (Bild 3.1). Alle bereits vorhandenen Aufschlüsse und Unterlagen müssen mit ausgewertet werden; hierzu gehören:

- geologische Übersichts- und Spezialkarten sowie fotogeologische Aufnahmen,
- Archivunterlagen des geologischen Landesamtes,
- öffentliche Unterlagen über die Grundwasserverhältnisse,



**Bild 3.1:** Beschreibung und Beurteilung der Bodenverhältnisse im straßenbautechnischen Entwurf (FLOSS, 1997)

- Unterlagen der Bergbautreibenden bzw. Bergbauverwaltungen,
- Unterlagen, Erfahrungen und Beobachtungen bei ausgeführten Bauobjekten in der Nachbarschaft,
- Unterlagen der meteorologischen Dienste,
- Baugrundkarten für städtische Gebiete,
- vorhandene Geländeaufschlüsse (z. B. Steinbrüche, Kiesgruben, Geländesprünge), Ergebnisse von Gelände und Trassenbegehungen.

Das Raster der Baugrundaufschlüsse ist mit zunehmender Entwurfstiefe zu verfeinern.

Die Grundsätze für die geotechnischen Untersuchungen sind in DIN 4020 eingehend beschrieben. Sie bilden auch die Grundlage für den straßenbautechnischen Entwurf (ZTVE-StB (1994), Abs. 2).

Die geotechnischen Untersuchungen sind spezifisch für das Objekt zu planen und auszuführen. Grundsätzlich zu unterscheiden sind Vor- und Hauptuntersuchungen mit folgender Zielsetzung:

- Voruntersuchungen für Standortwahl und Vorplanung der Baumaßnahme oder für die Erschließung des Baustoffvorkommens;
- Hauptuntersuchungen für Entwurf, Ausschreibung und Ausführung des Bauwerkes oder für das Beurteilen der Eigenschaften und der Gewinnbarkeit von Baustoffen.

Die Hauptuntersuchungen sollen nach Art und Umfang auch die Beurteilung vorhersehbarer alternativer Varianten möglich machen.

Die geotechnischen Untersuchungen für den Aufschluss des Baugrundes und der Grundwasserverhältnisse müssen je nach Aufgabenstellung und örtlicher Situation folgende Beurteilungen ermöglichen:

- grundbautechnische Angaben für die Bemessung der Bauteile,
- Verformungen des Baugrundes,
- konstruktive Ausbildung der Gründung gemäß Lasteinwirkung und Zusammenwirken von Bauwerk und Baugrund,
- Sicherheit der Konstruktion gegen Grenzzustände, z. B. Grundbruch, Böschungsbruch, Auftrieb, Gleiten usw.,

- Einwirkungen des Umfeldes auf das Bauwerk,
- Auswirkungen des Bauwerkes und der Bauausführung auf die Umwelt (Mensch, Boden, Wasser),
- Grundwasserverhältnisse für Planung und Ausführung des Bauwerkes, Änderung und Aufstau.

Anhand der geotechnischen Untersuchungen für den Aufschluss von Baustoffvorkommen müssen folgende Aspekte beurteilt werden können:

- Erkundung und bautechnische Eignung von Erdstoffen
  - für Schüttungen (z. B. Verkehrswege),
  - für Hinterfüllungen (z. B. Stützwände, Widerlager, Leitungen),
  - für Trag-, Filter-, Drainage- und Frostschuttschichten
- Maßnahmen zur Verbesserung der Erdstoffe,
- Wiederverwendung (Recycling) und Nutzung industrieller Abfall- und Deponiematerialien,
- Festlegung der technischen Anforderungen für den Erdbau und die Dauerbeständigkeit,
- Bearbeitung im Baubetrieb,
- Bodenschutz, Rekultivierung.

Je nach geotechnischem Risiko und Ablauf der Baumaßnahme können auch baubegleitende Untersuchungen erforderlich sein, und zwar geotechnische Untersuchungen, ergänzende Prüfungen, Feldmessungen, Laborversuche, geologische Aufnahmen und Dokumentationen. Die baubegleitenden Untersuchungen dienen der Überprüfung der bei der Planung angenommenen Verhältnisse, der Beurteilung des Verhaltens von Baugrund, Grundwasser und Bauobjekt, der Überprüfung der Qualitätsanforderungen und der Tragfähigkeit von Gründungen.

Die Baugrundaufschlüsse müssen so tief reichen, dass tragfähige Zwischenschichten oder der feste Untergrund eindeutig nachgewiesen sind. Hinsichtlich der Anordnung der Aufschlüsse als auch hinsichtlich der Richtwerte für die Abstände sowie für die Erkundungstiefen wird auf DIN 4020 verwiesen. Weitere allgemeine Hinweise zur Baugrunderkundung beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund finden sich bei der OECD (1979) und dem CUR (1996).

### 3.2 Aufschlussmethoden bei der Bodenerkundung

Die Aufschlüsse sind nach direkten und indirekten Verfahren zu unterscheiden.

- Direkte Aufschlüsse: frei einsehbare Bodenaufschlüsse in der Natur, Schürfe, Bohrungen,
- indirekte Aufschlüsse: z. B. Sondierungen, geophysikalische Messverfahren.

Die zweckmäßige Art des Aufschlusses ist zu entscheiden nach:

- Art, Größe und Konstruktion des Bauobjektes,
- den morphologischen Gegebenheiten,
- den Bodenverhältnissen: Schichtung, Lagerung, Art, Zusammensetzung und Zustand des Bodens,
- den geologischen Besonderheiten: z. B. Störungen, Verwerfungen, Rutschungen,
- den Wasserverhältnissen: Grundwasser, Fließrichtung, Strömungsgeschwindigkeit,

- den Probenanforderungen,
- den im Aufschluss auszuführenden Messungen bzw. Beobachtungen.

Der Aussagewert der verschiedenen Aufschlussverfahren wird dadurch gekennzeichnet, dass bestimmte Merkmale punktförmig, flächenförmig oder räumlich ermittelt werden können. Die mit dem einzelnen Aufschluss gewonnenen Ergebnisse treffen für dessen unmittelbare Umgebung zu; sie können nur bei gleichmäßigen Verhältnissen auf die weitere Umgebung übertragen werden. In den Tabellen 3.1 und 3.2 sind die heute gebräuchlichen direkten und indirekten Aufschlussverfahren zusammengestellt.

Um Fehlinterpretationen der indirekten Aufschlüsse (z. B. Sondierungen) zu vermeiden, müssen Ergebnisse direkter Bodenaufschlüsse (z. B. Bohrungen) vorliegen.

Nachfolgend werden zusätzlich kurz die Merkmale angegeben, die sich mit den wichtigsten Aufschlussverfahren bei richtig angewandter Technik feststellen lassen.

Aufschlussverfahren	Vorschrift	Probengüte	Proben unverändert in: z = Kornzusammensetzung w = Wassergehalt ρ = Dichte des Bodens E <sub>s</sub> = Steifenmodul τ <sub>f</sub> = Scherfestigkeit	Erfassbar sind:		Bemerkungen
				a = Anhalt b = deutlich c = sehr gut erkennbar		
nach DIN 4021				Schichtgrenze	Bodenart	
Schärfe				c	c	bester Aufschluss in Tiefe begrenzt
Schlitzsonde		5	z	b	a-b	geringe Korngröße, Tiefe begrenzt
Kammerbohrer		4	z (w)	b	b	auch bei Torf
Schappe		4	z (w)	b	b	fein- und grobkörnige Böden
Schnecke		3 (2)	z, w	b	b-c	kohäsive Böden
Einfachkernrohr drehend, trocken		4 (3-2)	z (w, ρ)	b-c	c	
Einfachkernrohr rammend trocken		3 (2-1) 4 (3)	z, w (ρ, E <sub>s</sub> ) z (w)	b-c b-c	c c	feinkörniger Boden grobkörniger Boden
Schlauchkernrohr		3 (2)	z, w (ρ, E <sub>s</sub> )	c	c	nicht bei Kiesen
Doppelkernrohr mit voreilemendem Innenschuh		3 (2-1)	z, w, ρ, E <sub>s</sub> , τ <sub>f</sub>	c	c	nur bei feinkörnigen Böden von mindestens mittlerer Plastizität
Probenstanze	DIN 4021/1, Bild 1	3-2 (1)	z, w, ρ, (E <sub>s</sub> , τ <sub>f</sub> )		c	nur bei feinkörnigen Böden
Schlauchkernprobentnahmegesetz		3-2	z, w, (ρ)		c	nicht in Kiesen
Kolbenentnahmegesetz	DIN 4021/1, Bild 3	3 (2)	z, w, (ρ, E <sub>s</sub> , τ <sub>f</sub> )		c	kohäsive Böden, weich bis steif
Stechrohrbohrgerät		2	z, w, (ρ, E <sub>s</sub> , τ <sub>f</sub> )	c	c	Torfe und weiche bis breiige Böden

Tab. 3.1: Direkte Aufschlussverfahren (FGSV, 1988)



Sondierverfahren	Prüfverfahren	Schichtgrenzen			Bodenart <sup>1)</sup>			Wasserspiegel			Dichte			Wassergehalt			Steifeziffer			undrainierte Scherfestigkeit			Winkel der inneren Reibung					
		I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III			
Rammsonde	DIN 4094	a	c	a	a	a	a	a	a <sup>2)</sup>	a <sup>1)</sup>	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	a	a	a	-	-	-	
Drucksonde	DIN 4094	c	c	a	a	a	a	a <sup>2)</sup>	a <sup>2)</sup>	a <sup>2)</sup>	-	-	-	-	-	-	b	b	b	-	-	-	a	a	a	-	-	-
Flügelsonde	DIN 4096	a/c	a/b	-	a	b	-	-	-	-	-	-	-	-	-	b	b	b	-	-	-	c <sup>3)</sup>	c	-	-	-	-	
Seitendrucksonde		c	c	c	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	b	b	b	b	b	b	c	c	c	c <sup>4)</sup>	c <sup>4)</sup>	c <sup>4)</sup>	
Dichte-Tiefensonde	Merkblatt	b	b	-	a/b	a/b	-	-	-	-	b	b	b	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Feuchte-Tiefensonde	Merkblatt	b <sup>5)</sup>	b <sup>5)</sup>	-	a/b	a/b	-	c	c	c	-	-	-	c <sup>5)</sup>	c <sup>5)</sup>	c <sup>5)</sup>	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
geoelektrische Bohrlochsonde		c	c	-	b	b	-	c	c	-	-	c	-	a	a	a	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Geoelektrik		b/c	b/c	b/c	b	b	b	b	b	b	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Refraktionsseismik		b/c	b/c	b/c	b	b	b	a	a	a	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Tab. 3.2: Indirekte Aufschlussverfahren (FGSV, 1988), Bodenarten: I Moore, II wenig tragfähige anorganische Sedimente, III Deponien

a) Schürfgruben und Schürfschlitze

- Eigenschaften  
Punkt- oder linienförmiger Aufschluss im oberflächennahen Bereich als Schlitz, Grube oder Schacht.
- Feststellbare Merkmale
  - geologische Formation, Schichtenfolge, Schichtdicke, Verlauf der Schichtgrenzen,
  - Art, Beschaffenheit, Zusammensetzung, kennzeichnende Eigenschaften der Schichten und Bodenarten,
  - Wasserführung der Schichten, Quellen,
  - die Entnahme von Sonder- und Schürfproben für Laborversuche,
  - bodenmechanische Feldversuche im Schurf, z. B. vertikale Probelastungen.
- Herstellung
  - Aushub von Hand oder maschinell (s. auch DIN 4124).
- Mindestabmessung begehrter Schürfe
  - Breite ≥ 0,75 m,
  - Länge ≥ 1,50 m in der Sohle für Probenentnahme und Versuche,
  - Abböschungen oder Verbau bei Tiefen t ≥ 1,25 m.

Grundwassers. Beurteilung des Untergrundes erfolgt anhand des Bohrguts, der entnommenen Proben, des Bohrablaufs und des Bohrlochs.

- Feststellbare Merkmale:
  - Formation, Schichtenfolge, Schichtdicke, Schichtgrenzen,
  - Art, Beschaffenheit, Zusammensetzung, kennzeichnende Eigenschaften der Bodenarten,
  - Wasserverhältnisse.
- Herstellung  
Die Bohrverfahren werden in DIN 4021 nach der Art der gewinnbaren Proben unterschieden. Die Auswahl der Bohrverfahren und Geräte erfolgt entsprechend den vermuteten Bodenverhältnissen und der für erforderlich gehaltenen Güteklasse der Bodenproben und der Sonderproben (Tabellen 1, 3, 4 und 6 in DIN 4021).

Zulässig sind alle Bohrverfahren, die einen einwandfreien zweckentsprechenden Aufschluss gewährleisten und die Entnahme von Proben zulassen, deren Güte den im Labor zu ermittelnden kennzeichnenden Eigenschaften genügt. Grundsätzlich sollen Verfahren bevorzugt werden, bei denen das Bohrgut und die Proben beim Bohrvorgang so wenig wie möglich mechanisch gestört oder durch Spülwasser aufgeweicht werden. Bohrgutverluste dürfen nicht durch das Bohren mit unsachgemäßen Verfahren und Geräten verursacht werden. In vielen Fällen wird bei zu kleinem Bohrdurchmesser das Bohrgut durch Andruck und Spülung derart

b) Bohrungen

- Eigenschaften  
Punktförmiger, lotrecht oder geneigt orientierter Aufschluss bis in beliebige Tiefen in allen Bodenarten ober- und unterhalb des

verändert, dass eine zutreffende Beurteilung nicht mehr möglich ist.

- Abmessungen  
Die Wahl des Mindestdurchmessers erfolgt in Abhängigkeit von
  - der Bodenart, dem Größtkorn und Steinanteil,
  - dem erforderlichen Probendurchmesser bzw. der Probenmenge für die vorgesehenen bodenmechanischen Versuche,
  - den vorgesehenen Messungen im Bohrloch.

Die Kleinbohrung ist ein Aufschluss im Boden, der mit einem Durchmesser größer 30 mm und kleiner 80 mm durchgeführt werden kann. In geeigneten Böden lassen Kleinbohrungen bis zur jeweils möglichen Erkundungstiefe von max. etwa 15 m die Schichtenfolge, unter Umständen auch die Feinschichtung, gut erkennen und sind bis zu diesen Tiefen zur Ergänzung von aufwändigeren Aufschlüssen geeignet.

#### c) Rammsondierungen

- Prinzip und Anwendungszweck  
Einrammen einer Sonde mit kegelförmiger Spitze mittels eines Rammhärens aus gleich bleibender Fallhöhe von einer Arbeitsfläche aus oder im Bohrloch.
- Ziel der Untersuchung
  - Beurteilung der Festigkeitseigenschaften grobkörniger Bodenarten,
  - Überprüfung von Verdichtungsarbeiten über oder unter Wasser: Tiefenwirkung und Gleichmäßigkeit der Verdichtung; Optimierung der Schütthöhe; Beurteilung der Lagerungsdichte  $D_{Pr}$  bzw. des Verdichtungsgrades  $D_{Pr}$  nach vorheriger Kalibrierung des Eindringwiderstands mit den Ergebnissen von Dichte-Prüfungen, hauptsächlich bei grob- oder gemischtkörnigen Bodenarten bis zu 15 % Feinstkorn unter 0,06 mm.
- Rammsonden  
Angaben über die Arten und Einsatzmöglichkeiten der Sondiergeräte enthält DIN 4094.
- Kenngrößen und Einflüsse  
Die Beurteilung erfolgt anhand folgender Kenngrößen:

- Schlagzahl je 10 cm Eindringtiefe,
- Eindringtiefe für eine vorgegebene Schlagzahl,
- Folgende Einflüsse sind zu verzeichnen:
  - Mit wachsender Lagerungsdichte nicht bindiger Böden steigt der Eindringwiderstand überlinear an.
  - Böden mit eckigem und rauem Korn ergeben einen größeren Eindringwiderstand als Böden mit rundem und glatten Korn.
  - Eingelagerte Steine können den Eindringwiderstand beträchtlich erhöhen.
  - Verkittung erhöht den Eindringwiderstand.
  - Feinstbestandteile setzen den Eindringwiderstand herab.
  - Der Eindringwiderstand bindiger Böden und in Torfen wird überwiegend durch ihre Zustandsform, Plastizität und ihre Struktur beeinflusst, die durch die geologische Vorgeschichte bestimmt sind. Geringe Widerstände können sich auch durch Lockerzonen und Hohlräume ergeben. Bei weichen bindigen und organischen Böden hat die Mantelreibung einen großen Einfluss auf den Eindringwiderstand, die bei gleich bleibender Bodenbeschaffenheit mit der Tiefe stark zunimmt.
  - Bis zu einer bestimmten Grenztiefe (obere Störzone) nimmt bei gleicher Lagerungsdichte der Eindringwiderstand mit der Tiefe stark zu.
  - Sondierungen in nicht bindigen Böden ergeben im Grundwasser im Allgemeinen geringere Eindringwiderstände als über dem Grundwasserspiegel.
  - Mit zunehmendem Querschnitt der Sondenspitze wächst der Spitzenwiderstand, jedoch kann sich der Eindringwiderstand vergrößern oder verringern, je nachdem, wie das Verhältnis des Spitzen-Durchmessers zum Gestänge-Durchmesser die Mantelreibung beeinflusst.

#### d) Drucksondierungen

- Prinzip und Anwendungszweck  
Eindrücken einer Sonde mit kegelförmiger Spitze bei gleich bleibender Geschwindigkeit, wobei der Gesamtwiderstand (ein-

schließlich Mantelreibung des Gestänges) und der Spitzenwiderstand getrennt gemessen werden können.

- **Untersuchungsziel**  
Beurteilung der Lagerungsdichte und Festigkeitseigenschaften von Sand- und Kiesböden; Rückschluss auf Tragfähigkeit des Bodens bei Flächen- und Tiefgründungen.
- **Drucksonde**  
Angaben zum Aufbau des Sondiergerätes enthält DIN 4094.  
  
Die maximale Tiefe der Sondierungen ist i. W. abhängig vom Gegengewicht des eingesetzten Messfahrzeuges.
- **Mess- und Vergleichsgrößen**
  - Gesamtwiderstand  $Q$  in (MN),
  - spezifischer Spitzendruck  $q_c$  in (MN/m<sup>2</sup>),
  - spezifische Mantelreibung  $f_s$  in (MN/m<sup>2</sup>).

#### e) Flügelsondierungen

- **Prinzip und Anwendungszweck**  
Eindrücken oder Einschlagen eines Sondienstabs mit über Kreuz angeordneten rechteckigen Flügeln am Sondenende bis zur Untersuchungstiefe und dort Abscheren des Bodens durch gleichmäßiges Drehen der Sonde; alternativ auch vom Bohrloch aus. Untersuchung der undrained Scherfestigkeit weicher organischer und weicher feinkörniger Böden.
- **Flügelsonde**  
Angaben zum Aufbau des Sondiergerätes sowie zu den Messeinrichtungen enthält DIN 4096.
- **Auswertung**  
Gemessen wird der Widerstand des Bodens beim Abscheren in senkrechten Ebenen längs des durch die Flügel gebildeten Zylinder-

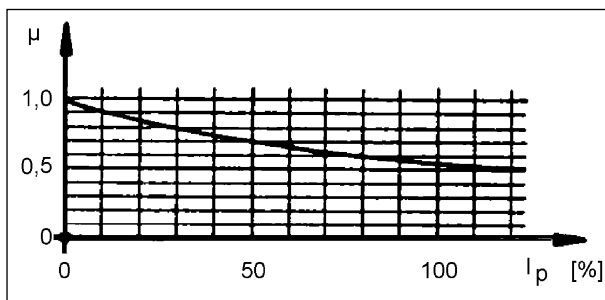


Bild 3.2: Korrekturbeiwert  $\mu$  nach BJERRUM (1973)

dermantels bei einer Abschergeschwindigkeit von 0,5° Sondendrehung je Sekunde. Die Scherfestigkeit des undrained Bodens bei schnellem Abscheren ergibt sich dann zu

$$\tau_{FS} = \frac{6 \cdot M}{7 \cdot \pi \cdot d_1^3} \left[ \text{kN/m}^2 \right]$$

mit  $M$  Drehmoment in kNm  
 $d_1$  Druckmesser der Flügelsonde in m

In wassergesättigtem Zustand entspricht  $\tau_{FS}$  der undrained Scherfestigkeit  $c_u$ . Nach BJERRUM (1973) ist eine Abminderung der gemessenen Scherfestigkeit  $c_u$  mit dem Faktor  $\mu$  erforderlich, wenn diese für den undrained Zustand ermittelt wird. Der Abminderungsfaktor  $\mu$  ist im Bild 3.2 in Abhängigkeit von der Plastizitätszahl  $I_p$  angegeben.

#### f) Geoelektrische Messverfahren

- **Methode**  
Einleiten von Gleich- oder Wechselstrom in den Boden mittels zweier Elektroden und Messen des elektrischen Widerstandes mit zwei Sonden (Bild 3.3).
- **Verfahren**
  - 1. Sondierung: Aufnahme eines Tiefenprofils durch Änderung des Abstands der Elektroden, während der Sondenabstand unverändert bleibt.
  - 2. Kartierung: Aufnahme eines Flächenprofils, wobei Elektroden unverändert bleiben und Sonden in Messrichtung versetzt werden.
- **Geräte**
  - Stromquelle: Batterie oder Generator; Wechselstrom von 1 bis 500 Hz mit Spannungen von mehreren 100 Volt,

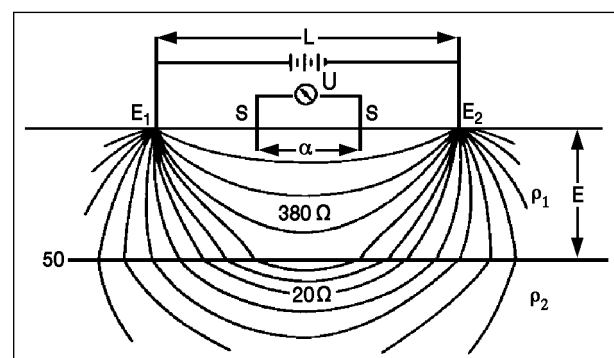


Bild 3.3: Geoelektrische Bodenuntersuchung (FLOSS, 1997), durch Schichtung verzerrtes elektrisches Feld im Untergrund

- Verwendung nicht polarisierter Elektroden bei Gleichstrom; Voltmeter für Spannungsmessung.
- Messtiefe  
30 bis 100 m je nach Gerät möglich.
- Gegenstand  
Unterscheidung von
  - Grundwasser führenden und trockenen Sand- bzw. Kiesschichten,
  - Toneinlagerungen in Sand und Kies,
  - Schotterterrassen und Sedimentablagerungen.
- Ergebnis  
Elektrischer Widerstand des Bodens in Ohm-Meter, hauptsächlich beeinflusst durch Tonminerale, Wasser und gelöste Stoffe im Porenwasser, umso geringer, je feuchter und/oder tonhaltiger der Boden; Auswertung mittels theoretischer Widerstandslinien (Katalog) für einfache Schichtverhältnisse; Schichten mit unregelmäßigen oder geringen Widerstandsunterschieden nur schwer oder gar nicht zu erkunden, daher nur für Voruntersuchungen geeignet.

### 3.3 Aufschluss der Grundwasserverhältnisse

Ziel der Untersuchung der Grundwasserverhältnisse ist, das Vorkommen von freiem und gespanntem Wasser durch die Baugrundaufschlüsse oder durch Grundwassermessstellen festzustellen, soweit dies für die bauliche Anlage von Bedeutung ist. In oberflächennahen Schichten genügen hierzu Schürfe und in tief liegenden Schichten Bohrungen.

Beim Aufschluss der Wasserverhältnisse muss sowohl die weiträumig zusammenhängende Wirkung durchlässiger und wasserstauender Schichten als auch der Einfluss lockerer, wenig durchlässiger Schichten beachtet werden. Von diesem Zusammenwirken hängt es ab, ob sich ein Grundwasserhorizont mit freiem Spiegel oder mehrere Stockwerke mit oder ohne hydraulische Verbindung und mit entsprechend unterschiedlicher hydrostatischer Druckhöhe ausbilden. In Tide-, Fluss- und Seengebieten sowie Niederungen treten außerdem zeitabhängige Hoch- und Niedrigwasserstände auf.

Die zu einem bestimmten Zeitpunkt in Baugrundaufschlüssen vorhandenen Wasserstände zeigen

daher häufig nicht die ungünstigsten Wasserverhältnisse an. Bei einem Untergrund mit wechselnden und Wasser führenden Schichten können die Grundwasserverhältnisse nur dann zutreffend angegeben werden, wenn geeignete Baugrundaufschlüsse gleichzeitig als Messstellen eingerichtet oder zusätzliche Messpegel angeordnet werden. Solche Maßnahmen sind daher von vornherein im Einvernehmen mit dem Sachverständigen vorzusehen, sofern die bauliche Anlage dies nach Art, Konstruktion und Größe verlangt.

Die Messungen können je nach Fall einschließen

- die Wasserstände und die hydrostatischen Druckhöhen aller wasser führenden Schichten unabhängig voneinander,
- die Fließrichtung,
- die Strömungsgeschwindigkeit,
- die Durchlässigkeit und Wasseraufnahmefähigkeit,
- die Entnahme von Wasserproben.

### 3.4 Labor- und Feldversuche

Laborversuche dienen in der Regel der Identifikation des Bodens nach Art und Zustand, der Ermittlung von Festigkeits- und Verformungskenngrößen sowie der Wasserdurchlässigkeit. Feldversuche kommen vor allem als Güteprüfungen zum Nachweis der Qualitätsanforderungen auf Baustellen zur Anwendung, z. B. zur Ermittlung von Dichte und Verformungsmoduln. Hinweise hierzu enthält DIN 4020. Einige Feldversuche kommen aber auch bei der Baugrunderkundung im Bohrloch zur Anwendung (s. Kapitel 3.2). Die wichtigsten Laborversuche gehen aus Tabelle 3.3 hervor.

Einige Versuchstechniken für anorganische Böden, wie sie z. B. in Versuchsnormen beschrieben werden, sind bei schwach zersetzten Torfen oft nur beschränkt oder gar nicht anwendbar. Bei Fasertorfen und gering zersetzten Torfen sind Aussagen über das Verformungs- und Scherverhalten häufig nur durch Versuche in situ möglich. Weitere Hinweise hierzu werden von der FGSV (1988) gegeben.

Nicht immer lässt sich das Verhalten des Untergrundes aus den Bodenkennwerten mit ausreichender Sicherheit vorhersagen. Je nach Größe und Bedeutung einer Baumaßnahme kann es erforderlich sein, durch einen Großversuch Messwerte

Prüfverfahren	Prüfvorschrift	Prüfergebnis	Mindestopbegüte nach DIN 4021, Teil 1 – Tab. 1
Sieb- und Schlämmanalyse Bestimmung von Feinkornanteilen	DIN 18123 TP - BF Teil B 5.2	Korngrößenverteilung Feinkornanteile in grobkörnigen Böden	4 4
Bestimmung des Wassergehalts: - Ofentrocknung - Kalziumkarbidmethode - radiometrische Verfahren Bestimmung der Zustandsgrenzen	DIN 18121/1 TP - BF Teil B 1.2 TP - BF Teil B 4.3 DIN 18122/2	Wassergehalt Wassergehalt Wassergehalt Fließ-, Ausroll- und Schrumpfgrenzen, Plastizität, Konsistenz	3 3 3 3
Bestimmung der Korndichte: - Kapillaryknometer - Tauchwägegefäß - Luftpyknometer - Einfüllgerät	DIN 18124/1 TP - BF Teil B 3.2 TP - BF Teil B 3.3 TP - BF Teil B 3.4	Korndichte Korndichte Korndichte Korndichte	4 4 4 4
Bestimmung der Bodendichte: - Labormethoden - Feldmethoden - radiometrische Verfahren	DIN 18125/1 DIN 18125/2 TP - BF Teil B 4.3	Dichte des Bodens Dichte des Bodens Dichte des Bodens	2 2 2
Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung	DIN 18126	Lagerungsdichte bei kohäsionslosen Sanden	3
Proctorversuch	DIN 18127	Verdichtbarkeit des Bodens und optimaler Verdichtungswassergehalt	4
Bestimmung der organischen Bestandteile im Boden	TP - BF Teil B 10.1	Gehalt des Bodens an organischer Substanz	4
Bestimmung der Scherfestigkeit: - einaxialer Druckversuch - dreiaxialer Druckversuch - Rahmenscherversuch	DIN 18136 DIN 18137/2 DIN 18137/1	einaxiale Druckfestigkeit, Sensivität Reibungswinkel, Kohäsion Reibungswinkel, Kohäsion	1-2 1-3 1-3
Kompressionsversuch (Druckversuch mit verhinderter Seitendehnung)		Steifenmodul, Kompressionsbeiwert, Konsolidierungsbeiwert	1
Bestimmung betonangreifender Stoffe in Boden und Wasser	DIN 4030	Angreifvermögen von Beton	4

Tab. 3.3: Laborprüfverfahren (FGSV, 1988)

zu gewinnen. Dabei muss sichergestellt werden, dass die Randbedingungen der Trasse (z. B. Gräben, Randbebauung), der Bauablauf sowie das Bauverfahren berücksichtigt werden und dass das Versuchsgebiet für die Untergrundverhältnisse der Trasse repräsentativ ist.

Um Aussagen über das Langzeitsetzungsverhalten zu treffen, sind Versuchsschüttungen so früh wie möglich anzulegen. Bei Torfen wird etwa ein Jahr benötigt. Bei Böden aus feinkörnigen Sedimenten können, je nach Zusammensetzung, mehrere Jahre erforderlich sein. Zur Vermeidung späterer Setzungsdifferenzen sollte der Versuch nicht im unmittelbaren Trassenbereich ausgeführt werden.

### 3.5 Geotechnische Messungen

Das Messen von objektiven physikalischen Größen hat für die Anwendungsgebiete der Bodenmechanik zunehmende Bedeutung. Die Berechnungs-

und Bemessungsaufgaben bedürfen ebenso wie die Untersuchungen zur Sicherheit und Wirtschaftlichkeit von baulichen Anlagen des gezielten Einsatzes der Messtechnik. Messtechnische Verfahren werden baubegleitend und zur Überwachung nach der Bauausführung angewendet.

Das gilt insbesondere für

- die Analyse des Systemverhaltens baulicher Anlagen,
- die Analyse und Steuerung bautechnischer Prozesse, vor allem bei stark beanspruchten, nahe der Sicherheitsgrenze dimensionierten Bauwerken.

Durch die Messung von Verformungen, Kräften, Spannungen und Erschütterungen soll im Sinne der DIN 4020 geprüft werden, ob

- das tatsächliche Baugrundverhalten und die erwartete gegenseitige Beeinflussung von Bau-

grund und Bauwerk mit den Vorhersagen übereinstimmen,

- die Sicherheit während der Bauzeit und auf Dauer gegeben ist,
- zusätzliche technische Maßnahmen zur Funktionstüchtigkeit nötig werden oder auf geplante Maßnahmen verzichtet werden kann.

Damit die Messungen zum nutzbaren Ergebnis führen, bedarf es der methodischen und sorgfältigen Planung. Hierzu gehören folgende Grundsätze:

- Sehr frühzeitig in der Planungsphase des Objekts müssen Notwendigkeit, Bedarf und Zielrichtung von Messungen ermittelt werden, damit die erforderlichen Nullmessungen rechtzeitig ausgeführt werden können und die Messergebnisse für bauliche Konsequenzen rechtzeitig zur Verfügung stehen.
- Jeder Messung ist vor Beginn eine klar definierte Aufgabe zuzuordnen.
- Die zulässigen Grenzzustände sind festzulegen.
- Maßnahmepläne und Zeitpläne sind zu erstellen für den Fall, dass nicht mehr zulässige Ereignisse eintreten.

Die messtechnischen Verfahren lassen sich untergliedern in Verformungs- und Verschiebungsmessungen, Spannungsmessungen und Messungen im Grundwasser. Einen diesbezüglich allgemeinen Überblick liefert die DIN 4020. Einen spezifischen Überblick auf die derzeit gebräuchlichen Messsysteme und deren Anwendung, insbesondere beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund, geben die OECD (1979), LEROUEIL et al. (1990) sowie das CUR (1996).

## 4 Bodenersatzverfahren

### 4.1 Einführung

Wie aus der in Kapitel 2.3 dargestellten Verfahrensabgrenzung bereits ersichtlich ist, werden die Bodenersatzverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund im Wesentlichen durch den Erdbau dominiert. Das bedeutet, die Massenumlagerung ist das wesentliche Merkmal der Bauausführung und damit deren bestimmender Kostenfaktor. Ziel des Handlungssystems wird es

daher sein, diese Basisoperation so leistungsfähig wie irgend möglich zu gestalten und zu steuern. Unter Beachtung aller maßgebenden Einflüsse gilt es daher, den Baubetrieb im Hinblick auf einen kontinuierlichen Bauablauf zu optimieren. Dazu zählen u. a. ein an die Gegebenheiten der Baustelle angepasster Einsatz der Maschinen, eine harmonische Gerätezusammenstellung, die Gerätewartung und -instandhaltung, eine leistungsfähige und flexible Fördermethode, die Planung des Baustraßen- und Transportnetzes sowie die Steuerung der einzelnen Betriebspunkte und ihres Zusammenspiels untereinander.

Die Projektbearbeitung umfasst die Ausarbeitung der konkreten und im obigen Sinne möglichst optimalen Lösung. Sie ist angewandte Systemtechnik (Kapitel 4.2.2). Liegt eine Bauaufgabe vor, so muss sie zunächst analysiert und insbesondere hinsichtlich der Gelände- und Bodenverhältnisse untersucht werden. Dann können die Methoden der Verfahrenstechnik einsetzen und schließlich zur Auswahl der geeigneten Verfahren und Maschinen führen.

Aus dieser kurzen Ausführung wird deutlich, dass keine allgemein gültige optimale Lösung für Bodenersatzverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund vorliegen kann. Vielmehr ist immer eine an die individuellen Umstände einer Bauaufgabe angepasste Lösung zu suchen. In dem nachfolgenden Kapitel 4.2 erfolgt daher zunächst die Darlegung der methodischen Grundlagen des Erdbaus. Hierdurch wird ein Überblick auf die komplexen Zusammenhänge des Erdbaus mit dem Ziel geschaffen, die umfangreichen Modifikations- bzw. Variationsmöglichkeiten bereits erprobter Bauverfahren aufzuzeigen. Der Schwerpunkt der Erläuterungen liegt dabei auf der Struktur der Zusammenhänge; ein Anspruch auf vollständige Aufzählung aller Einzelheiten wird daher nicht erhoben.

Die Darstellungen der Kapitel 4.3 bis 4.6 geben einen speziellen Überblick auf die Erdbautechnologie der Bodenersatzverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund. Sie spiegeln den diesbezüglichen Stand der Technik wider und zeigen, welche Formen hier die Fertigungs- und die Verfahrenstechnik annehmen können. Darüber hinaus werden die zur Erfüllung der bei den Teilbetrieben „Bodenersatz“ anfallenden Teilleistungen einsetzbaren bzw. bisher eingesetzten Geräte aufgeführt.

## 4.2 Methodik des Erdbaus

### 4.2.1 Übersicht

Mit Hilfe der Systemtechnik wird die Bauaufgabe in verschiedene Teilaufgaben bzw. Teilbetriebe (z. B. Transport, Einbau etc.) unterteilt. Diese bestehen aus einzelnen Betriebspunkten (z. B. Einbaustelle), an denen bestimmte Teilleistungen erbracht bzw. Arbeitsvorgänge durchgeführt werden. Die Teilleistungen bestehen ihrerseits wieder aus Grundoperationen. Für diese Grundoperationen müssen geeignete Werkzeuge und die zweckmäßigste Operationstechnik gefunden werden, welche die durchzuführenden Prozesse unter Rücksicht auf die Einflussfaktoren Boden, Wetter, Mensch und Maschinenbetrieb möglichst optimal umsetzen. In den weiteren Formierungsschritten des Fertigungssystems für eine konkrete Bauaufgabe erfolgen dann die Bildung des geeigneten Gesamtsystems, die

Berücksichtigung der Randbedingungen, die Leistungsermittlung und die Kostenermittlung des Systems. Anschließend erfolgen die Installation und letztendlich der Betrieb des Systems.

### 4.2.2 Systemtechnik

Jede Bauausführung ist systemtechnisch betrachtet ein Handlungssystem, welches stets mit einem Ziel- und einem Sachsystem gekoppelt ist. Während im Baubetrieb das Zielsystem meistens die Minimierung von Zeit und Kosten umfasst, stellt das Sachsystem im vorliegenden Fall das zu erstellende Erdbauwerk, den Straßendamm, dar. Das Handlungssystem ist die erforderliche Massenumlagerung, deren Struktur sich auf die einfache Grundform des Lösens, des Ladens, des Transportes und des Einbaus zurückführen lässt. Hierbei handelt es sich demnach um ein Materialflussproblem, welches mit Hilfe der Systemtechnik gelöst werden kann.

Der Systemtechnik liegen dabei die Systemtheorie und die Kybernetik zugrunde. Die Systemtheorie sucht nach Systemen und definiert und analysiert sie nach Struktur und funktionellem Ablauf. Die Kybernetik untersucht die Systeme auf selbsttätige Regelungs- und Steuerungsmechanismen. Dabei hat die Systemtechnik eine in mehrere Stufen unterteilte Vorgehensweise zur Lösung der Probleme, die im Folgenden kurz erläutert werden (Bild 4.1).

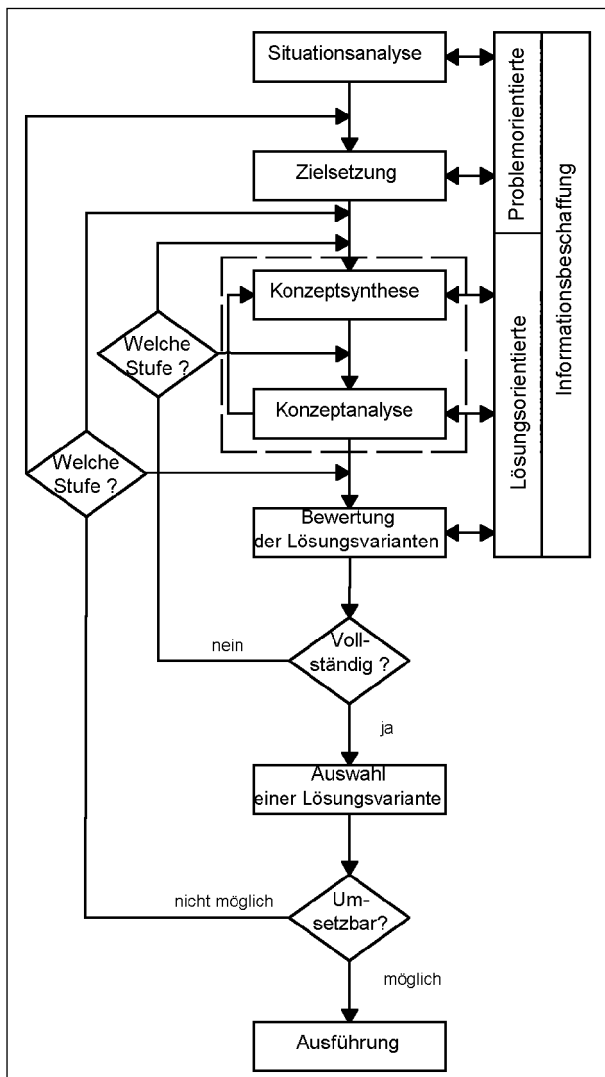
#### 1. Situationsanalyse

Bei der Situationsanalyse wird das Problem (z. B. der Bau eines Straßendamms auf wenig tragfähigem Untergrund) erfasst und aufgeschlossen. Mit Hilfe der so genannten „Black-box-Methode“ wird das Input-Output-Verhalten des Systems (z. B. der Baustelle) eruiert, um von dessen äußeren Verhalten auf seinen zunächst unbekanntem inneren Aufbau (z. B. Baustelleneinrichtungen etc.) zu schließen (Bild 4.2).

Hinzu kommen eine Analyse der Systemumgebung sowie die Funktionsdefinition. Die Systemumgebung beinhaltet alle Rand- und Umgebungsbedingungen, unter denen das System arbeiten muss (z. B. Lastangaben, Gesetze etc.). Die Funktionsdefinition klärt, wie das System funktionieren soll und welchen Zweck es hat.

#### 2. Zielsetzung

Im Zielfindungsprozess wird das Zielsystem definiert, wobei die wirtschaftlichen Aspekte (Minimierung von Zeit und Kosten) im Vordergrund stehen. Dabei haben die Ziele einen dynamischen Charak-



**Bild 4.1:** Prinzipielle Vorgehensweise der Systemtechnik (nach BRUNNER, 1979)

ter, weshalb das Zielsystem nur unter Rückkopplung mit gefundenen Lösungsvarianten endgültig festgelegt werden kann.

3. Konzeptsynthese

Bei der Konzeptsynthese, dem Kern der Systemtechnik, erfolgt die Zusammenstellung aller möglichen Ausführungsvarianten bzw. Lösungsansätze. Den einzelnen Teilleistungen der Bauausführung werden verschiedene Ausführungsmöglichkeiten zugewiesen. Durch sinnvolle Kombination verschiedener Ausführungsmöglichkeiten der Teilleistungen erhält man schließlich ein Lösungskonzept mit verschiedenen Varianten.

Die Gliederung der Bauausführung in Teilleistungen und die Zuordnung der Ausführungsmöglichkeiten basieren im ersten Schritt auf vorhandenen Erfahrungen. Erst im nächsten Schritt ist zu überlegen, ob die Grundstruktur des Systems verändert oder einzelne Ausführungselemente modifiziert werden, um auf diese Weise neue Alternativen aus den vorhandenen Erfahrungen abzuleiten oder sogar völlig neue Lösungen zu erfinden. In diesem Kontext sind auch die nachfolgend wiedergegebenen Verfahrensbeschreibungen sowie die Darstellungen zur Erdbaumechanik zu sehen. Diese spiegeln den Stand der Technik wider und sollen im Sinne der Informationsbeschaffung (vgl. Bild 4.1) dazu dienen, Lösungswege für eine konkrete Bauaufgabe zu ermitteln oder zu entwickeln.

4. Konzeptanalyse und Bewertung

In der Konzeptanalyse werden die zuvor ermittelten Ausführungsvarianten näher untersucht, um verträgliche Lösungen aufzudecken. Die Ergründung der Vor- und Nachteile der einzelnen Varianten er-

folgt dabei in einfachster Weise gedanklich durch logische Verknüpfung vorhandener Erfahrungen. Bei komplizierten Vorgängen kann die Analyse auch mit Hilfe von mathematischen Simulationen oder anhand physikalischer Modelle (Experimente) durchgeführt werden.

Zur quantitativen Bewertung der Lösungsansätze kann zusätzlich eine Nutzwertanalyse durchgeführt werden (ZANGEMEISTER, 1970). Im einfachsten Fall erfolgt hierbei eine subjektiv beeinflusste numerische Bewertung nach einem vorher festgelegten Maßstab (z. B. Notensystem). Anspruchsvollere Analyseverfahren verwenden Entscheidungsbäume mit Kostenvergleichen (Kosten-Nutzen-Analyse).

5. Auswahl

Wenn die optimale Grundstruktur des Systems gefunden ist, bedarf es seiner Instrumentierung. Bei der praktischen Umsetzung des Handlungssystems Massenumlagerung sind die in der Tabelle 4.1 aufgeführten Punkte zu berücksichtigen.

Nr.	Bearbeitungspunkt	Erläuterung
1	Ausgangslage	Grundstruktur einer Bauaufgabe
2	Bauweise	trocken oder nass, spurbunden oder spurlos, kontinuierlich oder diskontinuierlich
3	Transportsystem	gleisgebunden oder gleislos, Bandförderung, Rohrförderung usw.
4	Fertigungstechnik	Quer- oder Längsförderung, Schichtabtrag, große oder kleine Geräte usw.
5	Verfahrenstechnik (Teilleistungen)	Lösen, Laden, Lösen und Laden usw.
6	Grundoperationen	Reißen, Schürfen, Schneiden, Fräsen, usw.
7	Werkzeuge	Reißzahn, Schneide, Fräskopf, usw.
8	Maschinen (Trägergeräte)	Planiertrappen, Schürfkübel, Bagger, usw.
9	Operationstechnik	Maschineneinsatz, Maschinenbetrieb, Arbeitstechnik der Maschinen

Tab. 4.1: Arbeitsschritte der Erdbaubetriebsplanung (nach KÜHN, 1984)

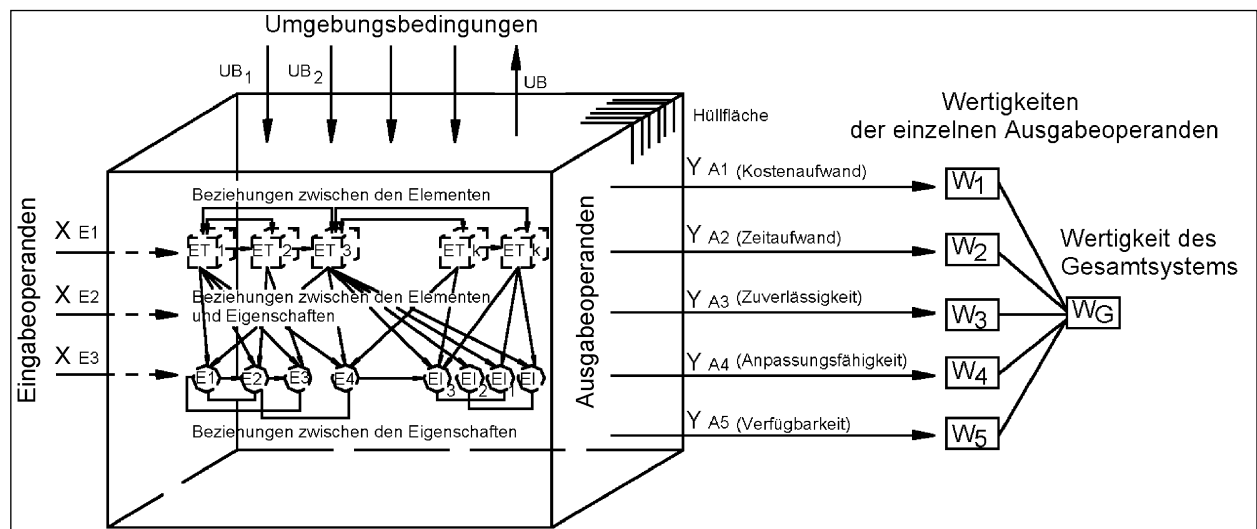


Bild 4.2: Einflüsse auf ein System (nach CHESTNUT, 1970 und PFARR, 1972)



Insgesamt wird deutlich, dass die Systemtechnik ein wesentliches Planungs- und Steuerungsinstrument beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund ist, um das unter Berücksichtigung möglichst aller vorhandenen Einflüsse wirtschaftlichste Lösungskonzept für eine konkrete Bauaufgabe zu finden.

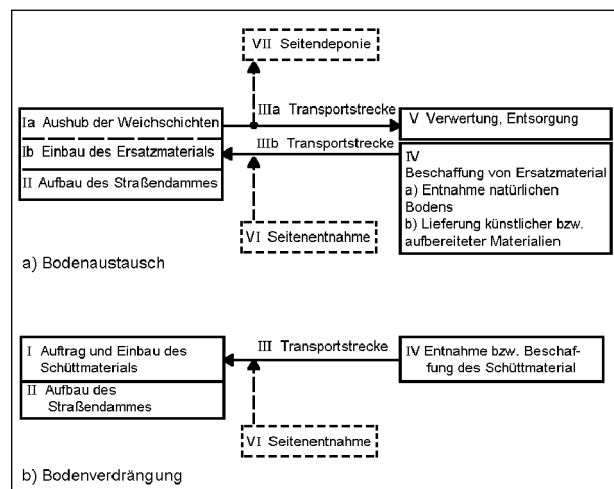
**4.2.3 Handlungssystem Massenumlagerung bei den Bodenersatzverfahren**

Ein Straßendamm stellt ein typisches Linienbauwerk dar. Die Anlage dieses Erdbauwerkes bedingt daher auch die Einrichtung und den Betrieb einer Linienbaustelle, was von entscheidender Bedeutung für den Materialfluss zwischen den verschiedenen Betriebspunkten und für die einzelnen Fertigungsprozesse ist.

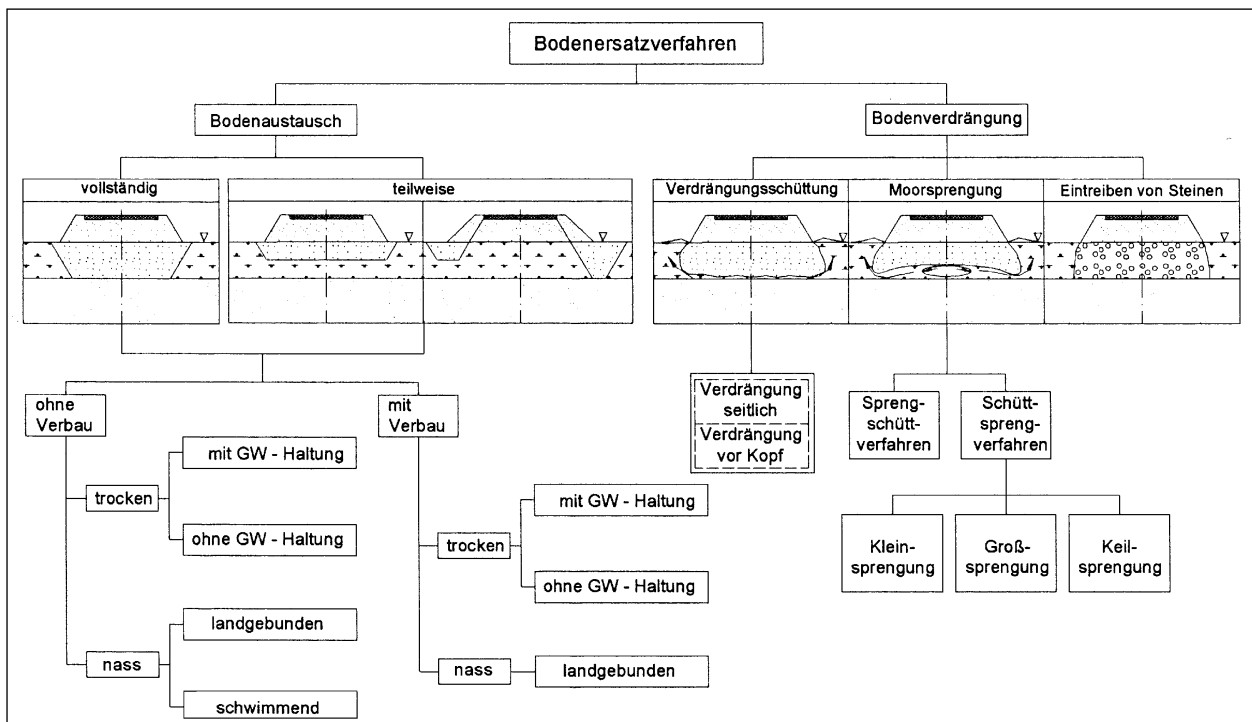
Die verfahrenstechnische Gliederung der in den Kapiteln 4.5 und 4.6 beschriebenen Bodenersatzverfahren ist im Bild 4.3 dargestellt. Entsprechend der Behandlung des nicht tragfähigen Baugrundes wird unterschieden in Verfahren mit Bodenaustausch und in Verfahren mit Bodenverdrängung. Bei den Bodenaustauschverfahren wird zunächst der wenig tragfähige Boden in mehr oder weniger großem Umfang entfernt und anschließend tragfähiges Ersatzmaterial eingebracht, auf dem der Straßendamm aufgebaut wird. Dagegen wird bei den Bodenverdrängungsverfahren rolliges Boden-

material (Sand, Kies oder Steine) auf die Geländeoberfläche aufgeschüttet und infolge Eigengewicht und/oder mit Unterstützung von Hilfsmaßnahmen (z. B. Sprengung, Fallplatten etc.) im Untergrund versenkt. Die Struktur des Systems lässt sich damit auf die in Bild 4.4 dargestellten Grundformen zurückführen.

Hat sich im Zuge der Entwurfsplanung für ein Straßenbauwerk ergeben, dass ein Bodenersatz notwendig wird, gilt es, das Handlungssystem entsprechend den vorstehend genannten Strukturen zu instrumentieren (Tabelle 4.1 und Bild 4.3).



**Bild 4.4:** Strukturen der Massenumlagerung bei den Bodenersatzverfahren (I bis VII: Teilbetriebe)



**Bild 4.3:** Verfahrenstechnische Gliederung der Bodenersatzverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund

Die zu wählende Bauweise ist eng verbunden mit der Art des Bodenersatzverfahrens und dem benutzten Transportsystem. Daneben ist sie u. a. abhängig von den Boden- und Grundwasserverhältnissen, von vorhandener Nachbarbebauung, von der Konstruktion des Erdbauwerks, von der Einbaumethode der Ersatzmaterialien, von dem Umfang der Baumaßnahme, von den vorhandenen Maschinen und von qualitativen Kostenvorgaben. Während die Erdarbeiten bei der Bodenverdrängung im Allgemeinen trocken, d. h. ohne direkten Einfluss von Wasser, stattfinden, können Bodenentnahme und -einbau bei einem Bodenaustausch auch nass, d. h. unter Wasser erfolgen. Bei einem trockenen Bodenaustausch ist zu unterscheiden, ob er mit oder ohne Grundwasserhaltung erfolgt und bei einem nassen Bodenaustausch, ob er landgebunden oder schwimmend bewerkstelligt wird. Die Bodenverdrängung erfolgt, immer kontinuierlich, während beim Bodenaustausch je nach zeitlicher Abfolge von Aushub und Einbau zwischen kontinuierlichen und diskontinuierlichen Bauweisen unterschieden werden kann. Bei einer kontinuierlichen Bauweise erfolgen Aushub und Einbau nahezu zeitgleich, während der Einbau bei einer diskontinuierlichen Bauweise erst nach Fertigstellung des Aushubes über die komplette Austauschstrecke bzw. eines Abschnittes erfolgt. Aufgrund der Längenausdehnung von Straßenbauwerken kann man im weitesten Sinne immer von spurgebundenen Bauweisen sprechen, denn der maßgebliche Baufortschritt erfolgt immer in Richtung der Trassenachse.

Die Wahl des Transportsystems wird im Wesentlichen bestimmt durch die Beschaffenheit des zu erwartenden Fördergutes, durch die Tragfähigkeit des Untergrundes und durch die notwendige Förderweite. Die Bilder 4.5 bis 4.7 verschaffen einen Überblick auf die Anwendungsbereiche der im Erdbau üblichen Transportsysteme.

Bei den Bodenaustauschverfahren sollte das Transportsystem nach Möglichkeit in der Lage sein, sowohl die Aushubmassen als auch die Ersatzmaterialien zu befördern. Das Gleiche gilt allerdings auch für die Bodenverdrängungsverfahren, wenn zur Geländeoberfläche ausweichende Bodenmassen abgetragen werden müssen. Die derzeit bei den Bodenersatzverfahren präferierten Transportsysteme sind der Bagger-Lkw-Betrieb und der Hydrauliktransport. Das Bagger-Lkw-System ist sehr flexibel im Hinblick auf die Vorhaltung von Fahrzeugen durch das ausführende Unterneh-

men sowie die Auflösung der Transportkette und die Weiterverwendung der beteiligten Geräte für andere Arbeiten. Darüber hinaus ist der Bagger-Lkw-Betrieb sehr anpassungsfähig an wechselnde Bauzustände. Die wirtschaftliche Förderweite liegt zwischen ca. 3 km und 10 km (KÜHN, 1984). Dieses Transportsystem ist insbesondere deshalb für Linienbaustellen geeignet, da hierbei die bereits fertig gestellten Auftrags- und Auffüllungsgebiete als Baustrassen genutzt werden können. Voraussetzung ist eine genügende Tragfähigkeit der Auffüllungen, um die hohen Bodenpressungen der Reifen aufnehmen zu können. Die erzielbare Förderleistung hängt wesentlich von der Fahrzeuggröße und der erzielbaren Fördergeschwindigkeit ab, die wiederum abhängig ist von der Leistungsfähigkeit der Ladegeräte und dem Zustand der Baustraße. Genauere Angaben zu diesem Transportsystem finden sich in KÜHN (1984).

Die hydraulische Förderung kann sowohl bei der Bodenentnahme im Nassen (Nassbaggertechnik) als auch bei der Bodenentnahme im Trockenen zur Anwendung kommen. Die notwendigen Voraussetzungen für ihre Anwendung sind lediglich, dass genügend Spülwasser vorhanden ist und dass die zu transportierenden Bodenmassen spülfähig

Material Stückgröße	Gleis	Bagger- Lkw	Flach- bagger	Band	Seil	Hydraulik- Transport	Wurf- förderung
Steine							
Geröll							
Schotter							
Kies							
Sand							
schollig							
krümelig							
klebend							
breiig							
schlammig							

**Bild 4.5:** Einfluss des Fördergutes auf die Auswahl des Transportsystems (KÜHN, 1984)

Trägheit des Untergrundes	Gleis	Bagger Lkw	Flach- bagger	Band	Seil	Hydraulik- Transport	Wurf- förderung
hart (>0,7N/mm <sup>2</sup> )							
fest (0,3-0,7)							
halbfest (0,1-0,3)							
weich (0,05-0,1)							
schlammig (<0,005)							

**Bild 4.5:** Einfluss der Tragfähigkeit des Untergrundes auf die Auswahl des Transportsystems (KÜHN, 1984)

Förderweite	Gleis	Bagger Lkw	Flach- bagger	Band	Seil	Hydraulik- Transport	Wurf- förderung
100 km							
10 km							
3 km							
1 km							
300 m							
100 m							
50 m							
20 m							

**Bild 4.57** Einfluss der Förderweite auf die Auswahl des Transportsystems (KÜHN, 1984)

sind. Der Einsatz des Hydrauliktransportes ist hier in der Gruppe der Bodenersatzverfahren ausschließlich beim Bodenaustausch sinnvoll. Das Betriebssystem besteht bei diesem Transportsystem aus einem Fördergerät zum Abbau des zu lösenden Bodens, einer Baggerpumpe zum Erzeugen und Inganghalten des Förderstromes, einer Rohrleitung als Transportmittel und einer Spülkippe zur Ablagerung des auszutauschenden Bodens. Die Nenndurchmesser der Spülrohre variieren zwischen 500 mm und 1000 mm und die üblichen Förderlängen liegen zwischen 1 bis 2 km. Maßgebend für die erreichte Förderweite sind die Druckhöhe der Pumpe auf der einen und der summarische Rohrleitungswiderstand auf der anderen Seite. In Form von Zwischenpumpen können zusätzliche Antriebsquellen in den Förderstrom eingeschaltet werden, um die Reichweite bzw. die Förderleistung zu steigern. Die wirtschaftliche Gesamtförderweite liegt bei 1 bis 5 km (KÜHN, 1984). Auch dieses Transportsystem bietet sich für die hier betrachteten Linienbaustellen an, da diese eine weit gehend stationäre Lage der Förderwege zulassen. Die Rohrleitungen können auf einem zumindest grob planierten Geländestreifen neben der Dammatrasse verlegt werden. Bei Schwimmbaggerarbeiten werden die durch flexible Gummischläuche verbundenen Rohrleitungen im Wasser durch kleine Pontons gestützt (Schwimmleitung) und an Land geführt. Systemextern hängt die erzielbare Förderleistung von der Leistung der Aufnahmeeinrichtung bzw. der Ladegeräte ab. Systemintern hängt sie von der Leistung der Förderanlage ab, welche die Größe der Strömungsgeschwindigkeit in den Rohrleitungen und den Förderdruck regelt. Insgesamt sind sowohl die systemexternen als auch die systeminternen Leistungsparameter von den Eigenschaften des zu transportierenden Bodens abhängig. Die hydraulische Förderung hat den Vorteil, dass ihre Leistungsfähigkeit weit gehend witterungsunabhängig ist. Detaillierte Beschreibungen und Erläuterungen zu diesem Transportsystem finden sich in KÜHN (1974), ZIMMERMANN (1981a), ZIMMERMANN (1981b), FÜHRBÖTER (1961b) und DETTMERS (1963).

Die Fertigungstechnik, d. h. die Art und Weise, wie die mit dem gewählten Bodenersatz verbundene Massenumlagerung praktisch vollzogen wird, ist abhängig von der zur Ausführung gelangenden Bauweise und dem Konstruktionsprinzip des Erdbauwerks (z. B. Querschnittsform des Ersatzkörpers). Sie legt fest, wie mit den bewegten Erdkuba-

turen verfahren wird, und bestimmt damit die Grundanforderungen an die für die Umsetzung der Erdbewegung notwendigen Geräte, d. h. die Verfahrenstechnik. Andererseits kann die Fertigungstechnik auch durch die Geräteart festgelegt werden, wenn bestimmte bereits vorhandene Maschinen zum Einsatz kommen sollen. Eine weitere Untergliederung der Bauausführung in Teilleistungen erfolgt nach verfahrenstechnischen Aspekten. Beim Bodenaustausch (Bild 4.4a) besteht der Teilbetrieb I beispielsweise aus den Teilleistungen Lösen, Laden, Einbau und Verdichtung (je nach Ersatzmaterial). Bei der Bodenverdrängung (Bild 4.4b) sind beim Teilbetrieb I im Wesentlichen die Teilleistungen Einbau und Verdichtung zu erbringen. Jede dieser Teilleistungen kann in Abhängigkeit von der Bauweise und vornehmlich von den Bodeneigenschaften in Grundoperationen zerlegt werden. Beispielsweise kann das Lösen beim Bodenaustausch in Form von Saugen, Spülen, Greifen, Schneiden, Fräsen, Schürfen usw. erfolgen. Kombinationen wie das Spülen + Saugen oder das Fräsen + Saugen sind ebenfalls möglich. Sind die Grundoperationen festgelegt, können die hierzu notwendigen Werkzeuge, die notwendige Arbeitskinematik und danach die hierfür notwendigen Baumaschinen bestimmt werden. Der letzte Schritt zur Realisierung der Bauaufgabe „Bodenersatz“ erfolgt durch die baubetriebliche Operationstechnik, mit deren Hilfe der Einsatz und der Betrieb der operierenden Maschinen geplant und gesteuert werden.

Das Ziel der vorstehenden Beschreibungen ist es, grob die erdbautechnologische Struktur der Bodenersatzverfahren aufzuzeigen. Bereits hierbei wird jedoch deutlich, dass es innerhalb der einzelnen Ersatzverfahren zum Teil zahlreiche Variationsmöglichkeiten bezüglich der Bauweise und der Instrumentierung gibt. Da eine detailliertere Darlegung der oben angesprochenen erdbautechnologischen Aspekte den Rahmen der vorliegenden Betrachtungen sprengen würde, sei an dieser Stelle auf die weiterführende Literatur verwiesen. Allgemeine Angaben zur Erdbautechnologie finden sich beispielsweise in KNAUPE (1975), KÜHN (1984) und PIETSCH/ROSENHEINRICH (1993).

## 4.3 Konstruktionsprinzipien

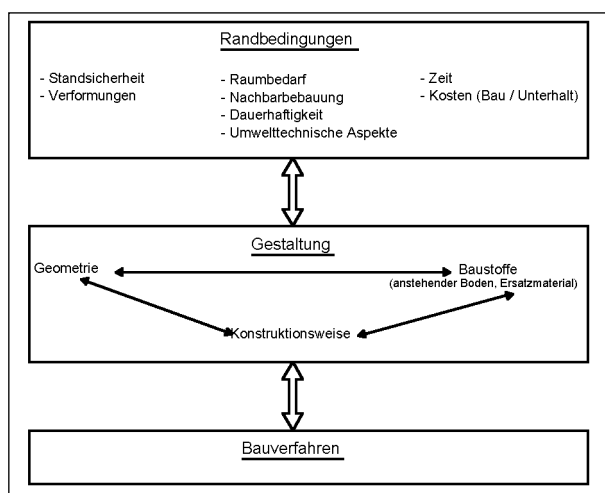
### 4.3.1 Allgemeines

In Kapitel 2 wurde erläutert, wie sich der Entwurfsprozess beim Straßenbau auf wenig tragfähigem

Untergrund prinzipiell gestaltet und welche Faktoren die Gestaltung des Erdbauwerkes beeinflussen.

Im Allgemeinen stehen bei der Gestaltung des Ersatzkörpers zunächst die nach erdstatischen Maßgaben erforderliche Standsicherheit und zulässige Verformung im Vordergrund. Die Praktikabilität, d. h. die Umsetzbarkeit eines Gestaltungsentwurfes, ist in jeder Planungsphase zu überprüfen. Diese Überprüfung bezieht sich auf die Realisierung gewünschter Systemeigenschaften, wie z. B. eines angestrebten äußeren Tragverhaltens etc., durch die Teilleistung „Einbau des Ersatzmaterials“. Die diesbezüglich bestimmenden Faktoren für einen Bodenersatz sind die Geometrie des Bodenersatzkörpers, die Stoffeigenschaften des wenig tragfähigen Bodens als auch des Ersatzmaterials und die Konstruktionsweise des Bodenersatzkörpers. Um sicherzustellen, dass die angestrebten Systemeigenschaften im Zuge des Bauprozesses auch erreichbar sind, ist die Berücksichtigung grundlegender Konstruktionsprinzipien der verschiedenen Bauverfahrensgruppen notwendig. Die Kenntnis dieser Konstruktionsprinzipien wird somit zu einem wichtigen Entscheidungskriterium für bzw. gegen die Wahl eines Bauverfahrens oder einer Verfahrensvariante. Die grundsätzlichen Zusammenhänge zu dieser Thematik werden nachfolgend erläutert.

Das Anpassen des Bodenersatzes an vorgegebene Randbedingungen wird ausschließlich über die genannten drei Parameter Geometrie, Baustoffe und Konstruktionsweise gesteuert (Bild 4.8). Diese drei Parameter stehen immer in einer Wechselbeziehung zueinander und zu den Konstruktionsprinzipien der Bauverfahren. Beispielsweise sind bei einem



**Bild 4.8:** Einflussparameter auf die Wahl eines Bauverfahrens

bestimmten Bauverfahren nur Ersatzmaterialien mit besonderen Eigenschaften verarbeitbar oder eine festgelegte Geometrie und Konstruktionsweise sind nur mit speziellen Ersatzmaterialien realisierbar.

Prinzipiell wird immer angestrebt, dem Bodenersatzkörper eine vorbestimmte Geometrie zu verleihen, die entsprechend den erdbaustatischen Maßgaben für das Gesamtbauwerk (z. B. Standsicherheit, Spannungs- und Setzungsverlauf usw.) optimiert ist. Hier muss unterschieden werden zwischen Verfahren mit und ohne vorprofilierem Querschnitt. Die Bodenaustauschverfahren stellen die erste und die Bodenverdrängungsmaßnahmen die zweite Gruppe dar. Damit wird bereits ein grundsätzlicher Qualitätsunterschied zwischen diesen beiden Verfahrensgruppen aufgezeigt, welcher die Steuerung der Querschnittshomogenität des Bodenersatzkörpers und damit auch dessen erdstatische Eigenschaften betrifft.

Hinsichtlich der nutzbaren Ersatzmaterialien sind mit diesen beiden Verfahrensgruppen ebenfalls Einschränkungen verbunden. Im Falle eines Bodenaustausches kann, unter Rücksicht auf alle übrigen Einflüsse, grundsätzlich jedes erdbautechnisch geeignete Ersatzmaterial verwendet und an eine Geometrie angepasst werden. Bei einer Bodenverdrängung muss das Material entweder von selbst oder unter Nutzung von Hilfsmaßnahmen in der Lage sein, eine benötigte stabile Geometrie anzunehmen. Bezogen auf den Herstellungsprozess des Bodenersatzkörpers ist im Hinblick auf die Nutzbarkeit von Ersatzmaterialien zu unterscheiden zwischen primären und sekundären Einflussparametern. Als Primärfaktoren können beispielsweise die Festigkeit und Verformbarkeit des wenig tragfähigen Bodens, anstehendes Grundwasser, aber auch die Festigkeit und Verformbarkeit des Ersatzmaterials selbst angesehen werden. Diese Parameter beeinflussen die Qualität des Bodenersatzes schon unmittelbar während der Herstellung. Sekundärfaktoren beinhalten Einflüsse auf die Eigenschaften des Bodenersatzkörpers, die zeitlich betrachtet erst nach Abschluss des Herstellungsprozesses wirksam werden. Darunter fallen beispielsweise physikalische und chemische Umwandlungsprozesse der Ersatzmaterialien oder auch das zeitverzögerte Verformungsverhalten (z. B. Kriechen) des wenig tragfähigen Bodens bei einem Teilbodenaustausch.

Unter der Konstruktionsweise ist die Fertigungstechnik, mit welcher der Bodenersatzkörper aufgebaut wird, zu verstehen. Sie ist abhängig von dem

vorgesehenen Ersatzmaterial sowie von der Bauweise und dem Transportsystem. Vor allem ist sie aber auch der angestrebten Geometrie entsprechend zu wählen, oder umgekehrt kann die Geometrie auch der Konstruktionsweise angepasst werden. Auch hier muss hervorgehoben werden, dass sich die beiden genannten Verfahrensgruppen deutlich in den Möglichkeiten zur Ausbildung der Fertigungstechnik unterscheiden.

#### 4.3.2 Verfahren ohne Vorprofilierung (Bodenverdrängung)

Verfahrenstechnisch betrachtet, steht bei diesen Verfahren die Bodenverdrängung bei der Teilleistung „Einbau“ im Vordergrund. Die Verdrängung kann annähernd vollständig als auch teilweise erfolgen. Bei einer annähernd vollständigen Verdrängung wird angestrebt, den wenig tragfähigen Boden im gesamten gewollten Querschnittsbereich des Bodenersatzkörpers und über die komplette Höhe der weichen Schicht zu verdrängen. Der Bodenersatzkörper liegt auf dem unterhalb anstehenden tragfähigen Boden auf und der spätere Straßendamm erhält eine stehende Gründung. Bei einer teilweisen Verdrängung erfolgt die Verdrängung nicht über die komplette Höhe der Weichschicht. Das Auflager des Bodenersatzkörpers liegt im Bereich der Weichschicht, womit der spätere Straßendamm eine schwimmende Gründung erhält.

Bei der Bodenverdrängung ist zu differenzieren in aktive und passive Verdrängung. Aktiv bedeutet Verdrängung des wenig tragfähigen Bodens unter alleiniger Wirkung des Eigengewichtes des Ersatzmaterials (Kapitel 4.6.1). Das Ersatzmaterial muss also eine ausreichende Wichte besitzen, um den Verdrängungsprozess einleiten und aufrechterhalten zu können. Daneben muss es in der Lage sein, bei diesem Vorgang den gewünschten Ersatzkörper zu bilden. Nach Möglichkeit sollte sich ein homogener dammförmiger Querschnitt einstellen, der sowohl standsicher als auch verformungsarm ist. Hierfür kommen natürliche rollige Materialien wie Sand, Kies und Steine oder aber industrielle Nebenprodukte bzw. Recyclingbaustoffe mit entsprechenden Eigenschaften in Frage. Die Verdrängungswilligkeit der Weichschichtmassen ist abhängig von ihrer Struktur und ihrer Konsistenz. Daher sind zwei grundlegende Verdrängungsmechanismen zu unterscheiden. Bei sehr weichen bis nahezu flüssigen Böden gleicht das Ausweichen der Massen dem Fließen einer zähen Flüssigkeit. Das

Ersatzmaterial wird auf einem möglichst schmalen Streifen schichtweise auf die Geländeoberfläche geschüttet und versinkt dabei aufgrund der nur geringen Scherfestigkeit des Weichbodens (z. B. Mudden mit etwa  $\varphi' \leq 12^\circ$ ,  $c' \approx 0$  und  $w \geq 250\%$ ) unmittelbar im Untergrund. Unter idealen Verhältnissen entsteht hierbei ein dammförmiger Ersatzkörper auf der tragfähigen Basis, dessen Böschungswinkel in Abhängigkeit von der Dichte des weichen Bodens größer ist als derjenige einer vergleichbaren trockenen Schüttung in lockerer Lagerung. Die Verbreiterung des Querschnittes ist möglich, indem zusätzlicher Ersatzboden jeweils seitlich über die Böschungen abrutschend im Untergrund versenkt wird. Neben dem Verdrängungskörper zeigen sich dabei flache Anhebungen mit verhältnismäßig großer Ausdehnung (Bild 4.9a). Nach STEINFELD (1965) sind selbst bei kleinen Straßendämmen Anhebungen mit Breitenausdehnungen von 150 m neben dem Verdrängungskörper beobachtet worden. Bei Weichböden mit größerer Scherfestigkeit erfolgt das Ausweichen der Massen über Grenzgleitflächen. Hierbei wird das Ersatzmaterial auf einem schmalen Streifen schnell überhöht auf der Geländeoberfläche aufgetragen, bis die Auflast ausreicht, um ein Grundbruchversagen des Weichbodens zu bewirken (Bild 4.9b). Das Ersatzmaterial versinkt dann im Untergrund und verdrängt die anstehenden Bodenmassen seitlich über verhältnismäßig kurze Gleitflächen nach oben. Unmittelbar neben dem Verdrängungskörper entstehen Aufwölbungen der Geländeoberfläche, die je nach Mächtigkeit der Weichschicht auf bis zu 4-5 m anwachsen können (STEINFELD, 1965). Die-

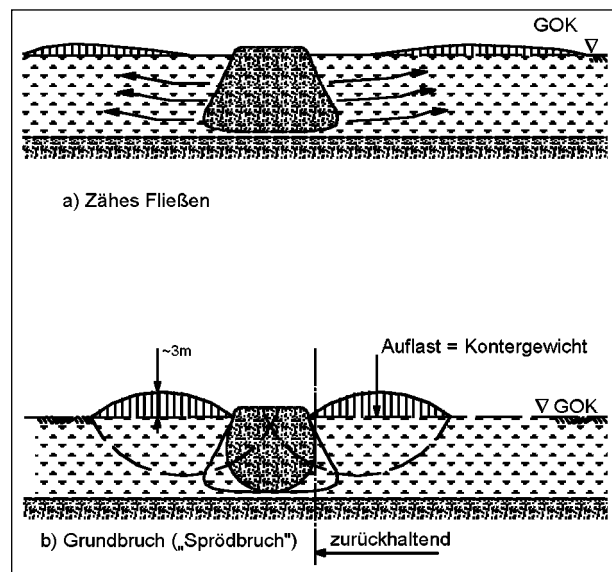
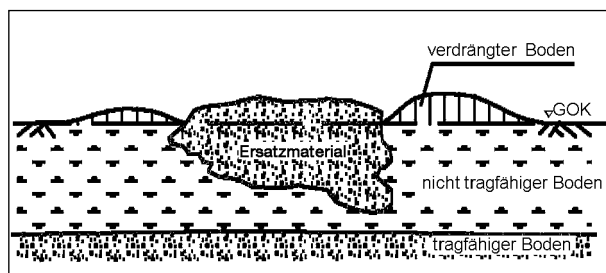


Bild 4.9: Verdrängungsmechanismen

ser Verdrängungsvorgang wird durch die Erzeugung eines Porenwasserüberdruckes infolge der Belastung sowie einer mit zunehmender Verdrängung einhergehenden Verflüssigung des Weichbodens begünstigt. Unter idealen Verhältnissen entsteht auch hierbei ein dammförmiger Ersatzkörper über der tragfähigen Basis. Die über die Geländeoberkante nach oben verdrängten Bodenmassen wirken als Kontergewicht auf den jeweiligen Grundbruchkörpern und können die Verdrängung insgesamt oder lediglich die seitliche Ausdehnung des Ersatzkörpers behindern (Bild 4.9b). In solchen Fällen sind die seitlichen Bodenmassen so weit zu entfernen, dass sich der Verdrängungsprozess fortsetzt und sich der gewünschte Ersatzkörper bildet. Die Verbreiterung des Querschnittes erfolgt analog zu dem oben erläuterten Verdrängungsvorgang, indem zu den Seiten überhöhte Schüttungen auf die Geländeoberkante aufgebracht werden und somit vom bestehenden Ersatzkörper weggerichtete Grundbrüche erzeugen (Bild 4.32).

Eine wichtige Rolle für die Qualität des fertigen Ersatzkörpers spielen die Homogenität des jeweils anstehenden Bodens als auch die Kontinuität der Verdrängungsarbeiten. Wird der Bauprozess bei noch nicht vollständiger Verdrängung unterbrochen, erhöhen sich von da an die effektiven Spannungen und damit die Scherfestigkeit im jeweiligen Weichboden. Diese mobilisierte Scherfestigkeit verhindert ein selbstständiges Fortschreiten des Verdrängungsprozesses. Ist die erzeugte Scherfestigkeit im Querschnitt unterschiedlich, besteht die Gefahr, dass das Ersatzmaterial bei einer Wiederaufnahme des Verdrängungsprozesses nicht gleichmäßig im Boden versinkt und seitlich ausbricht (Bild 4.10). Ähnliche Effekte sind zu erwarten, wenn die Bodeneigenschaften im betroffenen Querschnittsbereich bereits von vornherein stark variieren. Neben dieser ungleichmäßigen Verteilung des Ersatzmaterials neigt diese Form der Bodenverdrängung zu Einschlüssen weichen Bodens im Ersatzkörper. Außerdem gelingt es im Allgemeinen



**Bild 4.10:** Ungleichmäßige Bodenverdrängung im Querschnitt

nicht, den Weichboden unterhalb des Ersatzkörpers vollständig zu verdrängen. Die Mächtigkeit der erwähnten Einschlüsse bzw. Restmassen der Weichböden ist aber für gewöhnlich so gering, dass deren Konsolidierung sehr schnell abgeschlossen ist. Demnach ist bei diesem Verfahren immer mit entsprechenden Setzungsdifferenzen und nicht homogenen Scherfestigkeitseigenschaften im Ersatzkörperquerschnitt zu rechnen.

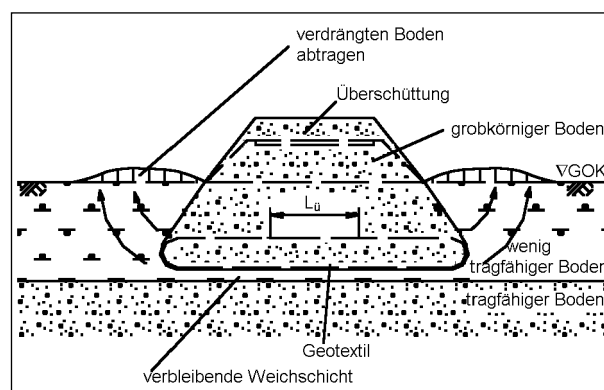
Zur Vermeidung bzw. Reduzierung der vorstehend genannten Effekte können verschiedene Hilfsmittel eingesetzt werden, um den Verdrängungsprozess besser steuern zu können. In der Tabelle 4.2 sind die wichtigsten Hilfsmittel getrennt nach Verfahrensgruppen genannt.

Die so genannte „Sandmatratze“ (Bild 4.11) soll eine ungleichmäßige Verteilung des Ersatzmaterials über den Querschnitt verhindern. Dabei wird zunächst eine Schicht Sand oder gleichwertigen Ersatzmaterials mit einem Geotextil umwickelt. Auf der Überlappungslänge  $L_{\text{Ü}}$  sind die beiden Geotextillagen miteinander zu vernähen. Die Matratze hat die Breite der späteren Ersatzkörperbasis. Sie wird nach Fertigstellung kurzfristig so lange mit Ersatzmaterial überschüttet, bis der Grundbruch eintritt und der Ersatzkörper annähernd die tragfähige Basis erreicht hat.

Seitenschlitze sollen dazu dienen, den Eintritt des Grundbruches zu beschleunigen, die Richtung des Grundbruches vorzubestimmen oder die Ausdehnung des Grundbruches einzuschränken (Bild

aktive Verdrängung	passive Verdrängung
- „Sandmatratze“	- Sprengung
- Seitenschlitze	- Eintreiben
- Spüllockerung	

**Tab. 4.2:** Hilfsmittel der Bodenverdrängung



**Bild 4.11:** Bodenverdrängung mit Hilfe einer Sandmatratze

4.12). Mechanisch betrachtet wird bei dieser Methode die stützende seitliche Auflast bzw. der stützende seitliche Erdwiderstand reduziert. Funktioniert diese Methode, dann gelingt bis zu einem gewissen Grad auch die Steuerung der Verteilung des Ersatzmaterials. Dennoch bleibt auch die Problematik der Einschlüsse von Weichboden unterhalb des Ersatzkörpers bestehen. Weitere Probleme treten insbesondere bei beengten Verhältnissen auf (Bild 4.12b), wenn die Bruchfuge den Seitenschlitz unterläuft oder die Bewegungsenergie des Bruches so groß ist, dass auch der dahinter liegende Bodenbereich mit in Bewegung gerät. Bei dieser in den Niederlanden in der Vergangenheit oft angewandten Methode erfolgt das Aufbringen des Ersatzmaterials häufig zusätzlich im freien Fall, um auf diese Weise eine Verflüssigung des weichen Bodens zu erreichen.

Bei der Spüllockerung werden Spüllanzen zum Zwecke der Auflockerung in den wenig tragfähigen Untergrund gespült. Entsprechend dem Zeitpunkt und dem Ort der Spülungen muss unterschieden werden in Auflockerungsspülungen, Vor-

feldspülungen, Vorkopfspülungen und in Hauptfeldspülungen in der Mitte der bereits auf die Geländeoberfläche aufgetragenen Schüttung. Die klassische Arbeitsweise bei der Spüllockerung besteht darin, die gesamte Dammbasis vor Aufbringen der Ersatzkörperschüttung mit Auflockerungsspülungen im Verbund zu zerstören. Anschließend wird die Ersatzkörperschüttung auf voller Trassenlänge entweder schichtweise oder gleich auf ganzer Höhe aufgebracht. Mit Vorfeldspülungen – das sind Spülungen beidseitig außerhalb des Schüttkörpers – wird der seitlich stützende Bodenbereich aufgeweicht und damit der Grundbruch eingeleitet. Durch eine bewusste Staffelung der Tiefe der Vorfeldspülungen ist die Steuerung der Bruchkörperausdehnung möglich (Bild 4.13). Bei Vorkopfspülungen und schrittweiser Verdrängung – der Grundbruch erfolgt hierbei nicht in Querrichtung, sondern in Richtung der Trassenlängsachse – werden die den Bruch auslösenden Spülungen um den Kopf herum angesetzt (Vorkopfspülungen). Hauptfeldspülungen nach dem Aufbringen der Ersatzkörperschüttung – d. h. Spülungen durch den bestehenden Schüttkörper hindurch – werden notwendig, wenn der Bruchvorgang trotz der vorstehend erläuterten Spülmaßnahmen nicht eintritt.

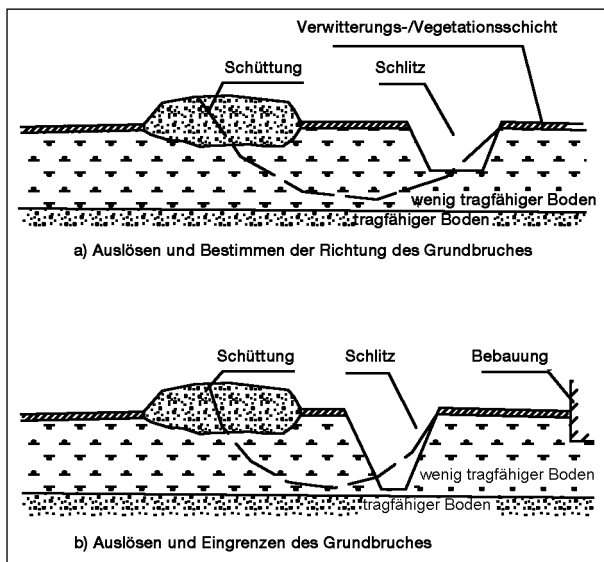


Bild 4.12: Bodenverdrängung mit Hilfe von Seitenschlitzen

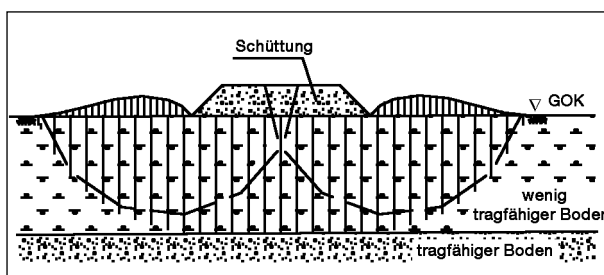


Bild 4.13: Bodenverdrängung mit Hilfe von Spüllanzen

### 4.3.3 Verfahren mit Vorprofilierung (Bodenaustausch)

Bei dieser Gruppe sind vom verfahrenstechnischen Standpunkt betrachtet zwei Teilleistungen zu erbringen, der „Aushub“, bestehend aus dem Lösen und Laden der auszutauschenden Weichböden, sowie der „Einbau“, bestehend aus dem Auftrag und der Verdichtung des Ersatzmaterials. Die Bodenaustauschverfahren erfordern deshalb einen wesentlich aufwändigeren Maschineneinsatz als die Verdrängungsverfahren. Diesem Nachteil steht jedoch der Vorteil einer genaueren Steuerung der Qualität des Ersatzkörperquerschnittes gegenüber. Durch den Aushub ist es prinzipiell möglich, den Ersatzkörperquerschnitt unter Berücksichtigung bestimmter Konstruktionsregeln nahezu beliebig an die jeweils einzuhaltenden erdstatischen Maßgaben anzupassen (direkte Formgebung).

Die Konstruktionsweise bei den Bodenaustauschverfahren lässt sich nach den folgenden Gesichtspunkten unterscheiden (vgl. Bild 4.3).

#### a) Ersatzumfang

Entsprechend dem Umfang des Bodenersatzes wird unterschieden zwischen vollständigem und

teilweisem Bodenaustausch. Bei einem vollständigen Bodenaustausch wird der wenig tragfähige Boden über die gesamte Breite des späteren Straßendamms bis zur Oberkante der tragfähigen Schicht entfernt und durch tragfähiges Material ersetzt. Damit erhält der Straßendamm eine kontinuierliche Auflagerung in Form einer „stehenden“ Gründung.

Bei einem teilweisen Bodenaustausch ist zu differenzieren zwischen einem Teilersatz bezogen auf die Breite des Dammauflagers und einem Teilersatz bezogen auf die Dicke der Weichschicht. Im ersten Fall erfolgt der Bodenaustausch nur in Teilbereichen des Dammauflagers und kann bis zur Oberkante der tragfähigen Schicht durchgeführt werden oder innerhalb der Weichschicht enden („schwimmende Gründung). Der Straßendamm erhält damit eine quasi diskrete Auflagerung. Im zweiten Fall erfolgt der Bodenaustausch zwar über die gesamte Breite des Dammauflagers, aber nicht bis zur Oberkante der tragfähigen Schicht. Der Straßendamm erhält damit eine kontinuierliche Auflagerung in Form einer „schwimmenden“ Gründung.

Mit einem Teilbodenaustausch sollen im Wesentlichen die nachfolgend genannten Wirkungen erreicht werden:

- Bei kontinuierlicher Auflagerung (Polstergründung)
    - Reduzierung der Restsetzungen nach Fertigstellung des Straßendamms durch Verkleinerung der Weichschichtmächtigkeit unterhalb des Dammauflagers,
    - Reduzierung von Differenzsetzungen durch Vergleichmäßigung der Auflagerbedingungen bei anstehenden Weichschichten unterschiedlicher Dicke und Konsistenz,
    - Reduzierung der Setzungen infolge starker dynamischer Verkehrsbelastung auf Dämmen mit geringer Höhe durch Lastverteilung und Dämpfung,
    - Gewährleistung der Standsicherheit des Damms durch Erhöhung der Reibung in der Gleitfuge,
    - Erhalten einer natürlichen Grundwassersperrschicht in Form der verbleibenden Weichböden (z. B. in Wasserschutzgebieten).
  - Bei diskreter Auflagerung auf Reibungsfüßen unter den Dammschultern
    - Vergleichmäßigung der Setzungsmulde unterhalb des Damms durch Erhöhung der Auflast im Randbereich („schwimmende“ Reibungsfüße),
    - Verhinderung des seitlichen Ausfließens organischer Weichschichten durch Einspannung („stehende“ Reibungsfüße),
    - Gewährleistung der Standsicherheit des Damms durch Erhöhung der Reibung in der Gleitfuge,
    - Sicherungsmaßnahme bei Anschüttungen an bestehende Dämme.
  - Bei diskreter Auflagerung auf im Raster angeordneten Entwässerungsschlitzten unter der Dammsohle („stehende“ Gründung)
    - Reduzierung der Gesamtsetzung des Straßendamms durch partiell steifere Auflagerbedingungen,
    - Standsicherheit des Damms durch Erhöhung der Reibung in der Gleitfuge,
    - Verkürzung der Konsolidationszeit durch schnellere Entwässerung der Weichschichten unterhalb der Dammsohle infolge der Verkürzung der Sickerwege.
- b) Ersatzmaterialien
- Infolge der direkten Formgebung beim Bodenaustausch kann unter Einsatz eventuell notwendiger Hilfsmittel prinzipiell jedes Ersatzmaterial verwendet werden, dessen Eignung für den vorliegenden Zweck nachgewiesen ist (vgl. Kapitel 4.4). Vom konstruktiven Standpunkt aus betrachtet, sollte es im eingebauten Zustand möglichst verformungsarm sein und die Standsicherheit des Erdbauwerks gewährleisten. Hinsichtlich der Art der für einen Bodenaustausch in Frage kommenden Ersatzmaterialien ist zu unterscheiden zwischen Primär-, Sekundär- und Leichtbaustoffen. Als Primärbaustoffe werden alle natürlichen Böden und als Sekundärbaustoffe werden künstlich veränderte Naturböden, industrielle Nebenprodukte sowie Recycling-Baustoffe bezeichnet. Leichtbaustoffe sind natürliche oder künstliche Baustoffe mit geringer Dichte. Hierbei kann es sich um reine Primärbaustoffe (z. B. Bims), um thermisch aus primär schwereren Mineralböden erzeugte Sekundärbaustoffe (z. B.



Blähton, Blähschiefer) oder um chemisch gefertigte Baustoffe (z. B. EPS-Hartschaumstoffe) handeln. Die Eigenschaften eines Ersatzmaterials (z. B. Festkörpergeometrie) bestimmen dessen Verarbeitungsmethoden und haben damit maßgeblichen Einfluss auf die Bauweise eines Bauverfahrens sowie auf die Konstruktionsprinzipien des Ersatzkörpers. Aufgrund der Vielzahl möglicher Ersatzmaterialien sei hinsichtlich der für die Fertigungs- und Verfahrenstechnik zu berücksichtigenden Eigenschaften an dieser Stelle auf das Kapitel 5.4 und die dort erwähnte Literatur verwiesen.

### c) Zeitliche Abfolge von Aushub und Einbau

Wie bereits erwähnt, ist im Hinblick auf die zeitliche Abfolge des Aushubes und des Einbaues bei einem Bodenaustausch zwischen kontinuierlichen und diskontinuierlichen Bauweisen zu differenzieren (Kapitel 4.2.3).

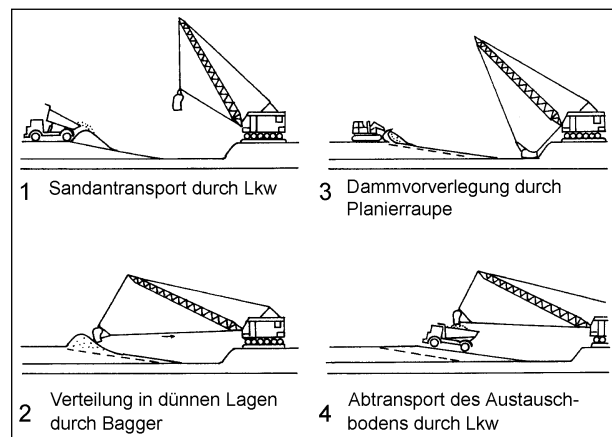
Eine kontinuierliche Bauweise liegt vor, wenn der Einbau nahezu unmittelbar nach dem Aushub erfolgt. Die Notwendigkeit einer derartigen Bauweise ergibt sich bei einem Bodenaustausch insbesondere dann, wenn bei entsprechenden Boden- und Grundwasserverhältnissen die Gefahr eines Baugrubensohlbruches als Folge eines hydrostatischen Auftriebs bzw. eines Strömungsdruckes (hydraulischer Grundbruch) besteht, aber aufgrund umweltpolitischer, technischer bzw. wirtschaftlicher Aspekte oder wegen der zur Verfügung stehenden Geräte auf eine Wasserhaltung verzichtet werden muss. Im Zusammenhang mit dieser als Andeckbauweise bezeichneten Methode spricht man auch von einem Bodenaustausch „Zug um Zug“, da der auszutauschende Boden herausgenommen und unmittelbar anschließend zumindest so viel Ersatzmaterial eingebracht wird, bis eine ausreichende Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle erreicht ist. Der Bodenaustausch „Zug um Zug“ ist sowohl bei Teil- als auch bei Vollauskofferungen möglich. Ein möglicher Arbeitsablauf und Maschineneinsatz des Teilbetriebs „Bodenaustausch“ sind für die Andeckbauweise bei einer Teilauskofferrung schematisch in Bild 4.14 dargestellt.

Bei dieser Bauweise wird bewusst der Zeitraum ausgenutzt, der voraussichtlich nach Erreichen des Sollaushubzustandes bis zum Versagensfall verbleibt, um das Ersatzmaterial einzubauen. Aufgrund dieser Maßgabe ist auch der maximale Abstand  $a$  (Voreilmaß) zwischen Aushub und Einbau festzulegen (Bild 4.15). Die Arbeitsgeschwindigkeit

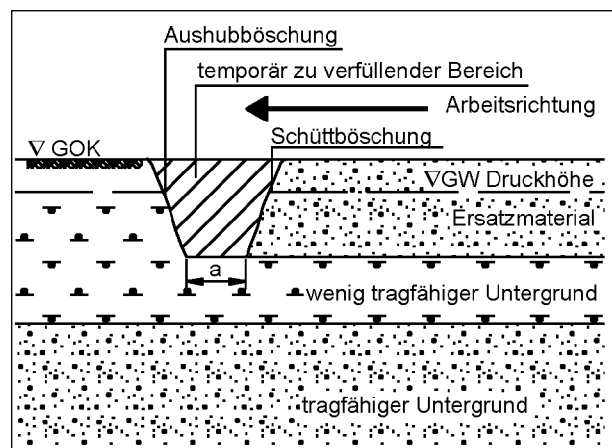
ist also maßgebend für den Erfolg bei dieser Methode, was einen reibungslosen baubetrieblichen Ablauf voraussetzt. Werden die Erdarbeiten unterbrochen, ist der jeweils aktuelle Aushubbereich zumindest für die Dauer der Arbeitsunterbrechung temporär zu verfüllen, um ein Aufbrechen der Sohle oder ein Versagen der Aushubböschung zu vermeiden (Bild 4.15).

Auch beim Bodenaustausch unter Wasser ist eine kontinuierliche Bauweise durchführbar. In den Kapiteln 4.5.3 und 4.5.4 werden Beispiele hierfür beschrieben. Hierbei sind jedoch weniger erdstatische Erfordernisse maßgebend für die Wahl der Bauweise als vielmehr baubetriebliche Sachzwänge wie beispielsweise das Ausnutzen vorhandener Maschinen oder operationstechnische Gründe wie beispielsweise die Koordination des Maschineneinsatzes auf der gesamten Erdbaustelle.

Lassen die bodenmechanischen Verhältnisse es zu, dass nicht mit Standsicherheitsproblemen der



**Bild 4.14:** Arbeitsablauf sowie Geräteeinsatz und -anordnung bei der Andeckbauweise (QUAST, 1980)



**Bild 4.15:** Voreilmaß und Verfüllung des Aushubbereiches bei Arbeitsunterbrechungen

vorstehend genannten Art zu rechnen ist, dann kann die Baugrube zunächst in vollem Umfang ausgehoben werden. Erst nach Beendigung der Aushubarbeiten erfolgt schließlich der Einbau des Ersatzmaterials. Derartige Verhältnisse liegen vor, wenn infolge tief liegenden oder abgesenkten Grundwasserspiegels kein Einfluss des Grundwassers vorhanden ist (Aushub im Trockenen) oder der Bodenaustausch im Nassen stattfindet. Im letztgenannten Fall muss der Wasserstand in der Baugrube immer so hoch sein, dass im Bereich der Baugrubenwänden mindestens ausgeglichene Druckverhältnisse vorhanden sind oder eine Strömung von der Baugrube in den umgebenden Boden stattfindet. Der Vorteil der hier beschriebenen diskontinuierlichen Bauweise liegt darin begründet, dass Aushub und Einbau unabhängig voneinander stattfinden und somit einfacher zu koordinieren sind.

#### d) Aushubprofil

Üblicherweise, d. h., wenn die Platzverhältnisse es zulassen, kann der Bodenaustausch in einer nicht verbauten Baugrube, also frei geböscht, erfolgen. Im Nahbereich zu bestehenden baulichen Anlagen muss er ggf. örtlich im Schutze eines Baugrubenverbaues durchgeführt werden. Als Konsequenz ergeben sich je nach Baugrubensicherungsmaßnahme unterschiedliche Aushubprofile und damit auch unterschiedliche Querschnittsgeometrien des Ersatzkörpers. Daneben wird die Form des Ersatzkörperquerschnittes durch die Stoffeigenschaften des Ersatzmaterials im Hinblick auf dessen Verhalten während und nach Beendigung der Baumaßnahme bestimmt. Beispielhaft seien hier die sich in Abhängigkeit von der Einbaumethode (z. B. Spülen etc.) einstellenden Böschungsneigungen rolliger Ersatzmaterialien (Kapitel 4.5.4) oder das erdstatistische Verhalten des Ersatzkörpers im Gebrauchszustand (Kapitel 7.2) genannt. In allen Fällen müssen die resultierenden Verformungen und mögliche Versagenszustände sowohl für den Bau als auch für den Endzustand mit dem Ziel abgeschätzt werden, das Aushubprofil und den Ersatzkörperquerschnitt so zu gestalten, dass die Verformungen der Konstruktion minimiert und deren Standsicherheit gewährleistet werden können. Angestrebtes Ziel bei der Festlegung des Aushubquerschnittes ist es, diesen unter den gegebenen Randbedingungen zu minimieren und damit die zu bewegendes Aushub- sowie Ersatzmaterialmassen als auch die vom Bodenersatzkörper in An-

spruch genommene Grundfläche möglichst klein zu halten.

Als Verbaukonstruktion werden im Wesentlichen Spundwände oder speziell für die Belange des Bodenaustausches entwickelte Verbausysteme eingesetzt. Derartige Verbausysteme wurden unter der Prämisse entwickelt, einen qualitativ hochwertigen Bodenaustausch bei möglichst zügigem Arbeitsfortschritt und gleichzeitiger Kostenminimierung zu ermöglichen (Kapitel 4.5.5 und 4.5.6). Daher sind diese Verbausysteme mit einer kontinuierlichen Bauweise verbunden, bei der das jeweilige System installiert, der Bodenaustausch in dessen Schutz durchgeführt und das System anschließend zum nächsten Austauschabschnitt umgesetzt oder verschoben wird. Der klassische Spundwandverbau kommt bei einer diskontinuierlichen Bauweise zum Einsatz. Auch der Spundwandverbau wird im Allgemeinen wiedergewonnen. Nur in Fällen, bei denen benachbarte Bauwerke oder Bauteile gegen die eventuellen Folgewirkungen des Bodenaustausches (z. B. Seitendruck auf Pfähle) zu schützen sind, wird er im Boden belassen (Kapitel 5). Die Bemessung der Verbausysteme für den Bauzustand erfolgt nach den Maßgaben der entsprechenden Regelwerke (DIN 4124 und EAB).

Nach dem Rückbau der Verbausysteme verbleibt im Randbereich des Bodenersatzkörpers eine Kontaktfuge zwischen dem Ersatzmaterial und dem umgebenden wenig tragfähigen Boden. Bei Verwendung rolligen Ersatzmaterials muss zur Sicherstellung der Stabilität des Ersatzkörpers im Randbereich ein ausreichendes Kräftegleichgewicht herrschen. Dem aus dem Ersatzkörper herrührenden Erddruck in der Trennfuge muss ein ausreichender Erddruck aus dem umgebenden Boden entgegenwirken. Zur Vermeidung größerer Horizontalverschiebungen sollte der entgegenwirkende Erddruck dem maximal zur Hälfte mobilisierten Erdwiderstand ( $\eta_p = 2,0$ ) entsprechen. Bei sehr weichen Schichten kann zum Vergleich auch der hydrostatische Druck ( $\sigma_h = \gamma \cdot z$ ) als entgegenwirkend angesetzt werden (STEINFELD, 1965). Mit dieser Vergleichsbetrachtung soll vermieden werden, dass an der Oberkante des Ersatzkörpers zu große Setzungen und damit Schäden im darüber liegenden Straßendamm als Folge der Horizontalverschiebung entstehen.

Ist der für den Gleichgewichtszustand zu mobilisierende Erdwiderstand größer als zuvor genannt,

müssen zusätzliche konstruktive Maßnahmen ergriffen werden, um die Verschiebungen einzugrenzen. Hierbei kann es sich um Maßnahmen zur Erhöhung des mobilisierbaren Erdwiderstandes oder zur Verringerung des aktiven Erddruckes (z. B. Einbau größerer Schüttmaterials) handeln. Bei Verwendung von Spundwänden können diese im Untergrund belassen werden und somit alternativ eine Art Einspannung des Ersatzkörpers bewirken.

Bei unverbauten Baugruben wird das Aushubprofil bestimmt durch die mögliche Böschungsneigung der wenig tragfähigen Bodenschichten als auch durch das Verformungsverhalten sowie die Standfestigkeit des Ersatzmaterials während und nach dem Einbau.

Gemäß FGSV (1988) hängt die Neigung der Aushubböschung von folgenden Faktoren ab:

- der Scherfestigkeit und Dicke der wenig tragfähigen Bodenschichten,
- dem Bauverfahren (z. B. trockene Baugrube oder Aushub unter Wasser, Wasserstand, zeitlicher Abstand zwischen Aushub und Verfüllung),
- der Auflast und möglichen dynamischen Beanspruchungen,
- den Witterungseinflüssen.

Aus wirtschaftlichen Gründen wird angestrebt, den Aushubquerschnitt möglichst steilwandig anzulegen. Unter Berücksichtigung der genannten Faktoren erfolgt die Festlegung der Böschungsneigung daher schließlich mit Hilfe von Standsicherheitsuntersuchungen (Böschungsbruch) für den Bauzustand bei maximaler Aushubtiefe.

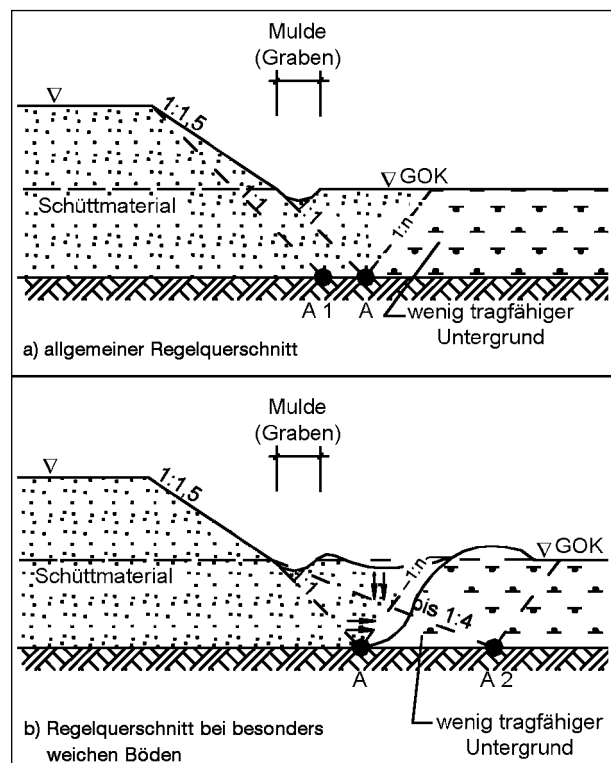
Für die geneigte Kontaktfuge zwischen Ersatzkörper und umgebendem Boden gelten ähnliche Überlegungen wie für die vertikale Kontaktfuge bei verbauten Baugruben. Infolge der Böschungsneigung überlagern sich hier jedoch zwei Effekte. Zum einen geben die Böschungen durch vertikales Zusammendrücken der Weichschichten und zum anderen durch horizontales Verdrängen der wenig tragfähigen Bodenschichten nach.

Die Festlegung der seitlichen Ausdehnung des Ersatzkörpers erfolgt in erster Linie nach empirischen Regeln. Beispiele hierfür aus verschiedenen Ländern werden in OECD (1979) genannt.

Diese Regeln berücksichtigen weder die Stoffeigenschaften des Ersatzmaterials noch die der an-

stehenden Böden und sind aus diesem Grund auch nicht auf erdstatische Grundlage zu verallgemeinern. Sie beruhen vielmehr auf praktischen Erfahrungen mit lokal vorhandenen Konditionen, für welche sie allerdings ausreichend sichere Konstruktionen ergeben. Die FGSV (1988) gibt zwei Regelquerschnitte für den Bodenaustausch beim Straßenaufbau auf wenig tragfähigem Baugrund innerhalb Deutschlands an (Bild 4.16).

Danach wird die seitliche Ausdehnung eines aus rolligem Schüttmaterial bestehenden Ersatzkörpers im Allgemeinen unter Ansatz eines Lastausbreitungswinkels von  $45^\circ$  ausgehend vom Böschungsfußpunkt des Straßendamms festgelegt (Bild 4.16a). Der Schnittpunkt zwischen der Aushubsohle und der Aushubböschung (Punkt A in Bild 4.16a) kann bei ausreichendem Erdwiderstand der wenig tragfähigen Böden weiter zum Damm gelegt werden, aber höchstens bis zum Schnittpunkt eines unter  $45^\circ$  von der Dammschulter ausgehenden Lastausbreitungsstrahls mit der Aushubsohle (Punkt A1 im Bild 4.16a). Stehen besonders weiche Böden an (z. B. organische Kleiböden mit Wassergehalten von  $w > 150\%$  oder Torf mit einem Wassergehalt von  $w > 500\%$ ), kann der Aushubquerschnitt entsprechend Bild 4.16b ver-



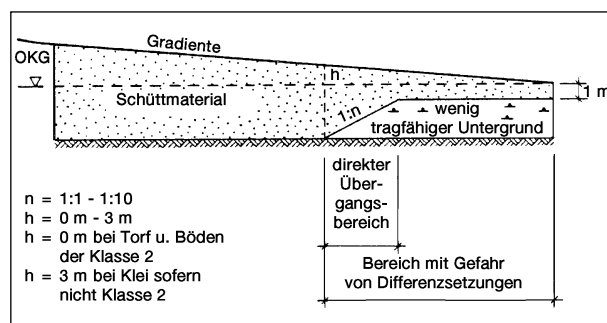
**Bild 4.16:** Aushubquerschnitte beim Straßenbau auf wenig tragfähigen Böden (nach FGSV, 1988)

breitert werden, um in der Folge Schäden am Straßendamm zu vermeiden. Alternativ kann auch gröberes Material zumindest im Randbereich des Ersatzkörpers eingebaut werden, wobei die Filterstabilität – ggf. durch Einbau eines Vlieses – zu berücksichtigen ist. Zur Erhöhung des mobilisierbaren Erdwiderstandes der Weichböden können auch auflasterhöhende Bermen neben dem Damm angelegt werden. Hierfür können möglicherweise die Aushubmaterialien verwendet und somit gleichzeitig eventuell sonst notwendige Entsorgungskosten eingespart werden.

Prinzipiell gelten die vorstehend genannten Grundsätze sowohl für einen vollständigen als auch für einen teilweisen Bodenaustausch. Neben der Böschungsbruchsicherheit des Aushubquerschnittes im Bauzustand müssen beim Letzteren jedoch zusätzlich die Grundbruchsicherheit sowie der Setzungsverlauf für die verschiedenen Bauzustände bei der Ermittlung des Aushubprofils berücksichtigt werden (FGSV, 1988).

#### e) Übergangsbereiche im Längsprofil

In Übergangsbereichen von Streckenabschnitten mit vollständigem zu teilweise Bodenaustausch entstehen unterschiedliche Setzungen. Um derartige Setzungsdifferenzen zu vermeiden, müssen die Setzungen im Übergangsbereich durch zusätzliche Maßnahmen (z. B. Vertikaldräns, Vorbelastung etc.) möglichst abgestuft vorweggenommen werden. Der Übergang sollte möglichst flach (etwa 1 : 10) angelegt werden, um mögliche Setzungsunterschiede in diesen Bereichen zu strecken. Zur Vermeidung von Grundbrüchen ist das Austauschmaterial möglichst lagenweise einzubauen. Das Bild 4.17 zeigt beispielhaft den Aushubübergang im Bereich einer Überführungsrampe.



**Bild 4.17:** Aushublängsschnitt am Beispiel einer Überführungsrampe (FGSV, 1988)

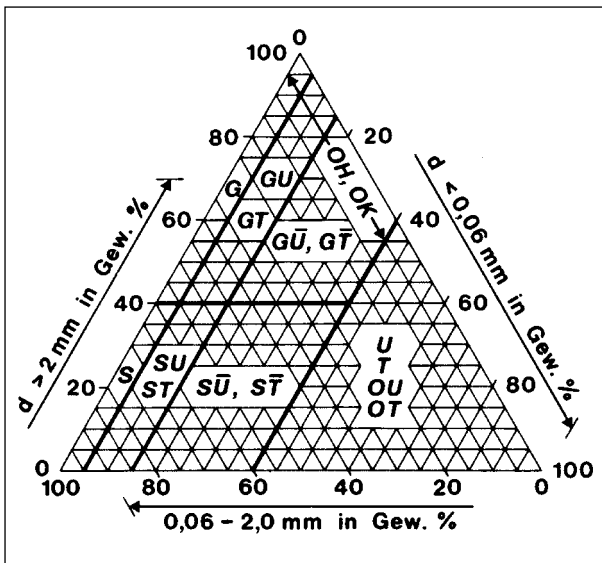
## 4.4 Ersatzmaterialien

### 4.4.1 Allgemeines

Traditionell wurden in der Vergangenheit fast ausschließlich Primärstoffe als Material für einen Bodenersatz benutzt. Die Annahme, dass diese Materialien im Überfluss vorhanden seien, war dabei das Hauptargument für ihre Verwendung. Wirtschaftliche und technische, zum Teil aber auch ökologische Aspekte haben dazu geführt, dass in jüngster Zeit zunehmend auch Sekundär- und Leichtbaustoffe beim Bodenaustausch Berücksichtigung finden. Sekundärbaustoffe sind heutzutage in ausreichendem Maße in Form von industriellen Nebenprodukten bzw. Restprodukten oder als Endprodukte bestimmter Recyclingprozesse erhältlich. Leichtbaustoffe bieten sich insbesondere dann an, wenn die Verwendung anderer Materialien unzulässige Setzungen oder den Verlust der Stabilität des Erdbauwerks zur Folge hätte.

Die zur Umsetzung eines bestimmten Bauvorhabens notwendigen Eigenschaften von Baustoffen für den Bodenersatz sind abhängig von den individuellen Rahmenbedingungen des Bauvorhabens. Aus diesem Grunde macht weder die ZTVE-Stb (1994) noch die FGSV (1988) Angaben über spezifische Eigenschaften von Ersatzmaterialien. Vielmehr ist die Eignung eines Materials für ein konkretes Bauvorhaben im Einzelfall durch das Gutachten einer fachkundigen und erfahrenen Prüfstelle nachzuweisen. Bei diesen Eigenschaften handelt es sich im Wesentlichen um Materialeigenschaften (Wichte, Festigkeit, Verformbarkeit, Zeitbeständigkeit usw.), denen ein Baustoff unter Berücksichtigung vorhandener technischer Richtlinien genügen muss. Daneben sind aber auch verfahrenstechnische (Verarbeitungsmethoden usw.) und umwelttechnische Belange relevant. Die erforderlichen Eigenschaften sind während der Entwurfsplanung exakt festzulegen und im Zuge einer Qualitätssicherung vor, während und nach dem Bauprozess zu kontrollieren.

In den folgenden Abschnitten werden mögliche Ersatzmaterialien genannt. Hierbei wird kein Anspruch auf Vollständigkeit erhoben, da lediglich ein grober Überblick geschaffen werden soll. Im Hinblick auf detaillierte Angaben zu den Stoffeigenschaften, zur Verarbeitbarkeit sowie eventuell zur Umweltverträglichkeit sei auf die angegebene Literatur verwiesen.



**Bild 4.18:** Dreieckdiagramm mit Hauptkorngruppen gemäß DIN 18196 (FLOSS, 1997)  
S = SW, SI, SE und G = GW, GI, GE

#### 4.4.2 Primärbaustoffe

Die Benennung und Beschreibung von Bodenarten erfolgt nach DIN 4022-1 (1987). Zur Beschreibung der bautechnischen Eigenschaften und Eignung erfolgt gemäß DIN 18196 (1988) eine Einteilung der Bodenarten in Gruppen mit annähernd gleichem stofflichen Aufbau und ähnlichen bodenphysikalischen Eigenschaften. Wird der Bodenersatzkörper als Straßenuntergrund im Sinne der ZTVE-StB (1994), Abs. 1.2, betrachtet, eignen sich nach DIN 18196 (1988) vornehmlich Böden der Gruppen SW, SI, SE, GW, GI und GE als Baustoffe für den Bodenersatz (Bild 4.18). Böden der Gruppen SU, ST, GU und GT sind hierfür nur bedingt geeignet.

Für die Einteilung der Bodenarten nach ihrer Verarbeitbarkeit sind die DIN 18300 (1996) und die DIN 18311 (1992) zu berücksichtigen.

#### 4.4.3 Sekundärbaustoffe

Die Sekundärbaustoffe zeichnet eine große Vielfalt bezüglich Herkunft und Stoffart aus. Ihre Zusammensetzung und technischen Eigenschaften können herstellungs- und zeitabhängig in relativ großen Bandbreiten wechseln. In aller Regel handelt es sich deshalb um mehr oder weniger ungleichmäßige Stoffe, die ihre potenzielle Wertigkeit als Ersatzstoff dann erreichen, wenn keine organischen Stoffe enthalten sind, keine Quellung oder Verwitterung bei Wasseraufnahme stattfindet und keine oder nur geringfügige Mengen von wasserlöslichen Stoffen vorkommen.

Ihrer Herkunft und Stoffart nach sind künstliche Gesteinskörnungen (Verbrennungsrückstände und industrielle Nebenprodukte) von Recycling-Baustoffen zu unterscheiden. Im Hinblick auf die Verfügbarkeit und die Einsatzmöglichkeiten von Sekundärbaustoffen bestehen große Unterschiede darin, ob sie von vornherein mit geeigneten bautechnischen Eigenschaften anfallen, ob sie erst nach einer Vorbehandlung bautechnische Eigenschaften annehmen, ob sie nur in Einzelfällen zur Verwendung kommen können oder ob für sie keine bautechnische Verwendung besteht. Neben den technischen Anwendungskriterien (Materialeigenschaften und -verarbeitung etc.) richtet sich die Verwendung von Sekundärbaustoffen als Bodenersatzmaterial auch nach wirtschaftlichen (Verfügbarkeit etc.) und ökologischen (Umweltverträglichkeit etc.) Kriterien.

Im spezifischen Anwendungsfall sind Untersuchungen sowie spezielle Eignungsprüfungen über die Eigenschaften, Kornzusammensetzungen und Einbaukriterien erforderlich. Im Allgemeinen erweisen sich die Stoffe als geeignet, wenn sie frost- und raumbeständig sind und sich dauerhaft standfest verdichten lassen. Außerdem sind neben den bautechnischen Anforderungen die Richt- und Grenzwerte für wasserwirtschaftliche Merkmale einzuhalten und durch Eluatanalysen nachzuweisen.

Soweit noch keine Erfahrungen vorliegen, ist es zweckmäßig, Probeschüttungen auszuführen, um das für die Bauausführung zweckmäßige Arbeitsverfahren zu optimieren und Gütwerte für das Verdichten zu ermitteln. Vor allem bei sehr heterogen zusammengesetzten Stoffen empfehlen sich diese vorbereitenden Maßnahmen. Die für Primärstoffe geltenden Verdichtungsanforderungen lassen sich nämlich nicht ohne weiteres auf diese Stoffe übertragen.

Die Technischen Lieferbedingungen für Mineralstoffe im Straßenbau, TL Min-StB (2000) enthalten eine Beschreibung der bautechnischen und wasserwirtschaftlichen Anforderungen an künstliche Gesteinskörnungen und Recycling-Baustoffe, die im Straßenbau Verwendung finden, und nennen die anzuwendenden Prüfverfahren zum Nachweis der geforderten Güteeigenschaften. Nachfolgend werden die in der TL Min-StB spezifizierten Sekundärbaustoffe kurz beschrieben.

##### a) Künstliche Gesteinskörnungen

Aus Hochofenschlacke, die als Gesteinsschmelze bei der Herstellung von Roheisen aus Erzen und

mineralischen Zuschlägen im Hochofen entsteht, sowie aus Schlacke bei der Kupfererzeugung werden entweder nach langsamer Abkühlung der Schlacke in entsprechenden Aufbereitungsanlagen Schotter, Splitt und Brechsand oder nach schneller Abkühlung mit Wasser in Granulationsanlagen feinkörniger Hüttensand gewonnen.

Stahlwerksschlacken, die als Gesteinsschmelze bei der Erzeugung von Rohstahl entstehen, werden beispielsweise in Asphaltsschichten, in Tragschichten ohne Bindemittel unter Asphaltsschichten oder unter Betondecken eingesetzt.

Steinkohlenflugasche fällt in den Filteranlagen zur Rauchgasreinigung von Steinkohlekraftwerken mit Staub- und Rostfeuerungen an. Deren Verwendung als Ersatzmaterial im Straßenbau erfolgt nach einer Stabilisierung mit hydraulischen Bindemitteln.

Bei der Verbrennung von Steinkohle in Kraftwerken mit Schmelzfeuerungen fällt Schmelzkammergranulat an, das aus den in der Feuerung eingeschmolzenen mineralischen Beimengungen der Steinkohle nach deren anschließender schockartiger Abkühlung entsteht. Wegen seiner ohne Prüfung gegebenen ausreichenden Frost- und Raumbeständigkeit ist das Schmelzkammergranulat als Ersatzmaterial für den Straßenbau gut geeignet.

Hausmüllverbrennungssasche entsteht aus der Aufbereitung von Rohasche, die bei der Verbrennung von Siedlungsabfällen, Hausmüll und hausmüllähnlichen Gewerbeabfällen in Hausmüllverbrennungsanlagen anfällt. HMVA-Aschen sind Gemenge aus gesinterten Verbrennungsprodukten, Glas- und Keramikscherben sowie anderen mineralischen Bestandteilen, die für den Einsatz im Straßenbau nur einen sehr geringen Anteil unverbrannter Reste enthalten dürfen. Wegen ihrer relativ großen Porosität weisen die HVMA-Aschen eine 10 bis 35 % geringere Wichte als z. B. natürliche Sande auf, weshalb ihre Einsatzmöglichkeiten auf setzungsempfindlichen Böden begünstigt werden.

Weitere künstliche Gesteinskörnungen, die als Ersatzstoffe im Straßenbau eingesetzt werden können, sind Gießereirestsande sowie gebrochene und klassierte Gießerei-Kupolofenstückschlacke.

#### b) Recycling-Baustoffe

Recycling-Baustoffe sind wieder verwendbare Gesteinskörnungen, die zuvor schon als natürliche oder künstliche mineralische Baustoffe in gebun-

dener oder ungebundener Form eingesetzt waren. Wieder verwendbare Baustoffe fallen vor allem an beim Abbruch, Umbau, Aufbruch und Ausbau von Hoch- und Tiefbauten, Straßen, Wegen und Flugplätzen sowie Schienenwegen und sonstigen Verkehrsflächen. Bei den ungebundenen Stoffen handelt es sich meist um Dammbaustoffe, Mineralstoffgemische aus Verkehrsflächen, Schotter sowie Werksteine. Die gebundenen Stoffe können hydraulische oder bituminöse Bindemittel enthalten. Die Materialien weisen in der Regel eine große Heterogenität auf und können schädliche Bestandteile (z. B. Gips, Holz, Glas, Kunststoffe, Kleber) enthalten. Die schädliche Wirkung bestimmter Bestandteile kann sich dabei beispielsweise auf die Raumbeständigkeit des Ersatzkörpers, die Verunreinigung des Grundwassers oder die Dauerhaftigkeit von im Ersatzkörper eingebauten Bauteilen beziehen. In aller Regel werden die Aufbereitung und oft auch das Abtrennen von schädlichen Bestandteilen erforderlich sein. Mit pechhaltigen Bindemitteln gebundene Stoffe sowie bindige Böden, verwitterte und witterungsempfindliche Gesteine dürfen nicht wieder verwendet werden.

Als Ersatzmaterialien für den Straßenbau kommen grundsätzlich im Wesentlichen folgende wieder gewonnene Stoffgruppen in Frage:

- Festgestein,
- Sand und Kies,
- Beton und andere hydraulisch gebundene Stoffe,
- Schlacken,
- Asphalt bzw. Asphaltgranulat,
- Klinker, dichte Ziegel und Steinzeug,
- Kalksandstein, weich gebrannte Ziegel, Putze und ähnliche Stoffe,
- mineralische Leicht- und Dämmstoffe, wie Gasbeton und Bimsbeton.

Insbesondere die Anteile der Leicht- und Dämmstoffe sowie der Fremdstoffe sind auf maximal 1 % bzw. 0,2 % der Gesamtmasse zu begrenzen.

#### 4.4.4 Leichtbaustoffe

Der Gebrauch leichter Baustoffe als Ersatzmaterial steht an, wenn die Belastung von verformungsempfindlichen wenig tragfähigen Untergrundböden gering gehalten werden muss, um Stabilitäts-

	Prüfung nach	Einheit	Prüfungsergebnis		
			15	20	30
Mindestrohdichte	DIN 53420	kg/m <sup>3</sup>	15	20	30
Baustoffklasse	DIN 4102		B 1, schwer entflammbar	B 1, schwer entflammbar	B 1, schwer entflammbar
Druckspannung bei 10 % Stauchung	DIN 53421	kN/m <sup>2</sup>	60 – 110	110 – 160	200 – 250
Dauerdruckbelastung bei Gesamtstauchung 1,5 % – 2,0 %		kN/m <sup>2</sup>	25 – 30	40 – 50	70 – 90
Biegefestigkeit	DIN 53423	kN/m <sup>2</sup>	60 – 30	150 – 390	330 – 570
Scherfestigkeit	DIN 53427	kN/m <sup>2</sup>	80 – 130	120 – 170	210 – 260
E-Modul (Druckversuch)	DIN 53457	kN/m <sup>2</sup>	1600 – 5200	3400 – 7000	7700 – 11300
Wasseraufnahme bei Unterwasserlagerung (Vol.-Anteile) Probekörper 50 mm Kantenlänge nach 7 Tagen	DIN 53433	Vol.-%	≤ 7	≤ 7	≤ 7

Tab. 4.3: Physikalische Eigenschaften von EPS-Hartschaumstoffen (BASF, 1994)

und Setzungsprobleme zu vermeiden. Damit schränkt sich ihre Anwendung bei der vorliegend betrachteten Problematik auf Maßnahmen mit Teilbodenaustausch für eine Polstergründung ein.

Eine Übersicht auf mögliche Leichtbaustoffe für den Straßenbau geben die IARC (1995) sowie FLOSS (1997). Im spezifischen Anwendungsfall sind ggf. Untersuchungen und spezielle Eignungsprüfungen über die Eigenschaften und Zusammensetzungen der leichten Baustoffe sowie über die Einbaukriterien erforderlich. Die Anwendung setzt zudem eine auf die spezifischen Beanspruchungen abgestimmte erdstatische Spannungs-Verformungsanalyse voraus. Die Standsicherheitsnachweise sind sowohl für ungünstige Bauzustände als auch für den Endzustand des Gesamtbauwerkes ggf. unter Berücksichtigung der Sicherheit gegen Auftrieb zu führen. Exemplarisch folgen für die zwei wichtigsten dieser Baustoffe zusätzliche Angaben über ihre Eigenschaften.

#### a) Expandierte Polystyrolhartschaumstoffe – EPS (FGSV, 1995)

Die EPS-Hartschaumstoffe bestehen aus thermoplastischem, geschlossenzelligen Schaumpolystyrol und werden aus Granulat in Quader- oder Blockform für den Damm- und Verkehrsbau hergestellt.

Die Tabelle 4.3 zeigt verschiedene Baustoffklassen mit den zugehörigen physikalischen Eigenschaften. Die Druck-, Biegezug- und Scherfestigkeit sowie die Wasseraufnahme richten sich maßgeblich nach der Rohdichte des Materials. Als Qua-

litätskriterium für Druckbeanspruchungen wird nach DIN 53421 die Druckspannung bei einer Stauchung von 10 % und für Dauerdruckbelastung bei einer Stauchung von 1,5 bis 2,0 % festgelegt. Bei Schubbeanspruchung sind die Scherfestigkeit und das Reibungsverhalten des Materials maßgebend. Als Reibungskoeffizient für die Reibung in den Blockfugen oder zwischen Block und Boden kann  $\mu \approx 0,5$  angesetzt werden.

Bezüglich der Verarbeitung und der Bauweisen mit EPS-Hartschaumblöcken sei auf die BASt (1993) und die FGSV (1995) verwiesen.

#### b) Blähton

Blähton entsteht durch das Brennen von Tonen in Drehöfen. Durch die hohen Temperaturen von ca. 1000 bis 2000 °C reißt der Ton in Stücke und formt sich zu Kugeln unterschiedlichster Größe. Die Oberfläche der Kugeln sintert hierbei, wodurch ein keramischer Zustand entsteht. Gleichzeitig bilden sich im Inneren der Kugeln geschlossene Luftporen, deren Entstehung in den Dehn- und Quellvorgängen unter Hitze begründet ist. Durch den hohen Luftporengehalt erlangt der Blähton seine geringe Dichte.

In der Tabelle 4.4 sind die in FGSV (2001) angegebenen physikalischen bzw. mechanischen Kennwerte von Blähton aufgeführt.

Die Herstellung eines Ersatzkörpers kann durch Schüttung oder Ausblasen des Blähtons erfolgen. Sofern Blähton unterhalb des Wasserspiegels eingebaut wird, ist die Auftriebssicherheit nachzuweisen. Um zu vermeiden, dass der umgebende Bo-

Bezeichnung	Bandbreite der Versuchswerte je nach Hersteller	Rechenwert Blähton
Schüttdichte im Trockenzustand [kg/m <sup>3</sup> ] Werksangaben	200 – 400	-
Dichte im eingebauten Zustand, trocken [kg/m <sup>3</sup> ]	250 – 400	450
Dichte im eingebauten Zustand oberhalb des Grundwassers [kg/m <sup>3</sup> ]	400 – 550	600
Dichte, wassergesättigt – nach langer Zeit – [kg/m <sup>3</sup> ]	1.000 – 1.150	1.200
Dichte unter Auftrieb, eingebauter Zustand [kg/m <sup>3</sup> ]	250 – 350	400
Reibungswinkel [Altgrad]	≥ 40	37,5
Steifemodul nach Plattendruckversuch [MN/m <sup>2</sup> ]	≥ 25	≥ 25
Kornrohddichte [kg/m <sup>3</sup> ], Trockenzustand nach DIN 4226, Teil 3, mit Tauchwägung	400 – 700	
Kornfestigkeit [kN] nach DIN 4226, Teil 3	6 – 13	
Korndruckfestigkeit [kN/m <sup>2</sup> ] nach DIN 4226, Teil 3	1.200	
Verformungsmodul nach DIN 18134 mit Platte d = 600 [mm] ohne Ring; E <sub>v2</sub> [MN/m <sup>2</sup> ], Verhältniswert E <sub>v2</sub> /E <sub>v1</sub> [-]	20 – 30 < 3,0	≥ 25 < 3,0 Mittelwert
Körnungslinie nach DIN 18123	-	-
<i>Kursivschrift: Werte sind mit Versuchen abzusichern</i>		

**Tab. 4.4:** Mechanische Eigenschaften von Blähton (FGSV, 2001)

den infolge Belastung in die Hohlräume der Blähtonschüttung gelangt, muss der Blähtonkörper stets vollständig mit einem Vlies als Trennschicht eingeschlagen werden.

Blähton kann auch als Sekundärbaustoff bei der thermischen Reinigung kontaminierter Böden anfallen. JESSBERGER/GRUNDHOFF (1992) untersuchen und beschreiben die bodenmechanischen Eigenschaften sowie die Wiederverwendungsmöglichkeiten solcher Materialien.

## 4.5 Bodenaustauschverfahren

### 4.5.1 Vorbemerkungen

Im Nachfolgenden werden die wichtigsten erprobten Bodenaustauschverfahren, die beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund Anwendung finden können, beschrieben.

Die folgenden Darstellungen beschränken sich auf den Austausch der wenig tragfähigen Böden gegen nicht bindige, gut tragfähige Böden. Erfolgt kein gesonderter Hinweis, wird vorausgesetzt, dass der

Bodenaustausch in einer unverbauten Baugrube erfolgt.

### 4.5.2 Austausch in trockener Baugrube

Das Arbeiten in einer trockenen Baugrube ist in drei Fällen möglich:

- Im Untergrund steht ein tief liegender Grundwasserspiegel an, so dass im Zuge eines Bodenaushubes kein Wasserandrang in die offene Baugrube gegeben ist.
- Bei oberflächennah anstehendem Grundwasserspiegel bzw. bei hoch liegender Druckwasserlinie von gespannt anstehendem Grundwasser kann ein Wasserandrang in die Baugrube mit Hilfe einer Wasserhaltung verhindert werden.
- Durch zügige Arbeitsweise in örtlich begrenzten Austauschflächen (Adeckbauweise) kann ein Wasserandrang in die Baugrube über die Aushubsohle oder die Aushubböschungen kurzfristig ausgeschlossen werden.

Der Bodenaustausch erfolgt bei trockenen Baugruben üblicherweise im Bagger-Lkw-Betrieb. Dabei werden die wenig oder nicht tragfähigen Bodenschichten durch Bagger oder Schürfraupen entfernt und mittels Lkw abtransportiert. Die Baugrube ist dann idealerweise durch lagenweise eingebautes, verdichtetes Ersatzmaterial wieder aufzufüllen. Die hierzu notwendigen Verdichtungsgeräte und -verfahren sowie die Verdichtungsanforderungen werden in der einschlägigen Literatur beschrieben (FLOSS, 1997, VOß et. al., 1968 und STRIEGLER et. al. 1973).

Bei diesem auch als Baggerschüttverfahren bezeichneten Bauverfahren wird die mögliche Aushubtiefe maßgeblich durch den Standort und die Größe des Baggers bestimmt. Im Allgemeinen erfolgen Aushub und Einbau vor Kopf, wobei sich folgende Arbeitsschritte ergeben:

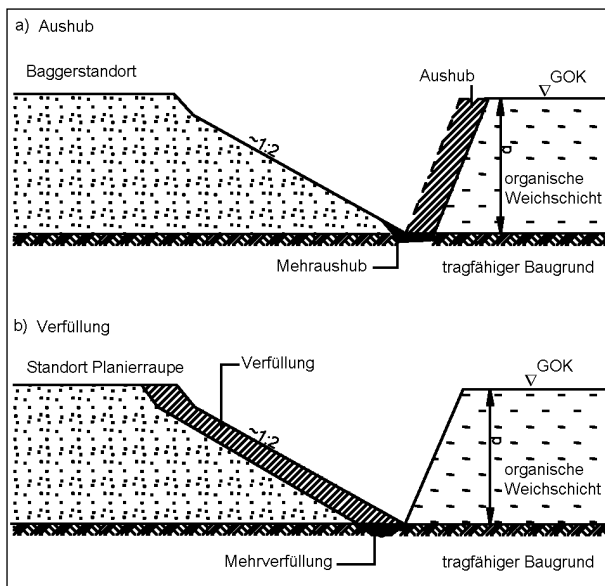
- Aushub und Transport

Der Baggerstandort kann sowohl oberhalb als auch unterhalb der Arbeitsebene der Baggerschaufel liegen (z. B. in mittlerer Lage innerhalb der Baugrube).

- Verfüllung

Die Verfüllung mit nicht bindigen Austauschböden erfolgt meist seitlich von der Ebene des Baggerstandortes.





**Bild 4.19:** Baggerschüttverfahren (nach STRIEGLER, 1998)

Gegenüber der geometrischen Massenermittlung ergibt sich beim Baggerschüttverfahren ein Mehraushub, der an der zukünftigen Sohle und an den Grenzflächen zwischen Aushubmaterial und Ersatzerdstoff zwangsläufig entsteht (Bild 4.19). Dieser Mehraushub ist von der Standfestigkeit der zeitweiligen Böschungen (Weichboden und Verfüllungsmaterial) abhängig und sowohl beim Austausch in trockener Baugrube als auch beim Austausch mit Unterwasserbaggerung (Kapitel 4.5.3) in Kauf zu nehmen. Bedingt durch die Verdichtung des Ersatzmaterials, das Ausweichen der seitlichen Querschnittsböschungen und/oder die Setzungen verbliebener Weichschichtmassen unterhalb des Ersatzkörpers beim Teilbodenaustausch muss mit Differenzen zwischen Aushub- und Verfüllvolumina gerechnet werden.

Beim Bodenaustausch im Schutze einer Grundwasserabsenkung muss außerdem der Einfluss von Sackungen berücksichtigt werden. Wird beispielsweise erdfeucht eingebrachter Sand, der eine große scheinbare Kohäsion aufweist, beim Wiederaufstieg des abgesenkten Grundwassers überflutet, so tritt eine Kornumlagerung auf, die zu einer Vergrößerung der Lagerungsdichte führt, wobei sich die jeweiligen Sandhorizonte senken. Dieser Vorgang wird als Sackung bezeichnet. Das Maß der Sackung ist im Wesentlichen von der Korngröße, von der Kornverteilung, besonders aber von der Lagerungsdichte des nicht bindigen Bodens abhängig. Im lockeren Zustand kann die Sackung rd. 5 % der Schichtdicke, aber auch bei dichtem Sand noch rd. 1 % erreichen.

Besonders wirtschaftlich ist der Trockenaushub, wenn die auszutauschende Schicht eine geringe Mächtigkeit (< 3,0 bis 4,0 m) besitzt und eine Grundwasserabsenkung nicht erforderlich ist. Der Aushub im Trockenbetrieb in Verbindung mit einer Grundwasserabsenkung beschränkt sich sinnvollerweise auf Ausnahmefälle. Zu berücksichtigen ist, dass der Betrieb einer Wasserhaltungsanlage im Einflussbereich bestehender Bauwerke im Allgemeinen als kritisch zu betrachten ist, da die Grundwasserabsenkung zu Schäden an der bestehenden Bebauung führen kann. Zudem gewinnt die schonende Behandlung des Grundwassers zunehmend an Bedeutung, weshalb die Möglichkeiten einer Grundwasserabsenkung seitens der Gesetzgebung und der Verwaltung immer weiter eingeschränkt werden.

Die Aushubböschungen der Weichböden müssen zumindest kurzzeitig standsicher sein, was durch eine Wasserhaltung z. B. mittels Vakuumpflanzen wesentlich unterstützt werden kann. Bei der Andeckbauweise ist zu berücksichtigen, dass sich horizontal auf die Aushubböschung gerichtete Wasserdrücke innerhalb der gesättigten Weichböden entwickeln, welche die Standsicherheit der Böschung erheblich abmindern.

QUAST (1980) beschreibt am Beispiel des Baues der so genannten Marschenlinie (BAB A 25) einige Probleme, die beim Teilbodenaustausch im Trockenen auftreten können. Bei der Baumaßnahme wurde in einigen Abschnitten im diskontinuierlichen und in anderen im kontinuierlichen Trockenbetrieb gearbeitet. Bei der zuletzt genannten Andeckbauweise erfolgte der Aushub mit einem Schleppschaufelbagger, der auf dem wenig tragfähigen Untergrund stand und die Lkw nach Abkippen des Ersatzsandtes vor Kopf mit Austauschboden belud (Bild 4.14). Die Erfahrung zeigte, dass rd. 1,0 m Sand unter den Rädern der Lkw erforderlich war, um deren Einsinken zu verhindern. Dies hatte zur Folge, dass wegen der aus Standsicherheitsgründen (Grundbruch) erforderlichen flachen Neigung der Verfüllböschungen die Lkw in vielen Fällen nicht mehr von der Schleppschaufel erreicht werden konnten. Hätte man die Verfüllböschungen steiler angelegt, um den Abstand zwischen Bagger und Lkw zu verkürzen, wären örtlich Grundbrüche und infolgedessen Schlammwalzenbildungen vor den Böschungsfüßen zu erwarten gewesen. Das Bild 4.20 zeigt die Sandverteilung im Bereich der Verfüllböschungen mit der Schleppschaufel eines Baggers sowie mit Schubraupen.



**Bild 4.20:** Vorkopfbetrieb bei der Andeckbauweise (QUAST, 1980)

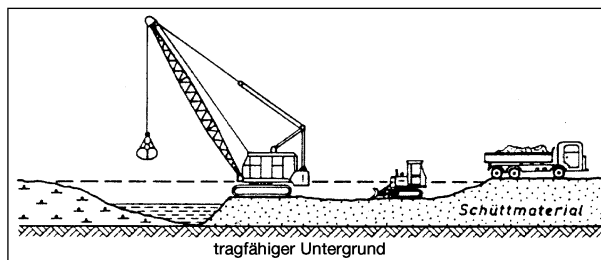


**Bild 4.21:** Schlammwalzenbildungen im Trockenbetrieb (QUAST, 1980)

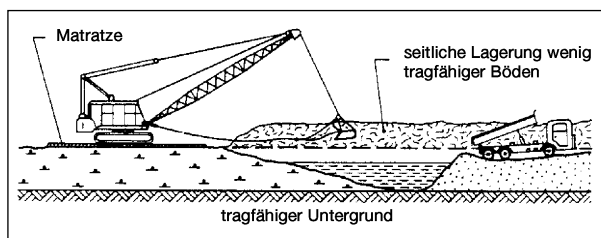
Ein anderes Problem stellte der Zutritt von Wasser in den Aushubbereich dar. Durch den Baggerbetrieb – maßgebend ist hierbei die auflockernde Wirkung der Reißzähne gewesen – verwandelte sich die verbleibende Weichschicht von rd. 0,6 bis 0,8 m Dicke nahezu in eine Flüssigkeit. Beim Versuch, die Weichschichten mit Hilfe einer Moorraupe in dünnen Lagen mit Sand zu überdecken, wurden diese nun weit gehend flüssigen Weichschichten verdrängt, so dass es zwangsläufig zu einem nahezu vollständigen Austausch der Weichschichten kam. Dass es aber auch in den Bereichen ohne Andeckbauweise zu Schlammwalzenbildung vor den Verfüllböschungen gekommen ist, zeigt das Bild 4.21.

#### 4.5.3 Austausch mit Unterwasserbaggerung

Ebenfalls zu den Baggerschüttverfahren zählend erfolgt der Bodenaustausch mit Unterwasserbaggerung analog zu dem im Trockenbetrieb. Der entscheidende Unterschied ist, dass ein hoch anstehender Grundwasserspiegel nicht abgesenkt sowie dem Wasser freier Zutritt in die Baugrube gewährt



**Bild 4.22:** Aushub und Einbau vor Kopf (FGSV, 1988)



**Bild 4.23:** Bagger auf wenig tragfähigem Untergrund und Einbau vor Kopf (FGSV, 1988)

wird und somit der Aushub der Weichböden und der Einbau des Ersatzmaterials zumindest teilweise unter Wasser erfolgen. Zur Vermeidung von Stand-sicherheits- bzw. Auftriebsproblemen ist dabei meist die Zugabe von Wasser erforderlich. Weil die zum Einsatz kommenden Bagger landgebunden arbeiten, entspricht die baubetriebliche Organisation des Maschineneinsatzes (Bagger-Lkw-Betrieb) demjenigen beim Austausch im Trockenem.

Zum Aushub werden üblicherweise Bagger mit langen Gitterauslegern eingesetzt, die je nach Arbeitsweise auf dem eingefüllten Material stehen oder auch auf dem wenig tragfähigen Boden. Im zuerst genannten Fall heben die Bagger den wenig tragfähigen Boden vor Kopf aus und füllen gleichzeitig den neben oder hinter ihnen abgekippten Ersatzboden in den Aushub (Bild 4.22).

Steht der Bagger auf dem wenig tragfähigen Boden, kann zwischen dem Aushub und dem Verfüllen des Ersatzbodens vor Kopf jeweils ein Abschnitt frei bleiben. Der Bodenaushub kann dann seitlich zur späteren Verwendung abgesetzt werden (Bild 4.23). Im Winter bei Frost ist es dabei unter Umständen auch möglich, die gefrorene Weichschicht von voll beladenen Lkw befahren zu lassen und so das Aushubmaterial gleich abzutransportieren. Der Abstand zwischen Aushub des weichen und Einbau des tragfähigen Bodens ist von der Aushubtiefe und der Böschungsneigung der bereits eingebauten tragfähigen Böden abhängig, sollte aber möglichst gering sein. Vorwiegend sollte ein Abstand von  $5,0 \text{ m} \leq a \leq 10,0 \text{ m}$  eingehalten werden.

Während des Aushubs ist eine laufende Kontrolle der Aushubsohle, z. B. mittels Schappe, Bodengreifer oder Saugpumpe, erforderlich, um festzustellen, ob der gewünschte Zustand (z. B. Vollaushub bestimmter Bodenschichten) erreicht ist. Das Aushubniveau ist durch Lotungen zu kontrollieren. Gemäß ZTVE-StB (1994) sind für Schüttungen unter Wasser beständige Schüttmaterialien zu verwenden und die Schüttung ist oberhalb der Wasserlinie so zu verdichten, dass die Verdichtungswirkung noch bis mindestens 1,0 m unter die Wasserlinie reicht. Alternativ dazu kann der gesamte eingebaute Boden nachträglich mit dem Rütteldruckverfahren oder durch schwere Fallplatten nach dem Verfahren der dynamischen Intensivverdichtung verdichtet werden. Der Verdichtungserfolg lässt sich durch Sondierungen mit Ramm- oder Drucksonden überprüfen.

Ein Bodenaustausch unter dem in der Baugrube anstehenden Wasserspiegel hat sich bis etwa 6 m bis 8 m Tiefe bewährt. Der Austausch von Böden unter Grundwasser mit Greif-, Löffel- oder Eimerkettenbagger oder mit Schrapper und das Verfüllen im Vorkopfbetrieb haben jedoch nicht mehr die frühere Verbreitung, insbesondere dort nicht, wo bei hohem Grundwasserstand das Nassbaggerverfahren angewendet werden kann. Das ist darin begründet, dass die Unterwasserbaggerung für den Austausch von großen Bodenmassen meist zu lohnintensiv ist. Das Herstellen und Unterhalten der Transportfahrstrassen für den Lkw-Betrieb sind ebenfalls kostenintensiv.

#### 4.5.4 Austausch im Nassbaggerverfahren

Das Lösen und Fördern von Boden werden relativ umso billiger, je größer die umzusetzenden Massen sind. Für den Bodenaustausch ergeben sich darum besonders wirtschaftliche Möglichkeiten, wenn schwimmendes Gerät für die nachfolgend genannten Tätigkeiten eingesetzt werden kann (SMOLT-CZYK et. al., 1992):

- Lösen des Bodens unter Wasser mit mechanischen Mitteln (Eimerkettenbagger, Schneidradbagger, mit Einschränkungen Tieflöffelbagger) oder in Kombination mit Spülhilfen (Schneidkopfsauger, Spüler);
- Transportieren des gelösten Materials in Rohrleitungen oder schwimmenden Behältern;
- Gewinnen des Austauschmaterials (Schneidkopfsauger, Hopperbagger);

- Transportieren und Einbauen des Austauschmaterials durch Verklappen oder Aufspülen.

Im Kontext dieses Kapitels umfasst der Begriff Nassbaggerung alle Verfahren, bei denen der Unterwasseraushub mit schwimmendem Gerät erfolgt. Die Transportmethode des Aushub- und des Ersatzmaterials sowie die damit verbundenen Einbaumethoden sind mit diesem Begriff noch nicht festgelegt; üblicherweise sind die vorstehend genannten Varianten möglich. Hingegen beinhaltet der Begriff Spülverfahren neben einer Aussage über die Aushubmethode zusätzlich sowohl eine konkrete Aussage über die Transportmethode als auch über die Form des Einbaus der transportierten Materialien, wie nachstehend detaillierter erläutert wird.

Das Spülverfahren hat sich vor allem im Bereich der norddeutschen Tiefebene, wo die geologischen, hydrologischen und topografischen Verhältnisse für seine Anwendung im Straßenbau besonders günstig sind, als wirtschaftliche Methode erwiesen (LÖWENBERG et. al., 1978). So wurden beispielsweise beim Bau eines 34 km langen Abschnittes der Bundesautobahn A 27 zwischen Bremen und Bremerhaven, wo etwa 26 Mio. m<sup>3</sup> Sand und nicht tragfähiger Boden bewegt werden mussten, 75 % der Bodenmassen im Spülverfahren gelöst, transportiert und eingebaut.

Gemäß ESPE-NS (1977) setzt sich das Spülverfahren im Wesentlichen aus folgenden Arbeitsphasen zusammen:

##### a) Lösen von Boden unter Wasser

Das Lösen von Torf und bindigen Böden erfolgt in der Regel mechanisch mit Hilfe eines Schneidkopfsaugbaggers (Cuttersauger). Bei grobkörnigen Böden und großen Entnahmetiefen ist dagegen der Einsatz eines hydraulisch lösenden Saugbaggers mit Grundsaugeinrichtung (Grundsauger) – ggf. in Verbindung mit Unterwasserjetpumpen und Wasserstrahldüsen zur Auflockerung des Bodens – üblich. Eine ausführliche Darstellung der Konstruktion sowie der Arbeitsweise der genannten Saugbaggerarten ist bei BLAUM/v. MARNITZ (1963) zu finden.

##### b) Ansaugen eines Boden-Wasser-Gemisches im Saugrohr durch die Pumpe des Baggers

Bei den für die hydraulische Förderung eingesetzten Baggerpumpen handelt es sich um Kreiselpumpen, deren Förderschaukeln in einem

Gehäuse laufen, das seitlich eine Öffnung für den tangentialen Austritt des Förderstromes und axial die Ansaugöffnung aufweist. Baggerpumpen werden für Förderströme von ca. 600 m<sup>3</sup>/h bis zu 20.000 m<sup>3</sup>/h gebaut. Sie werden entweder mit Diesel- oder mit Elektromotoren angetrieben und haben je nach Größe eine Leistungsaufnahme von 400 kW bis zu 4.000 kW. Beim Bau von Verkehrswegen werden überwiegend Baggerpumpen mit Leistungsaufnahmen von 700 kW bis 1.200 kW eingesetzt. Diese ermöglichen in weit gehend ebenem Gelände wirtschaftliche Förderweiten von bis zu 2,0 km. Die Saughöhe üblicher Baggerpumpen kann bis zu 6,0 m Wassersäule betragen und der Förderdruck kann bis zu ca. 6,0 bar erreichen. Weiterführende Hinweise über die Prinzipien der Bodenförderung im Saugverfahren, über die Form und Gestaltung der Aufnahmeeinrichtungen (Schneidkopf, Saugrohrmundstück etc.) sowie der Baggerpumpe als auch über die rechnerische Dimensionierung von Baggerpumpen finden sich bei BLAUM/v. MARNITZ (1963) und bei DETTMERS (1963).

Der Aushub wird in Stufen durchgeführt, die am Baggergrubenrand der mittleren Profilneigung entsprechen. Die Höhe dieser Stufen ist von der Art und Größe der eingesetzten Geräte sowie von der Bodenart abhängig. Die ordnungsgemäße Ausführung der Baggerung kann durch moderne Vermessungsverfahren (z. B. Echolot in Verbindung mit Global Positioning System (GPS)) überwacht werden. Technisch bedingt kommt es bei allen zum Aushub einsetzbaren Geräten zur Bildung einer mehr oder weniger dicken Störschicht auf der Aushubsohle, z. B. infolge von Bodenverlusten beim Baggern, durch eventuelle Störungen der Aushubsohle und durch laufenden Schlickanfall. Diese Störschicht ist vor der Wiederverfüllung zu beseitigen, um unerwünschte Weichschichteinschlüsse im Ersatzkörper zu vermeiden. Die Kontrolle der Aushubsohle erfolgt mit den in Kapitel 5.5.3 genannten Methoden.

- c) Transport des Boden-Wasser-Gemisches durch Spülrohrleitungen zur Ablagerfläche bzw. Einbaustelle

Als Druck-Förderleitungen werden im Straßenbau heute hauptsächlich Stahlrohre mit Nennweiten von 400 mm bis 600 mm verwendet. Diese Leitungsdurchmesser decken Leistungs-

variationen von 1 : 2,25 ab. Im Bereich der Wasserflächen liegen die Rohre auf schwimmenden Tragkörpern auf, wobei die einzelnen Rohrschüsse durch Kugelgelenke und Gummischlauchstücke flexibel miteinander verbunden sind. Im Neuzustand sind die Rohre für einen Betriebsdruck von 12,0 bar ausgelegt, der jedoch mit zunehmender Nutzungsdauer abnimmt, da die Rohre im Spülbetrieb einem erheblichen Verschleiß durch Abrieb unterliegen. Angaben über Saugrohrleitungen sowie weitere Informationen über die Ausführungsarten, den Verschleiß und die Verlegung von Druckrohrleitungen sind bei HIRSCHBERGER (1992) und bei BLAUM/v. MARNITZ (1963) zu finden.

Bei größeren Spülentfernungen wird der Einsatz von einer oder mehreren Zwischenpumpenstationen erforderlich, wofür die gleichen Pumpenanlagen wie bei den Baggern verwendet werden. Um ein Abreißen des Spülstromes zu verhindern, werden die Zwischenpumpenstationen so angelegt, dass in den Leitungen immer ein Überdruck von wenigstens 1,0 bar vorhanden ist. Überdies sind Zwischenpumpenstationen nur dann wirtschaftlich, wenn die Förderleistung ohne Zwischenpumpenstationen um mehr als 30 % absinken würde. Durch rutschende Spülgutbewegung erhöht sich die Abnutzung der Rohrleitung erheblich, außerdem steigt der Druckhöhenverlust um ein Vielfaches an. Aus diesem Grunde müssen die Pumpen eine solche Leistung aufweisen, dass eine Fließgeschwindigkeit entsteht, bei der sich möglichst kein Spülgut in den Rohren absetzt und das Korn schwebend mitgenommen wird. Die hierzu notwendige Mindestströmungsgeschwindigkeit (kritische Geschwindigkeit) ist abhängig vom Rohrdurchmesser, von der Feststoffkonzentration und von den Korndurchmessern des Fördergutes. Die Berechnungsverfahren für hydraulische Förderungen finden sich bei FÜHRBÖTER (1961a), und ausführliche Erläuterungen der Vorgänge, die bei der Förderung von Wasser-Feststoff-Gemischen auftreten, können FÜHRBÖTER (1961b), KAHLE (1983) und KAZANSKIJ (1981) entnommen werden.

- d) Einspülen des Boden-Wasser-Gemisches auf der Ablagerfläche bzw. Einbaustelle

Für die Spülfelder zum Ablagern des unbrauchbaren Bodens werden große, möglichst zusammenhängende Flächen von gedrungener Form

benötigt; für etwa 1,5 m<sup>3</sup> abgebauten Boden ist eine Fläche von etwa 1,0 m<sup>2</sup> zu veranschlagen. Die Ablagerungsflächen werden mit Spüldämmen eingefasst und durch Zwischendämme in Teilpolder unterteilt, um ein wechselseitiges Aufspülen zu ermöglichen. Die Höhe dieser Dämme kann je nach Tragfähigkeit des vorhandenen Untergrundes etwa 2,0 m bis 3,0 m betragen. Die Dämme können aus dem in den Ablagerungsflächen anstehenden Boden aufgebaut werden, wobei zur Vermeidung von Unterspülungen allerdings keine stark wasserlässigen Schichten freigelegt werden sollten. Um die Gefahr von Grundbrüchen bei den Außendämmen – insbesondere wenn der Untergrund wenig tragfähig ist – zu verringern, darf der Boden für diese Dämme nicht aus dem äußeren Dammvorland oder unmittelbar vor dem Dammfuß gewonnen werden. Da ihre Eigenschaften vor dem Einspülen aus Standsicherheitsgründen wenigstens teilweise abgeklungen sein sollten und die Spülrohre auf den Außendämmen verlegt werden, sind diese frühzeitig herzustellen.

Beim ersten Spülvorgang darf das unbrauchbare Spülgut nur bis zu etwa 1,0 m hoch aufgespült werden, um Damnbrüche aufgrund zu hoher hydrostatischer Drücke zu vermeiden. Nach ausreichender Konsolidierung und Abtrocknung des Spülgutes können weitere Lagen von 0,3 m bis 0,5 m Dicke bis zu einer endgültigen Gesamthöhe von 1,5 m bis 2,0 m aufgespült werden.

Um eine möglichst große Lagerungsdichte des als Ersatzmaterial dienenden Spülgutes zu erzielen, sollte es beim Einspülen auf der Einbaustelle an der Luft und nicht unter Wasser ausströmen (ESpE-NS, 1977). Hierbei ist zu berücksichtigen, dass sich die Feststoffe sofort und die Schwebstoffe erst nach einer Beruhigungszeit absetzen, weshalb der Gehalt an Feinanteilen mit einem Korndurchmesser  $d < 0,06$  mm im Ersatzmaterial höchstens 10 % betragen sollte (EAU, 1996, E. 175). Bei Aufspülungen von Sand unter Wasser werden gemäß EAU (1996), E 175, im Allgemeinen etwa die in Tabelle 4.5 genannten Lagerungsdichten erzielt.

Bezüglich der Verdichtungskontrolle und einer eventuell notwendigen Nachverdichtung gelten die Angaben in Kapitel 4.5.3.

Sandart	Ungleichförmigkeitsgrad U [-]	Mittlere Korngröße $d_{50}$ [mm]	Lagerungsdichte D [-]
Feinsand	beliebig	< 0,15	0,35 bis 0,55
Mittelsand		0,25 bis 0,50	0,15 bis 0,35

Tab. 4.5: Erzielbare Lagerungsdichten bei Aufspülungen von Sand unter Wasser (EAU, 1996)

Beim Einspülen können sich beim Teilbodenaustausch in gewissem Umfang Schlammwalzen vor dem Fuß des Spülstrandes bilden, die von der nachfolgenden Sandeinspülung vorweggeschoben oder unter Umständen überschüttet werden, wenn sie nicht zwischendurch abgesaugt werden. Der Abstand zwischen dem Ausbau nicht tragfähigen Bodens und dem Einspülen tragfähigen Materials ist auch hierbei von der Aushubtiefe sowie der Böschungsneigung des eingespülten Bodens unter Wasser abhängig, sollte aber – u. a. zur Vermeidung von seitlichen Kantenabbrüchen – möglichst gering sein ( $a \leq 200$  m). LÖWENBERG (1963) gibt Erfahrungswerte für Böschungsneigungen von Böden an, die unter Wasser aufgespült werden, und dokumentiert durch umfangreiche Untersuchungen die maßgebenden Einflüsse auf die Verdichtung des eingespülten Ersatzmaterials.

Weitere Angaben zum Einbau und Verdichten des Spülgutes sowie zur Planung und Beschaffung von Seitenentnahmen und Ablagerung finden sich in den ESpE-NS (1977).

- e) Rückführen des Wassers zur Entnahmestelle durch Rücklaufgräben oder Rohrleitungen

Um die Störungen des Wasserhaushaltes einzugrenzen, sollten die Änderungen des Grundwasserspiegels an allen Betriebspunkten der Baumaßnahme möglichst gering gehalten werden, indem ein geschlossener Wasserkreislauf geschaffen wird. Insbesondere beim Ausspülen des nicht tragfähigen Bodens aus der Trasse sollte der Grundwasserspiegel möglichst nicht abgesenkt werden, um zu vermeiden, dass die seitlich anstehenden Weichböden ausfließen oder abgleiten. Der Grundwasserspiegel kann durch Rückleitung des Spülwassers und eventuell durch Einleitung von Zusatzwasser auf die erforderliche Höhe eingestellt werden. Weitere konstruktive Hinweise zur Spülwasserrückführung sind bei HIRSCHBERGER (1992) nachzulesen.

Die Kosten für einen Spülbetrieb werden wesentlich durch Auf- und Abbau der Geräte und Leitungen und deren Vorhaltung bestimmt. Da diese Kosten hoch sind, kann das Spülverfahren nur wirtschaftlich sein, wenn große Mengen gefördert werden sollen. Vergleicht man die Kosten zwischen Trockeneinbau mit Lkw-Transporten und dem Spülverfahren für den Straßendammbau in Marschgebieten, so kann das Spülverfahren ab ca. 200.000 m<sup>3</sup> Dammvolumen kostengünstiger werden, solange keine außergewöhnlichen Umstände vorliegen. Natürlich kommt es auf die Transportentfernung für die Lastkraftwagen an und die Förderweite für den Spülbetrieb sowie zusätzliche Hilfsbauten für die jeweiligen Verfahren. Auch darf bei dem Vergleich nicht unberücksichtigt bleiben, dass durch schweren Lkw-Verkehr bestehende Straßen stark beschädigt werden können und erhebliche Belästigungen für Anwohner auftreten. Außerdem ist bei dem Vergleich zu untersuchen, ob denn für beide Verfahren die gleiche Seitenentnahme benutzt werden kann und welche indirekten Kostendifferenzen sich daraus ergeben. Weiter ist zu berücksichtigen, wie der aufzubauende Erdkörper gegliedert ist. Es kommt vor, dass die Herstellung von Straßendämmen abschnittsweise zu bestimmten, vorgegebenen Zeiten erfolgen muss. Dies ergibt sich aus Verkehrsumlegungen während der Bauzeit, freizuhaltenden Bereichen für Bauwerke und zur Vermeidung von Grundbrüchen. Wenn wegen solcher Bedingungen die Erdarbeiten in viele kleinere Abschnitte gegliedert sind, die weder räumlich noch zeitlich in unmittelbarem Anschluss aneinander ausgeführt werden können, ist das Spülverfahren nicht wirtschaftlich; der Umbau der Rohrleitungen und das Vorhalten der Geräte in Wartezeiten verursachen zu hohe Kosten. Im Übrigen hängt die Wirtschaftlichkeit immer von der Gewinnung des Bodens oder dessen Antransport sowie den Grundwasserständen und den Bedingungen für das Rücklaufwasser ab. Für jeden Einzelfall muss eine vergleichende Kostengegenüberstellung für die Erstellung der Gesamtmaßnahme aufgestellt werden. Zur Orientierung kann hinsichtlich der Fördermengen je nach Anlage pro Achtstundenschicht von etwa 1.500 bis 5.000 m<sup>3</sup> Boden ausgegangen werden. Nicht zu vernachlässigen ist die Behinderung des Spülbetriebes durch Stein- oder Holzeinlagerungen im Untergrund. Hierdurch verursachte Unterbrechungen (Stillstandszeiten) können ein Nassbaggerverfahren ebenfalls unwirtschaftlich werden lassen.

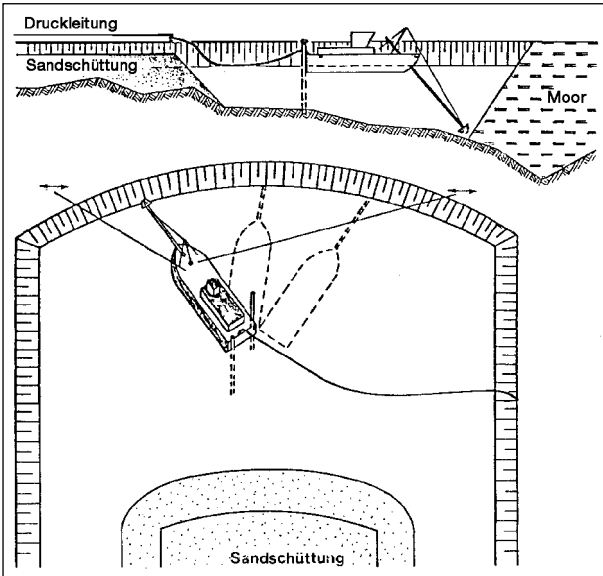
Zusammengefasst bietet sich das Spülverfahren in wirtschaftlich-technischer Hinsicht an, wenn folgende Voraussetzungen erfüllt sind:

- hoher Grundwasserstand;
- geeignete Bodenarten (enggestufte Sande, Torfe, Schlick);
- großer Massenbedarf bzw. Massenanstieg (mind. 200.000 m<sup>3</sup> Füllboden);
- bestimmte Mächtigkeiten der abzubauenen Bodenschichten (Mindestdicke der unbrauchbaren Schicht etwa 5,0 m, maximale Austauschtiefe etwa 15,0 m und Entnahmetiefe mindestens 2,5 m unter dem Arbeitswasserstand);
- keine übergroßen Spülentfernungen (maximal etwa 7,0 km bei Austauschsanden sowie 10,0 km bei Torf und Schlick);
- Vorhandensein ausreichend großer Ablageflächen für die nicht tragfähigen Böden;
- Rücksichtnahme bei Grenzbebauung (empfohlene Grenzabstände siehe ESpE-NS (1977), 3.7);
- ungünstige Gelände- und Straßenverhältnisse für einen Bodentransport mit Lkw.

ERLENBACH (1967) berichtet über die Anwendung des Nassbaggeraushubs bei einer Baumaßnahme in der Nähe von Neustadt. Die Bundesautobahn E 4 (Vogelfluglinie) führt hier über einen früheren Binnensee, der bis in 14,0 m Tiefe mit Mudde und Torf gefüllt war. Die wirtschaftlichste Lösung war aufgrund der großen Mächtigkeit der nicht tragfähigen Bodenschicht und des hohen Grundwasserstandes eine Nassbaggerung mittels Schneidkopfbagger. Günstig wirkte sich aus, dass Sand als Ersatzmaterial in der Nähe anstand. Bild 4.24 zeigt den Längsschnitt und die Draufsicht der Baggergrube, womit die Arbeitsweise des Saugbaggers verdeutlicht wird. Der Füllsand wurde bei dieser Baumaßnahme mit Lkw beigefahren und mit Schubraupen verteilt und eingebaut. Dabei betrugen die Kosten zum Zeitpunkt der Baumaßnahme (1967) für den Aus- und Einbau etwa 6,38 DM/m<sup>3</sup> Boden.

Über die Anwendung des Spülverfahrens bei einem Teilbodenaustausch im Zuge des Baus der BAB A 25 berichtet QUAST (1980). Hier ergaben sich in einem Bereich, in dem überwiegend Torfe und Mudden anstanden, Probleme. Nachdem im Nassbaggerbetrieb – Bild 4.25 zeigt den Cutter – gera-

de der Bodenaushub fertig gestellt worden war, schwammen wegen ihres geringen Raumgewichtes bereichsweise größere Torfschollen in der durch den Cutterbetrieb hervorgerufenen Wasser-



**Bild 4.24:** Arbeitsweise des Saugbaggers im Längsschnitt und in der Draufsicht (ERLENBACH, 1967)



**Bild 4.25:** Cutter für den Nassbaggerbetrieb (QUAST, 1980)



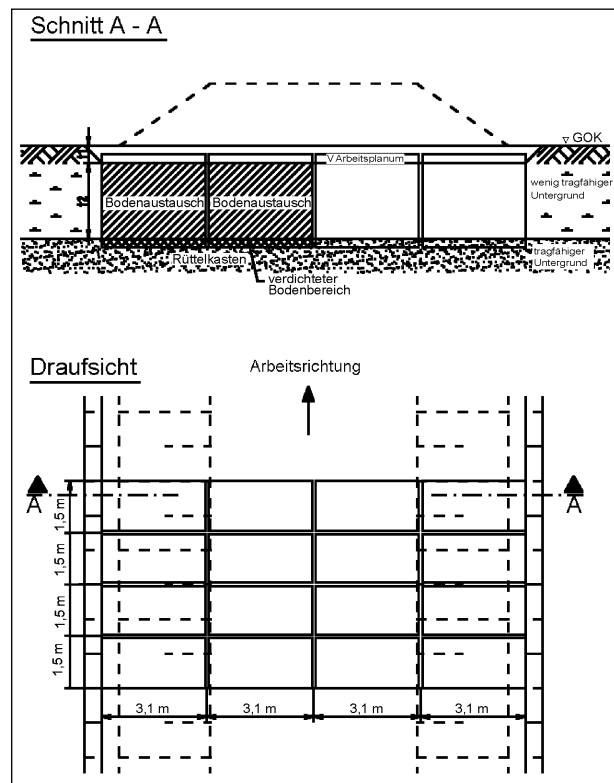
**Bild 4.26:** Schwimmelement zur Berieselung der Weichschichten (QUAST, 1980)

Boden-Suspension auf und ragten nur knapp oberhalb der Wasserlinie heraus. Sie mussten durch einen erneuten Cuttereinsatz beseitigt werden.

Das Aufschwimmen des Torfes wurde unter anderem auch durch den Saugstrom des Schneidkopfes begünstigt, dem nur durch einen entsprechenden Wasserüberdruck wirksam begegnet werden konnte. Ein weiteres Problem trat bei der Sandeintrbringung mittels Spülbetrieb ein. Durch die sich unter Wasser relativ steil einstellende Spülstrandböschung traten ständig Grundbrüche am Böschungsfuß auf, die zu Schlammwalzenbildungen führten. Um dies zu verhindern und eine gleichmäßige Überdeckung der verbleibenden Weichschichten zu gewährleisten, wurde das Spülrohr auf einem Schwimmelement montiert und kontinuierlich durch die Baggergrube bewegt, so dass eine gleichmäßige Berieselung der Aushubsohle mit Sand erfolgte (Bild 4.26).

**4.5.5 Bodenaustausch mit Rüttelkästen und Rüttelrohren**

Das Prinzip des so genannten Rüttelkastenverfahren ist schematisch in Bild 4.27 dargestellt. Bei diesem Verfahren erfolgt der Austausch im Schutze eines speziellen Verbausystems.



**Bild 6.27:** Geometrie und Arbeitsschema beim Bodenaustausch mit Rüttelkästen

Zunächst wird ein Arbeitsplanum z. B. durch einen herkömmlichen Bodenaustausch vorbereitet. Danach werden von diesem Arbeitsplanum aus voluminöse Stahlkästen durch den unzureichend tragfähigen Baugrund bis zur Solltiefe bzw. bis zum tragfähigen Boden eingerüttelt. Im Schutz dieser allseitig geschlossenen Kästen wird anschließend der nicht tragfähige Boden entfernt. Unmittelbar nach dem Bodenaushub erfolgt die Wiederverfüllung mit dem Austauschboden. Durch Anwendung des Pilgerschritt-Verfahrens gelingt es, den nicht tragfähigen Boden nahezu restlos auszubauen und durch tragfähigen Füllboden zu ersetzen.

Der für dieses Austauschverfahren notwendige Maschinenkomplex besteht aus einem Grundgerät mit spezieller Mäklerausrüstung, womit die Senkkästen sowohl einvibriert als auch gezogen werden können (Bild 4.28), sowie einem Universalbagger mit Greiferausrüstung zum Aushub des ungeeigneten und Einbau des Austauschbodens. Der Transport des Aushub- als auch des Ersatzbodens erfolgt mit Lastkraftwagen. Die Leistung des einge-



**Bild 4.28:** Ziehen bzw. Einvibrieren der Stahlkästen beim Rüttelkastenverfahren



**Bild 4.29:** Bodenaustausch zur Verbreiterung der BAB A 27 (MÖBIUS, 1999)

etzten Universalbaggers ist entscheidend für den Baufortschritt und damit für den notwendigen Zeitaufwand bei dieser Bodenaustauschmethode.

In den einzelnen Kästen kann die lagenweise Verdichtung des Austauschbodens mit einem Oberflächenvibrator vorgenommen werden. Dabei kann das zur lagenweisen Verdichtung benötigte Gerät mit Hilfe des Grundgerätes z. B. in Form eines Auflastvibrators realisiert werden. Eine oftmals bereits ausreichende Verdichtung des Ersatzbodens erzielt man durch Vibration der Stahlkästen während des Ziehens bei mehrfach phasenweisem Heben und Senken der Kästen. Im Normalfall werden diese beiden Verdichtungsmethoden miteinander kombiniert. Wie die Erfahrung aus durchgeführten Verdichtungsversuchen zeigt, ist diese Vorgehensweise auch die zweckmäßigste (RICHTER, 1992).

In Abhängigkeit von den Bodeneigenschaften und der Leistungsfähigkeit der benutzten Maschinen können mit dem Verfahren derzeit Arbeitstiefen von bis zu ca. 7,0 m erreicht werden. Die Grundrissgröße der Kästen kann prinzipiell je nach Bedarf gewählt werden. Die bisher üblichen zur Anwendung gekommenen Grundrissabmessungen der Kästen betragen 1,5 m x 3,0 m. Der Bodenaustausch mit dem Rüttelkastenverfahren ist sowohl im Trocken- als auch im Unterwasserbetrieb möglich.

Die Anwendung des Rüttelkastenverfahrens kommt besonders dann in Betracht, wenn der Abstand zu bestehenden baulichen oder Verkehrsanlagen gering und der herkömmliche Bodenaustausch nicht mehr möglich oder zulässig ist. Es eignet sich daher insbesondere auch als Bauverfahren bei der Verbreiterung bestehender Straßendämme, wenn hierbei ein Bodenaustausch vorgenommen werden soll. Zu berücksichtigen sind jedoch die Wirkung der durch die Vibration erzeugten Bodenschwingungen bzw. die Erschütterungswirkungen auf die bestehenden Bauwerke. Bild 4.29 zeigt die Anwendung des Verfahrens bei der Verbreiterung der Bundesautobahn A 27 Bremen – Bremerhaven.

Analog zu dem vorstehend erläuterten Verfahren kann der Bodenaustausch auch im Schutze von eingerüttelten Stahlrohren mit großem Durchmesser (ca.  $1,5 \text{ m} \leq D \leq 3,0 \text{ m}$ ), wie sie auch für das Herstellen von Großbohrpfählen üblich sind, vorgenommen werden. Statt des vollflächigen Bodenaustausches erfolgt hierbei nur ein Austausch in rasterförmig dimensionierten Abständen. Selbst bei tangierender Anordnung verbleibt in den Zwickeln zwischen den Rohren eine Restmenge nicht trag-



fähigen Bodens von theoretisch ca. 23 % bezogen auf die Gesamtkubatur. In der Praxis verbleiben dabei jedoch bis zu 50 % nicht tragfähigen Bodens im Untergrund (MÖBIUS, 1999).

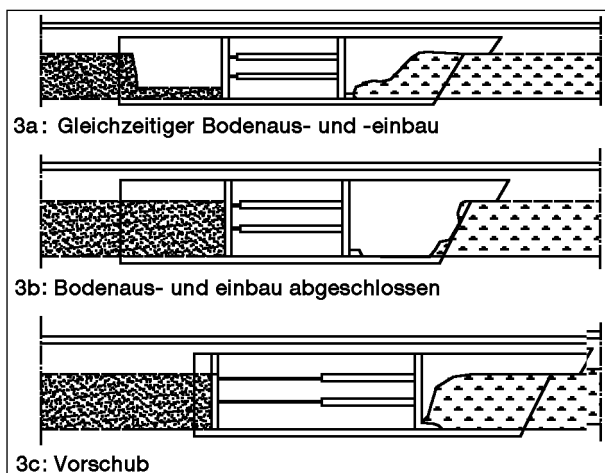
Der für dieses Verfahren benötigte Maschinenkomplex entspricht weitestgehend dem des Rüttelkastenverfahrens. Das Rohr wird mit einem Vibrator eingerüttelt, der durch den am Grundgerät montierten Mäkler gehalten und geführt wird. Alternativ können die Rohre auch eingerammt werden. Mit Hilfe eines an einem Seilbagger angehängten Schalengreifers wird der wenig tragfähige Boden entfernt und durch den Austauschboden ersetzt. Die Verdichtung erfolgt hier ausschließlich durch phasenweises vibrierendes Ziehen der Rohre. Im Vergleich zum Rüttelkastenverfahren lassen sich Böden bis in größere Tiefen über und unter Wasser austauschen.

Unter Grundwasser lässt sich bei beiden Verfahren ein hydraulischer Grundbruch vermeiden, wenn der Aushub und die Wiederverfüllung in sofort aufeinander folgenden Phasen vollzogen werden. Außerdem müssen die Rüttelkästen bzw. Stahlrohre in die Grundwasser führenden Bodenschichten einbinden.

**4.5.6 Bodenaustausch mit dem Vorschubgerät**

Für den flachen gestützten Bodenaustausch wurde das so genannte Vorschubgerät speziell entwickelt, das den seitlich stehen bleibenden Boden vergleichbar einem „mitlaufenden Verbau“ vorübergehend stützt und deshalb besonders auch für Straßenverbreiterungen Vorteile bietet.

Das Vorschubgerät ist ein rahmenartig geschlossenes und allseits abstützendes Verbausystem, das mit hydraulischen Pressen vorwärts geschoben wird. Im Bild 4.30 ist die Arbeitsweise des Gerätes schematisch dargestellt.



**Bild 4.30:** Arbeitsweise des Vorschubgerätes (CHILIAN, 1994)

Mit dem Vorschubgerät werden variable Arbeitsbreiten von 4,0 m bis 6,0 m und Arbeitstiefen von bis zu ca. 5,0 m abgedeckt. Das Gerät arbeitet nach dem Fertigerprinzip mit einer maschinellen Ausrüstung, die den Bodenaushub und die Wiederverfüllung des Ersatzbodens kombiniert. Im Vorderbereich wird der Boden mit konventioneller Baggertechnik mittels Hydraulikbagger ausgehoben und seitlich mit Lastkraftwagen abtransportiert oder vor Ort zwischengelagert. Im hinteren Verfüllbereich wird der Ersatzboden lagenweise eingebaut und nachlaufend verdichtet. Nach dem Aushub im vorderen Bereich und Verfüllung und Verdichtung im hinteren Bereich wird die bewegliche Druckwand mittels Hydraulikzylinder gegen die Verfüllung gedrückt und bewirkt den Vorschub der Seitenwände um jeweils 2,0 m bis 2,5 m.

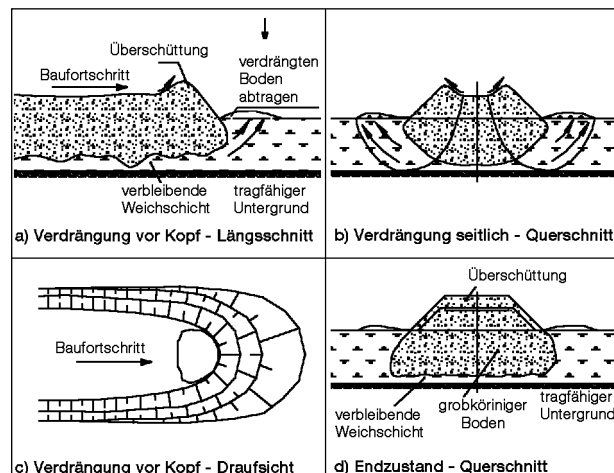
**4.6 Bodenverdrängungsverfahren**

**4.6.1 Verdrängung durch Auflast**

Mit den Darlegungen der Konstruktionsprinzipien der aktiven Bodenverdrängung in Kapitel 4.3.2 sind die wesentlichen Grundzüge dieses Verfahrens bereits erläutert. Der Bauablauf bei dieser auch als Verdrängungsschüttverfahren bezeichneten Bauweise wird schematisch in Bild 4.31 dargestellt.

Das Verdrängungsschüttverfahren besteht im Wesentlichen aus folgenden Arbeitsphasen:

- a) Entfernen der oberen festen Bodenschichten (z. B. Verwitterungskruste) im Bereich der Schüttung;
- b) Verdrängung vor Kopf (Bild 4.31a und c);
- c) Verdrängung seitlich (Bild 4.31b);



**Bild 4.31:** Bauablauf beim Verdrängungsschüttverfahren

- d) Entfernen der verdrängten weichen Bodenmassen;
- e) Ausführen eventuell notwendiger zusätzlicher Überschüttungen zur Konsolidierung verbliebener Restweichschichten.

Als Folge der beschriebenen Arbeitsweise erfolgt vor Kopf eine wellenartige Verdrängung der nicht tragfähigen Böden in Richtung des Baufortschrittes (Bild 4.32). Die sich dabei vor Kopf bildenden Aufwölbungen weichen Bodens, die eine weitere Verdrängung verhindern oder Einschlüsse nicht tragfähiger Böden bewirken können, müssen im Zuge des Baufortschrittes laufend durch Bagger beseitigt werden. Die durch die dammverbreiternde seitliche Verdrängung erzeugten Aufwölbungen können belassen werden, sofern sie die Kontergewichtwirkung und auch keine sonstigen negativen Auswirkungen haben. Nach jedem Schüttvorgang schließt sich eine Liegezeit an, in der die Brucherscheinungen ausklingen können. In dieser Phase der Beruhigung der weichen Sedimente tritt eine Konsolidierung ein. Zur Beschleunigung der Konsolidierung werden Überschüttungen vorgenommen oder vertikale Dränagen eingebaut. Insbesondere bei teilweiser Verdrängung ist darauf zu achten, dass nach Abschluss des Verdrängungsverfahrens kein weiterer Bodenabtrag mehr im seitli-

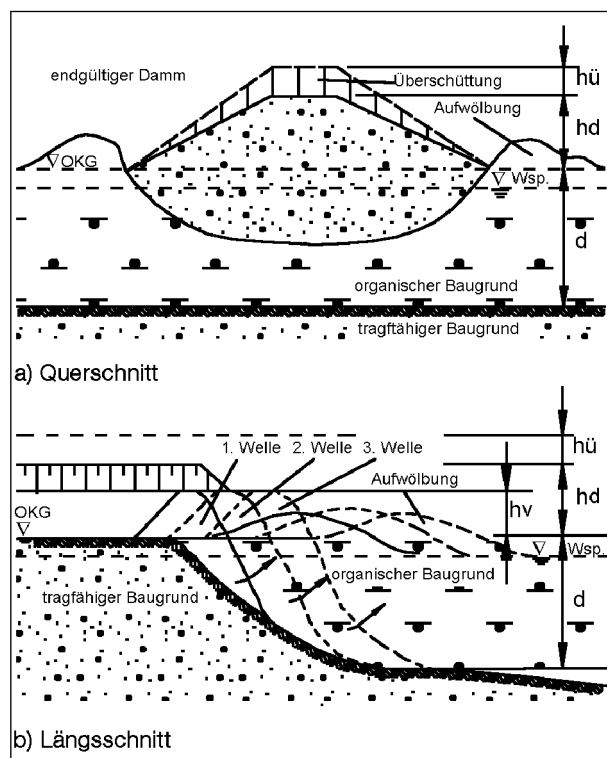
chen Randbereich erfolgt, um die Standsicherheit der Dammböschungen nicht zu gefährden.

Der für dieses Verfahren notwendige Maschinenkomplex entspricht weitestgehend demjenigen beim Bodenaustausch im Trockenem (Kapitel 4.5.2). Für die Beseitigung der verdrängten Massen kann entweder ein seitlich bzw. vor Kopf auf dem nicht tragfähigen Untergrund stehender Hydraulikbagger oder ein auf der Sandschüttung stehender Bagger mit langem Ausleger eingesetzt werden. Der Vorteil bei der letztgenannten Variante liegt darin, dass der Bagger als zusätzliche Last der Beschleunigung des Grundbrucheintrittes dienen kann. Der Abtransport des beseitigten nicht tragfähigen Bodens als auch der Antransport des Ersatzmaterials erfolgen mittels Lkw. Zusätzlich werden Schubraupen für die Verteilung des Ersatzbodens und zur Profilierung des Dammschnittes eingesetzt.

Gemäß FGSV (1988) werden die Grenzen der Anwendungsmöglichkeiten des Verdrängungsschüttverfahrens bestimmt durch das Verhältnis von Auflast zur Dicke der Weichschicht. Außerdem maßgebend für die Anwendbarkeit ist die Homogenität der anstehenden Weichböden. Weichschichten mit unterschiedlicher Konsistenz können eine ungleichmäßige Verdrängung oder Einschlüsse weicher Böden im Ersatzkörper zur Folge haben (Bild 4.10).

Das Verdrängungsschüttverfahren bietet sich als Bauverfahren an, wenn bei einem Austausch im Baggerverfahren zu erwarten ist, dass die seitlich verbleibenden Weichschichten nachfließen oder Kantenabbrüche entstehen. Gelingt die gewünschte Verdrängung nicht ohne weiteres, können die bereits in Kapitel 4.3.2 erläuterten Hilfsmittel genutzt werden, um die aktive Bodenverdrängung durch die statische Einwirkung des aufgeschütteten Ersatzmaterials zu unterstützen. Die Hilfsmittel, bei denen die Bodenverdrängung im Wesentlichen eine Folge dynamischer Einwirkungen darstellt, werden in den Kapiteln 4.6.2 und 4.6.3 separat behandelt. Trotz der genannten zur Verfügung stehenden Hilfsmaßnahmen, die dem Zweck dienen, die geforderte Qualität des Ersatzkörpers sicherzustellen, hat die Bodenverdrängung zurzeit an Bedeutung verloren.

Die Kontrolle des Erfolges der Verdrängungsmaßnahme kann durch Setzungsmessungen erfolgen. In Ergänzung können zusätzliche Aufschlussbohrungen oder Drucksondierungen ausgeführt wer-



**Bild 4.32:** Wirkungsweise der Verdrängungsschüttung (STRIEGLER, 1998)

den. Hinsichtlich der Anforderungen an die Lagerungsdichte des Ersatzbodens sowie die für eine Verdichtung einzusetzenden Geräte sei auch hier auf die bereits in Kapitel 4.5.2 erwähnte Literatur verwiesen.

Beispielhaft für die erfolgreiche Anwendung des Verdrängungsschüttverfahrens sei auf die von FLÜGEL (1972) erläuterte Sanierung des Nord-Ostsee-Kanals und auf den von BADIOU et. al. (1977) beschriebenen Deichbau verwiesen. Eine ingenieurgeologische Untersuchung verschiedener norddeutscher Fallbeispiele für das Verfahren findet sich bei RUCK (1977).

**4.6.2 Verdrängung durch Sprengung**

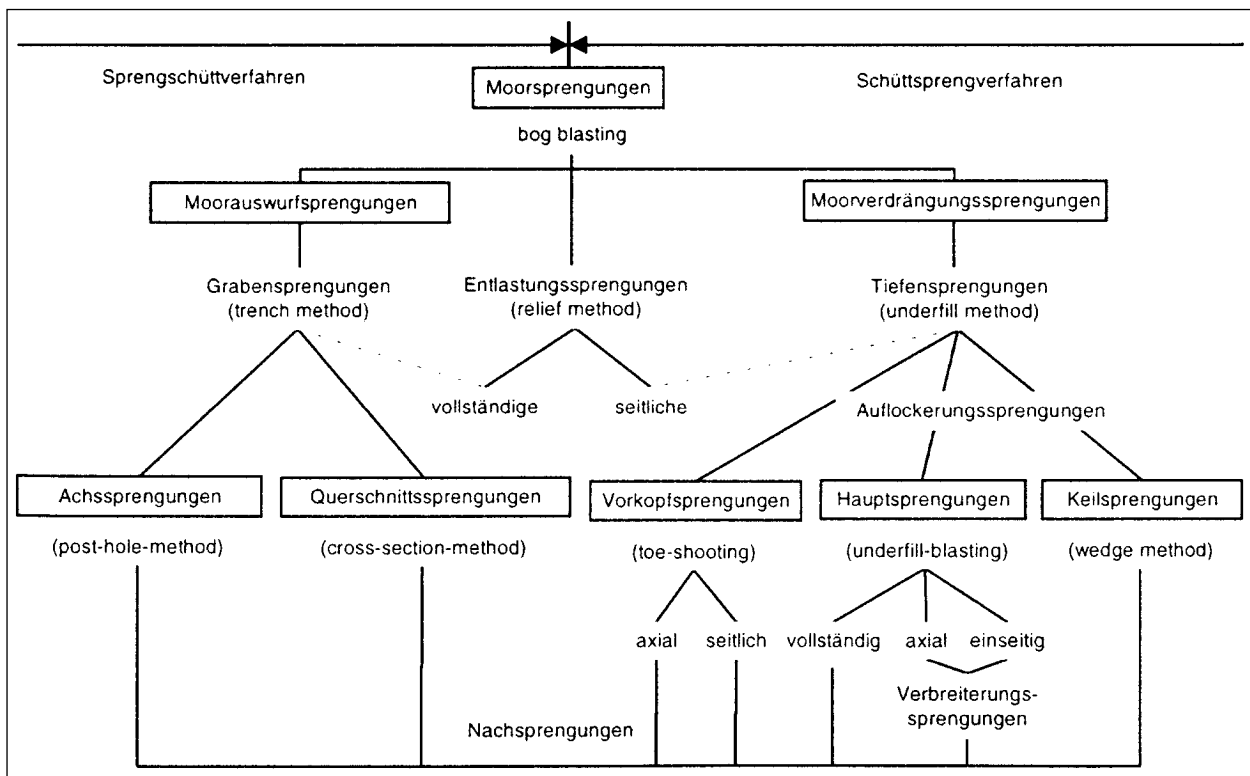
Beim Bau von Autobahnen sowie zur Gründung umfangreicher Dammbauten für Eisenbahnen im In- und Ausland ist die Moorsprengung in der Vergangenheit vielfach eingesetzt worden (KORTH 1972 und KEIL/STRIEGLER, 1959). Moor ist ein geografischer Begriff, der hier im Zusammenhang mit der Verdrängung organischer Weichschichten (Torf, Mudde) verwendet wird. Durch seine konsequente technologische Weiterentwicklung konnte dieses Verfahren im Vergleich zu anderen bautechnischen Lösungen (z. B. aufgeständerte Konstruktionen) oftmals wirtschaftlich angewendet werden. Das Prin-

zip dieses Verfahrens beruht darin, mit Hilfe der Sprengungen die weichen, nicht tragfähigen Bodenmassen so weit zu beseitigen, dass der Damm nach der Verdrängung dieser organischen Sedimente eine feste Auflage auf dem tragfähigen Baugrund erhält. Auch dieses Bauverfahren bietet sich insbesondere dann an, wenn beim Bodenaustausch im Baggerverfahren technische Schwierigkeiten der Art zu erwarten sind, dass sich weiche Moorschichten durch Nachfließen oder Überkippen mit dem Schüttgut des Dammkörpers vermischen. Im Allgemeinen wird das Verfahren für eine Mächtigkeit der organischen Schichten von etwa 15,0 m bis 20,0 m angewendet. In besonders schwierigen Fällen können auch Dicken bis etwa 30,0 m verdrängt werden (MARTIN, 1958).

Der Begriff Moorsprengung dient hier als Oberbegriff für die zwei Verfahrensgruppen Sprengschüttverfahren und Schüttsprengeverfahren, die sich in der Reihenfolge der einzelnen Arbeitsphasen unterscheiden (Bild. 4.33).

Die Herstellung des Ersatzkörpers beim Sprengschüttverfahren (Moorauswurfs- bzw. Grabensprengung) untergliedert sich in drei Phasen:

- Einbringen der Minen,
- Sprengung,



**Bild 4.33:** Verfahrensgliederung der Moorsprengung (STRIEGLER, 1998)

- Dammschüttung – Überhöhungsschüttung.

Beim Sprengschüttverfahren werden also zunächst die Sprengkörper nach einem vorgegebenen Schema bis in die erforderliche Tiefe in die weichen Schichten eingespült. Sind alle Minen planmäßig eingebaut und verdrahtet, so erfolgt die Zündung. Infolge der Sprengung wird ein Großteil der organischen Weichschichten zum Auswurf gebracht, so dass ein offener Graben entsteht. Im weitesten Sinne erfolgt hierbei demnach eine Verdrängung der Weichschichten in vertikaler Richtung. Das im Anschluss in den entstandenen Graben einzubauende Ersatzmaterial kann die verbliebenen Torf- bzw. Muddmassen, analog zu dem in Kapitel 4.6.1 erläuterten Verfahren, weit gehend verdrängen.

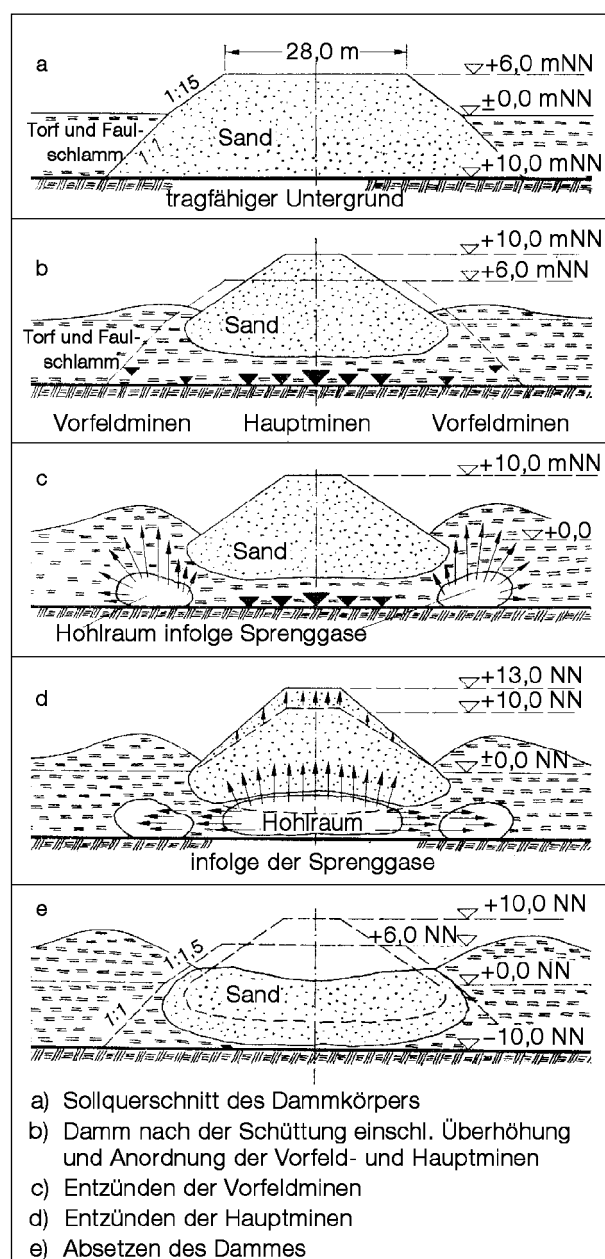
Bei der Herstellung des Ersatzkörpers nach dem Schüttsprengverfahren (Moorverdrängungs- bzw. Tiefensprengung) ergibt sich eine andere Reihenfolge der drei Arbeitsphasen:

- Dammschüttung – Überhöhungsschüttung,
- Einbringen der Minen,
- Sprengung.

Im Gegensatz zum Sprengschüttverfahren wird also beim Schüttsprengverfahren ein bereits geschütteter Damm durch Beseitigung der weichen Schichten mit Hilfe der Sprengwirkung bis annähernd auf den tragfähigen Baugrund abgesenkt.

Die organischen Ablagerungen können dabei auch unter dem Wasserspiegel liegen. Vor der Dammschüttung sind jedoch die festeren Oberflächenschichten (Grasnarbe, verfilzte Pflanzen- und Wurzelreste etc.) durch Auflockerungs- bzw. Oberflächensprengungen zu zerstören oder mittels Bagger abzutragen. Zunächst wird der Damm so lange in Höhe geschüttet, bis keine relevanten Setzungen mehr eintreten. Hierbei wird schon ein großer Teil des Moores statisch verdrängt. Anschließend erhält der Damm eine Überhöhung, die etwa der zu erwartenden Setzung infolge der Sprengung entspricht. Dies ist in der Regel die Stärke der noch verbliebenen Weichschicht unter dem Dammkörper, was sich durch Schlitzsondierungen oder ähnliche Erkundungen leicht feststellen lässt. Die Sprengminen werden vom Lieferwerk nach Gewicht in zylindrischer Form hergestellt und auf der Baustelle planmäßig zu den erforderlichen Größen zusammengefügt. Mit einem Spülgerät werden Löcher mit einem Durchmesser von etwa 30,0 cm

bis auf den tragfähigen Grund hergestellt. In diese Löcher werden die Minen, mit elektrischem Zünder und Zünddraht versehen, hinabgelassen. Zur Verdrängung werden die Löcher mit Sand verfüllt. Die Anordnung der Sprengkörper im Grundriss sowie die Zündfolge richten sich nach den Gelände- und Schichtverhältnissen. Prinzipiell – d. h. je nach Sprengverfahren – können die Sprengladungen vor Kopf (Vorkopfminen), seitlich des Damms (Vorfeldminen) und unter dem Schüttvolumen (Hauptminen) angeordnet werden. Sind alle Minen planmäßig eingebaut und verdrahtet, so erfolgt die Zündung. Die Sprengung erfolgt mit Hilfe von Milli-

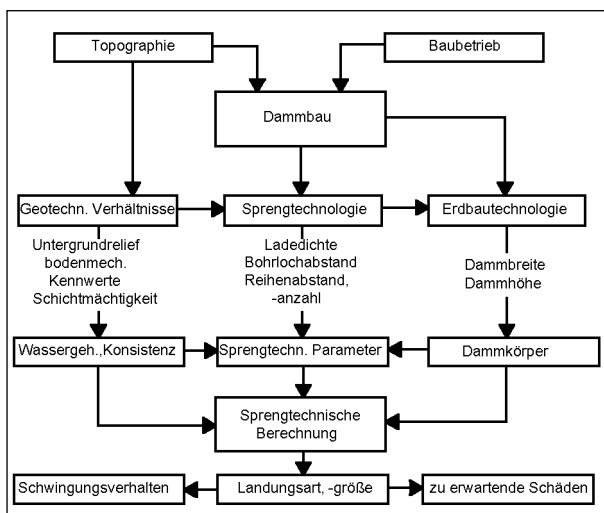


**Bild 4.34:** Phasen der Dammschüttung beim Schüttsprengverfahren (GARRAS, 1966)

sekunden-Zündern. Durch die Zündung der einzelnen Sprengladungen wird eine Explosion ausgelöst, deren Explosionsdruck sich allseitig ausbreitet. Durch diese plötzliche dynamische Beanspruchung der druck- und setzungsempfindlichen Schichten wird der Gefügewiderstand (Reibungs- und Kohäsionsfestigkeit) weit gehend beseitigt, die Torf- und Faulschlamm Massen werden verflüssigt, und der Staudruck der nicht bewegten Massen wird überwunden. Aus diesem Grunde werden diese Sprengungen auch Verflüssigungs- oder Sumpfungssprengungen genannt. Infolge der Sprengwirkung sowie der daran unmittelbar anschließenden Absenkung des Ersatzmaterials wird hierbei eine vorwiegend seitliche Verdrängung der organischen Schichten erzielt. Durch die Explosion wird darüber liegendes Ersatzmaterial um mehrere Meter angehoben. Die Dammauflast wirkt hierbei also als Verdämmung und muss so groß sein, dass keine Ausbläser entstehen. Außerdem wächst die Energie des nach der Explosion niedergehenden Dammes und damit auch die Verdrängungswirkung mit der Größe der Auflast. Generell besteht jedoch das Risiko, dass unterhalb des Dammes Reste der organischen Weichschicht, insbesondere auch in unterschiedlicher Mächtigkeit, verbleiben und zu entsprechenden späteren Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen führen.

Bild 4.35 zeigt das Zusammenwirken der verschiedenen Einflussfaktoren bei der Moorverdrängungssprengung.

Grundsätzlich sind drei verschiedene Verfahren, die Sprengung durchzuführen, zu unterscheiden (Bild 4.36).



**Bild 4.35:** Zusammenwirken der Einflussfaktoren bei der Moorverdrängungssprengung (STRIEGLER, 1998)

#### a) Kleinsprengverfahren (Bild 4.36a)

Kleinsprengungen werden ausgeführt, wenn sich in der Nähe Gebäude befinden. Nachdem der Rand des Moores 4,0 bis 5,0 m tief ausgebagert worden ist, erfolgt der weitere Vortrieb schrittweise, indem der Boden in kurzen Abschnitten von etwa 3,0 bis 5,0 m geschüttet wird und anschließend die Sprengung erfolgt. Dabei kann der Vortrieb in drei verschiedenen Arbeitsweisen geschehen (GARRAS, 1966):

- Vortreiben des Dammes in voller Breite in Dammrichtung,
- Vortreiben eines schmalen Dammes in Dammrichtung und einseitige Verbreiterung quer zur Dammrichtung,
- Vortreiben eines schmalen Dammes in Dammrichtung und Verbreiterung nach beiden Seiten quer zur Dammrichtung.

Bei allen drei Arbeitsweisen wird der Ersatzboden so lange vor Kopf auf den weichen Moorboden gekippt, bis der gewünschte „Vorschub“ erfolgt ist. Dann werden die Sprengminen durch den Sand bis auf den tragfähigen Untergrund eingespült. Anschließend wird Ersatzboden etwa 4,0 bis 5,0 m hoch über die Minen aufgeschoben, und dann erfolgt die Sprengung. Anschließend wird dieser Vorgang wiederholt. Die organische Weichschicht schiebt sich vor dem Damm her. Da sie sich dabei verfestigen kann, muss sie gegebenenfalls gesondert durch Sprengungen wieder aufgelockert, durch Druckwasser verflüssigt und durch Bagger ausgehoben werden.

Je nach örtlichen Verhältnissen können mit dem Verfahren täglich 1.000 bis 2.000 m<sup>3</sup> Boden geschüttet und die gleiche Menge Moor verdrängt werden. Im Allgemeinen werden eine Reihe Hauptminen mit 10 bis 40 kg Gewicht im Abstand von 2 bis 3 m und eine Reihe Vorfeldminen mit 5 bis 20 kg Gewicht vorgesehen. Die Vorfeldminen werden 1 Sekunde vor den Hauptminen gezündet. Um die Erschütterungen im Untergrund abzumindern, werden Millisekundenzünder verwendet, die mit einer Zeitverzögerung von etwa 0,035 Sekunde arbeiten. Die Sprengwirkung wird aber durch die Verwendung von Millisekundenzündern in keiner Weise beeinträchtigt.

#### b) Großsprengverfahren (Bild 4.34 und 4.36b)

Das Großsprengverfahren kann im Allgemeinen bei mehr als 5,0 m mächtigen nicht tragfähigen

Schichten mit einem Wassergehalt von mindestens 400 % angewendet werden. Der Erddamm wird dabei zunächst in ganzer Länge der Moorstrecke aufgeschüttet. Der Vortrieb kann dabei in den gleichen drei Arbeitsweisen erfolgen wie beim Kleinsprengverfahren. Treten keine erheblichen Setzungen mehr auf, erhält der Damm auf voller Länge die erforderliche Überhöhung. Anschließend erfolgen Einbau der Minen und die Sprengung. Die Vorfeldminen explodieren zuerst. Die Sprenggase, die sich ausdehnen, schaffen einen Hohlraum, der die Oberfläche aufwölbt. Etwa eine Sekunde nach den Vorfeldminen werden die Hauptminen gezündet. Die Sprenggase heben den Damm 2,0 bis 3,0 m an und drücken das weiche Bodenmaterial in den bereits vorhandenen Hohlraum der Vorfeldminen. Je nach Bauweise kann anschließend eine einseitige oder beidseitige Verbreitungsschüttung mit entsprechender Überhöhung und analogem Einbau der Minen sowie analog von außen nach innen durchgeführter Sprengung folgen. Bei den Bauweisen ohne und mit nachträglicher beidseitiger Dammverbreiterung werden im Allgemeinen drei bis fünf Reihen Hauptminen mit 40 bis 150 kg Gewicht im Abstand von 4,0 bis 7,0 m in beiden Richtungen und eine oder zwei Reihen Vorfeldminen mit 5 bis 30 kg Gewicht angeordnet. Bei einer Bauweise mit nachträglicher einseitiger Dammverbreiterung werden üblicherweise zwei bis drei Reihen Hauptminen (Gewicht 40 bis 150 kg) und eine

bis zwei Reihen Vorfeldminen (Gewicht 5 bis 30 kg) vorgesehen.

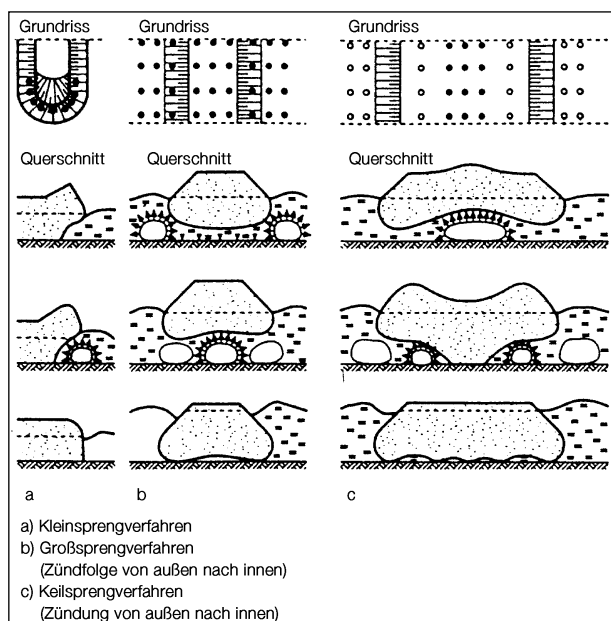
c) Keilsprengverfahren (Bild 4.36c)

Beim Keilsprengverfahren wird der Damm zuerst in ganzer Länge und in voller Breite geschüttet. Treten keine erheblichen Setzungen mehr auf, erhält der Damm auf voller Länge und Breite die erforderliche Überhöhung. Danach folgt erst einmal der Einbau von etwa drei Reihen um den Dammkern konzentrierter Hauptminen und deren Sprengung. Die Sprenggase bilden unter dem Damm einen Hohlraum, in den das Ersatzmaterial aus dem Dammkernbereich nachsackt und damit den weichen Boden verdrängt. Im Anschluss daran erfolgt das Absenken der Dammflanken analog zur Herstellung der Dammverbreiterung beim Großsprengverfahren mit von außen nach innen ablaufender Zündfolge.

Als Anhaltswert kann bei den Schüttsprengverfahren mit einem Sprengmittelverbrauch, der abhängig ist vom Wassergehalt und der Konsistenz des Moorbodens, von etwa 0,25 bis 0,50 kg/m<sup>3</sup> verdrängten Bodens gerechnet werden. GARRAS (1966) gibt Sprengkosten von etwa DM 3,00 bis 5,60 je m<sup>3</sup> verdrängten Boden an.

Aufgrund von Erfahrungen sind Torfe und Mudden (Faulschlamm) prinzipiell sprengfähig, wenn sie die in der Tabelle 4.6 angegebenen Bodenkennziffern aufweisen. Die Anforderungen an das Ersatzmaterial enthält die Tabelle 4.7.

Außer den zum Einspülen der Sprengminen zusätzlich notwendigen Bohrgeräten entspricht die Zusammensetzung des Maschinenkomplexes bei der



**Bild 4.36:** Sprengverfahren bei der Tiefensprengung (nach STRIEGEL, 1998)

Bodenart	Wassergehalt w [%]	Steifemodul E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]
Torf	150 bis 1.500	
Mudde	130 bis 400	0,3 bis 1,0

**Tab. 4.6:** Sprengfähige Moorböden (GARRAS, 1966)

Bodenart	Kornverteilung		Ungleichförmigkeitsgrad U [-]	Wasserdurchlässigkeit k [m/s]
	Korngröße d [mm]	Anteil an der Gesamtmasse [%]		
Mittel- bis Grobsand (mS-gS) o. Ä.	0,2 bis 2,0	30 bis 60	≥ 3	10 <sup>-5</sup> bis 10 <sup>-3</sup>
	> 0,063	≤ 10		

**Tab. 4.7:** Anforderungen an das Ersatzmaterial (nach STRIEGEL, 1998)

Moorsprengung derjenigen beim Verdrängungsschüttverfahren nach Kapitel 4.6.1. Entsprechendes gilt für die Erfolgskontrolle der Verdrängung sowie für die Anforderungen bezüglich der Lagerungsdichte des Ersatzmaterials.

Im Hinblick auf Ausführungsbeispiele sei exemplarisch auf die detaillierten Darstellungen von GARRAS (1966), MARTIN (1958) und DÜCKER/STEINMETZ (1964) verwiesen.

#### 4.6.3 Verdrängung durch Eintreiben von Steinen

Für wenig tragfähige Böden mit höheren Scherfestigkeiten, die eine Anwendung der Verdrängungsschütt- oder des Schüttsprengverfahrens verhindern, bietet sich die Verdrängung durch Eintreiben von Steinen an. Das Prinzip des Verfahrens besteht darin, große Felssteine, unsortiertes Steinbruchmaterial oder Geröllblöcke nach und nach so lange mit einer mittelschweren bis schweren Fallplatte in den vorhandenen wenig tragfähigen Boden einzutreiben, bis sich ein standfestes, selbststützendes Stein- bzw. Blockgerüst ausgebildet hat (Bild 4.37). Der weiche Boden wird dabei verdrängt, durchdringt aber auch die Zwischenräume des eingetriebenen Materials. Soweit notwendig, muss seitlich der Trasse verdrängter Boden einplaniert oder entfernt werden.

Der für dieses Verfahren notwendige Maschinenkomplex besteht aus einem Seilbagger mit Gitterausleger und dem dazugehörigen Fallgewicht. Entsprechend den heutigen technischen Möglichkei-

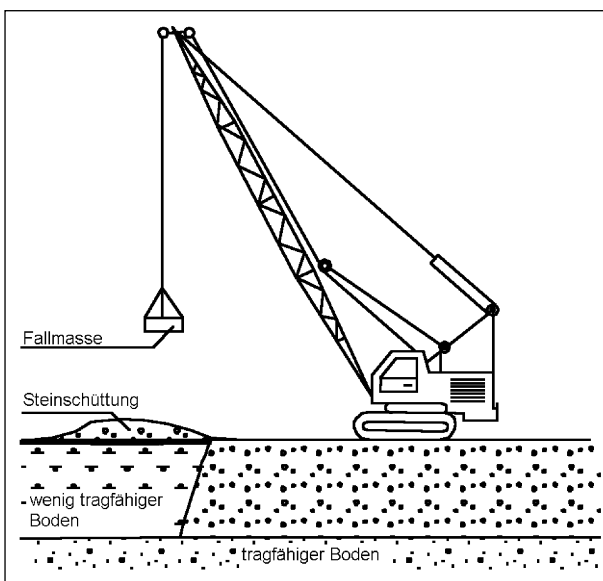


Bild 4.37: Eintreiben von Steinen in wenig tragfähigen Böden

ten können mit solchen Raupenfahrzeugen Gewichte mit 20 t aus bis zu 20,0 m Höhe fallen gelassen werden (HILMER/SMOLTCZYK, 1979). Diese Ausrüstung entspricht derjenigen, wie sie für eine Dynamische Intensivverdichtung notwendig ist. Analog entspricht auch die Arbeitsweise des Gerätes derjenigen bei der dynamischen Intensivverdichtung. Der Antransport des einzutreibenden Materials und der unter Umständen notwendige Abtransport seitlich abgetragenen Weichbodens erfolgen mit Lastkraftwagen. Im letztgenannten Fall ist zusätzlich der Einsatz eines Baggers notwendig und zum Einplanieren entsprechend der einer Schubraupe.

Das Bauverfahren liefert im Allgemeinen ein standfestes Steingerüst für den Unterbau, sofern nicht größere Mengen weicher Böden unter der Steinschüttung verbleiben. Seine Anwendung beschränkt sich jedoch auf Schichtdicken des wenig tragfähigen Bodens von maximal 5,0 m (FSGV, 1988).

## 5 Maßnahmen beim Ausbau bestehender Straßen sowie bei benachbarten, anschließenden und kreuzenden Bauwerken

### 5.1 Maßnahmen beim Ausbau bestehender Straßen

#### 5.1.1 Allgemeines

Im Gegensatz zum Neubau ist beim Ausbau einer bestehenden Straße, d. h. bei ihrer Verbreiterung, ein bestehendes Erdbauwerk in die Entwurfs- als auch in die Ausführungsplanungen der Baumaßnahme einzubeziehen. Infolge der vorausgegangenen Baumaßnahmen liegen bei wenig tragfähigem Untergrund nämlich stets besondere Randbedingungen vor, welche die Konstruktionsweise des neuen Erdbauwerkes prägen. Im Wesentlichen sind folgende Punkte zu berücksichtigen:

- die konstruktive Durchbildung des vorhandenen Erdbauwerkes (z. B. stehende oder schwimmende Gründung, Ersatzmaterial etc.);
- die sich seit seiner Errichtung eingestellten Baugrundverhältnisse im Bereich des vorhandenen Erdbauwerkes (z. B. unterschiedliche Konsolidierungszustände innerhalb der Weichschichten etc.);

- innerhalb und im Einflussbereich der Baumaßnahme außerhalb des vorhandenen Erdbauwerkes liegende empfindliche bauliche Anlagen (z. B. Rohrleitungen, Nachbarbauwerke etc.);
- der Verkehrsfluss und die Verkehrsführung (z. B. Priorität der Verkehrsführung gegenüber dem Baubetrieb usw.);
- die Bau- und Unterhaltungskosten (z. B. Abwägung der Kostenarten gegeneinander im Rahmen des Qualitätsmanagements).

Zur Entwicklung von Ausführungslösungen ist auf bereits erprobte Bauverfahren zurückzugreifen, die den besonderen Randbedingungen anzupassen sind. Bei der bodenmechanischen Beurteilung ist zu beachten, dass im Grundflächenbereich des bestehenden Erdbauwerkes grundsätzlich andere Baugrundverhältnisse oder zumindest andere Baugrundzustände vorhanden sind als im Nachbarbereich. Aus diesem Grunde ist zusätzlich zu den im neu zu überbauenden Bereich durchzuführenden Baugrunderkundungen der Straßenkörper – bestehend aus Untergrund, Unterbau und Oberbau – zu erkunden und zu beurteilen. Die unterschiedlichen Baugrundverhältnisse bzw. -zustände können beispielsweise künftige Setzungsunterschiede zwischen dem Verbreiterungsbereich und dem alten Straßenkörper bedingen. Daher sind sie insbesondere in den rechnerischen Nachweisen der Standsicherheit und der Verformungen zu berücksichtigen, um ein gewähltes Bauverfahren derart an diese Verhältnisse anzupassen, dass die Differenzsetzungen und sonstige Verformungen minimiert werden sowie die Standsicherheit des Erdbauwerkes in allen Zustandsphasen sichergestellt ist.

Soll der Ausbau mittels Bodenersatzverfahrens erfolgen, sind grundsätzlich zwei Vorgehensweisen zu unterscheiden, die sich jeweils abhängig von den im Einzelnen zu berücksichtigenden Randbedingungen anbieten und nachfolgend erläutert werden: die Verbreiterung mit Neuaufbau des vorhandenen Straßenkörpers und die Verbreiterung unter Einbeziehung des vorhandenen Straßenkörpers. Alle dabei aufgezeigten Ausführungsbeispiele sind jedoch lediglich unter Zugrundelegung bestimmter Voraussetzungen – wie z. B. hinsichtlich der Bodenkennwerte, der Bebauungsart oder der Verkehrsbedeutung der Straße usw. – umsetzbar. Sie stellen exemplarisch dar, wie sich im Einzelfall mit der im Kapitel 4.2 erläuterten Methodik und unter Zugrundelegung der in den Kapiteln 4.3 bis 4.6 dargestellten Verfahren Lösungen für den Aus-

bau bestehender Straßen entwickeln lassen. Sie stellen keine Universallösungen dar; vielmehr können unter veränderten Randbedingungen andere oder modifizierte Lösungen zweckmäßig sein.

### **5.1.2 Verbreiterung mit Neuaufbau des vorhandenen Straßenkörpers**

Oftmals erfordert die Nutzungsänderung einer bestehenden Straße – z. B. ihre Einstufung in eine höhere Straßenkategorie als Folge eines erhöhten Verkehrsaufkommens – auch erhöhte Ansprüche an die Qualität des Straßenbauwerks (vgl. Kapitel 2). Können diese gewachsenen Qualitätsansprüche an das Erdbauwerk – beispielsweise im Hinblick auf dessen Gesamtverformungen oder auf mögliche Differenzsetzungen zwischen Bestand und Neubau – bei einer Verbreiterung unter Einbeziehung des vorhandenen Straßenkörpers mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwand nicht erfüllt werden, kann der alte Straßenkörper nicht erhalten bleiben. Bei einem Neuaufbau wird der bestehende Straßenoberbau abgetragen und im Zuge der Straßenverbreiterung neu erstellt. Zur Schaffung eines ausreichend tragfähigen Untergrundes für das neue breitere Straßenbauwerk werden dieselben Bauverfahren wie beim Neubau einer Straße angewandt (vgl. Kapitel 4). Im Unterschied zum reinen Neubau muss der Bodenersatz hier jedoch abschnittsweise im Querschnitt erfolgen. Um den laufenden Verkehr aufrechtzuerhalten, muss der Bodenersatz zunächst im Bereich der Verbreiterung und erst nach deren Fertigstellung bzw. Inbetriebnahme im Bereich des bestehenden Straßenkörpers erfolgen. Für die Bauausführung sind außerdem die geänderten Baugrundverhältnisse bzw. -zustände (z. B. die Konsolidierung verbliebener Weichschichten) im Bereich des alten Straßenkörpers zu berücksichtigen. Unter Umständen ist der Ersatzumfang, d. h. die Austauschtiefe oder die Art des Ersatzmaterials im Querschnitt, zu variieren und somit der Bodenersatz an die unterschiedlichen Bodenverhältnisse anzupassen.

### **5.1.3 Verbreiterung unter Einbeziehung des vorhandenen Straßenkörpers**

Der alte Straßenkörper kann immer dann in die neue Konstruktion einbezogen werden, wenn er verformungsarm, d. h. beispielsweise mit einem vollständigen Bodenaustausch, hergestellt worden ist. In diesem Fall ist zur Verbreiterung ebenfalls ein Bauverfahren mit vollständigem Bodenaustausch zu wählen, um den neuen Teil des Straßenkörpers



genauso verformungsarm herzustellen. Auf diese Weise werden größere Differenzsetzungen zwischen dem alten und neuen Teil des Straßenkörpers vermieden. Analoge Überlegungen gelten, wenn der alte Straßenkörper mit einer vollständigen Bodenverdrängung hergestellt worden ist und eine ausreichende Qualität besitzt.

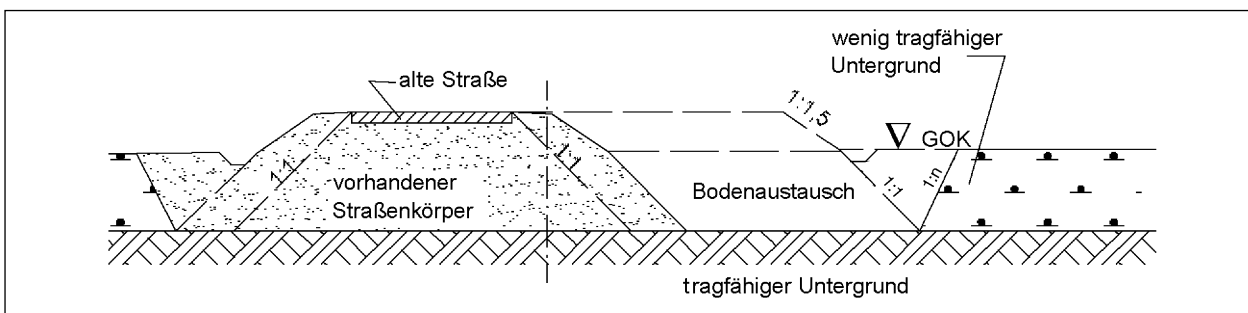
Die Bauweise beim Bodenaustausch ist dabei in Abhängigkeit von den gegebenen Randbedingungen so zu wählen, dass die Standsicherheit des alten Straßenkörpers in allen Bauphasen gewährleistet ist. Zusätzlich ist sicherzustellen, dass in Folge der Baumaßnahme nach Möglichkeit keine bzw. nur geringfügige Verformungen des bestehenden Straßenkörpers auftreten. Vor allem dürfen im Bereich des bestehenden Straßenoberbaus keine unzulässigen Verformungen auftreten, um eine Störung des Verkehrsflusses oder gar eine Beeinträchtigung der Verkehrssicherheit auszuschließen. In diesem Kontext ist im Allgemeinen der maximale Aushubzustand als ungünstigste Bauphase zu betrachten, die entsprechende rechnerische Standsicherheits- und Verformungsnachweise erfordert.

Die Bilder 5.1 und 5.2 zeigen zwei Möglichkeiten der Gestaltung eines vollständigen Bodenaustausches im Rahmen einer Straßenverbreiterung, die u. a. auch abhängig ist von der Geometrie des vorhandenen Straßenkörpers. Der in Bild 5.1 darge-

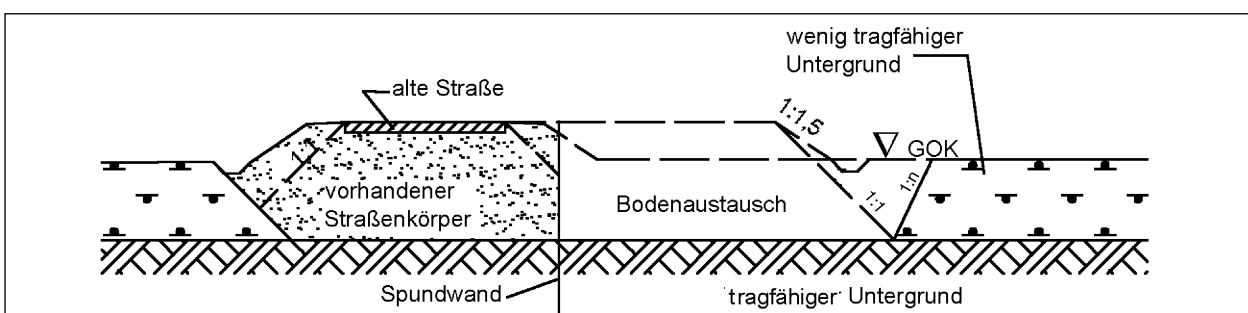
stellte Aushub in einer unverbauten Baugrube ist möglich, weil die Verteilung der Lasten aus dem bestehenden Straßenoberbau im Wesentlichen innerhalb des alten Ersatzkörpers stattfindet. Bei der in Bild 5.2 gezeigten Situation ist der vollständige Austausch des wenig tragfähigen Untergrundes aufgrund der gegebenen Ersatzkörpergeometrie nicht möglich, weshalb er hier im Schutze eines Spundwandverbaues erfolgt.

Die sinnvolle Anwendung ist jedoch u. a. abhängig von der Größe der Auskofferungstiefe. Da zunächst grundsätzlich davon ausgegangen werden muss, dass eine Rückverankerung im Bereich des bestehenden Straßenkörpers nicht möglich ist, steht zur Abstützung lediglich ein eingespanntes Spundwandssystem zur Verfügung. Hierbei ist mit zunehmender Aushubtiefe jedoch mit Verformungen in Größenordnungen zu rechnen, bei denen eine schädigende Wirkung auf den bestehenden Straßenkörper zu erwarten ist. Zur Beschränkung der Verformungen der Spundwand sollte der Austausch daher bei größeren Aushubtiefen abschnittsweise derart erfolgen, dass eine räumliche Tragwirkung des Systems vorhanden ist. Alternativ sind natürlich auch die Austauschverfahren gemäß den Kapiteln 4.5.5 und 4.5.6 anwendbar.

Die Verbreiterung lässt sich grundsätzlich aber auch mit Hilfe von Verdrängungsverfahren bewerkstelligen, wenn der alte Straßenkörper mit einem



**Bild 5.1:** Verbreiterung mit Bodenaustausch in freigebochter Baugrube

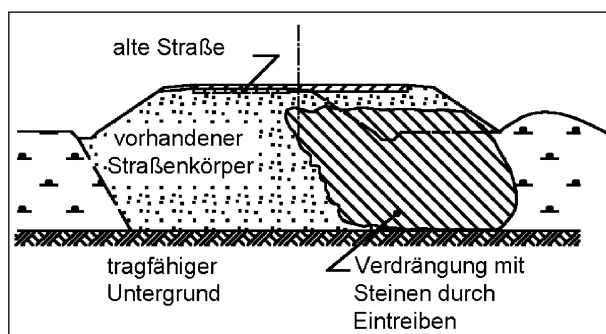


**Bild 5.2:** Verbreiterung mit Bodenaustausch im Schutze eines Spundwandverbaues

vollständigen Bodenaustausch oder ebenfalls mit einer Bodenverdrängung hergestellt wurde. Der Herstellvorgang des Ausbaues bei einer aktiven Verdrängung entspricht dann dem bereits in Kapitel 4.3.2 erläuterten Konstruktionsprinzip bei einer Verbreiterung. Zur besseren Steuerung und Kontrolle derartiger Verdrängungsschüttungen können Seitenschlitze und Spüllockerungen eingesetzt werden. Voraussetzung für die Anwendung dieses Verdrängungsverfahrens ist, dass der bestehende Straßenkörper ein ausreichend standsicheres und verformungsarmes Widerlager darstellt. Besteht z. B. die Gefahr, dass sich der alte Straßenkörper aufgrund seines Zustandes als Folge einer seitlichen Verdrängung horizontal verschiebt, sollte die Anwendung dieses Verfahrens vermieden werden.

Bild 5.3 zeigt das Beispiel einer Verbreiterung mit Verdrängung durch Eintreiben von Steinen (vgl. Kapitel 4.6.3). Vorteil dieser Bauweise ist, dass der Bodenersatz ohne vorherigen Aushub erfolgt und damit Verformungen des alten Straßenkörpers infolge fehlender seitlicher Stützung oder eine Gefährdung seiner Standsicherheit vermieden werden. Nachteilig können sich jedoch die durch das schlagende Eintreiben der Steine verursachten Erschütterungen auswirken, wenn hierdurch Eigenschaften des bestehenden Straßenkörpers infolge unzureichender Lagerungsdichte erzeugt werden. Aus diesem Grunde ist die Lagerungsdichte des bestehenden Straßenkörpers bei diesem Verfahren im Vorwege immer zu überprüfen.

Sind unterhalb des alten Straßenkörpers noch Weichschichten vorhanden, z. B. wenn er mit Hilfe eines Konsolidierungsverfahrens oder mit einem teilweisen Bodenaushub in Form einer Polstergründung hergestellt wurde, ist bei Verbreiterungsmaßnahmen besondere Vorsicht geboten. Um ernsthafte Schäden an dem bestehenden Erdbauwerk zu vermeiden und eine Gefährdung der Verkehrssi-



**Bild 5.3:** Verbreiterung mit Verdrängung durch Eintreiben von Steinen (nach FGSV, 1988)

cherheit der bestehenden Straße auszuschließen, muss die Standsicherheit des vorhandenen Straßenkörpers in allen Bauzuständen gewährleistet sein. Unabhängig von der Art des bei der Verbreiterung angewandten Bauverfahrens können horizontale und vertikale Verformungen des alten Straßenkörpers im Falle einer derartigen Gründungssituation nicht vollkommen ausgeschlossen werden. Daher sind sowohl die konstruktive Durchbildung einer Verbreiterung als auch die Fertigungstechnik eines zur Anwendung gelangenden Bauverfahrens so zu wählen, dass diese Verformungen auf ein verträgliches Maß eingeschränkt werden. Bei einem frei geböschten Bodenaustausch neben der alten Fahrbahn können beispielsweise größere Verformungen infolge längerzeitig fehlender seitlicher Abstützung beim Aushub auftreten. Deshalb sollte jede Auskofferung nach Möglichkeit sofort wieder verfüllt werden. Die dennoch auftretenden Verformungen lassen sich durch Bodenaushub in räumlich kleinen Abschnitten verringern. Lassen sich größere Verformungen damit nicht hinreichend vermeiden, sind zusätzliche Stützmaßnahmen vorzusehen (vgl. Kapitel 4.3.3, 4.5.5 und 4.5.6).

Bild 5.4 auf Seite 58 zeigt als Beispiel den schematischen Bauablauf bei einer Verbreiterung mit vollständigem Bodenaustausch und gleichzeitiger Absicherung des schwimmend gegründeten Straßenkörpers mittels Spundwand.

Die Verbreiterung mit Hilfe einer Bodenverdrängung kommt bei einer schwimmenden Gründung des alten Straßenkörpers nicht in Betracht, da die Verdrängung der im Untergrund verbliebenen Weichschichten dessen Horizontalverschiebung bewirkt und somit zu Verwerfungen im Trassenverlauf führen kann.

Ein interessantes Ausführungsbeispiel einer Verbreiterung mittels vollständigem Bodenaustausch wird von RADEKE (1998) beschrieben. Die BAB A 9 wurde nördlich von Bayreuth im Bereich der Bindlacher Ebene auf etwa 3,5 km Länge zweimal verbreitert. In diesem Bereich stehen unmittelbar unter der Geländeoberkante wenig tragfähige Böden des Holozäns in Mächtigkeiten zwischen 0,8 m und 4,5 m an. Die holozänen Böden setzen sich aus feinsandigen weichen bis steifen, lokal auch breiigen Schluffen und Tonen zusammen, die örtlich bis zu 2,0 m mächtige Torfeinlagerungen enthalten und von gut tragfähigen Kiesen des Pleistozäns unterlagert werden.

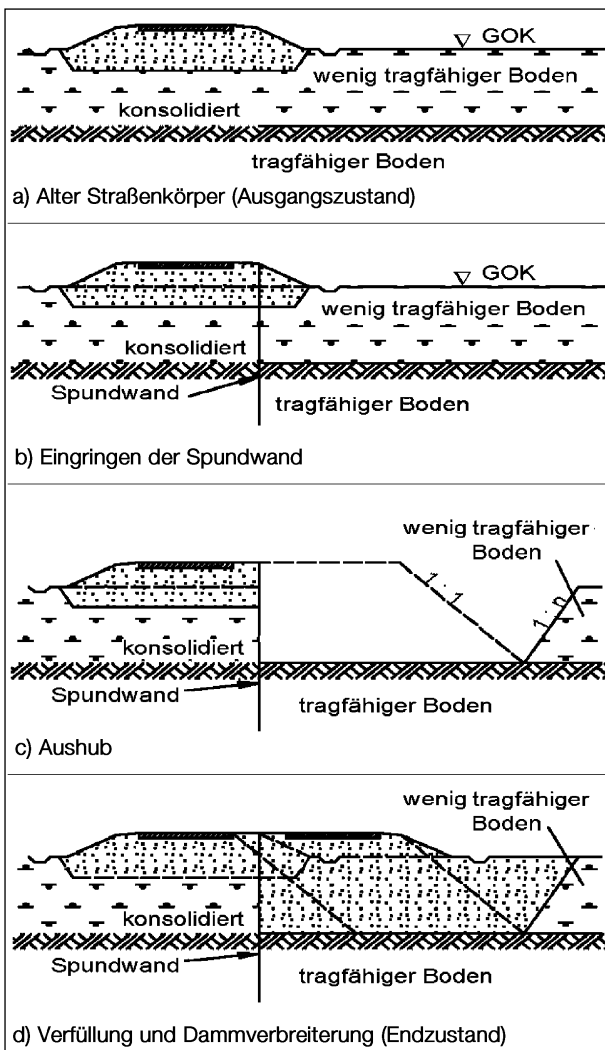


Bild 5.4: Einseitige Verbreiterung mit vollständigem Bodenaushub im Schutze eines Spundwandverbaues

Im Zuge der ersten Verbreiterung im Jahre 1972 wurden auf beiden Seiten der Autobahn Standstreifen angebaut. Hierbei wurde zur Herstellung des Planums ein Teilbodenaustausch bis etwa 2,0 m Tiefe vorgenommen. Als Ersatzmaterial wurde zerkleinerter Diabas bzw. zerkleinerter Beton der alten Fahrbahnplatten mit der Körnung 0/300 mm verwendet. Um eine Verzahnung des Austauschmaterials mit den verbliebenen Weichböden zu erzielen, wurde es mit schweren Fallplatten in den Untergrund eingestampft. Da die Bodenaustauschmaßnahmen in der trockenen Jahreszeit durchgeführt wurden, war eine Wasserhaltung nicht erforderlich.

Wie schon beim ersten Umbau wurde die Autobahn bei der zweiten Ausbaumaßnahme 1996 beidseitig verbreitert. Es entstand eine sechsstreifige Fahrbahn mit Seitenstreifen. Weil die Verbreiterung in einigen Abschnitten an bestehende Bebauung angrenzt und auf einer Seite eine Ferngasleitung in geringem Abstand verlegt ist, wurde sie mit einem Vollbodenaustausch hergestellt. In den Bereichen der Ferngasleitung und der benachbarten Bauwerke wurde als Austauschmaterial leicht verdichtbarer Sand der Körnung 0/2 mm mit einem Feinkornanteil  $\phi \leq 0,06$  mm von weniger als fünf Gewichtsprozent verwendet. Der Austausch erfolgte hier ohne Grundwasserabsenkung in Abschnitten von 10 bis 20 m Länge, in denen bis zum anstehenden Kies freigeböschst ausgekoffert und anschließend sofort wieder verfüllt wurde. Dabei wurde bis ca. 0,5 m über dem Grundwasserspiegel

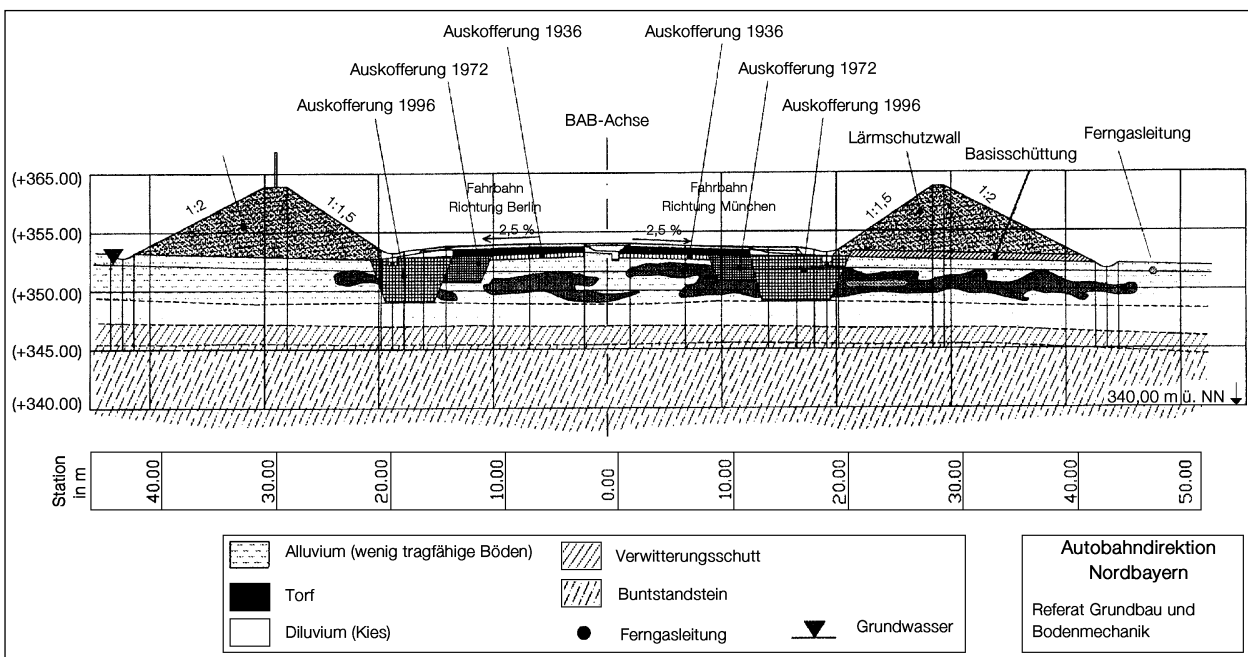


Bild 5.5: Schemaquerprofil der BAB A 9 (RADEKE, 1998)

ohne Verdichtung geschüttet. Erst ab diesem Füllniveau erfolgte eine Verdichtung mit leichten Rüttelplatten. Auf diese Weise konnten die Erschütterungseinwirkungen auf die bestehenden Bauwerke auf ein Minimum reduziert werden.

In den übrigen Bereichen wurden jeweils auf den gesamten Ausbaustreckenabschnitten zuerst der vollständige Aushub und anschließend die Wiederverfüllung mit Felsmaterial der Körnung 100/300 mm durchgeführt. Da auch hier keine Absenkung des Grundwasserspiegels erfolgte, wurde das Auffüllmaterial bis ca. 0,5 m über dem Grundwasserspiegel geschüttet und erst darüber mit schweren Stachelradwalzen verdichtet.

Das im Bild 5.5 dargestellte Schemaprofil zeigt den Umfang des im Zuge der beiden Ausbauphasen vorgenommenen Bodenersatzes. Die in diesen zwei Ausbauphasen hergestellten Verbreiterungsbereiche haben sich als nahezu setzungsfrei erwiesen, so dass die beiden angewandten Bauweisen im vorliegenden Fall als gleichwertig eingestuft werden können. Die Bereiche mit angrenzender Bebauung und mit in geringem Abstand verlaufender Ferngasleitung sind in diesem Bild nicht dargestellt.

## 5.2 Maßnahmen bei benachbarten Bauwerken

### 5.2.1 Allgemeines

Auch bei Bodenersatzverfahren, die in der Nähe bestehender Bauwerke durchzuführen sind, liegen besondere Randbedingungen vor, die es bei der Entwicklung von Ausführungslösungen zu berücksichtigen gilt, damit Schäden an diesen Bauwerken vermieden werden.

Im Rahmen der Planungen für einen Straßenbau mit Bodenersatz ist zunächst zu prüfen, ob sich umliegende Bauwerke im Einflussbereich der Baumaßnahme befinden. Hierbei ist zu untersuchen, in welcher Form und welchem Ausmaß die durch Änderung des natürlichen Gleichgewichtszustandes des Untergrundes erzeugten geotechnischen Mechanismen infolge der Baumaßnahme (Kapitel 2.4) zu Einwirkungen auf bestehende Bauwerke führen. Derartige Untersuchungen müssen für alle Bauzustände erfolgen, da die von der Baustelle ausgehenden Wirkungen auf den umgebenden Untergrund je nach Bauphase unterschiedlich sind. Die Einwirkungen sind abhängig von der Wechselwir-

kung zwischen Boden und bestehendem Bauwerk bzw. Bauteil und können beispielsweise auftreten als

- Verschiebungen in vertikaler Richtung (Setzungen, Hebungen);
- Verschiebungen in horizontaler Richtung;
- Belastungen in Form von Schubspannungen (z. B. negative Mantelreibung);
- Belastungen in Form von Normalspannungen (z. B. Erddruck, Seitendruck).

Dabei können die verschiedenen Einwirkungen auch gleichzeitig auftreten und sich überlagern.

Vielmehr noch als bei der in Kapitel 5.1 geschilderten Problematik steht hier die Wechselwirkung zwischen dem benachbarten Bauwerk und dem diesen unmittelbar umgebenden Untergrund (Boden-Bauwerks-Interaktion) im Mittelpunkt der Betrachtungen. Die in das Bauwerk (z. B. erdverlegte Rohre) oder in einzelne Bauteile des Bauwerkes (z. B. Fundamente oder Pfähle) induzierten zusätzlichen Spannungen bewirken eine Reaktion des Tragwerkes, bis ein Gleichgewichtszustand erreicht ist. Der Gleichgewichtszustand kann vor oder nach dem Versagen der Bauwerkskonstruktion erreicht sein. Im ersten Fall sind die resultierenden Spannungszustände in den einzelnen Bauteilen verträglich für die Konstruktion; ein Materialversagen bzw. das Erreichen eines Grenzzustandes der Tragfähigkeit tritt nicht ein. Allerdings muss die Verträglichkeit der mit dem Erreichen dieses Gleichgewichtszustandes verbundenen Verformungen im Hinblick auf die weitere Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes überprüft werden. Im zweiten Fall, dem Einstellen des Gleichgewichtszustandes nach dem Versagen der Bauwerkskonstruktion, tritt entweder lokal oder global ein Materialversagen innerhalb des Tragwerkes auf; die weitere Gebrauchstauglichkeit einzelner Bauteile oder gar des gesamten Bauwerkes ist nicht mehr gewährleistet. Dabei muss kein Versagen des Bodens (z. B. Grundbruch) vorliegen, um ein Versagen der Tragkonstruktion eines Bauwerkes bzw. einzelner Teile davon zu bewirken oder umgekehrt.

Es wird deutlich, dass zur realistischen Abschätzung der Boden-Bauwerks-Interaktion sowohl die durch eine bestimmte Teilleistung möglicherweise ausgelösten Wirkungen und Vorgänge im Boden als auch die konstruktive Ausbildung eines Bauwerkes (Gründungssituation, statisches System

etc.) bekannt sein müssen. Erst dann, wenn die Reaktionen des Bauwerks auf die v. g. Einwirkungen aus der Straßenbaumaßnahme quantifiziert sind, kann beurteilt werden, ob diese verträglich für das Bauwerk sind und ob dessen Gebrauchstauglichkeit auch weiterhin gewährleistet bleibt. Ist zu erwarten, dass die Einwirkungen unverträglich sind für das Bauwerk und dessen Standsicherheit gefährden oder dass die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes nicht gewährleistet bleibt, muss der Bauablauf bzw. die Konstruktion des Straßenbauwerkes der Situation entsprechend angepasst werden und/oder es sind Schutzmaßnahmen zu ergreifen, welche das Bauwerk vollkommen oder zumindest teilweise vor den Einwirkungen abschirmen.

Aufgrund der Vielzahl möglicher Situationen können auch hier keine Universallösungen angegeben werden. Im Nachfolgenden werden anhand der aufgeführten Beispiele lediglich exemplarisch mögliche Auswirkungen einer Straßenbaumaßnahme auf wenig tragfähigem Untergrund auf benachbarte Bauwerke dargestellt. Die dabei aufgeführten Maßnahmen sind als Ausführungsvarianten aufzufassen, deren Anwendung sowohl durch technische (z. B. bodenmechanische Verhältnisse) als auch ganz entscheidend durch ökonomische (z. B. Wertigkeit des bestehenden Bauwerks) Randbedingungen bestimmt wird.

### 5.2.2 Flachgründungen

Die Durchführung einer Bodenverdrängung neben flach, d. h. im vorliegenden Falle schwimmend, gegründeten Bauwerken sollte aufgrund der damit verbundenen, häufig weit reichenden Auswirkungen auf die Umgebung prinzipiell vermieden werden. Durch seitlich verdrängte Bodenmassen könnten benachbarte Flachgründungen ohne weitere Maßnahmen ungewollte Hebungen und/oder Horizontalverschiebungen erfahren, die für die Bauwerkskonstruktion unverträglich sind. Lediglich wenn sicher davon ausgegangen werden kann, dass die seitliche Verdrängungswirkung durch Anwendung der bereits in Kapitel 4.3.2 beschriebenen Hilfsmittel wie z. B. Seitenschlitze steuerbar eingeschränkt oder aber vom Bauwerk weg gelenkt werden kann, ist die Durchführung einer Bodenverdrängung ggf. im Bereich von Flachgründungen möglich.

Bei den Verfahren der passiven Verdrängung sind die durch die benutzten Hilfsmittel verursachten Erschütterungswirkungen auf die Umgebung zu berücksichtigen. Diese könnten ursächlich sein für

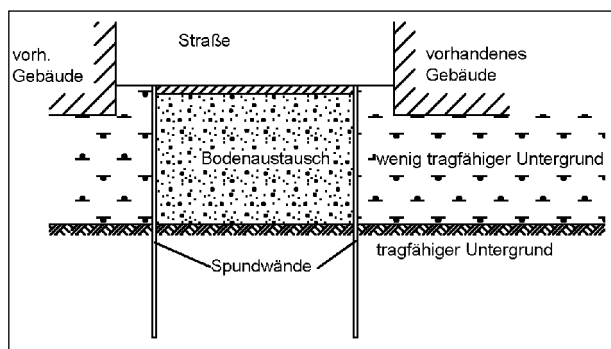
eine Verflüssigung des Bodens unterhalb benachbarter Flachgründungen und somit ein Grundbruchversagen derselben bewirken. Dennoch ist prinzipiell auch die Anwendung dieser Verfahren im Bereich benachbarter Bauwerke denkbar, wenn zuvor entsprechende Abschirmmaßnahmen, z. B. in Form von Schlitzen, ergriffen werden.

Die Ausführung eines Bodenaustausches neben bestehenden Flachgründungen kann je nach Bauverfahren bzw. Konstruktionsprinzip, und wenn keine weiteren Schutzmaßnahmen eingerichtet werden, unterschiedliche Folgen haben für die benachbarte Gründung:

- Setzungen durch fehlende seitliche Auflast im Aushubzustand;
- Grundbruch infolge fehlender seitlicher Auflast im Aushubzustand;
- Horizontalverschiebungen infolge fehlender seitlicher Stützung im Aushubzustand;
- Mitnahmesetzungen durch seitliche Auflasten bei der Wiederverfüllung eines Teilbodenaustausches;
- Horizontalverschiebungen infolge seitlichen Ausweichens des Weichbodens bei der Wiederverfüllung eines Teilbodenaustausches;
- Horizontalverschiebungen infolge seitlichen Ausweichens des Weichbodens aufgrund zu großen aktiven Erddruckes des Verfüllmaterials auf die Aushubböschung;
- Setzungen als Folge einer Grundwasserabsenkung im Aushubbereich.

Der Bodenaustausch sollte aus den genannten Gründen daher immer analog den Regeln der DIN 4123 oder aber im Schutze eines verformungsarmen Verbaues erfolgen. Zur Sicherung bestehender Bauwerke gegen die vorstehend genannten Folgen bei der Wiederverfüllung können beispielsweise Schutzmaßnahmen in Form von im Untergrund verbleibenden Spundwänden oder Maßnahmen zur Lastreduzierung (z. B. Verfüllung mit Leichtbaustoffen) ergriffen werden. Zur Verhinderung von Setzungen infolge einer Grundwasserabsenkung können ggf. Wiederversickerungsmaßnahmen im Bereich bestehender Bauwerke eingesetzt werden.

Bild 5.6 zeigt schematisch den vollständigen Bodenaustausch im Zuge einer Straßenbaumaßnahme auf wenig tragfähigem Untergrund im Nahbe-



**Bild 5.6:** Vollständiger Bodenaustausch im Schutze eines Spundwandverbau im Bereich bestehender Flachgründungen



**Bild 5.7:** Einsatz von Blähton und EPS als Ersatzmaterialien zum Zwecke der Lastreduzierung

reich bestehender flach gegründeter Gebäude. Hier kann es sich um eine innerörtliche Baumaßnahme handeln. Der Bodenaushub erfolgt hierbei im Schutze eines Baugrubenverbaues mittels Spundwänden, die auch nach der Wiederverfüllung als Abschirmung im Untergrund verbleiben.

Im Bild 5.7 wird die Durchführung einer innerörtlichen Baumaßnahme gezeigt, bei der verschiedene Leichtbaustoffe (Blähton und EPS) als Ersatzmaterial Verwendung finden.

### 5.2.3 Tiefgründungen

Die Ausführung eines Bodenersatzes im Nahbereich bestehender tief gegründeter Bauwerke bedarf ebenso wie im Falle einer benachbarten Flachgründung einer sorgfältigen Planung und Abwägung der Folgen. Je nach Bauverfahren bzw. Konstruktionsprinzip können die damit verbundenen geotechnischen Mechanismen im Wesentlichen folgende zusätzliche Einwirkungen auf die alten Pfahlgründungen erzeugen:

- negative Mantelreibung infolge von Setzungen der Weichschichten,

- Seitendruck infolge von Horizontalverschiebungen der Weichschichten.

Im Zuge der Planung einer Bodenersatzmaßnahme ist zu überprüfen, ob diese u. U. auftretenden Einwirkungen von einer bestehenden Pfahlgründung schadlos und mit für das aufgehende Bauwerk verträglichen Verformungen aufgenommen werden können oder ob zusätzliche Sicherungsmaßnahmen notwendig sind. Die möglichen Sicherungsmaßnahmen entsprechen dabei denjenigen, wie sie bereits im vorstehenden Kapitel 5.2.2 erläutert wurden.

## 5.3 Maßnahmen bei anschließenden und kreuzenden Bauwerken

### 5.3.1 Allgemeines

Wird beim Bau von Straßen auf wenig tragfähigem Untergrund kein vollständiger Bodenaustausch durchgeführt, so treten im Übergangsbereich zu Brücken sowie im Bereich von kreuzenden Bauwerken (z. B. Rohrleitungen) besondere Probleme auf. Sie liegen z. B. im unterschiedlichen Setzungsverhalten des Straßenkörpers und der o. g. Bauwerke sowie in horizontalen Verschiebungen bzw. Belastungen aus dem Straßendamm. Zu ihrer Verminderung sind je nach Bauwerk, Baugrund und Straßendammhöhe unterschiedliche Maßnahmen erforderlich.

Werden keine derartigen Maßnahmen getroffen, besteht die Gefahr, dass Schäden an den Verkehrsflächen oder den betroffenen baulichen Anlagen entstehen, die kostenaufwändige Sanierungsmaßnahmen zur Folge haben. Bei derartigen Schäden kann es sich beispielsweise um Schiefstellungen von Widerlagerwänden, abgerissene Flügel, geöffnete Bewegungsfugen und weit verbreitet auch um Setzungsstufen und -mulden im Übergang vom Bauwerk zum Damm oder um Biegezugrisse in kreuzenden Rohrleitungen handeln.

Bodenersatzverfahren in Form einer Bodenverdrängung kommen bei den in diesem Kapitel erläuterten Maßnahmen nicht in Betracht und werden daher nicht weiter erwähnt.

### 5.3.2 Anschließende Brückenbauwerke

Brücken in Gebieten mit wenig tragfähigem Untergrund erhalten im Regelfall eine Tiefgründung.

Flachgründungen sind dort anwendbar, wo das Bauwerk die auftretenden Setzungsdifferenzen

aufnehmen kann und Setzungen über entsprechende Lagerausrichtungen leicht und schnell ausgeglichen werden können. Flachgründungen sind als so genannte Kompensationsgründungen möglich, d. h., die Brückenlasten entsprechen in etwa dem Bodenaushub bzw. dem erforderlichen Abtrag der Dammschüttung.

- Tief gegründete Brücken

Tief gegründete Brücken erfahren im Regelfall nur Setzungen in der Größenordnung von wenigen Zentimetern, während die Setzungen des anschließenden Straßendamms ein Vielfaches davon betragen können. Zur Vermeidung bzw. Verminderung eines Setzungssprunges sind am Bauwerk bautechnische Maßnahmen wie z. B. der Einbau von Schlepp-Platten vorzusehen.

Am Damm kommen Maßnahmen wie

- eine Polstergründung in Verbindung mit einer Überschüttung u. U. in Verbindung mit Vertikaldräns (Vorkonsolidierung),
- eine diskrete Auflagerung auf Sandsäulen oder Sandschlitzten oder
- eine keilförmige Teilauskofferung im Längsprofil (vgl. Kapitel 4.3.3.e)

in Betracht.

Im Übergangsbereich Brücke – Straßendamm entstehen nach Fertigstellung des Straßenoberbaues stets Setzungsdifferenzen. Sie sind entsprechend dem zu erwartenden Zeitsetzungsverlauf unter Berücksichtigung wirtschaftlicher Gesichtspunkte in vertretbaren Grenzen zu halten.

Die möglichen Auswirkungen eines Bodenersatzes auf die Brückengründung entsprechen den in Kapitel 5.2.3 erläuterten. Da beim Aufbringen der Dammschüttung große Verformungen zu erwarten sind, sollte angestrebt werden, Brückengründungen erst nach Erreichen eines festzulegenden Konsolidierungsgrades des Untergrundes im Bauwerksbereich einschließlich erforderlicher Überschüttungen zu erstellen. Sofern die Seitendrucke von der Brückengründung mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwand nicht aufgenommen werden können, sind

- Abschirmwände (z. B. Spundwände) oder
- Schutzschächte um die Pfähle herum (z. B. Rohre)

vorzusehen.

- Flach gegründete Brücken

Flach gegründete Brücken sind auf wenig tragfähigem Untergrund nur dann möglich, wenn

- die zu erwartenden Setzungsdifferenzen für das Bauwerk verträglich sind,
- die zu erwartenden Horizontalbewegungen für das Bauwerk verträglich bleiben,
- statisch einfache und leicht überschaubare Konstruktionen vorliegen,
- Lagernachjustierungen vorgesehen werden.

Zur Begrenzung der zu erwartenden Setzungsdifferenzen bieten sich die so genannten Kompensationsgründungen an. Hierbei wird die Dammschüttung zunächst überhöht auch im späteren Brückenbereich vorgenommen. Nach weit gehendem Abklingen der Setzungen wird sie im Brückenbereich soweit wieder abgetragen, bis der Abtrag mindestens den Brückenlasten entspricht. Bedingt durch die so erreichten weit gehend gleichen Belastungsverhältnisse im Brücken- und Straßendambereich wird ein weicher Übergang zwischen Brücke und Damm erreicht. Die zu erwartenden Setzungsdifferenzen können eine verträgliche Größenordnung annehmen.

Zur Aufnahme der Horizontalkräfte aus dem Erd- druck bzw. zur Verhinderung von Horizontalbewegungen und Verdrehungen des Überbaues kann je nach Brückenkonstruktion der Einbau von Aussteifungsriegeln zwischen den Widerlagern erforderlich werden. Alternativ sind auch flexible Konstruktionen möglich, wie z. B. Betonfertigteilketten oder Multiplatekonstruktionen.

### 5.3.3 Kreuzende überschüttete Bauwerke

Sollen bestehende Durchlässe oder Leitungen überbaut werden, muss geprüft werden, ob sie den Belastungen aus dem neuen Straßendamm standhalten und ob sie die zu erwartenden Verformungen schadlos aufnehmen können. Andernfalls sind abschirmende Maßnahmen erforderlich, um derartige Bauwerke zu sichern.

Abschirmungen können schwimmend oder tief gegründet werden. Sie sind jeweils seitlich des Dammes aus der Dammsetzungsmulde herauszuführen.

Nachteile der schwimmenden Abschirmung sind u. a. Lageveränderungen der Leitungen und damit verbundene Nachjustierarbeiten.

Nachteile von tief gegründeten Abschirmungen liegen darin, dass sich Setzungssprünge zu den angrenzenden Dammbereichen ergeben.

Für das Verlegen von neuen flach gegründeten Durchlässen und Rohren innerhalb von Straßendämmen, die auf wenig tragfähigem Untergrund liegen, kommen beispielsweise folgende Verfahren in Betracht:

- Ein Damm auf einer Polstergründung wird vorzeitig als Vorbelastung auf Sollhöhe geschüttet und nach erfolgter ausreichender Konsolidation des Untergrundes trogförmig ausgehoben, um den Durchlass bzw. das Rohr zu verlegen.
- Im Bereich des Durchlasses oder Rohres wird ein vollständiger Bodenersatz mit allseitigen Überständen – d. h. sowohl in Dammachse als auch quer dazu – ausgeführt.
- Bei einem Damm auf einer Polstergründung wird die Konsolidierung des Untergrundes berücksichtigt, indem flexible Durchlässe bzw. Rohre mit kurzen, nicht biegesteif verbundenen Elementen gewählt und überhöht mit einem der erwarteten Setzungsmulde entsprechenden Stich verlegt werden.
- Insbesondere verformungsempfindliche Leitungen unter einem schwimmend gegründeten Damm (Polstergründung) sind in Schutzrohren oder in größeren Tiefen zu verlegen.
- Zur Reduzierung der durch die geometrisch bedingten, spreizförmig wirkenden Kräfte auf Durchlässe und Rohre aus der Dammlast können die Dammböschungen in den Durchführungsbereichen abgeflacht werden. Bei Polstergründungen wird hierdurch die Setzungsmulde abgeflacht und die durch Setzungen verursachten Biegezugspannungen in den kreuzenden überschütteten Bauwerken reduziert.

Im Hinblick auf tief gegründete Durchlässe und Rohre sei an dieser Stelle auf die in Kapitel 5.3.2 gemachten Angaben verwiesen.

## 6 Kosten

### 6.1 Allgemeines

Die Straße ist originärer Bestandteil eines funktionierenden Staats- und Wirtschaftswesens und hat daher eine entsprechende Bedeutung. Im Laufe der letzten Jahrzehnte ist der Bau von Straßen jedoch zunehmend schwieriger geworden. Anspruchsdenken, Besitzstandswahrung, Umweltbewusstsein und anderes haben zu einer Flut von Gesetzen und Richtlinien geführt (ZILLENBILLER, 1997 und DURTH, 1994). Eine Straßenbaumaßnahme steht heute nicht mehr nur im Dienst der Allgemeinheit, sondern greift auch in die Interessensbereiche von Anliegern und Nutzern, von Organisationen und Unternehmen, von Naturschutz und Volkswirtschaft ein. Die Realisierung eines Straßenbauprojektes ist bei der Vielzahl der zu berücksichtigenden Interessen und Belange daher nicht nur langwierig und schwierig, sondern auch kostspielig. Dabei unterliegen die Kosteneinflüsse im Straßenbau einem stetigen Wandel. Die Kosten der Bauausführung haben immer den wesentlichen Anteil an den Gesamtkosten für eine konkrete Straßenbaumaßnahme, wobei die Kosten für die Gründung der Straße – das sind im vorliegenden Fall die Kosten für die Verbesserung des Untergrundes – nur einen Teil der Bauausführungskosten darstellen.

Aufgrund der Komplexität sowie der mehrfach verkoppelten Abhängigkeiten der zahlreichen Faktoren werden in diesem Kapitel zunächst die Kosteneinflüsse im Straßenbau in allgemeiner Form erläutert. Hiermit wird das Ziel verfolgt, den Stellenwert der Bau- bzw. Herstellungskosten im Rahmen der Gesamtkostenzusammensetzung zu verdeutlichen. Im Anschluss daran werden Kostenspannen für einige der im Kapitel 4 angesprochenen Bauleistungen angegeben.

### 6.2 Kosteneinflüsse

#### 6.2.1 Ökonomische Grundlagen

Kosten sind der bewertete Verbrauch von Produktionsfaktoren (Geräte, Material und Dienstleistungen) für die Erstellung und Verwertung der betrieblichen Leistungen und die Aufrechterhaltung der hierfür erforderlichen Kapazitäten (SCHENK, 1994 und DIEDERICHS, 1999). Bild 6.1 zeigt die Kosten im Straßenbau systematisiert im Hinblick auf Charakteristik, Bewertung und Herkunft in Gegenüberstellung zu den Opportunitätskosten.



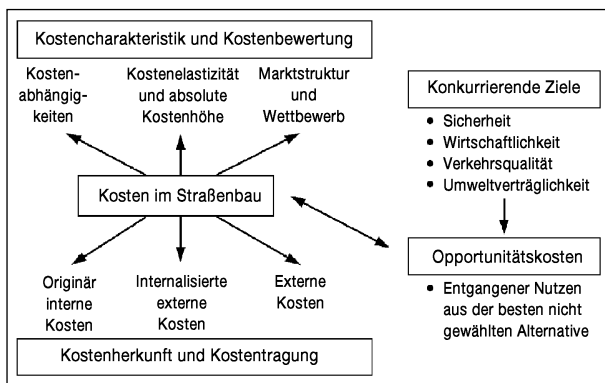
Nach HECHTL (1998) bedeuten im Einzelnen:

- Kostenabhängigkeiten

Aufgrund der zahlreichen Einflussfaktoren im Straßenbau sind die Kosteneinflüsse durch vielzählige Abhängigkeiten untereinander gekennzeichnet. Mit dem Grad der Kostenabhängigkeiten sind Aussagen über die Vernetztheit der Kosteneinflüsse möglich.

- Kostenelastizität

Die Kostenelastizität charakterisiert das Verhältnis der relativen Änderung der Kosten zur relativen Änderung der Kosteneinflussgröße.



**Bild 6.1:** Ökonomische Kostenbetrachtungen im Straßenbau (HECHTL, 1998)

- Absolute Kostenhöhe

Die absolute Kostenhöhe dient der Beurteilung der Wirtschaftlichkeit des Gesamtprojektes im Rahmen einer Kosten-Nutzen-Analyse und ermöglicht eine Aussage über die Gewichtung einzelner Kosteneinflussfaktoren.

- Marktstruktur und Wettbewerb

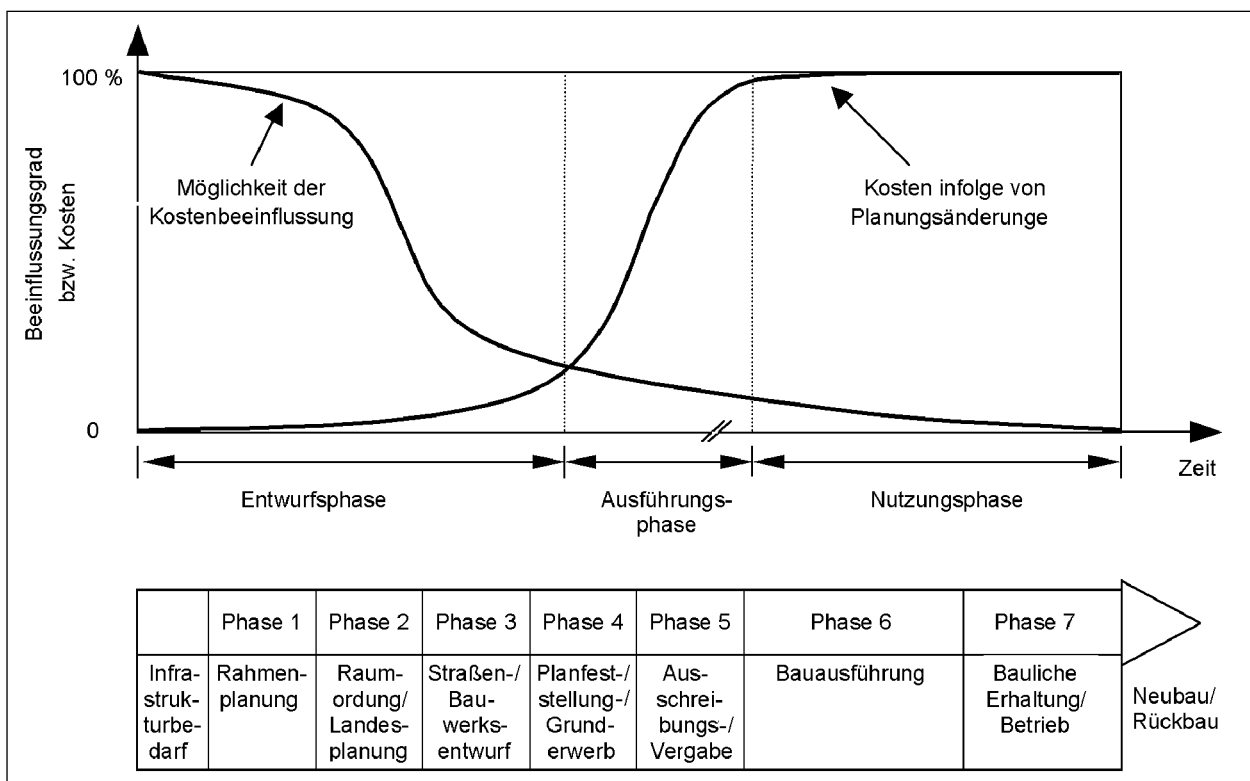
Die Zusammensetzung und das Gefüge eines Marktes (z. B. für Bauleistungen, Grundstücke, usw.) sowie die Intensität von Wettbewerb haben einen signifikanten Einfluss auf die Zusammensetzung und Höhe der Gesamtkosten eines Projektes.

- Originär interne Kosten

Originär interne Kosten sind Kosten, die unmittelbar der Interessensphäre des Straßenbaulastträgers zuzurechnen sind, wie z. B. der verfügbare bzw. geforderte technische Standard und die Verkehrsbelastung etc.

- Internalisierte externe Kosten

Internalisierte externe Kosten sind Kosten, die dem Straßenbaulastträger aus Interessenbereichen Dritter – z. B. Träger öffentlicher Belange, betroffener Bürger usw. – auferlegt werden.



**Bild 6.2:** Kostenbeeinflussung bei Straßenbauprojekten über die Zeit

- Externe Kosten

Externe Kosten sind dann gegeben, wenn negative Auswirkungen einer Baumaßnahme nicht in der Kostenrechnung des Baulastträgers in Erscheinung treten und Verursacher und Betroffene damit nicht unmittelbar übereinstimmen.

- Opportunitätskosten

Die kalkulatorische Ermittlung der Opportunitätskosten erlaubt die Bewertung des Nutzens einer – möglicherweise nicht gewählten – Alternative. Bei Straßenbauprojekten liegen dieser Bewertung primär die konkurrierenden Basisziele Sicherheit, Wirtschaftlichkeit, Verkehrsqualität und Umweltverträglichkeit zugrunde.

Neben den ökonomischen Kostenbetrachtungen ist auch die zeitliche Dimension eines Straßenbauprojektes zu berücksichtigen, da diese einen erheblichen Einfluss auf die Gesamtkosten des Projektes hat (FIRK, 1996 und OBERLENDER, 1993). Aus Bild 6.2 wird ersichtlich, dass die Möglichkeiten der Kostenbeeinflussung mit dem Fortschreiten innerhalb der Wertschöpfungskette abnehmen. Aufgrund dessen sind die kostenrelevanten Einwirkungen des Gesamtprojektes – das sind Einflüsse, die sich im Rahmen der Planung, der Bauausführung und des Betriebs auf die Gesamtkosten auswirken – möglichst frühzeitig planerisch zu berücksichtigen. Andererseits steigen die Kosten infolge von Planungsänderungen mit zunehmendem Projektfortschritt.

### 6.2.2 Kosteneinflussfaktoren

Wie erwähnt, wird ein Straßenbauprojekt heutzutage durch eine Vielzahl von Faktoren beeinflusst, welche einen Kosteneinfluss darstellen und damit auch direkt oder indirekt Einfluss nehmen auf die Baukonstruktion bzw. das zur Anwendung gelangende Bauverfahren. Bild 6.3 gibt einen Überblick über die verschiedenen Kosteneinflüsse im Straßenbau.

Der Übergang zwischen den in Bild 6.3 dargestellten Kosteneinflussarten ist grundsätzlich unscharf und weist Überschneidungen auf, so dass eine eindeutige Zuordnung der einzelnen Kosteneinflüsse zu Kosteneinflussarten nicht immer möglich ist. Sekundäre Kosteneinflüsse, wie etwa Tarifabschlüsse im Bauhauptgewerbe oder den Baustoffpreis beeinflussende Währungsschwankungen usw., sind in den genannten Kosteneinflussarten enthalten und werden nachfolgend nicht weiter erläutert.

- Öffentliche Belange

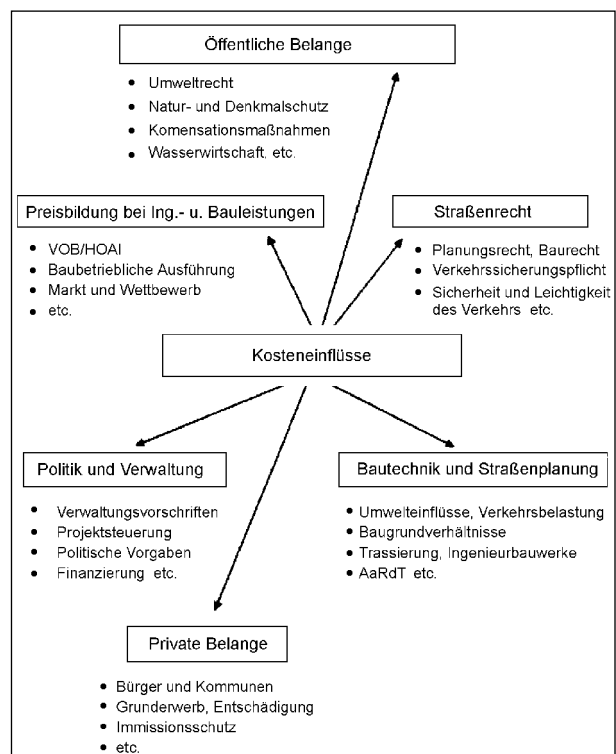
Öffentliche Belange erstrecken sich auf die Interessen von Personengruppen, von öffentlichen Ver- und Entsorgungsunternehmen sowie der Allgemeinheit und stehen im Interesse des Gemeinwohls. Die öffentlichen Belange werden von speziellen Rechtsgebieten, wie z. B. dem Umweltrecht erfasst, und die Interessenwahrnehmung erfolgt im öffentlich rechtlichen Bereich durch die sog. Träger öffentlicher Belange (z. B. Bund für Naturschutz).

- Private Belange

Private Belange erstrecken sich auf die Interessen von durch eine Straßenbaumaßnahme betroffenen Privatpersonen. Dieser Kosteneinfluss äußert sich insbesondere im Immissionschutz und im Grunderwerb, aber auch im baulichen Schutz bestehender Bebauung (vgl. Kap. 5.2).

- Straßenrecht

Das Straßenbaurecht regelt außer den verkehrserheblichen Nutzungen alle sonstigen Nutzungen der Straße sowie den Vorgang ihres Baues und ihrer Unterhaltung. Kosteneinflüsse ergeben sich u. a. daraus, dass der Träger der Straßenbaulast beim Bau dem Verkehrsbedürfnis sowie den öffentlichen Belangen einschließlich



**Bild 6.3:** Kosteneinflüsse im Straßenbau (HECHTL, 1998)

Umweltschutz Rechnung zu tragen hat. Weiterhin hat er dafür einzustehen, dass seine Bauten allen Anforderungen der Sicherheit und Ordnung genügen. Als übergeordneter technischer Qualitätsstandard werden hierbei die allgemein anerkannten Regeln der Technik herangezogen (HECHTL/NAWRATH, 1996).

Von der Straßenbaulast zu unterscheiden ist die Verkehrssicherungspflicht. Kosteneinflüsse aus der Verkehrssicherungspflicht ergeben sich insofern, als notwendige und zumutbare Vorkehrungen zu treffen sind, um Schäden Dritter zu vermeiden. Als Maßstab dienen die gewöhnlichen Sicherheitserwartungen des jeweiligen Verkehrs.

Das Straßenrecht ist also eng verknüpft mit dem einzuhaltenden Qualitätsstandard bei einer Straßenbaukonstruktion und daher mitbestimmend in Hinblick auf die qualitative Kostenstruktur, die den Planungen zugrunde liegt (vgl. Kap. 6.3).

- Politik und Verwaltung

Die Politik übt einen Kosteneinfluss dahingehend aus, als sie die gesetzlichen Rahmenbedingungen festlegt und beschließt sowie den Fachverwaltungen vorsteht und auf deren Tätigkeit Einfluss nimmt. Die Verwaltung ihrerseits beeinflusst Kosten, als ihr grundlegende Planungsphasen, die Projektsteuerung, die Bestandsverwaltung und dergleichen übertragen sind. Schließlich sind Politik und Verwaltung auch von sich aus Kostenverursacher.

- Preisbildung bei Ingenieur- und Bauleistungen

Eine Hauptkostenstelle im Straßenbau sind die Aufwendungen für Bauleistungen. Die Kosten für Ingenieurhonorare sind dagegen durch den Rahmen der HOAI (1996) vorgegeben. Die Höhe des effektiven Preisniveaus für Bauleistungen richtet sich zwar nach Angebot und Nachfrage, ist aber auch ganz wesentlich von den markttechnischen und wettbewerbsrechtlichen Rahmenbedingungen abhängig (HECHTL, 1996).

- Bautechnik und Straßenplanung

Planerische und bautechnische Kosteneinflüsse ergeben sich etwa aus den Baugrundverhältnissen und der Geomorphologie, aus der Verkehrsbelastung und deren Zusammensetzung, aus den Umwelteinflüssen, aus der Trassierung und aus den allgemein anerkannten Regeln der Technik (DIN-Normen etc.).

Beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund sind die schlechten Baugrund- und ungünstige Reliefverhältnisse Kennzeichen der Straßentrassen, die oftmals aufwändige, die Gesamtkosten einer Straße signifikant beeinflussende Zusatzmaßnahmen erfordern.

### 6.3 Qualitative Kostenstruktur

Der bauliche Zustand einer hoch belasteten Straßenbaukonstruktion – insbesondere bei schlechten Untergrundverhältnissen – verschlechtert sich im Laufe der Zeit zunehmend. Dabei kann die Abnahme des Qualitätszustandes einer Konstruktion in Abhängigkeit von den auftretenden Lasten sowie von der vorhandenen Materialqualität verschiedene Formen jeweils als Funktion der Zeit annehmen:

- eine stetig wachsende Abnahme;
- eine mehr oder weniger konstante Abnahme;
- eine sich stetig verlangsamende Abnahme;
- ein plötzliches Versagen.

Während seines planmäßigen Lebenszyklus sollte der Zustand eines Straßenkörpers zu jedem Zeitpunkt wenigstens minimalen Qualitätsanforderungen genügen, die es zu erhalten gilt. Schon während des Entwurfsprozesses muss festgelegt werden, in welcher Form der Qualitätsabnahme – genauer gesagt den möglichen Ursachen der Qualitätsminderung – im Bauentwurf Rechnung getragen werden soll. Diese Festlegung ist ganz entscheidend für den mit einem Bauverfahren zu erreichenden Qualitätsstandard und damit für die Kosten einer Baumaßnahme.

Grundsätzlich werden dementsprechend zwei Entwurfstypen unterschieden, nämlich der Entwurf mit hohem und der Entwurf mit niedrigem Unterhaltsaufwand. Bei einem Entwurf mit niedrigem Unterhaltsaufwand wird vorgegeben, dass während des planmäßigen Lebenszyklus lediglich geringfügige Erhaltungsmaßnahmen durchgeführt werden müssen (Bild. 6.4).

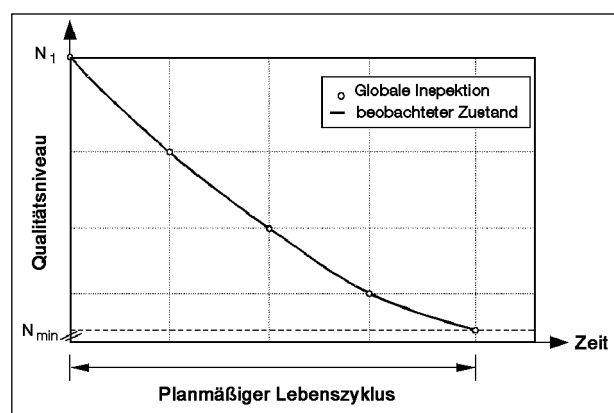
Die Kosten der Baumaßnahme sind in diesem Fall verhältnismäßig hoch. Am Ende des planmäßigen Lebenszyklus muss die Straßenbaukonstruktion wenigstens noch den minimal notwendigen Qualitätsanforderungen genügen. Werden die geringfügigen Erhaltungsmaßnahmen nicht durchgeführt, kann der Qualitätsabbau auch schneller verlaufen und der Qualitätsstandard der Konstruktion unter-

schreitet am Ende des planmäßigen Lebenszyklus den Minimalwert.

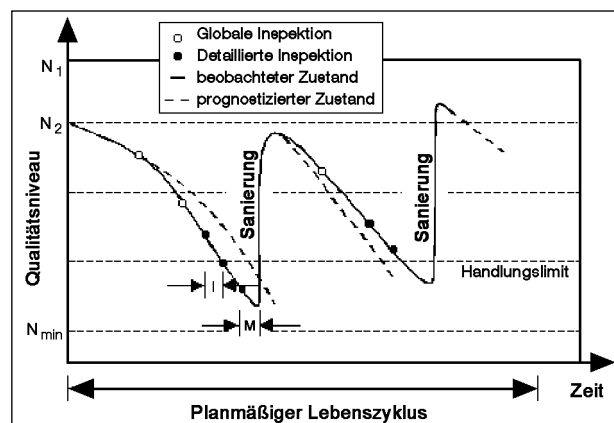
Bei einem Entwurf mit hohem Unterhaltsaufwand wird angenommen, dass im Zeitraum des planmäßigen Lebenszyklus eine oder mehrere umfangreiche Sanierungsmaßnahmen durchgeführt werden (Bild 6.5). Das Qualitätsniveau des Straßenkörpers ist nach Beendigung der Baumaßnahme geringer als bei einem Entwurf mit niedrigem Unterhaltsaufwand, so dass auch die Investitionskosten für den Bau bedeutend niedriger liegen. Dies hat zur Folge, dass das minimale Qualitätsniveau früher erreicht wird und daher umfangreichere Erhaltungsmaßnahmen notwendig werden.

Die Entscheidung für einen dieser Entwurfstypen wird von vielen Faktoren bestimmt, wie z. B.:

- von der Dauer des planmäßigen Lebenszyklus;
- von der Investitionshöhe;
- von den Kosten für Sanierungsmaßnahmen;
- von der Risikoakzeptanz während der Nutzung;
- von der Finanzierungsform usw.



**Bild 6.4:** Entwicklung des Qualitätsniveaus bei niedrigem Unterhaltsaufwand



**Bild 6.5:** Entwicklung des Qualitätsniveaus bei hohem Unterhaltsaufwand

## 6.4 Wirtschaftlicher Verfahrenvergleich

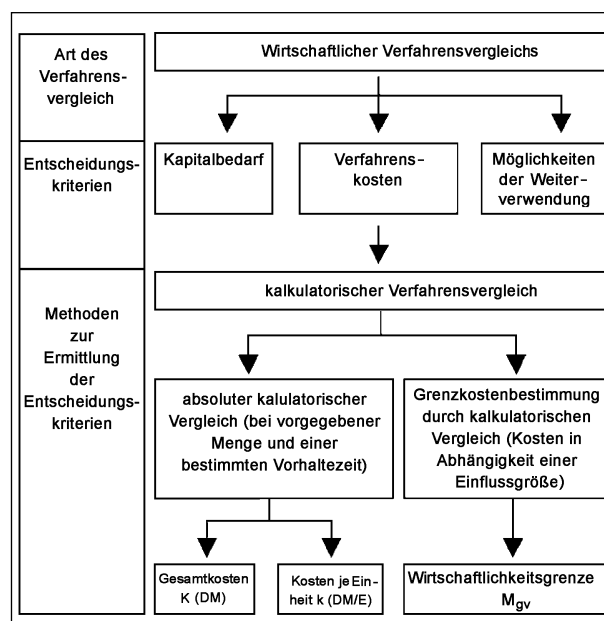
Beim Verfahrenvergleich unter wirtschaftlichen Aspekten sind mögliche Kriterien des Auftragnehmers Kapitalbedarf, Möglichkeit der Weiterverwendung von Geräten und Kosten des Verfahrens. Auf der Auftraggeberseite sind die Kosten bzw. der Preis der Bauleistung das wirtschaftliche Kriterium. Zur Wirtschaftlichkeitsanalyse des Bauherrn eignet sich der kalkulatorische Verfahrenvergleich, bei dem die beim Einsatz eines Verfahrens wahrscheinlich auftretenden Kosten ermittelt werden. Es werden folgende Methoden unterschieden (SEELING, 1980):

- absoluter kalkulatorischer Verfahrenvergleich;
- Grenzkostenbestimmung durch einen kalkulatorischen Vergleich.

Bild 6.6 gibt einen Überblick auf den wirtschaftlichen Verfahrenvergleich.

Beim absoluten Kostenvergleich werden die Kosten der zu vergleichenden Verfahren für eine bestimmte Menge und einen festgelegten Zeitraum ermittelt und zueinander in Beziehung gesetzt. Dabei können die Kosten als Gesamtkosten  $K$  [DM] oder als Kosten je Einheit  $k$  [DM/E] angegeben werden.

Bei der Ermittlung der Wirtschaftlichkeitsgrenze werden die Wirtschaftlichkeitsbereiche zweier Ver-



**Bild 6.6:** Wirtschaftlicher Verfahrenvergleich (nach SCHNELL/VAHLAND, 1997)

fahren voneinander getrennt. Dazu müssen die Kosten in Abhängigkeit von einer Einflussgröße (z. B. Menge, Bauzeit) dargestellt werden. Hierzu ist die Berechnung der fixen und variablen Kostenanteile eines Verfahrens notwendig. Durch diese Unterscheidung errechnen sich die Gesamtkosten eines Verfahrens zu

$$K = K_{\text{fix}} + m \cdot k_{\text{var}} \quad (6.1)$$

und die Kosten je Einheit errechnen sich zu

$$k = 1/m \cdot K_{\text{fix}} + k_{\text{var}} \quad (6.2)$$

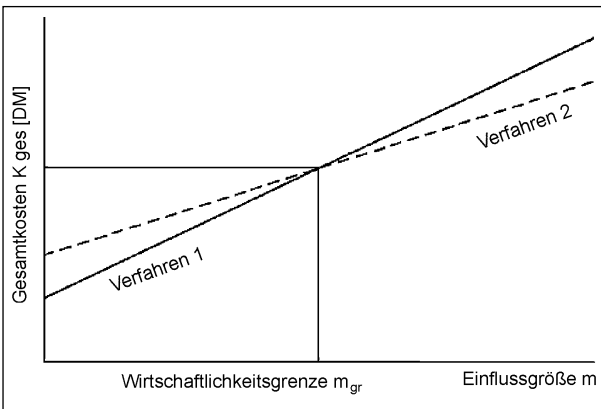
mit

$K_{\text{fix}}$  fixe Kostenanteile in DM

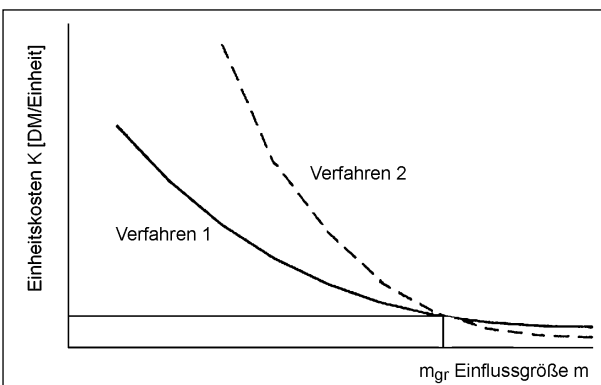
$k_{\text{var}}$  variable Kostenanteile bezogen auf die Einheit in DM/E

$m$  Einflussgröße (z. B. Menge, Bauzeit etc.).

Die Wirtschaftlichkeitsgrenze  $m_{\text{gr}}$  zwischen zwei zu vergleichenden Verfahren (Bilder 6.7 und 6.8) errechnet sich aus der Gleichsetzung ihrer Kostenfunktionen (Glg. 6.1 bzw. 6.2) und nach Umformung zu



**Bild 6.7:** Gesamtkosten in Abhängigkeit von einer Einflussgröße (nach SCHNELL/VAHLAND, 1997)



**Bild 6.8:** Einheitskosten in Abhängigkeit von einer Einflussgröße (nach SCHNELL/VAHLAND, 1997)

$$m_{\text{gr}} = (K_{2\text{fix}} - K_{1\text{fix}})/(k_{1\text{var}} - k_{2\text{var}}) \quad (6.3)$$

Grundsätzlich unterscheidet sich der kalkulatorische Verfahrensvergleich nicht von den im Bauwesen üblichen Methoden der Kostenermittlung, es sind jedoch folgende Besonderheiten zu berücksichtigen:

- Richtige Leistungskennwerte ansetzen  
Das Problem jeder Kalkulation ist die Richtigkeit der benutzten Leistungskennwerte. Auf die Höhe der Kennwerte wirken vielfältige Einflüsse ein, wie z. B. Baustellensituation, Witterung und das Verfahren der Kennwertermittlung selbst. Es gehört viel Erfahrung dazu, solche für unterschiedliche Verfahren ermittelten Kennwerte bei einem Verfahrensvergleich realistisch anzusetzen.
- Nur verursachungsgerechte Kostenbestandteile  
Unterschiedliche Verfahren werden in unterschiedlichem Maße Baustellengemeinkosten, allgemeine Geschäftskosten und Kosten für Risiken erzeugen. Wenn man diese Kosten nicht verursachungsgerecht erfassen kann, ist es besser, sie nicht zu berücksichtigen.
- Bewertung der Lohnkosten  
Die den Verfahren zuzuordnenden Lohnstunden sind mit dem Mittellohn ASL (Mittellohn einschließlich Soziallasten und Lohnnebenkosten) zu bewerten. Gehälter für den Polier brauchen nur bei unterschiedlichem Verhältnis der Anzahl der Poliere zur Anzahl der Arbeitskräfte oder bei unterschiedlichen Bauzeiten einbezogen werden.
- Nur unterschiedliche Kosten verfolgen  
Zur Vereinfachung sollte man beim kalkulatorischen Verfahrensvergleich nur die Kosten verfolgen, die tatsächlich in unterschiedlicher Höhe anfallen. So ist es z. B. unnötig, beim Vergleich von zwei unterschiedlichen Geräten bei gleicher Bauzeit die Lohnkosten für den Geräteführer zu berücksichtigen.

### 6.5 Kostenspannen für Bodenersatzverfahren

Grundvoraussetzung für einen sinnvollen wirtschaftlichen Verfahrensvergleich ist das Zugrundelegen einheitlicher Bewertungsmaßstäbe. Das bedeutet, dass die Bezugsgrößen der Kosten-

betrachtungen – etwa das Qualitätsniveau einer Baukonstruktion z. B. in Hinblick auf zu erwartende Verformungen usw. – als konstant vorausgesetzt werden müssen; die miteinander zu vergleichenden Bauverfahren müssen ein qualitativ gleichwertiges Ergebnis liefern. Unter Berücksichtigung der hier und in den vorstehenden Kapiteln genannten Gesichtspunkte sind die nachfolgend exemplarisch angegebenen Kostenspannen für Bodenersatzverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund zu betrachten und zu verwenden. Die angegebenen Einheitspreise (Kostenstand für das Jahr 1999) enthalten die anteiligen Baustelleneinrichtungskosten auf der Basis der angegebenen Kubaturen. Die Preise haben lediglich einen informativen und keinen normativen Charakter.

Aufgrund der Tatsache, dass einige der in Kapitel 4 genannten Bauverfahren zurzeit in der Praxis kaum noch zur Anwendung kommen bzw. Spezialanwendungen darstellen, die ausschließlich von einzelnen Firmen angeboten werden, ist dafür die Angabe von Kostenspannen aufgrund fehlender Auskünfte nicht möglich.

- Bodenaustausch im Trockenen

Weichboden:	Klei
Ersatzmaterial:	Sand
Austauschtiefe:	4 bis 5 m
Kubatur:	~ 50.000 m <sup>3</sup>

Kosten für den Aushub mit Abfuhr: DM 20,-- bis 25,-- pro m<sup>3</sup>

Kosten für den Aushub ohne Abfuhr (d. h. Seitenablagerung): DM 10,-- bis 15,-- pro m<sup>3</sup>

Kosten für das Liefern und das Einbauen des Ersatzbodens im Schüttverfahren einschließlich Verdichtung: DM 20,-- bis 25,-- pro m<sup>3</sup>

- Bodenaustausch mit Unterwasserbaggerung

Weichboden:	Klei
Ersatzmaterial:	Sand
Austauschtiefe:	4 bis 5 m
Kubatur:	~ 50.000 m <sup>3</sup>

Kosten für den Aushub mit Abfuhr: DM 25,-- bis 30,-- pro m<sup>3</sup>

Kosten für den Aushub ohne Abfuhr (d. h. Seitenablagerung): DM 15,-- bis 20,-- pro m<sup>3</sup>

Kosten für das Liefern und das Einspülen des Ersatzbodens einschließlich Verdichtung: DM 10,-- bis 15,-- pro m<sup>3</sup>

- Bodenaustausch im Nassbaggerverfahren

Weichboden:	Torf
Ersatzmaterial:	Sand
Austauschtiefe:	8 bis 12 m
Kubatur:	~ 150.000 m <sup>3</sup>

Kosten für den Aushub mit Seitenablagerung und den Einbau des Ersatzbodens durch Spülen: DM 25,-- bis 30,-- pro m<sup>3</sup>

- Bodenverdrängung durch Auflast

Weichboden:	Torf
Ersatzmaterial:	Sand
Austauschtiefe:	4 bis 5 m
Kubatur:	~ 50.000 m <sup>3</sup>

Kosten für das Verdrängen mit Abtrag und Abfuhr verdrängten Bodens einschließlich Verdichtung des Ersatzbodens: DM 30,-- bis 35,-- pro m<sup>3</sup>

Kosten für das Verdrängen ohne Abtrag und Abfuhr verdrängten Bodens einschließlich Verdichtung des Ersatzbodens: DM 20,-- bis 25,-- pro m<sup>3</sup>

- Bodenverdrängung im Schüttspengverfahren

Weichboden:	Torf
Ersatzmaterial:	Sand
Austauschtiefe:	4 bis 5 m
Kubatur:	~ 50.000 m <sup>3</sup>

Kosten für das Auftragen des Ersatzmaterials einschließlich der Sprengkosten: DM 35,-- bis 40,-- pro m<sup>3</sup>

- Leichtbaustoffe

EPS-Hartschaumblöcke	DM 100,--/m <sup>3</sup>
Blähton	DM 70,--/m <sup>3</sup>

Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die jeweiligen Marktpreise sowohl regional als auch in Abhängigkeit von der Wettbewerbssituation und der Größe des Bauvorhabens stark variieren und von den v. g. Kostenspannen abweichen können.

## 7 Spannungen und Verformungen

### 7.1 Einführung

Wie schon erwähnt, müssen während verschiedener Entwurfsprozesse für den Bau von Straßendämmen Vorberechnungen durchgeführt werden, um die Konsequenzen der Ergebnisse abschätzen zu können. Allgemein muss Folgendem Beachtung geschenkt werden:

- den zu erwartenden Verformungen,
- der Geschwindigkeit, mit der die Verformungen stattfinden,
- der Möglichkeit eines Stabilitätsverlustes während der Bauzeit,
- dem Einfluss von angrenzenden Bebauungen.

Um den Einfluss der v. g. Faktoren für alle relevanten Zustände (Bauzustände und Endzustand) richtig einschätzen zu können, ist ein gewisses theoretisches Wissen über das Spannungs-Verformungsverhalten des Bodens notwendig.

Verschiedene mögliche Mechanismen werden analysiert, indem man ein Spannungs-Verformungsverhalten für den Boden annimmt. Der Aufwand an Berechnungen und die Wahl des Spannungs-Verformungsmodells hängen hauptsächlich von der Art und Bedeutung der geforderten Informationen ab. Näherungsberechnungen, die auf der Basis einer vorläufigen und eingeschränkten Bodenanalyse beruhen, benötigen eine andere Verfahrensweise als genaue Vorhersagen, für die eine detaillierte Bodenanalyse notwendig ist. Projekte mit einem relativ geringen Schadensrisiko erfordern ebenfalls eine andere Vorgehensweise als Projekte, bei denen die Gefahr hoher Schadensersatzansprüche besteht.

### 7.2 Spannungen

In wassergesättigten Böden werden Kräfte durch Spannungen im Korngerüst und im Porenwasser übertragen. Die totalen Spannungen oder Bodenspannungen werden teilweise durch das Korngerüst über die Berührungspunkte zwischen den einzelnen Kornpartikeln und teilweise durch den Porenwasserdruck, das Wasser, das die Bodenpartikel umgibt, aufgenommen. Die Kontaktkräfte bewirken die Verformungen des Korngerüsts. Die

Bewegungen der Bodenpartikel in Form von Ineinandergleiten und Ineinanderrollen bewirken an den Berührungspunkten eine strukturelle Kornumlagerung. Außerdem kann der Boden an diesen Berührungspunkten Scherspannungen übertragen.

Das Konzept der effektiven Spannungen wurde von TERZAGHI entwickelt. Eine Spannungseinheit repräsentiert die Differenz zwischen den totalen Spannungen und dem Porenwasserdruck. Daher sind die effektiven Spannungen wie folgt definiert:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (7.1)$$

mit  $\sigma'$ : effektive Normalspannung,  $\sigma$ : totale Spannung und  $u$ : Porenwasserdruck.

In einer homogenen Bodenschicht mit einem Grundwasserbezugsniveau an der Oberkante dieser Bodenschicht nehmen die vertikalen Spannungen unter dem Bodeneigengewicht linear mit der Tiefe zu. Dabei wird angenommen, dass keine Scherspannungen an den Seiten der Bodenelemente übertragen werden. Dies ist eine plausible Annahme, wenn die Schicht flach, unendlich ausgedehnt, homogen und die gleiche erdgeschichtliche Entstehung hat.

Die Belastungen auf die Bodenstruktur können unterschiedliche Ursachen haben. Verschiedene Arten von Belastungen sind nachstehend aufgezählt:

- Belastung infolge Wichteänderung beim Bodenaustausch,
- negative Belastung durch Aushub,
- permanente Auflast (Bauwerke),
- variable Auflast (Verkehrslasten etc.),
- Belastung durch die Änderung von Porenwasserdrücken.

Die Belastungen verursachen eine Zunahme der Normal- und Scherspannungen in der Gründungssohle. Die Zunahme der Spannungen wird bestimmt durch:

- die Größe der Auflast,
- die Abmessungen der belasteten Fläche,
- die Position im Boden, wo die Spannungen im Verhältnis zur Position der Auflast (horizontal und vertikal) bestimmt werden.

Wenn die Auflast eben verteilt und unendlich angenommen wird, ist die Zunahme der Spannungen im Boden in jeder Tiefe theoretisch gleich der Auflast.

Wenn die vertikalen Lasten nicht unendlich ausgedehnt sind, werden allgemeine Theorien, die aus der angewandten Mechanik kommen und sich mit der Verteilung von Spannungen beschäftigen, benutzt, die Spannungen im Boden zu berechnen. Hinsichtlich weiterführender Details zur Spannungsermittlung sei hier auf DIN 4019 (1979) und die EVB (1993) verwiesen.

In vielen Fällen wird angenommen, dass der Boden sich wie z. B. Stahl linear elastisch verhält. In Wirklichkeit ist das Spannungs-/Verformungsverhalten von Böden nicht linear, während die Verformungen außerdem zeitabhängig sind. Berechnungen von Spannungsverteilungen, die auf der Annahme eines elastischen Verhaltens beruhen, werden in der Regel als akzeptable Näherungslösungen betrachtet. Für eine genaue Bestimmung der erwarteten Verformungen benötigt man Berechnungsverfahren, die kompliziertere Berechnungsmodelle zugrunde legen (z. B. Methode der finiten Elemente oder Methode der finiten Differenzen).

### 7.3 Materialeigenschaften von „Weichböden“

Unter dem Begriff des „weichen Untergrundes“ sind junge Ablagerungen wenig tragfähiger und sehr setzungsempfindlicher Böden mit hohem Wassergehalt zu verstehen, die normal konsolidiert sind, d. h., die nie zuvor einer größeren wirksamen Normalspannung als der aus den überlagernden Schichten ausgesetzt waren. Im Einzelnen sind sowohl genetisch als auch bodenphysikalisch organogene Schluffe und Tone, zu denen Klei, Schlick und Seekreide gehören, sowie rein organische Böden mit den Mudden (z. B. Faulschlamm, Gytija) als sedentäre Ablagerungen zu unterscheiden. Sie können entweder von Schluff, Ton, Mergel, Sand, Kies oder Fels unterlagert sein, was die Standsicherheit maßgeblich beeinflusst.

Der potenzielle Streubereich ihrer bodenphysikalischen Eigenschaften ist außergewöhnlich groß:

- Der Wassergehalt kann bei organogenen Tonen Werte um 500 %, bei Torfböden und Mudden bis 1.000 %, gelegentlich sogar über 1.000 % ihres Trockengewichts erreichen. Wassergehalte unter 500 % weisen im Allgemeinen darauf hin, dass die Böden auch anorganische Bestandteile enthalten

- Je nach Art und Anteil der organischen und anorganischen Komponenten liegen die Korndichten  $\rho_s$  zwischen 1,4 und 2,5 g/cm<sup>3</sup> (Torfe 1,4 bis 1,6 g/cm<sup>3</sup>) und die Wichten  $\gamma$  zwischen 10 und 17 kN/m<sup>3</sup> (Torfe und Mudden 10 bis 14 kN/m<sup>3</sup>).
- Die Durchlässigkeit nimmt mit ansteigendem Konsolidationsdruck ab. Dies gilt insbesondere für Torfböden, deren Durchlässigkeit im unbelasteten Zustand etwa 10<sup>-3</sup> bis 10<sup>-5</sup> cm/s, nach Konsolidierung unter Auflasten von etwa 30 bis 80 kN/m<sup>2</sup> nur noch 10<sup>-5</sup> bis 10<sup>-7</sup> cm/s betragen kann. Die horizontal gerichtete Durchlässigkeit ist im Allgemeinen größer als die vertikale, wobei bis zu 50fache Differenzbeträge nicht ungewöhnlich sind.
- Konsolidationsversuche im Oedometer ergeben unter Belastungen bis zu etwa 0,2 MN/m<sup>2</sup> für Torfe und Mudden Steifemoduln von 0,3 < E<sub>s</sub> < 2,0 MN/m<sup>2</sup>.
- Die Scherfestigkeit steigt mit dem wirksamen Überlagerungsdruck an. Abnehmen kann sie dagegen dann, wenn faseriger Torf in amorph zersetzten oder in besonders weichen tonigen Boden übergeht. Der Reibungswinkel für dränierte Bedingungen ergibt sich für Torfe und organogene Böden zu 10° < φ' < 20°. Die Kohäsion für dränierte Bedingungen c' ist im Zustand der Erstkonsolidierung meist sehr gering, kann aber Werte bis zu etwa c' = 10 kN/m<sup>2</sup> erreichen. Für die Kohäsion im undrännierten Zustand c<sub>u</sub> können Werte in der Bandbreite von 5 kN/m<sup>2</sup> < c<sub>u</sub> < 40 kN/m<sup>2</sup> vorkommen.

Das Spannungsdehnungsverhalten des Bodens ist maßgebend für die elastischen und plastischen Verformungen des Bodens, wenn Belastungen aufgebracht werden. Bei sehr niedrigen Belastungen sind die Verformungen relativ gering und mehr oder weniger elastischer Natur. Werden die Belastungen erhöht, nehmen nicht nur die Verformungen zu, sondern auch der Anteil an plastischen Verformungen steigt. Letztendlich werden die Verformungen so groß, dass der Boden versagt. Ursprünglich wurden Verformungs- und Versagensverhalten mit Hilfe von empirischen Methoden manuell berechnet. Später wurden fortschrittlichere Methoden entwickelt, die höher entwickelte Berechnungsmethoden erfordern. Aktuelle und detaillierte Zusammenfassungen zu den mechanischen Materialeigenschaften der im Kontext dieses Berichtes genannten typischen Weichböden sowie weiterführende Literaturhinweise hierzu finden sich bei LEROUEIL et al. (1990) sowie beim CUR (1996).



## 7.4 Erforderliche Standsicherheits- und Verformungsnachweise

Aus der Praxis des Entwurfs heraus hat sich auf der Grundlage einer umfassenden Bodenerkundung das nachfolgend beschriebene systematische Vorgehen bis zur Entscheidung für eine bestimmte Lösung als zweckmäßig erwiesen.

Allgemeine Angaben zu Lastannahmen und den zu führenden Standsicherheitsnachweisen finden sich in DIN 1054.

Berechnungen für die Bauphase

- Die Berechnung der Geländebruchsicherheit für die Konstruktions- und Anfangsphase des Dammes erfolgt nach der  $\varphi=0$ -Analyse (DIN 4084), d. h. mit der Scherfestigkeit für undrained Bedingungen  $c_u$  nach DIN 18137. Die verfügbare Zeit zwischen dem Baubeginn und dem Herstellen der Fahrbahndecke sowie ein vorerst möglicher Zwischenausbau der Straße sind dabei zu berücksichtigen.

Wenn die zeitliche Veränderung der Scherfestigkeit in die Berechnungen eingehen soll, ist es zweckmäßig, die Sicherheit mit den effektiven Scherparametern  $\varphi'$  und  $c'$  zu berechnen und den Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  sowie die Verteilung des Porenwasserüberdruckes in der Gleitfläche rechnerisch bzw. durch Erfahrungswerte aufgrund von Messungen abzuschätzen. Ziel dieser Untersuchungen ist es, die Standsicherheit in allen Bauzuständen nachzuweisen.

Aus der Berechnung der Anfangsstandsicherheit soll auch die Beziehung zwischen der zulässigen Schütthöhe  $h$  und dem Sicherheitsgrad  $\eta$  für jede Schüttphase hervorgehen, mit der es möglich wird, den Damm kontrolliert aufzubauen. Bei mehreren Schüttphasen kann die Sicherheit ggf. mit erhöhten  $c_u$ -Werten ermittelt werden, wenn sich diese durch die Konsolidierung aus der jeweils vorhergehenden Phase nachweisen lassen.

- Zusätzlich muss eine überschlägliche Vorberechnung der Größe und des Zeitverlaufs der Setzungen des Dammuntergrunds durchgeführt werden.
- Ist die Standsicherheit nicht gegeben, kann der Damm nicht ohne Sondermaßnahmen auf dem weichen Untergrund gegründet werden (z. B. Einbau von Armierungsgeweben).

Berechnungen für das Langzeitverhalten

- Der Nachweis der Standsicherheit des Dammes für konsolidierte, dränierte Untergrundbedingungen (Endzustand) erfolgt nach den Grundsätzen der DIN 4084 mit den Scherparametern  $\varphi'$  und  $c'$  nach DIN 18137.
- Zusätzlich muss der Nachweis der Sofort- und Konsolidationssetzungen sowie der Sekundärverformungen nach Größe und zeitlichem Verlauf erfolgen.

## 7.5 Methoden zur Berechnung der Verformung des Untergrundes

### 7.5.1 Setzungen

Soweit die Erdauflast keinen Grenzzustand herbeiführt und die Randbedingungen einer unendlich ausgedehnten weichen Schicht vorliegen, stellt sich ein hauptsächlich einaxial gerichteter Spannungs- und Verformungszustand ein. Nach allgemeiner bodenmechanischer Modellvorstellung bestehen die Gesamtverformungen der weichen Schicht, in der Zeitfolge gesehen, anteilig aus Sofortsetzungen  $s_0$  sowie primären Setzungen  $s_1$  (Konsolidierungssetzungen) und sekundären Setzungen  $s_2$  (Kriechen):

$$s = s_0 + s_1 + s_2 \quad (7.2)$$

Die Setzungsanteile  $s_0$  und  $s_1$  lassen sich nach Größe und Zeitablauf mit Hilfe von Verfahren gemäß DIN 4019 (1979) bzw. EVB (1993) näherungsweise ermitteln. Der Setzungsanteil  $s_2$  lässt sich nur empirisch oder aus experimentellen Druck-Setzungslinien abschätzen.

Sofortsetzungen

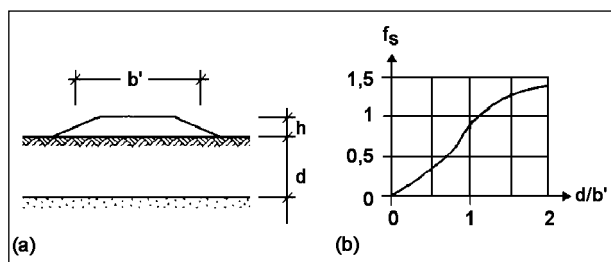
Die Sofortsetzungen entstehen unmittelbar bei Lastaufnahme als Folge von volumenkonstanten Schubverformungen und/oder der Sofortverdichtung.  $S_0$  ergibt sich nach der Elastizitätstheorie angenähert zu (FGSV, 1988):

$$s_0 \approx \frac{b' \cdot \gamma \cdot h \cdot f_s}{E_v} \quad (7.3)$$

darin bedeuten (Bild 7.1)

$b'$  mittlere Dammbreite

$f_s$  Einflussfaktor in Abhängigkeit vom Verhältnis  $d/b'$



**Bild 7.1:** Einflussfaktor  $f_s$  zur Ermittlung der Sofortsetzung unter der Damm-Mitte (FGSV, 1988)

$E_V$  Verformungsmodul aus Setzungsbeobachtungen

In grober Näherung gilt (FGSV, 1988):

$$E_V \approx k \cdot c_u \quad (7.4)$$

mit  $k \approx 150$  bis 500.

Eine andere Gleichung zur Ermittlung von  $s_0$  wird von JANBU et al. (1956) angegeben und in den EVB (1993) erläutert.

#### Primärsetzungen

Die Primärsetzungen stellen den wesentlichen Anteil der Gesamtsetzungen dar und charakterisieren die Konsolidationsphase, in der Porenwasser aufgrund einer Druckbelastung aus dem Boden auströmt. Die äußere Belastung  $\Delta\sigma$  eines bindigen, wenig durchlässigen Bodens wird anfangs ausschließlich vom Porenwasser aufgenommen und bewirkt eine Erhöhung des Porenwasserdruckes  $u$  um den Porenwasserüberdruck  $\Delta u$ . Der Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  entspricht zum Zeitpunkt  $t = 0$  der äußeren Belastung  $\Delta\sigma$ . In Abhängigkeit von der Durchlässigkeit des Bodens und der Dicke der bindigen bzw. organogenen Bodenschicht baut sich der Porenwasserüberdruck durch Ausströmen von Porenwasser zu den durchlässigen Rändern mehr oder weniger langsam annähernd vollständig ab.

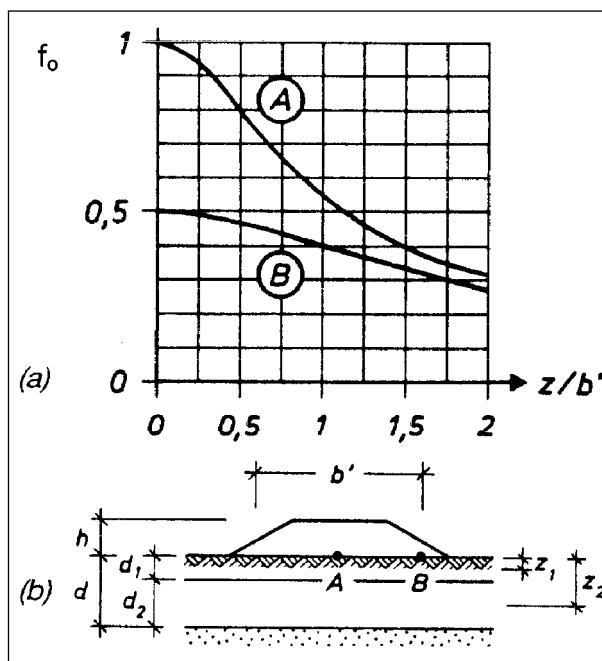
Eine grobe Abschätzung der zu erwartenden vollständigen Primärsetzungen kann mit Hilfe der Gleichung 7.5 vorgenommen werden:

$$S_{1v} \approx \Delta\sigma_1 d_1 / E_{s1} + \Delta\sigma_2 d_2 / E_{s2} \quad (7.5)$$

Die Zusatzspannungen  $\Delta\sigma_1$  und  $\Delta\sigma_2$  ergeben sich aus der Dammlast in Abhängigkeit von der Einbauhöhe  $h$  und dem Verhältnis der Tiefe  $z_i$  zur Dammbreite  $b'$  (Einflussfaktor  $f_o$  gemäß Bild 7.2) zu

$$\Delta\sigma \approx \gamma \cdot h \cdot f_o \quad (7.6)$$

Die Tiefe  $z_i$  liegt jeweils in der Mitte der betrachteten Bodenschicht. Die Breite  $b'$  bezieht sich auf die Böschungsmitten des Dammes.



**Bild 7.2:** Einflussfaktor  $f_o$  für Vertikaldruck infolge Dammlast (FGSV, 1988)

Im Falle eines Bodenaustausches ist die Aushubentlastung als Abzug bei der Spannungs- bzw. Setzungsermittlung infolge der Wiederverfüllung und anschließenden Dammschüttung zu berücksichtigen.

Die in Gleichung 7.5 einzusetzenden Steifemoduli  $E_s$  können für grobe Setzungsabschätzungen Erfahrungswerte für die anstehenden Bodenschichten, wie sie z. B. in der EAU (1996) angegeben sind, sein. Werden für genauere Setzungsermittlungen Ergebnisse aus bodenmechanischen Laborversuchen herangezogen, so muss der zur Ermittlung des Steifemoduls angesetzte Spannungsbereich etwa der Summe der Bodenspannung aus geostatischer Last und Zusatzspannung in Schichtmitte der betrachteten Bodenschichten entsprechen.

Wenn ein komplizierter Schichtenaufbau vorliegt und/oder die Setzungsverläufe in Längs- und Querrichtung des Dammes – z. B. auch die Mitnahmesetzungen außerhalb des Dammkörpers – ermittelt werden sollen, so kann die Berechnung der Primärsetzungen genauer mit Hilfe der lotrechten Spannungen im Boden gemäß DIN 4019 erfolgen.

Die Konsolidationszeit nimmt mit dem Quadrat der Dicke der zusammendrückbaren Schicht zu und ist umso größer, je weniger durchlässig die Bodenschichten sind. Der ungefähre zeitliche Verlauf der Primärsetzungen kann aus den Zeit-Setzungslinien des Kompressionsversuches abgeleitet werden.

Bei Schichten, deren Porenwasser nach oben und unten abfließt und deren Dicke im Verhältnis zur Dammbreite klein ist, beträgt das Verhältnis der Zeit  $t_2$  für die Setzung des Dammes zur Zeit  $t_1$  für die Zusammendrückung der Probe ungefähr wie in Gleichung (7.7) beschrieben (DIN 4019).

$$\frac{t_2}{t_1} = \frac{d_2^2}{d_1^2} \tag{7.7}$$

mit  $d_2$  Schichtdicke  
 $d_1$  Probendicke

Bei einseitiger Entwässerung nach oben oder unten ist die zweifache Dicke der Bodenschicht anzusetzen.

Die theoretische Konsolidationszeit lässt sich für einen Verfestigungsgrad von 95 % – dies entspricht einer bezogenen Konsolidierungszeit von  $T_v \approx 1,0$  – grob näherungsweise mit den Gleichungen (7.8) und (7.9) abschätzen.

- Einseitig entwässernde Schicht

$$t_{95} = \frac{\gamma_w}{k \cdot E_s} \cdot d^2 \tag{7.8}$$

- Zweiseitig entwässernde Schicht

$$t_{95} = \frac{\gamma_w}{k \cdot E_s} \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 \tag{7.9}$$

Der Konsolidierungsbeiwert  $c_v$  entspricht dem Ausdruck

$$c_v = \frac{k \cdot E_s}{\gamma_w} \tag{7.10}$$

Der Konsolidierungsbeiwert wird jedoch genauer aus den Zeit-Setzungslinien des Kompressionsversuches ermittelt.

Für grobe Abschätzungen der Konsolidationszeit können die Konsolidierungsbeiwerte  $c_v$  der Tabelle 7.1 entnommen werden.

Bodenart	Konsolidierungsbeiwert $c_v$ [m <sup>2</sup> /s]	Stoffkonstante $C_B$
Torf	10 <sup>-4</sup> bis 10 <sup>-6</sup>	0,1 bis 0,5
Mudde	10 <sup>-3</sup> bis 10 <sup>-6</sup>	0,01 bis 0,2
Faulschlamm	10 <sup>-4</sup> bis 10 <sup>-6</sup>	0,1 bis 0,5
Seekreide	10 <sup>-5</sup> bis 10 <sup>-6</sup>	0,002 bis 0,004
Auelehm	10 <sup>-5</sup> bis 10 <sup>-6</sup>	0,002 bis 0,0004
Klei, stark sandig	10 <sup>-4</sup> bis 10 <sup>-5</sup>	0,001 bis 0,002
Klei, stark organisch	10 <sup>-5</sup> bis 10 <sup>-6</sup>	0,005 bis 0,03

**Tab. 7.1:** Ansatzwerte für Zeitsetzungskennwerte unvorbelasteter Böden (FGSV, 1988)

Der Konsolidierungs- bzw. Verfestigungsgrad  $U$  (zwischen 0 und 1,0) nach einer bestimmten Zeit  $t$  wird in Abhängigkeit von der bezogenen Konsolidierungszeit  $T_v$  aus Bild 7.3 ermittelt.

Für eine zweiseitig entwässernde Schicht gilt unabhängig vom Spannungszustand die Kurve A in Bild 7.3.

Die bezogene Konsolidierungszeit  $T_v$  errechnet sich aus den Gleichungen (7.11) und (7.12).

- Einseitige Entwässerung

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{d^2} \tag{7.11}$$

- Zweiseitige Entwässerung

$$T_v = \frac{4 \cdot c_v \cdot t}{d^2} \tag{7.12}$$

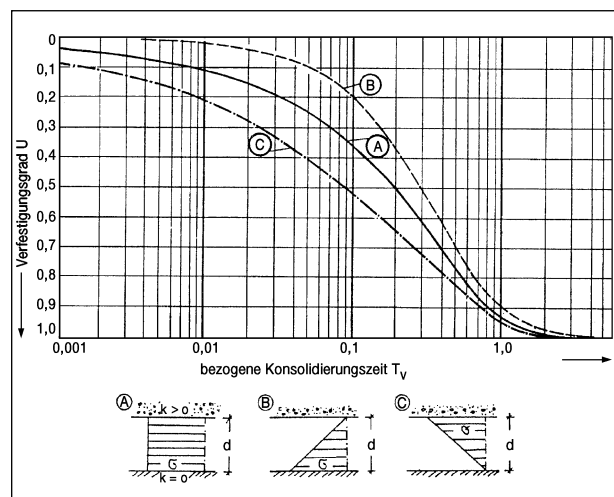
Die nach der Zeit  $t$  eingetretene Primärsetzung  $s_1(t)$  ergibt sich aus

$$s_1(t) = U \cdot s_{1V} \tag{7.13}$$

**Sekundärsetzungen**

Die Sekundärsetzungen kennzeichnen Kriechverformungen, die mit geringer Setzungsgeschwindigkeit über lange Zeit ablaufen.

Aus den Gleichungen (7.11) und (7.12) ergibt sich, dass die Konsolidation nach der Zeit  $t = d^2/c_v$  bzw.  $t = d^2/(4 \cdot c_v)$  praktisch abgeschlossen ist. So-



**Bild 7.3:** Verfestigungsgrad  $U$  in Abhängigkeit von der Konsolidierungszeit  $T_v$  für verschiedene Spannungszustände A, B, C (FLOSS, 1997)

weit eine Erstverdichtung stattfindet, lässt sich die Sekundärsetzung für  $t = d_2^2/c_v$  gemäß FGSV (1988) näherungsweise wie folgt ermitteln:

$$s_2 \approx d_3 C_B \ln(c_v t / d_2^2) \quad (7.14)$$

In dieser Formel ist  $d_3$  die Dicke des bindigen Bodenbereichs, d. h. die Schichtdicke nach Beendigung der Konsolidation. Die Stoffkonstante  $C_B$  ist Tabelle 7.1 zu entnehmen.  $d_2$  ist die entsprechend den Entwässerungsbedingungen maßgebende Schichtdicke.

Die Kriechsetzungen nehmen linear mit dem Logarithmus der Zeit ab. Sie vollziehen sich meist über viele Jahre und z. T. auch Jahrzehnte.

### 7.5.2 Horizontalverformungen

Horizontale Verschiebungen messbarer Größe treten beim Bauen auf weichem Untergrund i. W. auf bei der Herstellung von tiefen Baugruben bzw. Einschnitten (Bodenaustausch) sowie neben und unter Dämmen. Dabei werden waagerechte Kräfte über Schubspannungen auf benachbarte Bodenbereiche übertragen. Dieser Vorgang löst zum Teil erhebliche Verschiebungen aus, insbesondere wenn der Boden bis an die Grenze der Scherfestigkeit beansprucht wird.

Insbesondere bei nahe gelegenen Bebauungen oder Rohrleitungen kann die Einschätzung möglicher Horizontalverformungen vor Beginn einer Dammbaumaßnahme erforderlich werden. Allgemein gültige Verfahren für die unmittelbare Berechnung von waagerechten Verschiebungen liegen nicht vor und sind auch wegen der komplizierten Stoffgesetze für die Böden kaum zu erwarten. Vorliegende Berechnungen sind meist auf Sonderfälle beschränkt (siehe z. B. EVB, 1993).

Die waagerechten Spannungen im Baugrund infolge lotrechter Lasten lassen sich nach Verfahren der Elastizitätstheorie und mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente ermitteln, wobei in allen Fällen auf Erfahrungen bei vergleichbaren Verhältnissen zurückgegriffen werden soll.

Für die Ermittlung der waagerechten Verschiebungen aus diesen Spannungen ist es wesentlich, dass die eingesetzten Bodenkenngößen auf Messungen im Gelände beruhen.

An einem Einschnitt verformt sich der Boden durch den Aushub etwa so, wie es Bild 7.4a zeigt. Die nach der Elastizitätstheorie berechnete Horizontalverschiebung  $u$  und die Setzung  $s$  der Oberkante sind in Bild 7.4b und c dargestellt. Der Verformungsmodul  $E_v$  wird zweckmäßig aus in gleichem Boden gemessenen Verschiebungen ermittelt. Die Sohle hebt sich weniger weit, als sich die Kante setzt. Neben dem Einschnitt treten erfahrungsgemäß messbare Verschiebungen bis zur Entfernung  $a \approx 1,5$  bis  $2 h$  auf.

Annähernd zutreffende Vorhersagen waagerechter Verschiebungen können oft nur aufgrund empirischer Erfahrungen mit vergleichbaren Böden und Belastungszuständen getroffen werden.

Bei Dammbauwerken betragen die Horizontalverformungen des weichen Untergrundes am Böschungsfuß erfahrungsgemäß je nach Böschungneigung und Steifigkeit des Untergrundes etwa 10 bis 15 % der Setzung in der Mitte des Dammes. Bei sehr weichen Böden können auch wesentlich größere Horizontalverformungen auftreten.

In bestimmten Fällen kann es notwendig sein, die Horizontalverformungen des Untergrundes messtechnisch – z. B. durch Inklinometermessungen – zu kontrollieren (Beobachtungsmethode).

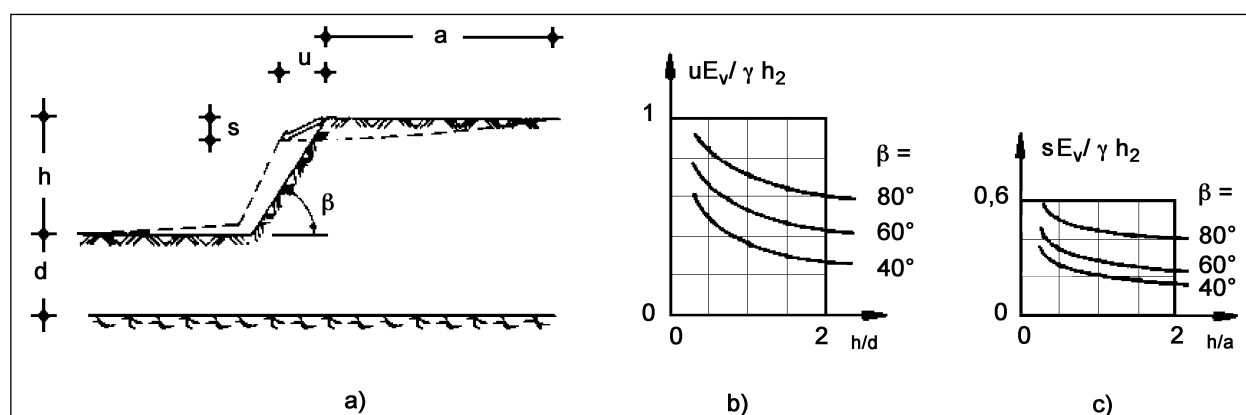


Bild 7.4: a) Verformung eines Einschnitts, b) und c) Verschiebungen der Oberkante (aus: GUDEHUS, 1981)

## 7.6 Methoden zur Berechnung der Standsicherheit

Bei Stabilitätsanalysen von Dämmen sind eine Böschungsrutschung oder ein Böschungsfußbruch (Grundbruch) als Rutschung im tieferen Untergrund zu unterscheiden. Die Standsicherheitsanalyse von Böschungen kann nach folgenden Möglichkeiten durchgeführt werden:

- Auf der Grundlage bodenmechanischer Kennwerte und Varianten möglicher Gleitflächen (Deterministische Verfahren).
- Anwendung der Finite-Elemente-Methode.
- Mit Hilfe der Statistik und der Wahrscheinlichkeitstheorie ist die Bruchwahrscheinlichkeit des Erdkörpers zu bestimmen (probabilistische Verfahren).
- Eine weitere Möglichkeit der Böschungsberechnungen besteht darin, Erfahrungswerte für Böschungsneigungen zu verwenden. Bei diesem empirischen Verfahren erfolgt die Bemessung der Böschung nach Tafeln und Diagrammen, die in der Regel auf der Grundlage systematischer Untersuchungen aufgestellt worden sind.

Hinsichtlich der Standsicherheit sind grundsätzlich Anfangs-, alle relevanten Zwischen- und Endzustände nachzuweisen.

Der zunächst weiche Boden ist im Regelfall so undurchlässig, dass er während der Übersättung noch nicht fester wird. Es darf daher nur so hoch geschüttet werden, dass die anfangs vorhandene Scherfestigkeit zur Verhinderung eines Bruches ausreicht. Wenn der vorgesehene Damm höher ist, darf zunächst nur ein unterer Teil geschüttet werden (stufenweiser Aufbau). Danach ist so lange zu warten, bis die Scherfestigkeit des Untergrundes durch Zusammendrückung die für die volle Dammhöhe erforderliche Größe erreicht hat. Nach voller Konsolidierung ist die Standsicherheit höchstens dann nicht ausreichend, wenn der Boden sich zersetzen kann oder der Damm zusätzliche Lasten aufzunehmen hat.

Im Hinblick auf die einzuhaltenden Sicherheiten sei hier auf die einschlägigen Normen verwiesen, wie die DIN 1054 und DIN 4084.

### 7.6.1 Deterministische Verfahren

Die deterministischen Verfahren sind so weit entwickelt, dass alle praktischen Aufgaben im Straßendammnbau gelöst werden können.

Bei der Berechnung von Böschungen sind Vereinfachungen und Idealisierungen unumgänglich. Die Standsicherheit von Straßendämmen gegenüber dem Bruchzustand kann entweder nach der Elastizitätstheorie oder nach Berechnungsverfahren ermittelt werden, die auf der Bildung des Grenzgleichgewichtes ( $\eta = 1$ ) beruhen.

Bei der Bemessung von Straßendämmen ist es zweckmäßig, die Sicherheit gegenüber dem Bruchzustand (Traglastverfahren) als die Sicherheit gegenüber örtlicher Überbeanspruchung zu bestimmen. Es kann das Verfahren der wirksamen Spannungen ( $\varphi', c'$ -Verfahren) oder das Verfahren der Gesamtspannungen Anwendung finden ( $\varphi' = 0$ -Verfahren).

DIN 4084 (1974) erläutert die in Deutschland gebräuchlichsten Berechnungsverfahren und das CUR (1996) gibt einen detaillierten Gesamtüberblick auf die zurzeit international zur Anwendung gelangenden deterministischen Nachweisverfahren. Exemplarisch seien hier in Anlehnung an DIN 4084 folgende Verfahren genannt:

- Lamellenverfahren nach KREY und BISHOP,
- Lamellenverfahren nach FRÖHLICH und BOROWICKA.

Bei der Anwendung der deterministischen Berechnungsverfahren für die Standsicherheit von Böschungen sind folgende Bedingungen zu beachten:

- Aus einer repräsentativen Anzahl von Laboruntersuchungen sind zuverlässige Rechenwerte zu bestimmen.
- Die Gleitflächen müssen so angesetzt werden, dass sie kinematisch möglich sind. Dafür kommen kreiszylindrische Gleitflächen, logarithmische Spiralen und zusammengesetzte ebene Gleitflächen in Frage.
- Obwohl die meisten Gleitflächen von Rutschungen räumliche Krümmungen besitzen, bauen die Berechnungsverfahren auf dem ebenen Spannungszustand (ebener Deformationszustand) auf und untersuchen die Kräfte, die in parallelen vertikalen Ebenen senkrecht zur Böschungskante stehen. Die Verfahren setzen eine unendlich lange Böschung voraus. Verschiedene Untersuchungen ergaben jedoch, dass für gedrungene Rutschkörper bei kurzen Böschungslängen der ebene Spannungszustand nicht mehr gilt. Der ebene Spannungszustand liegt erst vor, wenn

die Böschungslänge  $l \geq 2,5 h$  ( $h$  Böschungshöhe) aufweist.

- Beim Rutschvorgang muss über die gesamte Gleitfläche die Scherfestigkeit  $\tau = c + \sigma \tan \varphi$  mobilisiert werden. Die am Rutschkörper angreifenden Kräfte (Eigengewicht, Verkehrslast, Porenwasserdruck) müssen mit den Gleitflächenreaktionen in der Schnittfläche im Gleichgewicht stehen.

Die Böschungsbruchsicherheit wird anhand folgender Definitionen ermittelt:

- Kräftevergleich

$$\eta = \frac{\text{Bewegung entgegenwirkende Kräfte}}{\text{Bewegung verursachende Kräfte}}$$

- Momentenvergleich

$$\eta = \frac{\text{Momente der widerstehenden Kräfte}}{\text{Momente der bruchauslösenden Kräfte}}$$

- Schubspannungsvergleich

$$\eta = \frac{\text{aufnehmbare Schubspannungen}}{\text{vorhandene Schubspannungen}}$$

### 7.6.2 Finite-Elemente-Methode (FEM)

Die FEM ist ein verallgemeinertes Verfahren, mit dessen Hilfe numerische Berechnungen zur Lösung des Spannungs-Verformungsproblems komplexer ingenieurtechnischer Aufgaben möglich sind. Einen allgemeinen Überblick zur FEM geben ZIENKIEWICZ (1977) sowie BATHE (1990) und eine zusammenfassende Abhandlung zu ihrer Anwendung im Grund- und Erdbau findet sich bei GUßMANN/SCHAD (1990).

### 7.6.3 Probabilistische Verfahren

Die Grundlagen sind folgende:

- Die aus bodenmechanischen Kennwerten und geometrischen Größen bestehenden Eingangswerte sind vom Typ her keine determinierten Größen, sondern aufgrund ihrer Streuung Zufallsgrößen, die den Gesetzen der Stochastik unterliegen. Das gilt auch für die Ergebnisse der Stabilitätsanalyse.
- Beide Gruppen von Zufallsgrößen, die Ausgangsvariablen und die Ergebnisvariablen, sind über eine Kausalität miteinander verknüpft.

- Die Stabilität einer Böschung kann durch die Wahrscheinlichkeit ausgedrückt werden, dass in einem vorgegebenen Zeitraum eine Rutschung eintritt. Diese Bruchwahrscheinlichkeit hängt von einer Anzahl von Kenngrößen ab, wie Böschungshöhe und -neigung, Rohwichte, Reibungswinkel, Kohäsion u. a.
- Die Auswertung kann z. B. nach der Monte-Carlo-Methode erfolgen, eine numerische Methode zur Lösung mathematischer Probleme mit Hilfe der Modellierung von Zufallsgrößen.

Diese probabilistischen Verfahren sind in der Entwicklung und können in Zukunft neue Wege der Böschungsberechnungen erschließen. Eine allgemeine unmittelbare und praxisgerechte Anwendung ist zur Zeit jedoch nicht gegeben.

Weiterführende Hinweise zu dieser Berechnungsmethode finden sich beispielsweise beim CUR (1990).

### 7.6.4 Empirische Verfahren

Zur Ermittlung der größtmöglichen Schütthöhe von Straßendämmen auf wenig tragfähigem Untergrund im Anfangszustand gibt die FGSV (1988) folgende Näherungsformel an:

$$h = N_{c\beta} \frac{c_u}{\gamma} \quad (7.15)$$

Der Tragfähigkeitsfaktor  $N_{c\beta}$  hängt dabei vom Verhältnis der Schichtdicken  $h/d$ , der Böschungsneigung  $\beta$  und dem Reibungswinkel  $\varphi'$  des Dammbaustoffes ab (Bild 7.5);  $\gamma$  ist die Wichte des Dammbaustoffes.

Bei der Voruntersuchung genügt es,  $\gamma$  nach DIN 1055 zu wählen und mit dem Teilsicherheitsfaktor  $\eta_\gamma = 1,1$  zu erhöhen.

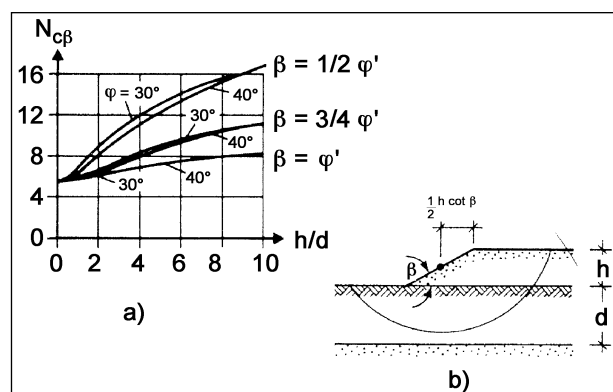


Bild 7.5: Ermittlung des Tragfähigkeitsfaktors  $N_{c\beta}$  (FGSV, 1988)

Bodenart	Kompressionsbeiwert bei Erstbelastung $C_c$
Torf	0,7 bis 3
Mudde	0,2 bis 0,5
Faulschlamm	0,4 bis 0,7
Seekreide	0,1 bis 0,2
Auelehm	0,1 bis 0,2
Klei, stark sandig	0,05 bis 0,15
Klei, stark organisch	0,2 bis 0,4

**Tab. 7.2:** Erfahrungswerte für Kompressionsbeiwerte  $C_c$  (FGSV, 1988)

Infolge der Zusammendrückung bzw. Konsolidierung weicher bindiger Bodenschichten nimmt die undrained Scherfestigkeit  $c_u$  zu. Die Zunahme des  $c_u$ -Wertes kann nach GUDEHUS (1981) in Abhängigkeit von der zum Zeitpunkt  $t_1$  erwarteten oder eingetretenen Setzung bzw. der Porenzahländerung ( $e_0 - e$ ) und vom Kompressionsbeiwert  $C_c$  mit Hilfe der Gleichungen 7.16 und 7.17 abgeschätzt werden. Die verringerte Porenzahl beträgt:

$$e \approx e_0 - (1 + e_0) \cdot (S_1 + S_2)/d \quad (7.16)$$

Damit erhöht sich die undrained Scherfestigkeit von  $c_{u0}$  auf

$$c_{u1} \approx c_{u0} \cdot \exp \frac{e_0 - e}{C_c} \quad (7.17)$$

Erfahrungswerte für den Kompressionsbeiwert  $c_c$  können Tabelle 7.2 entnommen werden.

Der Nachweis des Scherfestigkeitszuwachses ist über bauzeitliche Setzungsmessungen und Flüßelsondierungen in situ zu führen.

## 7.7 Einwirkungen auf Nachbarbauwerke

### 7.7.1 Seitendruck auf Bauteile

Seitendruck weicher bindiger Böden auf Bauteile entsteht dann, wenn der das Bauteil einschließende Boden horizontale Verformungen erleidet. Der Seitendruck wird entweder als Differenz der Erd drücke auf die gegenüberliegenden Flächen oder als Fließdruck des Bodens, der das Bauwerk umfließt, berechnet. Beide Werte werden mit charakteristischen Bodenkenngrößen ermittelt. Der kleinere der beiden Werte ist maßgebend.

Bei bindigen Böden, die nicht konsolidiert und wassergesättigt sind und durch Auflasten schnell belastet werden, ist der Einfluss des Porenwasserüberdruckes auf den Erddruck zu berücksichti-

	Pfahl O	Pfahl
BRINCH-HANSEN	$p = 6,4 \cdot c_u \cdot d$	$p = 7,5 \cdot c_u \cdot d$
WENZ	$p = 7,0 \cdot c_u \cdot d$	$p = 8,3 \cdot c_u \cdot d$
SCHENCK/SMOLTZYK	$p = 2,5 \cdot c_u \cdot d$	$p = 3,6 \cdot c_u \cdot d$

**Tab. 7.3:** Ansätze für den Fließdruck  $p$  weicher bindiger Böden auf einen Einzelpfahl (FLOSS, 1977)

gen. Der mit  $c'$ ,  $\varphi'$  ermittelte Erddruck erhöht sich dann um den gleichförmig verteilten Porenwasserüberdruck.

Ein häufiger Praxisfall ergibt sich bei Pfählen, die weiche Bodenschichten durchdringen und dort quer zur Pfahlachse auf Querkräfte und Biegung durch Seitendruck beansprucht werden. Dabei werden Schrägpfähle durch Setzungen der weichen Schicht infolge der Auflast zusätzlich durch Quer- und Längskräfte beansprucht. Diese Pfahlbeanspruchungen können auch wesentlichen Einfluss auf die Gesamtstandsicherheit des Bauwerkes ausüben. In diesen Fällen ist nicht nur die Geländebruchsicherheit nach DIN 4084 längs Gleitflächen unterhalb der Pfahlspitzen, sondern auch oberhalb unter Berücksichtigung des Seiten- oder Fließdrucks nachzuweisen. Die Wirkung des Erddrucks auf das oberirdische Bauwerk ist auch unterhalb der Pfahlkopfplatte zu verfolgen.

Ausführlich werden diese Beanspruchungsfälle von der FGSV (1994) behandelt. Die Tabelle 7.3 enthält einige aus der Literatur entnommene Ansatzwerte für den Fließdruck  $p$  auf einen Einzelpfahl mit dem Durchmesser  $d$ .

Eine Verminderung des Seitendrucks weicher bindiger Böden kann z. B. durch einen Teilbodenaustausch oder eine Bodenverbesserung erreicht werden.

### 7.7.2 Negative Mantelreibung

Negative Mantelreibung entsteht, wenn sich eine noch nicht auskonsolidierte Weichschicht in der Umgebung eines Bauwerkes oder Pfahles im Laufe der Zeit setzt. Infolge der hierdurch verursachten Relativverschiebung zwischen Boden und Pfahl verursachen die sich setzenden Weichschichten und die darüber liegenden Bodenschichten eine nach unten gerichtete Mantelreibung auf den Pfahl bzw. das Bauwerk, die so genannte negative Mantelreibung, welche den Pfahl zusätzlich belastet.

Nach BURLAND (1973) ergibt sich der Grenzwert der Mantelreibung vereinfacht zu

$$\tau_{mf} = K_o \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan \varphi' = \beta \cdot \sigma_z \quad (7.18)$$

mit

$$\beta = K_o \cdot \tan \varphi' = (1 - \sin \varphi') \cdot \tan \varphi' \quad (7.19)$$

Formal ändert sich bei der negativen Mantelreibung lediglich das Vorzeichen in Gleichung

$$-\tau_{mf} = -\beta \cdot \sigma_z \quad (7.20)$$

In weichen Bodenschichten, in denen die Veränderung von  $K_o$  durch die Einbringung des Pfahles relativ geringer als in festen Böden ist, hat sich die lineare Zunahme mit der Tiefe  $z$  entsprechend

$$-\tau_{mf} = K_o \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan(-\varphi') \approx -0,25 \cdot \gamma \cdot z \quad (7.21)$$

wie durch Messungen nachgewiesen, tatsächlich eingestellt (JOHANNESSEN/BJERRUM, 1965).

Für die negative Mantelreibung macht die DIN 1054 folgende Angaben:

- bei Sandschüttungen:  $\tau_{mf} = 20 \text{ kN/m}^2$ ,
- bei erstbelasteten bindigen Böden:  $\tau_{mf} = c_u$   
bzw.  $\tau_{mf} = \sigma' K_o \tan \varphi'$ .

Man beachte, dass im Verlauf der Konsolidierung, welche die negative Mantelreibung verursacht,  $c_u$  erhöht wird. Streng genommen müsste man also den Endwert von  $c_u$  bei der Berechnung der negativen Mantelreibung berücksichtigen.

## 8 Beispiel einer durchgeführten Baumaßnahme

### 8.1 Einführung

Ein typisches Beispiel für eine Straßenbaumaßnahme auf wenig tragfähigem Untergrund stellt der Neubau eines Streckenabschnittes der Bundesstraße B 5 dar. Aufgrund planerischer Vorgaben sowie gegebener geologischer Randbedingungen sind bei dieser Baumaßnahme unterschiedliche Bauverfahren in Kombination angewandt worden. Unter anderem wurde in einem Bauabschnitt von etwa 380,0 m Länge ein Teilbodenaustausch im Trockenbetrieb, und zwar in Andeckbauweise, durchgeführt. Die nachfolgenden Ausführungen beschreiben detailliert die geologischen Randbedingungen, die Baudurchführung (Bauverfahren, zeitlicher Bauablauf, Baustoffe), die im Rahmen der Planung durchgeführten erdstatischen Nachweise, die durchgeführten Kontrollmessungen sowie die angefallenen Baukosten der Baumaßnahme.

## 8.2 Bundesstraße B 5

### 8.2.1 Bauaufgabe

Um eine Entlastung der alten Ortsdurchfahrt zu erreichen, sollte mit der Verlegung der Bundesstraße B 5 zwischen Itzehoe und Wilster eine Ortsumgehung für Heiligenstedten geschaffen werden (Bild 8.1). Im Zuge dieser Verlegung war im Streckenabschnitt zwischen Bau-km 3+200 und 6+120 der Unterbau der neuen Straße mit einem Regelquerschnitt RQ12 entsprechend FGSV (1982) zu planen und herzustellen.

Die Gradienten verläuft in diesem Streckenabschnitt planmäßig auf Höhen zwischen rd. NN +0,1 m und NN +2,3 m und damit etwa 1,9 m bis 2,6 m über dem Gelände.

Bei etwa Bau-km 3+353 und 3+390 kreuzt die neue Straße die vorhandenen Hochwasserschutzdeiche der Bekau. Die Deichkrone liegt hier rd. 0,2 m unter der Gradienten auf einer Höhe von ca. NN +2,1 m.

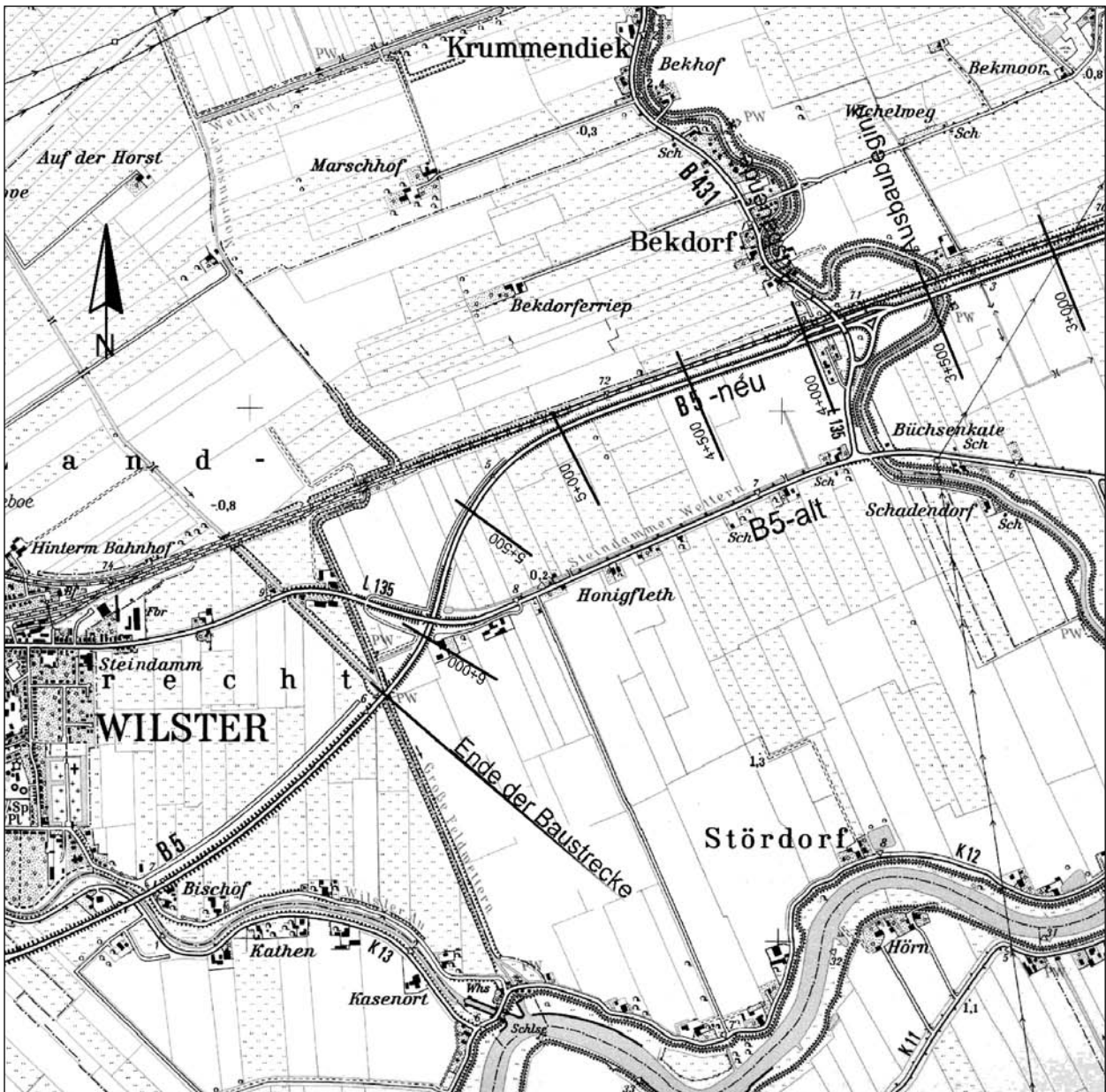
### 8.2.2 Geologische Randbedingungen

Der Baugrund wurde im Bereich des v. g. Streckenabschnittes durch Bohrungen gemäß DIN 4021 (1990) mit Endteufen von bis zu 16 m untersucht. Die Ergebnisse dieses Baugrundaufschlusses werden in GSP (1988) detailliert dargestellt und erläutert. Die wesentlichen darin enthaltenen Darlegungen bezüglich des Baugrundaufbaus sowie der Bodeneigenschaften werden nachfolgend wiedergegeben.

Im Streckenabschnitt zwischen Bau-km 3+200 und 5+770 wurden, ausgehend von der Geländeoberfläche, im gesamten Erkundungsbereich holozäne Weichschichten aus Klei und Torf mit Einlagerungen aus Wattsanden bis in Tiefen von maximal 14,4 m (Bau-km 4+770) unter Ansatzpunkt angetroffen. Dadurch dass die holozänen Weichschichten teilweise in Form kleiigen Torfes bzw. als torfiger Klei anstanden, waren die Übergänge vom Torf zum Klei fließend.

Von Bau-km 5+770 bis zum Ende der Baustrecke, mit Ausnahme der Stationen Bau-km 5+810 und 5+883, wurden ab der Ansatzhöhe überwiegend sandige Auffüllungen mit Mächtigkeiten zwischen 1,5 m und 1,7 m erbohrt, welche wiederum von den vorgenannten holozänen Weichschichten unterlagert wurden. Unterhalb der organischen Weichschichten wurden bis zur Endteufe der Bohrungen holozäne Sande angetroffen.





**Bild 8.1:** Übersichtsplan des neuen westlichen Streckenabschnittes der B 5 zwischen Wilster und Itzehoe (Bau-km 3+000 bis 6+120)

In den Streckenabschnitten zwischen Bau-km 3+200 und dem Fluss Bekau sowie zwischen Bau-km 4+890 und 6+050 wurden oberflächennah, örtlich ab 0,6 m unter Ansatzpunkt (Bau-km 5+130), Torfschichten mit Mächtigkeiten von bis zu 4,7 m (Bau-km 5+170) festgestellt, die von Klei unterlagert werden.

In Bild 8.2 sind der Verlauf der Geländeoberkante sowie der Baugrundaufbau in Trassenachse exemplarisch für den Streckenabschnitt zwischen Bau-km 5+008 und 5+570 dargestellt.

Auf bzw. innerhalb der holozänen Weichschichten wurden Stauwasserstände in Tiefen zwischen rd.

0,1 m (Bau-km 5+370) und rd. 3,1 m (Bau-km 5+570) unter Ansatzpunkt, bezogen auf Normal-Null auf Höhen zwischen ca. NN +0,2 m (Bau-km 5+810) und ca. NN -4,3 m (Bau-km 5+530), angetroffen.

Der Grundwasserstand in den unteren holozänen Sanden schwankte im Beobachtungszeitraum auf Höhen zwischen NN -0,45 m und NN -1,75 m.

Die auf Grundlage von Erfahrungen und durchgeführten bodenmechanischen Laborversuchen festgelegten Bodenkennwerte der anstehenden Böden sind in der Tabelle 8.1 angegeben.

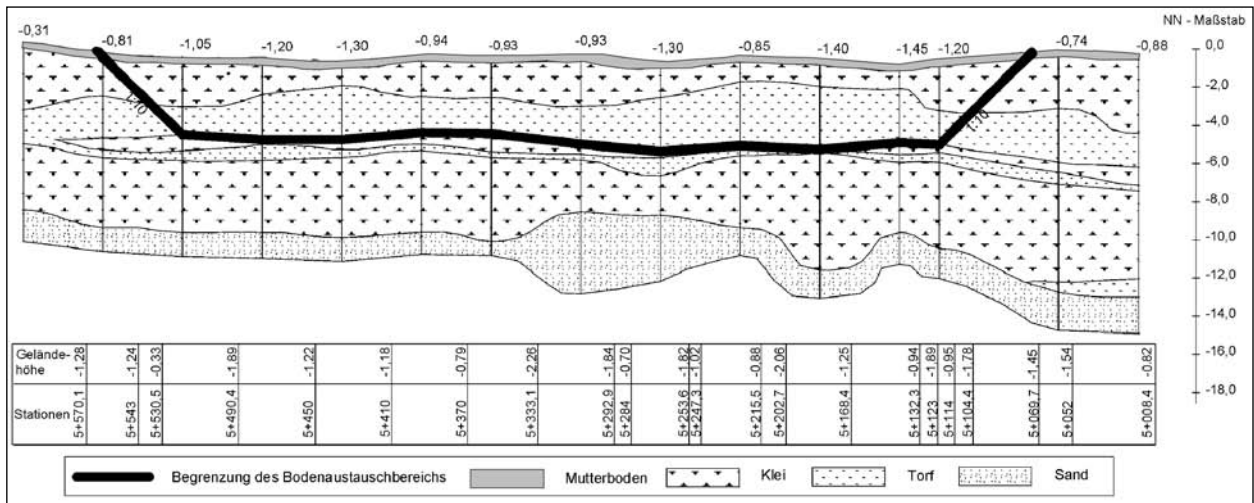


Bild 8.2: Baugrundaufbau in der Trassenachse

Bodenart	Bodenklasse (DIN 18300)	Wichte $\gamma / \gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	Scherfestigkeit		Steifemodul $E_s$ MN/m <sup>2</sup>	Wassergehalt $w$ %
			$\varphi'$ °	$c'$ kN/m <sup>2</sup>		
Torf je nach Wassergehalt 200 % ≤ w ≤ 400 % w > 400 %	2/3	10,5/0,5	17,5	2	0,4	215 % ≤ w ≤ 708 % Mittel aus 30 Versuchen: w = 384 %
		10,0/0	15	2		
Basistorf	2/3	12/ 2	17,5	5	0,7	33,8 % ≤ w ≤ 73,0 % Mittel aus 17 Versuchen: w = 53,6 %  134 % ≤ w ≤ 195 % Mittel aus 5 Versuchen: w = 161 %
Klei verwittert oberer Klei humoser Klei mit Übergängen zum Torf	2/4	17/ 7	20	10	1,5 0,8 bis 1,0	
		15/ 5	17,5	10		
unterer Klei		13/ 3	15,5	0,6	1,2	
Wattsand	2/3	18/10	30	0	10 bis 15	
Sand	3	19/11	35	0	30 bis 50	
vorhandene sandige Auffüllung	3	18/10	32,5	0	15 bis 25	
Dammschüttung aus verdichtetem Sand	3	19/11	35	0	40	

Tab. 8.1: Maßgebende Bodenkennwerte der anstehenden Böden

### 8.2.3 Baumaßnahme

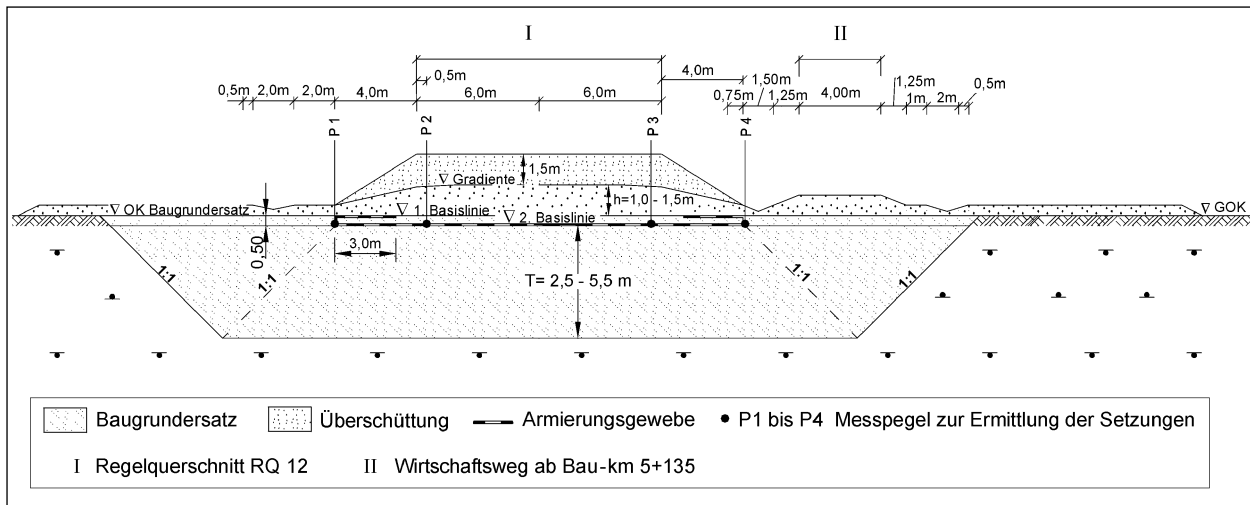
Die Planung und Umsetzung der Baumaßnahme waren insbesondere durch zeitliche Vorgaben sowie strenge Vorgaben hinsichtlich der Bau- und Unterhaltskosten geprägt. Aufgrund dieser Maßgaben sind, unter Berücksichtigung der geologischen und bauwerksseitigen Randbedingungen, verschiedene Bauverfahren bzw. Verfahrenskombinationen bei diesem Bauvorhaben zum Einsatz gekommen, die nachfolgend kurz erläutert werden.

#### Bauverfahren

Einen Überblick auf die in den einzelnen Streckenabschnitten angewandten Bauverfahren gibt Tabelle 8.2.

Abschnitt	Bauverfahren/Baustoffe
Bau-km 3+200 bis Bekaudeich	Einbau von Vertikaldränagen, Polyestervlies und Armierungsgewebe
Bau-km 4+000 bis Bau-km 4+820	Polyestervlies und Armierungsgewebe
Bau-km 4+820 bis Bau-km 5+070	Einbau von Vertikaldränagen, Polyestervlies und Armierungsgewebe
Bau-km 5+070 bis Bau-km 5+110	Übergangsbereich: Teilbodenaustausch und Einbau von Vertikaldränagen
Bau-km 5+110 bis Bau-km 5+490	Teilbodenaustausch und Einbau von Armierungsgewebe
Bau-km 5+490 bis Bau-km 5+530	Übergangsbereich: Teilbodenaustausch und Einbau von Vertikaldränagen
Bau-km 5+530 bis Bau-km 6+120	Einbau von Vertikaldränagen, Polyestervlies und Armierungsgewebe

Tab. 8.2: Angewandte Bauverfahren in den einzelnen Teilabschnitten der Baumaßnahme



**Bild 8.3:** Querschnitt des Straßendamms im Bereich des Bodenaustausches (Bau-km 5+110 bis 5+490)

Maßgebend für die im Verlauf der Trasse örtlich unterschiedliche Anwendung von Bauverfahren waren die Höhenlage der Torfschichten unterhalb der Geländeoberkante sowie deren Mächtigkeit.

Da die Dammhöhe über dem bestehenden Gelände im Endzustand maximal etwa 2,6 m betrug, konnte der Straßendamm daher mit Ausnahme des Streckenabschnitts zwischen Bau-km 5+070 und 5+530 auf dem vorhandenen Gelände standsicher gegründet werden. Hierbei wurde nach Abtrag des Oberbodens zunächst ein als Trennschicht dienendes vernadeltes Polyestervlies über der Dammaufstandsfläche verlegt, auf das anschließend der Straßendamm geschüttet wurde. Zur Reduzierung der Konsolidationszeiten für die Primärsetzungen wurden in einigen Bereichen zusätzlich Vertikaldränagen in einem Dreiecksraster mit Abständen von ca. 2,0 m angeordnet.

Zur Verminderung von Sekundärsetzungen und Schubverformungen, die aus den Torfeinlagerungen hätten resultieren können, wurde im Streckenbereich zwischen Bau-km 5+110 und 5+490 nach dem Oberbodenabtrag ein Bodenaustausch von ca. 3,5 m bis 4,0 m unter Gelände vorgenommen. Dabei wurden die Übergänge zu den Bereichen ohne Bodenaustausch unter einer Neigung von etwa 1:10 ausgebildet und ebenfalls mit Vertikaldränagen ausgestattet. Im Querschnitt erfolgte der Bodenaustausch über die volle Breite des Dammlagers, einschließlich eines unter 45° angenommenen seitlichen Druckausstrahlungsbereiches. Das Bild 8.2 zeigt den Geländelängsschnitt in Trassenachse und das Bild 8.3 den Querschnitt des Erdbauwerks im Bereich des Teilbodenaustausches. Da im Bereich des Bodenaustausches keine

größeren Sandeinlagerungen in den holozänen Weichschichten vorhanden waren, konnte ein Wasserandrang aus dem unteren Grundwasserleiter in die Baugrube vermieden werden. Hierdurch war ein Bodenaustausch im Trockenem möglich, der allerdings Zug um Zug erfolgen musste, um das Auftreten eines hydraulischen Grundbruches zu verhindern.

Um horizontale Schubverformungen infolge der in der Dammschle auf tretenden Spreizspannungen zu vermeiden, wurde ein Armierungsgewebe über die Länge des gesamten Bauabschnittes in Höhe des Dammlagers eingelegt (Bild 8.3).

Zur Verkürzung der Konsolidierungsphase wurde im gesamten Bauabschnitt eine etwa 1,5 m dicke Überschüttung auf den Straßendamm aufgebracht, welche erst kurz vor Beginn der Oberbauarbeiten entfernt wurde.

#### Zeitlicher Bauablauf

Die Dauer der Bauarbeiten für den kompletten Bauabschnitt betrug von der Baustelleneinrichtung bis zur Fertigstellung der Überschüttung etwa 10 Monate. Nach einer Liegezeit der Überschüttung von etwa 2 Jahren wurde die Restauflast innerhalb einer Woche entfernt und das Planum für den Straßenoberbau geschaffen. Somit kann ein Zeitraum von rd. 3 Jahren, der bis zur Schaffung des Planums für den Straßenoberbau benötigt wurde, als Gesamtdauer der Erdbaumaßnahme angegeben werden. Die jeweiligen Zeitspannen der einzelnen Bauphasen können der folgenden Aufzählung entnommen werden.

## I. Vorbereitende Arbeiten

Zeitraum: November 1988 bis März 1989

Tätigkeiten:

- Baustelle einrichten
- Freimachen des Baufeldes von Bäumen und Sträuchern
- Abtragen des Mutterbodens
- Höhenausgleich der Geländeoberkante und Anlegen der Kehrgewende
- Verlegen eines Polyestervlieses als Trennschicht zwischen Dammschüttung und Untergrund außerhalb des Bodenaustauschbereiches
- Aufbringen einer etwa 0,5 m dicken Sandschicht als Arbeitsebene außerhalb des Bodenaustauschbereiches

## II. Baugrundverbesserungsmaßnahmen

Zeitraum: März 1989 bis Juni 1989

Tätigkeiten:

- Teilbodenaustausch im oben genannten Streckenabschnitt (Tab. 8.2)
- Einbau der Vertikaldränagen in den vorgeannten Bereichen (Tab. 8.2)
- Einbau des Armierungsgewebes in Höhe der Dammaufstandsfläche, rechtwinklig zur Straßenachse
- Herstellung der Deichkreuzung

## III. Messeinrichtungen

Zeitraum: Mai 1989 bis Juni 1989

Tätigkeiten:

- Einbau von jeweils vier über den Dammquerschnitt verteilten Platten- bzw. Stangenpegeln in Höhe der Dammsohle

## IV. Dammschüttung (1. Schüttstufe)

Zeitraum: Juni 1989

Tätigkeiten:

- Schüttung des Straßendamms bis auf Gradientenhöhe
- Schütt- und Liegezeit der Dammschüttung etwa 3 bis 4 Monate

## V. Aufbringen der Überschüttung (2. Schüttstufe)

Zeitraum: September 1989

Tätigkeiten:

- Aufbau der Überschüttung von  $h = 1,5$  m über Gradiente
- Schütt- und Liegezeit der Überschüttung etwa 24 Monate

## VI. Herstellen des Straßenplanums

Zeitraum: September 1991

Tätigkeiten:

- Abtrag der Restüberschüttung
- Herstellen des Planums für den Straßenausbau

## Baustoffe

Bei der Baumaßnahme wurden die nachfolgend genannten Baustoffe verwendet.

## I. Trennvlies

Material: endlos vernadeltes Polyestervlies

Materialeigenschaften:

- Flächengewicht: ca.  $300 \text{ g/cm}^3$
- Streifenzugfestigkeit nach DIN 53857
- Kette  $\geq 1500 \text{ N/10 cm}$
- Schuss  $\geq 2000 \text{ N/10 cm}$
- Dehnung:  $\geq 20 \%$
- Stempeldruckfestigkeit nach DIN 54307
- $N_{25\% (x-s)} > 2500 \text{ N}$
- Wasserdurchlässigkeit bei 20 cm Wassersäule:  $K \geq 2 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

## II. Teilbodenaustausch, Damm und Überschüttung

Material: grobkörniger Boden der Bodengruppe SI, SW, SE, GI, GW oder GE nach DIN 18196

Verdichtung: Der geforderte Verdichtungsgrad von  $\rho_{Pr} \geq 97 \%$  wurde geprüft und eingehalten.

## III. Vertikaldräns

Material: Kunststoffdräns

Materialeigenschaften:

- unbekannt

## IV. Armierungsgewebe

Material: Stablenka 200

Materialeigenschaften:

- Reißfestigkeit  $\geq 200 \text{ kN/m}$  bei einer Dehnung von rd.  $10 \%$
- Kriechmaß bei 50%iger Belastung  $\leq 2 \%$  innerhalb von 2 Jahren

**8.2.4 Rechnerische Nachweise**

Im Rahmen der Entwurfs- und Ausführungsplanung wurden verschiedene erdstatische Berechnungen durchgeführt. Erstens war hiermit die Standsicherheit des Erdbauwerkes in allen Bauzuständen nachzuweisen bzw. umgekehrt der Bauablauf festzulegen (z. B. maximale Schütthöhen, Liegezeiten usw.). Zweitens waren die zu erwartenden

den Endsetzungen und die relevanten Setzungszeiträume für den Straßendamm zu prognostizieren.

Die nachfolgende Aufzählung der wichtigsten durchgeführten Nachweise erfolgt ohne Erläuterung von Berechnungsdetails, da sie lediglich dem Zwecke dient, einen Überblick auf die im Rahmen der Planung zu führenden Nachweise zu geben.

#### Stand sicherheitsnachweise

##### I. Standsicherheit der Dammschüttung für den Anfangszustand (1. Schüttstufe)

Zur Ermittlung der maximalen Schütthöhe in der ersten Schüttstufe wurden Standsicherheitsuntersuchungen für die Bereiche zwischen Bau-km 3+200 bis zur Bekau, hier wasserseitig des Bekaudeiches, und zwischen Bau-km 4+000 bis 6+120 durchgeführt. Es wurde die Schüttung des Dammes in einem Zuge bis in Gradientenhöhe mit und ohne Armierungsgewebe in der Dammsohle untersucht.

Daraus ergab sich, dass die erste Schüttung bis auf Höhe der späteren Gradienten in einem Zuge auch ohne Armierungsgewebe möglich sein würde.

##### II. Standsicherheit der Dammschüttung für den Zwischenzustand (2. Schüttstufe)

Mit dem Ziel, den zum Aufbringen der Überschüttung erforderlichen Konsolidierungsgrad zu ermitteln, wurden in den beiden genannten Bauabschnitten weitere Geländebruchuntersuchungen für die zweite Schüttstufe durchgeführt. Dabei wurde die Überschüttung in einem Zuge um rd. 1,5 m über der Gradientenhöhe untersucht.

Hieraus folgte, dass der Konsolidierungsgrad des Untergrundes frühestens nach einer Schütt- und Liegezeit der ersten Schüttstufe von 3 bis 4 Monaten ausreichend sein würde, um den Damm um rd. 1,5 m überschütten zu können.

##### III. Standsicherheit der Dammschüttung für den Gebrauchszustand

In den beiden genannten Bauabschnitten wurde außerdem die langfristige Standsicherheit des Erdbauwerkes für den Gebrauchszustand unter Berücksichtigung von Verkehrslasten untersucht.

Die Nachweise belegten, dass die gewählte Konstruktion auch langfristig ausreichend standsicher sein würde.

#### Verformungsberechnungen

##### I. Setzungsberechnung

Unter Zugrundelegung der in Tabelle 8.1 genannten Bodenkennwerte wurden für verschiedene Punkte des Bauabschnittes Setzungsberechnungen mit dem Ziel durchgeführt, die Größenordnung der zu erwartenden Gesamtsetzungen zu ermitteln. In den Berechnungen wurde der jeweilige örtliche Baugrundaufbau berücksichtigt.

##### II. Konsolidierungsberechnung

Mit der Konsolidationsberechnung mussten im Wesentlichen drei Fragen beantwortet werden. Zunächst war die Liegezeit der ersten Schüttstufe abzuschätzen, welche erforderlich sein würde um den zum standsicheren Aufbringen der Überschüttung notwendigen Konsolidierungsgrad zu erreichen. Außerdem war die Liegezeit der zweiten Schüttstufe abzuschätzen, in der die Konsolidierungssetzungen weit gehend abgeklungen sein würden, und letztendlich war der Betrag der Restsetzung abzuschätzen, der nach Abtrag der Überschüttung noch zu erwarten war.

Die Ergebnisse waren, dass die Überschüttung des Dammes um rd. 1,5 m frühestens nach einer Schütt- und Liegezeit der ersten Schüttstufe von 3 bis 4 Monaten möglich sein würde, dass die Konsolidierungssetzungen unter der Auflast der zweiten Schüttstufe nach etwa 2 Jahren weit gehend abgeklungen sein würden und dass nach Abtrag der Überschüttung mit Restsetzungen in der Größenordnung von unter i. M. 30 cm gerechnet werden musste.

#### 8.2.5 Setzungsmessungen

Mit der Durchführung von Setzungsmessungen bis zur Fertigstellung des Unterbaus der neuen Straße wurden im Wesentlichen vier Ziele verfolgt:

- Aufgrund der nur punktuell durchgeführten Baugrundaufschlüsse war nicht auszuschließen, dass örtlich Abweichungen zu dem festgestellten Baugrundaufbau vorhanden waren. Ein lokales Versagen in Form von Geländebrüchen war demnach, insbesondere im Hinblick auf die

geringe Anfangsstandsicherheit, nicht vollkommen auszuschließen. Das erste Ziel der Messaufgabe bestand daher darin, die aktuelle Standsicherheit der Dammschüttung zu jedem Zeitpunkt der Bauausführung beurteilen zu können.

- Im zweiten Teil der Messaufgabe galt es, den kürzestmöglichen Liegezeitraum des Dammes vor Aufbringen der Überschüttung zu bestimmen. Nach der Dammschüttung war anhand der Messergebnisse der erreichte Konsolidierungsgrad abzuschätzen und der Zeitpunkt der weiteren Schüttung festzulegen.
- Der dritte Teil der Messaufgabe bestand darin, die Setzungen und Setzungsdifferenzen nach dem Aufbringen der Überschüttung zu kontrollieren. Die Setzungsmessungen sollten zu Aussagen darüber führen, ab welchem Termin die Überschüttung abgetragen und mit der Herstellung des Straßenplanums begonnen werden konnte, ohne dass anschließend noch größere Setzungsdifferenzen entstehen.
- Das vierte Ziel der Messaufgabe war schließlich, eine Grundlage für die Ermittlung der tatsächlich geschütteten Bodenmassen zu liefern. Die Aufschüttung eines Dammes erfolgt im Allgemeinen immer auf ein vorgegebenes Höhenniveau. Da jedoch schon während des laufenden Aufschüttvorganges Verformungen

des Untergrundes auftreten, ist das tatsächlich eingebrachte Schüttvolumen nur unter Berücksichtigung der Setzungen zu ermitteln.

Aus den genannten Gründen wurde ein Messprogramm aufgestellt, welches nach Art und Umfang an dieser Stelle kurz beschrieben wird. Die wesentlichen Messergebnisse werden ebenfalls exemplarisch wiedergegeben.

#### Messeinrichtungen, Messstrecke und Anordnung der Messpunkte

Für die Setzungsmessungen wurden Stangenpegel eingesetzt. Die Setzungspegel bestehen aus einer Betonplatte mit Verankerungsteil und verlängerbaren Messstäben sowie PVC-Schutzrohren.

Insgesamt wurden 164 Messpegel im Streckenabschnitt zwischen Bau-km 4+000 und 5+700 eingebaut. Davon lagen 56 Stück im Abschnitt des Teilbodenaustausches einschließlich der Übergangsbereiche (Bild 8.4). Die Pegel waren in Messquerschnitten angeordnet, deren Achsabstand untereinander rd. 40 m betrug. Jeder dieser Messquerschnitte bestand aus vier Einzelpegeln, die über den Dammquerschnitt verteilt installiert waren. Je zwei der Stangenpegel waren an den Dammfüßen und die anderen zwei im Bereich der Dammschultern angeordnet. Das Setzen der Pegel erfolgte unmittelbar nach Einbau des Armierungsgewebes auf Höhe der 2. Basislinie (Bild 8.3).

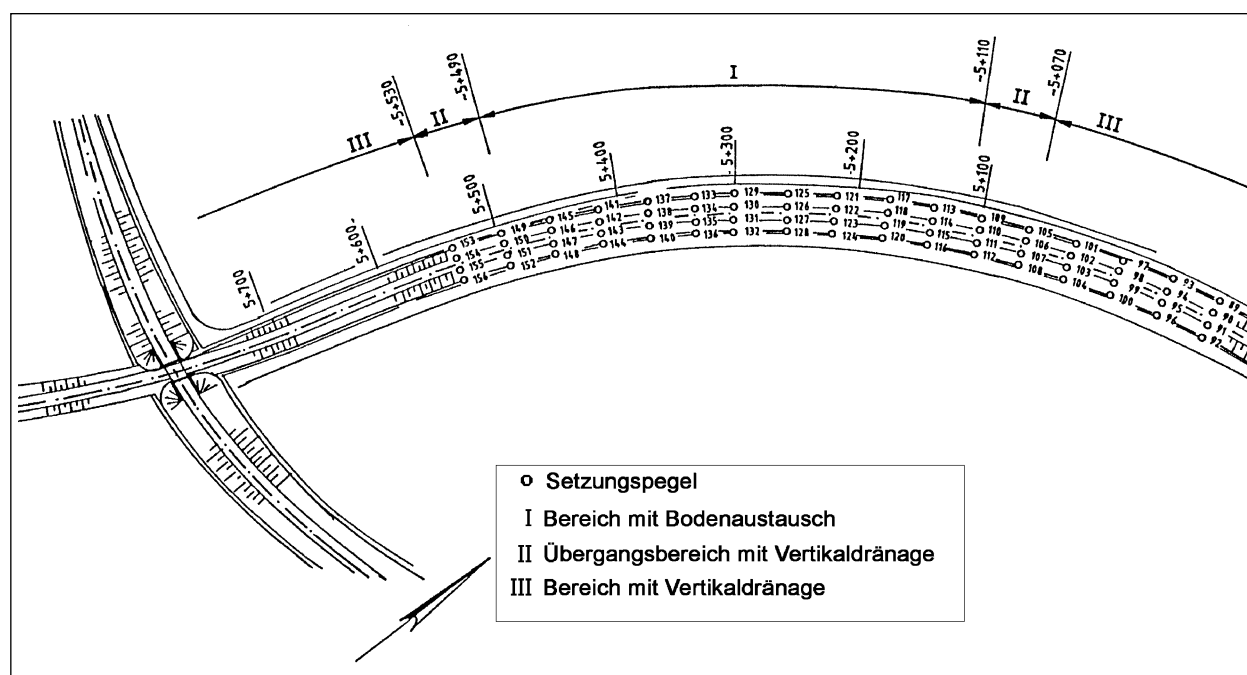
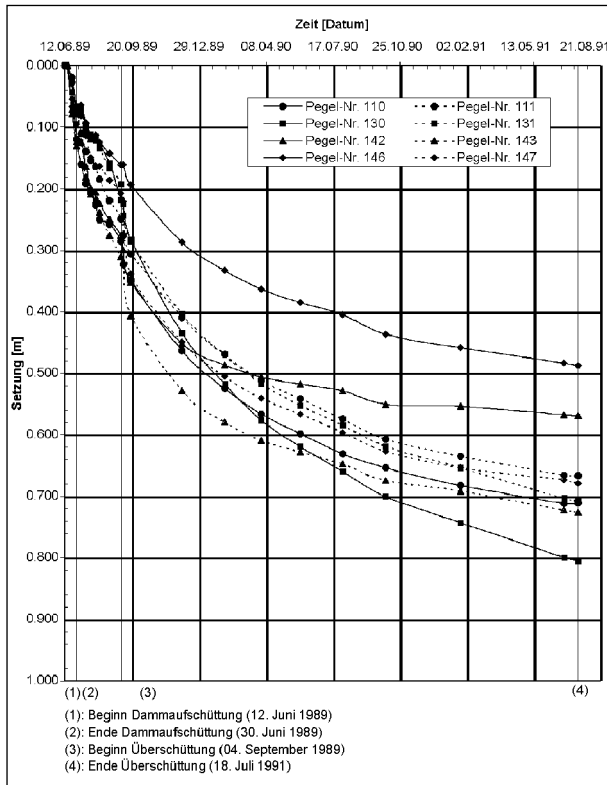


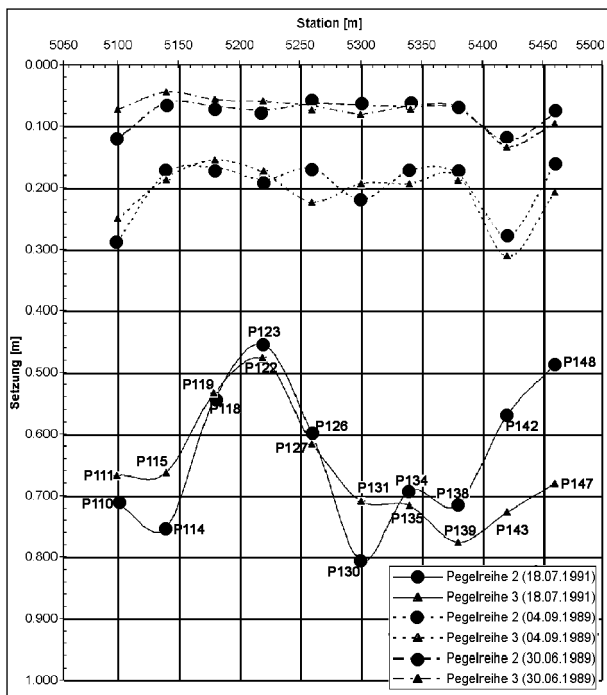
Bild 8.4: Anordnung der Messquerschnitte im Bereich des Teilbodenaustausches

Messzeitraum und Durchführung der Messungen

Unmittelbar nach der Installation der Stangenpegel erfolgte deren lage- und höhenmäßige Einmessung. Nach dieser Nullmessung sind über einen



**Bild 8.5:** Zeit-Setzungsverläufe ausgesuchter Messpunkte vom Beginn der Dammschüttung bis zum Ende der Liegezeit der Überschüttung



**Bild 8.6:** Setzungsverläufe in den beiden Längsachsen (P 2 und P 3) unterhalb der Dammschultern

Zeitraum von zwei Jahren, d. h. bis zum Ende der Liegezeit der Überschüttung, in regelmäßigen Abständen Folgemessungen an den Stangenpegeln in den Achsen unterhalb der Dammschultern (Reihen P 2 und P 3 in Bild 8.3) durchgeführt worden. Über diesen Zeitraum hinaus liegen keine brauchbaren Messergebnisse vor.

Die Setzungen, welche während des Teilbodenaustausches eingetreten sind, wurden nicht ermittelt. Lediglich für den kurzen Zeitraum zwischen dem Ende des Teilbodenaustausches und dem Beginn der Dammaufschüttung wurde von der bauausführenden Firma auf der Strecke zwischen den Stationen km 5+100 und km 5+500 eine mittlere Setzung der OK Bodenersatz von rd. 34 cm durch Gelände-nivellement ermittelt.

Auch die Setzungen der Stangenpegel wurden mittels Nivellement gemessen.

Zusammenfassung der Messergebnisse

In Bild 8.5 sind für den vorstehend erwähnten Messzeitraum exemplarisch die Zeit-Setzungsverläufe von 4 Pegelpaaren dargestellt. Die repräsentierten Zeit-Setzungslinien markieren die in der Darstellung besonders angedeutete obere und untere Grenze des mit den Messungen aller Pegel festgestellten Setzungsbereiches; alle übrigen Zeit-Setzungslinien liegen zwischen diesen Grenzen. Somit ergaben sich vom Beginn der Dammschüttung bis zum Ende der Liegezeit der Überschüttung Setzungen in dem betrachteten Bereich zwischen rd. 48 cm und rd. 81 cm. Deutlich erkennbar ist die Zunahme der Setzungsgeschwindigkeiten an den einzelnen Messstellen zum Zeitpunkt des Beginns der Überschüttung.

Bild 8.6 zeigt die Setzungsverläufe in der Längsabwicklung des Bodenaustauschbereiches. Dargestellt sind die Setzungen zu den in Bild 8.5 mit (2), (3) und (4) benannten Zeitpunkten. Bis zum Ende der Dammschüttung ergaben sich im Mittel rd. 7 cm Setzung im Austauschbereich. Zu Beginn der Überschüttung lag die mittlere Setzung bei rd. 20 cm und zum Ende der Liegezeit der Überschüttung war im Mittel eine Setzung von rd. 65 cm erreicht. Das Diagramm verdeutlicht weiterhin, dass die Setzungen in den verschiedenen Messquerschnitten insgesamt sehr gleichmäßig verliefen und nur an wenigen Messstationen deutliche Setzungsdifferenzen in Querrichtung auftraten (z. B. Station km 5+460 – Pegel 146 und 147).

### 8.2.6 Baukosten

In diesem Kapitel werden die Gesamtmengen und die resultierenden Kosten für die wesentlichen Positionen der Erd- und Entwässerungsarbeiten im Bereich des Bodenaustausches inklusive der Übergangsbereiche (Bau-km 5+070 bis 5+530) zusammengestellt. Die genannten Nettokosten sind aus den Abrechnungsunterlagen und die angegebenen Gesamtmengen aus den dazugehörigen Mengenermittlungen der Aufmaße ermittelt worden.

Kostenzusammenstellung:

1. Baustelle einrichten und räumen			
pauschal	DM	23.000,--	
2. Vollflächiger Bodenabtrag im Querprofil			
15.360 m <sup>2</sup>	DM	192.000,--	
3. Baugrube herstellen (Teilauskoffering im Trocken)			
52.200 m <sup>3</sup>	DM	290.000,--	
4. Austauschboden liefern und einbauen			
52.200 m <sup>3</sup>	DM	350.000,--	
5. Armierungsgewebe liefern und einbauen			
9.520 m <sup>2</sup>	DM	104.720,--	
6. Aufbau des Damms und der Überschüttung (Boden liefern und einbauen)			
Damm 20.713 m <sup>3</sup>			
Überhöhung 8.300 m <sup>3</sup>			
Setzungsanteil 3.154 m <sup>3</sup>			
gesamt 32.167 m <sup>3</sup>	DM	268.590,--	
7. Kunststoffdräns liefern und einbauen			
9.100 m	DM	18.930,--	
8. Stangenpegel liefern und einbauen			
56 Stck.	DM	8.400,--	
9. Verlängerungsrohre für die Stangenpegel			
56 Stck.	DM	1.540,--	
10. Entwässerungsmulden anlegen			
1.380 m	DM	5.720,--	
11. Anspritzen der Dammoberfläche zur Sicherung gegen Oberflächenerosion			
13.400 m <sup>2</sup>	DM	13.400,--	
12. Dränanlage anlegen	DM	63.000,--	
13. Abtragen der Restüberschüttung			
5.000 m <sup>3</sup>	DM	20.000,--	
14. Herstellen des Planums			
6.240 m <sup>2</sup>	DM	1.540,--	

Gesamtkosten	Netto	DM 1.360.840,--
	MwSt. 15 %	DM 204.126,--
	Brutto	DM 1.564.866,--

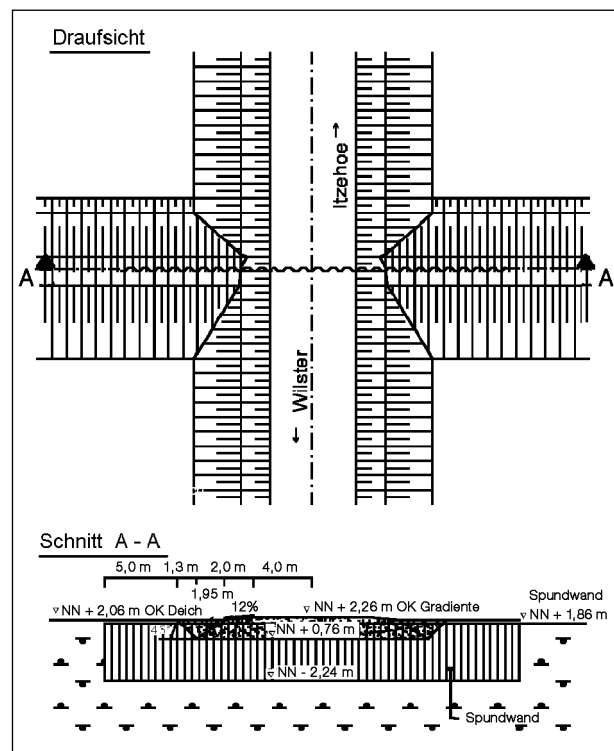
Bezogen auf einen Kubikmeter Austauschvolumen beliefen sich die Nettokosten demnach auf etwa DM 26,--.

### 8.2.7 Deichkreuzung

Bei etwa Bau-km 3+353 und 3+390 kreuzt die neue Straße die vorhandenen Hochwasserschutzdeiche der Bekau. Bild 8.7 zeigt die Baumaßnahme schematisch in der Draufsicht und im Querschnitt.

Um in der Deichkreuzung einen ausreichend standfesten Unterbau gewährleisten zu können, wurde im Bereich der Deichkrone ein Bodenaustausch durchgeführt. Hierbei wurde der Klei des Deiches bis etwa 1,5 m unter Gradiente abgetragen und durch den Boden der neuen Dammschüttung ersetzt.

Gleichzeitig war sicherzustellen, dass zu jedem Zeitpunkt der Kreuzungsbaumaßnahme ein ausreichender Hochwasserschutz gegeben war. Zu diesem Zweck wurde im Kreuzungsbereich eine Spundwand in der Deichachse eingebaut. Diese



**Bild 8.7:** Schematisierte Darstellung der Baumaßnahme in den Kreuzungsbereichen des neuen Straßendamms mit den Hochwasserschutzdeichen der Bekau (Bau-km 3+353 und 3+390)



Spundwand bindet seitlich neben dem Straßen-dammquerschnitt etwa 5 m und unterhalb des Austauschkörpers etwa 3 m in den vorhandenen Kleideich ein.

## 9 Fallbeispiele

### 9.1 Einführung

Im vorliegenden Kapitel werden die Ergebnisse von exemplarisch durchgeführten Standsicherheits- und Verformungsberechnungen für einen Bodenaustausch in einer frei geböschten Baugrube dargestellt. Aus der Kombination aller der Aufgabenstellung zu Grunde liegenden variablen Eingangsgrößen (Geometrie, Bodenaufbau und Bodenkennwerte) sich ergebenden sehr hohen Zahl an möglichen Fallbeispielen werden sinnvollerweise nur ausgewählte Beispiele betrachtet. Im Kapitel 9.2 wird das Fallbeispiel eines teilweisen Bodenaustausches für ein vorgegebenes Bodenprofil vollständig erläutert. Ziel ist es, einerseits den Umfang der zu führenden Betrachtungen sowie die Variationsbreite der möglichen Baumaßnahmen zu verdeutlichen und andererseits die notwendigen rechnerischen Nachweise in der Anwendung vorzuführen. Im Kapitel 9.3 hingegen werden die Ergebnisse von Setzungsberechnungen an Bodenaustauschmaßnahmen für verschiedene ausgesuchte Fallbeispiele mit dem Ziel erläutert, den Einfluss der wesentlichen Eingangsgrößen (Bodenprofil, Dammhöhe und Austauschtiefe) auf die zu erwartenden Setzungen zu verdeutlichen.

Die Frage der Standsicherheit der Aushubbaugruben wird in Kapitel 9.4 erörtert. Im Kapitel 9.5 werden Beispiele für das Zeit-Setzungsverhalten beim Teilbodenaustausch gegeben und die gemessenen Setzungen im Bereich der Bundesstraße B 5 (vgl. Kapitel 8) mit den Ergebnissen der Fallbeispiele verglichen.

### 9.2 Fallbeispiel mit Standsicherheits- und Setzungsberechnungen

#### 9.2.1 Allgemeines

Nachfolgend werden für einen Straßendamm, der auf einer Polstergründung im Bodenaustauschverfahren hergestellt wird, Standsicherheitsberechnungen für den Anfangszustand und den Endzustand sowie Setzungsberechnungen durchgeführt. Im Bau- und Endzustand wird eine Verkehrsflächenlast von  $p = 10 \text{ kN/m}^2$  angesetzt.

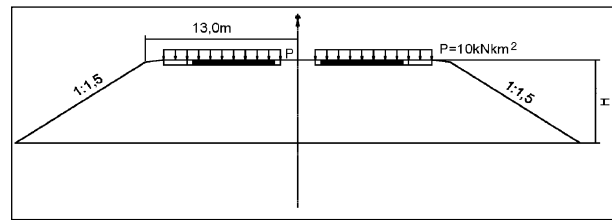


Bild 9.1: Systemquerschnitt

Bodenart	Schichtmächtigkeit
Verwitterungszone	0,5 m
Torf	3,5 m
Klei	4,0 m
Sand	$\geq 27,0 \text{ m}$

Tab. 9.1: Bodenaufbau des Profils BI

#### 9.2.2 System

Bei dem Querschnitt des Dammes handelt es sich um einen Regelquerschnitt RQ 26 mit einer Höhe von 4 m, einer Dammkronenbreite von 26 m und einer Böschungsneigung von 1:1,5.

Der Austauschkörper hat eine Tiefe von 4 m und seine Querschnittsabmessungen sind entsprechend den in Bild 4.16 dargestellten Regeln festgelegt worden. Die Geometrie des Systems ist in Bild 9.1 dargestellt.

#### Boden- und Dammaufbau

Als Bodenprofil wird das Profil BI mit den in Tabelle 9.1 angegebenen Bodenarten und Schichtmächtigkeiten gewählt.

Als Ersatzmaterial wird Sand angenommen, der mit seinen Materialeigenschaften dem Dammbaustoff entspricht. Grundwasser steht bis 0,5 m unter Geländeoberkante an.

#### Bodenkennwerte

Die in den Berechnungen anzusetzenden Bodenkennwerte der verschiedenen Böden sind in Tabelle 9.2 dargestellt.

Die Standsicherheitsberechnungen für die Bauphasen und den Anfangszustand des Dammes erfolgen nach der  $\varphi=0$ -Analyse (DIN 4084), d. h. mit der Scherfestigkeit  $c_u$  für undrained Bedingungen. Die Standsicherheitsnachweise für das Langzeitverhalten des fertig gestellten Dammes erfolgen nach der  $\varphi'/c'$ -Analyse, d. h. mit der Scherfestigkeit für konsolidierte, drainierte Untergrundbedingungen  $\varphi'$ ,  $c'$ .

Bodenart	$\gamma$	$\gamma'$	$\varphi'$	$c'$	$c_u$	$E_s$ [MN/m <sup>3</sup> ] bei $\sigma =$			k-Werte [m/s] bei $\sigma =$		
						40 kN/m <sup>2</sup>	80 kN/m <sup>2</sup>	160 kN/m <sup>2</sup>	40 kN/m <sup>2</sup>	80 kN/m <sup>2</sup>	160 kN/m <sup>2</sup>
	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	°	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	m/s	m/s	m/s
Sand/ Dammbau- stoff	19	11	35	0	0		100		1 E-05		
Verwitte- rungszone	16	6	27,5	5	30	0,56	0,80	1,13	7 E-10	4 E-10	2 E-10
Torf 2	11,5	2	10	5	15	0,21	0,30	0,42	1 E-08	5 E-09	1 E-09
Klei 2	15	5	20	7,5	15	0,42	0,60	0,85	1 E-09	5 E-10	2 E-10
Seekreide 2	19	11	27,5	0	25	7,1	10	14,1	4 E-09	1 E-09	2 E-10
See-/ Beckenton 2	21	12	25	5	20	10,6	15	21,2	2 E-11	1 E-11	5 E-12

Tab. 9.2: Bodenkennwerte der in den Fallbeispielen anzusetzenden Böden

Den Setzungsberechnungen liegen die in Abhängigkeit vom Spannungszustand ermittelten Steifemoduli entsprechend dem Verfahren der Setzungsermittlung mit Hilfe der lotrechten Spannungen im Boden (DIN 4019) zugrunde.

### 9.2.3 Erdbaustatik

Der Bauablauf gestaltet sich grob wie nachstehend beschrieben. Zunächst werden die Verwitterungszone und der Torf vollständig ausgehoben und durch Sand ersetzt. Anschließend wird der Straßendamm in zwei Stufen aufgeschüttet.

Für die unterschiedlichen Bauzustände, den Anfangs- und Endzustand werden entsprechende Standsicherheits- und Setzungsberechnungen durchgeführt.

#### Betrachtete Bauzustände

Folgende Bauzustände werden betrachtet:

- Bauzustand I: Aushub bis auf 4 m Tiefe; Baugrube frei geböscht

Im Anschluss an den Aushub erfolgt das Einbringen des Ersatzkörpers in einem Zug und danach das Aufbringen der ersten Schüttstufe des Straßendamms.

- Bauzustand II: Aufschüttung auf eine Höhe von  $h = 2,5$  m

Nach einer Liegezeit von 4 1/2 Monaten erfolgt das Aufbringen der zweiten Schüttstufe bis auf eine Höhe von  $h = 4,6$  m. Darin ist eine Überschüttung zum Ausgleich der zu erwartenden Konsolidationssetzungen enthalten.

Die einzelnen Zustände werden im Folgenden kurz beschrieben und die dazugehörigen Berechnungsergebnisse für den Bauzustand I in Tabelle 9.3 und für den Bauzustand II als auch für den Anfangs- und den Endzustand nach Dammfertigstellung in Tabelle 9.4 zusammengefasst.

#### Bauzustand I

Im Bauzustand wird der anstehende Boden unter einer Böschungsneigung von 1:1 bis in 4 m Tiefe ausgehoben.

Die Standsicherheitsbetrachtungen werden im weiteren für zwei verschiedene im Straßenbau übliche Bodenersatzverfahren durchgeführt.

- Verfahren mit Austausch unter Wasser (vgl. Kapitel 4.5.3).
- Verfahren mit Austausch im Trockenen (vgl. Kapitel 4.5.2).
- Bodenaustausch unter Wasser

Beim Verfahren mit Austausch unter Wasser wird das Grundwasser, welches bis 0,5 m unter der Geländeoberkante ansteht, nicht abgesenkt. Der Aushub und der Einbau des Ersatzmaterials finden vollständig unter Wasser statt. Während der Aushubarbeiten muss dabei ständig Wasser zugegeben werden, um die Aufbruchsicherheit an der Aushubsohle zu gewährleisten.

- Bodenaustausch im Trockenen

Beim Verfahren mit Austausch im Trockenen sind hinsichtlich des nahe unter der Geländeoberkante anstehenden Grundwasserdruckniveaus grundsätzlich zwei Fälle zu unterscheiden:

a) ohne Grundwasserabsenkung  
 Der anstehende Boden wird im Andeckverfahren, d. h. kleinräumig „Zug um Zug“ steil geböscht, bis in die gewählte Tiefe ausgehoben und anschließend wird der Ersatzboden unverzüglich wieder verfüllt. Wegen des dabei wirksamen räumlichen Spannungszustandes (Gewölbewirkung) kann auf einen Standsicherheitsnachweis verzichtet werden.

b) mit Grundwasserabsenkung  
 Vor Beginn des Aushubs wird das Grundwasser bis auf ein Druckniveau abgesenkt, bei dem bezogen auf das Aushubniveau eine ausreichende Auftriebssicherheit herrscht.

Die Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen für den Bauzustand I bei beiden Verfahren sind in Tabelle 9.3 angegeben. Die Systemdarstellungen und einzelne Teilergebnisse sind in den Anlagen 09048/1 und 2 enthalten.

Für beide Verfahren kann eine ausreichende Standsicherheit im Bauzustand I (Lastfall 2 gemäß DIN 1054) von  $\eta_{\text{erf}} \geq 1,3$  nachgewiesen werden.

**Bauzustand II**

Nach Einbau des Ersatzmaterials wird der Damm auf eine Höhe von  $h = 2,5$  m aufgeschüttet. Die Anfangsstandsicherheit dieser Aufschüttung beträgt  $\eta = 1,41$  (s. Anlage 09048/3). Die unterhalb des Austauschkörpers verbliebene Kleischicht beginnt aufgrund der höheren Auflast aus dem Damm und des Austauschkörpers zu konsolidieren und setzt sich innerhalb einer Liegezeit von 4 1/2 Monaten um rd.  $s = 20$  cm. Die Höhe des Dammes beträgt nach dieser Liegezeit daher lediglich noch rd.  $h = 2,3$  m über der Geländeoberkante. Die undrained Scherfestigkeit des Kleis erhöht sich im Zuge dieser Konsolidation rechnerisch von  $c_u = 15$  kN/m<sup>2</sup> auf etwa  $c_u = 25$  kN/m<sup>2</sup>.

Bodenaustausch	unter Wasser	im Trockenen mit GW-Absenkung
Standsicherheit $\eta$	2,15	1,34

**Tab. 9.3:** Standsicherheiten  $\eta$  für den Bauzustand

Bauzustand	Aufschüttung $\Delta h$ [m]	Stand-sicherheit $\eta$ [-]	Setzung $s$ [cm]
Bauzustand II	2,5	1,41	20
Anfangszustand	2,3	1,37	60
Endzustand	0	1,67	

**Tab. 9.4:** Standsicherheiten und Setzungsbeträge für den Bauzustand II sowie den Anfangs- und Endzustand

**Anfangsstandsicherheit nach Baufertigstellung**

Nach den 4 1/2 Monaten Liegezeit der ersten Schüttstufe wird der Damm um weitere 2,3 m auf eine Gesamthöhe  $h = 4,6$  m aufgeschüttet. Die Anfangsstandsicherheit beträgt  $\eta = 1,37$  bei einer undrained Scherfestigkeit des Kleis von  $c_u = 25$  kN/m<sup>2</sup> (s. Anlage 09048/4).

**Endstandsicherheit**

Nach vollständiger Konsolidation des Kleis durch die Auflast aus Damm und Austauschkörper beträgt die Endsetzung rd.  $s = 60$  cm. Dabei hat der Damm rechnerisch seine Endhöhe von  $h = 4,0$  m erreicht. Die Standsicherheit im Endzustand – d. h. unter Ansatz der effektiven Scherparameter des Kleis von  $c' = 7,5$  kN/m<sup>2</sup> und  $\varphi' = 20^\circ$  für konsolidierte drained Verhältnisse – beträgt  $\eta = 1,67$  (s. Anlage 09048/5). Tabelle 9.4 gibt einen Überblick auf die Berechnungsergebnisse für den Bauzustand II sowie für den Anfangs- und Endzustand nach Dammfertigstellung.

Die rechnerische Überprüfung hat ferner gezeigt, dass eine Aufschüttung des Straßendamms in einem Zug auf eine Höhe von  $h = 4,0$  m nicht möglich ist, da hierbei lediglich eine Anfangsstandsicherheit von  $\eta = 1,00 < 1,3 = \eta_{\text{erf}}$  vorhanden ist. Aus diesem Grunde wird der oben beschriebene, stufenweise Bauablauf gewählt.

**9.2.4 Bewertung**

Der Teilbodenaustausch der setzungsempfindlichen oberen Torfschicht ist technisch machbar und wirtschaftlich vertretbar, bedingt jedoch, dass nach Abschluss der Baumaßnahme Restsetzungen in der Größenordnung von ca. 50 cm zu erwarten sind. Diese Restsetzungen werden wegen des Kriechverhaltens der organischen Weichschichten erst im Laufe von vielen Jahren vollständig abgeklungen sein. Aufgrund der in der Natur üblichen heterogenen Baugrundverhältnisse (Dicke der Weichschichten und Bodenkennwerte) sind außerdem Setzungsdifferenzen in Längs- und Querrichtung der Straße zu erwarten, die während der Betriebsphase des Straßenbauwerkes entsprechende Sanierungsmaßnahmen erfordern werden. Um die gewünschte Sollhöhe des Dammes zu erreichen, müssen außerdem erhebliche Mengen an Sand – in Dammachse in einer Schichtmächtigkeit von etwa 80 cm – zusätzlich aufgeschüttet werden, um die Setzungen des im Untergrund verbliebenen Kleis auszugleichen.

Aus diesen Gründen wären im vorliegenden Fall für einen kalkulatorischen Vergleich beispielsweise ein vollständiger Austausch des Torfes in Kombination mit einem teilweisen Austausch des Kleis im Querschnitt (z. B. Reibungsfüße), ein Bodenaustausch in Kombination mit einer Armierungseinlage in Form eines Geotextils sowie eine ergänzende Vorbelastung durch Überschüttung und ggf. der Einsatz von Leichtbaustoffen als alternatives Bodenersatzverfahren zu untersuchen. Dieses Fallbeispiel zeigt, welche Vielfalt an Alternativen vorhanden ist, um einen Straßendamm auf wenig tragfähigem Untergrund mittels Bodenersatzverfahren standsicher und verformungsarm zu gründen. Die Entscheidung, welches Bodenersatzverfahren in wirtschaftlicher und technischer Hinsicht als optimal angesehen wird, kann jedoch nicht pauschal anhand von Fallbeispielen getroffen werden, sondern ist vom Einzelfall abhängig.

### 9.3 Fallbeispiele mit Setzungsberechnungen

#### 9.3.1 Allgemeines

In den folgenden Fallbeispielen werden ausschließlich Setzungsberechnungen durchgeführt. Dabei werden die Setzungen von Straßendämmen unterschiedlicher Höhe bei variierender Bodenaustauschtiefe für verschiedene ausgewählte Bodenprofile ermittelt.

#### 9.3.2 Systeme

Nachstehend werden die Geometrien, die unterschiedlichen Bodenprofile und die Bodenkennwerte, die den Berechnungen zugrunde liegen, erläutert.

#### Geometrien

Die Geometrien der im Einzelnen betrachteten Damm- und Ersatzkörperquerschnitte richten sich – auch in Abhängigkeit von der Dammhöhe – nach den Regemaßen des Querschnittes RQ 26 und orientieren sich an den in Bild 4.16 dargestellten Re-

geln für eine Polstergründung. Damit besitzen die Straßendämme stets eine Kronenbreite von 26 m sowie eine Böschungsneigung von 1:1,5m und die Neigung der Aushubböschung des Ersatzkörperquerschnitts beträgt stets 1:1. Die Breite der Dammaufstandsflächen sowie die Querschnittsmaße der Ersatzkörper sind von der jeweiligen Dammhöhe und der jeweiligen Austausch Tiefe abhängig und werden entsprechend angepasst.

Tabelle 9.5 verschafft einen Überblick auf die in den Berechnungen miteinander kombinierten Dammhöhen und Austausch Tiefen in Bezug zu den ausgewählten Bodenprofilen.

#### Bodenprofile und Bodenkennwerte

Die den Berechnungen zugrunde liegenden Bodenprofile sind in Bild 9.2 dargestellt. Beispielhaft werden die Bodenprofile A1, A2, B1, C1 und D1 untergesucht. Die Bodenkennwerte der einzelnen Böden sind der Tabelle 9.2 zu entnehmen. Wie schon in den Berechnungen des Kapitels 9.2 liegen den hier durchzuführenden Setzungsberechnungen die in Abhängigkeit vom Spannungszustand nach den Empfehlungen der EVB (1993) ermittelten Steifemoduli zugrunde.

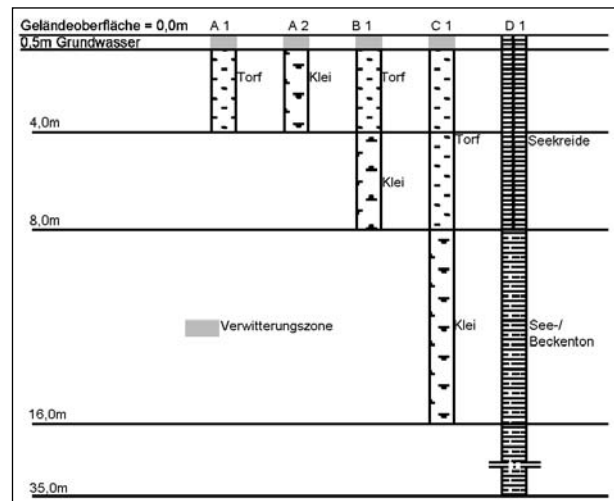


Bild 9.2: Bodenprofile für die Berechnungsbeispiele

Dammhöhe [m]		1,5							4,0			8,0		
Austauschtiefe [m]		0	1	2	3	4	6	8	0	2	4	0	2	4
Bodenprofil	A1	66	62	50	28	< 1	-	-	-	-	-	-	-	-
	A2	35	30	22	12	< 1	-	-	65	35	-	97	51	-
	B1	98	-	92	-	54	29	< 1	188	143	76	275	203	104
	C1	181	-	191	-	189	154	107	-	-	-	-	-	-
	D1	4	-	3	-	2	1	< 1	10	8	6	20	18	16

Beispiele mit Zeit-Setzungslinien sind grau hinterlegt

Tab. 9.5: Endsetzungen in [cm] für verschiedene Dammhöhen, Austausch Tiefen und Bodenprofile

### 9.3.3 Setzungsberechnungen

Die Setzungsberechnungen erfolgen EDV-gestützt mit Hilfe des Verfahrens der lotrechten Spannungen im Boden gemäß DIN 4019. Die nachfolgend genannten Setzungsbeträge sind Endsetzungen, die sich jeweils im mittleren Dammbereich unter Berücksichtigung einer mittleren Verkehrsflächenlast von  $10 \text{ kN/m}^2$  ergeben. Aufgrund der vergleichsweise geringen anzusetzenden Steifemoduli ist davon auszugehen, dass in den berechneten Setzungsbeträgen der Kriechanteil enthalten ist. Dieser Ansatz entspricht der allgemein üblichen Praxis und ist begründet durch die labortechnische Bestimmung des Steifemoduls, bei der die Sekundärsetzungen auch weitgehend enthalten sind. Um die Vergleichbarkeit der Berechnungsergebnisse im Hinblick auf die Zusatzlasten aus den unterschiedlichen Dammhöhen zu gewährleisten, sind Überhöhungen der Straßendämme zur Kompensation der zu erwartenden Setzungen nicht berücksichtigt worden.

### 9.3.4 Berechnungsergebnisse (Gesamtsetzungen) und Beurteilung

Nachstehend werden folgende Vergleiche der sich aus den Berechnungen ergebenden Setzungsbeträge bei unterschiedlichen Austausch Tiefen geführt:

- Einfluss unterschiedlicher Dammhöhen bei demselben Bodenprofil
- Einfluss unterschiedlicher Bodenprofile bei derselben Dammhöhe.

Die rechnerisch ermittelten Beträge der gesamten Setzungen in den Dammachsen sind in den Diagrammen der Bilder 9.3 bis 9.8 dargestellt. In Tabelle 9.5 sind alle Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen zusammengefasst.

Die Wichteerhöhung im Austauschbereich wirkt sich bei geringer Dammhöhe (1,5 m) in Form von zunächst vergleichsweise geringeren Setzungsabminderungen im Verhältnis zur Austausch tiefe aus (Bild 9.3). Je größer die Dammhöhe ist, desto weniger schlägt dieser Einfluss durch, weshalb die Setzungsminderung annähernd linear mit der Austausch tiefe zunimmt.

Bild 9.4 zeigt, dass sich der v. g. Effekt beim Teilbodenaustausch im Torf und bei insgesamt größerer Weichschichtmächtigkeit (8 m) noch verstärkt. Bei geringer Dammhöhe (1,5 m) führt ein Teilbo-

denaustausch von z. B. 2 m nur zu einer vernachlässigbaren Verringerung der Setzungen. Der Knick aller Setzungskurven bei der Austausch tiefe 4 m zeigt an, dass der Teilbodenaustausch des weiche ren Torfes eine deutlich größere Setzungsminderung zur Folge hat als ein tiefer reichender Austausch im Bereich des Kleis.

Der in Bild 9.5 dargestellte Vergleich der Setzungen bei einem Bodenprofil aus Seekreide und Beckenton (D1) mit vergleichsweise höherer Steifigkeit zeigt, dass die zu erwartenden, ohnehin relativ geringen Setzungen durch einen Teilbodenaustausch bei allen Dammhöhen nur minimal verringert werden.

Die Bilder 9.6 bis 9.8 verdeutlichen den Einfluss der Austausch tiefen auf die Setzungen bei jeweils unterschiedlichen Dammhöhen. Ergänzend zu den vorausgegangenen Beurteilungen zeigt die Setzungskurve für das Bodenprofil C 1 (16 m Weichschichtmächtigkeit) in Bild 9.6, dass ein Teilboden-

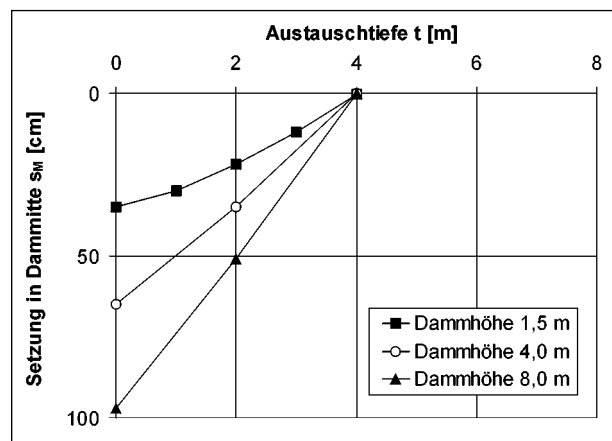


Bild 9.3: Profil A2, Vergleich der Setzungen bei unterschiedlichen Dammhöhen und Austausch tiefen

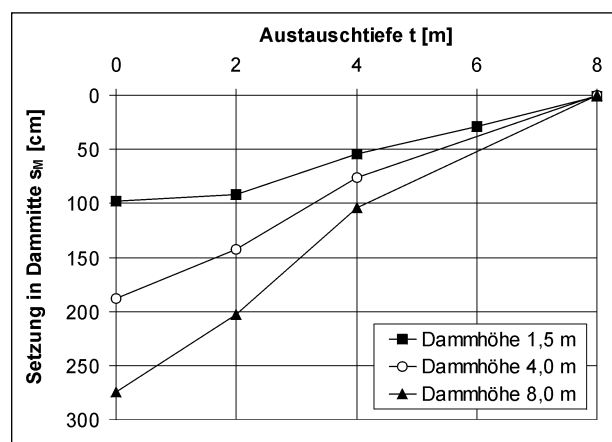
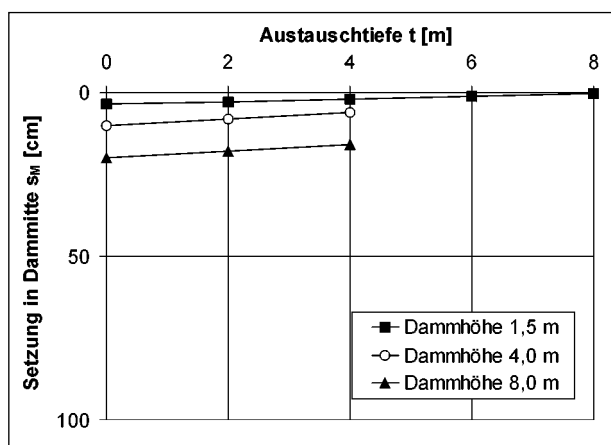


Bild 9.4: Profil B1, Vergleich der Setzungen bei unterschiedlichen Dammhöhen und Austausch tiefen

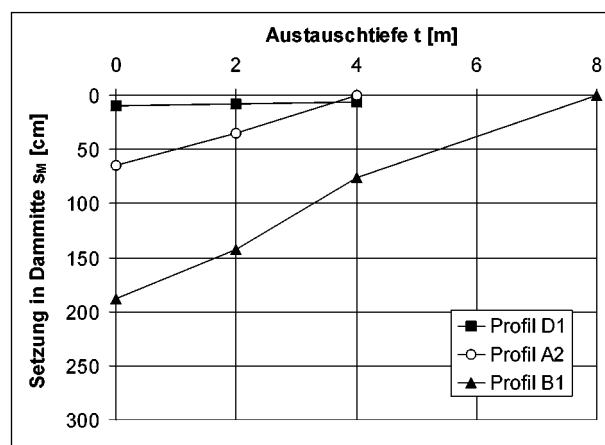
austausch im sehr weichen Torf und bei sehr großer Weichschichtmächtigkeit wegen der Wichteerhöhung im Austauschbereich zu größeren Setzungen führen kann als ohne Bodenaustausch. Bei diesem Beispiel ist erst ab einer Austauschtiefe von etwa 6 m eine Setzungsabnahme zu verzeichnen. Ein Teilbodenaustausch macht auch beim Bodenprofil A1 mit Torf bis 4 m unter GOK keinen Sinn, weil die Setzungen bis etwa 2 m Austauschtiefe nur minimal verringert werden (vgl. Bild 9.6). Außerdem ist bei jedem Teilbodenaustausch wegen der verbleibenden Weichschichten mit Standsicherheitsproblemen im Bauzustand zu rechnen.

Die Bodenschichtung wird in der Natur niemals so homogen anstehen, wie in den v. g. Fallbeispielen angenommen. Der wichtigste Anwendungsbereich eines Teil- oder Vollbodenaustausches besteht gerade darin, diese Inhomogenität mit der Folge von ungleichmäßigen Setzungen auf kurzen Distanzen

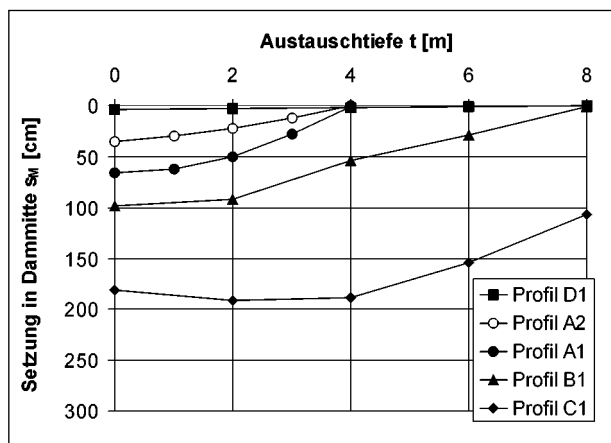
zu vermindern. Wenn z. B. nur örtlich begrenzt organische Weichschichten in Bereichen quer zur Straßentrasse verlaufender geologischer Rinnenstrukturen bis in begrenzte Tiefen anstehen, kommt ein vollständiger Austausch dieser setzungsempfindlichen Schichten in Frage. Wenn jedoch z. B. in Marschgebieten die organischen Weichschichten weit verbreitet und bis in große Tiefen anstehen, wie im Fall der Bodenprofile B1 und C1, können mit einem Teilbodenaustausch der oberen, besonders weichen Schicht (Torf), die oft auch unregelmäßig bzw. linsenförmig ansteht, eine erhebliche Vergleichmäßigung und Verringerung der noch zu erwartenden Restsetzungen erreicht werden. Das Bodenprofil B1 mit insgesamt 8 m Weichschichtmächtigkeit stellt einen klassischen Fall für die Anwendung des Teilbodenaustausches dar. Der Austausch der bis 4 m Tiefe reichenden Torfschicht ist in trockener Baugrube wirtschaftlich machbar. In Abhängigkeit von der geplanten Dammhöhe wird jedoch zur Verminderung der Restsetzungen zu-



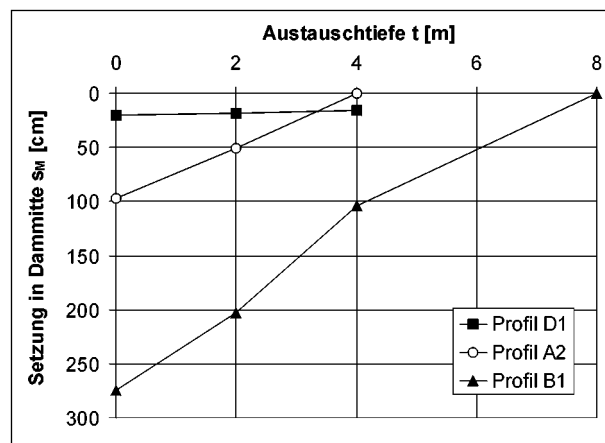
**Bild 9.5:** Profil D1, Vergleich der Setzungen bei unterschiedlichen Dammhöhen und Austauschtiefen



**Bild 9.7:** Dammhöhe 4,0 m, Vergleich der Setzungen bei unterschiedlichen Bodenprofilen und Austauschtiefen



**Bild 9.6:** Dammhöhe 1,5 m, Vergleich der Setzungen bei unterschiedlichen Bodenprofilen und Austauschtiefen



**Bild 9.8:** Dammhöhe 8,0 m, Vergleich der Setzungen bei unterschiedlichen Bodenprofilen und Austauschtiefen

sätzlich eine mehr oder minder ausgeprägte Setzungsvorwegnahme durch eine Vorbelastung bzw. Überschüttung ggf. in Kombination mit dem Einsatz von Vertikaldränagen oder der Einbau von Leichtbaustoffen im Dammkörper erforderlich sein. Wie das Beispiel in Kapitel 9.2 gezeigt hat, ist die erforderliche Standsicherheit im Bauzustand in bestimmten Fällen nur zu erreichen, indem der Damm bzw. die Überschüttung zeitlich abgestuft aufgebaut wird.

Am Beispiel des Bodenprofils C1 werden die Anwendungsgrenzen der Bodenersatzverfahren deutlich. Der Austausch des bis in 8 m Tiefe reichenden Torfes ist zwar technisch mit der Unterwasserbaggerung bei geringem Austauschvolumen oder dem Nassbaggerverfahren mit Cutterbetrieb bei großem Massenanstoss möglich. Jedoch betragen die Restsetzungen nach dem Austausch des Torfes schon bei einer geringen Dammhöhe von 1,5 m immer noch etwa 1,0 m, weshalb in diesem Fall mit anderen Bauverfahren, wie z. B. aufgeständerten Gründungspolstern oder dem Konsolidationsverfahren, bei großen Dammhöhen ggf. in Kombination mit dem Einsatz von Leichtbaustoffen, das Ziel der Verringerung und Vergleichmäßigung der zu erwartenden Setzungen effektiver und wirtschaftlicher als mit dem Bodenaustausch erreicht wird.

Die v. g. Ergebnisse zeigen, dass die technisch sinnvollen und wirtschaftlich vertretbaren Grenzen der Anwendung des Bodenersatzverfahrens bei großen Weichschichtmächtigkeiten und/oder großen Dammhöhen überschritten werden. In wenigen Fällen kann ein Teilbodenaustausch in Kombination mit dem Einsatz von Leichtbaustoffen zur weiteren Setzungsminderung in Frage kommen. Wegen der vergleichsweise sehr hohen Kosten der Leichtbaustoffe ist deren Verwendung im Straßenbau jedoch auf ausgewählte Einzelfälle mit besonderen Randbedingungen begrenzt.

## 9.4 Standsicherheit der Aushubbaugruben

Die Frage möglicher anwendungstechnischer Einschränkungen der Bodenaustauschverfahren aufgrund von Standsicherheitsproblemen beim Aushub der auszutauschenden Böden lässt sich für die v. g. Fallbeispiele wie folgt beantworten:

Für das Bodenprofil D1 (Seekreide, See-/Beckenton) sind Betrachtungen zur Standsicherheit überflüssig, da aufgrund der in Kapitel 9.3.4 ermittelten

geringen Setzungen ein Bodenaustausch generell weder erforderlich noch sinnvoll ist. Ein Teilbodenaustausch würde eine nur unverhältnismäßig geringe Verminderung der zu erwartenden Setzungen bewirken.

Bei den Bodenprofilen A1 und A2 (Torf bzw. Klei bis  $t = 4$  m Tiefe) kommt entweder ein vollständiger Bodenaustausch oder – um ggf. eine hydrogeologische Barriere zu erhalten – ein Teilbodenaustausch bis 3 m Tiefe in Frage. Beim vollständigen Bodenaustausch ergibt sich aufgrund von Standsicherheitsbetrachtungen keine Einschränkung hinsichtlich des zu wählenden Bauverfahrens. Ein Trockenaushub für den Teilbodenaustausch scheidet aus, weil dafür zur Gewährleistung der Aufbruchsicherheit der Baugrubensohle eine Grundwasserabsenkung um etwa 2,5 m erforderlich wäre und diese sowohl aus wirtschaftlichen als auch aus ökologischen Gründen nicht vertretbar ist. Der Teilbodenaustausch könnte entweder im Andeckverfahren, d. h. kleinräumig „Zug um Zug“, oder unter Wasser erfolgen, wobei die Standsicherheit der Aushubbaugrube ohne weiteren Nachweis gegeben ist.

Beim Bodenprofil C1 mit einer Weichschichtmächtigkeit bis 16 m unter GOK käme ein Teilbodenaustausch im Trockenen bis etwa 3,5 m unter GOK auch ohne Grundwasserabsenkung in Frage, jedoch wären hierbei wegen der verbleibenden Torf- und Kleischichten größere Setzungen zu erwarten als ohne Bodenaustausch (vgl. Tabelle 9.5). Wie die Ergebnisse der Setzungsberechnungen in Kapitel 9.3 gezeigt haben, kommt das Bodenersatzverfahren für das Bodenprofil C1 wegen der sehr großen Weichschichtmächtigkeit zur standsicheren und verformungsarmen Gründung von Straßendämmen generell nicht in Frage.

Der Trockenaushub mit Grundwasserabsenkung ist aus wirtschaftlichen und ökologischen Gründen sowie wegen des Setzungseinflusses auf die Umgebung bzw. die Nachbarbebauung unter den gegebenen Baugrundverhältnissen generell keine sinnvolle Alternative zu den übrigen Bauverfahren, weshalb sich entsprechende Standsicherheitsuntersuchungen erübrigen.

## 9.5 Zeit-Setzungsverläufe beim Teilbodenaustausch

Von den in Kapitel 9.3 betrachteten Fallbeispielen werden die Beispiele für Zeit-Setzungsermittlungen

ausgewählt, bei denen ein Teilbodenaustausch angesichts der zu erwartenden Gesamtsetzungen sinnvoll erscheint (s. Tabelle 9.5).

Zur Klärung der Frage, ob die jeweils vorgesehene Dammhöhe in einer Schüttstufe aufgebracht werden kann, wurden zunächst Standsicherheitsuntersuchungen durchgeführt. Die Ergebnisse der Böschungsbruchberechnungen für den Bauzustand (Ansatz der undränierten Scherfestigkeit  $c_u$  der organischen Weichschichten) sowie den Endzustand (Ansatz der effektiven Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$ ) sind in Tabelle 9.6 zusammengefasst. Die Systemdarstellungen und Einzelergebnisse der Berechnungen sind den Anlagen 09048/6 bis 09048/16 zu entnehmen.

Angesichts des anzunehmenden Zeitbedarfs zwischen dem Aushub der organischen Weichschichten bis zum Erreichen der endgültigen Dammhöhe beim Fallbeispiel A 2/4,0/2 kann die errechnete Böschungsbruchsicherheit von  $\eta = 1,22$  im Bauzustand als gerade noch ausreichend betrachtet werden. Die kontinuierliche Aufschüttung eines Straßendamms bis auf 8 m Höhe beim Bodenprofil A2 nach 2 m Bodenaustausch würde einen Böschungsbruch auslösen ( $\eta = 0,93$ ). In diesem Fall ist ähnlich wie beim Fallbeispiel B1/4,0/4 (vgl. Kapitel 9.2) eine Dammschüttung in zwei Stufen erforderlich. Nach Aufbringen der ersten Schüttstufe bis  $h_1 = 5,0$  m über GOK ergibt sich eine ausreichende Anfangsstandsicherheit von  $\eta = 1,27$  (s. Anlage 9048/17). Nach einer Liegezeit von etwa 4 Monaten ist der Klei so weit teilkonsolidiert, dass die endgültige Dammhöhe von  $h_2 = 8,35$  m über GOK (planmäßige Dammhöhe = 8 m zuzüglich 0,35 m als Kompensation für die erwarteten Setzungen) aufgebracht werden kann. Zum Zeitpunkt der Dammfertigstellung beträgt die Böschungsbruchsicherheit  $\eta = 1,39$  (s. Anlage 09048/18) und im Endzustand  $\eta = 1,50$  (s. Anlage 09048/19).

Die Berechnung der zeitabhängigen Verformungen des Untergrundes erfolgt für die organischen Weichschichten auf der Grundlage folgender, auf umfangreichen Erfahrungen beruhender Aufteilungen der Gesamtsetzungen auf die einzelnen Setzungsanteile:

	Klei	Torf
Sofortsetzung	10 %	10 %
Primärsetzung	65 %	40 %
Sekundärsetzung	25 %	50 %

Für konkrete bautechnische Anwendungen sind diese Aufteilungen aufgrund der Ergebnisse von Kompressionsversuchen den jeweiligen Bodeneigenschaften anzupassen.

Die Konsolidierungsbeiwerte  $c_v$  werden nach Gleichung 7.10 unter Berücksichtigung der spannungsabhängigen Steifemoduli  $E_s$  und Durchlässigkeitsbeiwerte  $k$  gemäß Tabelle 9.2 ermittelt.

Weil der Übergang von den Primär- zu den Sekundärsetzungen fließend ist, wird davon ausgegangen, dass die Sekundärsetzungen bereits ab einem Konsolidierungsgrad von  $U = 50$  % einsetzen.

Die Ergebnisse der Zeit-Setzungsberechnungen sind für Liegezeiten der Straßendämme von 1, 3, 6, 12, 24 und 48 Monaten für die ersten fünf Fallbeispiele der Tabelle 9.6, bei denen die Dammschüttung in einem Zuge aufgebracht werden kann, in Tabelle 9.7 angegeben und in Bild 9.9 grafisch dargestellt.

Die in Tabelle 9.7 und Bild 9.9 dargestellten Setzungsverläufe zeigen, dass ein nennenswerter Anteil der Gesamtsetzungen bereits in einem Zeitraum von drei bis sechs Monaten nach Lastaufbringung eintritt. Die beim Fallbeispiel B1/1,5/4 im Vergleich zu den übrigen Beispielen weniger flach verlaufende Zeit-Setzungskurve verdeutlicht den

Fallbeispiel*	Bauzustand	Endzustand
A 1 / 1,5 / 3	2,15 (6)	2,12 (7)
A 2 / 1,5 / 1	1,84 (8)	2,41 (9)
A 2 / 1,5 / 2	2,03 (10)	2,58 (11)
B 1 / 1,5 / 4	1,47 (12)	2,11 (13)
A 2 / 4,0 / 2	1,22 (14)	1,83 (15)
A 2 / 8,0 / 2	0,93 (16)	

\* Bodenprofil/Dammhöhe/Austauschtiefe Zahlen in Klammern geben die Anlagennummern an

Tab. 9.6: Standsicherheiten  $\eta$  für den Bau- und Endzustand ausgewählter Fallbeispiele

Liegezeit	Bodenprofil/Dammhöhe/Austauschtiefe				
	A2/1,5/2	A1/1,5/3	A2/1,5/1	A2/4/2	B1/1,5/4
0	0	0	0	0	0
1	7,5	16,0	7,5	11,0	11,5
3	12,0	16,5	11,0	16,5	16,0
6	15,5	17,0	15,0	23,0	21,0
12	17,5	18,0	20,0	26,5	27,5
24	18,0	20,5	23,5	28,5	36,0
48	18,5	24,5	24,5	30,0	43,0
Gesamtsetzungen	22,0	28,0	30,0	35,0	54,0

Tab. 9.7: Setzungen in [cm] für verschiedene Fallbeispiele und Liegezeiten



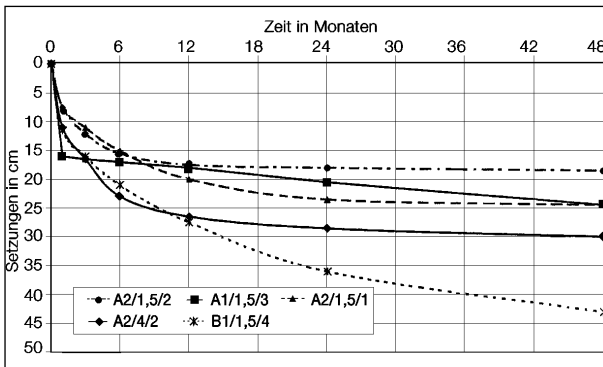


Bild 9.9: Zeit-Setzungsverläufe für verschiedene Fallbeispiele

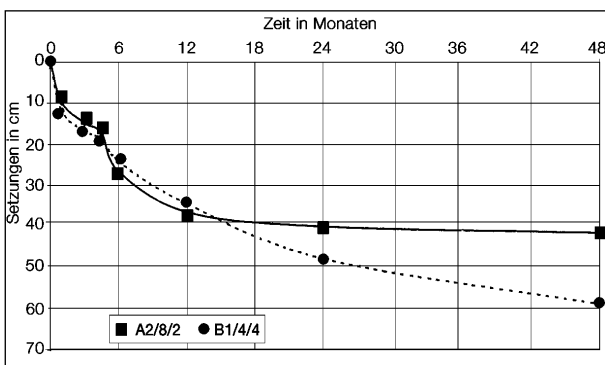


Bild 9.10: Zeit-Setzungsverläufe für zwei Fallbeispiele mit stufenweiser Dammschüttung

Liegezeit [Monate]	Bodenprofil/Dammhöhe/Austauschtiefe	
	A2/8/2	B1/4/4
0	0	0
1,0	10,0	12,0
3,0	15,0	17,0
4,5	17,5	19,0
6,0	27,0	24,5
12,0	37,0	35,0
24,0	40,5	48,5
48,0	42,0	59,5
Gesamtsetzungen	51,0	76,0

Tab. 9.8: Setzungen in [cm] für zwei Fallbeispiele mit stufenweiser Dammschüttung

überproportionalen Einfluss der nach einem Teilsboden austausch verbleibenden Weichschichtmächtigkeit (in diesem Beispiel 4 m). In den Formeln zur Ermittlung der bezogenen Konsolidierungszeit  $T_v$  geht die Mächtigkeit der konsolidierenden Schicht quadratisch ein, während sich alle anderen Faktoren nur linear auf das Zeit-Setzungsverhalten auswirken (vgl. Gleichungen 7.11 und 7.12).

Die Ergebnisse der Zeit-Setzungsberechnungen für die beiden Fallbeispiele, bei denen die Dammschüttung aus Standsicherheitsgründen stufenweise aufgebracht werden muss, sind in Tabelle 9.8

angegeben und in Bild 9.10 grafisch dargestellt. Beim Fallbeispiel B1/4/4 wird die erste Schüttstufe auf eine Höhe von  $h_1 = 2,5$  m über GOK und die zweite Schüttstufe auf  $h_2 = 4,6$  m über GOK aufgebracht. Für das Fallbeispiel A2/8/2 betragen die Schüttstufen  $h_1 = 5,0$  m und  $h_2 = 8,35$  m.

Die in Tabelle 9.8 und Bild 9.10 dargestellten Zeit-Setzungsverläufe für zwei Fallbeispiele mit stufenweiser Dammschüttung zeigen, dass in Abhängigkeit von der Mächtigkeit der verbleibenden Weichschichten nach einem Zeitraum von etwa 4,5 Monaten bzw. vor dem Aufbringen der zweiten Schüttstufe bereits ca. ein Drittel (A2/8/2) bzw. ca. ein Viertel (B1/4/4) der Gesamtsetzungen eingetreten sind. Bereits etwa 1,5 Monate nach Aufbringen der zweiten Schüttstufe sind schon ca. die Hälfte bzw. ca. ein Drittel der Gesamtsetzungen zu erwarten.

Ein unmittelbarer Vergleich der Setzungsmessergebnisse im Bereich der Bundesstraße B 5 (vgl. Kapitel 8) mit den Ergebnissen der Fallbeispiele ist aus verschiedenen Gründen nur bedingt möglich. Einerseits sind die Baugrundverhältnisse in situ im Gegensatz zu den Vorgaben der Fallbeispiele relativ heterogen und durch die ausgeführten Baugrunderkundungen können nicht alle Bereiche hinlänglich genau erfasst werden, andererseits werden Setzungsmessungen oft nicht mit der notwendigen Systematik durchgeführt, die für einen Vergleich mit Setzungsberechnungen erforderlich wäre. Schließlich wird in der Praxis häufig eine Kombination des Bodenersatzverfahrens mit den Konsolidationsverfahren ausgeführt, wie auch beim Beispiel der Baumaßnahme an der B 5, wo zusätzlich zum Bodenaustausch z. T. Vertikaldrainagen angeordnet wurden und im gesamten Bauabschnitt eine etwa 1,5 m hohe Überschüttung zur Setzungsvorwegnahme aufgebracht wurde.

Für einen qualitativen Vergleich der Ergebnisse kommt hinsichtlich der Bodenaustauschtiefe und der im Untergrund verbliebenen Weichschichtmächtigkeit das Bodenprofil B1 mit 4 m Austauschtiefe am ehesten in Frage. Bei der Baumaßnahme B5 wurde die Überschüttung erst etwa drei Monate nach der Dammschüttung aufgebracht, weshalb hinsichtlich der Dammhöhe die stufenweise Belastung des Fallbeispiels mit 4 m Dammhöhe (B1/4/4) für einen Vergleich herangezogen werden kann.

Die bei der B5 gemessenen Zeit-Setzungskurven (vgl. Bild 8.5) und der Zeit-Setzungsverlauf für das

Fallbeispiel B1/4/4 (vgl. Bild 9.10) zeigen einen qualitativ ähnlichen Verlauf mit einer kontinuierlichen Abnahme der Setzungsgeschwindigkeiten im Verlauf der ersten zwei Jahre und einer temporären Beschleunigung des Setzungsvorgangs nach Aufbringen der zweiten Laststufe. Während für das Fallbeispiel B1/4/4 nach drei Monaten Liegezeit der ersten Laststufe rd. 17 cm Setzung ermittelt wurde, zeigen die Setzungsmessungen an der B 5 nach etwa demselben Zeitraum Setzungen von im Mittel etwa 20 cm (vgl. Bild 8.6). Nach einem Zeitraum von insgesamt zwei Jahren beträgt die rechnerische Setzung für das Fallbeispiel etwa 50 cm. Die gemessenen Setzungen an der B5 liegen nach diesem Zeitraum in der Größenordnung von etwa 50 cm bis 80 cm und im Mittel bei ca. 65 cm. Für den Vergleich ist jedoch zu beachten, dass bei der B5 angabegemäß ca. 34 cm Setzungen bereits vor der Dammschüttung eingetreten waren.

Hinsichtlich der erheblichen Differenzen zwischen den gemessenen Setzungen und den für das Fallbeispiel rechnerisch ermittelten Setzungen wird auf die v. g. Unzulänglichkeiten der Grundlagen für einen quantitativen Vergleich verwiesen. So ist z. B. auch die in den Fallbeispielen notwendigerweise vorgegebene scharfe Trennung zwischen den einzelnen Bodenschichten in situ nicht gegeben. Auch die Baugrunderkundung zur Baumaßnahme B5 hatte ergeben, dass die Übergänge vom Torf zum Klei fließend sind und die holozänen Weichschichten teilweise als kleiiger Torf bzw. torfiger Klei anstehen. Dem Baugrundaufbau in der Trassenachse ist ferner zu entnehmen, dass auch unterhalb des Bodenaustauschbereiches noch Torf in lokal unterschiedlicher Mächtigkeit ansteht. Die geringere Steifigkeit der in situ unterhalb des Bodenaustauschbereiches anstehenden Böden und die geometrischen Abweichungen (überwiegend größere Mächtigkeit der im Untergrund verbliebenen Weichschichten) im Vergleich zu dem Fallbeispiel sowie die örtlich eingebauten setzungsbeschleunigenden Vertikaldränagen müssen nach den betrachteten Zeiträumen zwangsläufig zu deutlich höheren Setzungen geführt haben, als sie für das Fallbeispiel ermittelt wurden. Schließlich ist die Zuverlässigkeit der Setzungsmessungen – insbesondere des Setzungsanteils vor der Dammschüttung – nicht generell als gesichert anzunehmen.

## 10 Einfluss der Randbedingungen auf die Wahl des Bodenersatzverfahrens

Bei der Beurteilung der Relevanz der wesentlichen Randbedingungen auf die Auswahl des Bodenersatzverfahrens werden die folgenden drei Gruppen betrachtet:

- a) vollständiger Bodenaustausch,
- b) teilweiser Bodenaustausch,
- c) Bodenverdrängung.

Es ist davon auszugehen, dass der Teilbodenaustausch meist in trockener Baugrube vorgenommen wird, während für den vollständigen Bodenaustausch sowohl der Trockenaushub als auch die Unterwasserbaggerung oder das Nassbaggerverfahren zur Anwendung kommen.

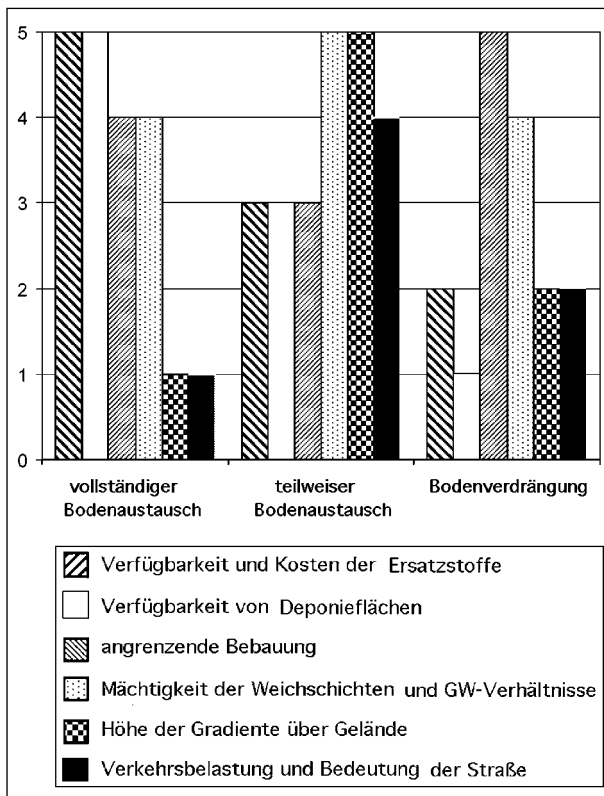
Zu den wesentlichen Randbedingungen, die Einfluss auf die Wahl des Bodenersatzverfahrens nehmen, gehören:

- Verfügbarkeit und Kosten der Ersatzstoffe,
- Verfügbarkeit geeigneter Deponieflächen,
- Vorhandensein angrenzender Bebauung,
- Mächtigkeit der Weichschichten und Grundwasserverhältnisse,
- Höhe der Gradienten über Gelände,
- Verkehrsbelastung und Bedeutung der Straße.

Die Beurteilung der Bedeutung der einzelnen Randbedingungen für die genannten drei Gruppen von Bodenersatzverfahren ist in Bild 10.1 grafisch dargestellt, wobei eine Bewertungsskala von 1 (vernachlässigbar) bis 5 (maßgebend) gewählt wurde.

Die Verfügbarkeit und Kosten der Ersatzstoffe haben beim vollständigen Bodenaustausch maßgebenden Einfluss, der beim Teilbodenaustausch und bei den Verdrängungsverfahren wegen der geringeren Ersatzvolumina entsprechend abnimmt.

Der Einfluss der Verfügbarkeit von geeigneten Deponieflächen entspricht beim vollständigen und teilweisen Bodenaustausch wegen der gleichen Aushub- und Einbaumassen dem Kriterium der Verfügbarkeit der Ersatzstoffe. Bei der Bodenverdrängung ist ein deutlich geringerer Anteil des Ersatzkörpervolumens zu entsorgen oder ggf. kann



**Bild 10.1:** Einfluss der Randbedingungen auf die Auswahl des Bodenersatzverfahrens

der Abtrag seitlich entstehender Aufwölbungen ganz entfallen, weshalb der Einfluss der Entsorgung von Aushubboden hier eine untergeordnete Rolle spielt.

Dem Vorhandensein angrenzender Bebauung wird generell eine große Bedeutung hinsichtlich der Verfahrensauswahl beigemessen. Während beim Bodenaustausch mit entsprechendem Aufwand Sicherungsmaßnahmen zum Schutz der vorhandenen Bebauung relativ zuverlässig angewandt werden können, lässt sich der seitliche Einfluss bei der Bodenverdrängung nur schwer vorherbestimmen bzw. durch Abschirmmaßnahmen steuern. Außerdem haben die bei den Bodenverdrängungsverfahren auftretenden Erschütterungen eine weit reichende räumliche Wirkung, weshalb die angrenzende Bebauung maßgebenden Einfluss auf die Wahl der Bodenverdrängung hat.

Den insgesamt größten Einfluss auf die Wahl eines Bodenersatzverfahrens haben die anstehende Mächtigkeit und Qualität der Weichschichten sowie die Grundwasserverhältnisse. Wie die Ergebnisse der Fallbeispiele in Kapitel 9 gezeigt haben, sind diese Kriterien insbesondere entscheidend bei der Wahl des Teilbodenaustausches. Bei großen Weichschichtmächtigkeiten und Dammhöhen kann der

Teilbodenaustausch ggf. zu keiner oder nur einer geringen Verminderung der nach Bauausführung zu erwartenden Setzungen führen. Beim vollständigen Bodenaustausch und der Bodenverdrängung hat die Mächtigkeit der Weichschichten insbesondere große wirtschaftliche Bedeutung und Einfluss auf die spezielle Auswahl der jeweiligen Verfahren.

Die Höhe der Gradiente über dem Gelände ist beim teilweisen Bodenaustausch wegen der davon abhängigen Setzungen der verbleibenden Weichschichten von entscheidender Bedeutung. Beim vollständigen Bodenaustausch bzw. den Bodenverdrängungsverfahren hat die Gradiente hingegen einen vernachlässigbaren oder geringen Einfluss auf die Wahl dieser Verfahren.

Den größten Einfluss haben die Verkehrsbelastung und Bedeutung der Straße bei der Wahl eines teilweisen Bodenaustauschverfahrens, weil hierbei die größten Restsetzungen nach Baufertigstellung zu erwarten sind. Nach einem vollständigen Bodenaustausch bzw. einer Bodenverdrängung, die auch annähernd bis zur Unterkante anstehender Weichschichten erfolgt, ist die Relevanz der Verkehrsbelastung und Straßenbedeutung vernachlässigbar bzw. mäßig.

## 11 Zusammenfassung

Der vorliegende Forschungsbericht über die Bodenersatzverfahren ist eingebettet in eine Reihe von drei Forschungsarbeiten, welche alle die Zielsetzung verfolgen, den „Stand der Technik“ für die unterschiedlichen Bauverfahrensgruppen beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund zu dokumentieren.

Entsprechend der Zielsetzung liegen die Schwerpunkte des Berichtes in der Beschreibung der verschiedenen Bodenersatzverfahren und deren Anwendungsgrenzen, der ausführlichen Beschreibung einer ausgeführten Baumaßnahme mit einem Teilbodenaustausch und in der Dokumentation und Interpretation der Ergebnisse von Standsicherheits- und Verformungsberechnungen an Fallbeispielen. Abschließend wird der Einfluss der wesentlichen Randbedingungen auf die Wahl des Bodenersatzverfahrens diskutiert.

Bodenersatzverfahren lassen sich unterscheiden in Bodenaustauschverfahren und Bodenverdrängungsverfahren. Bei den Bodenaustauschverfahren sind die Teilleistungen Aushub der Weich-

schichten und Einbau des Ersatzmaterials zu erbringen. Hiermit ist ein relativ aufwändiger Einsatz von Maschinen und Personal verbunden, dem jedoch der Vorteil einer genaueren Steuerung der Qualität des Ersatzkörpers und im Zusammenhang mit Sicherungsmaßnahmen in Form eines Verbaues die Anpassungsfähigkeit an besondere Randbedingungen (z. B. benachbarte bestehende Bauwerke) gegenüberstehen. Hingegen erfordern die Bodenverdrängungsverfahren einen wesentlich weniger aufwändigen Maschinen- und Personaleinsatz, da hierbei i. W. lediglich die Teilleistung Einbau zu erbringen ist. Dies drückt sich auch in den resultierenden Kosten aus; im Vergleich zu den klassischen Austauschverfahren sind die Kosten der Verdrängungsverfahren bei gleicher Ersatzkörperkubatur geringer. Nachteilig bei der Bodenverdrängung ist jedoch, dass eine ausreichende Qualität des Ersatzkörpers, auch bei Einsatz entsprechender Hilfsmittel (z. B. Sprengung), wesentlich schwieriger und weniger zuverlässig zu erreichen ist als bei den Bodenaustauschverfahren.

Durchgeführte Standsicherheits- und Verformungsberechnungen an Fallbeispielen zeigen, dass eine Vielfalt an Alternativen und Variationen innerhalb der Gruppe der Bodenaustauschverfahren vorhanden ist, um einen beliebigen Straßendamm auf wenig tragfähigem Untergrund standsicher und verformungsarm zu gründen. Bei einem Teilbodenaustausch sind unter ungünstigen Baugrundverhältnissen mit tief reichenden Weichschichten nennenswerte Restsetzungen nach Fertigstellung eines Straßendamms hinzunehmen. Neben der Setzungsverminderung führt der Teilbodenaustausch jedoch insbesondere bei geringen Dammkörperhöhen, ggf. in Verbindung mit der Verwendung von Geotextilien, auch zu einer Vergleichmäßigung der Setzungen bzw. Verringerung von Setzungsdifferenzen.

Eine Serie von durchgeführten Setzungsberechnungen für verschiedene angenommene Bodenaustauschmaßnahmen zeigt, dass das Verhältnis zwischen der Zusatzlast aus der Damm- sowie der Ersatzkörperschüttung sowie der Mächtigkeit und Qualität der im Untergrund verbliebenen Weichschicht entscheidend ist für den Erfolg eines teilweisen Bodenaustausches. Aufgrund der Wichtererhöhung im Austauschbereich können bei zu geringen Austausch Tiefen unter ungünstigen Baugrundverhältnissen größere Setzungen eintreten als ohne Bodenaustausch. Erst nach Überschreitung einer von den speziellen Baugrundverhältnissen

und Zusatzlasten aus der Damm- und Ersatzkörperschüttung abhängigen Austausch tiefe nehmen die resultierenden Setzungen deutlich ab.

Für die Praxis lässt sich aus den durchgeführten Betrachtungen folgern, dass die Bodenersatzverfahren unter Berücksichtigung eines anzustrebenden Qualitätsniveaus für ein Straßenbauwerk auf wenig tragfähigem Boden sowohl in technischer als auch in wirtschaftlicher Hinsicht zwar in vielen Fällen, jedoch nicht immer als Alternative für das Konsolidierungsverfahren oder die Verfahren mit aufgeständerten Gründungspolstern in Frage kommen. Bei tief reichenden Weichschichten werden die technisch sinnvollen Anwendungsgrenzen des Bodenersatzes überschritten und ein Teilbodenaustausch kann zu unzulässig großen Restsetzungen führen. Aus wirtschaftlicher Sicht führt die zunehmende Austausch tiefe wegen einzuhaltender Böschungsneigungen und aus baubetrieblichen Gründen zu überlinear steigenden Kosten.

## 12 Literatur

- BADIOU, J. P., NADAUD, J. C., FLORENTIN, J., DUPAS, J. M., FLORENTIN, P., PECKER, A. (1977): Diguees Construites sur Argile Marine à Singapour. Proceedings IXth ICSMFE, Tokyo, Volume I, 377-380
- BATHE, K. J. (1986): Finite-Element-Methoden. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, Tokio
- BASF (1993): EPS-Hartschaumstoff als Baustoff für Straßen. Mitteilung Heft S4, Köln
- BASF (1994): Technische Information – Styropor Formel TI 1-810d 26073, Mannheim
- BJERRUM, L. (1973): Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils. Proceedings 8th ICSMFE, Moskau, General Reports 3, S. 111-159
- BLAUM, R., v. MARNITZ, F. (1963): Die Schwimmbagger – Erster Band: Bodentechnische Grundlagen, Saugbagger. Springer-Verlag, Berlin
- BRUNNER, U. (1979): Submarines Bauen – Entwicklung für den Einsatz auf dem Meeresboden. In: V. IMB Heft F 22, Karlsruhe (entnommen aus KÜHN, 1984)

- CHESTNUT, C. W. (1970): Prinzipien der Systemplanung, München (entnommen aus KÜHN, 1984)
- CHILIAN, G. (1994): Sanierung von Erdbauwerken durch Bodenaustausch mit dem Vorschubgerät. Eisenbahningenieur, Jahrgang 45, Heft 7, S. 497-500
- CUR (1990): Inventarisatie ontwerpmethodieken en rekenmodellen van grondconstructies op sterk samendrukbare ondergrond. Report C 68/1-02, Gouda
- CUR (1996): Building on Soft Soils – Design and construction of earthstructures both on and into highly compressible subsoils of low bearing capacity. A. A. Balkema, Rotterdam
- DETMERS, D. (1963): Folgerungen aus den Versuchen über die Förderung von Sand-Wasser-Gemischen in Rohrleitungen. Mitteilungen des Franzius-Institutes für Grund- und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover, Heft 23, S. 99-113
- DIEDERICHS, C. J. (1999): Führungswissen für Bau- und Immobilienfachleute. Springer-Verlag, Berlin
- DÜCKER, A., STEINMETZ, S. (1964): Das Schütt-sprengverfahren zur Beseitigung weicher setzungsempfindlicher Bodenarten. Straßen- und Tiefbau 9, S. 992-997
- DURTH, W. (1994): Sparpotenziale beim Entwurf, Bau und Betrieb von Straßen. Straße und Autobahn, Heft 11, S. 713-718
- EAB (1994): Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (Hrsg.), Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- EAU (1996): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ – Häfen und Wasserstraßen. Hafenbautechnische Gesellschaft e. V. und Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (Hrsg.), Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- ERLENBACH, L. (1967): Moorbeseitigung durch Schneidkopfbagger in Schleswig-Holstein. Straßen- und Tiefbau, Heft 10, S. 689-692
- EspE-NS (1977): Ergänzungen der ZTVE-StB 76 für das Spülverfahren bei Erdarbeiten im Straßenbau in der Niedersächsischen Straßenbauverwaltung. Niedersächsisches Landesverwaltungsamt – Abteilung Straßenbau, Hannover
- EVb (1993): Empfehlungen „Verformungen des Baugrunds bei baulichen Anlagen“. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (Hrsg.), Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- FGSV (1994): Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung von Bauwerken. Arbeitsgruppe Untergrund – Unterbau, Köln
- FGSV (1995): Merkblatt für die Verwendung von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen. Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Köln
- FGSV (2000): Technische Lieferbedingungen für Mineralstoffe im Straßenbau. Arbeitsgruppe Mineralstoffe im Straßenbau, Köln
- FGSV (2001): Blähton als Leichtbaustoff im Straßenbau (Entwurf). Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Köln
- FIRK, H. (1996): Kostenmanagement im Straßenbau. Straße und Autobahn, Heft 3, S. 130-134
- FLOSS, R. (1971): Dämme auf weichem Untergrund – Möglichkeiten der Untergrundverbesserung. Straßen- und Tiefbau, Heft 2, S. 67-74
- FLOSS, R. (1997): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTVE-Stb 94) – Kommentar mit Kompendium Erd- und Felsbau. Kirschbaum Verlag, Bonn
- FLÜGEL, H. (1972): Das Programm zur Sicherung des Nord-Ostsee-Kanals – 2. Ausführung und Stand der Arbeiten. Der Bauingenieur, 47. Jahrgang, Heft 8, S. 261-267
- FÜHRBÖTER, A. (1961a): Bemessungsverfahren für die Förderung von Sand-Wasser-Gemischen in Rohrleitungen. Eigenverlag des Franzius-Institutes für Grund- und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover
- FÜHRBÖTER, A. (1961b): Über die Förderung von Sand-Wasser-Gemischen in Rohrleitungen. Mitteilungen des Franzius-Institutes für Grund- und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover, Heft 19
- GARRAS, A. (1966): Das Moorsprengverfahren. In: SCHRÖDER (Hrsg.): Grundbautaschenbuch, 2. Auflage, Band I, Verlag Ernst & Sohn, Berlin

- GUDEHUS, G. (1981): Bodenmechanik. Enke Verlag, Stuttgart
- GUßMANN, P., SCHAD, H. (1990): Numerische Verfahren. In: Grundbautaschenbuch, Teil 1, Abschn. 1.11, 4. Auflage, Verlag W. Ernst u. Sohn
- HECHTL, A. (1996): Zur Preisbildung bei Bauleistungen. Bautechnik 73, Heft 11, S. 786-792
- HECHTL, A. (1998): Kosteneinflüsse im Straßenbau. Bautechnik 75, Heft 1, S. 36-43
- HECHTL, A., NAWRATH, J. (1996): Sind allgemein anerkannte Regeln der Technik ein zeitgemäßer bautechnischer Qualitätsstandard? ZfBR 19, Heft 4, S. 179-184
- HILMER, K., SMOLTCZYK, U. (1979): Querschnittsbericht Baugrundverbesserung. Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, Heft 40, Nürnberg
- HIRSCHBERGER, H. (1992): Böschungsherstellung durch Aufspülen. In: SMOLTCZYK (Hrsg.): Grundbautaschenbuch, 4. Auflage, Teil 2, Kap. 2.9, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- IARC (1995): Light weight materials. Technical Committee 12
- JESSBERGER, H. L., GRUNDHOFF, T. (1993): Entwicklung von Methoden und Beurteilungskriterien für die Wiederverwendung von thermisch behandeltem Bodenmaterial – Verwendung von thermisch gereinigtem Boden als Werkstoff im Erd- und Wegebau. BMFT Forschungsbericht, AZ 1450683 IO
- JOHANNESSEN, BJERRUM, L. (1965): Measurement of the compression of a steel pile to rock due to settlement of the surrounding clay. Proceedings 6th ICSMFE, Montreal, Bd. 2, S. 261
- KAHLE, W. (1983): Untersuchung des Energiebedarfs beim hydraulischen Feststofftransport von Sanden und Kiesen durch horizontale Rohrleitungen unterschiedlicher äquivalenter Wandrauigkeit. Mitteilung des Franzius-Institutes für Grund- und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover, Heft 57, S. 259 ff.
- KAZANSKIJ, I. (1981): Über theoretische und praxisbezogene Aspekte des hydraulischen Feststofftransportes. Mitteilungen des Franzius-Institutes für Grund- und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover, Heft 52
- KEIL, K., STRIEGLER, W. (1959): Geotechnische Probleme für die Gründung und Ausführung von Verkehrsdämmen auf unregelmäßigen tiefgründigen Faulschlamm - Ablagerung unter Wasser. Wissenschaftliche Zeitschrift HfV Dresden, Jahrgang 6, Heft 3, S. 647-663
- KNAUPE, W. (1975): Erdbau. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin
- KORTH, D. (1972): Beitrag zur effektiven Anwendung von Verdrängungssprengungen beim Dammbau durch Moorgebiete. Dissertation, Eigenverlag Technische Universität Dresden
- KÜHN, G. (1974): Transportmechanik. Springer, Wiesbaden
- KÜHN, G. (1984): Der maschinelle Erdbau. Teubner, Stuttgart
- LEROUEIL, S., MAGNAN, J.-P., TAVENAS, F. (1990): Embankments on Soft Clays. Ellis Horwood Ltd., New York
- LINZ, K., PÖSCHEL, J. (1984): Beseitigung wenig tragfähiger Lockergesteine im Gründungsbereich von Verkehrsdämmen durch das „Bagger-Schütt-Verfahren“. In: Ministerium für Verkehrswesen (Hrsg.): Vorträge der „Tagung Verkehrswege auf wenig tragfähigem Baugrund“, Wissenschaft und Technik im Straßenwesen, Heft 23
- LÖWENBERG, H. (1963): Einbau, Verdichtung und Verdichtungsprüfung von Sand beim Spülverfahren im Straßenbau. Mitteilungen des Franzius-Institutes für Grund- und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover, Heft 23, S. 1-99
- LÖWENBERG, H., DIERSSEN, E.-A. (1978): Das Spülverfahren bei Erdarbeiten im Straßenbau. Straße und Autobahn, Heft 8, S. 320-327
- MARTIN, H. (1958): Erdbaumechanische Probleme beim Bau des Eisenbahndammes durch den Templiner See. Bauplanung und Bautechnik, 12. Jahrgang, Heft 6, S. 246-253
- MÖBIUS (1999): Innovationen im Erdbau – „Kasten-Bodenaustausch-Verfahren“. Firmenprospekt, Hamburg
- OBERLENDER, G. (1993): Project Management for Engineering and Construction. McGraw-Hill, New York

- OECD (1977): Verwendung von Abfall- und Nebenprodukten im Straßenbau. Eidgenössisches Verkehrs- und Energie-Department (Hrsg.)
- OECD (1979): Construction of roads on compressible soils. OECD Road Research Publication, No. 415051980 (1350CQ7780R1), Paris
- PFARR, K. H. (1972): Die wirtschaftlichen Grundlagen des Planens und Bauens in systemtheoretischer Sicht. Die Bauwirtschaft, S. 130 (entnommen aus KÜHN, 1984)
- PIETSCH, W., ROSENHEINRICH, G. (1993): Erdbau. Werner Verlag, Düsseldorf
- QUAST, P. (1980): Probleme beim Bau von Dämmen auf weichem Untergrund. Vorträge der Baugrundtagung Mainz, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. (Hrsg.), Essen, S. 303-325
- RADEKE, S. (1998): Sechsstreifiger Ausbau der Autobahn A 9 bei Bindloch auf wenig tragfähigem Untergrund. In: BAST (Hrsg.): 36. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau, Heft S 20, S. 46-60, Wirtschaftsverlag NW, Bremerhaven
- RICHTER, F. (1992): Sanierung von Eisenbahndämmen. BMT, Heft 5, S. 288-293
- RUCK, K.-W. (1977): Ingenieurgeologische Untersuchungen zur Sanierung von Bereichen mit organischen Weichschichten durch gezielte Verdrängung mit gesteuerten Grundbrüchen. Dissertation, Eigenverlag Universität Kiel
- SCHENK, O. (1994): Lexikon der Betriebswirtschaft. Verlag C. H. Beck, München
- SCHNELL, W., VAHLAND, R. (1997): Verfahrenstechnik der Baugrundverbesserungen. Teubner-Verlag, Stuttgart
- SEELING, R. (1980): Festschrift zum 65. Geburtstag von W. Jureka. Verlag R. Müller, Köln
- SMOLTZYK, U., HILMER, K. (1992): Baugrundverbesserung. In: SMOLTZYK (Hrsg.): Grundbautaschenbuch, 4. Auflage, Teil 2, Kap. 2.1, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- STEINFELD, K. (1965): Straßengründung auf wenig tragfähigen Böden. Vortrag Neumünster
- STRIEGLER, W. (1998): Dammbau in Theorie und Praxis. 2. Auflage, Verlag für Bauwesen, Berlin
- STRIEGLER, W., WERNER, D. (1973): Erdstoffverdichtung, VEB-Verlag für Bauwesen, Berlin
- VOß, R., FLOSS, R. (1968): Die Bodenverdichtung im Straßenbau. Werner-Verlag, Düsseldorf
- ZANGEMEISTER, R. (1970): Nutzwertanalyse in der Systemtechnik, München (entnommen aus KÜHN, 1984)
- ZIENKIEWICZ, O. C. (1984): Methode der finiten Elemente. 2. erw. und völlig neu bearbeitete Ausgabe, Carl Hauser Verlag, München
- ZILLENBILLER, H. (1997): Straßenplanung im Spannungsfeld zwischen Planungsrecht und Finanzierungsmöglichkeiten. Asphalt, Heft 3, S. 8-14
- ZIMMERMANN, W. (1981a): Voraussetzungen für eine Bodenbewegung im Spülbetrieb. Baumaschine und Bautechnik (BMT), S. 303
- ZIMMERMANN, W. (1981b): Erfahrungen mit Schneidkopfsaugbaggern bei schwierigen Bodenverhältnissen. Baumaschine und Bautechnik (BMT), S. 45

## Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt  
für Straßenwesen

## Unterreihe „Straßenbau“

**1993**

- S 1: Verwitterungsbeständigkeit von Recycling-Baustoffen  
Guth kostenlos
- S 2: Eignung von Grubenbergen als Baustoff für Tragschichten  
ohne Bindemittel  
Guth kostenlos
- S 3: Altlastenerfassung durch geophysikalische Methoden  
Faust kostenlos
- S 4: EPS-Hartschaum als Baustoff für Straßen  
Bull-Wasser kostenlos
- S 5: Baubegleitende Messungen B 73n  
Heinisch, Blume kostenlos
- S 6: Eignung überdeckter Fugen mit Querkraftübertragung  
Fleisch, Bartz kostenlos

**1994**

- S 7: 33. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau  
€ 14,00

**1995**

- S 8: Anleitung Qualitätsmanagementplan Asphalttragschichten  
Freund, Stöckner € 12,50
- S 9: Meßwert- und rechnergestütztes Management der Stra-  
ßenenerhaltung – Niederschrift und Referate des Erfahrungsaus-  
tausches am 16. und 17. Mai 1995 in Berlin € 13,00
- S 10: 34. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau  
€ 14,00

**1996**

- S 11: Der Einfluß der Textur auf Reifen/Fahrbahngeräusch und  
Rollwiderstand  
Ullrich, Glaeser, Sander € 15,00
- S 12: Offenporige Asphaltdeckschichten auf Außerortsstraßen –  
Projektgruppe „Lärmindernde Straßendecken“ € 10,00
- S 13: Qualität von mineralischen Straßenbaustoffen  
Tabbert € 16,50

**1997**

- S 14: 35. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau  
€ 16,50
- S 15: Anforderungen an Fugenfüllsysteme aus Temperaturdeh-  
nungen  
Eisenmann, Lechner € 12,50
- S 16: Sicherheitswirksamkeit ausgewählter Straßenbaumaßnah-  
men im Lande Brandenburg  
Schnüll, Handke, Seitz € 22,00

**1998**

- S 17: Restnutzungsdauer von Asphalttschichten  
Wolf € 13,00

- S 18: 2. Erfahrungsaustausch über rechnergestütztes Stra-  
ßen-  
erhaltungsmanagement € 14,50

- S 19: Einfluß der Bruchflächigkeit von Edelsplitten auf die Stand-  
festigkeit von Asphalten  
Teil 1: Literaturlauswertung  
Beckedahl, Nösler, Straube  
Teil 2: Einfluß des Rundkornanteils auf die Scherfestigkeit von  
Gesteinskörnungen  
H.G. Diel € 16,50

**1999**

- S 20: 36. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau  
€ 14,00
- S 21: Walzbeton: Ergebnisse aus neuester Forschung und lang-  
jähriger Praxis – Kompendium  
Birmann, Burger, Weingart, Westermann  
Teil 1: Einfluß der Zusammensetzung und der Verdichtung von  
Walzbeton auf die Gebrauchseigenschaften (1)  
Schmidt, Bohlmann, Vogel, Westermann  
Teil 2: Einfluß der Zusammensetzung und der Verdichtung von  
Walzbeton auf die Gebrauchseigenschaften (2)  
Weingart, Dreßler  
Teil 3: Messungen an einer Versuchsstrecke mit Walzbeton-Trag-  
schicht an der B54 bei Stein-Neukirch  
Eisenmann, Birmann  
Teil 4: Temperaturdehnung, Schichtenverbund, vertikaler Dichte-  
verlauf und Ebenheit von Walzbeton  
Burger € 17,00

**2000**

- S 22: 3. Bund-Länder-Erfahrungsaustausch zur systematischen  
Straßenenerhaltung – Nutzen der systematischen Straßenenerhaltung  
€ 19,50
- S 23: Prüfen von Gesteinskörnungen für das Bauwesen  
Ballmann, Collins, Delalande, Mishellany,  
v. d. Elshout, Sym € 10,50

**2001**

- S 24: Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Un-  
tergrund - Konsolidationsverfahren -  
Teil 1: Vergleichende Betrachtung von Konsolidationsver-  
fahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund  
Teil 2: Erfahrungsberichte über ausgeführte Straßenbauprojekte  
auf wenig tragfähigem Untergrund unter Verwendung von  
Konsolidationsverfahren  
Koch € 17,50
- S 25: 37. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau  
€ 16,50

**2002**

- S 26: Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Un-  
tergrund - Aufgeständerte Gründungspolster  
Rogner, Stelter € 14,00
- S 27: Neue Methoden für die Mustergleichheitsprüfung von  
Markierungsstoffen – Neuentwicklung im Rahmen der Einführung  
der ZTV-M 02  
Killing, Hirsch, Boubaker, Krotmann € 11,50
- S 28: Rechtsfragen der Bundesauftragsverwaltung bei Bundes-  
fernstraßen – Referate eines Forschungsseminars der Universi-  
tät des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“  
am 25./26. September 2000 in Saarbrücken € 13,00
- S 29: Nichtverkehrliche Straßennutzung – Referate eines For-  
schungsseminars der Universität des Saarlandes und des Arbeits-  
ausschusses „Straßenrecht“ am 24./25. September 2001 in Saar-  
brücken € 13,50



## 2003

S 30: 4. Bund-Länder-Erfahrungsaustausch zur systematischen Straßenerhaltung – Workshop Straßenerhaltung mit System –  
€ 19,50

S 31: Arbeitsanleitung für den Einsatz des Georadars zur Gewinnung von Bestandsdaten des Fahrbahnaufbaues „Straßenrecht“ am 23./24. September 2002 in Saarbrücken  
Golkowski € 13,50

S 32: Straßenbaufinanzierung und -verwaltung in neuen Formen – Referate eines Forschungsvorhabens der Universität des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ am 23. und 24. September 2003 in Saarbrücken € 13,50

S 33: 38. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau  
€ 17,50

S 34: Untersuchungen zum Einsatz von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen  
Hillmann, Koch, Wolf € 14,00

## 2004

S 35: Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund – Bodenersatzverfahren  
Grundhoff, Kahl € 17,50

---

Alle Berichte sind zu beziehen beim:

Wirtschaftsverlag NW  
Verlag für neue Wissenschaft GmbH  
Postfach 10 11 10  
D-27511 Bremerhaven  
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0  
Telefax: (04 71) 9 45 44 77  
Email: [vertrieb@nw-verlag.de](mailto:vertrieb@nw-verlag.de)  
Internet: [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de)

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.