

2.1 Erdbau

Dietmar Adam

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Der Erdbau befasst sich mit der Herstellung von Erdbauwerken, wie Dammbauwerken, und Einschnitten in bestehendes Gelände. Als Baustoffe kommen für Anschüttungen mineralische, aber auch künstliche Schüttmaterialien infrage. Der Erdbau ist demnach eine Form der Massenbewegung zur Herstellung von Dammbauwerken und Einschnitten. Zum Erdbau zählen aber auch ausgewählte Bodenverbesserungsmaßnahmen, wie zum Beispiel der Bodenaustausch, oder auch die Herstellung von Auf- und Hinterfüllungen.

Ein Erdbauwerk ist gemäß DIN EN 16907-1:2016-01 [89]: Ein durch Erdarbeiten (Einschnitte, Aufschüttung) entstandenes Tiefbauwerk, das aus Böden, Fels, Nebenprodukten oder aufbereitetem Material hergestellt wurde.

Der Erdbau ist ein interdisziplinäres Fachgebiet. Die Geotechnik befasst sich mit den konstruktiven Grundlagen zur Planung und Herstellung von standsicheren, gebrauchstauglichen und dauerhaften Erdbauwerken. Die Bauverfahrenstechnik befasst sich mit der wirtschaftlichen Optimierung, um die Herstellungskosten, aber auch die damit verbundenen Umweltauswirkungen zu minimieren. Gerade im Erdbau werden große Massen in Bewegung gesetzt, daher kommt diesem Aspekt besondere Bedeutung zu.

Dass der Erdbau ein ausgeprägt interdisziplinäres Themengebiet darstellt, wird auch durch die große Anzahl an Regelwerken ersichtlich. Für alle Fachbereiche, wie z. B. für Straßenbau, Eisenbahnbau, Deponiebau, Staudammbau usw. gibt es zahlreiche Regelwerke, Normen und Vorschriften und damit unterschiedlichste Anforderungen an Erdbauwerke. Auch bei den Schüttmaterialien gibt es eine weite Bandbreite von Materialien, die für den Erdbau infrage kommen, es handelt sich dabei nicht immer um mineralische Erdbaustoffe, sondern auch Recycling- oder Leichtbaustoffe können beispielsweise zur Anwendung kommen.

Im vorliegenden Kapitel über den Erdbau liegt der Schwerpunkt in der Geotechnik, insbesondere im Bereich der Bodenmechanik, sowie bei den grundbautechnischen Grundsätzen. Da die Bauverfahrenstechnik ebenfalls eng vernetzt mit dem Erdbau ist, wird auf wichtige Aspekte eingegangen, jedoch für eine Vertiefung in dem Bereich muss auf die weiterführende Literatur verwiesen werden.

1.2 Typen von Erdbauwerken

Die verschiedenen Bauwerkstypen im Erdbau und deren Abgrenzung zu anderen Disziplinen sind in Bild 1 dargestellt. Im Verkehrsdammbau ist die Abgrenzung des Erdbaus durch den Unter- und Oberbau gegeben. Der Oberbau wird durch die straßenbau- und eisenbahnbautechnischen Anforderungen bestimmt und zählt nicht zum Erdbau. Baugrundverbesserungsmaßnahmen des Spezialtiefbaus werden dem Erdbau nicht zugeordnet, eine Bodenauswechslung stellt die Ausnahme dar. Dadurch, dass ein neuer Bodenkörper eingebracht wird, handelt es sich um ein Erdbauwerk. Aushubarbeiten und die Materialgewinnung sind ebenfalls erdbauliche Maßnahmen. Baugrubensicherungen gehören nicht zum Erdbau; lediglich wenn auf eine konstruktive Baugrubensicherung verzichtet werden kann und eine natürlich geneigte Böschung hergestellt wird, ist diese den erdbaulichen Maßnahmen zuzuordnen. Im Bereich des Staudamm- und Deponiedammbaus wird das gesamte Bauwerk dem Erdbau zugeordnet, bis auf einzelne konstruktive Elemente, wie z. B. Oberflächen- bzw. Kernabdichtungen aus Asphalt, Beton usw., oder die Herstellung einer Herdmauer oder der Kontrollgänge.

Gemäß Bild 1 können die Bauwerkstypen von Erdbauwerken unterteilt werden in

- Dämme,
- Einschnitte,
- Auf- und Hinterfüllungen,
- Bodenverbesserung durch Bodenaustausch.

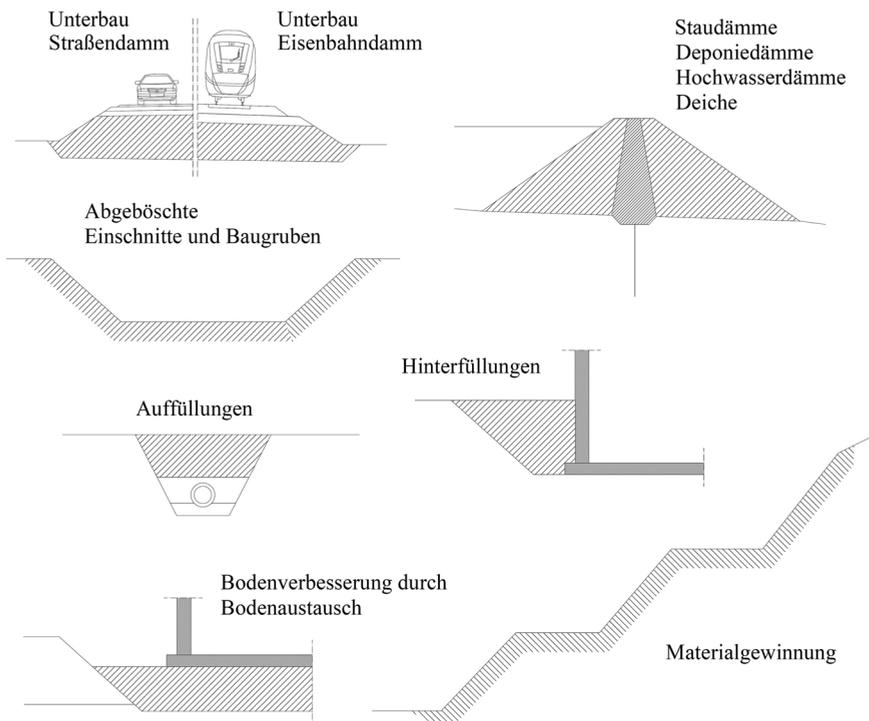


Bild 1 Anwendungsbereiche und Abgrenzung des Erdbaus (nach [29])

1.3 Anforderungen an Erdbauwerk

Je nach Bauwerkstyp sind unterschiedliche Anforderungen zu erfüllen. Anforderungen an Erdbauwerke können in Anlehnung an [29] exemplarisch folgendermaßen definiert sein:

- Verdichtung;
- Standsicherheit (Böschungsbruch, Grundbruch, Abgleiten, Oberflächenstabilität, ...);
- Setzungsverhalten (zu beachten ist, dass es durch einen Materialabtrag infolge der Entlastung des Untergrunds auch zu Hebungen kommen kann);
- Einfluss des Wassers, Erosionssicherheit und Filterstabilität (Erosion durch Niederschlag und Oberflächenabfluss, Grundwasser);
- Durchlässigkeit, Abdichtung (z. B. entsprechend geringe Durchlässigkeit bei mineralischen Kerndichtungen bei Staudämmen);
- Erdbaustoffe;
- Massenausgleich.

Eine grundsätzliche Zuordnung der Bauwerkstypen zu den Anforderungen des Erdbaus ist in Tabelle 1 dargestellt. Die Anforderungen können jedoch je nach örtlichen Gegebenheiten stark variieren.

Die konstruktiven Anforderungen an Erdbauwerke werden in diesem Beitrag diskutiert.

Zu den ökonomischen und umwelttechnischen Anforderungen zählt in erster Linie der Massenausgleich, auf welchen kurz eingegangen wird.

Der Massenausgleich ist ein elementarer Grundsatz bei der Planung von Erdbauwerken. Es bedarf hier einer sorgfältigen Planung und Massenermittlung. Grundlage hierfür können z. B. Höhenschichtpläne bzw. dreidimensionale Geländemodelle sein. Der Massenausgleich ist aber nicht nur eine Frage der Wirtschaftlichkeit, sondern auch umwelttechnische Aspekte stehen zunehmend im Vordergrund.

Beim Vorhandensein von zu geringen Mengen an geeigneten Schüttmaterialien müssen große Massen von weiter entfernten Standorten zur Erdbaustelle bewegt werden. Dies führt zu einem erhöhten Verkehrsaufkommen und Ressourcenverbrauch und belastet die Umwelt stark durch Emissionen.

Tabelle 1 Anforderungen an Erdbauwerke in Abhängigkeit vom Bauwerkstyp (nach [29])

	Verdichtung	Böschungsbruch	Erosion durch Oberflächenabfluss	Direkter Einfluss des Grundwassers	Boden als Baustoff	Massenausgleich	Setzungsverhalten
Dämme	ja	ja	ja	nein	ja	ja	ja
Einschnitte	nein	ja	ja	ja	nein	ja	nein
Auffüllungen	ja	nein	nein	ja	ja	nein	ja

Bei überschüssigem Aushubmaterial entstehen ebenfalls umwelttechnische Probleme. Es müssen geeignete Standorte für die Deponierung der Bodenmaterialien aufgefunden werden. Die Materialien können dabei nicht nur abgeladen werden, sondern es sind hierbei auch alle geotechnischen und bodenmechanischen Grundsätze zu beachten, wie für Erdbauwerke selbst. Standsicherheitsfragen und Entwässerungsmaßnahmen müssen im Vorfeld geklärt werden. Auch auf eine ausreichende Verdichtung ist bei der Deponierung von überschüssigem Bodenmaterial zu achten.

Im Vorfeld der Herstellung von Erdbauwerken müssen sämtliche umweltrechtliche Aspekte betrachtet werden. Gegebenenfalls werden sogar Umweltverträglichkeitsprüfungen durchzuführen sein.

1.4 Einwirkungen auf Erdbauwerke

Die Einwirkungen auf Erdbauwerke können je nach Bauwerkstyp und Verwendungszweck sehr unterschiedlich ausfallen. Ein grober Überblick über die Einwirkungen kann folgendermaßen gegeben werden [29]:

- statische Einwirkungen
 - Eigenlast des Erdbauwerks,
 - Bauwerkslasten,
 - Wasserlasten,
 - Porenwasserdruck,
 - (Erdbeben bei pseudostatischen Nachweisen);
- dynamische Einwirkungen
 - Verkehrsbelastung,
 - Erdbeben,
 - hydraulische Strömungskräfte,
 - Wellenschlag,
 - Sprengungen,
 - Temperatur,
 - Verwitterung.

Einwirkungen auf ein Erdbauwerk stellen eine wichtige konstruktive Planungsgrundlage dar und müssen mit besonderer Sorgfalt ermittelt werden, da darauf aufbauend auch alle Standsicherheitsüberlegungen (von der Einwirkungsseite her) getroffen werden.

2 Regelwerke – Normen und Richtlinien

2.1 Allgemeines

Zum Erdbau gibt es auf europäischer Ebene und auf nationalen Ebenen mittlerweile eine kaum mehr überschaubare Zahl an Regelwerken und Normen. Die Problematik liegt darin, dass Bestimmungen zum Erdbau in diversen Normen und Regelwerken des Grund-, Tiefbaus und weit darüber hinaus zu finden sind. Welche Regelwerke anzuwenden sind, hängt auch stark davon ab, um welche Art des Erdbauwerks es sich handelt. So sind z. B. für einen Straßenbaudamm zumeist andere Bestimmungen zutreffend als für einen Eisenbahndamm.

Aus Gründen der Wahrung der Übersichtlichkeit wird im folgenden Abschnitt daher nur ein grober Überblick über relevante Regelwerke des Erdbaus in Deutschland, Österreich und der Schweiz sowie auszugsweise auf europäischer und internationaler Ebene gegeben.

2.2 Regelwerke in Deutschland

Die wichtigsten DIN-Normen mit Relevanz für den Erdbau können wie folgt zusammengefasst werden:

- DIN EN 1997-1, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln [77]
- DIN EN 1997-2, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds [78]
- DIN 1054: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1 [60]
- DIN 18300: VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Erdarbeiten [67]
- DIN 18196: Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke [66]

Wichtige Prüfnormen für den Erdbau sind:

- DIN EN ISO 17892-1: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 1: Bestimmung des Wassergehalts [133]
- DIN 18121-2: Baugrund – Untersuchungen von Bodenproben; Wassergehalt – Teil 2: Bestimmung durch Schnellverfahren [134]
- DIN 18122-1: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) – Teil 1: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze [62]
- DIN 18122-2: Baugrund – Untersuchung von Bodenproben; Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) – Teil 2: Bestimmung der Schrumpfgrenze [135]
- DIN 18123: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korngrößenverteilung [136]
- DIN 18124: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korndichte – Kapillarpyknometer, Weithalspyknometer, Gaspyknometer [137]
- DIN EN ISO 17892-2: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 2: Bestimmung der Dichte des Bodens [138]
- DIN 18125-2: Baugrund – Untersuchungen von Bodenproben – Bestimmung der Dichte des Bodens – Teil 2: Feldversuche [63]
- DIN 18126: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung [139]
- DIN 18127: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Proctorversuch [64]
- DIN 18128: Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung des Glühverlustes [140]
- DIN 18130-1: Baugrund – Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts – Teil 1: Laborversuche [141]

- DIN 18130-2: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts – Teil 2: Feldversuche [142]
- DIN 18132: Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte – Bestimmung des Wasseraufnahmevermögens [143]
- DIN 18134: Baugrund – Versuche und Versuchsgeräte – Plattendruckversuch [65]
- DIN 18135: Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Eindimensionaler Kompressionsversuch [144]
- DIN 18136: Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Einaxialer Druckversuch [145]
- DIN 18137-1: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 1: Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen [146]
- DIN 18137-2: Baugrund Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 2: Triaxialversuch [147]
- DIN 18137-3: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 3: Direkter Scherversuch [148]

Im Bereich des Straßenbaus sind die folgenden Richtlinien zu berücksichtigen, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FSVG), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“:

- ZTV E-StB 09: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau [130]
- ZTV Ew-StB 14: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Entwässerungseinrichtungen im Straßenbau [131]
- Handbuch ZTV E-StB: Kommentar mit Kompendium Erd- und Felsbau [22]
- TL BuB E-StB 09: Technische Lieferbedingungen für Böden und Baustoffe im Erdbau des Straßenbaus [124]
- TP BF-StB: Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau, mit den folgenden Teilen:
 - Teil A 2: Probennahme für bodenphysikalische Versuche [149]
 - Teil B 4.3: Anwendung radiometrischer Verfahren zur Bestimmung der Dichte und des Wassergehaltes von Böden [125]
 - Teil B 7.1: Prüfverfahren zur Bestimmung des CBR-Wertes (California bearing ratio) [150]
 - Teil B 8.3: Dynamischer Plattendruckversuch mit Leichtem Fallgewichtsgerät [126]
 - Teil B 8.4: Kalibriervorschriften für das Leichte und das Mittelschwere Fallgewichtsgerät [151]
 - Teil B 11.1: Eignungsprüfung bei Bodenverfestigungen mit Bindemitteln [127]
 - Teil B 11.3: Eignungsprüfung bei Bodenverbesserungen mit Bindemitteln [128]
 - Teil B 15.1: Leichte Rammsondierung DPL-5 und Mittelschwere Rammsondierung DPM-10 [152]
 - Teil E 1: Prüfung auf statistischer Grundlage – Stichprobenprüfpläne [153]
 - Teil E 2: Flächendeckende dynamische Prüfung der Verdichtung [129]
 - Teil E 3: Prüfung der Verdichtung durch Probeverdichtung und Arbeitsanweisung [154]
 - Teil E 4: Kalibrierung eines indirekten Prüfmerkmals mit einem direkten Prüfmerkmal [155]

- Merkblatt für die gebirgsschonende Ausführung von Spreng- und Abtragsarbeiten an Felsböschungen [156]
- Merkblatt für die Verdichtung des Untergrundes und Unterbaues im Straßenbau [95]
- Merkblatt über geotechnische Untersuchungen und Berechnungen im Straßenbau (M GUB) [102]
- Hinweise zur Anwendung geotechnischer und geophysikalischer Messverfahren im Straßenbau (H GeoMess) [157]
- Merkblatt über die Verhütung von Frostschäden an Straßen [158]
- Merkblatt zur Qualitätssicherung bei der geotechnischen Erkundung – Teil 1: Empfehlungen für die Ausschreibung der Aufschlussverfahren (M QGeoE) [159]
- Merkblatt über die Verwendung von Boden ohne und mit Fremdbestandteilen im Straßenbau (M BomF) [98]
- Merkblatt über Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemitteln [160]
- Merkblatt über das Bauen mit und im Fels (M Fels) [96]
- Merkblatt über flächendeckende dynamische Verfahren zur Prüfung der Verdichtung im Erdbau (M FDVK E) [101]
- Merkblatt über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaus (M Geok E) [161]
- Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund [162]

Im Bahnbau sind die internen Regelwerke der Deutschen Bahn zu berücksichtigen. Insbesondere die Richtliniengruppe 800 für „Netzinfrastruktur, Technik und Entwerfen“. Für den Erdbau sind dabei folgende Richtlinien maßgebend:

- Deutsche Bahn AG: Ril 836 – Erdbauwerke planen, bauen und instand halten [119]
- Deutsche Bahn AG: Ril 800.0130 – Streckenquerschnitte auf Erdkörpern [163]

Die Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) gibt ebenfalls Empfehlungen mit Bezug zum Erdbau heraus.

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW):

- Merkblatt: Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (MAK) [164]
- Merkblatt: Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD) [165]

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur – Abteilung Wasserstraßen, Schifffahrt:

- Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau (ZTV-W) für Erdarbeiten [166]

Deutscher Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.:

- DVWK-Merkblatt 247: Bisam, Biber, Nutria – Erkennungsmerkmale und Lebensweisen, Gestaltung und Sicherung gefährdeter Ufer, Deiche und Dämme [167]
- DWA-Merkblatt 507-1: Deiche an Fließgewässern – Teil 1: Planung, Bau und Betrieb [168]
- DWA-Merkblatt 512-1: Dichtungssysteme im Wasserbau – Teil 1: Erdbauwerke [169]

- DWA-Merkblatt 522: Kleine Talsperren und kleine Hochwasserrückhaltebecken [170]
- ATV-DVWK-Merkblatt 502: Berechnungsverfahren für Staudämme – Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Untergrund [171]
- DWA-Merkblatt 542: Nachweiskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten für Staudämme und Staumauern (Entwurf) [172]

2.3 Regelwerke in Österreich

Mit Bezug zum Erdbau sind in Österreich insbesondere folgende ÖNORMEN von Relevanz:

- ÖNORM EN 1997-1: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln [173]
- ÖNORM EN 1997-2: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds [174]
- ÖNORM B 1997-1-1: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen [104]
- ÖNORM B 1997-2: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds – Nationale Festlegungen in Zusammenhang mit ÖNORM EN 1997-2 und nationale Ergänzungen [175]
- ÖNORM B 4433: Erd- und Grundbau; Böschungsbruchberechnung (diese Norm wird demnächst durch die ÖNORM B 1997-1-5 ersetzt werden) [110]
- ÖNORM B 4434: Erd- und Grundbau; Erddruckberechnung [176] (diese Norm wird demnächst durch die ÖNORM B 1997-1-4 ersetzt werden)

Prüfnormen:

- ÖNORM B 4411: Geotechnik – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung von Fließ-, Plastizitäts- und Schrumpfgrenze unter Einbeziehung der Vornorm ÖNORM CEN ISO/TS 17892-12 [177]
- ÖNORM B 4412: Erd- und Grundbau; Untersuchung von Bodenproben; Korngrößenverteilung [178]
- ÖNORM B 4413: Geotechnik – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korndichte mit dem Kapillarpiknometerverfahren unter Einbeziehung der VORNORM ÖNORM CEN ISO/TS 17892-3 [179]
- ÖNORM B 4414-1: Geotechnik – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte – Laborverfahren [180]
- ÖNORM B 4414-2: Geotechnik – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte – Feldverfahren [108]
- ÖNORM B 4415: Geotechnik – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit unter Einbeziehung der Vornorm ÖNORM CEN ISO/TS 17892-7 [181]
- ÖNORM B 4416: Erd- und Grundbau; Untersuchung von Bodenproben; Grundsätze für die Durchführung und Auswertung von Scherversuchen [182]

- ÖNORM B 4417: Erd- und Grundbau; Untersuchung von Böden; Lastplattenversuch [183]
- ÖNORM B 4418: Geotechnik – Durchführung von Proctorversuchen im Erdbau unter Einbeziehung der ÖNORM EN 13286-2 [109]
- ÖNORM B 4419: Geotechnik – Besondere Rammsondiervverfahren [184]
- ÖNORM B 4420: Erd- und Grundbau; Untersuchung von Bodenproben; Grundsätze für die Durchführung und Auswertung von Kompressionsversuchen [185]
- ÖNORM B 4422-1: Erd- und Grundbau – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit – Laborprüfungen [186]
- ÖNORM B 4422-2: Erd- und Grundbau – Untersuchung von Böden – Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit – Feldmethoden für oberflächennahe Schichten [187]
- ÖNORM B 4424: Geotechnik – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung des organischen Anteils [188]

Im Bereich des Siedlungswasserbaus:

- ÖNORM B 5016: Erdarbeiten für Rohrleitungen des Siedlungs- und Industrierwasserbaues – Qualitätssicherung der Verdichtungsarbeiten [189]

Im Bereich des Deponiebaus:

- ÖNORM S 2074-1: Geotechnik im Deponiebau – Teil 1: Standorterkundung [190]
- ÖNORM S 2074-2: Geotechnik im Deponiebau – Teil 2: Erdarbeiten [191]

Für die Klassifizierung von Böden:

- ÖNORM B 4400-1: Geotechnik – Teil 1: Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Böden – Regeln zur Umsetzung der ÖNORMEN EN ISO 14688-1 und -2 sowie grundlegende Symbole und Einheiten [107]
- ÖNORM B 2205: Erdarbeiten – Werkvertragsnorm

Im Bereich des Straßen- und Eisenbahnbaus sind in Österreich die Richtlinien der Österreichischen Forschungsgesellschaft für Straße, Schiene und Verkehr (FSV) zu beachten:

- Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen (RVS), insbesondere die Richtlinienengruppe 08
 - RVS 08.03.01 Erdarbeiten [120]
 - RVS 08.03.02 Kontinuierlicher walzenintegrierter Verdichtungsnachweis [121]
 - RVS 08.03.04 Verdichtungsnachweis mittels dynamischen Lastplattenversuches [122]
 - RVS 08.97.03 Geotextilien im Unterbau [192] (in Überarbeitung)
 - RVS 11.02.45 Bodenstabilisierung mit Kalk [123] (Überarbeitung geplant)
 - RVS 15.06.11 Schleppplatten und Hinterfüllungen [193]

Die Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB-Infrastruktur AG) geben Regelwerke für den Bahnbau aus. Für den Erdbau von Interesse ist die Regelwerksgruppe „09 Unterbau – Geotechnik“. Bezüglich der Anforderungen an den Unterbau wird jedoch auf die RVS 08.03.01 [120] verwiesen.

Staubekkenkommission – Staudämme mit einer Höhe von mehr als 15 m über der Gründungssohle müssen durch die Staubekkenkommission bewilligt werden. Dazu sind folgende Richtlinien zu beachten.

- Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen [117]
- Richtlinie zur Erdbebenberechnung von Talsperren; Band 1–6 [195–200].

2.4 Regelwerke in der Schweiz

Der Schweizerische Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (abgekürzt als VSS) gibt Normen mit Bezug zum Verkehrswesen heraus. Einen Auszug wichtiger Regelwerke mit Relevanz für den Erdbau ist im Folgenden aufgelistet:

- SN 507701: Allgemeine Bedingungen für das Straßen- und Verkehrswesen [201]
- SN 640324: Dimensionierung des Straßenaufbaus; Unterbau und Oberbau [202]
- SN 640490: Gebundene Gemische und stabilisierte Böden; Grundnorm [203]
- SN 640491: Hydraulisch gebundene Schichten; Konzeption, Ausführung und Anforderungen an die eingebauten Schichten [204]
- SN 640500-10: Hydraulisch gebundene Gemische – Anforderungen – Teil 10: Bodenverbesserung mit Zement [205]
- SN 640500-12: Hydraulisch gebundene Gemische – Anforderungen – Teil 12: Bodenverbesserung mit granulierter Hochofenschlacke [206]
- SN 640500-14: Hydraulisch gebundene Gemische – Anforderungen – Teil 14: Bodenverbesserung mit Flugasche [207]
- SN 640501: Stabilisierte Böden mit Kalk und/oder hydraulischen Bindemitteln; Konzeption, Ausführung und Anforderungen an die eingebauten Schichten [208]
- SN 640507-NA-D: Hydraulisch gebundene Gemische – Anforderungen – Teil 11: Bodenverbesserung mit Kalk [209]
- SN 640535c: Grabarbeiten; Ausführungsvorschriften [210]
- SN 640575: Erdarbeiten – Abbauklassen und Empfehlungen [211]
- SN 640581a: Erdbau, Boden – Grundlagen [212]
- SN 640582: Erdbau, Boden – Erfassung des Ausgangszustandes, Triage des Bodenaushubes [213]
- SN 640583: Erdbau, Boden – Eingriff in den Boden, Zwischenlagerung, Schutzmaßnahmen, Wiederherstellung und Abnahme [214]
- SN 640585b: Verdichtung und Tragfähigkeit, Anforderungen [215]
- SN 640621: Ingenieurbiologie; Bauweisen, Bautechniken und Ausführung [216]
- SN 670002-2-NA: Anforderungen Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds [217]
- SN 670004-1b: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden – Teil 1: Benennung und Beschreibung [218]
- SN 670004-2b-NA: Bodenklassifizierung nach USCS und Zustand des Bodens Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden – Teil 2: Grundlagen von Bodenklassifizierung, Tabelle 7 in d, f, i, e [219]

- SN 670009a: Geotechnische Erkundung und Untersuchung; Geologische Terminologie der Lockergesteine [220]
- SN 670010: Geotechnische Erkundung und Untersuchung; Geotechnische Kenngrößen [221]
- SN 670050: Gesteinskörnungen; Grundnorm [222]
- SN 670251b-NA: Anforderungen, Geotextilien und geotextilverwandte Produkte – Geforderte Eigenschaften für die Anwendung in Erd- und Grundbau sowie in Stützbauwerken [223]
- SN 670311: Verdichtung und Tragfähigkeit, Kontrollmethoden [224]
- SN 670335a: Versuche: Dichte des Bodens [225]

2.5 Europäische und internationale Regelwerke

- Eurocode 7 [77]
- EN 16907-1 bis -6 (TC 396 Earthworks) [89]

Die Normen gelten für alle Arten von Erdbauwerken unabhängig von deren Verwendungszweck (im Straßen-, Eisenbahn-, Wasser- und Hochbau, Deponien, Dämme für Schlammteiche usw.) mit Ausnahme der unten aufgeführten Fälle: Einige besondere Erdarbeiten, wie zum Beispiel die Ausführung von Gräben und kleinen Erdarbeiten, dürfen unter Anwendung von vereinfachten oder besonderen Regeln erfolgen. An einige Erdbauwerke, wie zum Beispiel Deiche und Dämme, werden besondere Bemessungs- und Ausführungsanforderungen gestellt, die teilweise über die Festlegungen dieser Norm hinausgehen können [24].

- Teil 1: Grundsätze und allgemeine Regeln [89]
- Teil 2: Materialklassifizierung [90]
- Teil 3: Ausführung von Erdarbeiten [91]
- Teil 4: Bodenbehandlung mit Kalk und/oder hydraulischen Bindemitteln [92]
- Teil 5: Qualitätskontrolle und Überwachung [93]
- Teil 6: Landgewinnung mit nassgebagertem Auffüllmaterial [226]
- Teil 7: Hydraulische Einbringung von mineralischen Abfällen (noch nicht erschienen)
- Technische Spezifikation: Draft Decision 1c/2015 – FprCEN/TS 00396008 „Earthworks Test methods – Part 1: Continuous Compaction Control (CCC)“ [227]

International commission on large dams (ICOLD): In der Publikationsreihe „Bulletins“ werden laufend Regelwerke zur Herstellung, Berechnung und Überprüfung von Erd- und Steinschüttdämmen veröffentlicht. Eine Auswahl wichtiger Regelwerke für den Dammbau ist im Folgenden aufgelistet:

- Bulletin 53: Static analysis of embankment dams [228]
- Bulletin 59: Dam safety – Guidelines [229]
- Bulletin 91: Embankment dams. Upstream slope protection – Review and recommendations [230]
- Bulletin 92: Rock materials for rockfill dams – Review and recommendations [231]
- Bulletin 95: Embankment dams – Granular filters and drains [232]
- Bulletin 114: Embankment dams with bituminous concrete facing [233]
- Bulletin 155: Guidelines for use of numerical models in dam Engineering [234]

3 Begriffe

Eine Übersicht über die Begrifflichkeiten im Erdbau, speziell im Verkehrswegebau, ist in den Bildern 2 und 3 dargestellt. Auch die Abgrenzungen des Erdbaus mit der Grenzschicht zwischen Unterbau und Oberbau (Tragschichten), wie bereits im Abschnitt 1 erwähnt, wird durch die Abbildungen ebenfalls verdeutlicht.

In der Richtlinie ZTV E-StB 09 [130] werden die Begriffe wie folgt definiert:

Das **Planum** ist die unmittelbar unter dem Oberbau liegende und plangerecht bearbeitete Oberfläche des Untergrunds oder Unterbaus.

Der **Unterbau** ist die unter dem Oberbau liegende Dammschüttung.

Der **Untergrund** ist der unmittelbar unter dem Oberbau oder unter dem Unterbau vorhandene Boden oder Fels.

In Österreich sind in der RVS 08.03.01 [120] folgende Begriffe definiert:

Das **Unterbauplanum** ist die untere Begrenzungsfläche der unteren ungebundenen bzw. unteren gebundenen Tragschichte.

Je nach Art des Aufbaus ist die **Dammaufstandsfläche** die Oberfläche des anstehenden Bodens nach Abtrag des Oberbodens oder die Oberfläche des verbesserten Untergrunds.

Die nationalen Unterschiede ergeben sich für den Oberbau. In Deutschland umfasst der Oberbau alle Aufbauten über dem Planum, sowohl im Straßenbau als auch im Eisenbahnwesen.

In Österreich wird bei Bahnkörpern oberhalb des Planums nochmals zwischen Tragschicht und Oberbau unterschieden (Bild 3, rechts). In Deutschland umfasst der Begriff Oberbau jedoch alle weiteren Aufbauten ab dem Planum, im Eisenbahnbau den Gleisschotter und die Tragschichten (Bild 4).

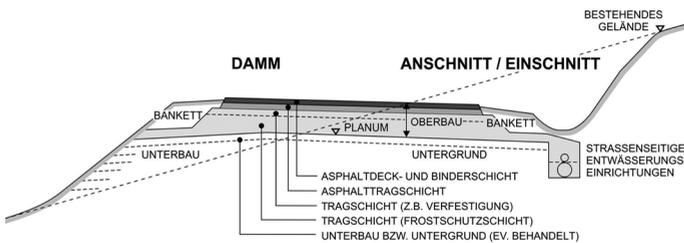
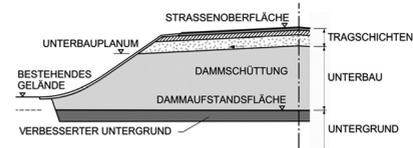


Bild 2 Begriffe im Erdbau nach ZTV E-StB 09 [130]

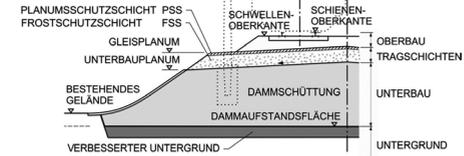
QUERSCHNITT STRASSENKÖRPER

QUERSCHNITT BAHNKÖRPER

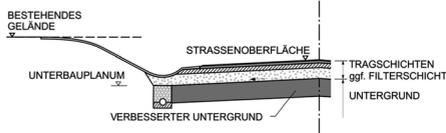
DAMM



DAMM



EINSCHNITT



EINSCHNITT

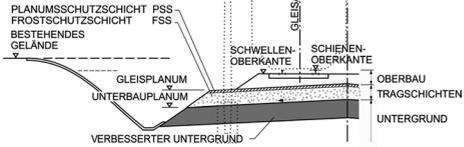


Bild 3 Begriffe im Erdbau gemäß RVS 08.03.01 [120]

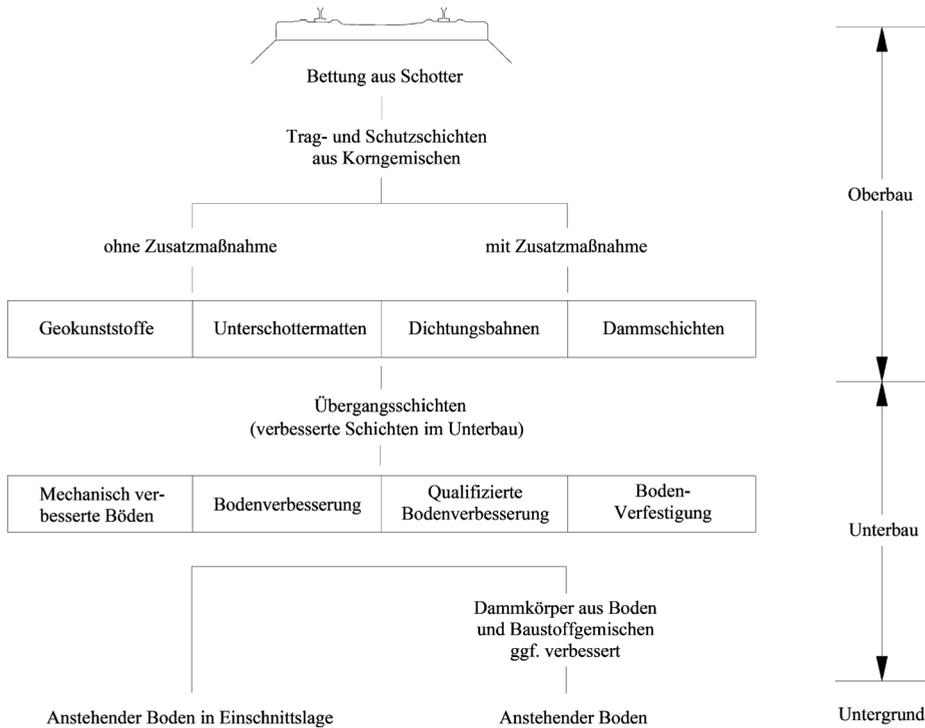


Bild 4 Gliederung des Oberbaus im Eisenbahnwesen in Deutschland (nach [23])

Die Begriffe Einschnitt und Erddamm wurden in der DIN EN 16907-1:2016-01 [89] wie folgt festgelegt:

Erddamm: jedes Erdbauwerk, das durch Einbringen von Schüttmaterial in kontrollierter Art und Weise hergestellt wird (einschließlich der Verfüllung großer Baugruben und Erdbauwerke, die durch Nassbaggerung hergestellt werden).

Einschnitt: durch Bodenaushub hergestelltes Erdbauwerk.

Die Definition des Oberbaus der DIN EN 16907-1 [89] entspricht sinngemäß jenen in ZTV E-StB 09 [130]:

Oberbau: jede Art von Hochbauwerk, das sich auf einem Erddamm befindet (Straße, Gleiskörper, Gebäude usw.).

Wichtige Begriffe im Zusammenhang mit den Erdarbeiten sind gemäß ÖNORM B 2205 [105]:

Aufstandsfläche: vorbereitete, lage- und höhenmäßig definierte Fläche für den Aufbau der Schüttung.

Lösen: technische Maßnahmen wie das Lockern und Trennen, Schneiden, Spanen, Fräsen, Greifen, Wasserstrahlen, Saugen, Kerben, Meißeln, Brechen, Sprengen u. dgl. der Locker- und Festgesteine in ihrem primären Gefügestand.

Schütten: profilgemäßes Errichten eines Erdbauwerks auf einem Planum.

Verdichten: technische Maßnahmen zum Erreichen eines bestimmten Dichtekriteriums.

4 Einschnitte

4.1 Allgemeines

Für den Entwurf von Einschnitten sind generell die Normen DIN EN 1997-1 [77], DIN 1054 [60] und in Österreich die ÖNORM B 4433 [110] (jedoch wird diese durch die noch nicht erschienene ÖNORM B 1997-1-5 bald ersetzt) zu berücksichtigen. Im Bereich des Straßenbaus sind außerdem die Vorgaben der ZTV E-StB 09 [130] zu beachten und bei Einschnitten im Gleisbau die Vorgaben der Ril 836.4103 [119] der Deutschen Bahn.

4.2 Einschnitte im Lockergestein

4.2.1 Neigung und Gestaltung von Lockergesteinsböschungen

Die Ausgestaltung und die Neigung von Lockergesteinsböschungen kann durch eine Standsicherheitsberechnung ermittelt bzw. überprüft werden. Grundlage für eine solche Berechnung bildet die genaue Kenntnis der bodenmechanischen Parameter sowie der Untergrundverhältnisse. Nachweise, die zu führen sind, sind von den örtlichen Gegebenheiten und Materialeigenschaften abhängig. So sind in kohäsionslosen und bei geschichteten Böden auch die Sicherheiten gegen hangparalleles Gleiten nachzu-

Tabelle 2 Maximal möglicher Böschungswinkel β in Abhängigkeit vom Reibungswinkel φ' und der Standsicherheitszahl N_1 (Grenzgleichgewicht) (nach [56])

φ	0	5	10	15	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	40
N_1	β für $\eta^* = 1$											
4	87°	90°	90°	90°	90°	90°	90°	90°	90°	90°	90°	90°
5	68°	78°	86°	90°	90°	90°	90°	90°	90°	90°	90°	90°
6	50°	63°	74°	81°	87°	90°	90°	90°	90°	90°	90°	90°
7	24°	50°	64°	73°	79°	82°	85°	87°	89°	90°	90°	90°
8	0°	39°	55°	65°	72°	75°	79°	81°	83°	86°	88°	90°
9	0°	32°	48°	59°	68°	70°	74°	77°	79°	82°	84°	88°
10	0°	26°	42°	54°	62°	66°	69°	72°	75°	78°	80°	85°
12	0°	21°	36°	47°	56°	60°	63°	66°	69°	72°	75°	80°
15	0°	16°	29°	40°	49°	53°	57°	60°	63°	66°	69°	74°
20	0°	12°	23°	32°	41°	45°	49°	52°	55°	58°	61°	66°
25	0°	10°	19°	28°	36°	40°	44°	47°	50°	53°	56°	61°
30	0°	9°	17°	26°	33°	37°	41°	44°	47°	50°	53°	58°
40	0°	8°	15°	24°	30°	34°	37°	40°	43°	45°	48°	53°
50	0°	7°	14°	22°	28°	31°	35°	37°	40°	42°	45°	50°
70	0°	7°	13°	20°	26°	29°	33°	35°	37°	39°	42°	47°
100	0°	6°	12°	19°	25°	27°	31°	33°	35°	37°	39°	44°
150	0°	6°	12°	18°	23°	26°	29°	31°	33°	36°	38°	42°
200	0°	5°	11°	17°	22°	25°	27°	30°	32°	35°	37°	41°
→ ∞	0°	5°	10°	15°	20°	22,5°	25°	27,5°	30°	32,5°	35°	40°

weisen. In kohäsiven homogenen Böden werden sich im Versagensfall vermehrt muschelförmige Ansprüche ausbilden und damit sind die Sicherheiten vorrangig für gleitkreisförmige Versagensflächen nachzuweisen. Aber auch abrutschende Keile können als Versagensmechanismus maßgebend sein, besonders bei Auflasten an der Oberseite der Böschung.

Der Einfachheit halber wurden bereits von *Taylor* [52], *Brandecker* [14], *Floss* [22] sowie von *Schmidt* und *Rumpelt* [49] Bemessungstabellen und Bemessungsdiagramme entwickelt, mit welchen eine schnelle Abschätzung der Böschungsneigung möglich ist. Die Fragestellung kann dabei auch umgekehrt lauten, welche Scherfestigkeiten oder Bodeneigenschaften für eine gegebene Böschungsneigung erforderlich sind. *Adam* und *Paulmichl* [8] entwickelten ebenso Diagramme zur Abschätzung von Böschungsneigungen und zur Festlegung von Bodenkennwerten bei vorgegebenen Neigungen. Außerdem überarbeiteten sie die Bemessungstabelle von *Brandecker* [14] für Lockergesteinsböschungen. Alle genannten Verfahren werden im folgenden Abschnitt kurz vorgestellt.

Taylor entwickelte bereits 1948 eine Bemessungstabelle für einfache, homogene Böschungen, in denen kein Strömungsdruck, kein Porenwasserüberdruck und keine anderen äußeren Lasten auftreten. Der maximal mögliche Böschungswinkel β ergibt sich dabei in Abhängigkeit von der Böschungshöhe h , der Wichte γ sowie den wirksamen Scherfestigkeitsparametern c' und ϕ' . Er gilt nur für das Grenzgleichgewicht mit der Sicherheit $\eta^* = 1$ [8]. Grundlage des Diagramms in Bild 5 ist ein lamellenfreies Berechnungsverfahren, das sogenannte Reibungskreisverfahren, bei dem die Sicherheitsdefinition nach *Fellenius* benutzt wird. Die Standsicherheitszahl N_1 nach Gl. (1) bzw. in weiterer Folge in Bild 5 gilt für die Stabilitätsgrenze $\eta^* = 1$ (keine Sicherheiten bzw. Grenzgleichgewicht):

$$N_1 = \frac{\gamma \cdot h}{c'} \quad (1)$$

Eine Geländeauflast q kann durch Vergrößerung der Böschungshöhe gemäß Gl. (2) berücksichtigt werden:

$$h^* = h + \frac{q}{\gamma} \quad (2)$$

Eine Sickerströmung lässt sich durch Reduktion des Reibungswinkels nach Gl. (3) berücksichtigen:

$$\tan \phi^* = \frac{\gamma'}{\gamma} \cdot \tan \phi' \quad (3)$$

Zur Einhaltung einer Sicherheit $\eta > 1$ sind die Scherfestigkeitsparameter c' und ϕ' gemäß den Gln. (4) und (5) abzumindern:

$$c_d = \frac{c}{\gamma_{c'}} \quad (4)$$

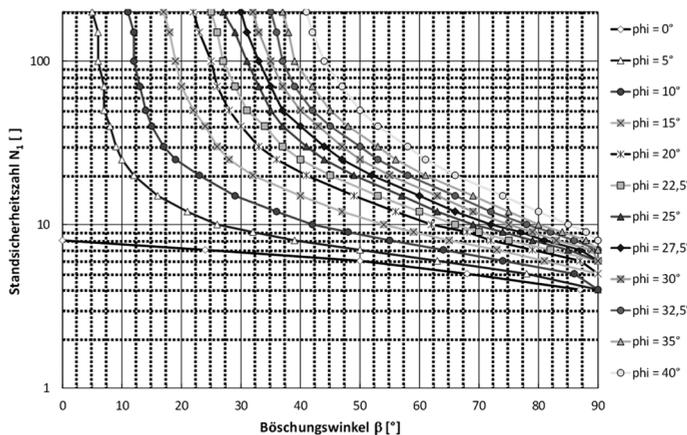


Bild 5 Ermittlung des maximal möglichen Böschungswinkels β (nach [52] gemäß Tabelle 2 [56])

$$\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi'}{\gamma_{\varphi'}} \quad \text{bzw.} \quad \frac{\tan \varphi^*}{\gamma_{\varphi'}} \quad (5)$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_c und $\gamma_{\varphi'}$ sind gemäß Eurocode zu wählen.

Mit Gl. (4) lässt sich Gl. (1) wie folgt schreiben:

$$N_d = \frac{\gamma \cdot h}{c_d} \quad (6)$$

Auch *Brandecker* hat in seinem Forschungsbericht [14] Tabellen zur Ermittlung einer erforderlichen Böschungsneigung entwickelt. Im Gegensatz zu *Taylor* handelt es sich dabei um eine empirische Zuordnung. Er unterscheidet dabei 5 Bodengruppen und 3 Höhenklassen (Bild 6):

– Bodengruppen:

I: Kantig-steiniges Bergsturzmaterial; verfestigter Hangschutt und Fels-Verwitterungsschwarte; verfestigte, schwach verkittete Schotter; geologisch vorbelastete, nicht aufweichbare Böden (z. B. Grundmoränen); je nach Lagerungsdichte und Verfestigung A-1-a/b

II: Natürlich gelagerter Schotter mit guter Kornabstufung und schwach lehmiger Bindung, dicht gelagert (z. B. die meisten Terrassenschotter); dicht gelagerter, grusig-steiniger Hangschutt; körnige (schotterige) Moränen; geologisch vorbelastete Sande (z. B. Schliersande u. dgl.); größtenteils A-1-a/b, A-2

III: Schotter und Sand mit mäßiger Lagerungsdichte; stärker verlehnte körnige Böden; schwach bindige, feinkörnige Verwitterungsböden; unverfestigter, locker gelagerter Hangschutt; steife und feste, nicht aufwitterbare und nicht rutschgefährliche bindige Böden; Monokron- und Mischböden von A-1 bis A-4 (evtl. wenig A-6)

IV: Locker gelagerte Sande; normale (nicht rutschsüchtige) Schlufftonböden; Lehmböden jüngerer Bildung; je nach Plastizität und Rutschempfindlichkeit A-3, A-4, A-5 (A-6)

V: Organische Böden; Torf mit und ohne Schluffton; elastischer Schluff; wassergesättigte Schluffe; rutschgefährliche (oder schon verrutschte) Tone u. dgl.; A-5, A-6, A-7, A-8

– Höhenstufen:

(1) 0 bis 7 m

(2) 7 bis 15 m

(3) 15 bis 30 m

(4) > 30 m (seltene Sonderfälle).

Wie bereits aus der Beschreibung der Bodengruppen hervorgeht, erfolgt die Zuordnung vorwiegend nach geologischen Gesichtspunkten, wobei *Brandecker* die mittlerweile zurückgezogene ÖNORM B 3150 [106] berücksichtigt hat [8].

Nach Zuordnung des anstehenden Bodens zu einer der Bodengruppen kann die erforderliche Böschungsneigung, mit der Böschungshöhe aus der Tabelle 3, abgelesen werden.

Tabelle 3 Böschungsneigungen für Entwurfsböschungen in Lockergesteinen bei verschiedenen Böschungshöhen (nach [14])

Bodengruppen	I	II	III	IV	V
Geologisch-bodenkundliche Bezeichnung der Böden (Beispiele)	Kantig-steini- ges Bergsturz- material; verfestigter Hangschutt und Fels- Verwitterungs- schwarte; verfestigte, schwach ver- kittete Schot- ter; geologisch vorbelastete, nicht aufweich- bare Böden: z. B. Grundmo- ränen	Natürlich gelagerter Schotter mit guter Kornab- stufung und schw. lehmiger Bindung, dicht gelagert (z. B. die meisten Terrassen- schotter); dicht gelagerter, grusig-steini- ger Hang- schutt; körnige (schotterige) Moränen; geo- logisch vor- belastete Sande (z. B. Schliersande u. dgl.)	Schotter und Sande mit mäßiger Lagerungs- dichte; stärker verlehnte kör- nige Böden; schwach bindi- ge, feinkörnige Verwitte- rungsböden; unverfestigter locker gelager- ter Hang- schutt; steife und feste nicht aufwitterbare und nicht rutschgefähr- liche bindige Böden	Locker gela- gerte Sande, normale (nicht rutschsüchti- ge) Schluffbö- den; Lehmbö- den jüngerer Bildung	Organische Böden; Torf mit und ohne Schluffton; elastischer Schluff; was- sergesättigte Schluffsande; rutschge- fährliche (oder schon verrutschte) Tone u. dgl.
Böschungshöhen in m	je nach Lage- rungsdichte u. Verfestig.: A-1-a/b (Bo- deneinteilung nach Bureau of Public Roads)	größtenteils: A-1-a/b, A 2	Monokorn- und Mischbö- den von A-1 bis A-4 (evtl. wenig A-6)	je nach Plastizität und Rutschemp- findlichkeit: A-3, A-4, A-5 (A-6)	A-5, A-6, A-7, A-8
0 bis 7	1:1 (1:0,8 = 5:4)	1:1,25 = 4:5 (1:1)	1:1,5 = 2:3	1:2	1:3 (und flacher)
7 bis 15	1:1,25 = 4:5 (1:1)	1:1,33 = 3:4 (4:5)	1:1,75 = 4:7	1:2,5 = 2:5	1:4 (?) (Sonderfall)
15 bis 30	1:1,33 = 3:4 (4:5)	1:1,5 = 2:3 (3:4)	1 : 2	1:3 (?) (Sonderfall)	Sonderfall
höher als 30	Seltene Sonderfälle. Meist kein einheitlicher Bodenaufbau, daher besondere geologische und bodenmechanische Untersuchungen.				

Anmerkung: Die Zahlen in Klammern geben allenfalls mögliche Böschungsneigungen nach erfolgten Sicherun- gen (baulich, biologisch) und Entwässerungsmaßnahmen an.

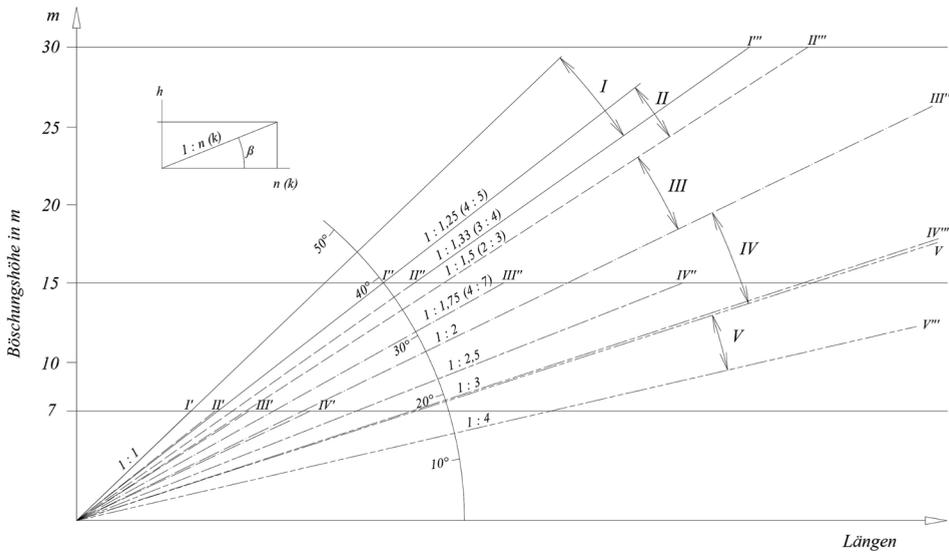


Bild 6 Diagramm der Böschungsneigungen für Lockergesteine in Abhängigkeit der Bodengruppe und der Böschungshöhe (nach [14]) (maximal: I', II', ...; minimal: I'', II'', ... -Neigungen)

Die in Tabelle 3 in runde Klammern gesetzten größeren Böschungsneigungen hängen maßgeblich von einer witterungsbegünstigten Bauzeit und der Bauausführung selbst ab. Außerdem ist auf eine rasche Begrünung und Bewirtschaftung der Böschungsflächen zu achten. Als Sonderfälle sind alle in aktiven Rutschgebieten herzustellenden Böschungen anzusehen, da die Stabilitäten dieser Böschungen von der Stabilität des Hangs abhängen [14].

Auch *Floss* gibt in [22] eine empirische Neigungsempfehlung für die Vordimensionierung von permanenten Böschungen an (Tabelle 4). Diese gelten für Geländesprünge bei homogenen Baugrundverhältnissen ohne Berücksichtigung von Wasserdrücken oder äußeren Lasten. Die empfohlene Böschungsneigung hängt dabei von der Bodengruppe entsprechend DIN 18196 [66] und der Böschungshöhe ab.

Regelböschungsneigungen werden auch nach *Schmidt* und *Rumpelt* [49] angegeben für:

1. nichtbindige Böden von zumindest mitteldichter Lagerung sowie
2. Einschnitte in gewachsene bindige Böden und bei Dämmen aus verdichteten bindigen Böden von mindestens steifer Konsistenz.

Die aus [49] entnommenen und in den Tabellen 5 und 6 angeführten Regelböschungsneigungen können als Anhaltswerte für Vordimensionierungen von Böschungen ohne Wasserdruck und ohne äußere Einwirkungen benutzt werden. Für die nichtbindigen Sande und Kiese (s. Tabelle 5) wurde ein charakteristischer Reibungswinkel von $\varphi'_k = 30^\circ$ bis $37,5^\circ$ angenommen und ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_\varphi = 1,20$ berücksichtigt. Für die Ermittlung der Neigungen in bindigen Böden gemäß Tabelle 6 wurden Teilsicherheitsbeiwerte von $\gamma_\varphi = 1,20$ (für den Reibungswinkel) und $\gamma_c = 1,60$ (für die Kohäsion) angesetzt.

Tabelle 4 Empfehlungen für Böschungsneigungen in Abhängigkeit von der Bodenart und der Böschungshöhe h (nach [22])

Bodengruppe nach DIN 18196	Böschungshöhe	Böschungsneigung
<i>Grobkörnige Böden</i>		
GW, GI, SW, SI	$h < 10$ m	1:1,5 (2:3 bzw. 33,7°)
	$h > 10$ m	1:1,5 – 1,8 (2:3 – 5:9 bzw. 33,7° – 29,1°)
GW, SE	$h < 10$ m	1:1,8 (5:9 bzw. 29,1°)
	$h > 10$ m	1:1,8 – 2 (5:9 – 1:2 bzw. 29,1° – 26,6°)
<i>Gemischtkörnige Böden</i>		
GU, GT	$h < 10$ m	1:1,5 (2:3 bzw. 33,7°)
	$h > 10$ m	1:1,5 – 1,8 (2:3 – 5:9 bzw. 33,7° – 29,1°)
GU*, GT*, SU, ST, SU*, ST*	$h < 3$ m	1:1,25 – 1,5 (4:5 – 2: bzw. 38,7° – 33,7°)
	$3 \text{ m} < h < 10$ m	1:1,5 – 1,8 (2:3 – 5:9 bzw. 33,7° – 29,1°)
	$8 \text{ m} < h < 15$ m	1:1,8 – 2 (5:9 – 1:2 bzw. 29,1° – 26,6°)
<i>Feinkörnige Böden</i>		
UL, TL, OU, OT	wie GU*, GT*	wie GU*, GT*
UM, UA, TM, TA	$h < 3$ m	1:1,25 (4:5 bzw. 38,7°)
	$3 \text{ m} < h < 10$ m	1:1,25 – 1,5 (4:5 – 2:3 bzw. 38,7° – 33,7°)
	$8 \text{ m} < h < 15$ m	1:1,5 – 1,8 (2:3 – 5:9 bzw. 33,7° – 29,1°)

Tabelle 5 Böschungsneigungen in nichtbindigen Böden von mindestens mitteldichter Lagerung (nach [49])

Bodenart	Böschungsneigung
Feiner Sand	1:2 (26,6°)
Grober Sand	1:1,7 (30,5°)
Kiessand und Steine	1:1,5 (2:3 bzw. 33,7°)

Tabelle 6 Böschungsneigungen bei Einschnitten in gewachsenen bindigen Böden und bei Dämmen aus verdichteten bindigen Böden von mindestens steifer Konsistenz (nach [49])

Bodenart nach DIN 4022	Böschungshöhe h [m]	Böschungsneigung Einschnitt ¹⁾	Böschungsneigung Damm ¹⁾	Plastizitätszahl I _p [-]	Wichte γ [kN/m ³]	Reibungswinkel φ [°]	Kohäsion ²⁾ c [kN/m ²]
1	2	3	4	5	6	7	8
Schluff	0 – 3	1:1,25 (38,7°)	1:1,6 (32,0°)	< 0,10	18,0	25,0	5,0 / 2,5
	3 – 6	1:1,6 (32,0°)	1:2 (26,6°)				
	6 – 9	1:1,75 (29,7°)	1:2,2 (24,4°)				
	9 – 12	1:1,9 (27,8°)	1:2,3 (23,5°)				
	12 – 15	1:2 (26,6°)	1:2,4 (22,6°)				
sandiger, schwach toniger Schluff	0 – 3	1:1,25 (38,7°)	1:1,25 (38,7°)	0,10 bis 0,20	19,0	25,0	10,0 / 5,0
	3 – 6	1:1,25 (38,7°)	1:1,6 (32,0°)				
	6 – 9	1:1,4 (35,5°)	1:1,8 (29,1°)				
	9 – 12	1:1,6 (32,0°)	1:1,9 (27,8°)				
	12 – 15	1:1,7 (30,5°)	1:2 (26,6°)				
schwach sandiger, schluffiger Ton	0 – 3	1:1,25 (38,7°)	1:1,25 (38,7°)	0,20 bis 0,30	20,0	17,5	20,0 / 10,0
	3 – 6	1:1,25 (38,7°)	1:1,7 (30,5°)				
	6 – 9	1:1,25 (38,7°)	1:2,1 (25,5°)				
	9 – 12	1:1,7 (30,5°)	1:2,4 (22,6°)				
	12 – 15	1:2 (26,6°)	1:2,5 (21,8°)				
Ton	0 – 3	1:1,25 (38,7°)	1:1,25 (38,7°)	> 0,30	20,0	10,0	35,0 / 17,5
	3 – 6	1:1,25 (38,7°)	1:1,4 (°)				
	6 – 9	1:1,25 (38,7°)	1:2,6 (35,5°)				
	9 – 12	1:1,5 (33,7°)	1:3,2 (17,4°)				
	12 – 15	1:2 (26,6°)	1:3,5 (15,9°)				

¹⁾ Die Böschungsneigungen in Spalte 3 und 4 wurden aufgrund der in Spalte 5 bis 8 angegebenen Bodenkenwerte ermittelt. Steilere Neigungen machen nach DIN 4084 Böschungsbruchberechnungen zur Ermittlung der Sicherheit erforderlich.

²⁾ Der erste Wert gilt für Einschnitte und der zweite Wert für Dämme.

Neben den bisher genannten Verfahren zur Ermittlung von Böschungsneigungen haben *Adam* und *Paulmichl* in [8] Diagramme entwickelt, welche die Zusammenhänge aller Parameter der Nachweise gegen hangparalleles Gleiten für kohäsionslose Böden, mit und ohne Durchströmung, sowie gegen Versagen von Böschungen mit freier Standhöhe durch eine ebene Gleitfläche berücksichtigen.

Beim Nachweis gegen hangparalleles Gleiten wird im vereinfachten Modell insbesondere die Wirkung von strömendem Wasser auf die Standsicherheit einer unendlich langen Böschung untersucht. Während nicht strömendes Wasser eine Veränderung der Wichte bewirkt, resultiert aus der Strömung ein entsprechender Druck, der sog. Strömungsdruck, der als treibende Kraft wirkt und sich folglich deutlich nachteilig auf die Standsicherheit auswirkt [8].

Im Diagramm in Bild 7 wird von einem kohäsionslosen Boden ausgegangen, der nicht durchströmt wird. Somit befindet sich der Hang im Grenzgleichgewicht, wenn der Reibungswinkel φ' der Geländeneigung bzw. der Neigung der Gleitebene β entspricht. Der Nachweis zur Berechnung der globalen Sicherheit η gegen Versagen lässt sich wie folgt formulieren:

$$\eta = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (7)$$

Um jedoch entsprechend Eurocode 7 [77] auch Teilsicherheitsbeiwerte γ_{φ} für den Reibungsbeiwert $\tan(\varphi')$ zu berücksichtigen, wurden diese im Diagramm, Bild 7, ebenfalls berücksichtigt. Dazu wird Gl. (7) folgendermaßen modifiziert:

$$\beta = \arctan \left(\frac{\tan \varphi'}{\gamma_{\varphi'}} \right) \quad (8)$$

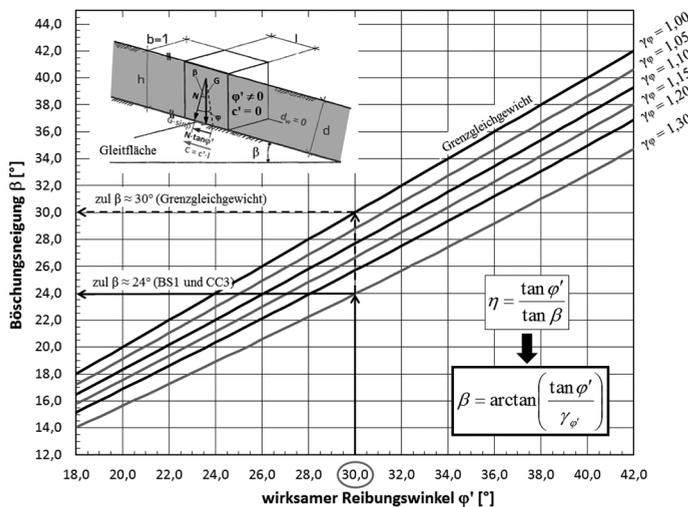


Bild 7 Böschungsgleiten bzw. hangparalleles Gleiten (kohäsionsloser Boden, keine hangparallele Durchströmung) – Böschungsneigung in Abhängigkeit vom wirksamen Reibungswinkel unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{\varphi'}$ gemäß ÖNORM B 1997-1-1 [104] (nach [8])

Im Diagramm von Bild 8 wird der Nachweis gegen hangparalleles Gleiten in kohäsionslosen Böden mit hangparalleler Durchströmung ausgewertet. Zur Vereinfachung wird jedoch die Annahme, dass die Wichte des Bodens unter Auftrieb γ' der Wichte des Wassers γ_w entspricht, getroffen. Damit ergibt sich die globale Sicherheit, vereinfacht mit $\gamma' \cong \gamma_w$ zu:

$$\eta = \frac{\gamma' \cdot \tan \varphi'}{(\gamma' + \gamma_w) \cdot \tan \beta} \approx \frac{1}{2} \cdot \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (9)$$

Unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_φ gemäß Eurocode 7 [77] lässt sich der Nachweis umformen zu:

$$\beta = \arctan \left(\frac{\tan \varphi'}{2 \cdot \gamma_\varphi} \right) \quad (10)$$

Unter der Annahme von ebenen Gleitflächen gemäß Bild 9 ist bei niedrigen Böschungen homogener Böden eine einfache Abschätzung der freien Standhöhe möglich. Auch bei geologisch bedingten Gleitfugen kann eine Berechnung dieser Art sinnvoll sein.

Für den im Folgenden behandelten einfachsten Fall ebener Gleitflächen gelten folgende Annahmen:

- Es wirkt lediglich das Eigengewicht.
- Es ist kein Einfluss des Wassers vorhanden.
- Es wird von Grenzgleichgewicht ausgegangen (globale Sicherheit η gleich 1,0), d. h., die Rutschung tritt tatsächlich gerade ein.

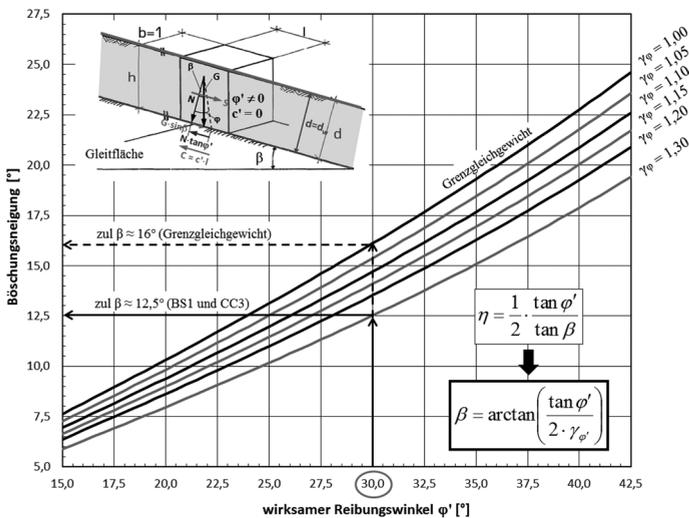


Bild 8 Böschungsgleiten bzw. hangparalleles Gleiten (kohäsionsloser Boden, hangparallele Durchströmung) – Böschungsneigung in Abhängigkeit vom wirksamen Reibungswinkel unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_φ gemäß ÖNORM B 1997-1-1 [104] (nach [8])

In [8] wird für die Darstellung im Diagramm folgender Zusammenhang hergeleitet:

$$\frac{c'}{\gamma \cdot h} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sin^2\left(\frac{\beta}{2} - \frac{\varphi'}{2}\right)}{\sin\beta \cdot \cos\varphi'} \tag{11}$$

Die auf das Produkt $\gamma \cdot h$ bezogene wirksame Kohäsion c' (gemäß Gl. (11)) ist in Bild 10 in Abhängigkeit von der Geländeneigung β dargestellt (Grenzgleichgewicht). Das Diagramm lässt sich wie folgt anwenden:

- a) zur Ermittlung der im Grenzgleichgewichtsfall erforderlichen Kohäsion c'_{erf} bei vorgegebener Böschungsgeometrie (Höhe h und Neigung β) und bekannten Untergrundverhältnissen (wirksamer Reibungswinkel φ' und Wichte γ),
- b) zur Ermittlung des im Grenzgleichgewichtsfall erforderlichen Reibungswinkels φ'_{erf} bei vorgegebener Böschungsgeometrie (Höhe h und Neigung β) und bekannten Untergrundverhältnissen (wirksame Kohäsion c' und Wichte γ),
- c) zur Ermittlung der im Grenzgleichgewichtsfall zulässigen Geländeneigung β bei vorgegebener Böschungshöhe h und bekannten Untergrundverhältnissen (wirksamer Reibungswinkel φ' , wirksame Kohäsion c' und Wichte γ).

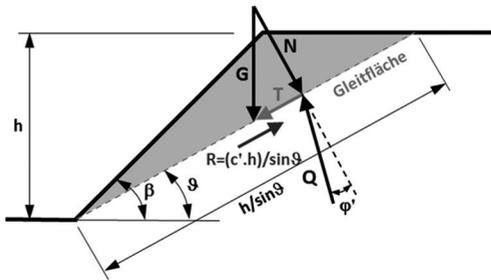


Bild 9 Rechenmodell – beliebiger Boden (Kohäsion $c' \neq 0$ und Reibungswinkel $\varphi' \neq 0$), geneigtes Gelände (Geländeneigung β) und ebene, nicht böschungsparallele Gleitfläche (Neigung der Gleitfläche ϑ) (nach [8])

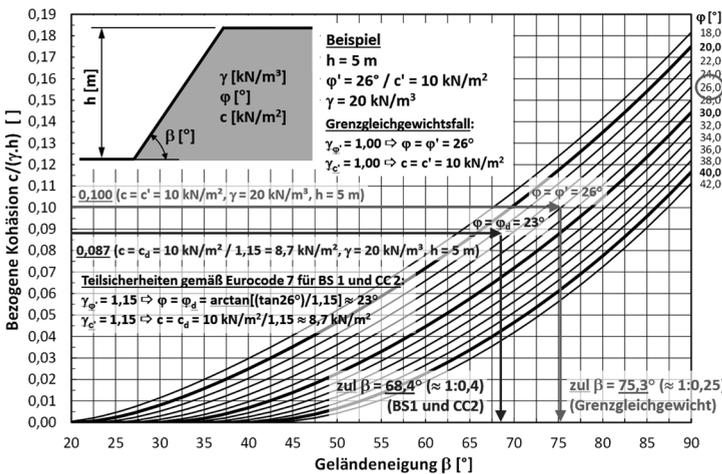


Bild 10 Freie Standhöhe (kohäsiver Boden, kein Wasser) – Bezogene Kohäsion $c/(\gamma \cdot h)$ in Abhängigkeit von der Geländeneigung β für einen Reibungswinkel φ von 18° bis 42° (in 2°-Stufen) (nach [8])

Es kann jedoch auch das Teilsicherheitskonzept nach Eurocode angewendet werden. Dazu sind für den Reibungswinkel und die Kohäsion die Bemessungswerte ϕ_d und c_d zu bilden, welche als Eingangsparameter für das Diagramm von Bild 10 herangezogen werden.

In Anlehnung an die bereits vorgestellte Tabelle 3 zur Ermittlung einer erforderlichen Böschungsneigung nach *Brandecker* [14], wurde von *Adam* und *Paulmichl* [8] eine Überarbeitung durchgeführt. Ziel war es, die Bodengruppen nicht nach geologischen Gesichtspunkten zu unterteilen, sondern hierfür geotechnische Kriterien heranzuziehen. Dazu wurde eine Bodenklassifizierung gemäß ÖNORM B 4400-1 [107] eingearbeitet, um feststellen zu können, welche Bodengruppe im Beurteilungsfall vorliegt (Tabelle 7). In der Praxis sind folgende bodenphysikalische Laboruntersuchungen durchzuführen, um die Gruppeneinteilung vornehmen zu können:

- bei grobkörnigen Böden:
 - Bestimmung der Korngrößenverteilung;
- bei gemischtkörnigen Böden:
 - Bestimmung der Korngrößenverteilung,
 - Bestimmung des natürlichen Wassergehalts, sofern der Feinanteil (Anteil $\leq 0,063$ mm) größer als 15 M.-% ist,
 - Bestimmung der Konsistenzgrenzen für den bindigen Anteil, sofern der Feinanteil (Anteil $\leq 0,063$ mm) größer als 15 M.-% ist;
- bei feinkörnigen Böden:
 - Bestimmung der Korngrößenverteilung,
 - Bestimmung des natürlichen Wassergehalts,
 - Bestimmung der Konsistenzgrenzen,
 - Ermittlung des organischen Anteils mittels Glühverlust;
- bei stark organischen Böden:
 - Bestimmung der Korngrößenverteilung,
 - Bestimmung des natürlichen Wassergehalts,
 - Bestimmung der Konsistenzgrenzen,
 - Ermittlung des organischen Anteils mittels Glühverlust;
- bei rutschgefährdeten Böden (ist für den jeweiligen Anwendungsfall in Abstimmung mit dem betrauten Sachverständigen für Geotechnik festzulegen), zum Beispiel:
 - Bestimmung der Korngrößenverteilung,
 - Bestimmung des natürlichen Wassergehalts,
 - Bestimmung der Konsistenzgrenzen,
 - Abschätzung der Kohäsion anhand von einaxialen Druckversuchen,
 - Bestimmung des Reibungswinkels und des Restscherwinkels anhand von direkten Scherversuchen (Langsam- bzw. Schnellscherversuche, je nach Zustand, dräniert bzw. undräniert),
 - Bestimmung des Reibungswinkels und der Kohäsion anhand von Triaxialversuchen (UU-, CU- bzw. D-Versuche, je nach Zustand, dräniert bzw. undräniert).

Auch in der Ril 836.4102 A01 [119] der Deutschen Bahn werden Regelneigungen in Abhängigkeit von der Bodenart und der Böschungshöhe vorgegeben (Tabelle 8). Sofern statische Untersuchungen keine flacheren Neigungen ergeben, können diese herangezogen werden. Auch steilere Neigungen sind nach Beurteilung eines Geotechnikers möglich.

Tabelle 7 Böschungsneigungen für Einschnitte in natürlich gewachsenen grobkörnigen, gemischtkörnigen und feinkörnigen Böden für homogene Untergrundverhältnisse, ohne Wasserdruck und ohne äußere Einwirkungen (Richtwerte nach [8])

Böschungs- höhe	Bodengruppe gemäß ÖNORM B 4400-1:2010, Anhang A, Tabelle A.1 und Tabelle A.2 (siehe [107])									
	grobkörnige Böden ^{1),2)}		gemischtkörnige Böden ³⁾			feinkörnige Böden ³⁾			stark organi- sche Böden	rutschgefährdete Böden
[m]	Gr,W	Gr,E	si'Gr	si Gr, Si/Gr	Si,L	Si,M	or* Si	Böden mit aktiven Tonmineralen (u. a. Montmorillonit), stark zerscherte Schluffe und Tone, Flysch usw.		
	Gr,G		cl'Gr	cl Gr, Cl/Gr	Cl,L	(Si,A)	or* Cl			
	Gr,I			si'Sa	or'Si	Cl,M				
	Sa,W	Sa,E		cl'Sa	or'Cl	Cl,A				
	Sa,G			si Sa, Si/Sa		or Si				
	Sa,I			cl Sa, Cl/Sa		or Cl				
	$I_b > 35\%$ ^{1),2)}	–	Si+Cl > 10 M.-% ³⁾	$I_c > 0,75^4)$	$I_c > 0,75^4)$	$I_c > 0,75^4)$	–			–
0 – 7	2:3 (Sa,Gr[KK])	1:2	4:5	2:3 ($I_c > 0,75$)	2:3 ($I_c > 0,75$)	1:2 ($I_c > 0,75$)	[1:3] (S)	S		
	4:5 (Gr[KK])				> 2:3] ($I_c > 1,0$)					
	[1:1]									
7 – 15	4:7 (Sa,Gr[KK])	2:5	3:4	4:7 ($I_c > 0,75$)	4:7 ($I_c > 0,75$)	2:5 ($I_c > 0,75$)	[1:4] (S)	S		
	3:4 (Gr[KK])				> 4:7] ($I_c > 1,0$)					
	[4:5]									
15 – 30	1:2 (Sa,Gr[KK])	[1:3] (S)	2:3	1:2 ($I_c > 0,75$)	1:2 ($I_c > 0,75$)	[1:3] (S)	S	S		
	2:3 (Gr[KK])				> 1:2] ($I_c > 1,0$)					
	[3:4]									
> 30	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S

¹⁾ mit zumindest mitteldichter Lagerung (bezogene Lagerungsdichte $I_b > 3,5\%$)

²⁾ RK = Rundkorn, KK = Kantkorn

³⁾ Bei einem Feinkornanteil ($Si + Cl$) ≤ 10 M.-% gelten die Neigungen gemäß Spalte 1.

⁴⁾ mit zumindest steifer Konsistenz ($I_c > 0,75$) (*Hinweis:* Konsistenz des bindigen Anteils bei einem gemischtkörnigen, matrixgestützten Boden).

S = Sonderfall, der spezielle Untersuchungen erfordert (Bodenauflüsse, erdstatistische Berechnungen, Begutachtung durch einen Sachverständigen für Geotechnik usw.).
Klammernwerte [] bzw. steilere Neigungen als in der Tabelle angeführt erfordern einen rechnerischen Nachweis gemäß den geltenden technischen Regelwerken.

Die Verwendung der in der Tabelle im Sinne von Anhaltswerten auf Grundlage der in [8] enthaltenen Forschungserkenntnisse und der angeführten Böschungsneigungen bedeutet nicht, dass die normgemäßen Sicherheiten eingehalten sind. Der ggf. erforderliche Nachweis der Geländebruchsicherheit unter Einhaltung der normgemäßen Sicherheiten erfordert einen rechnerischen Nachweis gemäß [ÖNORM EN 1997-1:2009 und ÖNORM B 1997-1:2013].

Tabelle 8 Regelneigungen in Lockergesteinsböschungen an Eisenbahnstrecken (Dämme, Einschnitte) (nach [119])

Bodenart		Gruppensymbol nach DIN 18196	Böschungshöhe	Regelneigung
grobkörnige Bodenarten	weit gestufte und intermittierend gestufte Kiese	GW, GI	0 m – 12 m	1:1,5
	eng gestufte Kiese, intermittierend gestufte und weit gestufte Sande	GE, SW, SI	0 m – 12 m	1:1,7
	eng gestufte Sande	SE	0 m – 12 m	1:2,0
gemischt-körnige und feinkörnige Bodenarten	schluffige/tonige und stark schluffige/tonige Kiese	GU, GU*	0 m – 6 m	1:1,6
		GT, GT*	6 m – 9 m	1:1,8
	schluffige/tonige und stark schluffige/tonige Sande	SU, SU*	9 m – 12 m	1:2,0
		ST, ST*		
leicht plastische Schluffe oder Tone (nur Einschnitt)		UL, TL		

4.2.2 Abtrag von Lockergestein (Boden)

Die Wahl der Baugeräte für den Abtrag von Boden erfolgt aufgrund der in der Ausschreibung festgelegten und beschriebenen Homogenbereiche. Zuvor wurden dafür 7 Bodenklassen herangezogen, welche in Österreich auch heute noch angewendet werden (ÖNORM B 2205 [105]). Die Beschreibung der Homogenbereiche und der früheren Bodenklassen erfolgt im Abschnitt 6.1.3.

Lösegeräte, die zum Einsatz kommen, können wie folgt gruppiert werden:

Bagger: Selbstfahrende Arbeitsmaschine auf Ketten oder Rädern, mit einem min. um 360° drehbaren Oberwagen, mit einem Löffel am Ausleger, welcher das Material löst, hebt, schwenkt und ablädt. Unterschieden werden Hydraulikbagger und Seilbagger. Der Hydraulikbagger gilt als klassische Lademaschine im Erdbau. Neben diesem gibt es auch noch Sonderausführungen wie der [30]:

- Mobilbagger,
- Teleskopbagger,
- Schreitbagger,
- Klein- und Kompaktbagger,
- Trockensaugbagger,
- Tunnelbagger.

Für Seilbagger gibt es verschiedene Arbeitsausrüstungen, wie z. B. Schürfkübel, Zweischalengreifer, Schlitzwandgreifer, Schlitzwandfräse und Greifer zur Bohrfahlherstellung.

Lader: Selbstfahrende Arbeitsmaschine auf Ketten oder Rädern, mit integrierter Ladefacheinrichtung, die durch ihre Vorwärtsbewegung das Material löst oder lädt, dieses hebt, transportiert und ablädt. Je nach Bauweise kann unterschieden werden in [30]:

- Radlader,
- Raupenlader,
- Kompaktlader,
- Baggerlader.

Flachbagger sind universelle Baumaschinen, die fast alle Erdbewegungen ausführen können. Während der Vorwärtsbewegung wird der Boden mit einer Pflugschar oder mit einem Schneidmesser in dünnen Schichten abgetragen (ca. 10 bis 30 cm). Das abgetragene Material wird mit einem Schild oder in einem Behälter transportiert, entladen und bei Bedarf schichtweise wieder eingebaut. Unterschieden werden [30]:

- Schürfgeräte:
 - Schürfkübelraupe,
 - Scraper (Schürfwagen);
- Planiergeräte:
 - Planierraupe (Kettendozer),
 - Radplanierer (Raddozer),
 - Grader (Erdhobel).

In Bild 13 ist eine Übersicht über die verschiedenen Baugeräte für Abtrag, Laden, Transportieren und Planieren von Böden dargestellt.

Als Transportgeräte können gewählt werden [30]:

- Hinterkipper (aber auch Seiten- und Dreiseitenkipper)
 - Lastkraftwagen,
 - Muldenhinterkipper,
- Vorderkipper (Dumper),
- Bodenentleerer.

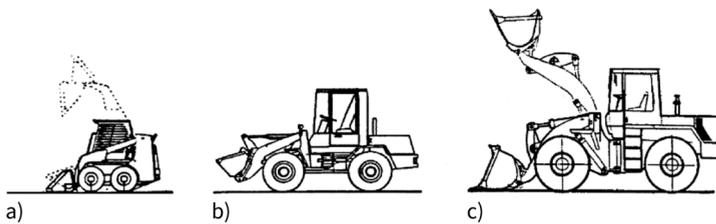


Bild 11 Beispiele für a) einen Kompaktlader, b) einen Kleinlader auf Rädern und c) einen Großlader auf Rädern (adaptiert nach [34])

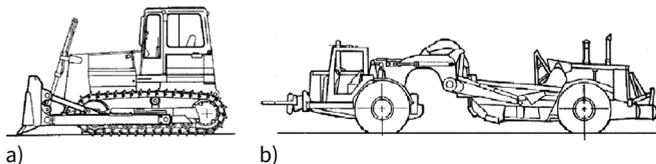


Bild 12 Beispiel für a) eine Planierraupe und b) einen Doppelmotor-Scraper mit Push-Pull-Einrichtung (adaptiert nach [34])

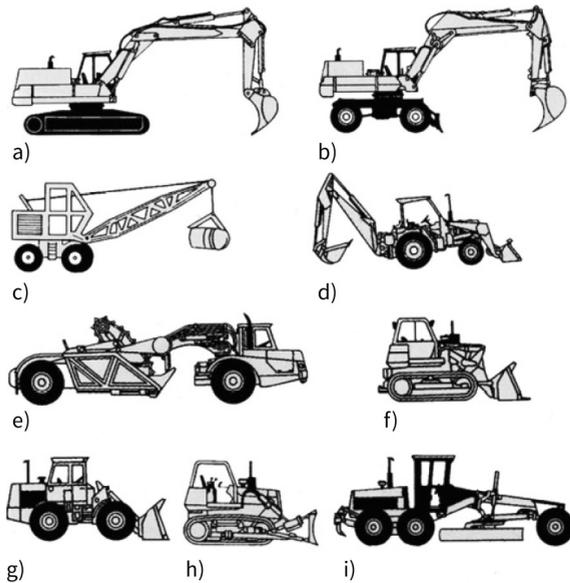


Bild 13 Erdbaumaschinen zum Lösen, Laden, Transportieren und Planieren (nach [47]);

- a) Raupenbagger als Hydraulikbagger mit Tieflöffel,
- b) Hydraulikbagger als Mobilbagger,
- c) Seilbagger als Mobilbagger,
- d) Baggerlader,
- e) Motorschürfwagen (Scraper),
- f) Laderaupe,
- g) Radlader,
- h) Planierraupe,
- i) Grader (Straßenhobel)

4.3 Einschnitte im Festgestein

Für die Projektierung von Festgesteinsböschungen muss der anstehende Fels gründlich untersucht werden. Um eine standsichere Felsböschung herstellen zu können, sollen nach *Brandecker* [14] folgende Informationen bekannt sein:

- die mineralogisch-petrografische Zusammensetzung des Gesteins, die einen Einfluss auf die Härte, Festigkeit, Verwitterungsbeständigkeit und Veränderlichkeit im Laufe der Zeit hat;
- der wechselnde Schichtaufbau; weiche, leicht verwitterbare Schichten überlagern härtere Schichten;
- der mechanische Zustand der Gesteine und die rheologischen Gebirgseigenschaften; Struktur und Textur des Fein- und Grobbaus, Klüftung, Schieferung, Schichtung sowie Störungen, Mürb-, Mylonit- und Verwitterungszonen;
- die Spannungszustände, Entspannungsvorgänge bzw. Spannungsänderungen, die infolge der Lastaufbringung oder durch Unterschneidungen hervorgerufen werden;
- dynamische Belastung durch Sprengungen, Erschütterungen infolge Verkehr oder durch Erdbeben;
- das Vorhandensein von Berg-, Kluft-, Spaltwasser im Trennflächengefüge des Gesteins bzw. von Porenwassern in Kluftfüllungen, wodurch hydrostatische und hydraulische Beanspruchungen entstehen können;
- die Standzeit der Felsböschungen, welche im Laufe der Zeit in Abhängigkeit von Gesteinseigenschaften und sonstigen Einflüssen langsamen oder raschen Deformationen unterliegen.

4.3.1 Neigung und Gestaltung von Festgesteinsböschungen

Für die Standsicherheit von Felsböschungen ist das Vorhandensein von Trennflächen sowie deren Einfallwinkel von entscheidender Bedeutung. Dieser bestimmt das kinematische Verhalten möglicher Gleitkörper. Durch das Diagramm von Bild 14 wird ersichtlich, wie stark die einaxiale Druckfestigkeit eines Gesteins von der Neigung der Trennflächen in Bezug zur Belastungsrichtung abhängt. So lässt sich an diesem Beispiel ablesen, dass bei Neigungen zwischen 30° und 85° die aufnehmbaren Spannungen weniger als 10 % im Vergleich zu einem horizontalen Trennflächengefüge betragen. Dass bei einem vertikalen Trennflächengefüge die Festigkeit, bei Änderung der Trennflächenneigung, rasanter abfällt als bei einem horizontalen Gefüge, liegt in der Gefahr des Ausknickens.

Andere wichtige Einflussparameter für die Standsicherheit einer Felsböschung sind neben den Trennflächen die Felsart, Materialeigenschaften des Gesteins, Böschungsneigung und die Böschungshöhe. Ingenieurgeologische Untersuchungen des Felsgrunds sind daher von großer Bedeutung [4]. Für die Standsicherheitsberechnung bedarf es genauer Kenntnis der Kluftscharen und Informationen zur Scherfestigkeit des intakten Gesteins sowie bei Diskontinuitäten, wie z. B. bei Verwitterungszonen [77].

Nach der ÖNORM B 4433 [110] sind Versagensmechanismen, die häufig auftreten, die Rotation und Translation eines Gleitkörpers oder mehrerer Gleitkörper, Kippen und Knicken. In Felsböschungen sind die Bruchmechanismen aufgrund charakteristischer Muster der Polhäufigkeiten in der Lagekugel erkennbar. Diese Mechanismen werden in im Teil 1 des Grundbau-Taschenbuchs, Kapitel 1.11 Massenbewegungen, Abschnitt 2 genau erläutert.

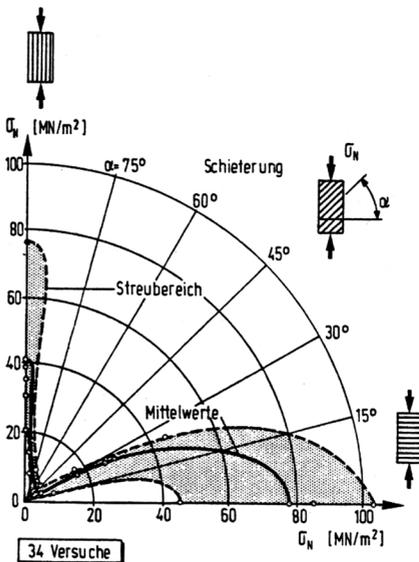


Bild 14 Einaxiale Druckfestigkeit eines Tonschiefers in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung zur Schieferung (nach [45])

Berechnungsverfahren werden eingeteilt in statische und kinematische Verfahren. Zu den statischen Berechnungsverfahren zählen die Nachweise der böschungsp parallelen Gleitfläche und der kreiszylindrischen Gleitfläche (Gleitkreisuntersuchung) [110]. Im Felsbau kommen jedoch vorrangig kinematische Verfahren zur Anwendung, da diese die möglichen Versagensmechanismen von intaktem Gestein besser nachbilden. In stark geklüftetem oder veränderlichem Fels und bei verkitteten Böden ist jedoch die Ausbildung kreisförmiger Gleitflächen nicht ausgeschlossen. Solche Gleitflächen können auch durch Bereiche des intakten Gesteins verlaufen [77].

Ein Nachweis gegen Kippen ist nach DIN 1054 [60] bei Steilböschungen in durch Trennflächen zerlegtem Fels gefordert. Die Beurteilung der Gefährdung erfolgt über die Darstellung der Polhäufigkeiten in der Lagenkugel [110].

Bei den kinematischen Berechnungsverfahren werden die Gleitkörper, welche von den Gleitflächen umgeben sind, als starr angenommen. Die Gleitflächen müssen dabei geometrisch Ebenen oder Kreiszylinderflächen darstellen, damit die kinematische Verträglichkeit gegeben ist. Wird nur ein Gleitkörper angenommen, so ist die Bewegungsart und die Bewegungsrichtung schon im Vorhinein festgelegt [110]. Ein Beispiel hierfür ist in Bild 15 gegeben.

Mögliche Einwirkungen müssen gründlich ermittelt und in der Berechnung berücksichtigt werden. Neben dem Eigengewicht könnten folgende Einwirkungen von Relevanz sein [4]:

- Berg- und Spaltwasserdrücke in den Trennflächen,
- dynamische Belastungen durch Verkehr, Erdbeben und Sprengungen,
- Verwitterungsbeständigkeit und die Veränderung bodenmechanischer Parameter mit der Zeit.

In Bild 15 ist ein Beispiel für einen Standsicherheitsnachweis mit einem Gleitkörper dargestellt. Die Bewegungsart ist eine Translation und die Bewegungsrichtung ist ebenfalls bekannt. Der Nachweis kann grafisch oder rechnerisch erfolgen. Die grafische Lösung ist in Bild 15 rechts dargestellt. Die rechnerische Lösung lautet für den gegebenen Fall:

$$\eta_G = \frac{R}{T} = \frac{G_N \cdot \tan \varphi + C}{G_T} = \frac{G \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi + c \cdot \ell}{G \cdot \sin \varphi} \quad (12)$$

mit

R rückhaltende Kräfte

T treibende Kräfte

G Eigengewicht

Die Vorgehensweise beim Nachweis mit einer Translation mehrerer Gleitkörper sowie beim Nachweis der räumlichen Standsicherheit eines keilförmigen Felskörpers wird beispielsweise in der ÖNORM B 4433 [110] genauer erläutert.

Zur Gestaltung von Felsböschungen finden sich Regelungen in Bezug zum Straßenbau im Merkblatt über das Bauen mit und im Fels [96].

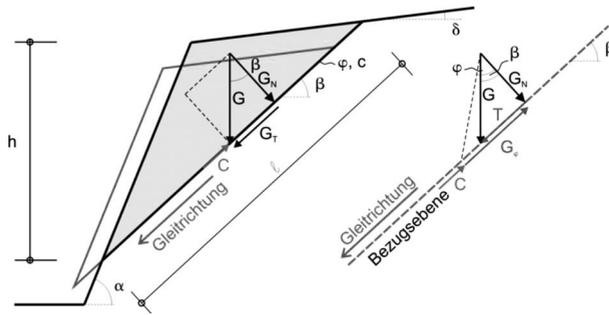


Bild 15 Standsicherheitsnachweis eines Gleitkörpers auf einer ebenen Gleitfläche (nach [4])

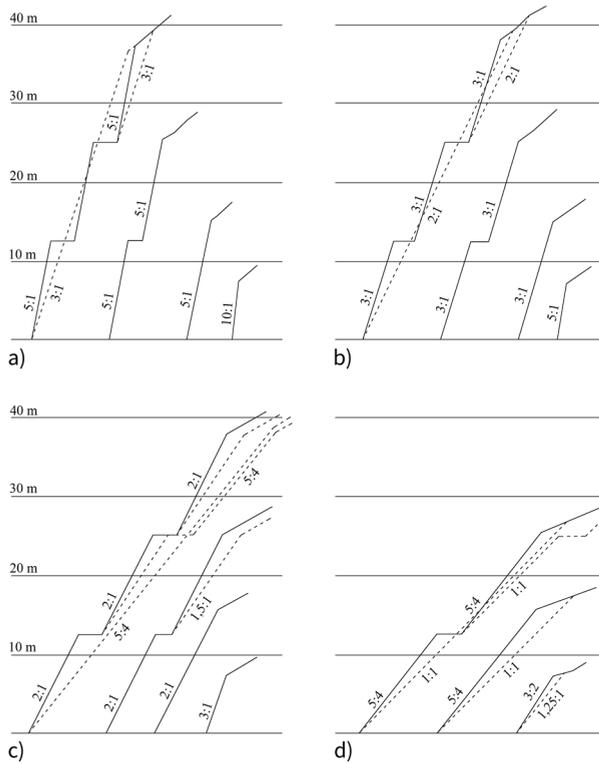


Bild 16 Ausbildung von Felsböschungen in Abhängigkeit von Böschungshöhe und Felsgruppenzugehörigkeit nach Brandecker (nach [14])

In Abhängigkeit von den geotechnischen Randbedingungen sollten grundsätzlich freie Böschungen ohne konstruktive Sicherungsmaßnahmen angestrebt werden. Die Böschungsneigung muss unbedingt auf das Trennflächengefüge abgestimmt werden, wie in den Bildern 17 und 18 dargestellt. Dauerhafte, auch bei Witterungseinflüssen stabile Gesteinsböschungen können steiler als 1:1,5 frei geböschet werden. Verwitterungsanfällige Gesteine sollten auf die Lockergesteinseigenschaften abgestimmt werden, die Neigung beträgt dann jedenfalls weniger als 1:1,5 [96].

Für den Entwurf von Einschnitten können nach Brandecker [14] Felsböschungen unter günstigen geologischen Randbedingungen und in Abhängigkeit von der Böschungshöhe mittels theoretischen Entwurfsböschungen gestaltet werden. So ist es möglich,

schon in einem frühen Planungsstadium die Böschungsgeometrie anhand von Felsgüteklassen abzuschätzen (Bild 16).

Bei der Unterteilung der Entwurfsböschungen werden folgende Felsgüteklassen unterschieden:

Gruppe A: Gesunde und kompakte magmatische und metamorphe Gesteine (Granit, Basalt, Gneis) und massive Sedimentgesteine (Kalkstein, Dolomitstein, stark verfestigte Konglomerate), unvollkommener Durchtrennung und hoher Reibung im Trennflächengefüge.

Gruppe B: Unverwitterte und wenig geklüftete magmatische Gesteine, massive Kalksteine, Dolomitsteine und mineralisch gebundene Sandsteine und Grauwacken mit hoher Reibung im Trennflächengefüge.

Gruppe C: Angewitterte und etwas entfestigte Gesteine der Gruppen A und B mit mittelständiger Klüftung; Zwischenlagen vom Mergelsteinen und tonigen Sandsteinen in der Schichtabfolge; weniger verfestigte Kalke, Mergel und Sandsteine des Tertiärs und aus Kreide.

Gruppe D: Stärker angewitterte und geklüftete Gesteine; Tonschiefer, mürbe Phyllite und Flyschgesteine und Wechsellagerungen von festen Sedimentgesteinen.

Gruppe E: Entfestigte, mechanisch zerlegte, stark angewitterte und verwitterte Gesteine sowie Wechsellagerungen von Kalksteinen oder Sandsteinen mit Tonschiefern, Gesteine mit veränderlicher Festigkeit. Diese Gesteine sind nicht mehr als Fels anzusprechen, sondern werden im Extrem wie Lockergesteine geböscht und bedürfen daher einer gesonderten Untersuchung und Wahl der Böschungsneigungen sowie der notwendigen Sicherungsmaßnahmen.

Um jedoch die endgültige Böschungsgeometrie festzulegen, müssen alle für die Standsicherheit relevanten Parameter berücksichtigt werden. Insbesondere die geologischen Bedingungen sowie Art und Umfang von Böschungsverkleidungen, Stützmaßnahmen und sonstige Sicherungen [4].

Bermen werden bei Einschnitten ab einer Höhe von mehr als 15 m erforderlich, um die Arbeiten am Einschnitt ohne Schwierigkeiten zu ermöglichen. Diese werden in der Regel mit einer Breite von 2 bis 3 m ausgeführt [14]. Nach dem Merkblatt über das Bauen mit und im Fels sollte die Berme jedoch mindestens 4 m breit sein, wenn ein Befahren mit Wartungsfahrzeugen erforderlich ist. Um ein Versickern von Oberflächenwasser zu vermeiden, ist die Berme talabwärts geneigt auszubilden [96].

Die Entwurfsböschungen nach *Brandecker* können bei Vorhandensein einzelner oder von Scharen an Trennflächen in ungünstiger Raumstellung oder Beschaffenheit nicht angewendet werden, außer es werden zusätzliche Sicherungsmaßnahmen getroffen. Es ist somit eine Anpassung der Felsböschung an die Orientierung der Gesteinsstrukturen, wie Bankungen, Kluftscharen, Störungen usw., vorzunehmen. Dies erfolgt durch einen Abtrag der Böschung bis auf den Einfallswinkel der Trennfläche [4]. Möglichkeiten zur Anpassung der Böschung an unterschiedlich geneigte Kluftscharen sind in den Bildern 17 und 18 dargestellt.

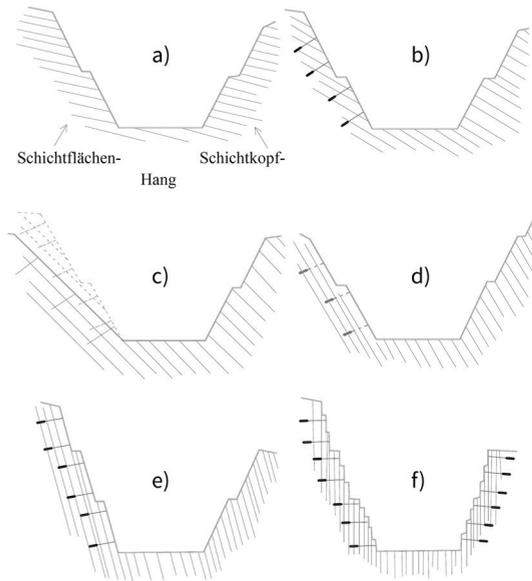


Bild 17 Böschungsgestaltung und Sicherung in Anpassung an das bestehende Felsgefüge (nach [14]); a) Einfallen der Haupttrennflächen mit $0 - 15^\circ$, keine Anpassung; b) $15 - 30^\circ$, keine Anpassung, jedoch Sicherung des Trennflächenhangs; c) $30 - 45^\circ$, Anpassung der Böschung an das Felsgefüge oder umfangreiche Sicherung des Trennflächenhangs; d) $45 - 60^\circ$, Anpassung der Böschung an das Felsgefüge, nur in Sonderfällen Sicherung des Trennflächenhangs; e) $45 - 75^\circ$, Anpassung der Böschung an das Felsgefüge, Sicherung des Trennflächenhangs; f) $75 - 90^\circ$, Anpassung der Böschung an das Felsgefüge und beidseitige Sicherung der Hänge

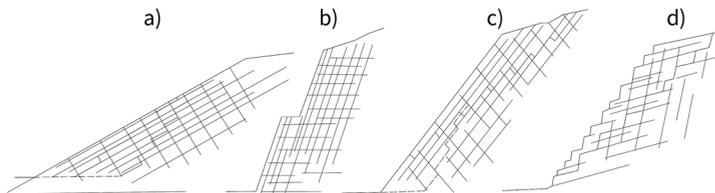


Bild 18 Gefügebedingte Felsböschungen (nach [14]); a) geneigtes Einfallen mit der Möglichkeit einer hängenden Abtreppung, b) steiles Einfallen mit Abtreppung oder Berme, c) steiles Schichtfallen mit zwei Varianten für die mögliche Abtreppung – hängende Abtreppung ist erst nach einer Standsicherheitsuntersuchung zulässig, d) Varianten für eine Treppenböschung

4.3.2 Abtrag von Festgestein (Fels)

Die Eigenschaften des anstehenden Gesteins sind entscheidend für die Wahl des Abbaufahrens. Die Klassifizierung erfolgt gemäß der überarbeiteten DIN 18300 [67] nicht mehr durch Bodenklassen, sondern durch die Einteilung in Homogenbereiche. Die Klassifizierung wird im Abschnitt 6.1.3 beschrieben. Je nach Homogenbereich kann der Abtrag erfolgen durch:

- Reißen,

- Fräsen,
- Sprengen.

Beim Reißen wird der Fels durch Reißzähne gelöst (Bilder 19 und 20). Dieser Vorgang erfolgt durch Planiererraupen, an welchen die Reißzähne montiert werden. Vor Beginn der Arbeiten sollte untersucht werden, in welcher Richtung sich das Gestein am leichtesten lösen lässt, um die Belastung der Baugeräte möglichst gering zu halten. Auch der Anstellwinkel der Reißzahnspitze hat dabei maßgeblichen Einfluss auf die Lösbarkeit des Gesteins. Bei sehr hartem Gestein können zur Erhöhung der Reißkraft zu den Planiererraupen zusätzlich Schubraupen eingesetzt werden [49].

Beim Fräsen werden hydraulische Baggeranbaufräsen eingesetzt. Vor allem kommt dieses Verfahren für die Herstellung von Profilierungen und bei Grabenausbrüchen zu Anwendung.

Wenn Lösen durch Reißen aufgrund der Felshärte und der Form der Lagerung nicht mehr möglich ist, kommen Sprengverfahren zur Anwendung. Unterschieden wird in Gewinnungssprengungen, bei welchen das Haufwerk direkt geladen werden kann, und in Auflockerungssprengungen, bei welchen das Gefüge zerstört wird, ohne dass ein Auswurf stattfindet. Der Abtrag erfolgt dabei durch das Zusammenschieben und Verladen [49].

In Zusammenhang mit Sprengverfahren muss besonders auf eine Schonung der Umgebung geachtet werden, um

- Risse und Auflockerungen im stehengebliebenen Einschnitt zu vermeiden,
- genaue Profilierungen herstellen zu können,
- die Erschütterungswirkung zu verringern.

Bezeichnet wird dieses Sprengverfahren auch als „Schonendes Sprengen“. Dies erfolgt durch die künstliche Anordnung von Schwächezonen, durch in engen Abständen aneinander gereihten Bohrlöchern entlang der Abrisslinie. Diese werden nur mit geringen Sprengstoffmengen geladen [40].

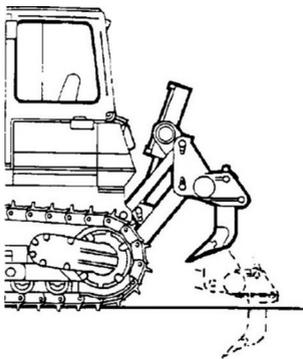


Bild 19 Liebherr Planierraupe mit Parallelogrammaufreißer (nach [36])

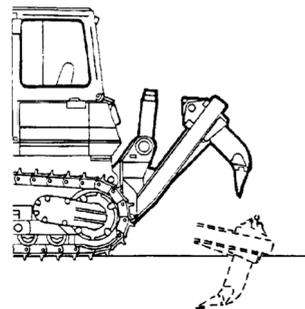


Bild 20 Liebherr Planierraupe mit Schwenkaufreißer (nach [36])

Zu den schonenden Sprengverfahren (Bilder 21 und 22) zählen gemäß der DIN 20163 [94] unter anderem das

Abkerben – an der Trennfläche wechseln Leer- und Sprengbohrlöcher ab,

Abspalten – die Trennfläche wird nach der Hauptsprengung durch eine Reihe von Sprengbohrlöchern mit geringerem Abstand und gepufferten Sprengladungen erhalten,

Vorkerben – durch eine Reihe von Leerbohrlöchern wird die beabsichtigte Trennfläche vorgegeben, bis zu der die Sprengwirkung reichen soll,

Vorspalten – die Trennfläche wird in einem besonderen Zündgang vor der Hauptsprengung durch eine Reihe von Bohrlochladungen mit geringem Abstand herstellt.

Die Anordnung der Bohrlöcher hat für die schonende Sprengung besondere Bedeutung. In Bild 23 ist ersichtlich, welche unterschiedliche Wirkung mit der richtigen bzw. mit der falschen Anordnung von Bohrlöchern bewirkt werden kann.

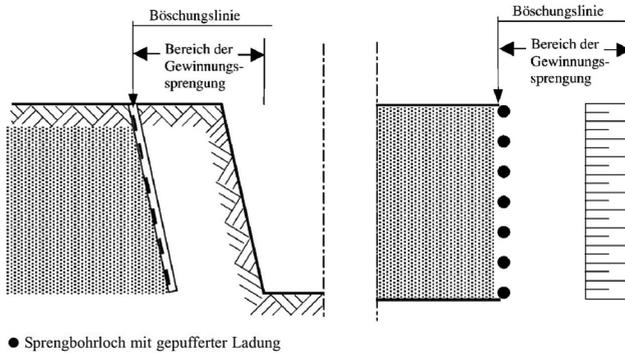


Bild 21 Anordnung der Bohrlöcher beim Abspalten (nach [49], gemäß [94])

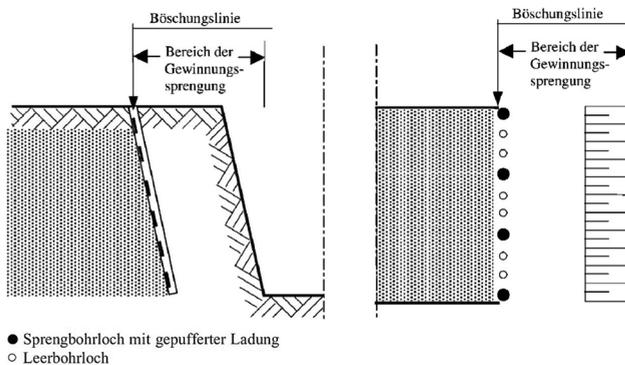


Bild 22 Anordnung der Bohrlöcher beim Abkerben (nach [49], gemäß [94])

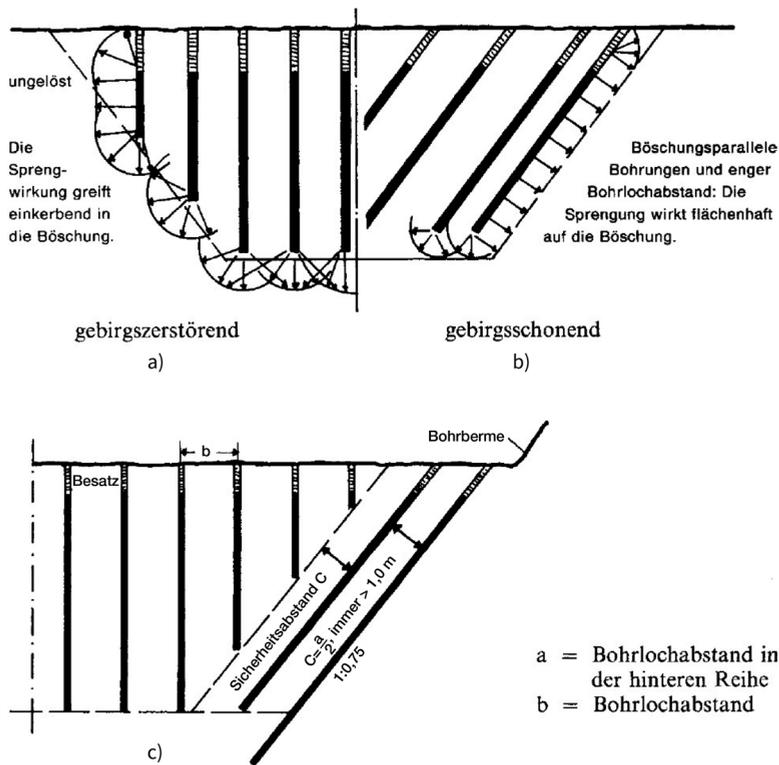


Bild 23 Sprengen eines Felseinschnitts mit senkrechten oder böschungsp parallelen Bohrlöchern (nach [58])

4.4 Entwässerung

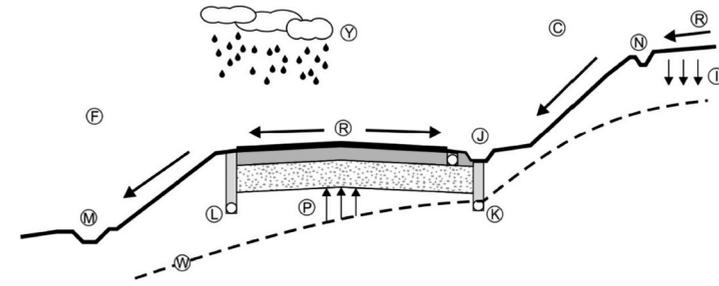
Regelungen zur Entwässerung von Erdbauwerken für den Straßenbau finden sich in den Richtlinien ZTV E-StB [130], RAS Ew [114] und ZTV Ew-StB [131], in Österreich z. B. in der RVS 08.03.01 [120]. Auf europäischer Ebene für Erdbauwerke allgemein in der EN 16907-1 [89], in welcher unterschieden wird in

- Oberflächenentwässerung, betreffend die Abflüsse aus Niederschlägen und Schmelzwasser,
- Grundentwässerung, bezüglich der Exfiltration von Grundwasser.

Eine funktionierende Entwässerung ist wesentlich für die Gewährleistung der Standsicherheit eines Erdbauwerks.

Einen Überblick über die zu treffenden Entwässerungsmaßnahmen gibt das Bild 24.

Gemäß Bild 24 sind als erforderliche Maßnahmen ein Entwässerungsgraben oberhalb des Einschnitts angeordnet, um zufließendes Wasser abzufangen und damit Erosion am Einschnitt zu vermeiden. Am Böschungsfuß können Entwässerungsmulden oder Straßengräben vorgesehen werden. Ebenfalls zu erkunden sind die Grundwasser- und Sickerwasserhältnisse, sodass bei Bedarf eine Grundentwässerung mittels Dräna-



Legende

- | | |
|----------------------------|--------------------------------------|
| C Einschnitt | J Oberflächenentwässerung |
| M Dammgraben | R Oberflächenabfluss |
| F Aufschüttung | K Grundentwässerung |
| N Graben auf der Dammkrone | Y Regen |
| I Versickerung | L Oberflächen- und Grundentwässerung |
| P Kapillarität | W Wasserspiegel |

Bild 24 Beispiel für die Oberflächen- und Grundentwässerung bei einem halb eingeschnittenen/halbaufgeschütteten Profil (nach [89])

gen hergestellt werden kann. Maßnahmen gegen kapillaren Aufstieg werden durch den Aufbau des Oberbaus bzw. durch die untere Tragschicht getroffen. Diese muss eine entsprechende Filter- und Dränfunktion aufweisen.

Zum Schutz vor Witterung, aber auch vor Frost, sind bei Einschnitten während der Bauarbeiten bauliche Maßnahmen zu treffen. Infrage kommt z. B. eine Schutz- oder Opferschicht (erdbauliche Verschleißschicht), welche über dem zu schützenden Untergrund belassen wird. Erst bei der Vorbereitung für die weiteren Bauarbeiten wird diese abgetragen [91].

Für die Ausführung einer Oberflächenentwässerung werden Fanggräben, Halbschalen, Sickerschlitze und Sickerstützscheiben angewendet sowie verschiedene Arten von Böschungsfilterschichten, wie in Bild 25 dargestellt. Es können auch verschiedene ingenieurbio-logische Bauweisen zur Anwendung kommen, wie z. B. Rasenrinnen oder lebende Faschinendrängs [12].

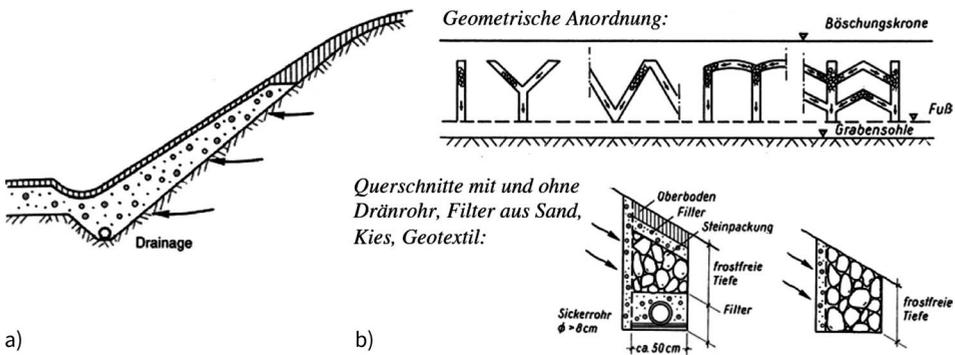


Bild 25 Beispiele für die Ausführung einer Oberflächenentwässerung bzw. oberflächennahe Entwässerung (nach [22]); a) Filterschicht auf der Böschung aus Sand oder Kies bei starkem Wasserandrang, b) Sickerschlitze bzw. Sickerstützscheiben

Als Tiefenentwässerung werden Drainagebrunnen, Drainagewände (z.B. Kiespfahl-Wände) sowie Drainagestollen oder -schächte mit Drainagebohrungen ausgeführt. Auch Stahlbetonbrunnen können als Ausgangspunkt von Drainagebohrungen dienen [12].

4.5 Oberflächengestaltung

4.5.1 Lockergesteinsböschungen

Bei Einschnitten in Lockergestein wird unterschieden in ingenieurbioologische Verfahren zur Böschungssicherung und in konstruktive Hangsicherungen. Konstruktive Maßnahmen werden im Teil 3 des Grundbau-Taschenbuchs, Kapitel 3.10, behandelt. Im Zusammenhang mit der Sicherung von Einschnitten wird im Folgenden ein kurzer Überblick gegeben.

Allgemein gilt, je mächtiger die vor potenziellen Rutschungen zu sichernden Bodenschichten sind, desto eher werden konstruktive Hangsicherungsmaßnahmen erforderlich. Für oberflächennahe Instabilitäten eignen sich besonders Pflanzen als naturnahe und effiziente Sicherungsmaßnahme.

Eine Sicherung der Hänge gegen die Oberflächenerosion erfolgt z.B. durch Ansaaten und Begrünung. Es bieten sich dabei verschiedene Verfahren der Saataufbringung an, z.B. die Trockensaat, Nasssaat, Mulchsaat, Saatmatten, Rasenziegel und Rollrasen. Die Zusammensetzung der Saatgutmischung wird in Abhängigkeit von der Steilheit der Böschung und den bodenchemischen Eigenschaften (sauer oder alkalisch) gewählt [21].

Eine weitere Möglichkeit ist die Bepflanzung mit Gehölzen. Diese haben zudem den Vorteil, dass sie die Böschungsoberfläche mit ihren Blättern und Nadeln vor der Erosivität des Niederschlags schützen und ihre Wurzeln tiefer reichen. Vorzuziehen sind tiefwurzelnde sowie stockausschlagfähige Gehölze. Häufig eingesetzt werden in der Ingenieurbioologie verschiedene Weidenarten und Schwarzpappeln. Diese haben die Fähigkeit zur vegetativen Vermehrung und können als Steckhölzer gesetzt werden. Mit den Weiden können auch Faschinen hergestellt werden, welche bei richtiger Ausführung und entsprechender Pflege schon nach einem Jahr voll entwickelte Sträucher mit guter Durchwurzelung ausbilden können [21].

Wichtige Begleitmaßnahmen betreffen dabei immer eine gezielte Entwässerung über Dränagen. Diese könnte z.B. auch über eine schräg angeordnete Hangfaschine erfolgen, welche gleichzeitig zur Stabilisierung des Hangs dient.

Typische ingenieurbioologische Bauweisen sind demnach die Sicherung mit Hangfaschinen, Hangbepflanzungen, Rautengeflechte, bepflanzte Pilotenwände, lebender Hangrost und die Konstruktion von Holzkrainerwänden (Bilder 26 und 27).

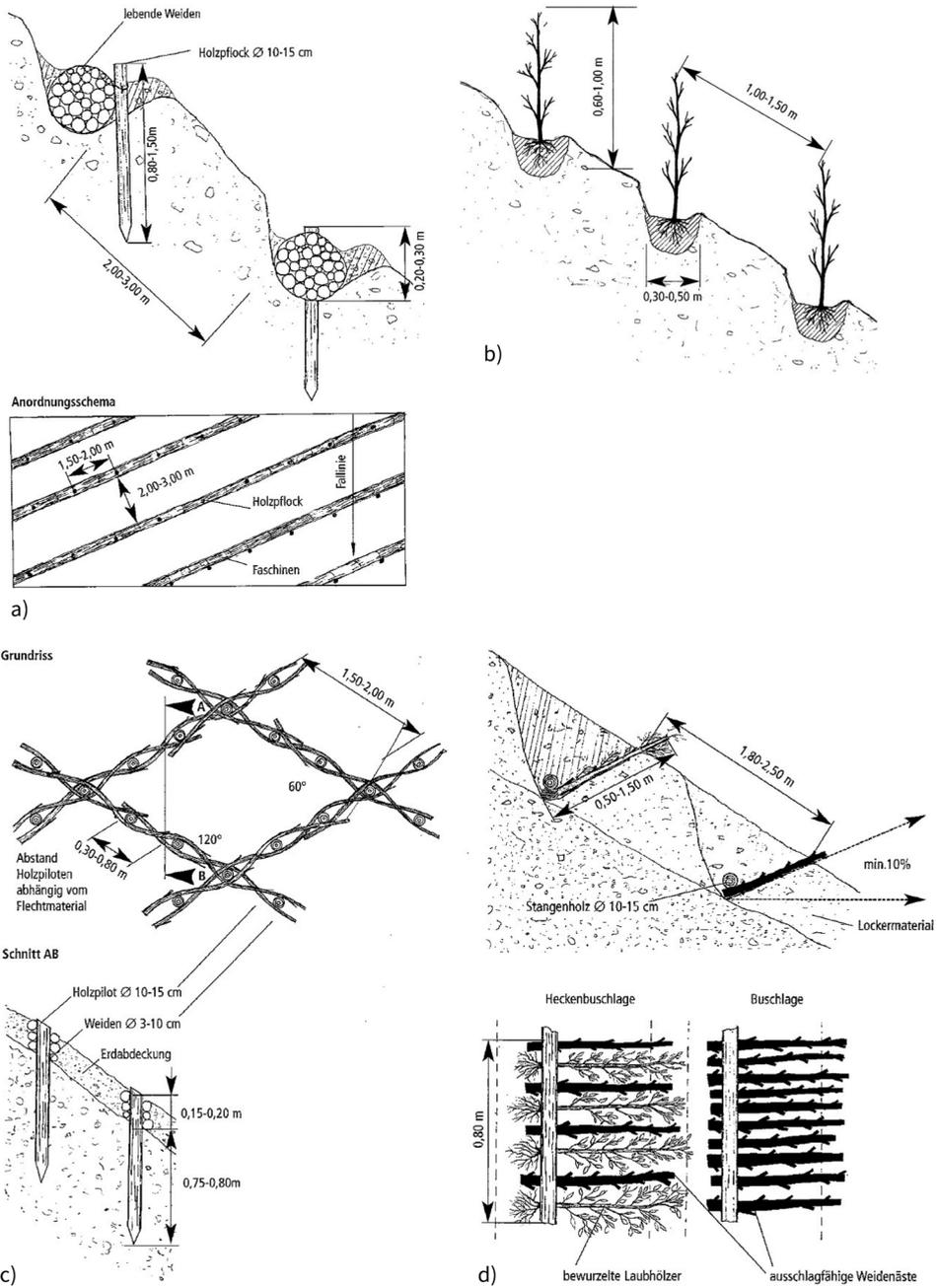


Bild 26 Beispiele ingenieurbioologischer Sicherungsmaßnahmen: Hangfaschinen, Hangbepflanzung, Rautengeflecht und Lagenbau (nach [21]); a) Hangfaschinen, b) Hangbepflanzung, c) Rautengeflecht mit Weidenflechtzaun, d) Lagenbau (lebend bewehrte Erde)

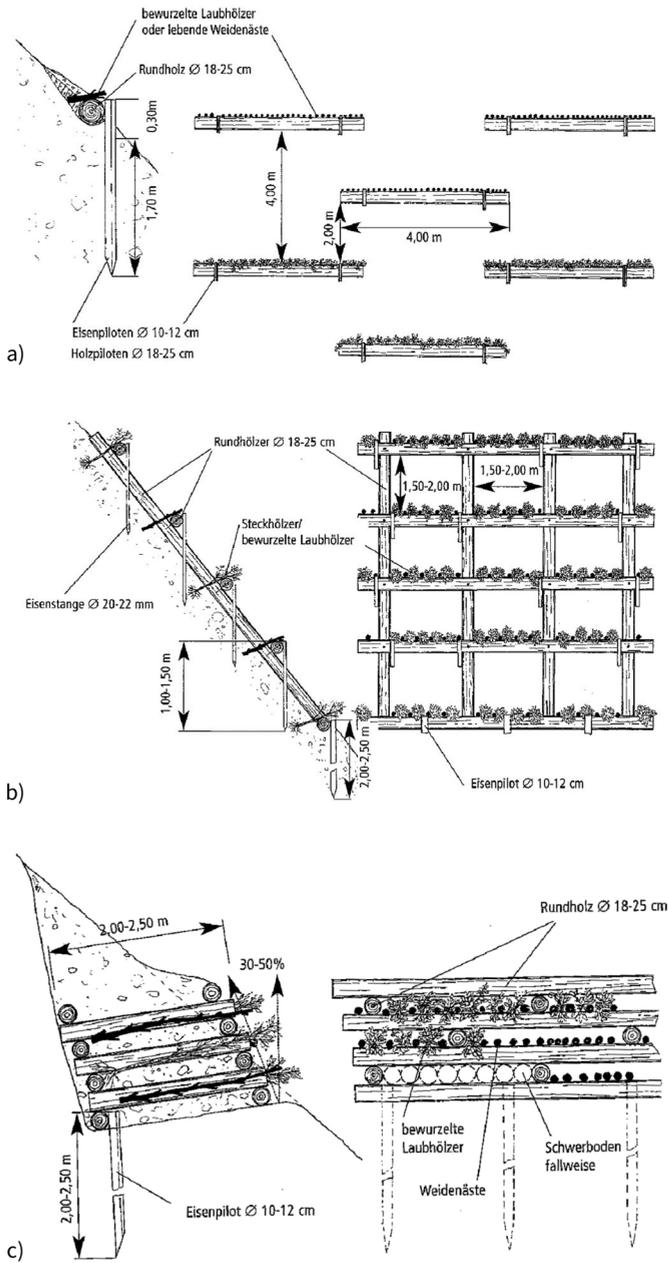


Bild 27 Beispiele ingenieurbioologischer Sicherungsmaßnahmen: Pilotenwand, Hangrost und Holzkrainerwand (nach [21]); a) bepflanzen Pilotenwand, b) lebender Hangrost an steilen Hängen, c) doppelwandige, bepflanzen Holzkrainerwand als Stützverbauung

4.5.2 Felsböschungen

Eine naturnahe Oberflächengestaltung ist anzustreben. Felsböschungen können jedoch nur bei besonders guter Gesteinsqualität und Dauerhaftigkeit in ihrem naturnahen Zustand belassen werden. Mögliche Gefahren gehen von Steinschlägen, Blockwurf, dem Abbruch ganzer Felswände oder von Felsgleitungen auf Gleitbahnen im Untergrund aus. Somit bestimmen die geologischen Gegebenheiten die Art und den Umfang von konstruktiven Hangsicherungen [4].

In Kapitel 3.10 „Stützbauwerke und konstruktive Hangsicherungen“ wird ausführlich auf die Oberflächengestaltung von Lockergesteinsböschungen sowie von Festgesteinsböschungen eingegangen. Auch die konstruktive Ausgestaltung von Bermen wird in Kapitel 3.10, Abschnitt 8.1 behandelt.

Für Einschnitte im Felsbau lassen sich Sicherungsmaßnahmen generell einteilen in (nach [4]):

- Futter, Wand- oder Verkleidungsmauern als Fußmauern, die liegend oder stehend, angeheftet oder verankert ausgeführt werden;
- Krainerwände (Raumgitterstützmauern) dienen als Stützmauern und können durch Verankerungen verstärkt werden;
- Kopfmauern zur Sicherung der Böschungsschulter;

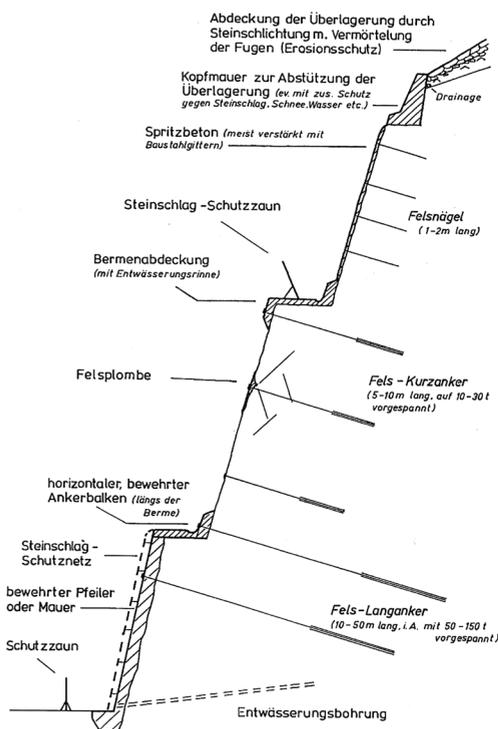


Bild 28 Beispiele gebräuchlicher Sicherungsmaßnahmen bei Felsböschungen (nach [14])

- Pfahlwände, Schlitzwände und Brunnenwände werden voll ausbetoniert und bewehrt und dienen als Stützwände und/oder zur Verdübelung der Gleitflächen im Bereich des Böschungsfußes;
- Stützgewölbe und Balkenroste zur Abstützung von einzelnen Felskörpern oder ganzer Felswände;
- Pfeiler, Plomben, Dübel, Abstreben etc. zur Sicherung überhängender und aufgelockerter Felsteile;
- Gurte, Balken, Rippen, Knaggen in Kombination mit Verankerungen zur Abstützung von einzelnen Felskörpern oder ganzen Felswänden;
- Spritzbetonsicherung mit/ohne Baustahlgitter zur (raschen) Sicherung von zerstörten Felsbereichen (neu: Faserspritzbeton mit Stahl- oder Glasfasern);
- Verankerungen, Felsnägel und Verspannungen zur Abstützung von einzelnen Felskörpern oder ganzer Felswände;
- Stahlbänder, Drahtnetze, Baustahlgitter;
- Verhängungen durch Zugelemente in Bereichen mit erhöhten Zugspannungen, z. B. Böschungsschulter.

Auch *Brandecker* [14] hat die gebräuchlichsten Sicherungsmaßnahmen bei Felsböschungen in Bild 28 zusammengefasst.

Tabelle 9 Übersicht über gängige Sicherungsmethoden von Böschungen (nach [96])

Ausführung	Methode	Bemerkung
punktuell	Felsnägel	Sicherung von lokalen Instabilitäten wie möglicher Blocksturz einzelner Klufkörper, Störungszonen, Großkluffüllungen
	Felsanker	
	Spritzbetonplombe	
	Schotterrigolen	
	Stützscheiben	
	Stahlseilverhängungen	
linienhaft	Stützbauwerke (u. a. Schweregewichtsmauer, Winkelstützwand, rückverankerte Stützwand, Stützpfiler, Knaggen)	Sicherung von Instabilitäten durch Bauwerke mit terrassenparalleler Erstreckung
	Futtermauern	im Wesentlichen Verwitterungsschutz
	Gabionen	
	Fangzäune	passive Sicherungselemente gegen Stein- und Blockschlag
	Schutzzäune	
	Fangräume	
räumlich	(Abflachen)	Sicherung von globalen Instabilitäten mit tief reichenden Elementen
	Vernagelungen/Verankerungen	
	Verdübelungen	
	Injektionen	

Im Merkblatt über das Bauen mit und im Fels [96] werden Planungsgrundsätze und Maßnahmen zur Sicherung von Felsböschungen angeführt. Eine Übersicht über Sicherungsmaßnahmen wird in Tabelle 9 angegeben.

Im Felsbau kommen ingenieurbioologische Maßnahmen nur bedingt zum Einsatz, da die Wurzeln von Pflanzen und die Bildung von Huminsäuren zu einer Beschleunigung der Felsverwitterung führen und damit die Stabilität nicht unbedingt nachhaltig gewährleisten. Ingenieurbioologische Bauweisen werden bei Felsböschungen, z. B. im Zusammenhang mit Krainerwänden oder anderen konstruktiven Maßnahmen, oft ausgeführt.

5 Erd- und Steinschüttdämme

5.1 Allgemeines

Einen Überblick über verschiedene Anwendungsgebiete und Arten von Dämmen können dem Abschnitt 5.2 und Bild 29 entnommen werden. Die konstruktiven Unterschiede, die sich dadurch ergeben, werden in Abschnitt 5.3 angeführt.

Die Schüttmaterialien für Dämme können grundsätzlich in kohäsive und kohäsionslose Erdbaustoffe sowie in Steinschüttstoffe eingeteilt werden [35]. Die Dammbaustoffe werden in Abschnitt 6 näher erläutert.

Um zwischen Erd- und Steinschüttdämmen unterscheiden zu können, hat *Striegler* [50] folgende Kriterien festgelegt:

Von **Erddämmen** wird gesprochen, wenn vorwiegend Dammschüttmaterialien aus Lockergestein verwendet werden, welche in erster Linie aus den Kornbestandteilen Ton, Schluff, Sand und Kies zusammengesetzt sind. Die Eigenschaften des Materials liegen dabei in folgenden Größenordnungen:

- Reibungswinkel $\varphi \leq 35^\circ$,
- Kohäsion $c \geq 0 \text{ kN/m}^2$,
- Verformbarkeit $E \leq 50 \text{ kN/m}^2$,
- Durchlässigkeit $k = 10^{-3}$ bis 10^{-12} m/s .

Erddämme sind in der Regel aufgrund des niedrigeren Reibungswinkels flacher gestaltet als Steinschüttdämme. Hingegen können sie gleichzeitig im Bereich des Wasserbaus auch eine abdichtende Funktion übernehmen (homogene Dämme, z. B. Hochwasserschutzdämme können auf diese Weise gestaltet sein).

Steinschüttdämme bestehen aus gebrochenem Felsgestein, das aus Kieskorn, Steinen und Geröllen zusammengesetzt ist. Die Eigenschaften des Materials liegen in folgenden Bereichen:

- Reibungswinkel $\varphi > 35^\circ$,
- Kohäsion $c \approx 0 \text{ kN/m}^2$,
- Verformbarkeit $E \geq 100 \text{ kN/m}^2$,
- Durchlässigkeit $k \geq 10^{-3} \text{ m/s}$.

Steinschüttdämme haben den Vorteil, dass sie meist einen hohen Reibungswinkel aufweisen, so können Dammneigungen bis zu 40° problemlos umgesetzt werden. Technische Abdichtungsmaßnahmen bei wasserbaulichen Anwendungen sind jedoch bei Steinschüttdämmen unentbehrlich, da sie keine Dichtfunktion übernehmen können. Näheres dazu wird in Abschnitt 5.3.2 erläutert.

5.2 Arten von Dämmen

In Bild 30 ist eine Übersicht über verschiedene Arten von Dammbauwerken und deren Funktion dargestellt. So lässt sich nach *Striegler* unterscheiden in Verkehrsdämme, Dämme des Wasserbaus und Deponiedämme. Außerdem kann noch der Schutzdammbau unterschieden werden (Bild 29).

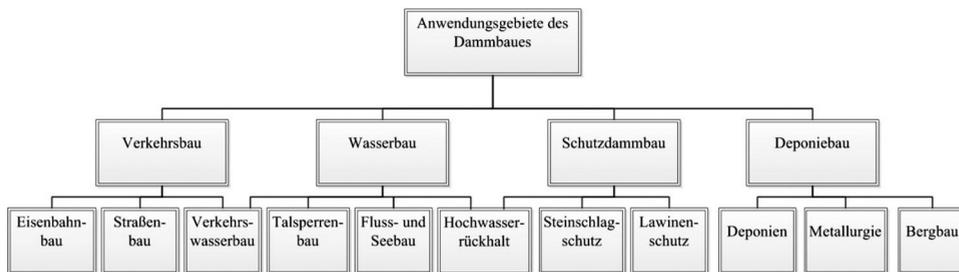


Bild 29 Anwendungsgebiete des Dammbaus (ergänzt und adaptiert nach [50])

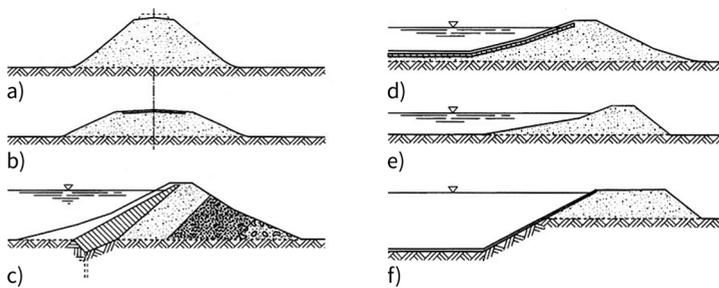


Bild 30 Charakteristische Dammschnitte (nach [50]); a) Eisenbahndamm, b) Straßendamm, c) Staudamm, d) Kanaldamm, e) Deich, f) Deponiedamm

5.2.1 Verkehrswegebau

Dämme im Verkehrswegebau sind linienartige Bauwerke, die sich oft auch über große Distanzen erstrecken. Bei großen Infrastrukturprojekten wird im Zuge einer Vorstudie über eine Trassenvariante entschieden. Meist sind solche Entscheidungen jedoch von politischer Natur und geotechnische Untersuchungen werden zumeist erst in einem späteren Planungsstadium angeordnet. Damit stellt sich im Verkehrsdammbau die Herausforderung, dass oft sehr unterschiedliche Untergrundvoraussetzungen vorliegen. Diese können vom tragfähigen Untergrund bis zu kaum tragfähigem Untergrund reichen. Geotechnische Untergrundverbesserungsmaßnahmen sind dann unumgänglich. Anforderungen an das Dammbauwerk selbst ergeben sich durch die Verkehrsbelastung sowie durch die Randbedingungen für den weiteren Aufbau (hinsichtlich Verdichtung und zulässigem Setzungsverhalten). Die häufigsten Dämme im Verkehrswegebau dienen dem Straßen- bzw. Eisenbahnbau. Eine weitere Anwendung von Verkehrsdämmen sind z. B. Schüttungen für Landebahnen im Flughafenbau [29].

5.2.2 Wasserbau

Im Wasserbau finden Dammbauwerke ausschließlich zum Aufstau bzw. zum Rückhalt von Wassermassen Anwendung. Ihre Konzeption muss somit für die Aufnahme bzw. für den Abbau von hydrostatischen und hydrodynamischen Belastungen ausgelegt sein.

Verwendungszwecke von Dämmen im Wasserbau können u. a. Folgende sein [29]:

- Speicherung von Wasser für die Energiegewinnung,
- Speicherung von Trinkwasser und Löschwasserreserven,
- Wasserspeicherung für Bewässerungs- und Beschneiungsanlagen,
- Dämme zur Erhöhung der Fahrwassertiefe im Verkehrswasserbau.

5.2.3 Schutzdammbau

Schutzdammbauwerke dienen dem temporären Rückhalt von Wassermassen bzw. zur Abwehr von Naturgefahren. Eingeteilt werden können sie in

- Hochwasserschutzdämme,
- Steinschlagschutzdämme,
- Lawinenschutzdämme.

Hochwasserschutzdämme werden weiter unterschieden in Hochwasserrückhaltedämme (Querbauwerke) und in Leitdämme (Längsbauwerke).

Dämme des Schutzdammbaus stehen im Regelfall ohne Einfluss äußerer Einwirkungen in der Landschaft, müssen jedoch im Ereignisfall extreme, kurzfristige Belastungen aufnehmen können. Diese ergeben sich z. B. durch Hochwässer, Muren, Lawinen und Steinschlag. Die konstruktive Auslegung muss daher speziell für hohe statische und dynamische Einwirkungen konzipiert sein. Aus diesem Grund kommen hierbei häufig Geokunststoffe zum Einsatz.

Schutzdammbauwerke sind im alpinen Raum oft anzutreffen. Der Vorteil solcher Bauwerke gegenüber Schutzbauwerken aus Beton sind Folgende [29]:

- Erdbauwerke können besser in die Landschaft eingebunden werden.
- Erdbaustoffe für die Aufschüttung können aus dem Rückhalteraum entnommen und dieser damit vergrößert werden.
- Die Anforderungen an die Tragfähigkeit des Untergrunds sind wegen der größeren Aufstandsfläche bei Dammbauwerken sowie deren Flexibilität wesentlich geringer als bei Sperren aus Beton.

5.2.4 Deponiebau

Deponiedämme werden zur dauerhaften Ablagerung oder zur Zwischenlagerung von Stoffen, für die keine wirtschaftliche Verwendung mehr vorliegt, errichtet, aber auch zur Sedimentation von Schwebstoffen in Absetzbecken.

Gemäß der Richtlinie 1999/31/EG des Europäischen Rates über Abfalldeponien [118] dürfen nur behandelte Abfälle deponiert werden. Deponien müssen dabei einer der drei Klassen zugeordnet werden:

- Deponien für gefährliche Abfälle,
- Deponien für nicht gefährliche Abfälle (z. B. behandelte Siedlungsabfälle),
- Deponien für Inertabfälle (z. B. Bauschutt, Bodenaushub).

Typische Stoffe können z. B. Aschen und Schlacken aus Müllverbrennungsanlagen, mechanisch-biologisch behandelte Siedlungsabfälle, Baurestmassen, Ablagerungen aus dem Bergbau, Bodenaushub usw. sein. Zumeist sind solche Ablagerungen stark mit umweltrelevanten Stoffen, wie z. B. Schwermetallen, belastet.

Daher kommt der Standortwahl für Deponien eine besondere Bedeutung zu, um ein Multibarrieresystem zu schaffen. Dieses besteht, neben den technischen Barrieren (Abdichtungen) und der Abfallbehandlung, auch aus einer geologischen Barriere [20]. Diese setzt Untergrundeigenschaften voraus, die ebenfalls eine Dichtfunktion übernehmen können. Nach *Brandl* [17] müssen aus geotechnischer Sicht bei der Wahl des Deponiestandorts u. a. folgende Aspekte abgeklärt werden:

- Aufbau des Untergrunds (Schichtung, Struktur, Boden- und Felskennwerte, ...),
- Grundwasserverhältnisse,
- Tragfähigkeits- und Verformungsverhalten,
- Geländebruchsicherheit,
- kurz- und langfristiges Verhalten künstlicher und natürlicher Dichtungsbarrieren.

Bei den Deponietypen wird in Gruben-, Becken-, Halden- und Hangdeponien unterschieden (Bild 31).

Grubendeponien sind nicht zu empfehlen, da Sickerwässer kontinuierlich abgepumpt werden müssen. Beckendeponien kommen häufig als Absetzbecken in der Berg- und Hüttenindustrie zur Anwendung. Dabei werden Trübstoffe sedimentiert und das klare Wasser kann in den Vorfluter abgeleitet werden. Halden- und Hangdeponien haben den Vorteil, dass eine Entwässerung über Dränagen im freien Gefälle ausgeführt werden kann [50].

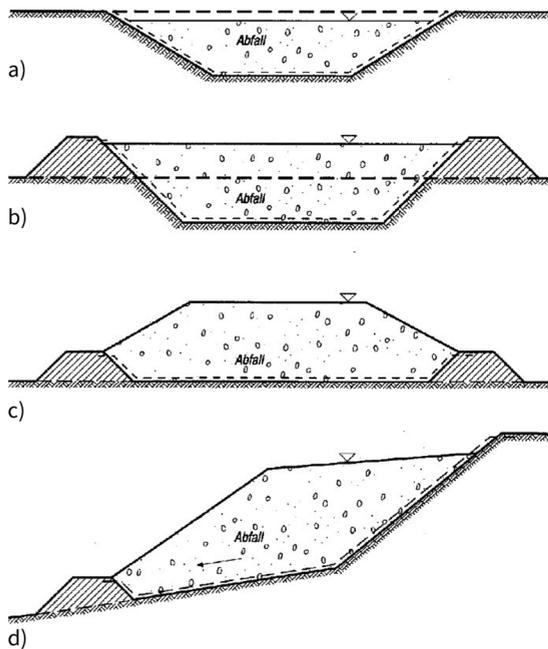


Bild 31 Deponietypen
(nach *Striegler* [50]);
a) Grubendeponie,
b) Beckendeponie,
c) Haldendeponie,
d) Hangdeponie

5.3 Aufbau von Dämmen

5.3.1 Straßen- und Eisenbahndämme

Wichtige Regelungen zur Ausbildung von Straßendämmen finden sich in der ZTV E-StB 09 [130] und in der TL BuB E-StB 09 [124]. Für Eisenbahndämme gilt die Ril 836 [119] der Deutschen Bahn sowie die ergänzenden Bestimmungen zur ZTV E-StB 09, ausgearbeitet in der Ril 836.4103: Erdarbeiten – Ausführung.

In Österreich sind die Anforderungen an Straßen- und Eisenbahndämme durch die RVS 08.03.01 [120] geregelt.

Ein Überblick über die Anforderungen an den Verkehrsdammbau ist in Bild 32 dargestellt. Wesentlich im Verkehrsdammbau ist demnach

- die Tragfähigkeit der Dammbaustoffe entsprechend dem Verwendungszweck,
- ein geringes Verformungsverhalten der Dammbaustoffe (Eigensetzungen),
- das Setzungsverhalten des Untergrunds und
- die Gewährleistung von Entwässerung und Filterstabilität.

Beim Bau von Verkehrsdämmen wird grundsätzlich von Regelquerschnitten ausgegangen, durch die der Aufbau mit den erforderlichen Eigenschaften vorgegeben wird. Die jeweilige Dammhöhe ergibt sich aus der Trassierung des Verkehrswegs und damit durch den Verschnitt der Trasse mit dem Gelände. Die tatsächliche Böschungsneigung muss in Abhängigkeit von den Eigenschaften des Schüttmaterials festgelegt werden. Für eine Abschätzung der Böschungsneigung können die im Abschnitt 4.1.1 vorgestellten Verfahren ebenfalls angewendet werden.

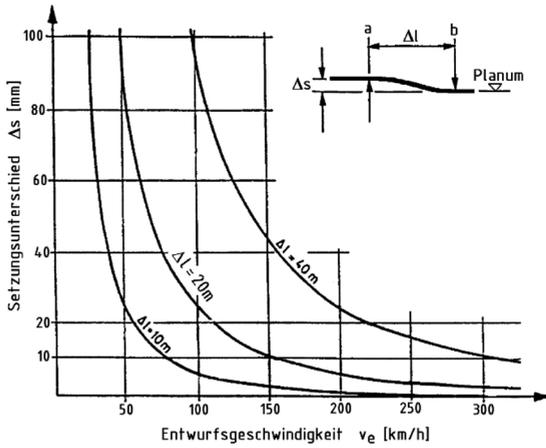


Bild 33 Innerhalb eines Instandhaltungszyklus hinnehmbare Setzungsunterschiede bei Schottergleisen (nach [119])

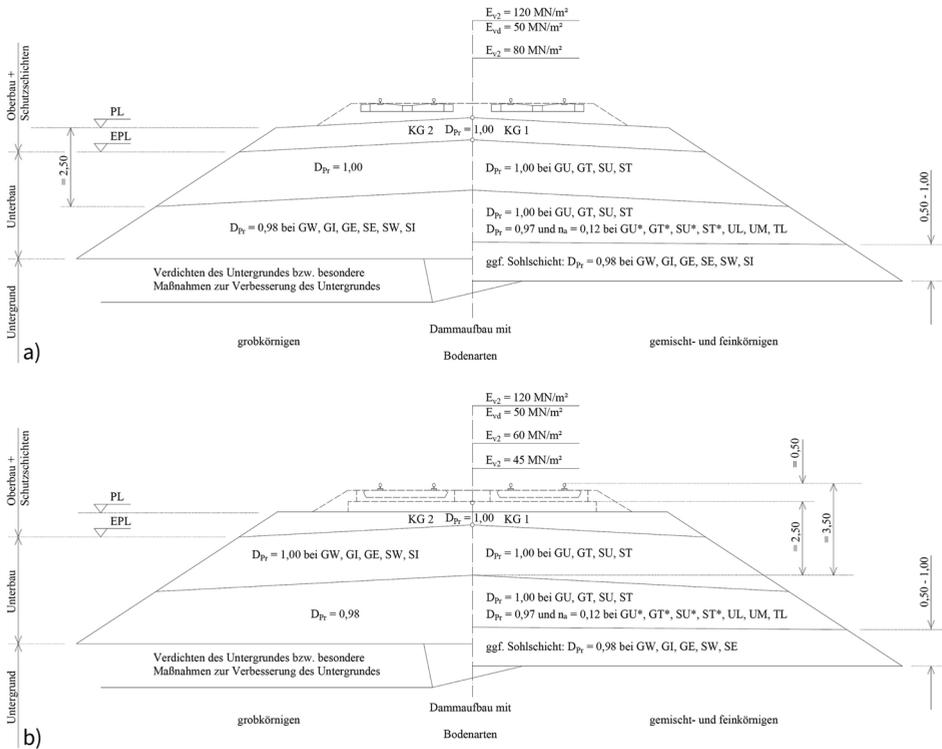


Bild 34 Beispiele von Regelausbildungen des Unterbaus P300 – Damm; a) Schotteroberbau, b) Feste Fahrbahn (nach [46])

Für die Verwendung von gebrochenem Fels sind nach *Rahn* [46] aus praktischen Erfahrungen folgende Grenzen zu setzen:

- Das Größtkorn soll max. 2/3 der vorgesehenen Schüttlage betragen.

- Verwitternde Felsgesteine bzw. gebräucher Fels sind häufig setzungsempfindlich. Ursprünglich stabile Böschungen rutschen in der Frost-Tau-Periode ab (Buntsandstein, Muschelkalk, Tonschiefer ...).

In Bild 34 sind Regelprofile für Eisenbahndämme mit Schotteroberbau und fester Fahrbahn dargestellt, mit geeigneten Bodengruppen für den Unterbau sowie Mindestanforderungen an die Verdichtung.

Böden, die für die Herstellung von Straßendämmen dienen, können dann als geeignet eingestuft werden, wenn sie gemäß der ZTV E-StB 09 [130] eingesetzt und damit den Anforderungen der TL BuB E-StB [124] gerecht werden. Diese Anforderungen richten sich an die Korngrößenverteilung, an die Plastizität bei feinkörnigen Böden und an den Wassergehalt, welcher den Erfordernissen des Einbaus und der Verdichtung entsprechen muss. Anforderungen sind in den Tabellen 10 bis 12 für grobkörnige, gemischt-körnige und feinkörnige Böden aufgelistet.

Im Merkblatt über die Verwendung von Boden ohne und mit Fremdbestandteilen im Straßenbau [98] werden auch die Anwendungsbereiche verschiedener Bodenarten festgelegt. Eine Übersicht wird in Tabelle 13 gegeben.

Tabelle 10 Anforderungen an die Korngrößenverteilung grobkörniger Böden (nach [124])

Grobkörnige Böden	Korngrößen-Massenanteil [M.-%]			Bodengruppen und Kurzzeichen
	$d \leq 0,063 \text{ mm}$	$d \leq 2 \text{ mm}$	$d > 63 \text{ mm}$	
Kies	≤ 5	≤ 60	≤ 5	GE, GW, GI
Sand		> 60		SE, SW, SI

Tabelle 11 Anforderungen an die Korngrößenverteilung gemischtkörniger Böden (nach [124])

Gemischtkörnige Böden	Korngrößen-Massenanteil [M.-%]			Bodengruppen und Kurzzeichen
	$d \leq 0,063 \text{ mm}$	$d \leq 2 \text{ mm}$	$d > 63 \text{ mm}$	
Böden mit geringem Massenanteil a an Feinkorn	$5 < a \leq 15$	≤ 60	≤ 5	GU, GT
		> 60		SU, ST
Böden mit hohem Massenanteil a an Feinkorn	$15 < a \leq 40$	≤ 60		GU*, GT*
		> 60		SU*, ST*

Tabelle 12 Anforderungen an die Korngrößenverteilung und an die plastischen Eigenschaften von feinkörnigen Böden (nach [124])

Feinkörnige Böden	Korngrößen-Massenanteil $d \leq 0,063 \text{ mm}$	Plastizitätszahl I_p und Lage der A-Linie ¹⁾	Fließgrenze w_L	Bodengruppen und Kurzzeichen
Schluff	$> 40 \text{ M.-%}$	$I_p \leq 4 \%$ oder unterhalb der A-Linie	$< 35 \%$	UL
			$35 \% \leq w_L \leq 50 \%$	UM
			$> 50 \%$	UA
Ton		$I_p \leq 7 \%$ oder oberhalb der A-Linie	$< 35 \%$	TL
			$35 \% \leq w_L \leq 50 \%$	TM
			$> 50 \%$	TA

¹⁾ siehe DIN 18196

Tabelle 13 Anwendungsmöglichkeiten von Boden bzw. Bodenmaterial¹⁾ ohne und mit Fremdbestandteilen (nach [98])

Lfd. Nr.	Anwendungsbereich	Boden bzw. Bodenmaterial ¹⁾ ohne und mit Fremdbestandteilen			
		grobkörniger Boden (Bodengruppen GE, GW, GI, SW, SE, SI) ⁵⁾	gemischtkörniger Boden (Bodengruppen SU/ST, GU/GT) ⁵⁾	gemischtkörniger Boden (Bodengruppen SU*/ST*, GU*/GT*) ⁵⁾	feinkörniger Boden (Bodengruppen UL, UM, UA, TL, TM, TA) ⁵⁾
		Verwendung			
1	Gebundene Tragschichten²⁾				
	Verfestigungen (ZTV Beton-StB)	×	×	–	–
	Verfestigungen mit hydraulischen Bindemitteln als Tragschichten (ZTV LW)	×	×	–	–
2	Tragschichten ohne Bindemittel				
2.1	Tragschichten ohne Bindemittel (ZTV SoB-StB)	×	–	–	–
2.2	Tragschichten ohne Bindemittel (ZTV LW)	×	–	–	–
3	Erdbau (ZTV E-StB)				
3.1	Damm	×	×	×	×
3.2	Bankett	–	×	×	×
3.3	Herstellung von Substraten/ Vegetationsschichten ³⁾	×	×	×	–
3.4	Abdichtungen	–	–	×	×
3.5	Sickeranlagen und Filterschichten	×	×	–	–
3.6	Leitungsgräben	×	×	×	×
3.7	Hinterfüllungen und Überschüttungen von Bauwerken	×	×	× ⁴⁾	× ⁴⁾
3.9	Schutzwälle	×	×	×	×
3.10	Mechanische Bodenverbesserungen	×	×	–	–
3.11	Bodenbehandlung mit Bindemitteln ²⁾	×	×	×	×

× Verwendung möglich

– keine Verwendung

¹⁾ Sofern eine Unterscheidung von Boden und Bodenmaterial nicht notwendig ist, wird für Boden bzw. Bodenmaterial ohne und mit Fremdbestandteilen einheitlich der Begriff Boden verwendet.

²⁾ Anwendung nicht als Bindemittel.

³⁾ Böden, die durch geeignete Maßnahmen nach DIN 18915 für vegetationstechnische Zwecke verwendbar gemacht werden, sind wie Oberboden zu behandeln.

⁴⁾ Einschränkungen siehe ZTV E-StB, Abschnitt 10.2.4, (3) und (4).

⁵⁾ Bodenklassifikation nach DIN 18196.

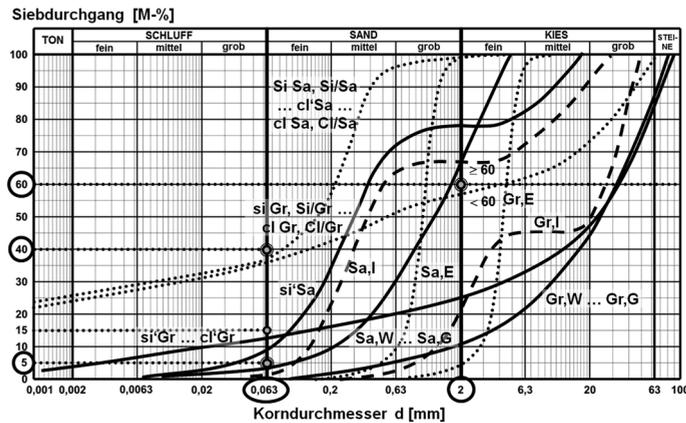


Bild 35 Typische Kornverteilungskurven geeigneter (durchgehende und gestrichelte Linien) und bedingt geeigneter Dammbaustoffe (punktierete Linien) (adaptiert nach [3])

Für Schüttstoffe aus granuliertem Fels > 100 mm wird in der ZTV E-StB 09 [130] nur das Größtkorn mit $2/3$ der Schüttlagenstärke begrenzt. Weitere Qualitätsanforderungen hinsichtlich Einbau und Verdichtung werden für diesen Fall nicht geregelt und sind somit in der Ausschreibung festzulegen. Die Beurteilung der Korngröße zur Bestimmung des Umfangs der Fraktionierung stellt dabei eine wichtige Grundlage dar. Auch die Kornform sollte ein begrenztes Seitenverhältnis im Bereich von 1:1 und 1:2 aufweisen. Weitere Kriterien zu Schüttstoffen aus Fels sind im Merkblatt über das Bauen mit und im Fels [96] festgelegt.

In Österreich werden geeignete Baustoffe für Straßen- und Eisenbahndämme in der RVS 08.03.01 [120] festgelegt. Geeignete Böden haben demnach die Klassifikation Gr,E; Gr,W; Gr,G; Gr,I; si'Gr; cl'Gr; si'Sa gemäß ÖNORM B 4400-1 [107] bzw. Felsausbruch.

In Bild 35 sind geeignete Böden als Kornverteilungskurven mit durchgehender Linie dargestellt. Bedingt geeignete Böden werden hingegen als punktierte bzw. gestrichelte (intermittierende Kornverteilungskurven) Linien dargestellt. Bei diesen Böden ist die Eignung nachzuweisen. Besonders sind dabei die Verdichtbarkeit und der optimale Wassergehalt im Labor und an einem Probefeld unter Einbaubedingungen zu ermitteln [120].

5.3.2 Staudämme

Im Staudambau wird in homogene Dämme und in gegliederte Dämme unterschieden.

Homogene Dämme werden primär aus einem einzigen Dammbaustoff hergestellt. Um eine ausreichende Dichtheit zu gewährleisten, muss das Schüttmaterial entsprechend gering durchlässig sein. Die Forderung nach geringer Durchlässigkeit steht jedoch im Widerspruch zu hoher Scherfestigkeit (Reibungswinkel). Aus diesem Grund werden bei homogenen Dämmen flachere Böschungen ausgeführt. Nach Pregl [44] sind geeignete Materialien schluffige Kiese, schluffige Sande, Schluffe und Tone mit einer Durchlässigkeit von $k \leq 10^{-5}$ m/s. Dieser Wert ist jedoch als kritisch zu betrachten. Um der Ausbildung einer hochliegenden Sickerlinie vorzubeugen, sollte die Durchläs-

sigkeit mindestens $k \leq 10^{-6}$ m/s betragen, außerdem sind auch Dränagen vorzusehen. Diese können als horizontale oder vertikale Dränagen ausgeführt werden. Letztere sind jedoch zielführender, da durch die Schüttlagen das Material in horizontaler Richtung meist durchlässiger ist als in vertikaler Richtung [54]. Homogene Dämme werden aufgrund der angeführten Aspekte eher für kleinere und temporäre Stauhaltungen (Hochwasserrückhaltebecken) ausgeführt. Sie sind in der Herstellung einfacher und damit kostensparender.

Durch zusätzliche technische Dichtungsmaßnahmen entfällt die Anforderung an die Dichtfunktion des Schüttmaterials. Dadurch können Dammbaustoffe mit wesentlich höheren Scherfestigkeiten gewählt werden. Nach der Lage der Abdichtung wird in Außendichtungen und Innendichtungen unterschieden. Derartige Erdbauwerke werden als gegliederte Dämme bzw. Zonendämme bezeichnet. Außendichtungen (z. B. aus Beton oder Asphalt) werden dann gewählt, wenn gering durchlässige Dammbaustoffe nicht verfügbar sind. Innendichtungen werden meist aus mineralischen Erdbaustoffen mit sehr geringer Durchlässigkeit hergestellt, aber auch aus Asphalt- und Betondichtungen. Angrenzend folgen die Filter- und Drainagezonen und schließlich der Stützkörper selbst [54]. Bei den gegliederten Dämmen werden somit die Funktionen „Dichten“ sowie „Stützen bzw. Tragfähigkeit“ voneinander getrennt.

Eine Übersicht über verschiedenen Ausführungen von Staudämmen ist in Bild 36 enthalten.

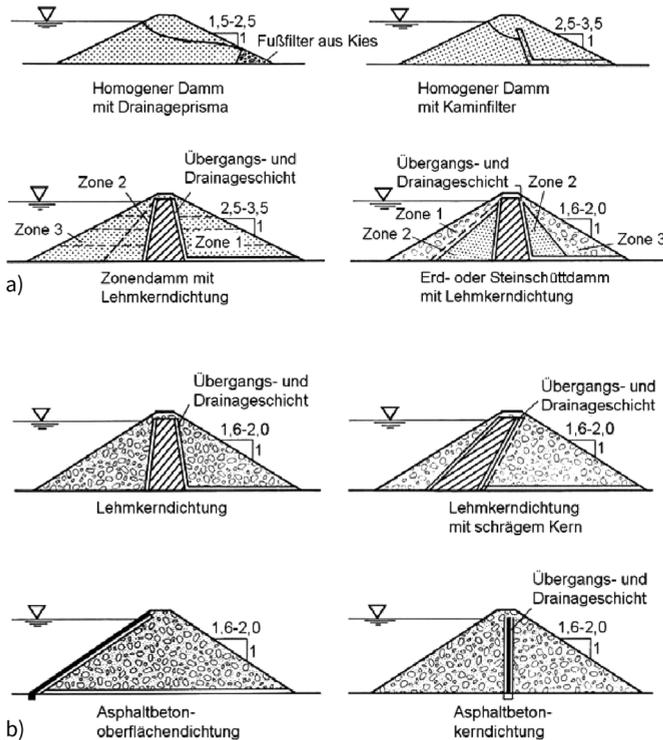


Bild 36 Prinzipskizzen verschiedener Dammtypen von Erd- und Steinschüttdämmen (nach [51]);
a) Erd- und Steinschüttdämme,
b) Steinschüttdämme

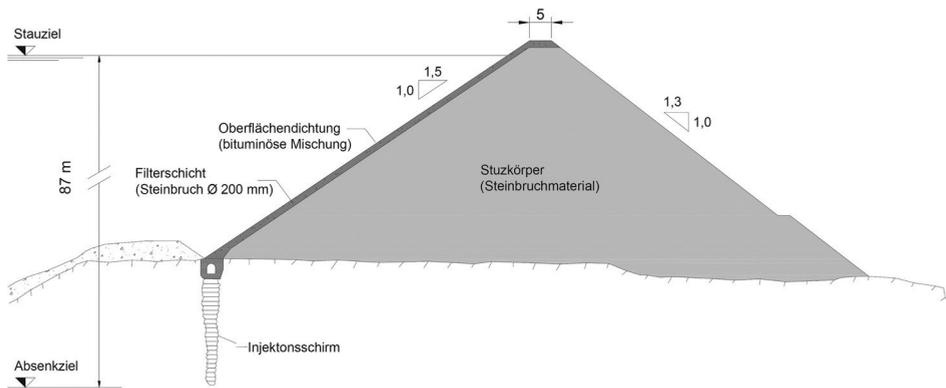


Bild 37 Beispiel für einen Steinschüttdamm mit Oberflächendichtung auf einer Filterschicht (nach [29])

Ein Beispiel für einen Steinschüttdamm ist in Bild 37 dargestellt. Der Stützkörper besteht aus gemischtkörnigem Steinbruchmaterial aus Zentralgneis und übernimmt damit die Tragfunktion. Die Abdichtungsfunktion wird von einer bituminösen Asphaltenschicht wasserseitig an der Oberfläche des Damms übernommen. Darunter liegt eine Filterschicht, welche als Drainagezone dient. Mit dieser Schicht ist eine Kontrolle und Überwachung der Funktionsfähigkeit der Dammdichtung möglich und deshalb muss sie bei jedem Staudamm ausgeführt werden, selbst bei homogenen Dämmen zur Überwachung der Durchsickerung. Bei der Ausführung von Filtern bzw. Drainagezonen müssen Filterkriterien eingehalten werden, um eine rückschreitende Erosion und Suffosion zu vermeiden [54].

Bei Dämmen mit permanentem Stauspiegel werden in der Regel auch Untergrundabdichtungsmaßnahmen vorgenommen, wie z. B. die Ausführung von Untergrundinjektionen, eines Dichtungsteppichs, einer Dichtmembran sowie von Schlitzwänden, Spundwänden, Schmalwänden usw. Damit soll ein Unterströmen des Damms verhindert bzw. der Strömungsweg verlängert werden. Der hydraulische Gradient wird dadurch entscheidend abgemindert.

Die Kornverteilungskurven von geeigneten Dammbaustoffen für Staudämme liegen in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit in den in Bild 38 dargestellten Kornverteilungsbereichen. In der DIN 18196 [66] werden auch Bodengruppen ausgewiesen, die sich besonders gut für einzelne Dammmzonen eignen, wie z. B. für den Stützkörper, mineralische Dichtschichten oder Drainagezonen. Details zur Klassifizierung und zur Eignung von Erdbaustoffen werden in Abschnitt 6.2.5 erläutert.

5.3.3 Hochwasserschutzdämme bzw. Hochwasserschutzdeiche

Zur Gewährleistung der Standsicherheit von Hochwasserschutzdämmen ist es wichtig, einen ausreichenden Freibord zum Bemessungshochwasser und Sicherheitshochwasser vorzusehen sowie eine entsprechend breite Dammkrone (mind. 3,0 m) und möglichst flache Böschungen (Böschungsneigung max. 1:2). Auch ein Dammverteidigungsweg, über den der Damm im Hochwasserfall befahren werden kann, sollte in der Damngeometrie vorgesehen sein. Im Wesentlichen hängt jedoch die Geometrie vom

Bemessungshochwasser und dessen hydraulischer Beanspruchung, von den bodenphysikalischen und -mechanischen Eigenschaften des Dammschüttmaterials bzw. des Untergrunds sowie den örtlichen Randbedingungen ab (Bild 39) [7].

Um entsprechende Sicherheitsstandards zu gewährleisten, müssen die nach dem heutigen Stand der Technik geplanten bzw. sanierten Dammbauwerke folgende technische Anforderungen hinsichtlich der statischen und hydraulischen Aspekte erfüllen [7]:

- Dammkörper – standsicher, gering durchlässig und nach dem heutigen Stand der Technik verdichtet;
- Abdichtungssystem als Erosionssperre mittels Innendichtung (Dichtwände, Schlitzwände bzw. diverse Einmischverfahren usw.) – dieses System weist wesentliche Vorteile gegenüber einer Außendichtung auf; ein Absperren des Grundwasserleiters bzw. eine Einbindung in den gering durchlässigen Stauer durch die Dichtwände ist oftmals aufgrund der großen Mächtigkeiten des Grundwasserleiters oder aus hydrogeologischen bzw. wasserrechtlichen Gründen (Aufrechterhalten der Grundwasserkommunikation) nicht immer möglich (Lösung mit sog. Tauchwänden und evtl. mit Druckentlastung);
- Landseitige Dränage zur Ableitung von Sickerwasser – bei Vorhandensein bindiger Deckschichten auch in Kombination mit einer landseitigen Druckentlastung (Dränagräben bzw. -säulen) zur Verhinderung von hydraulischem Grundbruch im Falle einer Unterströmung des Damms.

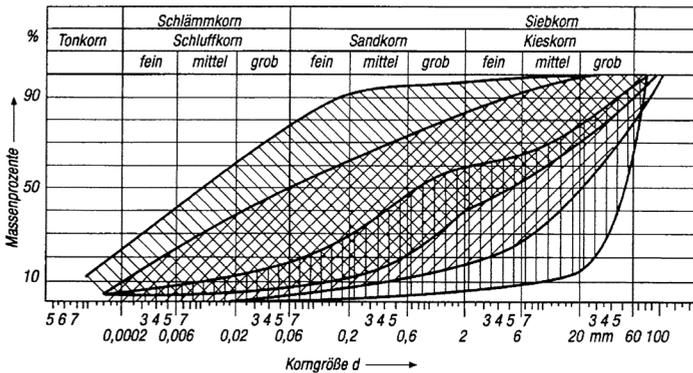


Bild 38 Grenzkornverteilungskurven von Dammbaustoffen (nach [38])

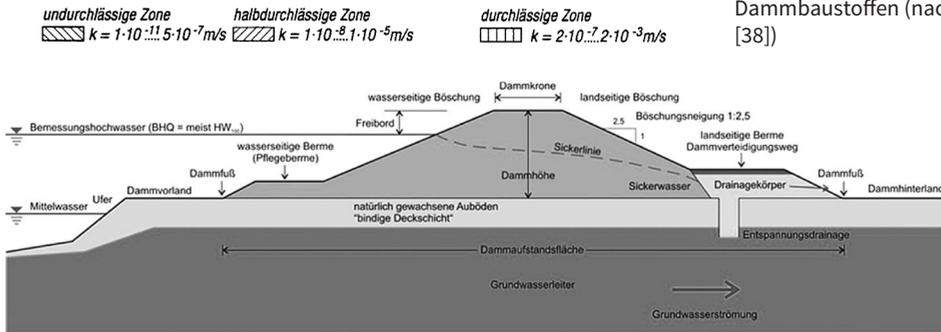


Bild 39 Beispiel für einen Hochwasserschutzdamm (nach [7])

Schäden an Dämmen resultieren aus unzulässig großen vertikalen und horizontalen Dammbewegungen, die primär durch die hydraulische Beanspruchung während eines Hochwassers auftreten können und damit zu einer Veränderung des Gefüges oder dessen Lage führen. Grundsätzlich wird die Stabilität von Erddammbauwerken durch die hydrodynamischen und -statischen Einwirkungen des Wassers beeinflusst. Diese können bei einem mangelhaften Dammmzustand aufgrund der Gefahr von Materialumlagerungen wesentlich begünstigt werden, wodurch die Standsicherheit deutlich herabgesetzt wird. Dies betrifft vor allem ältere Dämme, die keinen ausreichenden Verdichtungszustand aufweisen, aus sehr heterogenem Material bestehen, von Erosionsröhren durchzogen sind oder in unzulässigem Ausmaß durch- bzw. unterströmt werden. Eine lockere Lagerung in Kombination mit enggestuften oder auch stark ungleichförmigen und intermittierend gestuften Kornverteilungen des Schüttmaterials bildet bei einer Sickerströmung eine gute Voraussetzung für die Entstehung von innerer Erosion bzw. von Böschungsbruchversagen. Die Erosionsröhren (Piping, Wühltergänge usw.) verursachen in hydraulischer sowie in statischer Hinsicht eine Schwächung des Dammschnitts, wodurch ein Bruch schon bei geringeren Belastungen auftreten kann [7].

Versagensmechanismen, die bei Hochwasserschutzdeichen häufig auftreten, sind folgende (Bild 40) [7]:

- Böschungsbruch infolge von Sickerwasseraustritten (flächenhaft oder lokal im Bereich der Erosionsröhre),
- Böschungsbruch infolge raschen Absinkens des Wasserspiegels,
- Dammbbruch infolge Überströmung der Dammkrone mit anschließender Oberflächenerosion,
- hydraulischer Grundbruch infolge Unterströmung (Piping/Erosion und Suffosion),
- hydraulischer Grundbruch durch Aufschwimmen des luftseitigen Fußbereiches des Damms.

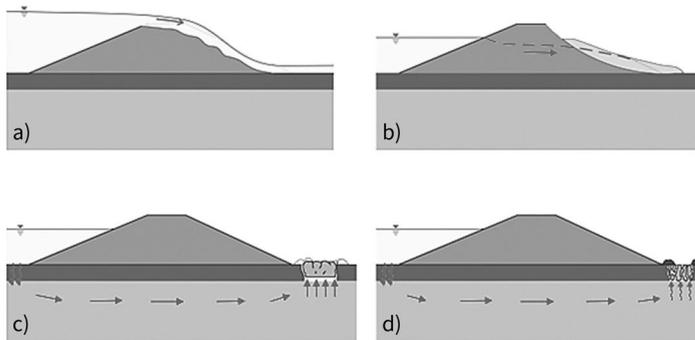


Bild 40 Mögliche Versagensmechanismen bei Hochwasserschutzdämmen (nach [7]), a) Überströmen des Damms (Erosionsbruch), b) Böschungsbruch infolge Sickerwasser, c) Hydraulischer Grundbruch infolge Auftrieb (Aufschwimmen), d) Hydraulischer Grundbruch infolge Erosion/Suffosion

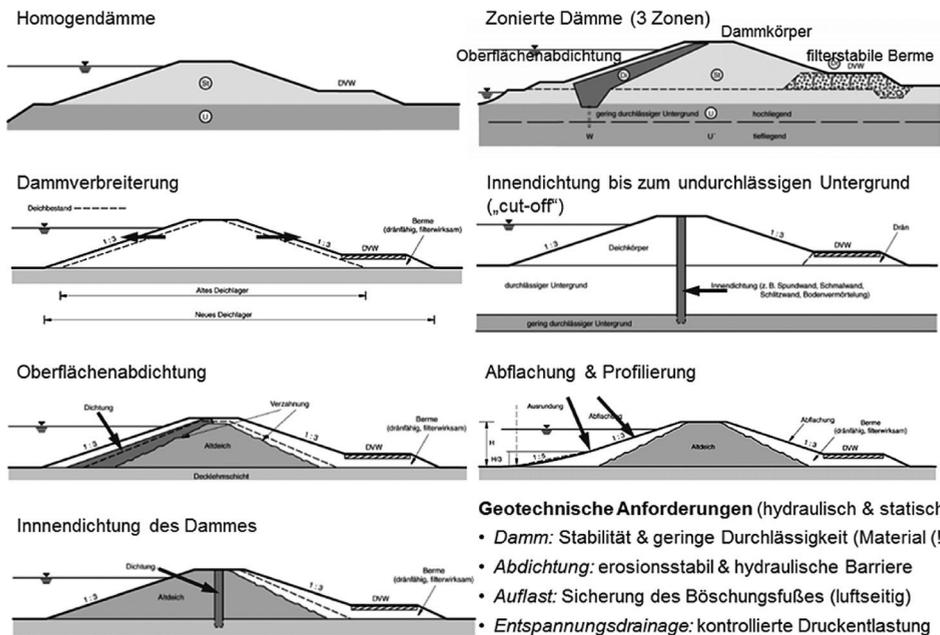
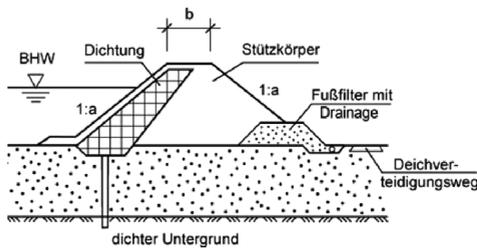


Bild 41 Möglichkeiten zur Sanierung von bestehenden Hochwasserschutzdämmen (nach [6])

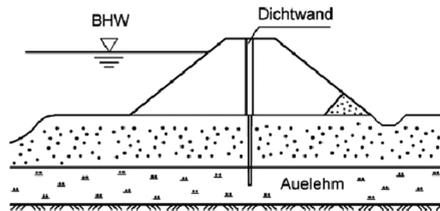
Aus geotechnischer Sicht lässt sich das Versagensrisiko relativ einfach durch eine geeignete Wahl der verwendeten Schüttmaterialien (feinkörnige bis gut abgestufte gemischtkörnige Böden) und deren bodenphysikalischen Eigenschaften sowie die Umsetzung von gezielten technischen Maßnahmen minimieren. Im Vordergrund sollte stets eine sachgerechte, dem Stand der Technik entsprechende Verdichtung des Materials stehen. Diese hat einen direkten Einfluss auf die Durchlässigkeits- und die Scherfestigkeitsparameter des Dammschüttmaterials. Grundsätzlich ist im Vorfeld immer die Verfügbarkeit von geeigneten Materialien zu klären [7].

In Abhängigkeit von der erreichbaren Durchlässigkeit des Schüttmaterials müssen zusätzliche Abdichtungsmaßnahmen getroffen werden. Eine Unterströmung des Damms sollte weitestgehend ausgeschlossen werden. Ist der Untergrund entsprechend undurchlässig, sind keine Maßnahmen erforderlich. Ansonsten können z. B. Dichtwände bis zur dichten Schicht ausgeführt werden. In vielen Fällen unzulässig ist jedoch die dauerhafte Unterbrechung der Grundwasserkommunikation. In derartigen Fällen können Tauchwände zur Verlängerung des Strömungswegs hergestellt werden, die Kommunikation des Grundwassers muss jedoch aufrechterhalten werden. In jedem Fall sollte luftseitig eine Drainage- und Filterzone vorgesehen werden, um einen Austritt der Sickerlinie an der Luftseite des Damms zu verhindern. Außerdem wird damit eine Vernässung des luftseitigen Dammfußes verhindert. Die Drainagezone nimmt auch das Wasser infolge einer Unterströmung auf. Die Entwässerung erfolgt über Sickerwasserrohrleitungen [39] (Bilder 41 und 42).



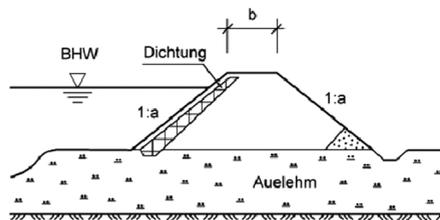
a) Drei-Zonen-Deich

Zone 1: mineralische Dichtung (undurchlässiger Boden bzw. mit Bentonit verbesserter Boden).
 Zone 2: Stützkörper aus nichtbindigem, tragfähigem Bodenmaterial
 Zone 3: Drainage und Filter am Dammfuß



b) Kerndichtung mit Dichtungswand

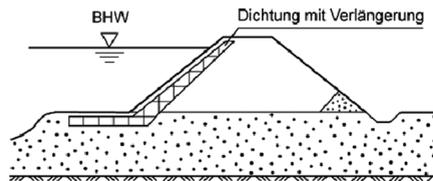
bis zum tiefer liegenden gering durchlässigen Untergrund



c) Wasserseitige Oberflächendichtung

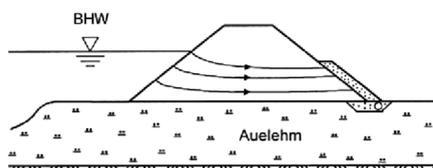
vor dem Stützkörper auf gering durchlässigem Untergrund

Als Dichtung kommen bei c) und d) folgende Materialien infrage: Beton, Asphalt, Ton-Zement-Massen, Kunststoffe und Stahl.



d) Oberflächendichtung mit Dichtungsteppich

im Vorland



e) Homogener Deich mit luftseitigem Auflastfilter

auch zur Deichverstärkung oder Ertüchtigung nachträglich ausführbar



f) Flächenfilter unter luftseitigem Dammfuß

kritisch ist jedoch der verkürzte Strömungsweg mit einem höheren hydraulischen Gradienten als Folge

Bild 42 Prinzipskizzen mit Konstruktionsvarianten von Hochwasserdeichen (nach [39])

5.3.4 Steinschlagschutz- und Lawinenschutzdämme

Um den hohen dynamischen Beanspruchungen aus Steinschlag, Lawinen und Muren im Ereignisfall standhalten zu können, bedarf es flacher Dammböschungen. Da jedoch speziell für die Abwehr von Steinschlägen und Lawinen steilere Dammböschungen erforderlich sind, um einen „Sprungschanzeneffekt“ zu vermeiden, kommen zur Ausbildung von Steilböschungen häufig Geokunststoffe oder Steinschlichtungen zum Einsatz (Bild 43). Außerdem verbessern Bewehrungen mit Geokunststoffen die Querverteilung einer impulsförmig auftreffenden Last (z. B. Felsblock). Somit kann die mitwirkende Masse, die ein Maß für die Festigkeit des Schutzdamms gegenüber dynamischem Anprall darstellt, eher in der Querrichtung zur Sturzbahn gewonnen werden als in der platzraubenden Fallrichtung [2].

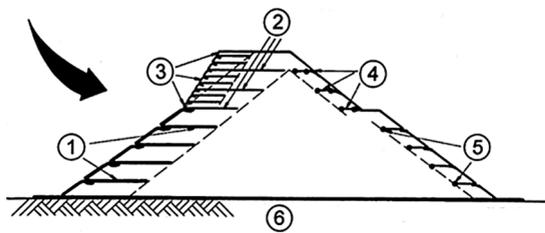
Die energieabsorbierende Wirkung bei Schutzdämmen wird überwiegend durch deren Masse sichergestellt. Das Volumen dieser Masse hängt von der Dammgeometrie und den Scherparametern der Dammschüttmaterialien ab. Gedrungene Dämme aus sehr gut verdichteten weitgestuften Materialien können wesentlich höhere Lasten aufnehmen als schlanke Konstruktionen aus locker gelagerten gleichförmigen Böden [2].

Die Aufprallenergie wird einerseits durch elastische und plastische Verformungen des Damms aufgenommen, andererseits trägt die laterale Wellenausbreitung im Damm ebenfalls in einem gewissen Maße zur Energieableitung bei [2].

Ein Beispiel für einen Lawinenschutzdamm mit Einwirkungen und maßgebenden Versagensmechanismen ist in Bild 44 dargestellt. Eine ausreichende statische Standsicherheit von Schutzdämmen ist die Grundvoraussetzung für die Berechnung und Bemessung auf Einwirkung von impulsförmigen Lasten.

Einbau und Verdichtung von geeignetem Schüttmaterial (grob- bzw. gemischtkörnige Böden mit weitgestufter Kornverteilung) haben lagenweise zu erfolgen. Die Schütthöhe der einzelnen Lagen darf nicht zu groß gewählt werden (max. 50 cm), damit eine ordnungsgemäße Verdichtung möglich ist. Im Erdbau findet die Verdichtung üblicherweise mit Vibrationswalzen statt, die Tragfähigkeit wird erhöht und Setzungen werden vorweggenommen. Ein gut verdichteter Dammkörper kann wesentlich höhere impulsförmige Belastungen aufnehmen als ein locker geschütteter Damm. Folglich ist es wichtig, dass die Verdichtung und die erreichte Tragfähigkeit beim Bau des Erdbauwerks überprüft wird [2].

Bei der Herstellung von geokunststoffbewehrten Schutzdämmen ist die Verlegerichtung (Hauptzugrichtung) der Bewehrungsbahnen auf den hauptsächlichen Zweck des Bauwerks abzustimmen. Ist das Hauptaugenmerk auf eine Steilböschung und ein dementsprechend großes Auffangbecken gerichtet, wie es vorwiegend bei beengten Platzverhältnissen und häufigen kleineren Steinschlagereignissen der Fall sein wird, so ist die Zugkraft der Bewehrung in Dammquerrichtung zu wählen. Lässt sich ein großes Einzelereignis prognostizieren, sollte die Querverteilungswirkung der Bewehrung während des dynamischen Anpralls in den Vordergrund gestellt werden. Die Verlegung der Bahnen sollte aus diesem Grund in Dammlängsrichtung erfolgen [2].



- 1 Damms stabilisierung und Lastverteilung bei Anprall
- 2 Bewehrung zur Aufnahme der Anpralllasten
- 3 Böschungsbewehrung und Lastverteilung bei Anprall
- 4 Böschungsbruchsicherung, hoch biegesteife Bewehrungslagen
- 5 Böschungsbruchsicherung, leicht biegesteife Bewehrungslagen
- 6 Erhöhung der Tragfähigkeit
Verminderung der Setzungen
Verbesserung der globalen Stabilität
Vorbeugung seitlicher Verformungen
Verringerung von Untergrundsetzungen

Bild 43 Prinzipieller Aufbau eines mit Geokunststoffen bewehrten Damms (nach [2])

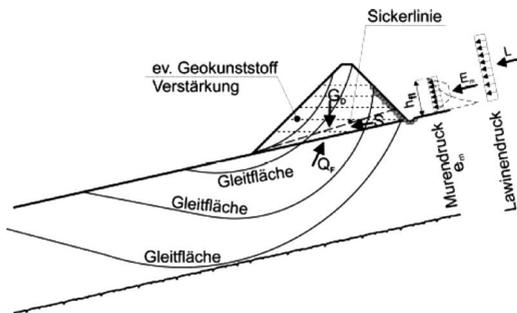


Bild 44 Beispiel für einen Schutzdamm mit den maßgebenden Einwirkungen, sowie Versagensmechanismen (nach Hofmann aus [48])

Die Bemessung und konstruktive Gestaltung von Steinschlagschutzdämmen wird in Österreich in der ONR 24810 – Technischer Steinschlagschutz [112] geregelt. Für Lawinenschutzdämme gilt die ONR 24806 – Permanenter technischer Lawinenschutz [111].

Verlangt wird darin für beide Dammtypen eine saubere und tragfähige Dammaufstandsfläche, gegebenenfalls hat eine Bodenauswechslung zu erfolgen. Mindestanforderungen an die Aufstandsfläche sind ein Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 98\%$ der einfachen Proctordichte und einen Lastplattenmodul von mindestens $E_{v,1} \geq 15 \text{ MN/m}^2$, jedoch je nach Bodenbeschaffenheit können auch bessere Werte erforderlich sein. Für die Dammschüttung wird im Regelfall grobkörniges Schüttmaterial herangezogen. Die Schütthöhe wird je nach Verdichtungsgerät und Bodeneigenschaften festgelegt. Die einzelnen Lagen sind auf einen Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 98$ bis 100% der einfachen Proctordichte zu verdichten.

Der im Entwurf und im Zuge der dammstatischen Untersuchung festgesetzte Reibungswinkel muss durch Eignungsprüfungen für das Schüttmaterial nachgewiesen werden. Der Nachweis erfolgt z. B. im (Groß-)Rahmenscherversuch mit entsprechend angepasstem Größtkorn [111].

Bei der Herstellung von Steinschlagschutzdämmen sind feinkörnige Schüttmaterialien zu vermeiden. Bei Steinschlagschutzdämmen muss zudem die bergseitige Front derart gestaltet sein, dass sie den mit Geokunststoffen bewehrten Dammkörper vor partiellen Schäden schützt. Außerdem soll die Front wartungsarm und nach Ereignissen revisionierbar sein. In Frage kommen z. B. Steinschichtungen, Gabionenkonstruktionen, Vorsatzschalen und dämpfende Verschleißschichten, z. B. Gummireifen. Bei entsprechendem Nachweis der Standsicherheit können Steilböschungen z. B. auch mit Drahtschotterkörben ausgeführt werden [112].

5.3.5 Deponiedämme

Der Bau von Deponien bedarf einer ausführlichen und lückenlosen Untergrunderkundung. Die Dichtheit und Standsicherheit muss gewährleistet sein. Die Setzungen müssen begrenzt werden, damit das Basisabdichtungssystem keinen Schaden nimmt. Die Tiefenwirkung von Deponien beträgt jedenfalls mehr als 10 m, somit ist eine Beurteilung mittels Plattendruckversuchen (Tiefenwirkung knapp 45 bis 60 cm) ungeeignet. Wenn der Untergrund tiefreichend locker und kleinräumig wechselhaft ist, müssen Verfahren des Spezialtiefbaus angewendet werden, um die Setzungen vorwegzunehmen. Infrage kommen z. B. die Tiefenrüttelung oder die dynamische Intensivverdichtung [16].

Auf die Herstellung bzw. auf die erdbauliche Vorbereitung der Deponieaufstandsfläche muss besonders Acht gegeben werden. Dazu sind Setzungsprognosen erforderlich, um örtliche Überhöhungen kalkulieren zu können, damit im späteren Ausbauzustand die Entwässerung der gefährlichen Deponiesickerwässer über Quer- und Längsgefälle auch tatsächlich gewährleistet ist. Im Regelfall soll die Aufstandsfläche einen Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$ aufweisen [16].

Als Basisabdichtung kommen mineralische Dichtungen (Boden- und Tonmischungen) und künstliche Dichtungen (Kunststoffdichtungsbahnen, Bitumendecken usw.) infrage. Meist werden diese kombiniert, um die spezifischen Vorteile der einzelnen Materialien wirkungsvoll zu nutzen [16].

Entwurfsprinzipien bei der Planung eines Abdichtungssystems nach *Brandl* [16] sind (Bild 45 und 46):

- Einbau eines mehrlagigen Dichtungssystems, welches grundsätzlich eine mineralische Dichtschicht enthält; weitere Werkstoffe bzw. Dichtungselemente je nach Bedarf;
- Einbau von Dränageschichten, welche zur Sammlung, Ableitung und Kontrolle der Deponiesickerwässer dienen;
- Minimierung des hydraulischen Gefälles;
- Herstellung eines möglichst großen Gefälles der Flächendränagen und Rohrleitungen;
- Gewährleistung möglichst geringer Temperaturen an der Deponiebasis.

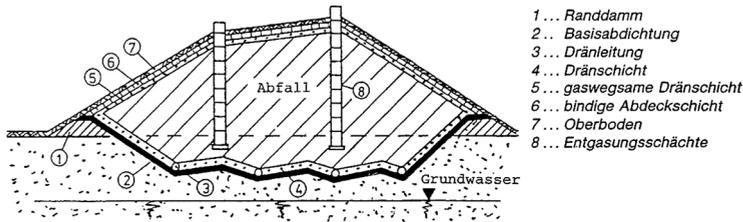


Bild 45 Konstruktive Maßnahmen für neue Abfalldeponien (nach [28])

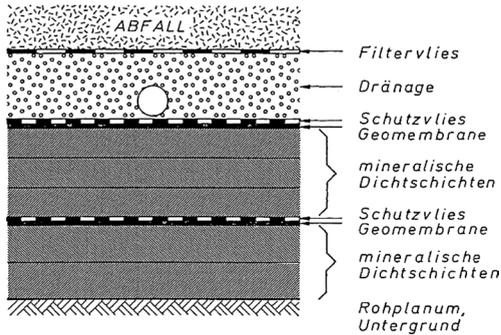


Bild 46 Beispiel eines Basisabdichtungssystems mit einer Kombinationsdichtung (nach [16])

Für mineralische Dichtungen werden Durchlässigkeitsbeiwerte von $k = 10^{-9}$ m/s bis $k = 10^{-10}$ m/s verlangt. Durch diese hohe Anforderung kommen natürliche Tone oder Lehme nur bedingt zur Anwendung. Durch die Zugabe Bentonit können besonders geringe Durchlässigkeiten erreicht werden. Jedoch lassen sich mit bindigen Böden nur schwer homogene Mischungen mit Bentonit herstellen, da diese zur Klumpenbildung neigen. Vorwiegend kommen daher schluffige Sande und schwach schluffige sandige Kiese mit Zumischung von Bentonit zur Anwendung. Das Größtkorn sollte dabei 63 mm nicht überschreiten und die Kornverteilung sollte möglichst der Fullerkurve entsprechen. Entscheidend für die Dichtheit der mineralischen Schicht ist jedoch nicht nur der Kornaufbau, sondern auch der erreichte Verdichtungsgrad, da ein direkter Zusammenhang zwischen Porenvolumen und dem k -Wert besteht [16].

Auch die Standsicherheit einer Deponie muss mit besonderer Sorgfalt berücksichtigt werden. Die Problematik besteht darin, dass die Schüttmaterialien bzw. die deponierten Stoffe meist nicht die gewünschten Eigenschaften aufweisen. Die Scherfestigkeit und das Verformungsverhalten von Abfällen sind für die Standsicherheitsbetrachtung ungünstig.

Richtwerte für die Dichte und die Festigkeit können nach *Turczynski* [55] wie folgt angenommen werden:

- Dichte: $\rho = 0,4$ (unverdichtet) bis $1,4$ (hochverdichtet) t/m^3 ,
- Reibungswinkel: $\varphi = 40^\circ$ (frischer Hausmüll) bis 26° (15 Jahre alter Hausmüll),
- Kohäsion: $c = 50$ kN/m^2 (frisch) bis 10 kN/m^2 (15 Jahre).

Nach *Brandl* [16] ist auch die Verformungsverträglichkeit zwischen einem tonigen Boden (z. B. im Untergrund der Deponie) und jene des Abfalls sehr unterschiedlich. So

erreicht der abgelagerte Abfall erst nach sehr großen Scherverformungen seine größte Scherfestigkeit, im Unterschied zu einem steifen Ton, der schon bei kleineren Scherverformungen seinen Peak erreicht. Beim Nachweis der Grundbruchsicherheit ist zu beachten, dass der Abfall im Bruchzustand des Bodens noch lange nicht seine maximale Scherfestigkeit erreicht hat. Beim Nachweis muss jene Festigkeit des Abfalls in der Berechnung berücksichtigt werden, die den im Bruchzustand des Bodens vorhandenen Scherverformungen entspricht.

5.4 Entwurf und Berechnung

Die grundlegenden Entwurfsgrundsätze der verschiedenen Dammtypen wurden bereits behandelt für:

- Straßen- und Eisenbahndämme in Abschnitt 5.3.1,
- Staudämme in Abschnitt 5.3.2,
- Hochwasserschutzdämme in Abschnitt 5.3.3,
- Steinschlag- und Lawinenschutzdämme in Abschnitt 5.3.4,
- Deponiedämme in Abschnitt 5.3.5.

Alle diese Dammtypen müssen für den endgültigen Entwurf einer umfassenden Standsicherheitsuntersuchung unterzogen werden. Diese entscheidet über die tatsächliche Damngeometrie bzw. legt Bodenkennwerte für Schüttmaterialien fest, die bei der Bauausführung zu erreichen sind. Die Qualitätssicherung und Prüfverfahren werden in Abschnitt 9 näher erläutert.

Besonderes Augenmerk muss bei der Standsicherheitsuntersuchung auch auf den Untergrund gelegt werden. Eine Untergrunderkundung ist jedenfalls erforderlich, um die Schichtung und eventuelle Störzonen feststellen zu können, aber auch um das Setzungsverhalten prognostizieren zu können.

Welche Nachweise in der Standsicherheitsuntersuchung zu führen sind, wird durch die möglichen Versagensmechanismen, die beim jeweiligen Erdbauwerk auftreten können, bestimmt. Entscheidend hierfür sind alle auftretenden Einwirkungen auf das Dammbauwerk, welche in Abschnitt 1.4 zusammengefasst sind.

Speziell bei Staudämmen müssen auch verschiedene Betriebszustände in der Standsicherheitsbetrachtung berücksichtigt werden wie z. B. [117]:

- alle Staulagen zwischen dem Stauziel und dem entleertem Speicher,
- Bemessungshochwasser (BHQ) und das Sicherheitshochwasser (SHQ),
- rasche Absenkung des Stauspiegels durch den Grundablass,
- Erdbebeneinwirkung (OBE und MCE),
- Auswirkungen möglicher Schadstellen, wie z. B. Versagen der Dammdichtung usw.

Die möglichen Versagensmechanismen, die hierfür erforderlichen Nachweise (nach [56] und [117]) und wie dem Versagen vorgebeugt werden kann, ist im Folgenden zusammengefasst (Bilder 47 und 48).

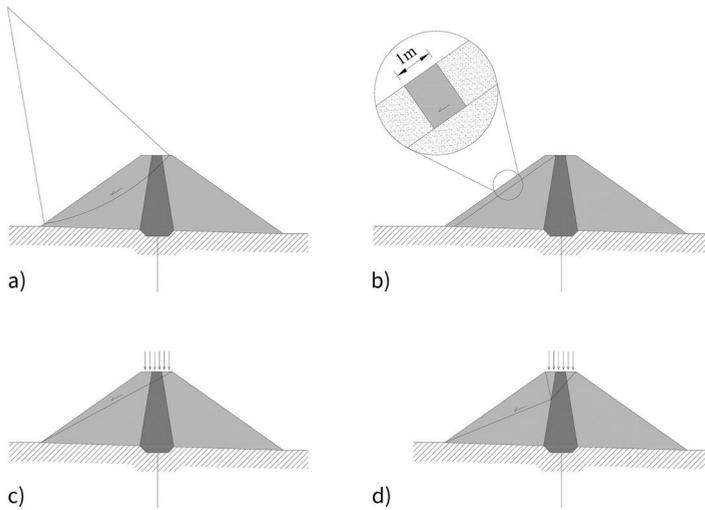


Bild 47 Beispiele für das Versagen durch Böschungsbruchmechanismen (nach [29]);
 a) gleitkreisförmige Versagensflächen, b) hangparallele Gleitflächen, c) ebene Gleitflächen,
 d) Bruchmechanismen aus mehreren Gleitblöcken

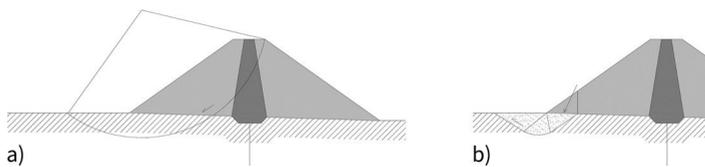


Bild 48 Beispiele für das Versagen durch mechanischen Grundbruch (nach [29]);
 a) gleitkreisförmige Versagensflächen mit Grundbruch, b) Grundbruch am Dammsfuß

Versagen durch Böschungsbruch

Gleitkreisförmige Versagensfläche: Die Sicherheit gegen Böschungsbruch wird durch den Ansatz einer Variation möglicher Gleitkreise festgelegt. Ziel der Variation ist es, den Gleitkreis mit der geringsten Sicherheit für den jeweiligen Lastfall zu finden. Unterschieden werden dabei Lamellenverfahren z. B. nach *Fellenius*, *Bishop* und *Janbu*, und lamellenfreie Verfahren z. B. nach *Fröhlich*. Entscheidend für die Sicherheit ist neben den angesetzten Einwirkungen (z. B. Porenwasserdrücke, Erdbeben,...) die Dammsgeometrie und die Scherfestigkeiten der Dammschüttmaterialien.

Hangparallele Gleitfläche: Diese treten vor allem oberflächennah oder in Grenzschichten zwischen zwei verschiedenen Bodenschichten (z. B. zwischen zwei Dammschichten) auf. Der Nachweis erfolgt durch eine Gegenüberstellung der treibenden und rückhaltenden Kräfte, bezogen auf die Gleitebene. Hangparallelem Gleiten kann durch entsprechend hohe Scherfestigkeiten der Dammschüttmaterialien, durch eine angepasste Hangneigung und gegebenenfalls auch durch konstruktive oder ingenieurbio-logische Maßnahmen vorgebeugt werden. Auszugehen ist dabei vom ungünstigsten Lastfall.

Ebene Gleitflächen: In homogenen Böden werden sich im Versagensfall primär gleitkreisförmige oder hangparallele Gleitflächen ausbilden. Bei Unstetigkeiten, geschich-

tem Aufbau oder bei Vorhandensein potenzieller Gleitflächen können sich auch ebene Versagensflächen ausbilden, z. B. ein abrutschender Keil, wie dies im Festgestein entlang von Trennflächen oft der Fall ist. Werden dadurch jedoch mehrere Gleitblöcke mobilisiert, gilt der im Folgenden vorgestellte Versagensmechanismus.

Bruchmechanismen aus mehreren Gleitblöcken: Bei durchgehend homogenen Böschungen ist ein solcher Versagensmechanismus eher unwahrscheinlich. Bei Vorhandensein einer Schichtung im Boden oder von potenziellen Gleitflächen bzw. Trennflächen im Festgestein, können auch mehrere Gleitblöcke am Bruch beteiligt sein. Es gibt hierfür verschiedene Berechnungsansätze (nach [19] und [57], nähere Informationen sind in Kapitel 1.11 in Abschnitt 4.1.2 und 4.2.4 enthalten):

- Kinematische-Elemente-Methode: Es können beliebig viele Teilkörper in der Berechnung angesetzt werden. Diese sind kinematisch verschieblich und werden als starr angenommen. Die Bruchflächen werden als eben angesetzt.
- Blockgleitverfahren: Es werden drei bis fünf Teilkörper angesetzt. Die inneren Gleitflächen werden bei diesem Verfahren als lotrecht angenommen. Für jeden Teilkörper wird ein Krafteck mit allen einwirkenden und rückhaltenden Kräften konstruiert. Ist ein Körper im Gleichgewicht, ist das Krafteck geschlossen, ist dies nicht der Fall, wird jene Kraft, die zum Schließen des Kraftecks erforderlich ist, als zusätzliche treibende Kraft am nächsten Teilkörper angesetzt.
- Verfahren zusammengesetzter Bruchflächen mit geraden Gleitflächen: Es werden bis zu vier Teilkörper angesetzt. Die inneren Gleitflächen verlaufen bei diesem Verfahren jedoch nicht senkrecht, sondern können auch geneigt sein.
- Direkte Gleitblockmethode: Angesetzt werden drei bis fünf Gleitblöcke. Die inneren Gleitlinien sind senkrecht anzusetzen. Das Verfahren wurde auf Basis des Blockgleitverfahrens entwickelt, jedoch mithilfe einfacherer Formeln.

Versagen durch mechanischen Grundbruch

Gleitkreisförmige Versagensfläche: Der Nachweis erfolgt ebenfalls mit Gleitkreisen, wie bereits beim Böschungsbruch beschrieben. Der Unterschied ergibt sich dadurch, dass auch jene Gleitkreise untersucht werden, die den Untergrund mit einbeziehen und durch diesen hindurch führen. Grundlegend für den Nachweis ist die Kenntnis, wie der Untergrund beschaffen ist und welche bodenmechanischen Parameter angesetzt werden können. Befinden sich beispielsweise Schichten wie Seetone im Untergrund, stellt dies für die Standsicherheit eine Problematik dar, welcher nur durch entsprechende Untergrundverbesserungsmaßnahmen entgegengewirkt werden kann. Eine Abflachung der Damngeometrie oder die Verwendung von Dammschüttmaterialien mit höheren Scherfestigkeiten würden in einem solchen Fall die Sicherheitszahlen nur geringfügig günstig verändern. Maßgebend wäre in diesem Fall der Nachweis gegen Grundbruch. Verfahren zur Verbesserung des Untergrunds werden am Ende des Abschnitts kurz zusammengefasst.

Grundbruch am Dammfuß: Bei einem weichen und nachgiebigen Untergrund, wie dies z. B. im Verkehrsdammbau öfter der Fall ist, muss auch die Sicherheit gegen Grundbruch am Dammfuß nachgewiesen werden. Als treibende Kräfte kommen in der Regel das Eigengewicht des Dammfußes und die aktive Erdruckkraft, die auf den betrachteten Keil am Dammfuß ungünstig einwirkt, zum Ansatz. Im Untergrund bildet sich dadurch eine Gleitfläche aus (eine Grundbruchfigur), für welche der Nachweis zu führen ist.

Setzung

Spannungszustände und Nachgiebigkeit des Untergrunds und der Dammbaustoffe. Die durch die Belastungen im Damm und im Untergrund auftretenden Spannungszustände werden von der Nachgiebigkeit des Untergrunds, den unterschiedlichen Steifigkeiten der Dammbaustoffe, plastischen Bereichen und auch von den räumlichen Einflüssen (Talform) stark beeinflusst. So muss der räumliche Einfluss enger Täler näherungsweise in der Spannungs- und Verformungsermittlung berücksichtigt werden. Speziell im Staudambau sind die wesentlichsten Beurteilungskriterien die Abklärung von Spannungumlagerungen und Auflockerungen, das Ent- und Wiederbelastungsverhalten, zeitabhängige Verformungen und dadurch ausgelöste Einflüsse sowie die Rissicherheit im Bereich der Dichtung (nach [117]).

Erosion

Oberflächenerosion infolge Überströmung, Niederschlag und Sickerwasseraustritt: Die Erosion ist Folge einer zu hohen Schleppkraft des fließenden Wassers. Die Oberfläche muss daher bautechnisch oder ingenieurbologisch so gestaltet sein, dass sie den treibenden Kräften, ohne Schaden zu nehmen, entgegenwirken kann.

Innere Erosion infolge einer Durchsickerung: Diese entsteht durch die Ausbildung immer größer werdender Kanäle bedingt durch Wühltierbauten, Risse, Schwachstellen und sonstigen Inhomogenitäten im Damm. In diesen Kanälen steigt die Fließgeschwindigkeit des Sickerwassers rasch an und die Schleppkraft wird dadurch erhöht. Dies führt zu einem Anwachsen der Kanäle, im schlimmsten Fall können sie zu einem Erosionsbruch führen. Durch entsprechende konstruktive Maßnahmen, die eine Verringerung des hydraulischen Gefälles bewirken, oder auch durch die Auswahl erosionsstabilisierender Materialien kann eine solche Gefahr vermieden werden. Dies erfolgt z. B. über eine wirkungsvolle Dammabdichtung sowie durch eine Untergrundabdichtung.

Kontakterosion entsteht zwischen zwei Bodenschichten mit unterschiedlichen Kornverteilungen: Durch das Sickerwasser werden die Feinteile des feinkörnigeren Bodens in den grobkörnigeren Boden ausgewaschen. Dort wo dieser Prozess stattfindet, entstehen im feinkörnigeren Boden Erosionskanäle, durch welche die Tragfähigkeit der entsprechenden Schicht herabgesetzt wird.

Suffosion ist die Umlagerung bzw. das Auswaschen von Feinteilen aus einer Bodenschicht, zurück bleibt ein skelettartiger Aufbau größerer Kornbestandteile [50]: Dies Vorgang geschieht insbesondere auch zwischen zwei Böden mit unterschiedlich feinen Kornverteilungskurven. Dies bewirkt eine Veränderung der Strukturen beider Böden und beeinflusst damit die Funktionsfähigkeit von Dränagen- und Filterzonen.

Die Kontakterosion und Suffosion können konstruktiv durch die Einhaltung von Filterregeln zwischen zwei Bodenschichten weitgehend vermieden werden. Beispiele für Filterregeln sind [50]:

- Filterregel nach *Terzaghi*,
- Filterregel nach *Sherard* und *Dunnigan*,
- Filterregel nach *Sichardt*,
- Filterregel nach *Bertram*,
- Filterregel nach *Zweck* und *Davidenkoff*.

Versagen durch Bodenverflüssigung

Hydraulischer Grundbruch: Der hydraulische Grundbruch kann durch entsprechende Sickerwasserströmungen im Dammuntergrund ausgelöst werden, welche an der Luftseite des Damms zu einem Aufschwimmen des Bodens führen. Eine weitere Problematik im Zusammenhang mit derartigen Strömungsverhältnissen stellt auch hier die Erosion und Suffosion des Bodens im Bereich des Dammfußes dar. Konstruktiv kann der hydraulische Grundbruch durch Drainagezonen am Dammfuß und durch Abdichtungsmaßnahmen im Damm und im Untergrund verhindert werden.

Bodenverflüssigung bzw. Liquefaktion (infolge Erschütterungen, Erdbeben, Sprengungen): gefährdet sind besonders gleichförmige Schluffe und Sande, durch die Entstehung von Porenwasserüberdrücken bei dynamischer Beanspruchung. Um eine dynamische Bodenverflüssigung zu verhindern, sind entsprechende konstruktive Maßnahmen, wie z. B. Dränagen, Kiessäulen, Bodenverdichtungen, Bodenauswechslungen zu setzen [117].

Alterung

Langzeitverhalten (insbesondere Langzeitscherfestigkeit): Die in der Standsicherheitsberechnung angesetzten Eigenschaften der Dammbaustoffe müssen über die Lebensdauer des Damms gewährleistet sein. Es ist daher besonders auf die Wahl geeigneter Dammbaustoffe zu achten. Schüttmaterialien mit organischen Bestandteilen müssen ausgeschlossen werden. Bei grobkörnigen Böden und Steinschüttungen ist die Wasseraufnahmefähigkeit des Kornes, die Beständigkeit unter Wasser, die Kornfestigkeit bzw. die Kornzerkleinerung bei mechanischer Beanspruchung und erforderlichenfalls auch die Frostsicherheit (Korngemisch) bzw. Frostbeständigkeit (Einzelkorn) (Verwitterungsstabilität) zu prüfen [117].

Frostsicherheit (von Korngemischen): Die Gefahr bei Frost geht zunächst von der Volumenvergrößerung des gefrorenen Wassers aus. Insbesondere kann es während der Gefrierprozesse vor allem bei bindigen Böden zur Eislinsensbildung kommen, welche das ursprüngliche Gefüge zerstören und damit wesentlich kritischer einzustufen ist als die gefrierbedingte Volumenvergrößerung. Eine Prüfung der Frostveränderlichkeit der Dammschüttmaterialien ist erforderlich. Durch die Wahl geeigneter Kornverteilungen für Schüttmaterialien kann eine derartige Problematik vermieden werden. Dazu wurden verschiedene Frostkriterien entwickelt, z. B. das Frostkriterium nach *Casagrande* und das Mineralkriterium [6]. Auch in der ZTV E-StB [130] werden Kriterien zur Bestimmung der Frostempfindlichkeit gemäß Tabelle 14 festgelegt.

Plastische Verformung durch Erdbebeneinwirkung: Erdbebenlasten werden bei Böschungsbruch- und Grundbruchnachweisen als statische Ersatzlasten angesetzt. Jedoch besonders bei größeren Dämmen kommt im Falle eines Erdbebens auch eine Aufschaukelung zum Tragen, die im Bereich der Dammkrone plastische Verformungen hervorrufen kann. Eine Abschätzung dieser Verformungen kann über das dynamische Näherungsverfahren nach *Makdisi* und *Seed* [37] erfolgen.

Tabelle 14 Klassifikation von Bodengruppen nach der Frostempfindlichkeit (nach [130])

	Frostempfindlichkeit	Bodengruppen (DIN 18196)
F 1	nicht frostempfindlich	GW, GI GE SW, SI, SE
F 2	gering bis mittel frostempfindlich	TA OT, OB, OK ST ¹⁾ , GT ¹⁾ SU ¹⁾ , GU ¹⁾
F 3	sehr frostempfindlich	TL, TM UL, UM, UA OU ST*, GT* SU*, GU*

¹⁾ Zu F1 gehörig bei einem Anteil an Korn unter 0,063 mm von 5,0 M.-% bei $C_U > 15,0$ oder 15,0 M.-% bei $C_U < 6,0$.
Im Bereich $6,0 < C_U < 15,0$ kann der für eine Zuordnung zu F 1 zulässige Anteil an Korn unter 0,063 mm linear interpoliert werden (s. Bild 2 in [130]).

Genügen oberflächennahe Verdichtungs- bzw. Stabilisierungsmaßnahmen und Boden-
auswechslungen nicht (alleine) zur Gewährleistung eines ausreichend tragfähigen, ge-
brauchstauglichen und dauerhaften Untergrunds, so sind tiefreichende Bodenverbesse-
rungsmaßnahmen vorzusehen. Davon sind in erster Linie (unkonsolidierte) Böden mit
hoher Zusammendrückbarkeit bzw. sehr niedriger Lagerungsdichte sowie mit geringer
Scherfestigkeit und/oder organischen Bestandteilen betroffen. Folgende Maßnahmen
sind zur tiefreichenden Verbesserung des Untergrunds geeignet [120] (s. auch Ab-
schnitt 7.2):

- Temporäre Vorbelastung des Untergrunds (Vorlastschüttung) bzw. über das Damm-
sollprofil hinaus (Überlastschüttung) (zur Vorwegnahme von Setzungen);
- Tiefendräns, z. B. Kies- bzw. Sanddräns oder Kunststoffdräns (zur Erhöhung der
Durchlässigkeit des Untergrunds und damit der Beschleunigung der Konsolidati-
onssetzungen);
- Rüttelstopfsäulen in vorrangig weichen, bindigen Böden (zur Erhöhung der Scher-
festigkeit und damit der Tragfähigkeit des Untergrunds sowie der Durchlässigkeit
und damit der Beschleunigung der Konsolidationssetzungen);
- Rütteldruckverdichtung in vorrangig locker gelagerten, nichtbindigen Böden (zur
Eigenverdichtung des Untergrunds und Homogenisierung der Untergrundeigen-
schaften);
- dynamische Intensivverdichtung bzw. Impulsverdichtung (zur Verdichtung bzw.
Vergleichmäßigung des Untergrunds, Erhöhung der Scherfestigkeit und Vorweg-
nahme von Setzungen);
- Pfahlgründungen mit Spitzendruckpfählen oder als schwimmende Gründung ausge-
führt, evtl. mit lastverteilenden Kopfplatten, geokunststoffbewehrten Kiespolstern
usw. kombiniert.

6 Erd- und Dammbaustoffe

6.1 Allgemeines

Als Schüttmaterialien können im Erdbau in Anlehnung an *Pregl* [44] Folgende verwendet werden:

- natürliche Körnungen (Böden),
- gebrochene Körnungen,
- Recyclingbaustoffe und ggf. Bauschutt,
- Abraummaterial (Steinbruch, Nebengesteine der Kohle),
- Schlacken (Müllschlacke, Braunkohleschlacke etc.),
- Aschen,
- industrielle Abfallprodukte.

Solche Schüttmaterialien sind grundsätzlich geeignet, wenn sie folgende Anforderungen erfüllen [44]:

- Die erforderlichen Eigenschaften wie Volumenbeständigkeit, Verformbarkeit, Festigkeit, Durchlässigkeit usw. sind auch unter den klimatischen, hydrologischen und mechanischen Bedingungen an der Einbaustelle gegeben.
- Das Schüttmaterial gibt an die Umwelt keine schädlichen Emissionen ab.

Für den Erdbau ungeeignet sind solche Dammbaustoffe, deren Volumenbeständigkeit nicht gegeben ist, z. B. bei (nach [44]):

- stark oder rein organische Materialien, wie Holz, Torf, Textilien, deren Bestandteile sich im Laufe der Zeit zersetzen,
- stark kohlehaltige (≥ 10 Massenprozent) Materialien, um Schwelvorgänge auszu-schließen und
- Materialien mit wasserempfindlichen oder wasserlöslichen Bestandteilen, die bei Wassereinwirkung zerfallen oder ausgewaschen werden.

6.2 Mineralische Erd- und Dammbaustoffe

6.2.1 Bautechnische Eignung

In der DIN 18196:2011-05 [66] wird in Tabelle 4 die bautechnische Eignung der mineralischen Schüttmaterialien in Abhängigkeit von deren Korngrößenverteilung und plastischen Eigenschaften für verschiedene Verwendungszwecke des Bodens im Erdbau in Form einer Leitlinie angegeben.

Auch *Striegler* [50] entwickelte eine tabellarische Übersicht zur Beurteilung von mineralischen Dammbaustoffen in Abhängigkeit von ihrer Kornzusammensetzung (Tabelle 15).

Tabelle 15 Bewertung der Lockergesteine als Dammbaustoffe (nach [50])

Hauptgruppen	Definition und Bezeichnung				Beispiele			
	Korngrößenanteile [Gew.-%]		Gruppen I	Kurzzeichen Gruppen- symbol				
	≤ 0,06 mm	> 2 mm						
Grobkörnige Böden (Lockergesteine)	≤ 5	> 40	Kies	enggestufte Kiese	GE	Fluss- und Strandkies Terrassenschotter Moränenkies vulkanische Asche und Schlacke Verwitterungsschutt		
				weitgestufte Kies-Sand-Gemische	GW			
				intermittierend gestufte Kies-Sand-Gemische	GI			
	< 40	Sand	enggestufte Sande	SE	Dünen- und Flugsand Talsand (Berliner Sand) Beckensand, Tertiärsand			
			weitgestufte Sand-Kies-Gemische	SW				
			intermittierend gestufte Sand-Kies-Gemische	SI				
Gemischtkörnige Böden (Lockergesteine)	5 bis 40	> 40	Kies-Schluff-Gemische	5 bis 15 Gew.-% < 0,06 mm	GU	Verwitterungskies Verwitterungsgestein Hangschutt lehmgiger Kies Geschiebelehm		
				15 bis 40 Gew.-% < 0,06 mm	GU			
			Kies-Ton-Gemische	5 bis 15 Gew.-% < 0,06 mm	GT			
				15 bis 40 Gew.-% < 0,06 mm	G			
			< 40	Sand-Schluff-Gemische	5 bis 15 Gew.-% < 0,06 mm		SU	Flotsand
					15 bis 40 Gew.-% < 0,06 mm		S	Auelehm Verwitterungslehm Sandlöss
	< 40	Sand-Ton-Gemische	5 bis 15 Gew.-% < 0,06 mm	ST	lehmgiger Sand Schleichsand			
			15 bis 40 Gew.-% < 0,06 mm	S	Geschiebelehm Geschiebemergel			
	> 40	$I_p < 4$ Gew.-% oder unter der A-Linie	Schluff	leicht plastische Schluffe $W_L < 35 \%$	UL	Löss, Hochflutlehm		
				mittelpastische Schluffe $W_L < 35$ bis 50 %	UM	Seeton, Beckenschluff		
$I_p < 7$ Gew.-% und oberhalb der A-Linie				Ton	leicht plastische Tone $W_L < 35 \%$	TL	Geschiebemergel Bänderton	
		mittelpastische Tone $W_L < 35 \%$	M		Lösslehm, Beckenton, Keupermergel			
		ausgeprägte plastische Tone $W_L > 50 \%$	TA		Tarras, Juraton, Septarienton			

Tabelle 15 (Fortsetzung)

Technische Merkmale bzw. Grad der Bindigkeit	Verhalten gegenüber Witterungseinflüssen	Eignung als Dammbaustoffe
Kornzusammensetzung Ungleichförmigkeitsgrad, Kornform und Rauigkeit bestimmen die Tragfähigkeit	witterungsbeständig	sehr gut geeignet als Stützkörpermaterial für Erd- und Steindämme, sehr gute Tragfähigkeit und Festigkeit: Material für Reibungsfüße, Rigolen: Verdichtung mit schweren Verdichtungsmaschinen
	witterungsbeständig	geeignetes Material für Stütz- und Füllkörper bei Stau- und Verkehrsdämmen, Kornzertrümmerung beachten
hohe Durchlässigkeit, Frostsicherheit, scheinbare Haftfestigkeit bei Korndurchmesser < 2 mm, Verlagerungsempfindlichkeit, geringe Verdichtbarkeit	witterungsbeständig	für statische Belastung sehr gute Tragfähigkeit, Verlagerungsempfindlichkeit bei dynamischer Beanspruchung in Abhängigkeit von Kornform, Rauigkeit und Ungleichförmigkeitsgrad, Vibrationsverdichtung; hervorragendes Material für sämtliche Filteranlagen
	witterungsempfindlich	insbesondere geeignet für Füllkörper im Staudambau und für Verkehrsdämme; bei Verdichtung entsteht eine Kornzertrümmerung
vorwiegend kantiges Material unterschiedlicher Festigkeit schwachbindig, geringe Bildsamkeit, geringe Haftfestigkeit, mittlere Wasserdurchlässigkeit	witterungsempfindlich, Frostveränderlichkeit, geringe Wasseraufnahmefähigkeit, geringe Quell- und Schrumpfungerscheinung	als Stützkörpermaterial unter Beachtung der Einbaukonsistenz zu verwenden, als Grundstoffe für Tonbeton und Hydraton, trockenmechanische Verdichtung bei optimalem Wassergehalt; als Stützkörper gut geeignet
		neigt zu Erosionsschäden an Böschungen, als Dammbaustoff sofort verdichten, glattes Erdplanum, setzungsempfindlich
mittelbindig, mittlere Bildsamkeit, Zunahme der Haftfestigkeit, geringe Wasserdurchlässigkeit	witterungsempfindlich, Frostveränderlichkeit, mittlere Wasseraufnahmefähigkeit, mittlere Quell- und Schrumpfungerscheinung	Tragfähigkeit, Setzungsempfindlichkeit und Rutschsicherheit sind abhängig vom Grad der Bindigkeit und vom Wassergehalt, gut verdichtbar, Druck- und Stoßverdichtung; mit zunehmenden Wassergehalt Abnahme der Scherfestigkeit durch Porenwasserüberdruck mittlere Zusammendrückbarkeit
starkbindig, Zunahme der Bildsamkeit und Kohäsion, praktisch undurchlässig		als natürliches Erddichtungsmaterial besonders geeignet für zentrale und geneigte Innendichtungen, normal bis mäßig verdichtbar
hochbindig, größte Bildsamkeit, Tonmineralegehalt, maximale Zusammendrückbarkeit, praktisch undurchlässig	witterungsempfindlich, Frostveränderlichkeit, große Wasseraufnahmefähigkeit, starke Quell- und Schrumpfungerscheinungen	als Tonzugabe für Tonbeton und Hydraton besonders verwendbar, schwer bzw. nicht verdichtbar

6.2.2 Bodenkenngrößen

Die wichtigste Kenngröße eines Bodens ist dessen **Korngrößenverteilung**. Sie enthält Informationen über die Feststoffmassenanteile verschiedener Korngrößenbereiche und ermöglicht damit eine Einteilung des Bodens. Die Bereiche werden gemäß DIN EN ISO 14688-1 [74] unterschieden in „sehr grobkörnige Böden“, „grobkörnige Böden“ und „feinkörnige Böden“. Der Verlauf der Kurve gibt zudem Auskunft über die Ungleichförmigkeits- und Krümmungszahl und damit, ob der Boden enggestuft, gut gestuft, weitgestuft oder intermittierend gestuft ist.

Korngrößenbereiche und nach welchen Kriterien die Klassifizierung für bautechnische Zwecke erfolgt, ist in der DIN 18196 [66] wie folgt festgelegt:

- Gehören die Korngrößen einer Bodenart < 63 mm zu mehr als 95 % Massenanteil dem Grobkornbereich $> 0,063$ mm an, so wird die Bodenklassifizierung nach der Korngrößenverteilung vorgenommen.
- Gehören die Korngrößen < 63 mm einer Bodenart zu 40 % oder mehr Massenanteil dem Feinkornbereich $\leq 0,063$ mm an, so sind für die Bodenklassifizierung ausschließlich die plastischen Eigenschaften maßgebend.
- Gehören von den Korngrößen < 63 mm 5 % bis 40 % Massenanteil dem Feinkornbereich $\leq 0,063$ mm an, so sind für die Bodenklassifizierung sowohl die Korngrößenverteilung als auch die plastischen Eigenschaften maßgebend.

In Österreich werden durch die ÖNORM B 4400-1 [107] im Unterschied zur DIN EN ISO 14688-1 die Böden in 3 Bereiche eingeteilt:

- grobkörnige Böden: Gemische, deren Feinkornanteil weniger als 5 % der Masse beträgt.
- gemischt-körnige Böden: Gemische, deren Feinkornanteil 5 % bis 40 % der Masse beträgt.
- feinkörnige Böden: Gemische, deren Feinkornanteil mehr als 40 % der Masse beträgt.

Eine weitere wichtige Gruppe von Kenngrößen stellen die **plastischen Eigenschaften** dar. In den Normen erfolgt die Einteilung über die Fließgrenze w_L und die Plastizitätszahl I_p im Plastizitätsdiagramm nach *Casagrande*.

Der Grad der Plastizität wird durch die Fließgrenze w_L wie folgt definiert (nach der ÖNORM B4400-1 [107]):

1.	nicht plastisch	w_L	nicht bestimmbar
2.	gering plastisch (L)	$w_L \leq$	35 %
3.	mittelpastisch (M)	$35 \% < w_L \leq$	50 %
4.	ausgeprägt plastisch (A)	$w_L >$	50 %

Die Zustandsform wird gemäß der DIN 18122-1 [62] entsprechend der Tabelle 16 angegeben.

Tabelle 16 Zustandsformen in Abhängigkeit von der Konsistenzzahl I_C bzw. der Liquiditätszahl I_L (nach [62])

Zustandsform des plastischen Bereichs	I_L			I_C		
flüssig breiig	von 1,0 ¹⁾	bis über	1,0 0,5	von 0 ¹⁾	bis unter	0 0,5
weich	von 0,5	bis über	0,25	von 0,5	bis unter	0,75
steif halbfest	von 0,25	bis unter	0 ²⁾ 0	von 0,75	bis über	1,0 ²⁾ 1,0 (bis w_s)

¹⁾ Fließgrenze²⁾ Ausrollgrenze

Weitere wichtige Bodenkenngrößen zur Charakterisierung von Erdbaustoffen sind:

- Wassergehalt,
- Kornrohichte, Feucht- und Trockendichte, Porenanteil bzw. Porenziffer,
- Lagerungsdichte,
- Scherfestigkeit,
- Verdichtungsfähigkeit,
- Zusammendrückbarkeit,
- Durchlässigkeit,
- Erosionsempfindlichkeit,
- Frostempfindlichkeit,
- mineralogische Zusammensetzung,
- organische Bestandteile.

6.2.3 Verdichtungseigenschaften von Böden

Die Verdichtung von nichtbindigen, grobkörnigen Böden erfolgt in erster Linie infolge der Überwindung der Korn-zu-Korn-Reibung, vorzugsweise mittels dynamischer Einwirkung in Kombination mit einer Auflast. In Abhängigkeit von der Lagerungsdichte kommt es zur Restrukturierung (Einregelung) der einzelnen Körner, wodurch diese eine dichtere Lagerung einnehmen. Grobkörnige Böden lassen sich bis zu einem gewissen Maße auch statisch verdichten bzw. kann durch Einspülen (dredging) eine höhere Lagerungsdichte erreicht werden.

Die Verdichtung von bindigen, feinkörnigen Böden wird aufgrund der geringeren Durchlässigkeit in erster Linie vom Wassergehalt beeinflusst und erfolgt hauptsächlich durch statische Auflast, Kneten sowie Aufbrechen bzw. Aufreißen der Kornstruktur und dem Erzeugen von Wasserwegigkeiten. Dadurch können sich die infolge der Verdichtung entstandenen Porenwasserüberdrücke schneller abbauen.

Für grobkörnige Böden lassen sich die lockerste und dichteste Lagerung versuchstechnisch ermitteln und der In-situ-Porenanteil n bzw. die In-situ-Porenzahl e in Zusammenhang mit den Kennwerten bei lockerster und dichtester Lagerung bringen. Damit können die Lagerungsdichte D , die bezogene Lagerungsdichte I_D und die Verdichtungsfähigkeit I_f des Bodens bestimmt werden.

$$D = \frac{\max n - n}{\max n - \min n} \quad \text{Lagerungsdichte [-]} \quad (13)$$

$$I_D = \frac{\max e - e}{\max e - \min e} \quad \text{bezogene Lagerungsdichte [-]} \quad (14)$$

$$I_f = \frac{e_{\max} - e_{\min}}{e_{\min}} \quad \text{Verdichtungsfähigkeit [-]} \quad (15)$$

Die Größen D und I_D kennzeichnen nur grobkörnige Böden. Sie lassen sich mittels folgender Beziehung ineinander überführen:

$$I_D = D \cdot \frac{1 - \min n}{1 - n} \quad [-] \quad (16)$$

Die Proctordichte ρ_{pr} gibt die erzielbare Trockendichte in Abhängigkeit vom Wassergehalt einer Bodenprobe an, die bei vorgegebener Verdichtungsarbeit ermittelt worden ist. Der in weiterer Folge beschriebene Proctorversuch dient zur Abschätzung der im Feld unter Einwirkung von Verdichtungsgeräten erreichbaren Trockendichte des Bodens ρ_d und liefert eine Bezugsgröße für die Beurteilung der örtlich vorhandenen Dichte nach dem Verdichtungsgrad D_{pr} :

$$D_{pr} = \frac{\rho_d}{\rho_{pr}} (\cdot 100) \quad \text{Verdichtungsgrad [-] oder [%]} \quad (17)$$

Die Kenngrößen D_{pr} und I_D lassen sich näherungsweise nach Tabelle 17 in Beziehung setzen. Die unteren Grenzwerte für I_D gelten für kiesreiche, die oberen für sandreiche Korngemische [22].

Für die weiteren Überlegungen zu den Verdichtungseigenschaften der Böden werden die Bodenkomponenten (Feststoff, Wasser, Luft) im Gedankenmodell des Einheitswürfels separiert und getrennt dargestellt. So können die Bodenkennwerte anschaulich definiert und die Bezüge der Kennwerte untereinander hergeleitet werden.

Tabelle 17 Beziehung zwischen D_{pr} und I_D (nach [22])

D_{pr}	I_D
1,00	0,50 – 0,85
0,97	0,40 – 0,65
0,95	0,30 – 0,55

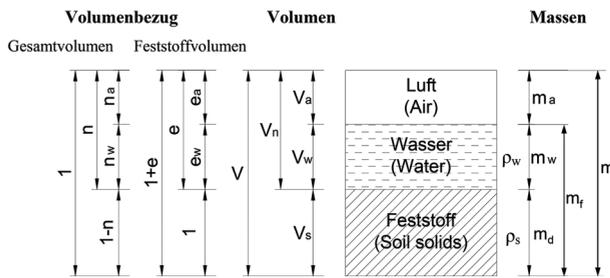


Bild 51 Einheitswürfel (nach [6])

Bei Betrachtung des Einheitswürfels gemäß Bild 51 gibt es einen eindeutigen Zusammenhang zwischen Trockendichte $\rho_d (= m_d/V)$ und Wassergehalt w , Korndichte ρ_s , Dichte des Wassers ρ_w , Sättigungsgrad $S_r (= V_w/V_n)$ bzw. Luftporengehalt n_a . Dieser Zusammenhang lässt sich in Gl. (18) bzw. gemäß Bild 52 grafisch abbilden.

$$\rho_d = \frac{\rho_s}{1 + \frac{w \cdot \rho_s}{S_r \cdot \rho_w}} = \frac{(1 - n_a) \cdot \rho_s}{1 + \frac{w \cdot \rho_s}{\rho_w}} \quad \left[\frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \right] \quad (18)$$

Bei voller Sättigung ($S_r = 1$) wird die Sättigungskurve ermittelt, die eine obere Schranke der möglichen Trockendichte darstellt.

Verschiedene Böden und Korngemische lassen sich unterschiedlich gut verdichten. Neben der Kornverteilung sind der Wassergehalt und die eingebrachte Verdichtungsarbeit maßgebende Parameter für die Bestimmung der Verdichtbarkeit. Die Ermittlung der Verdichtungsfähigkeit erfolgt versuchstechnisch unter genormten Randbedingungen. Mit dem sog. **Proctorversuch** wird die Verdichtungsfähigkeit, d. h. die erzielbare Trockendichte in Abhängigkeit vom Wassergehalt einer Bodenprobe, bei vorgegebener Verdichtungsarbeit ermittelt. Der Versuch dient zur Abschätzung der im Feld unter Einwirkung von Verdichtungsgeräten erreichbaren Trockendichte des Bodens und liefert eine Bezugsgröße für die Beurteilung der örtlich vorhandenen Trockendichte (genormt in DIN 18127 [64] und ÖNORM B 4418 [109]).

Der Proctorversuch besteht aus mehreren Einzelversuchen an Teilmengen der getesteten Bodenprobe, welche sich lediglich durch unterschiedlichen Wassergehalt voneinander unterscheiden. Bei jedem Einzelversuch wird die Bodenprobe lageweise in einen genormten Stahlzylinder mit dem Volumen V eingebracht und mit dem zugehörigen Verdichtungsgerät (Fallkörper) nach einem festgelegten Arbeitsverfahren verdichtet. Die volumenbezogene Verdichtungsenergie beträgt beim Standard-Proctorversuch $E = 0,60 \text{ MNm/m}^3$ und beim modifizierten Proctorversuch $E_m = 2,65 \text{ MNm/m}^3$ (also in etwa das 4,4-Fache). Anschließend wird die Dichte der feuchten Probe ρ bestimmt und mit dem durch Trocknung ermittelten Wassergehalt w die Trockendichte ρ_d berechnet.

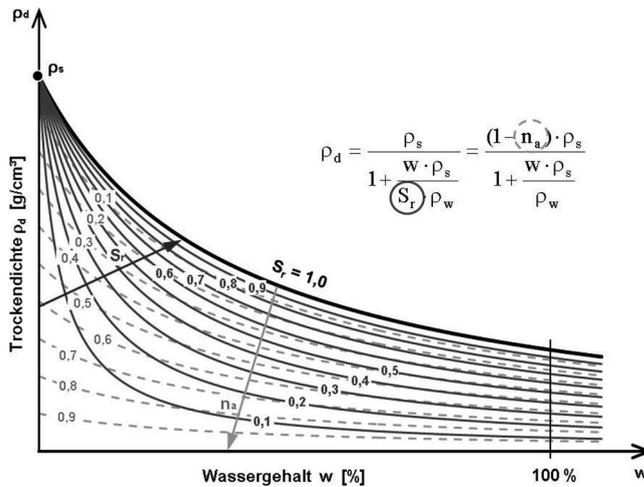


Bild 52 Kurven gleichen Sättigungsgrads S_r und gleichen Luftporengehalts n_a (nach [6])

Als Ergebnis erhält man den Zusammenhang zwischen Wassergehalt w und erzielbarer Trockendichte ρ_d . Aus dieser sog. Proctorkurve bzw. Verdichtungskurve kann die maximal erreichbare Trockendichte (Proctordichte) ρ_{Pr} (bzw. ρ_{modPr}) und der zugehörige optimale Wassergehalt w_{Pr} (bzw. w_{modPr}) bzw. w_{opt} ermittelt werden.

Beim Vergleich zwischen Standard- und modifiziertem Proctorversuch (Bild 53) zeigt sich:

Je größer die Verdichtungsenergie ($E_m > E$) ist, desto höher sind die erzielbaren Trockendichten ($\rho_{modPr} > \rho_{Pr}$) und desto geringer ist der zugehörige optimale Wassergehalt ($w_{modPr} < w_{Pr}$). Der „nasse Ast“ der Proctorkurve schmiegt sich asymptotisch an die Sättigungskurve, kann diese jedoch aus physikalischen Gründen nie überschreiten (Kontrolle!). Nahezu unabhängig von der eingebrachten Verdichtungsenergie bildet sich bei gleichen Böden das Maximum in etwa bei vergleichbaren Sättigungsgraden S_r aus, im Beispiel in Bild 53a bei rund $S_r = 0,85$.

In Bild 54 ist ein typisches Ergebnis eines Proctorversuchs dargestellt, in dem auch die Einheitswürfel bei optimalem Wassergehalt sowie auf dem „trockenen“ und dem „nassen“ Ast der Proctorkurve eingetragen sind. Ist „zu wenig“ Wasser im Porenraum enthalten, fehlt quasi „Schmiermittel“ zwischen den Körnern und die verstärkte Korn-zu-Korn-Reibung verhindert eine bessere Verdichtung trotz eines vergleichsweise großen Luftporenraums. Ist hingegen „zu viel“ Wasser im Porenraum vorhanden, verhindert das Wasser eine bessere Verdichtung, da das Wasser nicht rasch genug aus dem Porenraum abfließen kann.

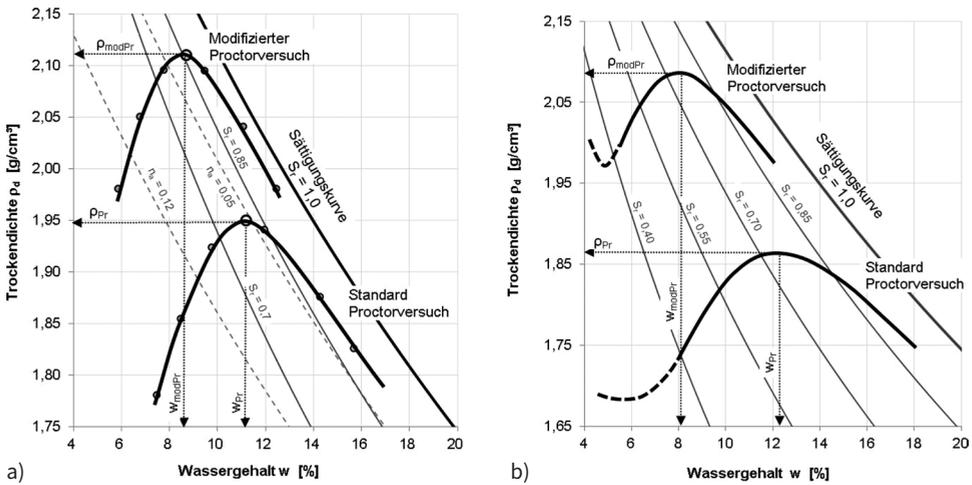


Bild 53 Auswertung des Proctorversuchs, Standard-Proctorversuch und modifizierter Proctorversuch (nach [6])

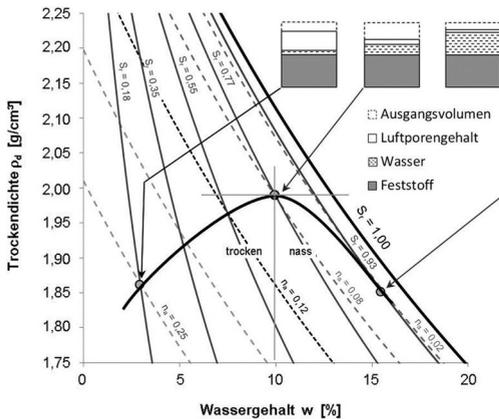


Bild 54 Typische Proctorkurve mit Darstellung der Verteilung von Feststoff und Porenraum mit entsprechendem Wasser- und Luftporenanteil anhand des Einheitswürfels (nach [29])

Bei einem Vergleich der Proctorkurven von grobkörnigen, gemischtkörnigen und feinkörnigen Böden zeigt sich, dass weitgestufte grobkörnige Böden eine höhere Proctordichte bei geringerem Wassergehalt aufweisen. Im Vergleich dazu ergeben sich bei gemischtkörnigen sowie insbesondere bei feinkörnigen Böden geringere Proctordichten bei höherem Wassergehalt. Dies ist vorrangig auf die mit zunehmendem Feinkornanteil abnehmende Durchlässigkeit zurückzuführen sowie auf die Fähigkeit, aufgrund des größeren Porenraums mehr Wasser aufnehmen zu können. Bei Böden mit nennenswertem Grobkornanteil bzw. bei zunehmender Verdichtungsenergie kann es zu Kornzertrümmerungen kommen, die das Ergebnis beeinflussen, da sich die Kornverteilung „verfeinert“. Dies zeigt sich häufig auf dem sog. „trockenen Ast“ der Proctorkurve, wo bedingt durch einen geringen Wassergehalt die erhöhte Korn-zu-Korn-Reibung zu einer verstärkten Zertrümmerung der einzelnen Körner führt, wie dies insbesondere beim grobkörnigen Boden in Bild 55 (gestrichelte Linien) ersichtlich ist.

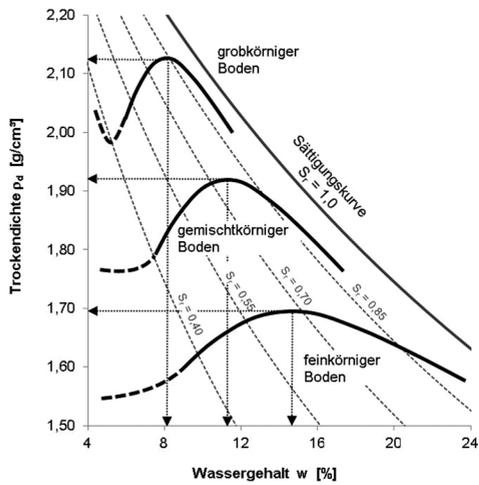


Bild 55 Typische Proctorkurven für grobkörnige, gemischtkörnige, feinkörnige Böden (nach [29])

Für jede Bodenart lässt sich versuchstechnisch eine typische Proctorkurve bestimmen, die primär von der Kornzusammensetzung abhängt; jedoch auch die Kornform und die Kornrauigkeit von grobkörnigen sowie die plastischen Eigenschaften und der Mineralgehalt von feinkörnigen Böden spielen eine entsprechende Rolle. In Bild 56 sind die Ergebnisse von Proctorversuchen für eine große Bandbreite an Böden dargestellt.

Bei grobkörnigen Böden werden die Trockendichte und der Einfluss des Wassergehalts mit zunehmender Ungleichförmigkeit der Korngemische größer, die Kurven verlaufen dementsprechend immer steiler und begrenzen zunehmend enger werdende Maxima. Gleichförmig gestufte Sande weisen sehr flach verlaufende Kurven auf, womit ihre Verdichtung nur wenig vom Wassergehalt beeinflusst wird.

Feinkörnige Böden lassen sich nur dann verdichten, wenn ein Anteil an kompressiblen Luftporen vorhanden ist, wassergesättigte Böden sind daher aufgrund der Inkompressibilität von Wasser praktisch nicht verdichtbar, sofern sie während des Verdichtungs Vorgangs nicht entwässern können. Die Verdichtungseigenschaften richten sich nach der Kornzusammensetzung, dem Wassergehalt und der Plastizität. Die Trockendichte nimmt mit zunehmender Plastizität ab und das Wasserbindevermögen hängt wiederum von der Plastizität ab. Je geringer die Plastizität ist, desto empfindlicher reagieren feinkörnige Böden bei der Verdichtung gegen Wassergehaltsänderungen.

Die Verdichtung gemischtkörniger Böden wird maßgeblich vom Mischungsverhältnis der Fein- und der Grobkörnigkeit, von der Kornzusammensetzung sowie dem Wassergehalt und der Plastizität der Feinkörnigkeit beeinflusst. Aufgrund der für die Verdichtung günstigen weitgestuften Korngrößenverteilung (vgl. Fullerkurve) lassen sich damit oft die höchsten Trockendichten erzielen.

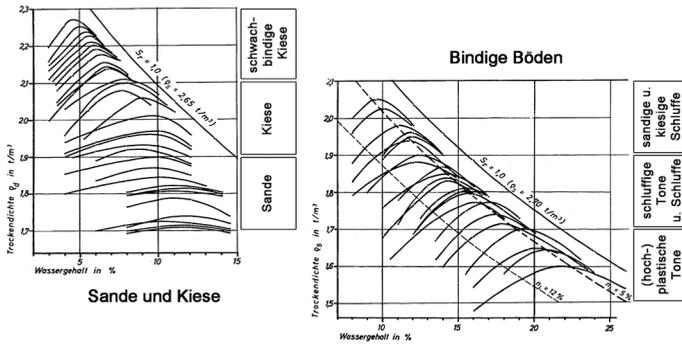


Bild 56 Typische Proctorkurven für verschiedene Bodenarten (nach [22])

Vorrangig bindige Böden, die für den Einbau bzw. die Verdichtung zu nass sind, können mittels Beigabe von Kalk verbessert werden. Durch diese sog. Kalkstabilisierung wird das überschüssige Wasser im Boden gebunden („Löschchen“ des Kalks, sofern Branntkalk verwendet wird; bei Verwendung von Kalkhydrat ist die Wirkung weniger ausgeprägt) und es kommt zu einer „Krümelbildung“, wodurch sich der stabilisierte Boden (besser) verdichten lässt. Durch die Kalkzugabe ändert sich auch die Proctorkurve gegenüber jener im Ausgangszustand. Im Allgemeinen ist zwar die Proctordichte bei kalkstabilisierten Böden niedriger, der optimale Wassergehalt jedoch höher und die Kurve demnach deutlich flacher. Dies ist von Vorteil, da die Verdichtung bei einer größeren Bandbreite des Wassergehalts und gleichzeitig höherer Bodenfeuchtigkeit erfolgen kann. In Bild 57 sind typische Proctorkurven für einen bindigen Boden mit zwei unterschiedlichen Bindemittelgehalten dargestellt. Ist beispielsweise ein Verdichtungsgrad von $D_{pr} = 95 \%$ gefordert, ergeben sich zunehmend größere Bandbreiten des Wassergehalts mit steigendem Bindemittelgehalt.

Neben der direkten Überprüfung der Verdichtung unter Anwendung des Verdichtungsgrads D_{pr} werden zur indirekten Überprüfung der Verdichtung Plattendruckversuche (Lastplattenversuche) verwendet. Bei statischen Plattendruckversuchen wird in Deutschland der Zweitbelastungsmodul E_{v2} und in Österreich der Erstbelastungsmodul E_{v1} herangezogen. Dynamische Lastplattenversuche liefern den dynamischen Verformungsmodul E_{vd} .

Für grobkörnige Böden bestehen relativ zuverlässige Korrelationen zwischen dem Verdichtungsgrad und den Verformungsmoduln E_{v2} bzw. E_{vd} (s. Tabelle 18).

Tabelle 18 Näherungsweise Zuordnung der Verformungsmoduln E_{v2} und E_{vd} [MN/m^2] in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad grobkörniger Böden (nach [130])

Bodengruppen		$D_{pr} \%$	E_{v2}	E_{vd}
1	GW	103	120	75
		100	100	55
		97	80	45
2	GE – GI SE – SI – SW	100	80	30
		97	60	20
		95	45	15

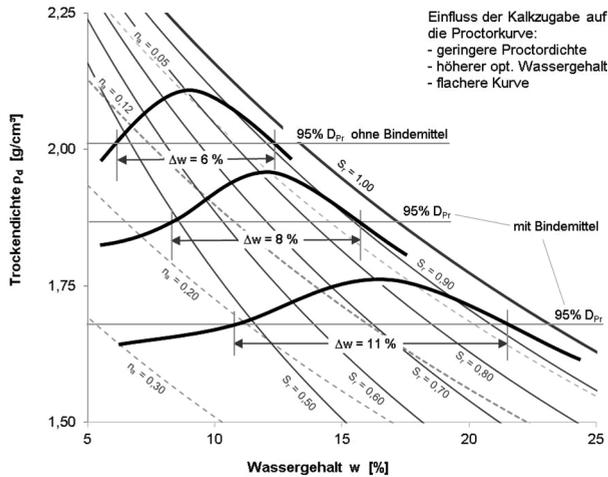


Bild 57 Typische Proctorkurven für einen bindigen Boden mit unterschiedlichen Bindemittelgehalten (nach [29])

Bei feinkörnigen Böden ist der Zusammenhang zwischen Dichte und Verformbarkeit wesentlich komplexer. In Bild 58 sind Proctorkurve und Verformbarkeit eines typischen feinkörnigen Bodens, der auf $D_{Pr} \geq 97\%$ bzw. $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ zu verdichten ist, in Abhängigkeit vom Wassergehalt einander gegenübergestellt [23]. Daraus lassen sich nach Göbel et al. [23] für die Beurteilung der Böden fünf Bereiche ableiten:

- Bereich I:** Der Boden erfüllt weder die Anforderungen an die Dichte noch an den Verformungsmodul. Beide Prüfverfahren sind zwar gleichberechtigt, führen aber zum gleichen negativen Ergebnis.
- Bereich II:** Der Boden ist zwar begrenzt verformbar ($E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$), jedoch nicht ausreichend dicht. Der Verformungsmodul täuscht nur eine ausreichende Qualität vor, denn bei Wasseraufnahme würden in dem reichlich vorhandenen Porenraum die Verformungsmoduln stark abfallen. Deshalb muss auch der Luftporengehalt z. B. mit $n_a = 12\%$ begrenzt werden.
- Bereich III:** Der Boden ist verformungsarm und dicht. Beide Prüfverfahren sind gleichberechtigt und führen zum gleichen positiven Ergebnis.
- Bereich IV:** Der Boden weist zu geringe Verformungsmoduln auf, ist aber ausreichend dicht. Durch die Dichtemessung wird lediglich eine ausreichende Qualität vorgetäuscht.
- Bereich V:** Der Boden ist weder verformungsarm noch dicht. Beide Prüfverfahren sind gleichberechtigt und führen zum gleichen negativen Ergebnis.

Bei feinkörnigen Böden können die Prüfverfahren zum Nachweis der Dichte bzw. der Verformbarkeit in verschiedenen Wassergehaltsbereichen zu unterschiedlichen Ergebnissen hinsichtlich der Qualität führen. Folglich empfiehlt es sich, im Rahmen der Qualitätssicherung von feinkörnigen Böden sowohl den Verdichtungsgrad als auch den Verformungsmodul zu überprüfen.

Wie aus den obigen Ausführungen hervorgeht, spielt insbesondere bei feinkörnigen aber auch bei gemischtkörnigen Böden der Luftporenanteil eine wesentliche Rolle. Sind die Böden zu trocken, bilden sie klumpenförmige Gebilde mit hohem Luftgehalt, die sich in diesem Zustand nicht ausreichend oder gleichmäßig verdichten lassen. Entsprechend ZTV E-StB 09 [130] kann der Luftporengehalt als zusätzliche Kenngröße für die Verdichtung herangezogen werden.

In der Praxis wird der Boden naturgemäß nie „exakt“ mit der Verdichtungsenergie des einfachen bzw. des modifizierten Proctorversuchs verdichtet. Wie in Bild 59a dargestellt ist, nimmt die durch Verdichtung erreichbare Trockendichte mit der eingebrachten spezifischen Verdichtungsarbeit W nichtlinear zu. Der Boden ist mit fortschreitender Verdichtung zunehmend dichter gelagert und setzt der Umlagerung der Einzelkörner einen immer größeren Widerstand entgegen. Die pro Inkrement an eingebrachter Verdichtungsarbeit erreichte weitere Verdichtung des Bodens nimmt (im Zuge der Verdichtung) demnach ab. Für die Verdichtung eines Bodens lassen sich daraus unterschiedliche Kurven jeweils gleicher Verdichtungsenergie darstellen, wie in Bild 59b gezeigt wird [27].

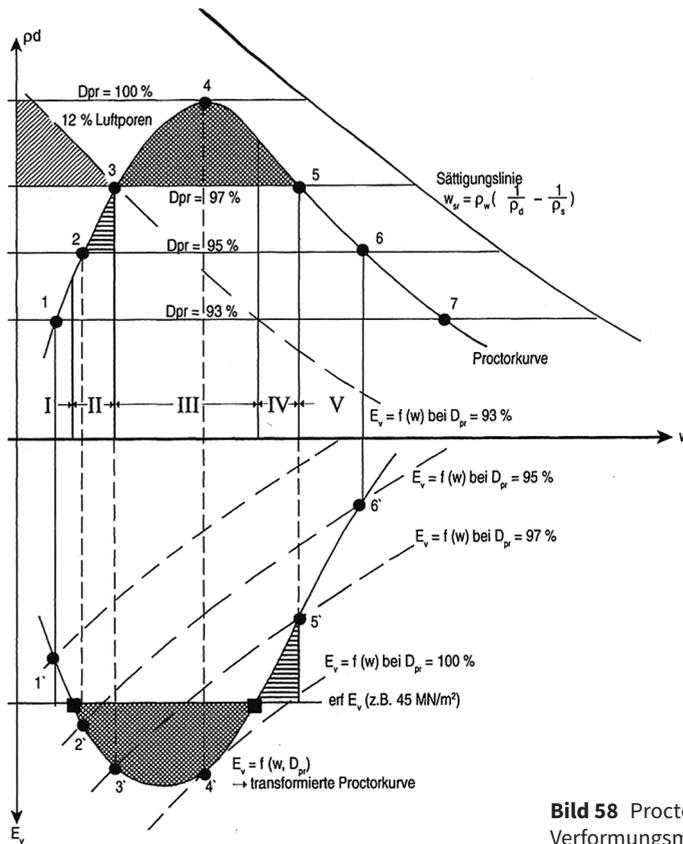


Bild 58 Proctorkurve und Verformungsmodul (nach Göbel et al. [23])

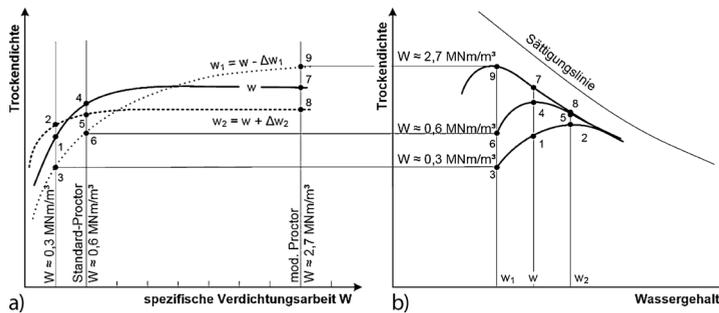


Bild 59 Zusammenhänge bei der Verdichtung (aus [27], nach Lang et al. (2011) adaptiert)

6.2.4 Bodenklassifizierung für die Vergabe von Bauleistungen

In Deutschland wird die Bodenklassifizierung durch die DIN 18300, VOB, Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Erdarbeiten [67], geregelt. Im August 2015 erschien der neue Ergänzungsband zur VOB 2012. Damit erfolgte die Umstellung von Boden- und Felsschichten hin zu den neuen „Homogenbereichen“ [43].

Bis 2015 wurde in 5 Bodenklassen und 2 Felsschichten unterschieden:

- Klasse 1: Oberboden,
- Klasse 2: fließende Bodenarten,
- Klasse 3: leicht lösliche Bodenarten,
- Klasse 4: mittelschwer lösliche Bodenarten,
- Klasse 5: schwer lösliche Bodenarten,
- Klasse 6: leicht löslicher Fels,
- Klasse 7: schwer löslicher Fels.

Seit August 2015 erfolgt die Einteilung von Boden und Fels nur mehr in Homogenbereiche. In der DIN 18300 wird dieser wie folgt definiert: Der Homogenbereich ist ein begrenzter Bereich, bestehend aus einzelnen oder mehreren Boden- oder Felsschichten, der für einsetzbare Erdbaugeräte vergleichbare Eigenschaften aufweist. Wenn umweltrelevante Inhaltsstoffe im Boden enthalten sind, müssen die Bereiche des Bodens bei der Einteilung in Homogenbereiche ebenfalls berücksichtigt werden. Weiter wird in der DIN 18300 angeführt: Für die Homogenbereiche sind folgende Eigenschaften und Kennwerte sowie deren ermittelte Bandbreite anzugeben. Nachfolgend sind die Normen oder Empfehlungen angegeben, mit denen diese Kennwerte ggf. zu überprüfen sind. Wenn mehrere Verfahren zur Bestimmung möglich sind, ist eine Norm oder Empfehlung festzulegen.

Für Boden:

- ortsübliche Bezeichnung,
- Korngrößenverteilung mit Körnungsbändern nach DIN 18123,
- Massenanteil Steine, Blöcke und große Blöcke nach DIN EN ISO 14688-1; Bestimmung durch Aussortieren und Vermessen bzw. Sieben, anschließend Wiegen und dann auf die zugehörige Aushubmasse beziehen,

- Dichte nach DIN EN ISO 17892-2 oder DIN 18125-2,
- undrÄnirte Scherfestigkeit nach DIN 4094-4 oder DIN 18136 oder DIN 18137-2,
- Wassergehalt nach DIN EN ISO 17892-1,
- PlastizitÄtzzahl nach DIN 18122-1,
- Konsistenzzahl nach DIN 18122-1,
- Lagerungsdichte: Definition nach DIN EN ISO 14688-2, Bestimmung nach DIN 18126,
- organischer Anteil nach DIN 18128 sowie
- Bodengruppen nach DIN 18196.

Bei Baumaßnahmen der Geotechnischen Kategorie GK 1 nach DIN 4020 sind folgende Angaben ausreichend: Bodengruppen nach DIN 18196, Massenanteil Steine, Blöcke und große Blöcke nach DIN EN ISO 14688-1, Konsistenz und Plastizität nach DIN EN ISO 14688-1, Lagerungsdichte.

Für Fels:

- ortsübliche Bezeichnung,
- Benennung von Fels nach DIN EN ISO 14689-1,
- Dichte nach DIN EN ISO 17892-2 oder DIN 18125-2,
- Verwitterung und Veränderungen, Veränderlichkeit nach DIN EN ISO 14689-1,
- einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins nach DGGT-Empfehlung Nr. 1: „Einaxiale Druckversuche an zylindrischen Gesteinsprüfkörpern“ des AK 3.3 „Versuchstechnik Fels“⁽¹⁾, sowie
- Trennflächenrichtung, Trennflächenabstand, Gesteinskörperform nach DIN EN ISO 14689-1.

Bei Baumaßnahmen der Geotechnischen Kategorie GK 1 nach DIN 4020 sind folgende Angaben ausreichend: Benennung von Fels, Verwitterung und Veränderungen, Veränderlichkeit sowie Trennflächenrichtung, Trennflächenabstand, Gesteinskörperform, jeweils nach DIN EN ISO 14689-1.

Die DIN 18300 legt fest, dass die Geotechnische Kategorie (1, 2 oder 3) gemäß DIN 4020 [61] in der Leistungsbeschreibung anzugeben ist.

Außerdem ist der Oberboden in der neuen DIN 18300 aus dem Geltungsbereich ausgeschlossen. Hierfür ist ein eigener Homogenbereich festzulegen, dessen Bodengruppe nach DIN 18196 [66] und DIN 18915 [68] und der Anteil an Steinen und Blöcken zu beschreiben ist [43].

Ein Beispiel, wie die Einteilung in Homogenbereiche erfolgen kann, ist in Bild 60 dargestellt.

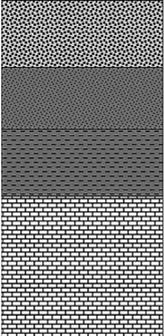
	Boden oder Felsschicht	Altes System DIN 18300	Homogenbereiche Gewerk 1 Erdbau DIN 18300	Homogenbereiche Gewerk 2 Bohrarbeiten DIN 18301
	Schicht 1: Kies	Klasse 3: leicht lösbarer Boden	Homogenbereich A	Homogenbereich A
	Schicht 2: Sand, kiesig, schluffig	Klasse 4: mittelschwer lösbarer Boden		Homogenbereich B
	Schicht 3: Schluff, sandig			
	Schicht 4: klüftiger und verwitterter Kalkstein	Klasse 6: leicht lösbarer Fels	Homogenbereich B	Homogenbereich C

Bild 60 Beispiel zur Bildung von Homogenbereichen (nach [43])

Im Leistungsverzeichnis ist für jeden Homogenbereich eine eigene Leistungsposition vorzusehen. Ein Beispiel für eine Leistungsposition für Erdarbeiten entsprechend der DIN 18300 in Anlehnung an den Standardleistungskatalog Wasserbau, Leistungsbe- reich 205 „Erdbau“ ist in Tabelle 19 angegeben.

Durch die Umstellung von Bodenklassen zu Homogenbereichen wird erwartet, dass durch die geforderte Beschreibung und die Angabe von Parametern von Boden und Fels mit den zugehörigen Normen die Qualität von Baugrunduntersuchungen, geo- technischen Berichten und Baugrundgutachten verbessert wird. In der Praxis bedeutet dies jedoch einen Mehraufwand für Baugrunduntersuchung, Zusammenstellung des geotechnischen Berichts, Ausschreibung, Dokumentation bei der Ausführung und für die Abrechnung [11].

Tabelle 19 Beispiel für einen Ausschreibungstext nach der DIN 18300 für einen Homogenbereich „Schluffige Sande“ (nach [31])

205 211	Boden lösen und einbauen	
m ³	Boden nach Regelprofilen und Plänen lösen, laden, fördern, einbauen und ver- dichten. *** <i>Örtliche Randbedingungen angeben, z. B. Wasserstandsverhältnisse, ggf. mit WASSERHALTUNG (LB 208)</i> Homogenbereich „Schluffige Sande“	
	Bodengruppen nach DIN 18196, ergänzend ortsübliche Bezeichnung	SU, SU*, SE, ST
	Korngrößenverteilung nach DIN 18123	s. Körnungsbänder
	Stein- und Blockanteile nach DIN EN ISO 14688-2	gering
	Lagerungsdichten nach DIN 18126 oder DIN 4094 V Teil 1 und 3	D = 0,15 bis 0,30
	Wichte feucht und Wichte unter Auftrieb oder Dichte nach DIN 18125	$\gamma_f = 17$ bis 20 kN/m^3 $\gamma' = 8$ bis 10 kN/m^3
	organische Anteile (Glühverlust) nach DIN 18128	$V_{gl} = 0$ bis 3%

In Österreich werden Verfahrens- und Vertragsbestimmungen für die Ausführung von Erdarbeiten in offener Bauweise durch die ÖNORM B 2205: Erdarbeiten – Werkvertragsnorm [105] geregelt. Homogenbereiche werden in Österreich normativ noch nicht angewendet. Es gelten 7 Bodenklassen, ähnlich zur alten DIN 18300 in Deutschland, in Abhängigkeit von ihrer Lösbarkeit:

- Bodenklasse 1: Oberboden (Mutterboden, Humus, Zwischenboden),
- Bodenklasse 2: wasserhaltender, fließender Boden (Schöpfungsboden),
- Bodenklasse 3: leicht lösbarer Boden (loser Boden),
- Bodenklasse 4: mittelschwer lösbarer Boden (Stichboden),
- Bodenklasse 5: schwer lösbarer Boden (Hackboden),
- Bodenklasse 6: leicht lösbarer Fels (Reißfels) und Schrämmboden,
- Bodenklasse 7: schwer lösbarer Fels.

In Bild 61 ist die empfohlene Vorgehensweise für die Bodenklassifikation gemäß ÖNORM B 2205 [105] dargestellt.

6.2.5 Bodenklassifizierung für bautechnische Zwecke

Eine Klassifizierung für bautechnische Zwecke wird in Deutschland durch die DIN 18196 [66] vorgegeben: Die Norm gilt für den Erd- und Grundbau, beruhend auf der Grundlage der Klassifizierung nach DIN EN ISO 14688-2 [75], jedoch nicht für Fels und für Böden mit Steinen und Blöcken über 40 % Massenanteil.

Für die Benennung und Beschreibung von Boden gilt DIN EN ISO 14688-1 [74] und von Fels DIN EN ISO 14689-1 [76].

Für die Einteilung von Boden und Fels nach ihrer Gewinnbarkeit (Lösen, Laden, Fördern) gilt DIN 18300 [67].

Mit der DIN 18196 können die Bodenarten in Gruppen mit annähernd gleichem stofflichen Aufbau und ähnlichen bodenphysikalischen Eigenschaften zusammengefasst werden, wie z. B. [66]

- Scherfestigkeit,
- Verdichtungsfähigkeit,
- Zusammendrückbarkeit,
- Durchlässigkeit,
- Erosionsempfindlichkeit,
- Frostempfindlichkeit.

Im Hinblick auf ihre bautechnische Eignung zusammengefasst z. B. als

- Baugrund für Gründungen,
- Baustoff für Erd- und Baustraßen,
- Baustoff für Straßen- und Bahndämme,
- Baustoff für Erdstaudämme (Dichtung, Stützkörper),
- Baustoff für Dränagen.

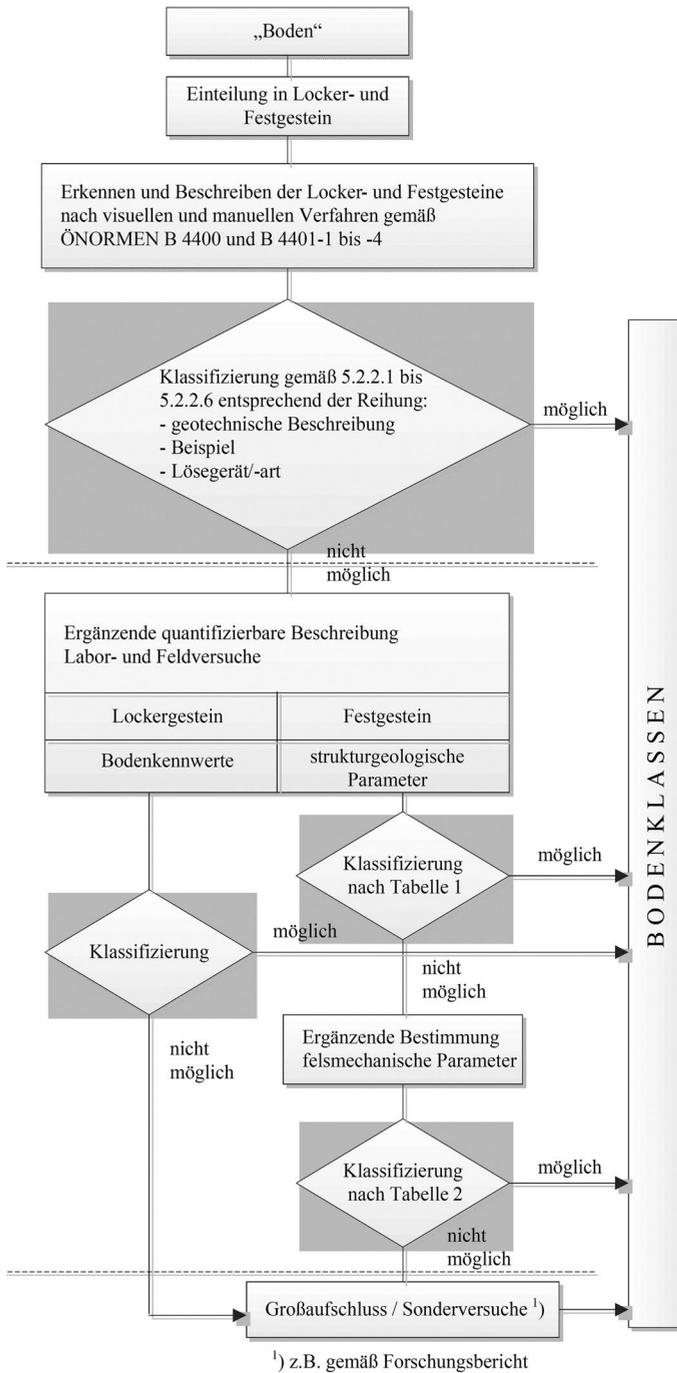


Bild 61 Vorgehensweise zu Bodenklassifikation gemäß ÖNORM B 2205 (nach [105])

Klassifizierungsmerkmale dafür sind

- die Korngrößenverteilung entsprechend der Korngrößenbereiche,
- plastischen Eigenschaften, bestimmt über die Fließgrenze w_L und die Plastizitätszahl I_p ,
- Massenanteil der organischen Bestandteile,
- eventuell zugegebene Fremdstoffe.

In der DIN 18196 [66] kann mit den genannten Klassifizierungsmerkmalen in tabellarischer Form die Bodengruppe bestimmt werden. Zudem werden dazu Erkennungsmerkmale, Beispiele für Böden sowie eine bautechnische Eignung in Form einer groben Leitlinie der jeweiligen Bodengruppen angegeben. Somit lässt sich der Norm auch entnehmen, welche Bodengruppen besonders gut oder schlecht für Straßen- und Eisenbahndämme, für mineralische Dichtungen, für Stützkörper und Dränagen geeignet sind.

In Österreich erfolgt die Klassifizierung für bautechnische Zwecke gemäß ÖNORM B 4400-1 [107] und dient ebenfalls der Umsetzung der ÖNORMEN EN ISO 14688-1 und 2. Die Einteilung von Bodenarten und Fels nach ihrer Lösbarkeit wird jedoch in der ÖNORM B 2205 geregelt, welche das Pendant zur DIN 18300 darstellt. Ergänzend werden in der ÖNORM B 4400-1 Böden wie folgt nach ihrem Zustand eingeteilt:

- grobkörnige Böden nach ihrer Lagerungsdichte,
- feinkörnige Böden nach ihrer Konsistenz und
- gemischtkörnige Böden, je nachdem, ob die Eigenschaften des Grobkorn- oder des Feinkornanteils maßgebend sind, gemäß ihrer Lagerungsdichte oder ihrer Konsistenz.

Im Unterschied zur DIN 18196 werden in Österreich für die Kurzzeichen der Bodengruppen englische Bezeichnungen übernommen, beispielsweise für Schluff wird die Abkürzung „Si“ von „Silt“ verwendet. In Deutschland „U“ für „Schluff“. Eine Gegenüberstellung der englischen und deutschen Kurzzeichen ist im Anhang in Tabelle A-1 dargestellt.

Enthalten ist in der ÖNORM B 4400-1 auch eine Beschreibung der Verfahren zur Benennung und Beschreibung der Bodenarten:

- Laboratoriumsprüfungen;
- Visuelle und manuelle Feldmethoden
 - Bestimmung der Korngröße,
 - Beschreibung von Kornform, Rundungsgrad und Oberflächenbeschaffenheit,
 - Abschätzung der mineralogisch-petrographischen Zusammensetzung,
 - Abschätzung des Feinkornanteils,
 - Bestimmung der Farbe,
 - Kalkgehalt,
 - Riechversuch,
 - Ausquetschverfahren,
 - Verfahren zur Unterscheidung von Schluff und Ton;

- Zustandsbeschreibung
 - Allgemeines,
 - Lagerungsdichte grobkörniger Böden,
 - Konsistenz feinkörniger Böden.

Auf europäischer Ebene liegt seit 2015 die neue DIN EN 16907-2 [90] als Entwurf vor: Diese europäische Norm legt Grundsätze der Klassifizierung, der Verfahren und der Eigenschaften fest, die zur Beschreibung und Klassifizierung von Erdbaumaterialien anzuwenden sind. Dazu werden Fels- und Bodengruppen als Grundlage für die Materialspezifikationen für Erdbauwerke festgelegt. Die Norm schafft damit eine gemeinsame Basis zur Klassifizierung und Beschreibung von Böden und Fels und richtet sich an alle, die an der Bemessung, Planung und Ausführung von Erdarbeiten beteiligt sind.

Mit der Umsetzung der DIN EN 16907-2 [90] sind die nationalen Normen, wie die DIN 18196 [66] in Deutschland und die ÖNORM B 4400-1 [107] in Österreich, nicht mehr im Erdbau anzuwenden, jedoch wird im Zusammenhang mit der Klassifizierung in der neuen Norm auch festgehalten: Länderspezifische Abweichungen sind zulässig, damit Erfahrungen mit nationalen Verfahren berücksichtigt werden können.

Der Prozess der Klassifizierung wird nach der europäischen Norm in 3 Phasen unterteilt:

1. Die Boden- und Felsmaterialien sollten in dem Zustand an Ort und Stelle oder wie ausgehoben beschrieben werden.
2. Die Klassifizierung in Gruppen mit ähnlichen Materialeigenschaften und homogenen Bereichen basierend auf den inhärenten Eigenschaften muss im Rahmen des Bemessungs- und Planungsprozesses vorgenommen werden. Die Klassifizierung der Materialien erfordert in der Regel eine ganze Reihe an Prüfungen.
3. Die Klassifizierung muss auch in der Planungs- und Ausführungsphase auf Basis der Zustandseigenschaften vorgenommen werden. Die Klassifizierung nach Zustandseigenschaften sollte zur Planung, Spezifizierung und Kontrolle der Arbeiten genutzt werden sowie zum Nachweis, dass das durch die Bemessung und Spezifikation geforderte Produkt umgesetzt wurde.

Näher beschrieben werden die 3 Phasen in Tabelle 20.

In der 1. Phase soll der Boden oder Fels, so wie er an Ort und Stelle anzutreffen ist, beschrieben werden. Auch geologische Erkenntnisse werden in die Beschreibung aufgenommen. Der Boden bzw. der Fels ist im Feld nach den visuellen und manuellen Techniken sowie diese in der EN ISO 14688-1 [74] und der EN ISO 14689-1 [76] festgelegt sind, zu beschreiben. Dies kann auch mithilfe von Schürfgruben oder Proben aus Bohrlöchern erfolgen. Die Beschreibung soll alle relevanten Informationen für den Aushub, den Transport, für das Auftragen und Verdichten enthalten.

In der 2. Phase wird der Boden oder Fels nach inhärenten Parametern klassifiziert. Inhärente Eigenschaften sind solche, die konstant bleiben und sich nicht verändern. Als Mindestumfang sind entsprechend der EN 16907-2 [90] folgende Eigenschaften, auch durch Laboruntersuchungen gestützt, zu bestimmen:

- Korngrößenverteilung,
- Plastizität (Fließgrenze und Plastizitätsindex, die in einem Plastizitätsdiagramm oder als Methylenblau-Wert dargestellt werden können),
- organische Bestandteile.

Tabelle 20 Phasen der Beschreibung und Klassifizierung gemäß DIN EN 16907-2 (nach [90])

Phase	Definition	Grundlage	Anwendung
Beschreibung	Geotechnische Beschreibung von Boden und Fels zur Aufzeichnung von Merkmalen des Baugrunds, die den Aushub bestimmen und die Verwendung des Materials beeinflussen, die jedoch bei der Probenahme oder der Ausführung von Erdarbeiten beseitigt werden können, z. B. Schichtung, Variabilität und Bruchabstände.	Feld- und Laborbeobachtung. Beschreibung von Material und Merkmalen.	Gruppierung in Bereiche mit ähnlichen Merkmalen; Bestimmung von Schichten, Bereichen oder Gebieten mit ähnlichen Eigenschaften oder homogenen Merkmalen. Schichtbeschreibungen erleichtern die Zeitplanung von Prüfungen, die zur Klassifizierung führen.
Klassifizierung (inhärent) siehe Tabelle 3 der Norm	Klassifizierung auf Basis der inhärenten Eigenschaften, die durch die Auswirkungen von Probenahmen oder die Ausführung von Erdarbeiten nicht verändert werden. Zuordnung von Boden- und Felsmaterialien zu den entsprechenden Gruppen.	Auswahl geeigneter Prüfungen zur Bestimmung von Eigenschaften, z. B. Korngröße, Plastizität und Mineralanteil.	Klassifizierung zur Bestimmung der Materialeignung in verschiedenen Bereichen der geplanten Erdarbeiten. Verfügbare Prüfungen können aus der Auflistung in Anhang A gewählt werden.
Klassifizierung (Zustand)	Einteilung auf Basis des Zustands des Baugrunds, d. h. durch solche Eigenschaften, die sich durch Probenahmen oder die Ausführung von Erdarbeiten verändern können.	Auswahl geeigneter Prüfungen zur Bestimmung von Eigenschaften, z. B. Wassergehalt, Festigkeit, Steifigkeit und Stabilität. Die zu bemessenden Eigenschaften hängen von der Korngröße des Bodens und der Festigkeit des Korns ab.	Klassifizierung zur Bestimmung von Klassen nach technischen Eigenschaften beim Aushub, Transport, Auftrag und Verdichten. Verfügbare Prüfungen können aus der Auflistung in Anhang A gewählt werden.

Diese entsprechen grundsätzlich auch den Klassifizierungsmerkmalen gemäß DIN 18196 [66]. In der europäischen Norm werden jedoch weitere inhärente Eigenschaften angeführt, die zur Bestimmung der Eignung für eine bestimmte Nutzung des Bodenmaterials herangezogen werden können:

- Mineralanteil des Korns, einschließlich der Art der vorhandenen Tonminerale sowie der Lithologie des Korns,
- Kornform,
- Korndichte,
- optimale Feuchte bzw. optimaler Wassergehalt (en: optimum moisture or water content, OMC),
- maximale Trockendichte (en: maximum dry density, MDD),
- Kornfestigkeit,
- Abbaubarkeit oder mechanische Festigkeit, einschließlich Kornhärte (keine maßgebliche Zerstörung während der Ausführung der Erdarbeiten),
- Verwitterung oder evolutive Veränderung (einschließlich Frost-Tau-Wechsel, Schwindung und Wasseraufnahme) und Dauerhaftigkeit der Bestandteile,
- Empfindlichkeit gegen Frostaufbruch,
- chemische Festigkeit und Beständigkeit,
- Aschegehalt.

Die Klassifizierung und die Zuordnung zu einer Bodengruppe erfolgt bei den Böden über die Tabelle „Bodengruppen für Erdarbeiten basierend auf inhärenten Bodenparametern“ in der DIN EN 16907-2 [90]. Auch für Fels werden Tabellen zur Bestimmung der Felsgruppe angegeben.

In der 3. Phase erfolgt die Klassifizierung nach Zustandsparametern. Die Klassifizierung sollte den Zweck der Erdarbeiten (z. B. Straßen- oder Bahndämme, Staudämme, Hinterfüllung) und die Lage des Materials im Erdbauwerk berücksichtigen (gewöhnliches Füllmaterial, Deckschicht, Dränageschicht).

Der Entwurf des Erdbauwerks sollte festlegen, welche Zustandsparameter für das Projekt zu bewerten sind (siehe prEN 16907-1).

Folgende Zustandseigenschaften werden hierfür in der DIN EN 16907-2 aufgezählt:

- Wassergehalt,
- undräßierte Festigkeit,
- dräßierte Festigkeit,
- (einaxiale) Druckfestigkeit,
- Zugfestigkeit,
- Steifigkeit/Elastizitätsmodul,
- Schwellpotenzial,
- Sackungspotenzial (Überschwemmung),
- Dichte oder Verdichtungsgrad,
- direkter Tragindex (IBI),
- CBR-Wert (California bearing ratio) und CBRi-Wert (durchnäßter Boden),
- Feuchtigkeitszustands-Wert,
- hydraulische Leitfähigkeit,

- seismische Geschwindigkeit,
- Frostbeständigkeit,
- Widerstandsfähigkeit,
- Redoxpotenzial,
- Index für mikrobielle Aktivität.

In der Norm wird auch beispielhaft angegeben, welche der bisher genannten Klassifizierungsmerkmale erstens für verschiedene Vorgänge der Ausführung (Aushub, Laden, Stabilisieren, Einbringen, Verdichten, ...) und zweitens für die Verwendung in Erdbauwerken (Füllmaterial, Deckschicht, Dränageschicht, ...) bestimmt werden müssen.

Im Anhang zur DIN EN 16907-2 [90] werden alle für den Erdbau relevanten europäischen Prüfnormen aufgelistet und es wird darauf hingewiesen, wofür sie geeignet sind.

6.3 Sonstige Erd- und Dammbaustoffe

6.3.1 Allgemeines

Nach der TL BuB E-StB [124] sind Böden mit Fremdbestandteilen solche Böden, die Fremdbestandteile von mehr als 10 Vol.-% und bis 50 M.-% aufweisen. Diese Böden werden durch das Merkblatt über die Verwendung von Böden mit und ohne Fremdbestandteilen (M BomF) [98] geregelt.

Fremdbestandteile sind dabei mineralischen Ursprungs, aber keine Bestandteile des Bodens. Fremdbestandteile können z. B. hydraulisch gebundene Stoffe, mit Bitumen gebundene Stoffe oder Produktionsrückstände z. B. aus thermischen Prozessen oder Bauprozessen sein [124].

Böden mit mehr als 50 M.-% Fremdbestandteilen sind rezyklierte Baustoffe, aber auch solche Baustoffe, die aus einem Umbau, Rückbau oder Abbruch gewonnen und für den neuen Verwendungszweck entsprechend aufbereitet werden [100]. Festlegungen hierfür sind im Merkblatt über die Wiederverwendung von mineralischen Baustoffen als Recycling-Baustoffe im Straßenbau [100] zu finden.

Eine Übersicht über die Böden mit Fremdbestandteilen und die Abgrenzung der Regelwerke in Bezug zum Straßenbau wird im Bild 62 veranschaulicht.

6.3.2 Recyclingbaustoffe

Ausgangsmaterialien für Recyclingbaustoffe sind Baurestmassen, die einer weiteren Verwertung zugeführt werden können. Baurestmassen fallen z. B. beim Rückbau, Umbau, Ausbau sowie bei der Erhaltung von Hoch- und Tiefbauten, Wegen, Flugplätzen und sonstigen Verkehrsflächen an. Unterteilt werden können diese in [100]:

- ungebundene Stoffe, wie Dammbaustoffe, Gemische aus Gesteinskörnungen aus Verkehrsflächen oder Naturwerksteine;
- hydraulisch gebundene Stoffe, z. B. alle Beton- und Stahlbetonbauteile, Material aus Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln;
- bitumengebundene Stoffe, Aufbruchasphalt, Fräsasphalt;
- sonstige gebrauchte Baustoffe, wie z. B. Klinker, Ziegel, Porenbeton, Mörtel usw.

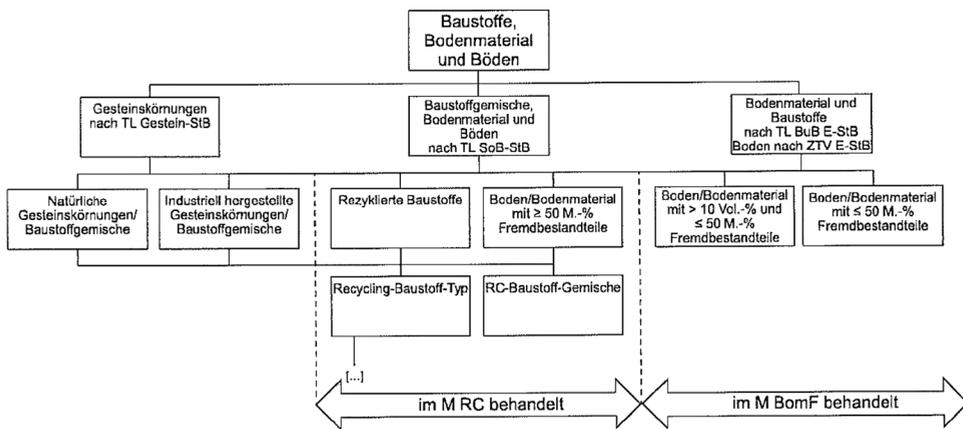


Bild 62 Übersicht der Regelwerke für Böden mit Fremdbestandteilen (nach [98])

Bautechnische Anforderungen werden hinsichtlich Plastizität, Korngrößenverteilung, Wassergehalt und an die stoffliche Zusammensetzung gestellt. Die Einteilung erfolgt in Bodengruppen entsprechend DIN 18196 [66]. Gemäß der TL BuB E-StB [124] müssen die rezyklierten Baustoffe dabei den Tabellen 10 bis 12 entsprechen. Anforderungen an die stoffliche Zusammensetzung werden im Merkblatt M RC [100] festgehalten.

In Österreich wird die Herstellung von Recyclingbaustoffen durch die Richtlinie für Recycling-Baustoffe [116] geregelt. Darin werden insbesondere die allgemeinen Anforderungen an Recyclingbaustoffe, deren bautechnische Güte und Umweltverträglichkeit behandelt.

6.3.3 Industrielle Nebenprodukte

Bautechnische Anforderungen für den Straßendambau und allgemeine Angaben sowie umweltrelevante Merkmale von industriellen Nebenprodukten werden durch die TL BuB E-StB [124] geregelt.

Folgende industrielle Nebenprodukte werden dabei für die Verwendung im Straßendambau in Betracht gezogen:

- Eisenhüttenschlacken
 - Hochofenschlacke,
 - Stahlwerksschlacke,
 - Hüttenmineralstoffgemische;
- Metallhüttenschlacken
 - Schlacken aus der Kupfererzeugung;
- Hausmüllverbrennungsasche;
- Kraftwerksnebenprodukte
 - Schmelzkammergranulat,
 - Kesselasche,
 - Steinkohleflugasche,
 - Braunkohleflugasche;

- Gießereirückstände
 - Gießereirestsande,
 - Gießerei-Kupolofenstückschlacken;
- mineralische Baustoffe aus Bergbautätigkeit
 - Waschberge aus der Steinkohlegewinnung,
 - Haldenberge aus dem Kupferschieferbau.

Im Merkblatt für die Verdichtung des Untergrundes und des Unterbaus im Straßenbau [95] sind weitere Hinweise für die Anwendung und der Verdichtung industrieller Nebenprodukte angeführt.

6.3.4 Leichtbaustoffe

Leichtbaustoffe kommen zur Vermeidung von Setzungen auf extrem weichem, setzungsempfindlichem Untergrund zum Einsatz und werden insbesondere am Übergang von Straßen- und Eisenbahndämmen zu Brückenwiderlagern eingesetzt [1].

Leichtbaustoffe sind gemäß ZTV E-StB [130] natürliche oder künstliche Baustoffe mit geringer Dichte. Sie kommen natürlich vor (Bims), werden thermisch aus primär schweren Mineralstoffen erzeugt (Blähton, Blähschiefer) oder chemisch gefertigt (EPS-Hartschaumstoffe).

Bautechnische Anforderungen werden im Merkblatt über die Verwendung von EPS-Hartschaumstoffen als Leichtbaustoff im Erdbau des Straßenbaus [99] und im Merkblatt über die Verwendung von Blähton als Leichtbaustoff im Erdbau des Straßenbaus geregelt [97].

Expandiertes Polystyrol hat den Vorteil, dass es eine extrem geringe Dichte aufweist ($\rho_d = 0,02$ bis $0,03 \text{ g/cm}^3$), welche etwa nur ein Hundertstel jener Dichte eines mineralischen Erdbaustoffs ausmacht. Nachteile, die sich durch den Baustoff ergeben, können wie folgt zusammengefasst werden [1]:

- Polystyrol ist gegen wässrige Laugen und Mineralsäuren gut beständig, gegenüber unpolaren Lösungsmitteln wie Benzin und längerkettigen Ketonen und Aldehyden nicht; gerade im Verkehrswegebau ist dies von Nachteil.
- Ein Nachteil ist die eingeschränkte Temperaturbeständigkeit und die Neigung zu Spannungsrissen. Es ist wenig wärmebeständig, ab 55 °C setzt eine Beschleunigung der Alterung ein, weshalb es nur bis maximal rund 70 °C einsetzbar ist.
- Außerdem ist es UV-empfindlich.

Blähton wird aus kalkarmem Ton mit fein verteilten organischen Bestandteilen erzeugt. Der Rohstoff wird gemahlen, granuliert und ohne künstliche oder chemische Zusätze bei rund 1200 °C im Drehrohrföfen gebrannt. Die organischen Zuschlagstoffe verbrennen, das Material bläht sich durch das dabei entstehende Kohlendioxid nahezu kugelförmig auf. Blähton erreicht dabei das Vier- bis Fünffache des Ausgangsvolumens. Der Kern ist geschlossenporig, die Oberfläche gesintert. Durch die kugelige Form und die enggestufte Verteilung der Körner weist das Material weder gute Verdichtungseigenschaften noch hohe Scherfestigkeiten („Kugellagereffekt“) auf.

Ein weiterer Leichtbaustoff, neben dem expandierten Polystyrol und dem Blähton, der sich in den letzten Jahren etabliert hat, ist das Glasschaum-Granulat. Glasschaum-Granulat wird industriell aus Altglas in einem thermo-chemischen Prozess hergestellt und ist deshalb zu den Recyclingbaustoffen zu zählen. Glasschaum-Granulat weist aufgrund der anorganischen Natur folgende Eigenschaften auf, welche grundlegend für den dauerhaften Einbau in Erdbauwerken sind [1]:

- unverrottbar,
- beständig gegen Fraßschäden,
- beständig gegen Kohlenwasserstoffschäden,
- formbeständig,
- gering deformierbar,
- gering wasseraufnahmefähig.

Die bodenmechanischen Eigenschaften von Glasschaum-Granulat sind für den Einsatz im Erdbau besonders günstig. Die erreichbare Trockendichte beträgt etwa ein Zehntel jener eines mineralischen Erdbaustoffes ($\rho_d = 0,15$ bis $0,35 \text{ g/cm}^3$). Der Reibungswinkel liegt bei rund $\varphi = 35^\circ$ bis 40° und bei guter Verdichtung ergibt sich eine Korn-zu-Korn-Reibung. Damit wird nicht nur eine Verzahnungskohäsion bewirkt, sondern auch eine vergleichsweise hohe Steifigkeit erzielt [1].

7 Erdarbeiten

7.1 Untergrunderkundung

Wichtige Regelungen zur Untergrunderkundung sind in der DIN EN 1997-2 [78] festgehalten sowie im nationalen Anhang DIN EN 1997-2/NA [79]. In Ergänzung zum Eurocode wurde die DIN 4020 [61] herausgegeben. Im Teil 1 des Grundbau-Taschenbuchs, Kapitel 1.2 Baugrunduntersuchung im Feld, wird die Untergrunderkundung behandelt. Im Zusammenhang mit dem Erdbau wird im folgenden Abschnitt lediglich auf den Umfang, die Anordnung und die erforderliche Tiefe von Baugrunderkundungen eingegangen.

Für den **Umfang** gilt:

Bei Vorliegen der Geotechnische Kategorie 1 (GK 1) sind entsprechend DIN 4020 [61] bezüglich Baugrunderkundung folgende Maßnahmen erforderlich:

- Einholen von Informationen über die allgemeinen Baugrundverhältnisse und die örtlichen Bauerfahrungen der Nachbarschaft;
- Erkunden der Bodenarten bzw. Gesteinsarten und ihrer Schichtung;
- Abschätzen der Grundwasserverhältnisse vor, während und nach der Bauausführung;
- Besichtigen der ausgehobenen Baugrube.

Bei der Geotechnischen Kategorie 2 (GK 2) sind direkte Aufschlüsse erforderlich und bei der Geotechnischen Kategorie 3 (GK 3) ist zu prüfen, ob über den Umfang der GK 2 hinaus noch weitere Untersuchungen erforderlich sind.

Tabelle 21 Merkmale zur Einstufung eines Erddamms in eine Geotechnische Kategorie (nach [61])

	Erddämme
GK 1	Dämme auf tragfähigem Baugrund bis 3 m Höhe, gegebenenfalls mit Verkehrsflächen auf der Dammkrone. Ständig oder zeitweise wasserbelastete Dämme mit einer Höhe des maßgebenden Stauwasserspiegels von bis zu 2 m über dem luftseitig anschließenden Gelände auf tragfähigem Baugrund.
GK 2	Dämme bis 20 m Höhe in ebenem oder flach geneigtem Gelände auf tragfähigem Untergrund, gegebenenfalls mit einer Höhe des maßgebenden Stauwasserspiegels bis höchstens 4 m über dem luftseitig anschließenden Gelände.
GK 3	Dämme auf stark geneigtem Gelände. Dämme auf wenig tragfähigem Baugrund, die eine Prognose der zeitlichen Entwicklung der Verformungen erfordern. Dämme, die Setzungen an verformungsempfindlichen Bauwerken auslösen. Dämme, bei denen die Tragfähigkeit und/oder das Setzungsverhalten des Baugrunds durch Zusatzmaßnahmen verbessert wird. Dämme in Bergsenkungsgebieten und bei der Gefahr von Tagesbrüchen oder Erdfällen. Ständig oder zeitweise wasserbelastete Dämme mit einer Höhe des maßgebenden Stauwasserspiegels von mehr als 4 m über dem luftseitig anschließenden Gelände und/oder einem hohen Schadenspotential, z. B. bei einem Stauvolumen von mehr als 100 000 m ³ . Maßgeblicher Einfluss von Erdbeben.

Tabelle 22 Aufschlussarbeiten zur Erkundung des Baugrunds eines Staudamms (nach [35])

Art der Erkundung	Ergebnis	Probeentnahme	Feldversuche
Geologische Kartierung	Allgemeine Übersicht – Lagerstättenbestimmung	–	–
Kernbohrungen	Bodenprofil Gesteinsprofil	Bohrkerne und Bodenproben für Laborversuche	Wasserabpress- und Einpressversuche
Sondierungen	Bodenprofil – Lagerstättenbestimmung	–	–
Schürfgruben Baggerschlitz	Bodenprofil – Lagerstättenbestimmung	Gestörte/ungestörte Bodenproben für Laborversuche	Wassergehalt Feuchtwichte Siebanalyse
Erkundungsstollen, Erkundungsschächte	Gebirgsbeschaffenheit	Gesteinsproben für Laborversuche	Felsmechanische Versuche
Geophysikalische Verfahren (nur brauchbar in Verbindung mit Bohrprofilen)	Stratigrafie Überlagerungsdicke	–	–
Vor der Ausschreibung erwünschte Großversuche			Sprengversuch Verdichtungsversuch Injektionsversuch

Die Zuordnung zu einer Geotechnische Kategorie (GK) erfolgt am Beispiel des Dammbaus gemäß Tabelle 21.

Anzumerken ist, dass im Bahnbau auch jene Strecken, deren Entwurfsgeschwindigkeiten $v_e > 200$ km/h sind, gemäß der Ril 836.1002 [119] der GK 3 zuzuordnen sind.

Ein Beispiel für Untersuchungsmaßnahmen zur Errichtung eines Staudamms ist in Tabelle 22 zusammengefasst.

Für die **Anordnung** gilt:

Die Untersuchungspunkte sollten in einem solchen Raster angelegt sein, dass der Schichtenaufbau im Planungsbereich beurteilt werden kann. Bei großflächigen Projekten sollte der Rasterabstand jedenfalls kleiner als 60 m sein [78].

Für Linienbauwerke sollten die Untersuchungspunkte in angemessenem Abstand von der Achse angeordnet werden, abhängig von der Gesamtbreite des Bauwerks, wie z. B. der Dammfuß- oder der Einschnittsbreite. Linienbauwerke sind z. B. Straßen- und Eisenbahndämme, aber auch Deiche und Rückhaldedämme. Die Abstände für die Untersuchung sollten in zwischen 20 m und 200 m gewählt werden [78]. Gemäß ZTV E-StB [130] ist im Straßenbau ein Abstand für direkte Aufschlüsse von ca. 100 m vorgesehen. Zu verweisen ist in diesem Zusammenhang auch auf das Merkblatt über geotechnische Untersuchungen und Berechnungen im Straßenbau (M GUB) [102].

Bei Staudämmen sind Abstände zwischen 25 m und 75 m in den maßgebenden Schnitten zu wählen [78].

Für Bauwerke an oder in der Nähe von Hängen und an Geländesprüngen (auch Baugruben) sollten die Untersuchungspunkte auch außerhalb des Bauwerksgrundrisses angeordnet werden, und zwar so, dass die Stabilität des Hangs oder der Baugrube beurteilt werden kann. Bei Rückverankerungen sollten die voraussichtlichen Kräfte in der Krafteinleitungsstrecke besonders beachtet werden [78].

Für die Untersuchungstiefe gilt:

Die Untersuchungstiefe ist auf alle Schichten auszudehnen, die das Bauvorhaben beeinflussen oder durch das Bauwerk beeinflusst werden. Bei Dämmen, Wehren, Baugruben unter dem Grundwasserspiegel und wenn eine Wasserhaltung erforderlich ist, ist die Untersuchungstiefe auch in Beziehung zu den hydrogeologischen Verhältnissen zu wählen. Hänge und Geländesprünge sind bis unterhalb von möglichen Gleitflächen zu erkunden [78].

Die Untersuchungstiefe z_a ist gemäß Eurocode 7 [78] für Dämme und Einschnitte wie folgt festgelegt:

- bei Dämmen: $0,8 h < z_a < 1,2 h$; jedoch mindesten 6 m,
- bei Einschnitten: $z_a \geq 0,4 h$; jedoch mindestens 2 m.

Die Bauwerkshöhe bzw. die Einschnitttiefe h und von welcher Ausgangshöhe die Untersuchungstiefe zu messen ist, ist in Bild 63 dargestellt.



Bild 63 Definition der Untersuchungstiefe z_a und der Bauwerkshöhe h gemäß Eurocode 7 [78];
a) Damm,
b) Einschnitt

7.2 Untergrundverbesserung

Können die Mindestanforderungen an die Verdichtung des Untergrunds nicht erfüllt werden, so sind Untergrundverbesserungsmaßnahmen anzuordnen. In Abschnitt 5.3 wurden bereits tiefreichende Verbesserungsmaßnahmen bei Vorhandensein eines nicht tragfähigen Untergrunds behandelt. Ergänzend dazu werden in der RVS 08.03.01 [120] weitere mögliche Maßnahmen aufgezählt:

- Bodennachverdichtung, die bei geringer Unterschreitung der Verdichtungsanforderungen zulässig ist.
- Mechanische Bodenverbesserung, die durch das Einmischen von geeigneten Korngruppen oder Gesteinskörnungen erfolgt und der Verbesserung der Eigenschaften von Gesteinskörnungsgemischen dient.
- Einbau von Geokunststoffen, mit welchen bei weichem Untergrund die erforderliche Tiefe für die Bodenauswechslung reduziert werden kann. Bei entsprechender Anwendung können Geokunststoffe mehrere Funktionen erfüllen, wie z. B. Filtern, Trennen und Bewehren.
- Bodenverbesserung mit Bindemitteln, diese Thematik wird in Abschnitt 8 behandelt.

Für Baumaßnahmen auf wenig tragfähigem Untergrund und zur tiefreichenden Verbesserung werden in der ZTV E-StB [130] und in der RVS 08.03.01 [120] folgende Bauverfahren in Betracht gezogen:

- Konsolidierungsverfahren, mit denen eine Vorwegnahme von Konsolidationssetzungen durch das temporäre Aufbringen einer Vorbelastung erreicht wird, z. B. durch eine Überschüttung oder mittels Grundwasserabsenkung. Durch das Einbringen von Tiefendrains (z. B. Kies-, Sand- oder Kunststoffdrains) wird die Durchlässigkeit des Untergrunds erhöht und damit die Konsolidationssetzung beschleunigt.
- Bodenaustauschverfahren, womit ungeeignete Böden vollständig entfernt und durch geeignete Baustoffe ersetzt werden.
- Verfahren zur Verbesserung des Untergrunds, erzielt durch das punktuelle, rasterförmige Einbringen von geeigneten grobkörnigen Baustoffen, Bindemitteln oder Gemischen. Rüttelstopfsäulen werden dazu vorrangig in weichem, bindigen Boden zur Erhöhung der Scherfestigkeit und der Durchlässigkeit sowie zur Verringerung der Setzungen hergestellt, womit auch eine Beschleunigung der Konsolidation bezweckt wird. In locker gelagerten nichtbindigen Böden wird vorrangig die Rüttel-druckverdichtung ausgeführt, mit welcher die Eigenverdichtung des Untergrunds und eine Homogenisierung der Untergrundeigenschaften angestrebt werden. Bei geeigneten Böden kann die Verbesserung auch durch punktuelle, dynamische Intensivverdichtung bzw. durch Impulsverdichtung erfolgen.

- Verfahren mit aufgeständerten Gründungspolstern, die aus horizontallastverteilenden, eventuell geokunststoffbewehrten Schichten bestehen, welche auf vertikalen Traggliedern aufliegen. Tragglieder können z.B. Kiessäulen, Fertigpfähle, bindemittelverfestigte Bodensäulen usw. sein. Pfahlgründungen können dabei mit Spitzendruckpfählen, welche in eine tragfähige Schicht einbinden, oder mit Mantelreibungspfählen ausgeführt sein. Bei Letzteren ist auch die Ausführung von lastverteilenden Kopfplatten, geokunststoffbewehrten Kiespolstern usw. sinnvoll.
- Anwendung von Leichtbaustoffen, deren Einsatz dann zielführend ist, wenn mit vertretbarem Aufwand keine ausreichende Konsolidierung des Untergrunds bzw. keine entsprechende Standsicherheit bei Verwendung von natürlichen Dammbaustoffen erreicht werden kann.

Bei der Planung und Ausführung von tieferreichenden Untergrundverbesserungsmaßnahmen sind gemäß der RVS 08.03.01 [120] folgende Aspekte zu berücksichtigen:

- Tragfähigkeit des Untergrunds (Grundbruch-, Böschungsbruch-, Gleit-, Spreizsicherheit) sowie Anfangs- als auch Endstandsicherheit,
- Gebrauchstauglichkeit des Untergrunds (Setzungen, Setzungsdifferenzen, Winkelverdrehungen, Last- und Zeit-Setzungsverhalten, Konsolidation),
- Dauerhaftigkeit des Untergrunds (organische Prozesse, chemische und physikalische Verwitterung, Erosion usw.).

7.3 Vor-, Oberboden- und Abtragsarbeiten

Vorarbeiten: Vor Beginn der Bauarbeiten ist der Zustand der vorhandenen Oberflächen, Befestigungen, Einfassungen und der angrenzenden Bebauung festzustellen und zu dokumentieren [67]. Dazu zählen aber auch Erkundungsmaßnahmen gemäß Abschnitt 7.1, wie z.B. Geländeaufnahmen, geologische, boden- und felsmechanische Untersuchungen und die Erkundung des Grundwasserstands. Außerdem zählen zu den Vorarbeiten die Massenermittlung, das Erstellen der Ausschreibungsunterlagen, das Erschließen des Baufelds, Erkundung von Hindernissen, Untersuchung und Sicherung der durch die Baumaßnahmen gefährdeten Gebäude [10].

Auch erforderliche Entwässerungsmaßnahmen sind rechtzeitig auszuführen, sodass durch das abfließende Niederschlagswasser und sonstige fließende Wässer keine Schäden entstehen. Der witterungsempfindliche Boden oder Fels darf nicht nachteilig durchfeuchtet und aufgeweicht werden [120]. Von Einschnittsböschungen darf kein Wasser auf das Planum abfließen. Das vom Planum abfließende Wasser soll ungehindert über die Dammböschung zum Unterlieger oder über eine Längsentwässerung abfließen [130].

Im Straßenbau sind neben der ZTV E-StB [130] noch die RAS-Ew [114] und die ZTV Ew-StB [131] zu beachten.

Oberboden: Der Oberboden muss von allen Flächen vor Beginn der Erdarbeiten abgetragen werden. Der Abtrag erfolgt abschnittsweise und ist so vorzunehmen, wie es von den Folgearbeiten erfordert wird. Außerdem sind die Boden- und Witterungsverhältnisse zu berücksichtigen. Der Oberboden darf beim Abtrag und bei der Lagerung nicht durch andere Beimengungen verschlechtert werden. Kann der Oberboden nicht

sofort weiterverwendet werden, ist er getrennt, aber räumlich zusammenhängend mit anderen Bodenarten, zu lagern. Ein Befahren und Verdichten muss tunlichst vermieden werden [120].

Abtragsarbeiten: Die Wahl des Verfahrens für den Abtrag von Boden oder Fels sowie das Löse- und Ladegerät muss entsprechend der jeweiligen Boden- oder Felsart erfolgen. Das Lösen, Laden, Fördern und Zwischenlagern hat in solcher Weise zu erfolgen, dass die Einbaufähigkeit des Materials erhalten bleibt. Abtragsflächen und Oberflächen von Zwischenlagern sollen ein Quergefälle von mindestens 4 % aufweisen, damit das Oberflächenwasser ungehindert davon abfließen kann. Bei Zwischenlagern müssen eventuell gesonderte Maßnahmen getroffen werden. Werden bei den Abtragsarbeiten Baustoffe mit unterschiedlicher Eignung angetroffen, sind diese getrennt zu behandeln. Beim Abbau an Steilhängen ist ein Arbeitsplan zu erstellen, um den Abbau so auszuführen, dass Rutschungen oder Felsstürze verhindert werden [120].

Verfahren zum Abtrag von Fels werden in Abschnitt 4.3.2 und Verfahren zum Abtrag von Lockergesteinen und Böden in Abschnitt 4.2.2 erläutert.

7.4 Vorbereitung der Dammaufstandsfläche

Vertiefungen unterhalb der Dammaufstandsfläche sind aufzufüllen und entsprechend zu verdichten. Ist die Dammaufstandsfläche steiler als im Verhältnis 1:5 geneigt, ist in Abhängigkeit von der Bodenart und dem Verlauf der Dammaufstandsfläche zu prüfen, ob eine Abtreppung erforderlich ist. Die Stufen werden dabei leicht nach außen geneigt und sind je nach Schütthöhe auszubilden, jedoch mindestens 0,6 m hoch. Maximal sollte die Höhe 1,5 m betragen. Auch wenn an einen bestehenden Damm angeschüttet wird, sind Stufen erforderlich, um eine entsprechende Verzahnung zu erreichen [120]. Vor allem im Staudammbau ist diese Maßnahme im Zuge von Stauspiegel- bzw. Dammerhöhungen auszuführen.

Sickerwasser, Quellwasser und Rinnsale müssen, bevor mit der Dammschüttung begonnen wird, gefasst und abgeleitet werden [120]. Bei der Ausführung von Filter- und Drainagezonen sind unbedingt Filterkriterien einzuhalten. Im Staudammbau ist es sinnvoll, gesammelte Sickerwässer qualitativ hinsichtlich ausgeschwemmter Sedimente und quantitativ zu überwachen.

Liegt die Dammaufstandsfläche überhaupt im Grundwasserschwankungsbereich, so ist über dieser eine kapillarbrechende Schicht anzuordnen, gegebenenfalls aus einem filterstabil abgestuften Korngemisch [120]. Diese Schicht kann auch als Sohlschicht bezeichnet werden. Die Schütthöhe beträgt ca. 0,5 bis 1,0 m und das Schüttmaterial besteht aus nichtbindigen Bodenarten wie z. B. GW, GI, GE, SW, SI oder SE [23].

Weist der Untergrund nicht die gewünschten Eigenschaften auf, so sind Untergrundverbesserungsmaßnahmen durchzuführen. Eine Übersicht über die zur Verfügung stehenden Maßnahmen wird in Abschnitt 7.2 und 5.3 angeführt. Bei der Bodenverbesserung bzw. Bodenverfestigung durch das Einmischen von Bindemitteln gibt es folgende Verfahren:

- Bodenverbesserung mit Bindemitteln (Kalkstabilisierung), siehe Abschnitt 8.2.1,
- Bodenverfestigung mit hydraulischen Bindemitteln (Zementstabilisierung), siehe Abschnitt 8.2.2, und
- Bodenverbesserung mit Mischbindemitteln (Kalk-Zement-Stabilisierung), siehe Abschnitt 8.2.3.

7.5 Herstellung von Dämmen und Schüttungen

Anforderungen an die Schüttmaterialien wurden bereits in Abhängigkeit vom Damm-typ (Straßen- und Eisenbahndamm, Staudamm, Hochwasserschutzdamm, Steinschlag- und Lawinenschutzdamm und Deponiedamm) in Abschnitt 5.3 erläutert. Die bautechnische Klassifikation und die daraus resultierende Eignung ist in Abschnitt 6.2.5 dargestellt. In der DIN 18196 [66] wird auch auf die bautechnische Eignung verschiedener Bodengruppen eingegangen. Im Straßendambau bestehen gemäß der TL BuB E StB [124] Anforderungen an Dammschüttmaterialien hinsichtlich der Plastizität, der Korngrößenverteilung und des Wassergehalts.

Die technische Eignung hängt im Allgemeinen von mehreren Faktoren ab. Um diese genauer zu spezifizieren, können folgende Anforderungen aufgestellt werden, welche zu überprüfen sind (nach [41]):

- Tragfähigkeit,
- Verdichtbarkeit,
- Kornumlagerungsempfindlichkeit,
- Wasserempfindlichkeit,
- Verwitterungsneigung,
- Erosionsempfindlichkeit,
- Frostempfindlichkeit,
- Setzungsempfindlichkeit,
- Rutschungsempfindlichkeit,
- Witterungsempfindlichkeit.

Bei mineralischen Baustoffen besteht zwischen den Bodengruppen (entsprechend der DIN 18196 [66]) und den zu erwartenden Bodeneigenschaften ein Zusammenhang. Aus diesem Grund ist es möglich, auf Basis der vorliegenden Bodengruppe, auf die technische Eignung zu schließen. In Tabelle 23 (siehe nachfolgende Doppelseite) sind wichtige Zusammenhänge zwischen Bodengruppen und Bodeneigenschaften zusammengefasst. In der Spalte 1 sind Bodenklassen gemäß der alten Klasseneinteilung der DIN 18300 [67] dargestellt, welche auch dem jeweiligen Homogenbereich entsprechen würden.

Nach *Keil* [32] muss der Einbau von Dammschüttmaterialien nach dem Prinzip der größtmöglichen Stabilität erfolgen. Dazu sind folgende Grundsätze zu beachten:

- Vorsehen von dünnen Lagenschüttungen,
- Erreichen der höchstmöglichen Dichte (vgl. Proctordichte),
- Wechseleinbau in dünnen Lagen,
- Begrenzung der „Stückgröße“ (Größtkorn) entsprechend dem Verdichtungsverfahren.

So sollen unterschiedliche Schüttmaterialien hinsichtlich ihrer Konsistenz, Kornverteilung und „Härte“ auf keinen Fall gemischt, sondern immer getrennt in dünnen homogenen Lagen eingebaut werden. Dadurch wird die beste Verdichtbarkeit, aber auch der rascheste Spannungsausgleich zwischen den unterschiedlichen Schüttmaterialien untereinander erreicht. Durch den Wechseleinbau (auch Sandwichbauweise genannt) ist es auch möglich, nur bedingt geeignete Baustoffe, wie z. B. nass-bindige Böden zu verwerten. So kann feuchter Lehm, der sich nur schlecht verdichten lässt, mit einer darunter liegenden Basislage und darüber liegenden Decklage aus durchlässigem Material, welches zu einer Entspannung und Entfilterung sorgt, eingebaut werden. Die nichtbindige Schicht sorgt somit für eine Stabilisierung. Die Kontakterosion zwischen den Schichten muss jedoch nachgewiesen werden [10, 32].

Beim Einbau von witterungsempfindlichen Materialien sollen die Schüttlagen mit einem Quergefälle von mindestens 6 % hergestellt und unmittelbar verdichtet werden. Bei sehr ungünstiger Witterung sind die Einbau- und Verdichtungsarbeiten unter Umständen einzustellen. Der optimale Wassergehalt des Schüttmaterials muss gewährleistet sein [44].

Erforderlichenfalls ist eine durch die Witterung und den Baubetrieb beeinflusste Schutz- oder Opferschicht (erdbauliche Verschleißschicht) zu belassen, die erst kurz vor Umsetzung der weiteren Maßnahmen zu entfernen ist.

Für die Herstellung von Dämmen ist es besonders wichtig, dass der Boden über die gesamte Dammbreite gleichmäßig verdichtet wird. Um dies zu erreichen, werden durch die ZTV E-StB [130] drei mögliche Verfahren vorgegeben:

- Der Damm ist je nach Höhe beiderseits mindestens 1 m über das Sollprofil hinaus zu schütten und auf gesamter Breite zu verdichten. Der über das Sollprofil hinaus eingebaute Boden ist böschungsschonend wieder abzutragen und kann für die Abrundung des Dammfußbereichs oder für die weitere Dammschüttung verwendet werden.
- Die Böschung ist in ihrem Sollprofil direkt mit einem hierfür geeigneten Verdichtungsgerät und Arbeitsverfahren zu verdichten.
- Die Schütthöhe ist in dem äußeren, mindestens 2 m breiten Böschungsbereich zu verringern und der Boden mit einem für diesen Randbereich geeigneten Verdichtungsgerät zu verdichten.

7.6 Einbau und Verdichtung

7.6.1 Allgemeines

Durch die Verdichtung wird das Porenvolumen des Bodens verringert und seine bautechnischen Eigenschaften werden verbessert [44]:

- Die Verformbarkeit bzw. Zusammendrückbarkeit wird verringert und damit die Steifigkeit erhöht.
- Die Scherfestigkeit wird vergrößert.
- Die Wasserdurchlässigkeit wird verringert.
- Die Erosionsstabilität wird erhöht.

Tabelle 23 Eigenschaften von Böden in Abhängigkeit von der Bodengruppe (nach [41])

Boden- und Felsklassen nach DIN 18 300	Kurzzeichen nach DIN 18 196	Merkmale, wie Korngrößen und -anteile u. a.	Ungleichförmigkeitszahl U	Lagerungsdichte D	
1	2	3	4	5	
Oberboden	OH, OU	Mikroorganisch, humushaltig	gleichförmig $U < 5$	$> 95\%$	$U \leq 3$: SU, GU, GT $D \geq 0,3$: SE, GE; $D \geq 0,45$: SE, SW, SI, GE, GW, GI
Fließende Bodenarten	GÜ, G \bar{U} , SÜ, S \bar{U} , TL, TM, TA, OU, OT, OH, OK, HN, HZ, F	flüssig-breiig, wasserhaltend	ungleichförmig $U = 5 - 15$	dicht $> 0,50 q_{Pr}$ $> 0,75 q_{Pr}$	
leicht lösbare Bodenarten	GE, GW, GI, SE, SW, SI, GU, GT, SU, ST, HN		sehr ungleichförmig $U > 15$	mitteldicht 0,30 - 0,50; Proctordichte $> 92\%$ 0,45 - 0,75 Proctordichte $q_{Pr} > 95\%$	
mittelschwer lösbare Bodenarten	GÜ, G \bar{U} , SÜ, S \bar{U} , OH, OK, UL, UM, TL, TM, OU		Einkornmaterial $U = 1$	locker 0,15 - 0,30 0,20 - 0,45	
schwer lösbare Bodenarten	wie Klasse 3 oder 4 TA, OT			sehr locker 0 - 0,15 0 - 0,20	
				$U < 3$ $U > 3$	

Konsistenzzahl I_c		Wichte γ [kN/m ³]	Scherfestigkeit τ_f	Verformungsmodul E_v	Wasserdurchlässigkeit k_f	Frostempfindlichkeit F	Schwell- und Schrumpfneigung
6		7	8	9	10	11	12
$I_c = \frac{W_L - W}{I_p}$ $I_c < 0,50$		Nach DIN 1055, Teil 2, siehe Abb. 2.2	Maximalwert nach DIN 18137 Teil 1 Mit der Scherfestigkeit zusammenhängende Größen: Reibungswinkel, Kohäsion	Hier nur Richtwerte des E_{v2} -Moduls auf ungebundenen Tragschichten: Baustoffe: A B C	wasserdurchlässig $k_f > 10^{-4}$ [m/s];	Klasse F1: nicht frostempfindlich Klasse F2: gering bis mittel frostempfindlich Klasse F3: sehr frostempfindlich	Keine: GE, GW, GI, SE, SW, SI
Grenze Zustandsform flüssig Fließgrenze 0,5 – 0,75 weich; Ausrollgrenze 0,75 – 1,00 steif 1,00 1,00 > 1,00 halbhart; fest (hart)							

- Die Wasseraufnahmefähigkeit und Schwellfähigkeit wird verringert.
- Die Froststabilität wird erhöht.

Das Verdichtungsverhalten eines nichtbindigen bzw. eines bindigen Bodens und der Einfluss, den die Bodenart auf die Wahl des Verdichtungsgeräts hat, wird nach *Hager* [25] wie folgt beschrieben:

Nichtbindige, grobkörnige Böden sind gekennzeichnet durch eine hohe Wasserdurchlässigkeit, gute Verdichtbarkeit und hohe Tragfähigkeit im verdichteten Zustand. Bei diesen Böden erfolgt die Verdichtung in erster Linie durch die Überwindung der Korn-zu-Korn-Reibung, wodurch eine Umlagerung und Einregelung der Körner möglich wird und diese eine dichtere Lagerung einnehmen können. Dies wird am besten durch dynamische Verdichtung mit glatten Bandagen erreicht, wobei bis zu einem gewissen Maße auch eine statische Verdichtung den gewünschten Erfolg herbeiführen kann. Es gilt an dieser Stelle anzumerken, dass es bei zu starker Verdichtung zu einer unerwünschten Wiederauflockerung bzw. Kornzertrümmerung kommen kann.

Bei bindigen, feinkörnigen Böden ist die Verdichtung in erster Linie durch statische Auflast bzw. durch Kneten, Aufreißen oder Aufbrechen der Kornstruktur zu bewerkstelligen. Dies liegt darin begründet, dass die Verdichtungswilligkeit dieser Bodenart primär von der Plastizität bzw. Konsistenz abhängig ist, welche wiederum vom Wassergehalt bestimmt wird. Die durch die Verdichtung aufgrund der geringen Wasserdurchlässigkeit entstehenden Porenwasserdrücke müssen also mehr oder weniger schnell abgebaut werden. Deswegen werden zur Verdichtung von bindigen Böden vorwiegend statische Walzen mit profilierten Bandagen (größere Oberfläche, Aufreißen von Wasserwegigkeiten) eingesetzt. Dynamische Verdichtungsmethoden würden bei diesen Böden einen hohen Anstieg der Porenwasserdrücke bewirken und sind aus diesem Grund weniger geeignet und eher kontraproduktiv. Die Steifigkeiten kohäsiver Böden sind im Wesentlichen deutlich geringer als jene von nicht bindigen Materialien.

7.6.2 Anforderungen

In dem folgenden Abschnitt werden die Anforderungen an die Verdichtung angeführt. Die Prüfverfahren zur Kontrolle der Verdichtung werden in Abschnitt 9 behandelt.

Gemäß ZTV E-StB [130] werden an den Untergrund und Unterbau von Straßen die in der Tabelle 24 angegebenen Verdichtungsanforderungen gestellt. Die Anforderungen für die grobkörnigen Böden gelten auch für Korngemische aus gebrochenem Gestein mit jeweils entsprechender Kornzusammensetzung. Die Anforderungen der Tabelle 24 gelten auch, wenn die Böden und Baustoffe bis 35 M.-% Körner > 63 mm und < 200 mm aufweisen.

Außerdem gelten die Anforderungen auch für Böden und Baustoffe nach den TL BuB E-StB [124] mit jeweils entsprechender Kornzusammensetzung. Neben den mineralischen Böden sind somit auch folgende Baustoffe von der Regelung betroffen:

- Böden mit Fremdbestandteilen,
- rezyklierte Baustoffe,
- Eisenhüttenschlacken.

- Metallhüttenschlacken.
- Hausmüllverbrennungsaschen.
- Kraftwerksnebenprodukte.
- Gießereirückstände.
- Mineralische Baustoffe aus Bergbautätigkeit.

Die Anforderungen der Tabelle 24 beziehen sich auf das 10%-Mindestquantil des Verdichtungsgrads und auf das 10%-Höchstquantil des Luftporenanteils. Das Mindest- und Höchstquantil besagt, dass 10 % der Grundgesamtheit der Verdichtungskennwerte die Anforderungen der ZTV E-StB unterschreiten bzw. beim Luftporenanteil überschreiten darf [95].

Die Anforderungen an den Verformungsmodul werden durch die ZTV E-StB [130] gemäß der Tabelle 25 festgelegt. Diese sind abhängig von der jeweiligen Bauklasse. Die Bauklassen werden in der Richtlinie für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen [115] definiert und unterteilt.

Zusätzlich gelten die Anforderungen an dynamische Verformungsmoduln E_{vd} beim Nachweis mit dem dynamischen Plattendruckversuch gemäß Tabelle 26.

Tabelle 24 Anforderungen an den Verdichtungsgrad D_{pr} nach ZTV E-StB 09 für den Unterbau von Dämmen und Untergrund von Einschnitten (nach [47])

Dichte nach Proctor in %	Für die Bodengruppen nach DIN 18196	In den Einbaubereichen
100	GW, GI, GE SW, SI, SE GU, GT, SU, ST	Damm: vom Planum bis 1,00 m Tiefe Einschnitt: vom Planum bis 0,50 m Tiefe
98	GW, GI, GE SW, SI, SE GU, GT, SU, ST	Damm: ab 1,00 m unter Planum bis zur Dammsohle
97 zusätzlich max. 12 % Luftporenanteil (10 % Höchstquantil)	GU*, GT*, SU*, ST*, U, T OU und OT nur mit Sondergenehmigung	Damm: vom Planum bis zur Dammsohle Einschnitt: vom Planum bis 0,50 m Tiefe

Tabelle 25 Anforderungen an das 10%-Mindestquantil des E_{v2} -Werts auf dem Planum bei frostsicherem Untergrund bzw. Unterbau (nach [95] und [130])

Bauklasse	E_{v2} (MN/m ²)	E_{v2} bei gewährleitetester Nachverdichtung des Planums durch Einbau darüber liegender Tragschicht auf die Werte gemäß Spalte 2
SV, I – IV	120	100
V, VI	100	80

Tabelle 26 Anforderungen an das 10%-Mindestquantil des E_{vd} -Werts auf dem Planum bei frostsicherem Untergrund bzw. Unterbau (nach [130])

Bauklasse	E_{vd} (MN/m ²)	E_{vd} bei gewährleitetester Nachverdichtung des Planums durch Einbau darüber liegender Tragschicht auf die Werte gemäß Spalte 2
SV, I – IV	65	50
V, VI	50	40

Bei frostempfindlichem Untergrund bzw. Unterbau ist auf dem Planum ein Verformungsmodul von $E_{v2} = 45 \text{ MN/m}^2$ erforderlich und nach Durchführung einer qualifizierten Bodenverbesserung ein Verformungsmodul von $E_{v2} = 70 \text{ MN/m}^2$ [130].

Die Anforderungen gemäß den Tabellen 25 und 26 sind für Einschnitte und Dämme in Bild 64 grafisch veranschaulicht.

In der ZTV E-StB [130] und im Merkblatt für die Verdichtung des Untergrunds und Unterbaus im Straßenbau [95] werden auch Anforderungen an die Verdichtung von:

- unbefestigte Seitenstreifen,
- Seitenablagerungen,
- Abdichtungen,
- Leitungsgräben,
- Hinterfüllungen und Überschüttungen sowie
- Lärmschutzwällen

angegeben.

Tabelle 27 Anforderungen an die Verdichtung für Erdbauwerke von Eisenbahnen (nach [119])

	Einstufung ($v = \text{HG VzG}$ für durchgehende Hauptgleise, sonst örtlich zulässige v)	Abzusichernder Tragbereich (Tiefe u. SO) ¹⁾	Verdichtung D_{Pr} (neu herzustellender Unterbau) ²⁾	Untergrund/ bestehender Unterbau (im Druckbereich bis zur Tiefe des abzusichernden Tragbereichs) ³⁾	Bemerkungen	
Neubau	Schotteroberbau und Feste Fahrbahn	$v > 230 \text{ km/h}$	3,0 m	100 % (GW, GI, GE, SW, SI, SE, GU, GT, SU, ST)	bei Neuschüttung nur mit qualifizierter Bodenverbesserung ⁴⁾ einzubauen: veränderlich festes Gestein und im abzusichernden Tragbereich UA, UL, UM, TL, TM, TA, SU*, ST*, GU*, GT*	
		$160 \text{ km/h} < v < 230 \text{ km/h}$	2,5 m	97 %, $n_A \leq 12 \%$ (GU*, GT*, SU*, ST*, U, T); unterhalb des Tragbereichs: 98 % bzw. 97 %, $n_A \leq 12 \%$		
	Schotteroberbau	$80 \text{ km/h} < v \leq 160 \text{ km/h}$	2,0 m	97 % (GW, GI, GE, SW, SI, SE, GU, GT, SU, ST, OK)		bei Neuschüttung mit qualifizierter Bodenverbesserung ⁴⁾ : veränderlich festes Gestein
		$v \leq 80 \text{ km/h}$	1,5 m	95 %, $n_A \leq 12 \%$ (GU*, GT*, SU*, ST*, U, T) bis Dammsohle		
				mindestens weich (mit $I_C \geq 0,6$) ⁶⁾ bzw. locker (mit $D > 0,2$) ⁶⁾		

Tabelle 27 (Fortsetzung)

		Einstufung ($v = HG \cdot VzG$ für durchgehende Hauptgleise, sonst örtlich zulässige v)	Abzusi- chernder Trag- bereich (Tiefe u. SO) ¹⁾	Verdichtung D_{Pr} (neu herzu- stellender Unterbau) ²⁾	Untergrund/ bestehender Unterbau (im Druck- bereich bis zur Tiefe des abzusichernden Tragbereichs) ³⁾	Bemerkungen
Verbesserung	Schotteroberbau und FF	$160 \text{ km/h} < v \leq 230 \text{ km/h}$	2,5 m	bei Neuschüttungen und Bodenaustausch wie Neubau ⁵⁾	mindestens steif (Konsistenz $I_C \geq 0,75$ für bindige Böden) bzw. mitteldicht (Lagerungsdichte $D \geq 0,3$ bei $U < 3$ bzw. $D \geq 0,45$ bei $U \geq 3$) für nichtbindige Böden	
	Schotteroberbau	$80 \text{ km/h} < v \leq 160 \text{ km/h}$	2,0 m			
		$v \leq 80 \text{ km/h}$	1,5 m			

¹⁾ Für Neubau, bei Verbesserung nur als Anhaltswert zu verwenden (siehe auch Ril 836.3001 und Ril 836.4105). Als abzusichernder Tragbereich ist die gesamte Planumsbreite, unter Berücksichtigung des Druckausbreitungswinkels anzusetzen. Für die erforderliche Breite des Bodenaustauschs im Bestand siehe Ril 836.4103 Abs. 4(7).

²⁾ Abweichend von ZTVE-StB 09 Tab. 2 sind für Neuschüttungen folgende Bodengruppen ausgenommen: OH, OT.

³⁾ Für Bodengruppen entsprechend ZTVE-StB Tab. 2, kann nach Maßgabe des geotechnischen Gutachters auch abweichend festgelegt werden. Bei Vorhandensein der entsprechenden Lagerungsdichte und/oder Konsistenz kann von einem für einen gebrauchstauglichen Fahrweg ausreichend tragfähigen Untergrund ausgegangen werden, wenn die Entwässerung gewährleistet ist.

⁴⁾ Nach gutachterlicher Bewertung, für die Anforderungen an die qualifizierte Bodenverbesserung siehe Ril 836.4102 A07 und 4103 Abs. 12. Nach gutachterlicher Bewertung können auch alternativ bei Verwendung dieser Böden ohne qualifizierte Bodenverbesserung die Anforderungen an den Luftporenanteil gemäß ZTVE-StB 09 Kap. 4.3.2, Tab. 2, Fußnote 4, angesetzt werden.

⁵⁾ Kann objektspezifisch auch durch geotechnischen Gutachter festgelegt werden, wenn kurze Gleisabschnitte betroffen sind (z. B. um gleichmäßige Auflagerbedingungen im Übergang zum Bestand zu gewährleisten).

⁶⁾ Die Konsistenzgrenze für breiig zu weich liegt bei 0,5; damit jedoch evtl. schwingungsempfindliche Böden ausgeschlossen werden, ist die Mindestanforderung für die Konsistenz mit $I_C \geq 0,6$ festgelegt (siehe Ril 836.3001 Abs. 7(2)). Die Grenze der Lagerungsdichte locker zu sehr locker ist i. Allg. mit $D = 0,15$ angegeben. Ein Mindestwert von 0,2 soll auch evtl. verlagerungsempfindliche Böden ausschließen.

Ordinate	Grobkörnige Böden	Schicht	Gemischt- und feinkörnige Böden, Böden mit organischen Beimengungen			Ordinate
	GW, GI GE, SW, SI SE		GU, GT SU, ST	GU*, GT* SU*, ST* U, T OU, OT	OK	
EINSCHNITTE						
± 0 ▽	▽ 1)	▽ Planum ▽	▽ $E_{v2} = 45 \text{ MN/m}^2$ ▽ $D_{Pr} = 98 \%$ 3)			▽ ± 0
	2)	Verbesserter oder verfestigter Unter- grund				
	$D_{Pr} = 100\%$	Untergrund	$D_{Pr} = 100\%$	$D_{Pr} = 97\%$ $n_a = 12 \text{ Vol.-%}$	$D_{Pr} = 97\%$	▽ -0,5
-0,5 ▽						
DÄMME						
± 0 ▽	▽ 1)	▽ Planum ▽	▽ $E_{v2} = 45 \text{ MN/m}^2$ ▽ $D_{Pr} = 98 \%$ 3)			▽ ± 0
	2)	Verbesserter oder verfestigter Unterbau				
	$D_{Pr} = 100\%$	Unterbau	$D_{Pr} = 100\%$	$D_{Pr} = 97\%$ $n_a = 12 \text{ Vol.-%}$	$D_{Pr} = 97\%$	▽ -0,5
	$D_{Pr} = 98\%$		$D_{Pr} = 97\%$	$D_{Pr} = 95\%$ $n_a = 12 \text{ Vol.-%}$	$D_{Pr} = 97\%$	
-1,0 ▽						
Anforderungen nach Erdstatik		Untergrund	Anforderungen nach Erdstatik			

Bild 64 Anforderungen an die 10%-Mindest- bzw. Höchstquantile der Verdichtungskennwerte mit und ohne Verbesserung oder Verfestigung des Untergrunds oder Unterbaus (nach [95])
 1) siehe Tabelle 25 bzw. Tabelle 26
 2) Anforderungen an den Verdichtungsgrad: siehe ZTV T-StB [132]
 3) Anforderung an das 10%-Mindestquantil des Verdichtungsgrads des Boden-Bindemittelgemischs unmittelbar nach Abschluss der Verdichtung. Beim Baumischverfahren gilt zusätzlich die Forderung, dass die zur Verdichtung vorgesehene Schicht wie die oberste Schicht des Untergrunds zu verdichten ist.

Im Eisenbahnbau werden die Anforderungen an die Verdichtung durch die Ril 836.4101A01 [119] geregelt. Diese sind davon abhängig, ob es sich um eine Verbesserungsmaßnahme oder um einen Neubau handelt, außerdem von der projektierten Geschwindigkeit, der Art des Oberbaus und des abzusichernden Tragbereichs gemäß Tabelle 27. Die Anforderung an den Verformungsmodul wird in Abhängigkeit von denselben Faktoren in Tabelle 28 angegeben. In Bild 34 sind die Anforderungen auch grafisch in einem Regelprofil dargestellt.

Tabelle 28 Anforderungen an den Verformungsmodul für Erdbauwerke von Eisenbahnen (nach [119])

		Einstufung ($v = \text{HG VzG}$ für durchgehende Hauptgleise, sonst örtlich zulässige v)	Abzusichernder Tragbereich (Tiefe u. SO) ¹⁾	Regelwert E_{v2}/E_{vg} in MN/m^2 OK Schutzschicht (OFTS)	Regelwerte E_v/E_{vd} ^{2), 3)} Planum Neuschüttungen wie Neubau
Neubau	Schotteroberbau und Feste Fahrbahn	$v > 230 \text{ km/h}$	3,0 m	120/50	SchO: 80/40 FF: 60/35
		$160 \text{ km/h} < v \leq 230 \text{ km/h}$	2,5 m		60/35
	Schotteroberbau	$80 \text{ km/h} < v \leq 160 \text{ km/h}$	2,0 m	100/45	45/30
		$v \leq 80 \text{ km/h}$	1,5 m	80/40	45/25
Verbesserung	Feste Fahrbahn	$160 \text{ km/h} < v \leq 230 \text{ km/h}$	2,5 m	100/45	(45/30)
	Schotteroberbau	$160 \text{ km/h} < v \leq 230 \text{ km/h}$	2,5 m	80/40	(45/25)
		$80 \text{ km/h} < v \leq 160 \text{ km/h}$	2,0 m	50/35	(20/20) ⁴⁾
		$v \leq 80 \text{ km/h}$	1,5 m	40/30	(20/20) ⁴⁾

¹⁾ Für Neubau, bei Verbesserung nur als Anhaltswert zu verwenden (siehe auch Ril 836.300 und Ril 836.4105). Als abzusichernder Tragbereich ist die gesamte Planumsbreite, unter Berücksichtigung des Druckausbreitungswinkels, anzusetzen. Für die erforderliche Breite des Bodenaustauschs im Bestand siehe Ril 836.4103 Abs. 4(7).

²⁾ Bei Neuschüttungen im Zuge von Verbesserungsmaßnahmen gelten die Regelwerte des Neubaus. Die Richtwerte für die Verbesserung sind für den Druckausbreitungsbereich maßgebend. Die Regelwerte (Neubau) auf dem Planum sollen erfüllt werden. Die Regelwerte der Verbesserung sollen angestrebt werden, um nach Ril 836.4101 A02 eine möglichst dünne Tragschichtdicke zu erreichen. Im Rahmen der geotechnischen Bewertung können ortsspezifisch Kontroll- bzw. Prüfwerte neu festgelegt werden, z. B. können die Eingangswerte E_{pi} für die Dickenbestimmung (siehe Ril 836.4105 A05) angesetzt werden oder der sich aus der Rückrechnung ergebende E_{pi} für eine vorgesehene Dicke.

³⁾ E_{vd} -Werte gelten für gemischt- und feinkörnige Böden, Werte für grobkörnige Böden sind um jeweils 5 MN/m^2 zu erhöhen.

⁴⁾ Hinweis: Bei Befahren des Planums mit schweren Transportfahrzeugen ist ein $E_{v2} \geq 30 \text{ MN/m}^2$ auf dem Planum erforderlich, damit keine Schädigung des Planums eintreten kann (z. B. tiefe Spurrillen). Bei aufweichungsgefährdeten Böden ist zur Aufrechterhaltung des Baubetriebs eine Bodenverbesserung des Planums mit Bindemittel sinnvoll, um die Tragfähigkeit des Planums auch nach Niederschlägen zu gewährleisten.

In Österreich werden die Anforderungen an die Verdichtung für Erdarbeiten im Eisenbahn- und Straßenbau gemeinsam durch die RVS 08.03.01 [120] festgelegt. Untergrund und Schüttungen müssen demnach so verdichtet werden, dass mindestens der dynamische Verformungsmodul E_{vd} , der statische Verformungsmodul E_{v1} oder der Verdichtungsgrad D_{Pr} gemäß Tabelle 29 erreicht werden. Außerdem ist bei Anwendung der Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK), die ab einer Unterbauplanumsfläche von 30.000 m² verpflichtend ist, der Verdichtungszuwachs Δ_{FDVK} sowie die Standardabweichung SD_{FDVK} gemäß Tabelle 29 einzuhalten.

7.6.3 Wahl des Verdichtungsgeräts und der Lagenstärke

In der Regel beruhen die Vorgaben zur Verdichtungsspezifikation auf Erfahrungswerten mit den vor Ort bestehenden Materialien und Wetterbedingungen. In der DIN EN 16907-3 [91] wird festgelegt, dass die Verfahrensspezifikation für ein gegebenes Material zumindest aus Anforderungen an:

- die Verdichtungsarbeit, die zumindest durch die Gerätespezifikationen des Verdichtungsgeräts beschrieben werden sollte (Mindestgewicht der Rüttelplatte oder ein Straßenwalzentyp mit einem Mindestgrad an statischer Linienlast, z. B. Radlast usw.),
 - die Anzahl der Arbeitsgänge,
 - die Schichtdicke für eine bestimmte Materialart und
 - die Verdichtungsgeschwindigkeit
- besteht.

Tabelle 29 Mindestanforderung an die Verdichtung in Österreich (nach [120])

Tiefenbereich	E_{vd} in MN/m ²	E_{v1} in MN/m ²	D_{Pr} %	Δ_{FDVK}	SD_{FDVK}
Unterbauplanum	38	35	100	≤ 5 (0) %	≤ 20 %
ab 1 m unter Unterbauplanum	24 (26)	20	99	≤ 5 (0) %	≤ 20 %
ab Dammaufstandsfläche (inkl. Bodenauswechslung)	18 (16)	15 (7,5)	97 (95)	≤ 5 (0) %	≤ 20 % ^{*)}
Hinterfüllung	38	35	100		

^{*)} Für Dammaufstandsflächen auf natürlich anstehenden Böden ist der Grenzwert der Standardabweichung nicht anzuwenden, der Wert ist jedoch aufzuzeichnen und zu dokumentieren. Klammerwerte gelten für bindige Böden.

E_{vd} dynamischer Verformungsmodul des dynamischen Lastplattenversuchs mittels des Leichten Fallgewichtsgeräts

E_{v1} statischer Verformungsmodul des statischen Lastplattenversuchs aus der Erstbelastungskurve zwischen den Laststufen $p_1 = 0,2 \text{ MN/m}^2$ und $p_2 = 0,4 \text{ MN/m}^2$

D_{Pr} erzielter Verdichtungsgrad in Prozenten der einfachen Proctordichte r_{Pr}

Δ_{FDVK} Verdichtungszuwachs der dynamischen Messwerte der Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK) zwischen zwei aufeinander folgenden Überfahrten auf derselben Walzspur

SD_{FDVK} Standardabweichung des Mittelwerts der dynamischen Messwerte der Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK) auf dem jeweiligen Prüffeld

In Tabelle 30 werden verschiedene Verdichtungsgeräte und deren Einsatzbereiche in Abhängigkeit vom Material vorgestellt.

Beim Einbau von Schüttmaterialien im Erdbau erfolgt die Verdichtung im Regelfall mittels statischen oder dynamischen Walzen. Verdichtungsverfahren mit größerer Tiefenwirkung, wie die Tiefenverdichtung oder dynamische Intensivverdichtung kommen im Zuge von Untergrundverbesserungsmaßnahmen zur Anwendung (s. Abschnitt 7.2).

Bei den statischen Walzen erfolgt die Verdichtung ausschließlich durch das Eigengewicht des Verdichtungsgeräts. Bei den dynamischen Walzen kommt zur statischen Wirkung auch eine dynamische Anregung hinzu. Erzeugt werden dazu Schwingungen durch eine exzentrisch zur Walzentrommelachse rotierenden Masse. Somit wird eine zusätzliche Verdichtungsenergie erzeugt [25].

Tabelle 30 Übersicht über für verschiedene Materialarten geeignete Verdichtungsgeräte (nach [91])

Verdichtungsgerätetyp	Materialbezeichnung				
	Feinkörniger Boden (feuchter Zustand), Kreide	Feinkörniger Boden (trockener Zustand und Normalzustand), grobkörniger Boden (gut abgestuft)	Grobkörnige Böden	Brüchiger Fels	Fester Fels
Glattwalze (oder Rüttelwalze ohne Rüttelbetrieb)	geeignet	möglich	möglich	geeignet	ungeeignet
Giterradwalze	geeignet	möglich	ungeeignet	geeignet	ungeeignet
Schafffußwalze mit statischer Wirkungsweise	geeignet	geeignet	ungeeignet	möglich	ungeeignet
Gummiradwalze	geeignet	geeignet	möglich	möglich	ungeeignet
Stampffußwalze	geeignet	geeignet	geeignet	möglich	möglich
Rüttelwalze	geeignet	geeignet	geeignet	geeignet	geeignet
Rüttelplatte	möglich	geeignet	geeignet	möglich	möglich
Rüttelstampfer	geeignet	geeignet	geeignet	geeignet	ungeeignet
Verdichter zur hochenergetischen Schlagverdichtung (HEIC, en: high energy impact compactor)	ungeeignet	geeignet	geeignet	möglich	möglich
Impulsverdichter (RIC, en: rapid impact compactor)	ungeeignet	geeignet	möglich	möglich	möglich

Als Bandage wird der eigentliche Walzkörper bezeichnet, der auch Walzentrommel genannt wird. Bei der Walzenverdichtung kommen verschiedene Bandagen mit unterschiedlichem Einfluss auf die Verdichtungswirkung zur Anwendung [25]:

Glattmantelbandage: Eingesetzt wird sie zur Verdichtung von nichtbindigen Böden mit hoher Durchlässigkeit. Die Kraftwirkungsrichtung ändert sich während des Abrollvorgangs nicht (Bild 65a).

Schafffußbandage oder **Stampffußbandage:** Auf der Bandage befinden sich Stollen, sog. „Füße“, welche bei der Überfahrt ein Kneten, Zerkleinern und ein Brechen der Kornstruktur von bindigen Böden bewirken und damit die Verdichtungsfähigkeit des Bodens erhöhen (Bild 65b).

Polygonbandage: Diese besteht aus drei axial nebeneinander liegenden achteckigen Plattensegmenten, die in Umfangsrichtungsrichtung jeweils versetzt zum Nachbarsegment angeordnet sind. Die Kombination aus Plattenwirkung – leitet vertikal gerichtete Druckkräfte in den Boden – und Keilwirkung – verformt durch die stetige Drehbewegung der Bandage den Boden durch Kneten und Entspannen, bewirkt eine höhere Tiefenwirkung der Verdichtung bei nichtbindigen Böden und verhindert eine gegenseitige Verkeilung der Bodenkörner. Aus diesem Grund ist die Polygonbandage in der Lage, auch größere Schütthöhen zu verdichten. Bewährt hat sich die Polygonbandage insbesondere beim Einbau von Felsbruch und bei der Verdichtung von bindigen Böden mit naturgemäß hohem Feinkornanteil, da die Knetwirkung der Bandage das Entweichen des vorhandenen Porenwassers beschleunigt und somit die Verdichtung begünstigt (Bild 65c).

Folgende Walzentypen werden unterschieden (nach *Hager* [25]):

Walzenzüge sind die im Erdbau am meisten eingesetzten Verdichtungsgeräte und zudem für die Anwendung der FDVK besonders geeignet. Der Walzenzug ist sowohl mit einer Walzentrommel (Bandage) an der Vorderachse als auch mit einer Luftbereifung (zwei Gummiräder) an der Hinterachse ausgestattet. Der hintere Teil, bestehend aus Motorraum und Fahrerkabine, lastet auf den Gummirädern und ist entweder starr oder über eine Knicklenkung mit dem Rahmen verbunden. Der Walzenrahmen ruht auf der dynamisch angeregten Bandage an der Vorderachse. Durch Gummipuffer an der Lagerschale sind Bandage und Rahmen voneinander dynamisch entkoppelt. Angetrieben werden Walzenzüge üblicherweise über deren Hinterachse, wobei auch die Bandage angetrieben sein kann.



Bild 65 a) Glattmantelbandage [26], b) Stampffußbandage [26], c) Polygonbandage [13] (nach [6])

Tandemwalzen (Doppelwalzen) besitzen an Vorder- und Hinterachse je eine Bandage. Oberhalb des Walzenkörpers oder unterhalb der Fahrerkabine sind Wassertanks angebracht, die zur Beschwerung dienen und die Berieselung der Bandagen ermöglichen, welche notwendig ist, um ein mögliches Ankleben des zu verdichtenden Materials zu verhindern. Die Verhinderung dieses Effekts spielt insbesondere im Asphaltbau eine wichtige Rolle, wo Tandemwalzen auch primär Verwendung finden.

Kombiwalzen vereinen die Verdichtungswirkung einer Gummiradwalze und der Tandemwalze in einem Gerät. Der Aufbau entspricht dem einer Tandemwalze mit dem Unterschied, dass die hintere Bandage durch Gummiräder ersetzt wird. Sie kommen neben dem Erdbau vermehrt auch im Asphaltbau zum Einsatz.

Anhängewalzen sowie diverse **Kleingeräte** werden vorzugsweise für kleinräumige oder unter beengten Verhältnissen stattfindende Verdichtungsarbeiten eingesetzt und spielen daher eine eher untergeordnete Rolle. Sie seien der Vollständigkeit halber jedoch hier ebenso erwähnt.

Die für den Verdichtungserfolg bestimmenden Bodenparameter sind [25]:

- Kornform und Kornrauigkeit,
- Korngrößenverteilung,
- Wassergehalt,
- Konsistenz und Lagerungsdichte.

Im Merkblatt für die Verdichtung des Untergrunds und Unterbaus im Straßenbau [95] sind Anhaltswerte (Tabelle 31) für den Einsatz gebräuchlicher Verdichtungsgeräte in Anhängigkeit von der Bodenart angegeben. Vorausgesetzt wird dabei der Einbau bei optimalem Wassergehalt. Darin angegeben werden auch Richtwerte für die Höhe der Schüttlagen und die Anzahl der Übergänge.

Die Arbeitsgeschwindigkeiten liegen bei gebrochenem Material, gemischt- und feinkörnigen Böden und Fels zwischen 1,5 und 2,5 km/h, bei Sanden und Kiesen zwischen 2,0 und 3,5 km/h [95].

Vor Beginn der Verdichtungsarbeiten muss im Zuge einer Probeschüttung nachgewiesen werden, dass die vorgegebene Verdichtung mit dem gewählten Verdichtungsverfahren auch tatsächlich erreicht werden kann. Somit richtet sich das Arbeitsverfahren nach den vorhandenen Bodeneigenschaften und der erforderlichen Verdichtung. Außerdem ist es an die Förder- und Einbauleistung abzustimmen. Mit dem Arbeitsverfahren wird das Einbaugerät, Verdichtungsgerät, die zulässige Schütthöhe, die Anzahl der Übergänge, die Arbeitsgeschwindigkeit usw. festgelegt [130].

Im Dammbau ist es notwendig, möglichst hohe Schüttlagen aufzutragen. Die beste Tiefenwirkung bei der Verdichtung wird durch Vibrationswalzen mit Polygonbandagen erreicht. So sind Schüttlagen bis über 50 cm Höhe möglich. Beim Einbau von bindigen Böden sind Stampffußbandagen für die Verdichtung heranzuziehen.

Tabelle 31 Anhaltswerte für den Einsatz von Verdichtungsgeräten (nach [95])

Verdichtungsgerät und Betriebsgewicht		Eignung (E), Schichtdicke (H), Übergänge (Ü) nach Bodenart											Anwendungsbereiche					
		grobkörnig (nicht bindig) Sande – Kiese			gemischtkörnig (bindig) Mischböden, schwach steinig			feinkörnig (bindig) Schluffe – Tone			Felschüttung ³⁾			Bauwerks- hinterfüllungen	Leitungsgräben	Trasse		
		E	H (cm)	Ü (Anz.)	E	H (cm)	Ü (Anz.)	E	H (cm)	Ü (Anz.)	E	H (cm)	Ü (Anz.)				E	E
statisch	Glattmantel ≥ 12 t	⊗	10 - 20	4 - 8	⊗	10 - 20	4 - 8	⊗	10 - 20	4 - 8							+	
	Gummiradwalze 20 t - 30 t	+	10 - 20	6 - 10	+	10 - 20	6 - 10	+	10 - 20	6 - 10							+	
dynamisch	Fallplatte h=2,0 m; G=2,5 t										+	50 - 80	3 - 5 ¹⁾				+	
	Schnellschlag- stampfer 50 - 80 kg	⊗	20 - 30	3 - 7	⊗	20 - 30	3 - 7	⊗	10 - 20	2 - 4				+	+			
	Walzenzug bis 7 t	bis 12 t	+	20 - 30	4 - 8	+	20 - 30	4 - 8	+	20 - 30	4 - 8				+			+
		bis 20 t	+	30 - 50	4 - 8	+	30 - 40	4 - 8	+	20 - 30	4 - 8	+	20 - 50	4 - 6	²⁾			+
		über 20 t	+	30 - 60	4 - 8	+	40 - 50	4 - 8	+	20 - 40	4 - 8	+	30 - 60	4 - 6	²⁾			+
	Tandem bis 7 t	+	40 - 80	4 - 8	+	40 - 80	4 - 8	+	30 - 60	4 - 8	+	40 - 80	6 - 8	²⁾			+	
Vibr.-Walze über 7 t	+	20 - 30	4 - 6	⊗	20 - 40	5 - 8							+	+				
Vibrat.- bis 400 kg Platten über 400 kg	+	30 - 40	4 - 6	⊗	10 - 20	4 - 6	⊗	20 - 30	6 - 8				+	+				

¹⁾ Anzahl Schläge/Punkt ²⁾ Nur mit Einzelnachweis der dynamischen und statischen Einwirkungen ³⁾ zul. Größtkorn max. 2/3 H
Die Angaben setzen einen Wassergehalt im Bereich des optimalen Wassergehaltes voraus
1 Übergang $\hat{=}$ 1 Überfahrt in Vor- oder Rückwärtsbewegung.

+

 empfohlen
⊗ meist
⊗ geeignet

7.6.4 Statische Walzen

Statische Walzen haben in den vergangenen Jahrzehnten gegenüber dynamischen Walzen sukzessive an Bedeutung verloren. Ihre Tiefenwirkung beträgt nur ca. ein Drittel der Tiefe im Vergleich zu dynamischen Walzen. Auch eine deutlich größere Anzahl an Übergängen ist erforderlich. Die Verdichtungsleistung von statischen Walzen hängt im Wesentlichen vom Eigengewicht der Walze bzw. von der statischen Linienlast (kg/cm), die sich als Quotient aus Achslast und Bandagenbreite berechnen lässt, ab [6, 25].

Eine weitere Kenngröße stellt der Radius bzw. Bandagendurchmesser (m) der üblicherweise eingesetzten Glattmantelbandagen (Bild 65a) dar. Wesentlich erhöhen lässt sich die Verdichtungsleistung allerdings nur mit Maschinen mit entsprechend hohem Gewicht. Das führt zu großen und schweren Geräten, die auch im Betrieb kostenaufwendig sind [6].

Eine Steigerung der Effizienz von statischen Walzen ist gegebenenfalls durch die Wahl einer speziellen Geometrie der Bandage möglich. Insbesondere bei bindigen Böden mit hohem Wassergehalt eignen sich Stampffußbandagen (Bild 65b) zur Erhöhung der Verdichtungsleistung. Am Walzmantel einer Stampffußbandage sind Stollen aufgeschweißt, welche eine Knetwirkung bewirken und damit in der Lage sind, Wasserwege aufzubrechen, was den Abbau des im Zuge der Verdichtung entstehenden Porenwasserüberdrucks begünstigt und somit einer erfolgreichen Verdichtung zuträglich ist. Ein ähnlicher Effekt kann auch mit einer Polygonbandage erzielt werden (Bild 65c). Durch die spezielle Konstruktion erfährt der Boden eine kombinierte Belastung aus Plattenwirkung und Kantenpressung, was zu einem Kneten und Entspannen des Bodens führt und eine deutliche Vergrößerung der Tiefenwirkung ermöglicht. Auch diese Banda-

genform ist insbesondere für die Verdichtung von bindigen Böden, aber auch für den Einbau von Felsbruchmaterial geeignet [6].

7.6.5 Vibrationswalzen

Bei den Vibrationswalzen kommen neben der statischen Auflast des Geräts zusätzliche vertikale dynamische Erregerkräfte zur Wirkung. Dadurch kann die Verdichtungsenergie erheblich gesteigert werden. Ausgerüstet ist eine Walze dieses Typs in der Regel mit einer in der Bandage zentrisch gelagerten Unwuchtmasse (Bild 66). Durch ihre schnelle Rotation entsteht eine Zentrifugalkraft, welche die Vibration der Bandage bewirkt. Diese Schwingung erzeugt vertikal gerichtete Verdichtungskräfte, die in den Untergrund eingeleitet werden. Damit die erzeugte Verdichtungsenergie vollständig dem Untergrund zur Verfügung steht, sind die Bandagen durch Gummipuffer mit dem Walzenrahmen verbunden und auf diese Weise schwingungstechnisch entkoppelt [25].

Die schwingende Bandage bildet mit dem zu verdichtenden Boden ein Interaktionssystem, wodurch einerseits der Boden durch die Schwingungen der Bandage selbst in Schwingung versetzt wird und andererseits die Bandage durch die Reaktion des Bodens in ihrem Bewegungsverhalten beeinflusst wird. Die Bodensteifigkeit, die Fahrgeschwindigkeit, die Erregeramplitude und das Verhältnis zwischen dem Rahmen- und dem Walzengewicht nehmen entscheidenden Einfluss auf das Verhalten des Interaktionssystems. In Abhängigkeit von den Einflussparametern lassen sich charakteristische Bewegungsmuster identifizieren, die im Folgenden als Betriebszustände bezeichnet werden. Die Definition und Abgrenzung erfolgt dabei nach dem Vorschlag von *Adam* [5] und ist in Tabelle 32 dargestellt [6].

Im Betriebszustand „Kontakt“ ist zu jedem Zeitpunkt der Kontakt zwischen der schwingenden Bandage und dem Boden gewährleistet. Dazu muss der Boden in der Lage sein, den ihm aufgezwungenen Bewegungen zu folgen. Dies ist nur bei sehr weichen, plastischen Böden oder losen Schüttungen bzw. sehr geringen Erregeramplituden möglich, weshalb dieser Betriebszustand eine eher untergeordnete Rolle spielt.

Der Zustand „Abheben“ tritt bei gut abgestimmten Vibrationswalzen am häufigsten auf und ist auch am besten für die Verdichtung geeignet. Die Bandage verliert durch die größer werdende nach oben gerichtete Vertikalkraft einmal pro Unwuchtumdrehung den Kontakt zum Boden und schlägt danach auf diesen auf, was zu einer effizienten Verdichtung führt. Für das Auftreten dieses Betriebszustands sind bereits mittlere Bodensteifigkeiten ausreichend.

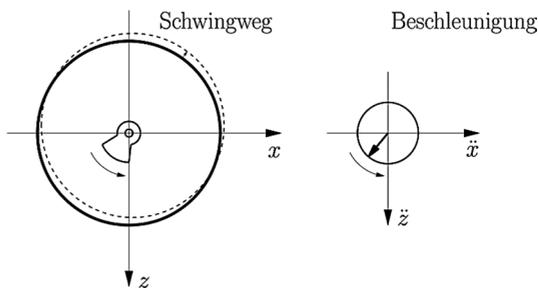
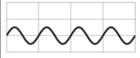
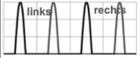


Bild 66 Anregung der Bandage einer Vibrationswalze. Die in der Achse angeordnete Unwuchtmasse erzeugt eine kreisförmig translatorische Schwingung (nach [5])

Tabelle 32 Betriebszustände einer Vibrationswalze (nach [5])

Bewegung der Bandage	Interaktion Bandage-Boden	Betriebszustand	Verlauf der Bodenkontaktkraft	Anwendung der FDVK	Bodensteifigkeit	Fahrgeschwindigkeit	Erregeramplitude
periodisch	ständiger Kontakt	Haften		ja	↓ gering	↓ hoch	↓ klein
	periodischer Kontaktverlust	Abheben		ja			
		Springen		ja			
		Taumeln		nein			
chaotisch	aperiod. Kontaktverlust	Chaos		nein	↑ hoch	↑ niedrig	↑ groß

Der Betriebszustand „Springen“ wurde bereits vor dem Verständnis des Bewegungsverhaltens der Vibrationsbandage von erfahrenen Walzenfahrern sinngemäß identifiziert und oft auch als solcher bezeichnet. Eine zunehmende Steifigkeit des Untergrunds bewirkt, dass sich das Bewegungsmuster der Bandage nur mehr mit jeder zweiten Unwuchtdrehung wiederholt. Die Bandage hebt bei diesem Betriebszustand ebenfalls ab und trifft dann abwechselnd mit einem Schlag mit großer Kraftwirkung und einem Schlag mit kleinerer Kraftwirkung auf den Boden auf. Bei entsprechend steifen Untergrundverhältnissen kann der schwächere Schlag gänzlich ausbleiben und die Bandage trifft nur mehr bei jeder zweiten Unwuchtdrehung auf der Unterlage auf. Die Unwuchtrotation ohne Bodenkontakt wird dann als Luftschlag bezeichnet. Die hohe Krafteinwirkung sorgt zwar für eine entsprechende Verdichtungsleistung, allerdings steht ihr eine erhöhte Belastung der Walze und ihres Fahrers gegenüber, weshalb das Springen auch deutlich wahrgenommen werden kann. Damit einher geht eine deutlich ausgeprägte Erschütterungswirkung auf die Umgebung.

Steigt die Steifigkeit des Untergrunds weiter an, kommt es zum „Taumeln“ der Bandage. Die Längsachse neigt sich abwechselnd nach links und nach rechts, die Bandage führt eine Wiegeschwingung aus. Das Bewegungsverhalten der linken und rechten Bandagenseite ist somit nicht synchron, sondern phasenverschoben. In diesem Betriebszustand ist die Walze kaum mehr steuerbar, die Belastung für das Verdichtungsgerät erheblich und eine sinnvolle Verdichtung nicht mehr möglich. Der Betriebszustand ist deshalb unbedingt zu vermeiden. Bei seinem Auftreten ist die Vibration umgehend zu deaktivieren.

Durch extrem hohe Untergrundsteifigkeiten und ungünstig gewählte Walzenparameter, wie einer großen Amplitude, geringer Fahrgeschwindigkeit und geringem Walzengewicht, kann ein chaotisches Bewegungsverhalten hervorgerufen werden. Das Bewegungsverhalten im Betriebszustand „Chaos“ ist nicht mehr periodisch, die Belastungen für das Verdichtungsgerät werden enorm groß und eine sinnvolle Verdichtung sowie ein Steuern der Walze sind nicht mehr möglich.

7.6.6 Walzen mit Richtschwinger

Diese Walzen haben Bandagen mit einem Richtschwinger und stellen eine Weiterentwicklung der klassischen Vibrationswalzen dar, bezeichnet werden sie auch als „Vario-Walze“. Eine Bandage mit Richtschwinger besitzt zwei Unwuchtmassen gleicher Größe und Exzentrizität, die gegensinnig um die Bandagenachse rotieren. Dadurch erzeugen die Unwuchtmassen eine gerichtete Schwingung der Bandage, wobei die Richtung manuell, durch (stufenloses) Verdrehen der Erregereinheit, von vertikal bis horizontal verändert werden kann (Bild 67). In der Vertikalstellung der Erregereinheit gleicht die Vario-Walze in ihrer Wirkung einer klassischen Vibrationswalze. Mit zunehmender Schrägstellung der Erregereinheit nimmt die Größe der Vertikalkomponente ab, während die Horizontalkomponente größer wird. Wird die Erregereinheit horizontal gestellt, ähnelt sie in ihrer Wirkung auf den Boden einer Oszillationswalze, unterscheidet sich aber dennoch maßgeblich von ihr, da die Oszillationsbewegung eine reine Rotation um die Bandagenachse bedeutet und die horizontale Schwingung des Richtschwingers eine translatorische Bewegung im Raum darstellt [6].

7.6.7 Selbstregelnde Walzen

Die Bandage einer selbstregelnden Walze entspricht einer Bandage mit Richtschwinger. Die Regelung der Schrägstellung der Erregereinheit der Bandage erfolgt allerdings nicht manuell wie im Fall einer Vario-Walze, sondern durch einen Regelmechanismus auf der Walze selbst. Benannt wird dieser Walzentyp auch als „Vario-Control-Walze“. Durch Beschleunigungsaufnehmer an der Lagerschale der Bandage wird das Bewegungsverhalten der Bandage gemessen und in weiterer Folge die Bodenkontaktkraft berechnet. Über das Bewegungsverhalten und die Bodenkontaktkraft werden im Normalfall zwei Regelkriterien definiert [6].

Das Sprungkriterium dient der Vermeidung des Betriebszustands Springen. Beispielsweise durch Auswertung der Oberwellen des Beschleunigungssignals in der Lagerschale kann der Betriebszustand identifiziert werden. Die Erregereinheit wird dann flacher gestellt, sodass kein Sprungbetrieb mehr auftritt. Geräteabhängig kann auch eine maximal zulässige Bodenkontaktkraft definiert werden (Kraftkriterium). Übersteigt die aus den Beschleunigungssignalen berechnete Bodenkontaktkraft den vorgegebenen Grenzwert, wird die Erregereinheit flacher gestellt.

Der Verdichtungsprozess wird mit einer möglichst vertikalen Stellung der Erregereinheit begonnen und solange fortgeführt, bis Springen auftritt oder die maximal zulässige Bodenkontaktkraft erreicht wird. Die Erregereinheit wird dann flacher gestellt, um

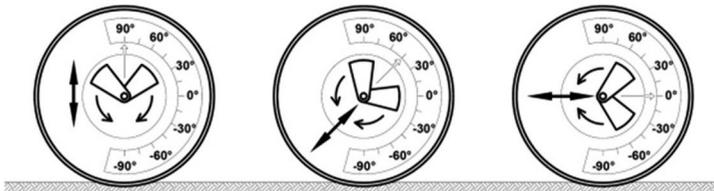


Bild 67 Vario-Bandage mit manuell oder automatisch verdrehbarer Richtschwingerinheit, vertikal (große Amplitude), schräg (kleine Amplituden), horizontal [33]

die Kriterien zu erfüllen. Die Walze versucht laufend, die Erregereinheit so steil wie möglich zu stellen, um einen maximalen Energieeintrag zu erreichen. Damit ist eine sehr effiziente Verdichtung möglich, da in Bereichen mit geringer Steifigkeit automatisch mehr Verdichtungsarbeit geleistet wird als in bereits verdichteten Bereichen. Für die Anwendung in erschütterungsempfindlicher Umgebung kann die Stellung der Erregereinheit auch fixiert werden, um eine Vertikalstellung der Erregereinheit und damit entsprechend große Erschütterungen zu vermeiden [6].

7.6.8 Oszillationswalzen

Oszillationswalzen haben zwei Unwuchtmassen, deren Wellen exzentrisch, aber punktsymmetrisch zur Bandagenachse angeordnet sind (Bild 68). Die Unwuchtmassen besitzen dieselbe Größe und Exzentrizität, sind um 180° versetzt angeordnet und rotieren gleichsinnig. Die horizontalen und vertikalen Kraftkomponenten der Anregung heben sich auf, übrig bleibt eine sinusförmige Momentenwirkung um die Bandagenachse, welche die Bandage in eine rasche Vorwärts-Rückwärts-Rotation versetzt. Diese Bewegung ist der Fahrbewegung überlagert. Durch die Reibung zwischen dem Walzmantel der Bandage und der Oberfläche des zu verdichtenden Materials, die statische Auflast der Walze und die Oszillationsbewegung werden vorwiegend dynamische Schubkräfte in den Untergrund übertragen, wodurch dieser vorrangig durch Schubverzerrungen verdichtet wird. Ein wesentlicher Vorteil der Oszillationswalzen ist die geringe Erschütterungswirkung. Das Verfahren kann somit auch im innerstädtischen Raum oder bei empfindlichen Brückenkonstruktionen eingesetzt werden. Oszillationswalzen werden auch speziell im Asphaltbau verwendet, aber im Erdbau eignen sie sich besonders gut, um homogene, glatte bzw. „versiegelte“ Oberflächen herzustellen [6].

7.7 Sonstige Erdbaumaßnahmen

Abdichtungen werden im Erdbau ausgeführt, um eine Belastung des Grundwassers zu vermeiden. Es ist möglich, eine mineralische Dichtung mit geringer Durchlässigkeit herzustellen, so wie dies im Deponiebau häufig ausgeführt wird (Bild 46). Weitere technische Abdichtungsmaßnahmen können durch Kunststoffdichtungsbahnen, geosynthetische Tondichtungsbahnen oder Asphaltsschichten erreicht werden [22]. Gerade im Deponiebau werden Kombinationsdichtungen aus mehreren Lagen verschiedener Abdichtungssystemen hergestellt, um die bestmögliche Schutzwirkung und Sicherheit zu erreichen.

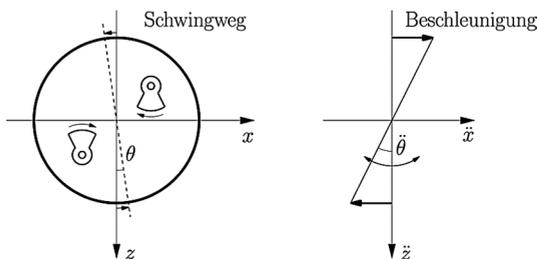


Bild 68 Anregung der Bandage einer Oszillationswalze. Zwei punktsymmetrisch angeordnete Unwuchtmassen erzeugen durch gleichsinnige Rotation eine Momentenwirkung um die Achse und damit eine rotatorische Schwingung der Bandage (nach [5]).

Auch vom Straßenverkehr gehen Gefahren für das Grundwasser aus, wie z. B. Reifen- und Bremsenabrieb, Tausalz, Emissionen und Betriebsstoffe (Öle, Treibstoffe,...). Mechanische, biologische und chemische Einwirkungen sind bei der Wahl des Dichtungssystems zu berücksichtigen. Anforderungen an Abdichtungen, wie z. B. an die Dicke, Durchlässigkeit usw., können den Regelwerken RiStWag [113] und RAS-Ew [114] entnommen werden [130]. Bei der Ausführung von mineralischen Dichtungsbahnen müssen zudem im Zusammenhang mit dem Straßenbau die Anforderungen an die Verdichtung gemäß der ZTV E-StB [130] erfüllt werden.

Gräben werden z. B. zur Herstellung von Rohrleitungen oder Kabeltrassen ausgehoben. Bei Rohrleitungen ist eine Rohrbettung herzustellen, sodass je nach Rohrart unzulässige Längsbiegungen oder punkt- und linienförmige Auflagerungen vermieden werden. Auch die Belastungen während des Bauzustands müssen berücksichtigt werden. Es müssen auch Maßnahmen getroffen werden, damit der Graben während der Bauarbeiten und nach dem Verfüllen nicht als Dränage für Sicker- und Grundwasser wirkt. Bei frost- und wasserempfindlichen Boden- und Felsarten sind geeignete Maßnahmen zum Schutz vor Erosion durch Niederschlag und Frosteinwirkung zu treffen. Das ausgehobene Bodenmaterial soll je nach Eignung für den Wiedereinbau verwendet werden. Im Bereich der Leitungszone sind grobkörnige Böden oder Baustoffe mit einem Größtkorn von 22 mm zu verwenden. Der Sandanteil sollte dabei überwiegen. In schwer verdichtbaren Bereichen können auch zeitweise fließfähige, selbstverdichtende Boden-Bindemittel-Gemische verwendet werden. Beim Einbau ist darauf zu achten, dass das Verfüllmaterial entsprechend homogenisiert wird und beim Verfüllen muss die Leitung in ihrer Lage verbleiben. Dazu ist das Verfüllmaterial beiderseits der Leitung gleichzeitig lagenweise einzubauen und zu verdichten. Die Lagenstärke sollte keinesfalls 30 cm übersteigen. Die Verdichtung im Bereich der Leitungszone und bis 1 m über dem Rohrscheitel hat mit leichtem Verdichtungsgerät zu erfolgen. Bis 3 m können mittelschwere und darüber schwere Verdichtungsgeräte eingesetzt werden [120, 130]. Anforderungen an die Verdichtung sind dem zutreffenden Regelwerk zu entnehmen.

Hinterfüllung und Überschüttung von Bauwerken, gemäß der ZTV E-StB [130] gelten folgende Definitionen:

Als **Hinterfüllbereich** wird der unmittelbar an das Bauwerk anschließende Bereich unterhalb der Konstruktionsoberkante bzw. bei bogenförmigen Bauwerken unterhalb des Scheitels bezeichnet.

Als **Überschüttbereich** eines Bauwerks gilt die unmittelbar oberhalb der Konstruktionsoberkante bzw. des Scheitels anschließende Zone bis 1,0 m Dicke. Gleichzeitig begrenzt der Überschüttbereich den Hinterfüllbereich nach oben.

Um Sickerwasser abzuleiten, ist ein Entwässerungsbereich aus grobkörnigem Boden herzustellen, welcher Teil der Hinterfüllung ist.

Für die Hinterfüllung und Überschüttung sind folgende Baustoffe zulässig [130]:

- grobkörnige Böden der Gruppen SW, SI, SE, GW, GI, GE,
- gemischtkörnige Böden der Gruppen SU, ST, GU, GT,

- gemischtkörnige Böden der Gruppen SU*, ST*, GU*, GT* und feinkörnige Böden der Gruppen TL, TM, UM, UL in Verbindung mit einer qualifizierten Bodenverbesserung,
- Böden und Baustoffe nach den TL BuB E-StB, sofern diese den Bodengruppen der ersten 2 Punkte entsprechen.

Bild 69 stellt die Anforderungen an die Ausführung einer Hinterfüllung gemäß RVS 08.03.01 [120] dar. Die Lagenstärke darf maximal 30 cm betragen. Die Verdichtungsgeräte und Arbeitsverfahren sind auf die Eigenschaften des Hinterfüll- bzw. Überschüttmaterials entsprechend abzustimmen.

Lärmschutzwälle werden je nach Platzbedarf zum Schutz der Anrainer vor Lärmemissionen durch den Verkehr errichtet. Grundsätzlich können für solche Schutzwälle alle Böden und Baustoffe für die Anschüttung verwendet werden, sofern keine löslichen und grundwasserbelastenden Stoffe enthalten sind und eine ausreichende Standicherheit gewährleistet werden kann. Bei beengten Platzverhältnissen können auch steilere Böschungen mithilfe von

- ingenieurbioologischen Sicherungsmaßnahmen,
- dem Einsatz von zugfesten Geokunststoffen,
- Stützbauweisen mit Wandelementen und Fertigteilen aus Beton oder Gabionen und
- Raumgitterkonstruktionen erreicht werden [22].

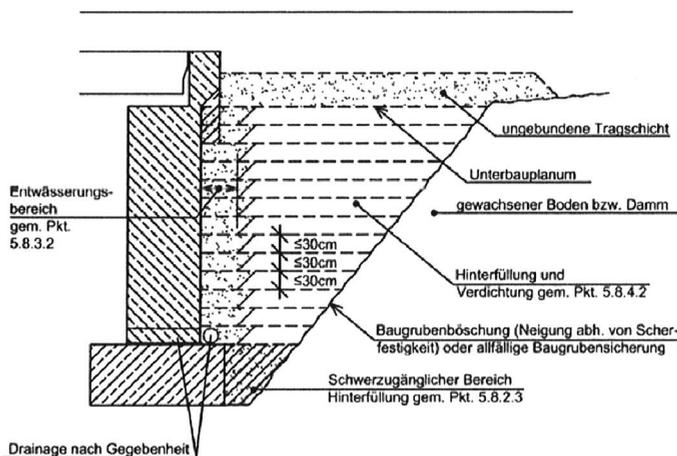
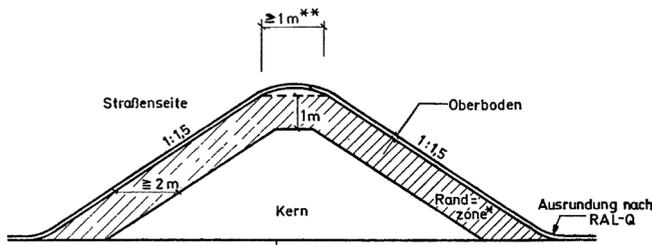


Bild 69 Hinterfüllung bei Aushub im gewachsenen Boden bzw. bestehenden Damm ohne Schleppplatte (gemäß der RVS 08.03.01 [120])

Pkt. 5.8.2.3 entspricht gemäß RVS 08.03.01 „Schwer zugängliche Hinterfüllbereiche“

Pkt. 5.8.3.2 entspricht gemäß RVS 08.03.01 „Baustoffe im Entwässerungsbereich“

Pkt. 5.8.4.2 entspricht gemäß RVS 08.03.01 „Verdichtungsgeräte, Arbeitsverfahren und Schichtdicke“



* Einbau einer Randzone bei Wällen über 4 m Höhe möglich
 ** Kronenbreite $\geq 2,0$ m bei zusätzlich aufgesetzter Wand

Bild 70 Regelquerschnitt für einen Lärmschutzwall (nach [22])

Anforderungen an den Einbau und an die Verdichtung werden durch die ZTV E-StB [130] geregelt. In der Ril 836.4103 [119] werden die Bestimmungen der ZTV E-StB ohne Ergänzungen übernommen. Ein Regelprofil für einen Lärmschutzwand ist in Bild 70 dargestellt.

8 Bodenbehandlung mit Bindemitteln

8.1 Grundlagen der Bodenstabilisierung

Als Bodenstabilisierung wird eine gezielte Veränderung der bodenmechanischen Eigenschaften des natürlichen Bodens durch eine genau festgelegte Zumischung von abbindenden Substanzen bezeichnet. Es handelt sich dabei um einer Reihe von physikalischen, physikalisch-chemischen und chemischen Prozessen, die sowohl eine Bodenverbesserung als auch eine Bodenverfestigung bewirken.

Bei der Bodenverbesserung mit Bindemitteln wird die Einbaufähigkeit und Verdichtbarkeit sowie die Witterungsbeständigkeit des Bodens kurzfristig verbessert, um eine Erleichterung der Bauarbeiten durch die Zugabe von Bindemitteln zu erzielen.

Bei der qualifizierten Bodenverbesserung werden projektspezifisch erhöhte Anforderungen an die Eigenschaften des Baustoffs Boden-Bindemittel-Gemisch gestellt; z. B. können geeignete Böden der Frostempfindlichkeitsklasse F3 (nach ZTV E-StB [130]) durch die Bindemittelzugabe die Eigenschaften der Klasse F2 erreichen.

Eine Bodenverfestigung mittels Bindemittel zielt darauf ab, den Boden dauerhaft tragfähig und frostsicher zu machen, um qualitative hohe Anforderungen zu erreichen. Demnach können mithilfe der Bodenstabilisierung die im Ursprungszustand unbrauchbaren oder bei der Verarbeitung nur schwer beherrschbaren Böden als Baugrund oder auch als Baustoff verwendet werden.

Ursprünglich wurde die Bodenstabilisierung mittels Bindemittel vorwiegend für Zwecke der Bodenverbesserung im Straßenbau und im Flugplatzbau entwickelt. Heutzutage findet diese Methode eine vielfältige Anwendung in fast allen Bereichen des Bauwesens (z. B. im Eisenbahnbau, Wasserbau, Deponiebau, Industriebau, Hochbau, bei Hangsicherungen, Stützbauwerken, Gründungen usw.); überall dort, wo eine Möglichkeit besteht, den nicht ausreichend tragfähigen Boden flächig, jedoch auch tiefreichend (z. B. Deep Mixing) durch Zugabe von Bindemitteln zu verbessern.

Im Allgemeinen werden für die Bodenstabilisierung folgende Bindemittel verwendet:

- Kalk (Weiß-, Dolomitkalk)
 - ungelöschter Kalk (Brantkalk),
 - gelöschter Kalk (Kalkhydrat),
 - hydraulischer Kalk;
- Zement
 - Portlandzemente,
 - Spezialzemente;
- Mischbindemittel aus genormten Ausgangsstoffen
 - Gemische aus Kalk + Zement,
 - Gemische aus Kalk + hydraulischen Bestandteilen.

Darüber hinaus werden für die Bodenstabilisierung Spezialprodukte als Bindemittel oder geeignete Recycling- bzw. Abfallprodukte als Zusätze eingesetzt:

- Tragschichtbinder auf Zementbasis,
- Spezialprodukte (z. B. Zwei-Komponenten-Bindemittelsysteme),
- Flugasche,
- Schlacke.

Die Wahl des geeigneten Bindemittels sowie des richtigen Mischverfahrens ist an die Baustellen- und Bodenbedingungen und auch die Art und Eigenschaften des zu behandelnden Bodens anzupassen. Die Anwendungsgrenzen der Bindemittel sind in erster Linie sehr stark von der Korngrößenverteilung abhängig. Die empirisch ermittelten Zusammenhänge zwischen der Korngrößenverteilung und dem Bindemittel werden anhand eines Korngrößendiagramms im Bild 71 dargestellt. Darin wird ersichtlich, dass sehr grobkörnige Böden mit einem Korndurchmesser > 70 mm eher ungeeignet für eine Bodenstabilisierung mittels Bindemittel sind; diese müssen jedoch aufgrund deren Eigenschaften zumeist gar nicht verbessert werden. Ähnliches gilt auch für sehr feinkörnige, bindige Böden mit hohem Tonanteil. Diese Böden sind meistens maschi-

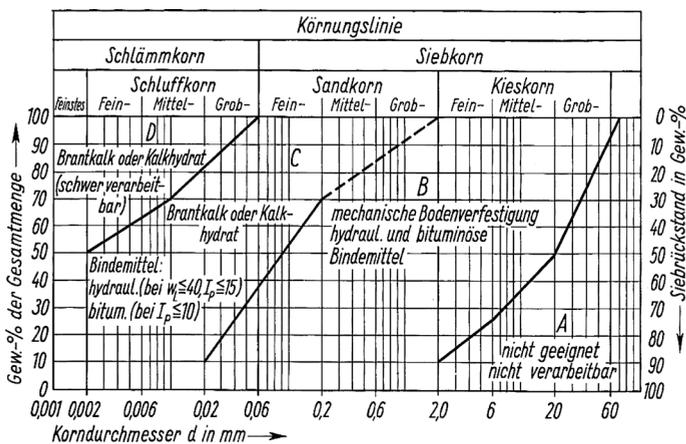


Bild 71 Anwendungsgrenzen von Bindemitteln zur Bodenstabilisierung in Abhängigkeit von der Korngrößenverteilung (aus [6], nach Brandl (2006) adaptiert)

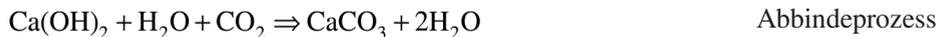
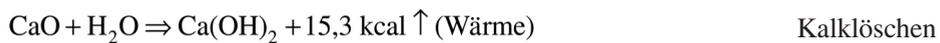
nell so schwer verarbeitbar, dass sich ihre Verfestigung auch bei der Anwendung von Branntkalk oder Kalkhydrat nur auf Ausnahmefälle beschränkt. Organische Böden sowie Böden mit hohem Sulfatgehalt sind ebenfalls ungeeignet für dieses Verfahren.

8.2 Bodenverbesserung und Bodenverfestigung

8.2.1 Kalkstabilisierung

Für die Kalkstabilisierung werden Baukalke nach DIN EN 459, Teile 1 bis 3 [71–73] eingesetzt.

Der natürliche Kalkstein (Kalziumkarbonat) kommt in der Natur vor allem in Form von Sedimentgesteinen (z. B. Marmor, Kalkstein, Dolomit usw.) vor. Durch Brennen und Mahlen von Kalkgestein (CaCO_3) wird Branntkalk (CaO) und aus dem gebrannten Kalk durch Löschen mit Wasser Kalkhydrat (Ca(OH)_2) hergestellt. Zur Bodenstabilisierung, primär von feinkörnigen Böden, wird Branntkalk (ungelöschter Kalk), Kalkhydrat (gelöschter Kalk) oder hydraulischer Kalk verwendet. Die folgenden chemischen Reaktionen beschreiben die Umwandlungsprozesse zwischen verschiedenen Kalziumverbindungen:



Bei der Bodenverbesserung durch Zugabe von Kalk lässt sich schon nach kurzer Zeit eine Umwandlung der Bodenstruktur feststellen. Dabei findet in erster Linie eine Reduktion des im Boden enthaltenen Wassers statt, einerseits bedingt durch die Reaktion selbst (Wasserbindung), andererseits durch die Wärmeentwicklung während der chemischen Reaktion. Die Wärme entsteht in erster Linie durch das Einmischen von Branntkalk (CaO). Bei der Stabilisierung von zu feuchten bzw. nassen Böden ist folglich der Branntkalk dem gelöschten Kalk (Ca(OH)_2) vorzuziehen, da einerseits ein Teil des im Boden enthaltenen Wassers durch die chemische Reaktion gebunden wird und andererseits durch die Wärmeentwicklung Wasser leichter verdampfen/verdunsten kann. Die Relation des Wirkungsgrads ungelöschter und gelöschter Kalk beträgt erfahrungsgemäß ca. 5:3. Allerdings ist bei ungelöschtem Kalk auf die ätzende Wirkung zu achten. Hier ist auch auf den feinen Mahlgrad bei relativ geringer Dichte hinzuweisen, was bei der Anwendung auch zu einer deutlich stärkeren Staubentwicklung führt und eine entsprechende Schutzausrüstung notwendig macht. Der Vorgang der „Bodenentwässerung“ im Zuge der Bindemittelreaktion wird von einer Aggregatbildung bindiger Bodenpartikel, von Ionenaustauschprozessen sowie von puzzolanischen Reaktionen begleitet.

Bei den chemischen Prozessen bzw. der Wirkungsweise einer Kalkstabilisierung kann zwischen der Sofortreaktion (Tabelle 33) und einer Langzeitreaktion unterschieden werden.

Tabelle 33 Reaktionszeiten von Bindemitteln in Stunden (nach TP BF-StB – B 11.1 [127])

Bindemittel	Ungelöschter Kalk	Kalkhydrat	Zement (ohne CEM III)	Hydr. Tragschichtbinder (mit CEM III)	Mischbindemittel
Reaktionszeit [h]	6	2	1	2	4

Beim Zumischen von Kalk zu den feinkörnigen, bindigen Böden wird zunächst die Dicke der Wasserhülle um das Ton-Bodenteilchen beeinflusst. Bei grobkörnigen Böden ist dieser Einfluss der absorbierten Wasserhülle ohne Bedeutung. Bei Wasserzusatz vergrößert sich die Hülle um das Einzelkorn (bindiger Boden) und damit ändert sich auch die Konsistenz (Boden wird weicher). Der mit dem Boden vermischte Kalk reduziert aufgrund der vorher genannten Prozesse das Volumen des Porenwassers und bindet die Bodenteilchen eng zusammen, wodurch es zu einer Festigkeitszunahme kommt. Infolge der Oberflächenspannung der Tonminerale besitzen sie die Fähigkeit, Ionen zu absorbieren. Parallel mit dem Ionenaustausch wird durch die Änderung der elektrischen Ladung der Oberflächen eine Koagulation der Bodenteilchen herbeigeführt. Demnach ballen sich die feinsten Teilchen zu größeren Klumpen zusammen (Krümelbildung) und bewirken damit die Entstehung einer sekundären Struktur, die wasserbeständig ist. Diese Sofortreaktionen (innerhalb von 0,5 bis 24 Stunden) haben bodenmechanisch eine Abnahme der Plastizität I_p und in der Regel eine Erhöhung der Ausrollgrenze w_p zur Folge. Die Ausrollgrenze wird über den kritischen Wassergehalt erhöht und das Gemisch lässt sich beim Einbau besser verdichten. Mit der Kalkstabilisierung verschiebt sich die Proctorkurve zur nassen Seite hin, d. h., die optimale Dichte wird kleiner und der optimale Wassergehalt größer (Bild 72). Darüber hinaus bilden sich mit zunehmendem Bindemittelgehalt flachere Proctorkurven aus, womit eine größere Bandbreite des Wassergehalts die Erzielung einer bestimmten Trockendichte ρ_d bzw. eines bestimmten Verdichtungsgrads D_{Pr} ermöglicht.

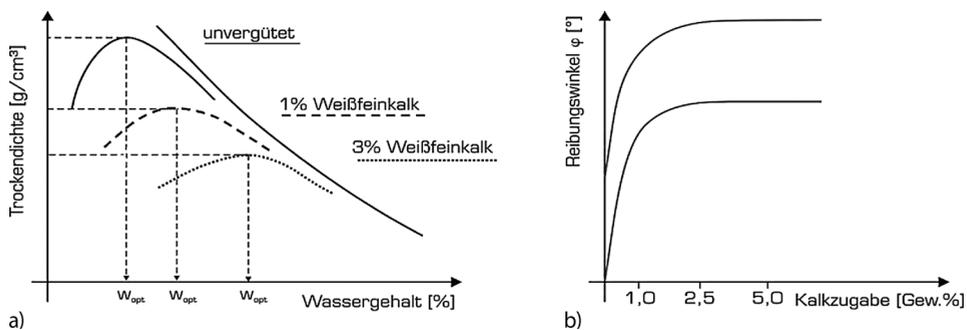


Bild 72 Einfluss der Kalkstabilisierung auf die Verdichtbarkeit, a) Trockendichte und optimaler Wassergehalt (Proctorkurven) sowie b) Änderung des Reibungswinkels durch Zugabe von Kalk (nach [15])

Grundsätzlich reichen oftmals nur 2 bis 3 % Kalk aus, um die Bodeneigenschaften deutlich zu verbessern.

Die Festigkeitseigenschaften werden durch die puzzolanischen Reaktionen – Reaktionen des Kalkhydrats ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) mit den Tonmineralen (Aluminium und Silizium) des Bodens – maßgebend beeinflusst. Es handelt sich dabei um Langzeitreaktionen, die 1 bis 5 Jahre dauern können. Durch die Zementierung und Verkittung steigt die Festigkeit im Laufe der Jahre langsam an.

Als Langzeiteffekt der Kalkstabilisierung kann auch die Karbonatisierung (erneute Entstehung von Kalziumcarbonat) infolge von Kohlendioxid in der Bodenluft auftreten. Die Karbonatkristalle weisen nämlich keinen Verbund auf und führen daher zu Entfestigungen an der Oberfläche. Sind jedoch die stabilisierenden Schichten überbaut bzw. belastet, so wird dieser nachteilige Effekt unbedeutend.

Damit die chemischen Reaktionen überhaupt stattfinden, muss ausreichend Wasser im Boden vorhanden sein (bzw. künstlich zugegeben werden). Bei einem Wasserdefizit werden die Hydratation des Kalziumoxids und die puzzolanischen Reaktionen lediglich unterbrochen bzw. verzögert und können durch Wasserzugabe reaktiviert werden. Dabei kann es aufgrund der Volumenzunahme und bei geringeren Überlagerungsspannungen zu Hebungen kommen. Dies kann eine Zerstörung der Struktur bewirken.

Eine Voraussetzung für die Kalkstabilisierung hinsichtlich der Festigkeitsentwicklung ist ein Mindestfeinstkornanteil, d. h. ein Tonanteil $< 0,002$ mm von > 6 M.-%, jedoch besser > 10 M.-%, sowie eine Mindestplastizität von rund $I_p > 10$ bis 15 %. Generell lassen sich feinkörnige und gemischtkörnige Böden, welche diese Voraussetzungen nicht erfüllen, d. h. Böden, die nicht chemisch reagieren können, nicht wirtschaftlich mit Kalk stabilisieren. Für diese Fälle kann eine gute Bodenverbesserungswirkung durch Zugabe von hydraulischen Bindemitteln oder durch Bindemittelgemische erreicht werden.

Der Vorteil der Boden-Kalk-Stabilisierung liegt in den lang andauernden Reaktionen bzw. in der Festigkeitsentwicklung. Wird Kalkhydrat verwendet, so steigt die Festigkeit nahezu proportional zur Bindemittelmenge. Im Vergleich zu den erreichbaren Druckfestigkeiten bei einer Zementstabilisierung sind die Festigkeiten eines kalkstabilisierten Bodens für den betrachteten Zeitraum deutlich geringer.

Durch die Kalkzugabe steigt die Wasserdurchlässigkeit an, fällt jedoch nach einem längeren Zeitraum (2 bis 3 Jahre) deutlich unter den ursprünglichen Wert ab (infolge chemisch-physikalischer Langzeitreaktionen). Dieses Verhalten beruht auf der Krümelbildung, wodurch sich in der Anfangsphase der Stabilisierung größere Hohlräume im Kalk-Boden-Gemisch ausbilden. Der Reibungswinkel steigt rasch – schon innerhalb der ersten Woche – an, während die Kohäsion langsam – über einen längeren Zeitraum – parallel zur einaxialen Druckfestigkeit ansteigt.

Die Frostempfindlichkeit kalkstabilisierter Böden ist vor allem vom Betrachtungszeitraum abhängig. *Brandl* [15] hat zahlreiche Untersuchungen an mit Kalk (Kalkhydrat) stabilisierten Böden hinsichtlich des Frostverhaltens durchgeführt und ist zu folgendem Schluss gekommen: Eine Lagerungszeit unter 28 Tagen zeigt meist Eislinnenbildungen, welche die der Ursprungsböden teilweise um ein Vielfaches übertreffen.

Nach 28 Tagen ist das Maß der Frostgefährdung auf den Wert des nichtstabilisierten Ausgangsmaterials gesunken und erst nach 90 Tagen kann eine mit der Zeit noch zunehmende Frostwiderstandsfähigkeit erwartet werden.

Beim Einbau von Kalk wird dieser flächig auf der zu stabilisierenden Schicht aufgebracht und sorgfältig vermischt bzw. eingefräst. Das Einmischen soll immer mit einer Fräse erfolgen, da sonst keine gleichmäßige Vermischung erzielt werden kann. Eine gute, homogene Vermischung lässt sich auch anhand der Farbe erkennen. Direkt nach Kalkzugabe sollte der Boden nicht verdichtet werden, sondern der Ionenaustausch sowie die Koagulation der Bodenkörner abgewartet werden. Danach lässt sich das Gemisch auch besser verdichten. Während des Einbauvorgangs ist darauf zu achten, dass es nicht zum Austrocknen der Mischung kommt.

8.2.2 Zementstabilisierung

Als Bindemittel werden Zemente nach EN 197 (Teile 1 und 2) [69, 70] eingesetzt. Als Regelwerk für zementgebundene Gemische dient DIN EN 14227-1 [83].

Zement ist ein hydraulisches Bindemittel, welches schon seit Jahrzehnten zur Bodenstabilisierung genutzt wird. Er erhärtet unter Aufnahme von Wasser und erfährt dadurch hydrophobische Wirkung. Heutzutage erfolgt die Zementstabilisierung primär durch die Anwendung von Portlandzementen, die sich aus folgenden Hauptkomponenten (Zementklinker) zusammensetzen: Trikalziumsilikat (C_3S), Dikalziumsilikat (C_2S), Trikalziumaluminat (C_3A) und Tetrakalziumaluminoferrit (C_4AF). Infolge des Vermischens von Zement mit Boden tritt nach dem Kontakt mit dem Porenwasser eine intensive Hydratation ein. Aufgrund der chemischen Reaktionen der Klinkerphasen kommt es zur Entstehung von Kalziumsilikaten, Kalziumaluminaten und als Nebenprodukte bilden sich Kalziumhydrate ($Ca(OH)_2$). Die ersten beiden Hydratationsprodukte bilden im Boden eine wabenartige Strukturmatrix aus Zementstein, wodurch die Bodenpartikel bzw. Bodenaggregate zusammengehalten werden und der Boden damit verbesserte Festigkeitseigenschaften erhält.

Bei den Reaktionen des Zements im Boden wird die primäre Skelettbildung im Porenraum von einer raschen Zunahme der Festigkeit des Zement-Boden-Gemischs begleitet. Die sekundären Reaktionen verursachen eine Verkittung der Bodenkörner bzw. größerer Bodenaggregate untereinander, wodurch sich eine bleibende Strukturänderung ergibt. Die Festigkeit des stabilisierenden Bodens ist vom Zementgehalt und die Verkittungswirkung vom Mineralbestand des Bodens abhängig.

Der Einfluss der Zementzugabe auf die mechanischen Eigenschaften eines Bodens wird erst durch Eignungsprüfungen nachvollziehbar. Die wesentlichen Einflussfaktoren auf die Zementreaktion mit dem Boden sind die Korngrößenverteilung, der Wassergehalt, der Feinkornanteil, die Art und Intensität der Durchmischung, die Verdichtung und eine mögliche Nachbehandlung. Aus bodenmechanischer Sicht kommt es infolge einer Zementstabilisierung zum deutlichen Anstieg der Festigkeit, die nahezu proportional zur Zementmenge wächst. Aufgrund der hohen Festigkeit ergibt sich ein besseres Verformungsverhalten; der Steifemodul und die Kohäsion nehmen mit fortschreitendem Erhärtungsvorgang zu. Allerdings bleibt die Scherfestigkeit, in erster Linie der Reibungswinkel, bei nichtbindigen Böden nahezu unverändert, während bei bindigen Bö-

den aufgrund der Strukturänderung der Reibungswinkel geringfügig ansteigt. Darüber hinaus sinkt der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert eines zementstabilisierten Bodens und eine hohe Frost-Tau-Beständigkeit wird erreicht.

Die Anwendung der Zementstabilisierung ist für eine relativ große Bandbreite an Böden geeignet. Bei nichtbindigen Böden (Sand und Kies) lassen sich sehr hohe Festigkeiten schon bei geringeren Bindemittelzugaben von ca. 3 bis 5 % erzielen. Ebenfalls gute Ergebnisse ergeben sich in schluffigen Sanden sowie generell in vorrangig schluffigen Böden. Demgegenüber ist Ton schwieriger mit Zement zu stabilisieren, da die Zerkleinerung des Bodens nur unter besonderen Bedingungen möglich ist. Um auch bindige Böden mit Zement verfestigen zu können, sind ein höherer Zementanteil sowie eine gute Durchmischung erforderlich. Allerdings muss ein zu großer Zementgehalt nicht immer zum erwünschten Ergebnis führen. Als Obergrenze für eine wirtschaftlich sinnvolle Beimischung gilt eine Bindemitteldosierung von ca. 9 %.

Ein wesentliches Kriterium an die Verdichtbarkeit zementstabilisierter Böden ist eine ordnungsgemäße und sofort nach dem Vermischen zu erfolgende Durchmischung bzw. Homogenisierung des Zement-Boden-Gemisches. Demnach ist vor allem bei bindigen Böden ein sofortiger Misch- und Zerkleinerungsvorgang von großer Bedeutung. Bei zu langen Misch- und Stehzeiten kommt es zu einer Knollenbildung infolge der eingesetzten Hydratation des Zements. Ein Gemisch, das solche Knollen besitzt, ist wesentlich schlechter verdichtbar, d. h., die Proctorkurve sinkt ab, weil sich die Knollen untereinander nicht gegenseitig verkleben. Wenn sich das stabilisierte Material nicht rasch verdichten lässt, sollte es am besten nochmals mit der Fräse durchmischt werden.

In der Erhärtungsphase wird meistens zusätzlich Wasser zugegeben, damit die Hydrationsvorgänge fortgesetzt werden können. Dabei ist das Austrocknen der Oberfläche tunlichst zu vermeiden. Hierdurch kann es zur Ausbildung von größeren Schwindrissen kommen, die das gesamte System schwächen. Aus diesem Grund werden häufig Vibrationswalzen zur künstlichen Erzeugung von vielen kleinen Mikrorissen benutzt, dieser Vorgang wird als „Spannungsfreiwalzen“ bezeichnet. Damit weist das stabilisierte Planum ein wesentlich günstigeres Gebrauchsverhalten auf als eines mit einigen wenigen großen Rissen.

8.2.3 Kalk-Zement-Stabilisierung

Eine Kalk-Zement-Stabilisierung nutzt im Sinne einer optimierten Bodenverbesserung die Vorteile und Eigenschaften beider Bindemittel (Bild 73). Dabei kann entweder eine stufenweise Stabilisierung (Stufe 1: Kalk-Einmischung, Stufe 2: Zement-Einmischung) erfolgen oder eine gleichzeitige Zugabe einer Kalk-Zement-Mischung. Gängige Mischungsverhältnisse Kalk/Zement reichen z. B. von 30/70 % über 50/50 % bis 70/30 % in Abhängigkeit von der Kornverteilung des zu stabilisierenden Bodens bzw. den Anforderungen.

Infolge Kalkbeigabe reduzieren sich der Wassergehalt und damit auch die Plastizität des Bodens. Durch die chemischen Reaktionen im Boden wird darüber hinaus eine Strukturumwandlung in Form einer Krümelbildung herbeigeführt. Die Strukturveränderung bewirkt die Verringerung der inneren Oberfläche von feinkörnigen Böden

und damit auch die Quellfähigkeit des Bodens. Die anschließende Zugabe von Zement lässt die Festigkeit schon bei geringeren Bindemittelmengen anwachsen. Dabei wird das Tragskelett durch den Zementstein verstärkt. Für die Verhärtung der Krümel wird umso weniger Binderzusatz erforderlich, je stabiler die Krümel schon vor der Zementzugabe sind.

Eine große Verfestigung lässt sich erreichen, wenn nur geringe Mengen an Kalk dem Boden beigemischt werden, dafür ist ausreichend Zement erforderlich, damit die gewünschte starke Verfestigung stattfindet. Hierbei bewirkt der Kalk eine leichte Krümelbildung. Die Krümel werden danach durch die Hydratisierung von Zement verhärtet und untereinander verklebt.

Die nachfolgende oder auch gleichzeitige Bodenverbesserung mit Kalk und Zement kann sehr gut bei plastischen Tonböden, jedoch auch bei Schluffen geringerer Plastizität, eingesetzt werden.

Bild 74 zeigt schematisch das Modell für die synergetische Wirkungsweise einer Bodenstabilisierung mittels Kalk und Zement. Der bedeutende Vorteil der Anwendung der Mischbinder liegt im Wesentlichen am geringeren Bindemittelbedarf.

Die Tabellen 34 bis 36 bieten einen Überblick über Bindemitteldosierungen für unterschiedliche Bodengruppen sowie zulässige Reaktionszeiten.

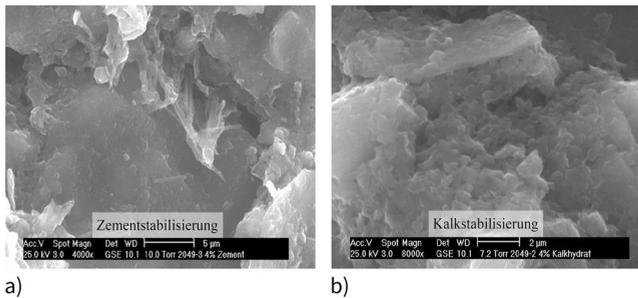


Bild 73 Bodenreaktion; a) mit Zement, Bildung des Zementstein-Skeletts im Porenraum, b) mit Kalkhydrat, gelartige Füllung im Porenraum (aus [59])

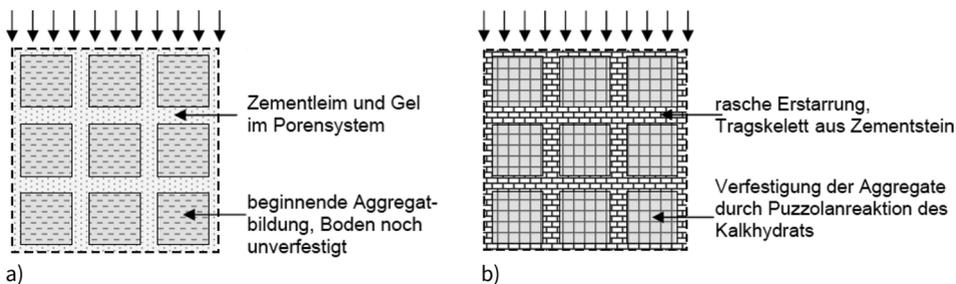


Bild 74 Modell für synergetische Wirkungsweise von Mischbindern; a) Anfangsphase und b) Stabilisierungsphase (aus [59])

Tabelle 34 Erfahrungswerte zur Stabilisierung mit Mischbindern (nach Witt, aus [59])

GE – SE – GW – SW – GU – SU – GU* – SU* – UL – TL – UM – TM – UA – TA					
Kalk/Zement	0/100	20/80	30/70	40/60	50/50 70/30
	Menge 2 % bis 6 %, je nach Ziel der Stabilisierung				

Tabelle 35 Erfahrungswerte für Bindemittelmengen für Bodenverfestigungen (nach TP BF-StB – B 11.1 [127])

Bodengruppe	Bindemittel				
	Ungelöschter Kalk nach EN 459-1	Kalkhydrat nach EN 459-1	Zement nach EN 197-1	Hydr. Trag-schichtbin-der nach DIN 18506	Mischbinde-mittel
Gemischtkörnige Böden (GU, GT, SU, ST, GU*, GT*, ST, SU)	–	–	4–10	4–10	4–10
Gemischtkörnige Böden (GT*, GU*, ST*, SU*)	4–6	4–8	6–12	6–12	6–12
Feinkörnige Böden (UL, UM, TL, TM, UA, TA)	4–6	4–8	7–16	7–16	7–16

Tabelle 36 Maximal Zulässige Verarbeitungszeiten von Bindemittel in Stunden (nach [103])

Zusammensetzung des Mischbindemittels	30 M.-% Kalk	50 M.-% Kalk	70 M.-% Kalk
	70 M.-% Zement	50 M.-% Zement	30 M.-% Zement
Reaktionszeit [h]	3 bis 4 Std.	4 Std.	4 bis 5 Std.

In organischen Böden wird die Zementreaktion durch Huminsäuren behindert. Bei sulfat- (Gips) oder sulfidhaltigen (Pyrit) Böden wird die Festigkeitsentwicklung von bindemittelstabilisierten Böden sowohl mit Zement als auch insbesondere mit Kalk durch die Volumenzunahme während der Ettringitbildung gestört. Bildet sich das Ettringit vor der Verdichtung, wird lediglich das Bindemittel nicht optimal ausgenutzt. Nachträglicher Ettringitaufwuchs führt zu enormen Quelldrücken (bis 5 MPa) und Volumenvergrößerung sowie zu einer Zerstörung der Struktur. Zahlreiche Schadensfälle mit Quellhebungen von bis zu mehreren Dezimetern zeugen davon. Die Baugrunderkundung und die Eignungsprüfung müssen daher eine Beurteilung der Sulfat- und Sulfidgefährdung einschließen [59].

8.2.4 Stabilisierung mit sonstigen Bindemitteln

Hydraulische Tragschichtbinder (Hydraulic Road Binder, HRB)

Gemäß DIN EN 13282 (Teile 1 bis 3) [80–82] handelt es sich dabei um werkmäßig hergestellte hydraulische Bindemittel auf Zementbasis mit speziellen Zusatzstoffen. Sie verfügen über Eigenschaften, wie z. B. die Erzielung hoher Frühfestigkeiten, die besonders für die Behandlung von Materialien für Trag- und Deckschichten für den Bau von Straßen, Bahnkörpern und Flugverkehrsflächen und für andere Arten von Infrastrukturen geeignet sind. Als europäisches Regelwerk für tragschichtbindergebundene Gemische dient DIN EN 14227-5 [87].

Flug- und Holzasche

Flugasche ist ein feines Pulver, das bei der Verbrennung von Stein- oder Braunkohlenstaub in Energieerzeugungsanlagen oder von Holz, Papier usw. in anderen Industriezweigen mit oder ohne Mitverbrennungsstoffe entsteht. Sie wird durch mechanische oder elektrostatische Abscheider aufgefangen und kann in kieselsäurereiche oder kalkhaltige Flugasche eingeteilt werden. Flugasche ist ein puzzolanischer Stoff, d. h., sie benötigt eine Kalziumoxidquelle, beispielsweise Kalk oder Zement, um eine hydraulische Reaktion zu erzeugen.

Der Einsatz von Flugasche ist in DIN EN 14227-3 [85] (flugaschegebundene Gemische) sowie DIN EN 14227-4 [86] (Flugasche für hydraulisch gebundene Gemische) geregelt.

In den letzten Jahren wird in Österreich zur Stabilisierung von Böden verstärkt das Flugaschenprodukt Cinerit[®] eingesetzt. Dabei handelt es sich um ein Produkt der thermischen Verwertung biogener Reststoffe aus dem Produktionsprozess der beiden Papierfabriken UPM-Kymmene Austria GmbH und Laakirchen Papier AG im zirkulierenden Wirbelschichtkessel der EEVG [18].

Industrielle Nebenprodukte (Schlacke)

Schlacke wird als Bindemittel oder Bindemittelzusatz gemäß DIN EN 14227-2 [84] (schlackengebundene Gemische) entweder in Form von Hüttensandmehl oder in grob gemahlener granulierter Hochofenschlacke verwendet. Zur Verbesserung ihrer hydraulischen Reaktion sind im Allgemeinen weitere Bestandteile erforderlich.

8.3 Eignungsprüfung und Probefeld

Bei der Eignungsprüfung werden an mehreren Boden-Bindemittel-Mischungen mit unterschiedlichen Bindemitteldosierungen Proctorversuche durchgeführt, um die Auswirkung der Bindemittelzugabe auf die Verdichtungsfähigkeit und den optimalen Wassergehalt zu untersuchen. Anhand von hergestellten Probekörpern wird mittels Druckprüfungen (i. d. R. einaxiale Druckversuche) die Festigkeitsentwicklung mit der Zeit verfolgt. Weitere Untersuchungen, wie z. B. das Frost-Tau-Verhalten, richten sich nach den gestellten Anforderungen.

Wird ein Mischbindemittel für die Bodenverfestigung eingesetzt, so ist in Deutschland die Eignungsprüfung nach TP BF-StB-B 11.1 [127] durchzuführen. Bei einer Bodenverbesserung oder qualifizierten Bodenverbesserung hat die Eignungsprüfung nach

TP BF-StB-B 11.3 [128] zu erfolgen. In Österreich ist eine Überarbeitung der derzeit gültigen Richtlinie RVS 11.02.45 [123] geplant. Als europäisch einheitliche Regelwerke liegen die DIN EN 14227-15 [88] für hydraulische Bodenstabilisierungen sowie der Normenentwurf DIN EN 16907-4 [92] vor.

Anhand der Untersuchungen wird die Art, Menge und die Mischrezeptur des Stabilisierungsmischgutes festgelegt. Erfüllen die Ergebnisse aus den Voruntersuchungen die Anforderungen an eine optimierte Stabilisierung, so kann der Boden auf der Baustelle unter den festgelegten Bedingungen behandelt werden.

Neben der Eignungsprüfung im Laboratorium empfiehlt sich die Herstellung eines Probefeldes mit geotechnischer Begleitung. Auf dem Probefeld kann der geplante Herstellungsprozess (Bindemittelrezeptur, Mischvorgang, Verdichtung) unter Baustellenbedingungen getestet und optimiert werden. Eine Beurteilung der zeitlichen Festigkeitsentwicklung erfolgt anhand von begleitenden Feldversuchen (z. B. dynamische Lastplattenversuche zur Verdichtungskontrolle) und Laborversuchen (z. B. Druckversuche an nach dem Mischvorgang hergestellten Probekörpern).

Bei der endgültigen Ausführung sind lokale Schwankungen des tatsächlichen Ausgangswassergehalts im Boden zu berücksichtigen und geeignete Maßnahmen zu ergreifen, z. B. durch eine Anpassung der Bindemitteldosierung.

8.4 Ausführung

Im Hinblick auf eine optimierte Bodenstabilisierung sollte die Wirksamkeit eines Bindemittels und des Zusatzmittels durch Eignungsprüfungen (Vorversuche) im Labor und/oder im Feld an dem zu behandelnden Boden gründlich untersucht werden.

Der Ablauf von jeder Stabilisierung besteht aus folgenden Vorgängen:

- homogenes Vermischen des zu verbessernden Bodens mit der bei den Vorversuchen ermittelten Bindemittelart und Menge;
- Einstellen des Wassergehalts auf einen durch die Vorversuche ermittelten optimalen Wert;
- Verdichten des Boden-Bindemittel-Gemischs mit einem möglichst hohen Verdichtungsgrad;
- ungestörtes Erhärten des verdichteten Boden-Bindemittel-Gemischs unter möglichst optimalen Bedingungen (Temperatur, (Luft-)Feuchtigkeit).

Für das Beigeben und das Vermischen des Bindemittels mit dem anstehenden Untergrund sowie für das Einstellen des optimalen Wassergehalts im Hinblick auf die Verdichtung des Boden-Bindemittel-Gemischs werden generell zwei verschiedene **Ausführungsmethoden** eingesetzt:

Ortmischverfahren (Mixed-in-place): Das Bindemittel wird direkt auf der Baustelle auf dem anstehenden Boden mit Dosierwägen in der richtigen Menge verteilt und anschließend mit speziellen Mischgeräten (in der Regel Bodenfräsen) homogen eingemischt. In Abhängigkeit vom natürlichen Wassergehalt des Bodens kann es erforderlich sein, das Feld vor dem Fräsübergang zu bewässern, um den optimalen Wassergehalt zu gewährleisten. Danach wird das Gemisch verdichtet und entsprechend

planiert. Diese Methode findet ihre Anwendung hauptsächlich bei bindigen Böden und ist meistens billiger im Vergleich zum Zentralmischverfahren, jedoch kann dabei die Vermischung nicht so gut kontrolliert werden. Durch den Fräsvorgang erfolgt eine Belüftung und Homogenisierung des Ausgangsbodens; bindige Böden werden durch die hohe Drehzahl der Mischwerkzeuge aufgebrochen und sehr fein zerkleinert, was die Reaktionswirkung mit dem Bindemittel verbessert. Dabei ist auf die maximale Frästiefe zu achten, die bei modernen selbstfahrenden Fräsen rund 45 bis 50 cm und bei den kleineren Anbaufräsen rund 35 bis 40 cm beträgt.

Zentralmischverfahren (Mixed-in-plant): Bei dieser Methode wird das Bindemittel zusammen mit dem abgetragenen Boden beim optimalen Wassergehalt in einer stationären oder mobilen Mischanlage zu einem Stabilisierungsmischgut aufbereitet. Dieses wird in Lastwagen auf die Baustelle transportiert und dort entsprechend lagenweise eingebaut und verdichtet. Diese Methode wird meistens beim kiesigen Bodenmaterial eingesetzt und ist nicht geeignet für feinkörnige bindige Böden. Durch die (Zwangs-)Mischanlage wird eine noch bessere Durchmischung des Materials gewährleistet.

Von der Verarbeitung bis hin zur Verdichtung sind je nach Bindemittelart unterschiedliche Reaktionszeiten zu beachten.

Zur Verdichtung können dynamische Walzen (Vibrations-, Oszillations-, Vario- oder selbstregelnde Walzen) mit Glattmantelbandagen (vorwiegend für nichtbindige und gemischtkörnige Böden) bzw. Schafffußbandagen (vorwiegend für bindige Böden) eingesetzt werden. Zur Verdichtungskontrolle kann idealerweise die Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) arbeitsintegriert während der Verdichtungsüberfahrten eingesetzt werden. Eine punktuelle Überprüfung mit dynamischen Lastplattenversuchen kann unmittelbar nach der Verdichtung erfolgen. Mit demselben Verfahren kann auch der Zuwachs der Steifigkeit des Bodens (dynamischer Verformungsmodul E_{vd}) in den darauffolgenden Tagen nachgewiesen werden.

Die Tabellen 37 und 38 geben Erfahrungswerte für Bindemitteldosierungen für Bodenverbesserungen und Bodenverfestigungen in Abhängigkeit der Bodenart sowie Reaktionszeiten an. Die Massenprozentage beziehen sich auf die Trockenmasse des Bodens.

8.5 Umweltrelevante Veränderungen im Boden

Die Bindemittelzugabe kann je nach Dosierung eine umweltrelevante Veränderung im Boden-Bindemittel-Gemisch bewirken. Dabei kommt es im Allgemeinen zu einer:

- Erhöhung des pH-Werts,
- Erhöhung der elektrischen Leitfähigkeit,
- Reduzierung der Durchlässigkeit (Beeinflussung des Auslaugungsverhaltens).

Generell sind bodenschutzrechtliche sowie gewässer- und grundwasserschutzrechtliche Bestimmungen zu beachten.

Tabelle 37 Erfahrungswerte von Bindemittelmengen für Bodenverfestigungen (TP BF-StB – B 11.1 [127])

Bodengruppe	Bindemittel				
	Unge- löschter Kalk nach EN 459-1	Kalk- hydrat nach EN 459-1	Zement nach EN 197-1	Hydr. Trag- schicht- binder nach DIN 18506	Mischbin- demittel
Gemischtkörnige Böden (GT, GU, ST, SU)	–	–	4 – 10	4 – 10	4 – 10
Gemischtkörnige Böden (GT*, GU*, ST*, SU*)	4 – 6	4 – 8	6 – 12	6 – 12	6 – 12
Feinkörnige Böden (UL, UM, TL, TM, UA, TA)	4 – 6	4 – 8	7 – 16	7 – 16	7 – 16

Tabelle 38 Erfahrungswerte von Bindemittelmengen für Bodenverbesserungen (TP BF-StB – B 11.3 [128])

Bodengruppe	Bindemittel				
	Unge- löschter Kalk nach EN 459-1	Kalk- hydrat nach EN 459-1	Zement nach EN 197-1	Hydr. Trag- schicht- binder nach DIN 18506	Mischbin- demittel
Grobkörnige Böden	–	–	3 – 6	3 – 6	3 – 6
Feinkörnige und ge- mischtkörnige Böden	2 (3) – 4	2 (3) – 5	3 – 6	3 – 6	2 (3) – 6

In Klammern: Mindestwerte für qualifizierte Bodenverbesserung

9 Qualitätssicherung und Prüfungen

9.1 Allgemeines

Die DIN EN 16907-5 [93] enthält neben nationalen Festlegungen übergeordnete Empfehlungen und Leitlinien für die Qualitätssicherung und Qualitätskontrolle. Die Begriffe Qualitätssicherung und Qualitätskontrolle werden darin wie folgt definiert und geregelt:

Qualitätssicherung: Alle geplanten und systematischen Vorgehensweisen, die notwendig sind, um Vertrauen sicherzustellen, dass das Erdbauwerk bei der Nutzung die gewünschte Leistung erbringt, d. h., dass das errichtete Erdbauwerk die festgelegten Anforderungen erfüllt.

Qualitätskontrolle: System zur Überwachung, Bewertung und Anpassung der Bauverfahren/Ausführung, um sicherzustellen, dass das Endprodukt die festgelegte Qualitätsstufe erfüllt.

Im Vorfeld eines Bauvorhabens ist ein „Plan zur Qualitätskontrolle“ zu erstellen. Der Mindestumfang wird in der EN 16907-5 [93] wie folgt festgelegt:

1. Probenahme- und Prüfverfahren, einschließlich:
 - Prüfstellen,
 - Häufigkeit der Prüfungen,
 - Prüfverfahren und Standards, die zu übernehmen sind,
 - Umfang der zu sammelnden Daten und daraus resultierende Anforderungen für die Datenspeicherung,
 - Verfahren und Kriterien für die Abnahme;
2. Organigramm, in dem relevantes Personal und alle wesentlichen Aufgaben aufgezeigt werden, d. h. verantwortliche Personen, die für die Gesamtqualität und für einzelne Elemente wie z. B. Prüfungen zuständig sind;
3. Verfahren für die Überprüfung von Proben, Zertifikaten usw.;
4. Beobachtungen und Untersuchungen;
5. Verfahren zur Dokumentenkontrolle;
6. Verfahren zur Aufzeichnung von Nichterfüllung der Anforderungen und welche Korrekturmaßnahmen zu ergreifen sind.

Unterschieden werden kann nach der Art der Prüfung, wobei der zeitliche Projektlauf berücksichtigt wird und die Zuständigkeiten zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer festgelegt werden. Zu allererst ist eine Eignungsprüfung durchzuführen, während der Projektdurchführung die laufende Konformitätsprüfung und nach Projektfertigstellung eine Identitätsprüfung. Erläutert werden die einzelnen Arten der Prüfung im Abschnitt 9.1.

Der „Plan zur Qualitätskontrolle“ ist vom Auftragnehmer einzuhalten und bezieht sich somit auf die Eignungsprüfung und Konformitätsprüfung. Identitätsprüfungen sind davon unabhängig.

In der ZTV E-StB [130] wird zwischen Prüfmethode und Prüfverfahren unterschieden. Der Begriff „Prüfmethode“ bezeichnet die systematische Vorgehensweise, mit der die geplante Qualität gemäß den vorgeschriebenen Anforderungen an die Verdichtungskennwerte überprüft wird. Folgende 3 Methoden können dabei in Erwägung gezogen werden:

Methode M 1: Vorgehensweise gemäß Prüfplan. Bei der Methode M 1 wird die statistische Verteilung des betrachteten Prüfmerkmals innerhalb eines Prüfloses auf Stichprobenbasis ermittelt. Auf Grundlage des Stichprobenergebnisses wird die Entscheidung getroffen, ob das Prüflos anzunehmen oder zurückzuweisen ist [130].

Methode M 2: Vorgehensweise bei Anwendung flächendeckender dynamischer Messverfahren. Bei der Methode M 2 wird mithilfe eines an der Walze installierten Messgeräts aus der Wechselwirkung zwischen Walze und Boden flächendeckend ein dynamischer Messwert ermittelt, der mit der Steifigkeit und der Verdichtung des Bodens korreliert. Bei dieser Methode wird also mittels einer „Vollprüfung“ einer verdichteten Schicht (= Prüffläche) mit einem indirekten Prüfverfahren (= dynamischer Messwert) die Entscheidung getroffen, ob die Prüffläche (= Prüflos) angenommen oder zurückgewiesen wird [130].

Methode M 3: Vorgehensweise zur Überwachung des Arbeitsverfahrens. Bei der Methode M 3 wird im Regelfall mittels einer Probeverdichtung der Nachweis für die Eignung des eingesetzten Verdichtungsverfahrens erbracht. Auf Grundlage der Ergebnisse der Probeverdichtung wird eine Arbeitsanweisung für die Verdichtung aufgestellt. Die Verdichtungsarbeiten am Erdbauwerk werden gemäß der Arbeitsanweisung durchgeführt. Die Einhaltung der Arbeitsanweisung muss dokumentiert werden [130].

Durch „Prüfverfahren“ werden die Prüfmerkmale (Verdichtungskennwerte, wie z. B. der Verdichtungsgrad oder der Verformungsmodul) definiert und bestimmt. Prüfverfahren enthalten die konkreten Arbeitsanweisungen zur Bestimmung der Verdichtungskennwerte. Erläutert werden diese in Abschnitt 9.3.

Im Zusammenhang mit dem Straßenbau ist auch auf das „Merkblatt für die Verdichtung des Untergrundes und des Unterbaues im Straßenbau“ [95] zu verweisen, in welchem die 3 Prüfmethode und die verschiedenen direkten und indirekten Prüfverfahren geregelt sind.

9.2 Arten von Prüfungen

Erstprüfung (Eignungsprüfung) ist die Prüfung zum Nachweis der Eignung der Baustoffe für den vorgesehenen Verwendungszweck entsprechend den Anforderungen des Projekts. Die Prüfung muss durch den Auftragnehmer veranlasst werden. Selbiger trägt auch die Kosten. Die DIN EN 16907-5 [93] gibt beispielsweise vor, dass bei jedweder Erdmassenbewegung eine Materialklassifizierung entsprechend der DIN EN 16907-2 [90] (s. a. Abschnitt 6.2.5) durchzuführen ist.

Konformitätsprüfung (in Deutschland auch: Eigenüberwachung; in Österreich auch: Kontrollprüfung) ist die laufende Prüfung des Auftragnehmers oder dessen Beauftragten, um festzustellen, ob die Güteeigenschaften der Baustoffe und der fertigen Leistung den vertraglichen Anforderungen entsprechen. Der Auftragnehmer hat die Prüfung zu veranlassen und die Kosten dafür zu tragen

Identitätsprüfung (in Deutschland auch: Kontrollprüfung; in Österreich auch: Abnahmeprüfung) ist die Prüfung des Auftraggebers, um festzustellen, ob die Güteeigenschaften der Baustoffe und der fertigen Leistung den Anforderungen entsprechen. Er selbst hat die Prüfung zu veranlassen und die Kosten dafür zu tragen.

9.3 Prüfverfahren

Im Straßenbau sind gemäß ZTV E-StB [130] für die Probenahme und die Durchführung von Prüfungen die Technischen Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, einzuhalten.

Um die Eignung eines Materials festzustellen, muss eine Bodenklassifikation durchgeführt werden. Die dazu zu ermittelten inhärenten Bodeneigenschaften sowie die Zustandsgrößen werden in den jeweiligen Klassifizierungsnormen festgelegt. Diese wurden bereits in Abschnitt 6.1.4 vorgestellt. Auf europäischer Ebene liegt bereits seit 2015 der Entwurf für die DIN EN 16907-2 [90] vor, welche nach deren Umsetzung für

die Bodenklassifizierung im Erdbau heranzuziehen ist. Als Mindestumfang müssen zur Klassifizierung folgende Bodeneigenschaften bestimmt werden:

- Korngrößenverteilung,
- Plastizität,
- organische Bestandteile.

Je nach Nutzung können weitere Eigenschaften für eine Klassifizierung zu bestimmen sein.

Verdichtungskenngrößen und Prüfverfahren zur Ermittlung dieser werden im Folgenden zusammengefasst:

- Verdichtungsgrad D_{Pr} : Er wird berechnet aus dem Verhältnis der erreichten Trockendichte im Feld und der Proctordichte des Bodenmaterials. Angegeben wird der Verdichtungsgrad in Prozent und dient als Beurteilungskriterium bei der Verdichtungskontrolle. Die Proctordichte ist entsprechend der DIN 18127 [64] zu ermitteln. Der Proctorversuch und die Abhängigkeit des Verdichtungsverhaltens eines Bodens vom Wassergehalt werden im Teil 1 des Grundbau-Taschenbuchs, Kapitel 1.3 (Abschnitt 5.8) näher erläutert.
- Lagerungsdichte D : Bei nichtbindigen Böden wird für die Beurteilung der Verdichtung die Lagerungsdichte herangezogen. Mit dem Versuch wird die lockerste und dichteste Lagerung bestimmt. Mit dem auf der Baustelle vorhandenen Porenanteil n kann die Lagerungsdichte D berechnet werden.

In der ZTV E-StB [130] wird Folgendes festgehalten: Wenn sich die Proctordichte als Bezugswert des Verdichtungsgrads prüftechnisch nicht zuverlässig ermitteln lässt, wie z. B. bei veränderlichem festen Gestein, steinigen und blockigen Böden, einigen industriell hergestellten und rezyklierten Gesteinskörnungen, dann kann auch die Trockendichte ρ_d oder der Porenanteil n als Verdichtungskenngröße herangezogen werden. Anforderungswerte müssen jedoch aus örtlichen Erfahrungen oder Untersuchungen festgelegt werden [130].

Die Bestimmung der Dichte im Feld kann gemäß DIN 18125-2 [63] mittels Ausstechzylinderverfahren, Sandersatz-Verfahren, Ballon-Verfahren, Flüssigkeitsersatz-Verfahren, Gipsersatz-Verfahren oder Schürfgruben-Verfahren erfolgen. Radiometrische Verfahren zur Dichtebestimmung werden in der TP BF-StB, Teil B 4.3 [125] festgelegt.

Indirekte Prüfverfahren zur Bestimmung des Verdichtungsgrads erfolgen über die Ermittlung des Verformungsmoduls E_v mittels folgender Versuche [130]:

- statischer Plattendruckversuch nach DIN 18134 [65],
- dynamischer Plattendruckversuch nach TP BF-StB, Teil B 8.3 [126].

Diese können dann als Ersatz für die Bestimmung des Verdichtungsgrads angewendet werden, wenn der Feinkornanteil des Bodens kleiner als 15 M.-% ist.

Ein weiteres Prüfverfahren zur Verdichtungskontrolle stellt die Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) dar. In Deutschland wird dieses Verfahren durch das Merkblatt M FDVK E [101] geregelt, in Österreich durch die RVS 08.03.02 [121].

Tabelle 39 Übersicht über Prüfverfahren gemäß der RVS 08.03.01 [120]

Prüfung	Prüfnorm/Richtlinie	Anmerkung
Wassergehalt	ÖNORM B 4410	
Korngrößenverteilung	ÖNORM B 4412	
Dichte im Feld	ÖNORM B 4414-2 DIN 18125-2 TP-BF-StB, Teil B 4.3	Sandersatzverfahren, Ausstechzylinder Wasserersatzverfahren Isotopsonde nach Troxler (oder gleichwertig)
Proctordichte	ÖNORM B 4418	
Dynamischer Lastplattenversuch	RVS 08.03.04	
Statischer Lastplattenversuch	ÖNORM B 4417	
Flächendeckende dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK)	RVS 08.03.02	

Die Prüfverfahren zur Verdichtungskontrolle werden in Abschnitt 9.3 genauer erläutert.

Weitere Prüfverfahren beziehen sich beispielsweise auf die Filterstabilität oder auf eine profilgerechte Lage der Schüttung [120].

In der RVS 08.03.01 [120] wird für Österreich ein Überblick über die anzuwendenden Prüfverfahren gemäß Tabelle 39 gegeben.

9.4 Verdichtungskontrollen

9.4.1 Allgemeines

Die Kontrolle der Verdichtung kann mittels direkten oder indirekten Verfahren erfolgen. Ein Überblick über die Verfahren und deren Ergebnisse wird in Bild 75 gegeben.

In der DIN EN 16907-3 [91] werden die direkten Verfahren (s. auch Abschnitt 9.4.2) als „In-situ-Dichteprüfungen“ bezeichnet. Indirekte Prüfverfahren (s. auch Abschnitt 9.4.3 und 9.4.4) werden in der Norm unter der Rubrik „Prüfung der Steifigkeit und Tragfähigkeit“ zusammengefasst, wobei insbesondere Plattendruckversuche und Sondierungsprüfungen erwähnt werden.

Darüber hinaus gibt es die kontinuierliche Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) mittels Vibrationswalzen (s. auch Abschnitt 9.4.5) mit 4 Anwendungsmöglichkeiten [91]:

- Kalibrierung für indirekte und kontinuierliche Kontrolle der Dichte und Steifigkeit,
- Analyse und Dokumentation von Schwachstellen,
- Dokumentation der erreichten maximalen Verdichtung,
- Dokumentation des Verdichtungsverfahrens.

In der DIN EN 16907-5 [93] wird jedoch auch auf die Nachteile dieser Prüfverfahren eingegangen:

- Es ist zeitaufwendig, eine ausreichende Anzahl an Prüfungen für eine statistische Analyse der Ergebnisse der Verdichtungsprüfung durchzuführen.
- Kornübergößen müssen berücksichtigt werden.
- Die Bestimmung des Wassergehalts kann Zeit in Anspruch nehmen und die Erdarbeiten verzögern.
- Eine genaue Bestimmung des Volumens des ausgehobenen Materials muss vorgenommen werden.

Eine weitere Möglichkeit zur Dichtebestimmung stellen radiometrische Verfahren dar (Isotopensonde). Es handelt sich dabei um zerstörungsfreie Schnellprüfverfahren, wobei die Eigenschaften radioaktiver Strahlung dazu genutzt werden, um Rückschlüsse auf die erzielte Dichte und den Wassergehalt zu machen. Gemessen wird dabei die Abschwächung und Streuung der Gammastrahlung im Bodenmaterial [25]. Der Vorteil des Verfahrens ist, dass die einzelnen Messungen schnell durchgeführt werden können und die Messergebnisse sofort vorliegen. Jedoch muss auf eine korrekte Kalibrierung mittels Bodenprobe geachtet werden, da die Trockendichte aus dem Wassergehalt berechnet wird. Wegen der Radioaktivität müssen auch entsprechende Gesundheits- und Sicherheitsvorkehrungen getroffen werden [93].

Wurde die Dichte im Feld (Trockendichte) bestimmt, kann mittels Proctorversuch schließlich der erreichte Verdichtungsgrad D_{pr} aus dem Verhältnis zwischen der im Feld ermittelten Trockendichte und der Proctordichte berechnet werden.

9.4.3 Statischer Plattendruckversuch

In Österreich wird der Versuch als statischer Lastplattenversuch bezeichnet.

Der Versuch zählt zu den indirekten Methoden der Verdichtungskontrolle, da der Verdichtungszustand über den Verformungsmodul bestimmt wird. Es bestehen jahrzehntelange Erfahrungen bei der Durchführung und Auswertung des Versuchs und die meisten Regelwerke beziehen sich daher auch auf den statischen Plattendruckversuch.

Bei dem Versuch wird die Lastplatte vor Versuchsdurchführung kraftschlüssig auf das ebene, zu testende Planum aufgesetzt. Kleine Unebenheiten können mit Sand ausgeglichen werden. An die Lastplatte anschließend wird die Messbrücke aufgestellt, über welche bei Belastung die Plattenverschiebung über Messuhren registriert wird. Die Belastung wird über den Druckstempel erzeugt, wozu ein Gegengewicht erforderlich ist (beispielsweise ein LKW oder Bagger). Die Platte wird durch eine hydraulische Pumpe in vorgegebenen Laststufen belastet. Danach wieder entlastet und nochmal belastet, um den Zweitbelastungsmodul E_{v2} zu erhalten. Nach jeder Laststufe ist in Minutenschritten so lange abzuwarten, bis die Verformungsgeschwindigkeit unter 0,02 mm/min gefallen ist. Erst dann wird, je nachdem, ob es sich um ein Einuhren- oder Dreihrenmessgerät handelt, an der einen bzw. an den drei Messuhren abgelesen und die nächste Laststufe aufgebracht [6].

Bei der Auswertung des Versuchs wird angenommen, dass der zu beurteilende Untergrund durch einen linear-elastischen, homogenen, isotropen Halbraum beschrieben

werden kann. Die Voraussetzungen für diese Idealisierungen und vereinfachten Annahmen sind beim Feldversuch und dessen Auswertung nicht exakt erfüllbar [1]:

- Im Erdbau verhalten sich Untergrund und eingebautes Material nicht linear-elastisch. Die Steifigkeit ist variabel und stark lastabhängig.
- Im Nahbereich der Lastplatte wird das Material während der Versuchsdurchführung plastisch verformt.
- Durch den lageweisen Einbau werden in der Regel geschichtete Aufbauten geprüft, bei denen die Materialeigenschaften von Lage zu Lage wechseln können. Die Homogenität des Untergrunds ist nicht gewährleistet.
- Der Untergrund wird durch den Versuch eventuell zusätzlich verdichtet und seine Steifigkeit vergrößert. Die Belastungsgeschichte spielt für die Versuchsauswertung eine große Rolle.
- Die Kraftaufbringung erfolgt durch Abstützen einer Presse gegen ein Gewicht. Der Boden wird zwar unter der Platte belastet, jedoch im Bereich des Gegengewichts im gleichen Ausmaß entlastet, sodass keine globale Belastung des Halbraums, sondern lediglich eine mehr oder weniger lokale Lastumlagerung vorliegt (Kurzschluss effekt).
- Eine Messung der Absolutsetzung ist nicht möglich, da das Gestell, welches als Referenzebene dient, in der Setzungsmulde steht und selbst Verschiebungen und gegebenenfalls Verkippungen unterworfen ist. Ein kleiner Teil der Gesamtsetzung wird damit nicht gemessen, was zu einer Überschätzung des Verformungsmoduls und der Verdichtung führt.

Die Auswertung des Lastplattenversuchs liefert aus diesen Gründen nicht den exakten Verformungsmodul des geprüften Erdbauwerks, sondern einen Wert, der beeinflusst ist von [1]:

- Belastungszustand des Bodens bei der Modulbestimmung,
- auftretenden plastischen Verformungen,
- Materialeigenschaften der einzelnen Lagen eines geschichteten Aufbaus,
- Belastungsgeschichte während der Versuchsdurchführung,
- Geometrie (Plattenradius) und damit von der Messtiefe des Versuchs und
- Belastungs- und Setzungsmesseinrichtung.

Das sog. „Verdichtungsverhältnis“ E_{v2}/E_{v1} wird oft als Zusatzkriterium für die Verdichtungskontrolle herangezogen, ist jedoch aus bodenmechanischer Sicht sehr fragwürdig und zumeist kontraproduktiv, da der Wert einerseits von der zu prüfenden Bodenart abhängt und andererseits sehr stark von der Versuchsdurchführung beeinflusst wird. Es ist daher beispielsweise im Zuge der Überarbeitung der RVS 08.03.01 [120] aus dieser Richtlinie eliminiert worden. In anderen nationalen wie internationalen Vorschriften hält sich dieses sog. Verdichtungsverhältnis immer noch hartnäckig, die Interpretation führt jedoch immer wieder zu Diskussionen.

9.4.4 Dynamischer Plattendruckversuch

In Österreich wird der Versuch als dynamischer Lastplattenversuch bezeichnet.

Auch dieser Versuch zählt zur indirekten Verdichtungskontrolle. Der Verdichtungszustand wird über den dynamischen Verformungsmodul E_{vd} bestimmt. Das Gerät besteht aus einer als starr angenommenen runden Stahlplatte mit einem Durchmesser

von 30 cm, über welche die stoßförmige Belastung auf den Untergrund übertragen wird (Bild 76). Um sicherzustellen, dass die Platte flächig am Untergrund aufliegt, können kleinere Unebenheiten mit Sand verfüllt werden. Vor Beginn der Versuchsdurchführung sind jedenfalls 3 Vorbelastungsstöße durchzuführen. Die Stahlplatte hat in der Mitte eine Zentrierkugel, auf welche die Belastungsvorrichtung aufgelegt wird. Die Belastungsvorrichtung besteht aus einem 10 kg schweren Fallgewicht, welches bei Versuchsdurchführung ausgeklinkt und über eine Stange geführt wird und schließlich auf ein Feder-Dämpfer-Element (aus Stahl-Tellerfedern, „Gummielemente“ sind unzulässig (!)) fällt. So kann ein genau definierter Stoß erzeugt werden, welcher von einem zentrisch in der Stahlplatte angebrachten Beschleunigungsaufnehmer aufgezeichnet wird. Dieses Signal wird von einem angeschlossenen elektronischen Messgerät aufgezeichnet und der dynamische Verformungsmodul E_{vd} berechnet [25].

Für die Auswertung des Versuchs werden zwei Vereinfachungen getroffen [25] (Bild 77):

- Die Ermittlung des E_{vd} geschieht über die Formel des statischen Lastplattenversuchs, welche auf dem statisch belasteten elastischen Halbraum basiert. Somit finden in der Auswertung dynamische Terme keine Berücksichtigung:

$$E_{vd} = 1,5 r \cdot \frac{\Delta\sigma}{\Delta s} \left[\text{MN/m}^2 \right] \quad (19)$$

mit

E_{vd} dynamischer Verformungsmodul

r Radius der Lastplatte

$\Delta\sigma$ mittlere Normalspannung (Sohlpressung)

Δs vertikale Setzung der Platte

- Die maximal auftretende Kontaktspannung zwischen Platte und Untergrund wird vereinfachend als konstant mit $\Delta\sigma = 0,1 \text{ MN/m}^2$ angenommen. Somit geht zur Bestimmung des dynamischen Verformungsmoduls E_{vd} lediglich die gemessene maximale Setzung s_{\max} [mm] ein und Gl. (19) degeneriert, für eine Lastplatte mit 30 cm Durchmesser, zu folgender einfachen Beziehung:

$$E_{vd} = \frac{22,5}{z_{\max}} \left[\text{MN/m}^2 \right] \quad (20)$$

Die Vorteile des Leichten Fallgewichtsgeräts liegen in der raschen, einfachen Durchführbarkeit und der flexiblen und robusten Gerätschaft im Vergleich zur statischen Lastplatte. Das Gerät kann von einer Person bedient werden, ist leicht zu transportieren und erlaubt somit in einem akzeptablen Zeitraum relativ viele Versuche, selbst unter beengten Verhältnissen, durchzuführen [25].

Im Straßenbau wird der Versuch durch die TP BF-StB B 8.3 [126] geregelt. In Österreich ist im Eisenbahn- und Straßenbau die RVS 08.03.04 [122] für die Versuchsdurchführung anzuwenden. Das Gerät ist zumindest einmal jährlich zu kalibrieren, es gibt dafür einige Kalibrierstellen in Deutschland und eine in Österreich.

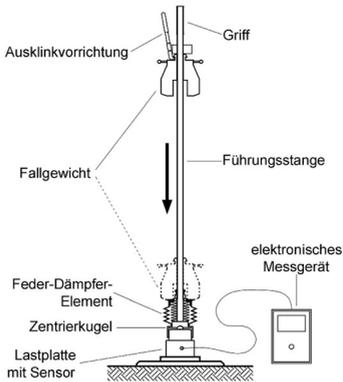


Bild 76 Komponenten des Leichten Fallgewichtsgeräts (nach [1])

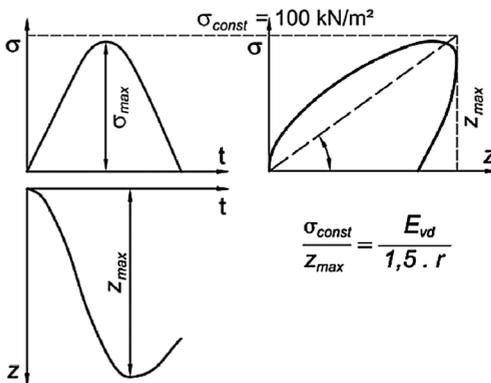


Bild 77 Bodenkontaktspannung, Verschiebung und Arbeitsdiagramm der Lastplatte des Leichten Fallgewichtsgeräts (nach [1])

Im Vergleich zum statischen Plattendruckversuch sind die Ergebnisse des Leichten Fallgewichtsgeräts als deutlich zuverlässiger einzustufen. Gemäß RVS 08.03.01 [120] ist dem dynamischen Plattendruckversuch mit dem Leichten Fallgewichtsgerät gegenüber dem statischen Plattendruckversuch bzw. der direkten Dichtebestimmung der Vorzug zu geben.

9.4.5 Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK)

Die Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) mit dynamisch angeregten Walzen ist eine walzenintegrierte Methode, mit der die Verdichtung optimiert sowie der Verdichtungserfolg gemessen und dokumentiert werden kann. Die dynamische Walze dient dabei nicht nur als Verdichtungsgerät, sondern wird auch als Messgerät verwendet. Sie muss dafür mit einem FDVK-System ausgerüstet sein [6].

Das FDVK-System besteht aus einer Aufnehmer- bzw. Sensoreinheit, die auf der Lagerschale der Bandage montiert ist und die Beschleunigungen an der Bandage misst, aus einer Prozesseinheit, die aus den aufgezeichneten Daten laufend den aktuellen FDVK-Wert errechnet und der Anzeige- und Speichereinheit, die zur visuellen Darstellung und zur Speicherung der FDVK-Werte aus dem Verdichtungsprozess dient (Bild 78). An der Hinterachse der Walze kann zusätzlich ein Weg- und Geschwindigkeitssensor angebracht sein, damit die Messwerte eindeutig zugeordnet und die Ab-

weichungen von der festgelegten Fahrgeschwindigkeit dokumentiert werden können. Moderne FDVK-Systeme nutzen für diesen Zwecke GPS bzw. DGPS [6].

Das Prinzip der FDVK beruht auf der Analyse der Bandagenschwingung, d.h., es werden die Wechselwirkungen zwischen der dynamischen angeregten Bandage und dem Boden gemessen. Während der dynamischen Anregung lässt sich das Bewegungsverhalten der Bandage ohne jegliche Interaktion mit dem Untergrund (Bandage hängt nur am Rahmen) mit einer Sinusschwingung beschreiben. Diese wird durch die Interaktion der schwingenden Bandage mit dem Boden verzerrt. Werden bei der Verdichtung die Walzenparameter (Gerät, Amplitude, Frequenz, Fahrtrichtung, Fahrgeschwindigkeit, statische Auflast usw.) konstant gehalten, so sind die Änderungen im Bewegungsverhalten der Bandage ausschließlich auf die Änderung der Untergrundverhältnisse zurückzuführen [6].

FDVK-Werte sind keine Absolutwerte bzw. bodenphysikalischen Eigenschaften, da die Messung mit unterschiedlichen Walzen bei gleichen oder auch verschiedenen Walzenparametern und bei gleichen Untergrundverhältnissen zwar zu qualitativ ähnlichen Verläufen führen kann, jedoch andere Zahlenwerte ergibt. Der aufgezeichnete Verdichtungszuwachs basiert auf dem Vergleich der aufeinanderfolgenden Messfahrten. Der Verdichtungserfolg lässt sich aufgrund des Ansteigens der FDVK-Werte bei den Verdichtungsfahrten beobachten. Steigen die Messwerte nicht mehr signifikant an, so ist der Verdichtungsvorgang abgeschlossen (in der Regel durch die 5%-Zuwachsrate zwischen zwei aufeinanderfolgenden Überfahrten auf derselben Spur definiert). Jede weitere Verdichtungsfahrt würde zu einer Kornzertrümmerung und Wiederauflockerung des Bodengefüges führen. Mit dem FDVK-System kann die Gleichmäßigkeit der Verdichtung gewährleistet und dokumentiert werden. Anhand der FDVK-Wert-Verläufe (z. B. digital auf einem Farbbildschirm dargestellt) können Schwachstellen bereits während der Einbauphase auch in größeren Tiefen erkannt und durch weitere Überfahrten bzw. geeignete Maßnahmen (Bodenaustausch von nicht verdichtungsfähigen Bodenlinsen) egalisiert werden [6].

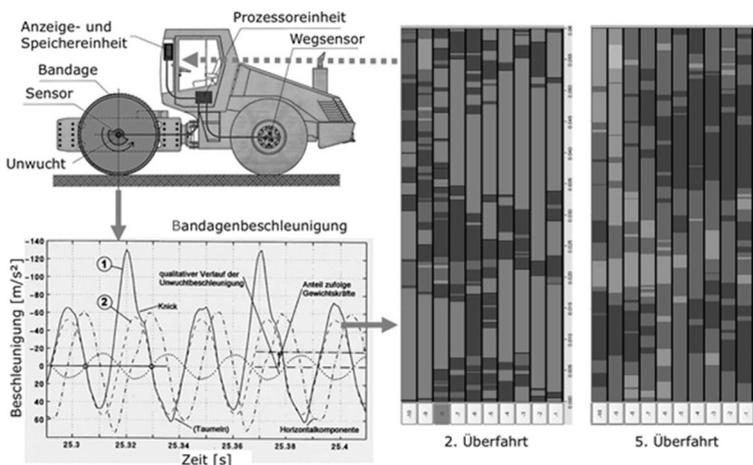
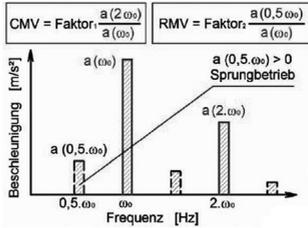
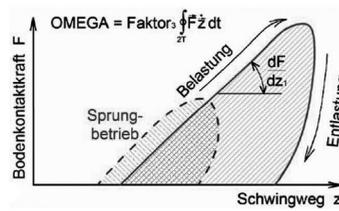


Bild 78 Komponenten eines FDVK-Messsystems (links oben), gemessene Beschleunigung (links unten) und Visualisierung der FDVK-Werte am Beispiel der zweiten und fünften Überfahrt (nach [9])

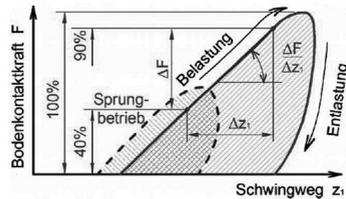
Compactometer – CMV Auswertung der Beschleunigungssignale im *Frequenzbereich*



Terrameter – OMEGA Auswertung der Beschleunigungssignale im *Zeitbereich*



Terrameter – E_{VIB} ⇒ Steigung der Arbeitslinie in der Belastungsphase; *Zeitbereich*



ACE – k_B ⇒ aus der Arbeitslinie mit der Bodenkontaktkraft am Umkehrpunkt; *Zeitbereich*

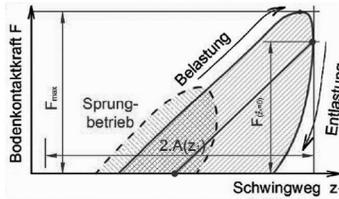


Bild 79 Definition und Darstellung der Messwerte unterschiedlicher FDVK-Systeme (nach [6])

Bei FDVK-Walzen ist zwischen der Verdichtungstiefe (als Verdichtungsgerät) und der Messtiefe (als Messgerät) zu unterscheiden. Die Tiefenwirkung durch die Verdichtung kann in Abhängigkeit von der Walze bis zu maximal rund 1,0 m betragen, während die Messwirkung bis in eine Tiefe von etwa 2,5 m reicht [6].

Heutzutage stehen drei grundsätzlich unterschiedliche FDVK-Messsysteme für Vibrationswalzen (Compactometer, Terrameter, ACE) bzw. vier Messwerte (CMV, OMEGA, E_{vib}, k_B) zur Verfügung (Bild 79). Einen wesentlichen Einfluss auf die dynamischen Messwerte der FDVK haben die in Abschnitt 7.6.4 beschriebenen Betriebszustände der Bandage (Bild 80). Die Rahmenbedingungen für die standardisierte Anwendung der FDVK werden im Merkblatt über flächendeckende dynamische Verfahren zur Prüfung der Verdichtung im Erdbau [101] sowie in den Technischen Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau, im Teil E 2, Flächendeckende dynamische Prüfung der Verdichtung [129] geregelt. In Österreich sind die Rahmenbedingungen der FDVK in der RVS 08.03.02 [121] definiert [6].

In einem gemeinsamen Forschungsprojekt wurde von der TU Wien, Institut für Geotechnik, das erste funktionierende FDVK-System für Oszillationswalzen entwickelt, von der Firma HAMM AG gebaut und zum Patent angemeldet (*Pistol* [42]). In der Lagerschale der Oszillationsbandage werden die Beschleunigungen in horizontaler und vertikaler Richtung gemessen, während von der Prozesseinheit in der Walzenkabine der FDVK-Wert stückweise berechnet wird. Bei chronologischer Verbindung der Messwertpaare aus Horizontal- und Vertikalbeschleunigung in einem Beschleunigungs-Beschleunigungs-Diagramm resultiert für jede Oszillationsperiode eine charak-

teristische Form, die einer liegenden Acht ähnelt. Der Flächeninhalt dieser Form wurde als FDVK-Wert für Oszillationswalzen definiert (Bild 81) [42].

Die Anwendung des FDVK-Systems für Oszillationswalzen unterscheidet sich grundsätzlich nicht von jener für Vibrationswalzen. Durch die genannte Entwicklung sind damit erstmals FDVK-Systeme für alle gängigen Typen der Anregung dynamischer Walzen verfügbar [42].

Da es sich bei FDVK-Werten nicht um bodenphysikalische Kenngrößen handelt, sondern das Wertenniveau wesentlich vom eingesetzten Verdichtungsgerät, von Maschinen- und Prozessparametern sowie dem FDVK-System selbst abhängt, erfolgt eine Kalibrierung durch Gegenüberstellung mit konventionellen Methoden der Verdichtungskontrolle. Die Kalibrierung und Durchführung ist im Merkblatt M FDVK E [101]

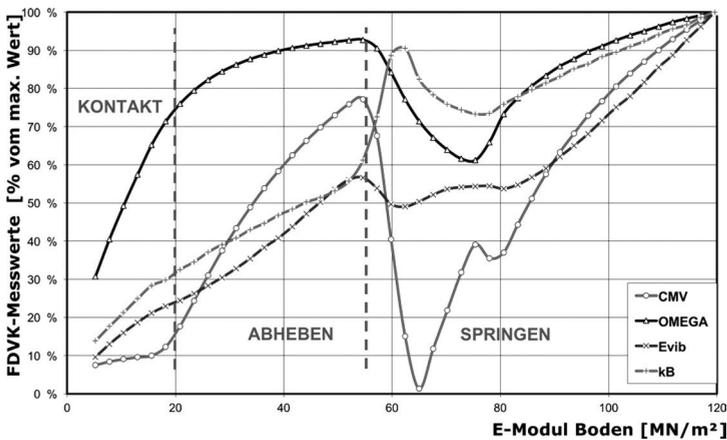


Bild 80 Verlauf der vier gängigen FDVK-Werte für Vibrationswalzen (CMV, OMEGA, E_{vib} , k_B) in Abhängigkeit von der Bodensteifigkeit und den Betriebszuständen (nach [9])

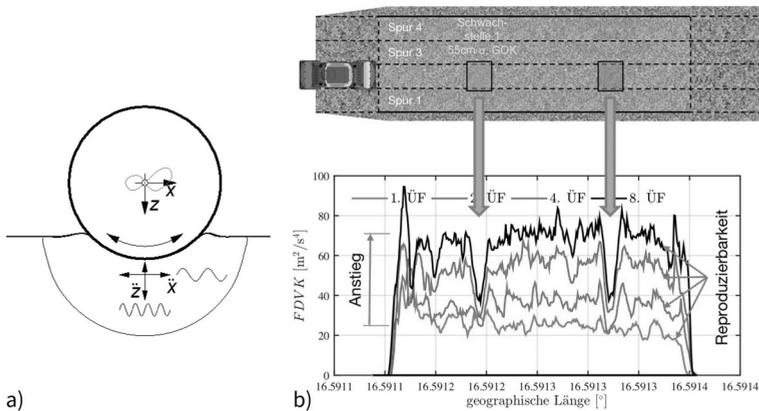


Bild 81 a) Prinzip des FDVK-Systems für Oszillationswalzen, b) Verläufe der FDVK-Werte für vier ausgesuchte Überfahren (nach *Pistrol* [42])

geregelt. In Österreich gelten hierfür die Regelungen der RVS 08.03.02 [121]. Diese empfiehlt einen Bezug der FDVK-Werte auf den Erstbelastungsmodul E_{v1} aus dem statischen Lastplattenversuch. Alternativ dazu – mit wesentlich höherer Zuverlässigkeit – kann der dynamische Verformungsmodul E_{vd} , ermittelt mit der dynamischen Lastplatte mit dem Leichten Fallgewichtsgerät, verwendet werden, wobei die vierfache Anzahl an Vergleichsversuchen im Vergleich zu statischen Lastplattenversuchen auszuführen ist [42].

Zur Durchführung der Kalibrierung, z. B. gemäß RVS 08.03.02 [121], werden unmittelbar nach dem Walzvorgang insgesamt neun Messungen des Erstbelastungsmoduls (bzw. 36 Messungen des dynamischen Verformungsmoduls E_{vd}) an drei Stellen mit niedrigen, mittleren und hohen dynamischen Messwerten vorgenommen. Die Korrelationsbildung erfolgt mittels linearer Regression gemäß dem Formelwerk der Richtlinie, wobei für die Gültigkeit der Kalibrierung der Korrelationskoeffizient $r_K \geq 0,7$ sein muss. Für die Berechnung der Regressionsgeraden wird einmal der Verformungsmodul E_{v1} bzw. E_{vd} und einmal der FDVK-Wert als Basis herangezogen. Damit ergeben sich zwei Geraden (gestrichelt in Bild 82), deren Mittelung (Volllinie in Bild 82) die eigentliche Kalibriergerade darstellt, welche den vorgegebenen Korrelationskoeffizienten erfüllen muss [42]. Für eine zulässige Kalibrierung sind der Mindestwert (MIN) bei 95 % und der Mittelwert (MW) bei 105 % des geforderten Verformungsmoduls E_{v1} zu definieren. Darüber hinaus sind auch der Wert bei 80 % des Mindestwertes (0,8 MIN) und der Maximalwert (MAX) bei 150 % des Mindestwertes anzugeben. Die Korrelationsbildung und ihre charakteristischen Werte sind in Bild 82 dargestellt. Der Mittelwert (MW) und der Mindestwert (MIN) können zur indirekten Prüfung des Verdichtungszustands herangezogen werden [121], eine prozentuale Standardabweichung von maximal 20 % vom Mittelwert gewährleistet die Gleichmäßigkeit der Verdichtung [42].

Die bestimmte Korrelationsgerade hat, wie bereits erläutert, nur für eine Walzenkonfiguration (Erregerfrequenz und -amplitude, Fahrgeschwindigkeit) und einen Bauvorgang (Schüttmaterial, Schichtart, z. B. Unterbauplanum) ihre Gültigkeit [42].

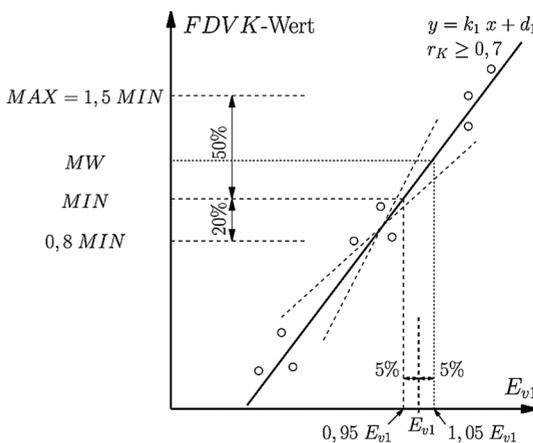


Bild 82 Korrelationsbildung zwischen E_{v1} -Werten und FDVK-Werten mittels linearer Regression (nach RVS 08.03.02 [121])

Danksagung

Der Autor bedankt sich bei *Thomas Hölzl* und *Andreas Hausenberger* für deren großartige Unterstützung im Zuge der Erstellung des Beitrags.

10 Literatur

Bibliografien, Zeitschriften, Berichte u. a.

- [1] Adam, D.: Aktuelle Entwicklungen im Erd- und Grundbau für Straßen und Eisenbahnen. 9. Erdbaufachtagung „Aktuelle Entwicklungen in der Geotechnik“, Leipzig, 2013.
- [2] Adam, D.; Blovsky, S.; Kopf, F.: Bau von Schutzdämmen gegen Bergsturz. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Wien, 2002.
- [3] Adam, D.: Erd- und Dammbau. Vortragsfolien zur Vorlesung Grundbau und Bodenmechanik, Teil 17. Institut für Geotechnik, Technischen Universität Wien, 2016.
- [4] Adam, D.: Felsbau. Im Vorlesungsskriptum Fels- und Tunnelbau, Teil 2. Institut für Geotechnik, Technischen Universität Wien, 2016.
- [5] Adam, D.: Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) mit Vibrationswalzen, Dissertation. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Wien, 1996.
- [6] Adam, D.: Grundbau und Bodenmechanik. Studienunterlagen zur Vorlesung. Institut für Geotechnik, Technische Universität Wien, 2016.
- [7] Adam, D.; Szabo, M.; Paulmichl, I.: Einsatz von innovativen Verdichtungstechnologien zur Sanierung von Hochwasserschutzdämmen. In: Ideen werden Wirklichkeit – 50 Jahre Ingenieurleistungen, Hrsg. FCP – Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH, Wien, 2010.
- [8] Adam, D.; Paulmichl, I.: Forschungsbericht zum Forschungsprojekt „Lockergesteinsböschungen im Land Niederösterreich (NÖ)“. Entwurf vom 12.05.2016, Institut für Geotechnik, Technischen Universität Wien, 2016.
- [9] Adam, D.; Pistor, J.: Dynamic roller compaction for earthworks and roller-integrated continuous compaction control: State of the art overview and recent developments. In: Konferenz die Geotechnica di Torino, XXIV Ciclo, 2016.
- [10] Bauer, H.: Baubetrieb. 3. Auflage. Springer Verlag, Berlin Heidelberg, 2007.
- [11] Bayrisches Pilotprojekt zur ATV DIN 18300 „Erdarbeiten“. Technische Universität München, Zentrum für Geotechnik, im Auftrag der Obersten Baubehörde im Bayrischen Staatsministerium des Innern, Abteilung, IID9, München, 2013.
- [12] Boley, C.: Handbuch der Geotechnik. Vieweg+Teubner Verlag, Wiesbaden, 2012.
- [13] BOMAG GmbH. Broschüren und Prospekte. 2015.
- [14] Brandecker, H.: Die Gestaltung von Böschungen in Lockermassen und in Fels. Forschungsbericht der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen im ÖIAB, Heft 3, 1971.
- [15] Brandl, H.: Der Einfluß des Frostes auf kalk- und zementstabilisierte feinkörnige Böden. Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Hochschule Wien, 1967.

- [16] Brandl, H.: Studienblätter zur Vorlesung Geotechnik bei Altlasten und neuer Deponien. Institut für Geotechnik, Technische Universität Wien, 2016.
- [17] Brandl, H.: Zur Standortwahl von (Sonder-)Mülldeponien. Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift, 134. Jg., Heft 1, Wien, 1988.
- [18] CINERIT – Merkblatt für die Praxis: Bodenverfestigung und Bodenverbesserung mit CINERIT®.
- [19] Dörken, W.; Dehne, E.: Grundbau in Beispielen – Teil 3. Werner Verlag, Düsseldorf, 2001.
- [20] Fellner, J.: Studienunterlagen zur Vorlesung Deponietechnik. Institut für Wassergüte, Abfallwirtschaft und Ressourcenmanagement. Technische Universität Wien, 2014.
- [21] Florineth, F.: Pflanzen statt Beton, Sichern und Gestalten mit Pflanzen. 2. Auflage, Patzer Verlag, Berlin-Hannover, 2012.
- [22] Floss, R.: Handbuch ZTVE-StB: Kommentar und Leitlinien mit Kompendium Erd- und Felsbau. 4. Auflage, Kirschbaum Verlag, Bonn, 2011.
- [23] Göbel, C.; Lieberenz, K.: Handbuch Erdbauwerke der Bahnen, 2. Auflage. DVV Media Group GmbH I Eurailpress, Hamburg, 2013.
- [24] <http://www.din.de/de/mitwirken/normenausschuesse/nabau/projekte/wdc-proj:din21:150130445>, Stand: 18:32, 22.05.2016.
- [25] Hager, M.: Messwerte der Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK) im theoretischen und experimentellen Vergleich. Diplomarbeit am Institut für Geotechnik, Forschungsbereich Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Wien, 2015.
- [26] HAMM AG. Broschüren und Prospekte. 2015.
- [27] Henzinger, C.: Bodenverbesserung mit Recyclingmaterial aus Bauschutt. Dissertation, Technische Universität München, 2016.
- [28] Horn, A.: Beiträge zur Deponietechnik. Heft 7 der Mitteilungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau, Universität der Bundeswehr, München, 1987.
- [29] Hölzl, T.: Erdbau. Projektarbeit am Institut für Geotechnik, Forschungsbereich Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Wien, unveröffentlicht, 2016.
- [30] Jodl, H. G.: Bauverfahrenstechnik. Studienblätter zur Vorlesung, Institut für interdisziplinäres Bauprozessmanagement, Technische Universität Wien, 2013.
- [31] Kayser, J.: VOB – Normen im Umbruch. Beitrag im Tagungsband „Neue Normen und Regelwerke in der Geotechnik“, BAW Kolloquium vom 8.11.2012, Hannover, 2012.
- [32] Keil, K.: Der Dammbau. Stau- und Verkehrsdämme. 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin-Göttingen-Heidelberg, 1954.
- [33] Kopf, F.; Adam, D.: Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK), Kalibrierung und Anwendung gemäß RVS 8S.02.6. Beitrag in der Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift (ÖIAZ), 150. Jahrgang, Heft 4–5, Wien, 2005.
- [34] König, H.: Maschinen im Baubetrieb. 3. Auflage, Vieweg+Teubner Verlag, Wiesbaden, 2011.
- [35] Kutzner, C.: Erd- und Steinschüttdämme für Stauanlagen. Ferdinand Enke, Stuttgart, 1996.
- [36] Liebherr: Technisches Handbuch Erdbewegung, 2001.

- [37] Makdisi, F. I.; Seed, H. B.: Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104, No. GT7, 1978.
- [38] Mallet, Ch.; Pasquant, J.: *Erdstaudämme*. Verlag Technik, Berlin, 1954.
- [39] Patt, H.; Jüpner, R.: *Hochwasser-Handbuch*. 2. Auflage, Springer Vieweg Verlag, Berlin-Heidelberg, 2013.
- [40] Petri, P.: *Handbuch Sprengtechnik*, 2. Auflage. Verlag Plöchl, Freistadt, 2010.
- [41] Pietzsch, W.; Rosenheinrich, G.: *Erdbau*. 2. Auflage, Werner Verlag, Düsseldorf, 1993.
- [42] Pistol, J.: *Verdichtung mit Oszillationswalzen*. Dissertation am Institut für Geotechnik, Forschungsbereich Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Wien, 2016.
- [43] Plinninger, R.: *Die neue DIN 18300 – Chancen und Risiken der neuen „Homogenbereiche“*. Vortragsfolien vom 28.01.2016 zur Winterschulung Straßen- und Tiefbau 2016, Dr. Plinninger Geotechnik, Bernried, 2016.
- [44] Pregl, O.: *Handbuch der Geotechnik, Band 11 – Erdbau und Staudämme*. Universität für Bodenkultur Wien, 2002.
- [45] Prinz, H.: *Abriß der Ingenieurgeologie*. 3. Auflage, Spektrum Akademischer Verlag München, 1997.
- [46] Rahn, H.: *Eisenbahndämme und Einschnitte*. Im *Handbuch Eisenbahninfrastruktur*, 2. Auflage (Hrsg. L. Fendrich und W. Fengler), Kapitel 4. Springer Vieweg Verlag, Berlin-Heidelberg, 2013.
- [47] Richter, D.; Heindel, M.: *Straßen- und Tiefbau*. 11. Auflage, Vieweg+Teubner Verlag, Wiesbaden, 2011.
- [48] Rudolf-Miklau, F.; Sauermoser, S.: *Handbuch Technischer Lawinenschutz*. Ernst & Sohn, Berlin, 2011.
- [49] Schmidt, H.-H.; Rumpelt, T.: *Erdbau*. In: *Grundbau-Taschenbuch, Teil 2*, 7. Auflage (Hrsg. K. J. Witt), Kapitel 2.1. Ernst & Sohn, Berlin, 2009
- [50] Striegler, W.: *Dammbau in Theorie und Praxis*, 2. Auflage. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1998.
- [51] Strobl, T.; Zunic, F.: *Wasserbau*. Springer Verlag, Berlin-Heidelberg, 2006.
- [52] Taylor, D. W.: *Fundamentals of Soil Mechanics*. Wiley, New York, 1948.
- [53] Terzaghi, K.; Jelinek, R.: *Theoretische Bodenmechanik*. Springer Verlag, Berlin-Göttingen-Heidelberg, 1954.
- [54] Tschernutter, P.: *Vorlesungsskriptum Dammbau*. Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Technische Universität Wien, 2012.
- [55] Turczyncki, U.: *Geotechnische Aspekte beim Aufbau von Mehrkomponentendepotien*. Bergakademie Freiberg, Diss., Freiberg, 1988.
- [56] Türke, H.: *Statik im Erdbau*. 3. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 1999.
- [57] Waibel, C. P.: *Böschungen und konstruktive Hangsicherungen – Systematik, Entwurf, Berechnung und Konstruktion*. Diplomarbeit am Institut für Geotechnik, Forschungsbereich Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Wien, 2008.

- [58] Wilmers, W.: Gebirgsschonendes Sprengen zum Herstellen von Felsböschungen, Gräben und Baugruben. NOBEL-Hefte, Oktober–Dezember 1982, S. 153.
- [59] Witt, K. J.: Zement-Kalk-Stabilisierungen von Böden. Schriftenreihe Geotechnik Heft 7, Geotechnik Seminar Weimar, 2002.

Normen, Richtlinien, Merkblätter

- [60] DIN 1054:2010-12: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2010.
- [61] DIN 4020:2010-12: Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2010.
- [62] DIN 18122-1:1997-07: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) – Teil 1: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 1997.
- [63] DIN 18125-2:2011-03: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte des Bodens – Teil 2: Feldversuche. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2011.
- [64] DIN 18127:2012-09: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Proctorversuch. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2012.
- [65] DIN 18134:2012-04: Baugrund – Versuche und Versuchsgeräte – Plattendruckversuch. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2012.
- [66] DIN 18196:2011-05: Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2011.
- [67] DIN 18300:2015-08: VOB, Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Erdarbeiten. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2015.
- [68] DIN 18915:2002-08: Vegetationstechnik im Landschaftsbau – Bodenarbeiten. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2002.
- [69] DIN EN 197-1:2011-11: Zement – Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen, Konformitätskriterien. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2011.
- [70] DIN EN 197-2:2014-05: Zement – Teil 2: Konformitätsbewertung. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2014.
- [71] DIN EN 459-1:2015-07: Baukalk – Teil 1: Begriffe, Anforderungen und Konformitätskriterien. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2015.
- [72] DIN EN 459-2:2010-12: Baukalk – Teil 2: Prüfverfahren. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2010.
- [73] DIN EN 459-3:2015-07: Baukalk – Teil 3: Konformitätsbewertung. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2015.
- [74] DIN EN ISO 14688-1:2013-12: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden – Teil 1: Benennung und Beschreibung. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2013.

- [75] DIN EN ISO 14688-2:2013-12: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden – Teil 2: Grundlagen für Bodenklassifizierungen. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2013.
- [76] DIN EN ISO 14689-1:2011-06: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels – Teil 1: Benennung und Beschreibung. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2011.
- [77] DIN EN 1997-1:2014-03: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2014.
- [78] DIN EN 1997-2:2010-10: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2010.
- [79] DIN EN 1997-2/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2010.
- [80] DIN EN 13282-1:2013-06: Hydraulische Tragschichtbinder – Teil 1: Schnell erhärtende hydraulische Tragschichtbinder – Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2013.
- [81] DIN EN 13282-2:2015-07: Hydraulische Tragschichtbinder – Teil 2: Normal erhärtende hydraulische Tragschichtbinder – Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2015.
- [82] DIN EN 13282-3:2015-06: Hydraulische Tragschichtbinder – Teil 3: Konformitätsbewertung. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2015.
- [83] DIN EN 14227-1:2013-08: Hydraulisch gebundene Gemische – Anforderungen – Teil 1: Zementgebundene Gemische. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2013.
- [84] DIN EN 14227-2:2013-08: Hydraulisch gebundene Gemische – Anforderungen – Teil 2: Schlackengebundene Gemische. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2013.
- [85] DIN EN 14227-3:2013-08: Hydraulisch gebundene Gemische – Anforderungen – Teil 3: Flugaschegebundene Gemische. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2013.
- [86] DIN EN 14227-4: 2013-08: Hydraulisch gebundene Gemische – Anforderungen – Teil 4: Flugasche für hydraulisch gebundene Gemische. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2013.
- [87] DIN EN 14227-5:2013-08: Hydraulisch gebundene Gemische – Anforderungen – Teil 5: Tragschichtbindergebundene Gemische. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2013.
- [88] DIN EN 14227-15:2016-02: Hydraulisch gebundene Gemische – Anforderungen – Teil 15: Hydraulisch behandelte Böden. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2016.
- [89] DIN EN 16907-1:2016-01: Erdarbeiten – Teil 1: Grundsätze und allgemeine Regeln, Normentwurf. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2016.

- [90] DIN EN 16907-2:2015-09: Erdarbeiten – Teil 2: Materialklassifizierung. Normentwurf. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2015.
- [91] DIN EN 16907-3:2015-12: Erdarbeiten – Teil 3: Ausführung von Erdarbeiten. Normentwurf. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2015.
- [92] DIN EN 16907-4:2015-12: Erdarbeiten – Teil 4: Bodenbehandlung mit Kalk und/oder hydraulischen Bindemitteln. Normentwurf. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2015.
- [93] DIN EN 16907-5:2015-12: Erdarbeiten – Teil 5: Qualitätskontrolle und Überwachung. Normentwurf. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2015.
- [94] DIN EN 20163:1994-11: Sprengtechnik, Begriffe, Einheiten, Formelzeichen. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2015.
- [95] Merkblatt für die Verdichtung des Untergrundes und Unterbaues im Straßenbau. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2003.
- [96] Merkblatt über das Bauen mit und im Fels (M Fels). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2015.
- [97] Merkblatt über die Verwendung von Blähton als Leichtbaustoff im Erdbau des Straßenbaus. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2012.
- [98] Merkblatt über die Verwendung von Boden ohne und mit Fremdbestandteilen im Straßenbau (M BomF). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2015.
- [99] Merkblatt über die Verwendung von EPS-Hartschaumstoffen als Leichtbaustoff im Erdbau des Straßenbaus. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2012.
- [100] Merkblatt über die Wiederverwendung von mineralischen Baustoffen als Recycling-Baustoffe im Straßenbau (M RC). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Mineralstoffe im Straßenbau“, 2002.
- [101] Merkblatt über flächendeckende dynamische Verfahren zur Prüfung der Verdichtung im Erdbau (M FDVK E). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2014.
- [102] Merkblatt über geotechnische Untersuchungen und Berechnungen im Straßenbau (M GUB). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2004.
- [103] Merkblatt zur Herstellung, Wirkungsweise und Anwendung von Mischbindemitteln. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2012.
- [104] ÖNORM B 1997-1-1:2013-09: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2013.
- [105] ÖNORM B 2205:2000-11: Erdarbeiten – Werksvertragsnorm. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2000.

- [106] ÖNORM B 3150:1956-09: Benennung der Bodenarten für bautechnische Zwecke. (Zurückziehung: 07.07.1974; Ersatz: ÖNORM B 4400-1:2010 [107]), Österreichisches Normungsinstitut (ON), 1956.
- [107] ÖNORM B 4400-1:2010-03: Geotechnik – Teil 1: Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Böden – Regeln zur Umsetzung der ÖNORMEN EN ISO 14688-1 und -2 sowie grundlegende Symbole und Einheiten. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2010.
- [108] ÖNORM B 4414-2:1979-10: Geotechnik – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte – Feldverfahren. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 1979.
- [109] ÖNORM B 4418:2012-12: Geotechnik – Durchführung von Proctorversuchen im Erdbau unter Einbeziehung der ÖNORM EN 13286-2. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2012.
- [110] ÖNORM B 4433:1987-12: Erd- und Grundbau – Böschungsbruchberechnung. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 1987.
- [111] ONR 24806:2011-12: Permanenter technischer Lawinenschutz – Bemessung und konstruktive Ausgestaltung. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2011.
- [112] ONR 24810:2013-01: Technischer Steinschlagschutz – Begriffe, Einwirkungen, Bemessung und konstruktive Durchbildung, Überwachung und Instandhaltung. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2013.
- [113] Richtlinien für bautechnische Maßnahmen an Straßen in Wasserschutzgebieten (RiStWag). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Verkehrsführung und Verkehrssicherheit“, 2002.
- [114] Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Entwässerung (RAS-Ew). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2009.
- [115] Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen (RStO). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Infrastrukturmanagement“ 2012.
- [116] Richtlinie Recycling-Baustoffe. 9. Auflage, Österreichischer Baustoff-Recycling Verband, Januar 2016.
- [117] Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen: 1996-05. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission, 1996.
- [118] Richtlinie 1999/31/EG des Rates vom 26.04.1999 über Abfalldeponien. Rat der Europäischen Union, 1999.
- [119] Richtlinie 836:2013-02: Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke planen, bauen und instand halten. Deutsche Bahn, 2013.
- [120] RVS 08.03.01: Technische Vertragsbedingungen, Vor-, Abbruch- und Erdarbeiten, Erdarbeiten. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, 01.10.2010.
- [121] RVS 08.03.02: Technische Vertragsbedingungen, Erdarbeiten, Kontinuierlicher walzenintegrierter Verdichtungsnachweis. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, 13.07.1999.

- [122] RVS 08.03.04: Technische Vertragsbedingungen, Vor-, Abbruch- und Erdarbeiten, Verdichtungsnachweis mittels dynamischen Lastplattenversuches. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, 09.06.2008.
- [123] RVS 11.02.45: Bodenstabilisierung mit Kalk. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, 01.10.1978.
- [124] TL BuB E-StB 09: Technische Lieferbedingungen für Böden und Baustoffe im Erdbau des Straßenbaus. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2009.
- [125] TP BF-StB B 4.3: Technische Prüfvorschriften für Böden und Fels im Straßenbau – Teil B 4.3: Anwendung radiometrischer Verfahren zur Bestimmung der Dichte und des Wassergehaltes von Böden. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 1999.
- [126] TP BF-StB B 8.3: Technische Prüfvorschriften für Böden und Fels im Straßenbau – Teil B 8.3: Dynamischer Plattendruckversuch mit Leichtem Fallgewichtsgesetz. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2012.
- [127] TP BF-StB B 11.1: Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau – Teil B 11.1: Eignungsprüfung bei Bodenverfestigungen mit Bindemitteln. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2012.
- [128] TP BF-StB B 11.3: Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau – Teil B 11.3: Eignungsprüfung bei Bodenverbesserungen mit Bindemitteln. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2010.
- [129] TP BF-StB E 2: Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau – Teil E 2: Flächendeckende dynamische Prüfung der Verdichtung. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 1994.
- [130] ZTV E-StB 09: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2009.
- [131] ZTV Ew-StB: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Entwässerungseinrichtungen im Straßenbau. Forschungsgesellschaft für das Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Köln, 2014.
- [132] ZTV T-StB 95: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Sonderaufgaben“, Ausgabe 1995, Fassung 2002.

Weitere Normen und Richtlinien zu Abschnitt 2

- [133] DIN EN ISO 17892-1:2015-03: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 1: Bestimmung des Wassergehalts. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2015.
- [134] DIN 18121-2:2012-02: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Wassergehalt – Teil 2: Bestimmung durch Schnellverfahren. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2012.

- [135] DIN 18122-2:2000-09: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) – Teil 2: Bestimmung der Schrumpfgrenze. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2000.
- [136] DIN 18123:2011-04: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korngrößenverteilung. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2011.
- [137] DIN 18124:2011-04: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korndichte – Kapillarpyknometer, Weithalspyknometer, Gaspyknometer. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2011.
- [138] DIN EN ISO 17892-2:2015-03: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 2: Bestimmung der Dichte des Bodens. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2015.
- [139] DIN 18126:1996-11: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 1996.
- [140] DIN 18128:2002-12: Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung des Glühverlustes. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2002.
- [141] DIN 18130-1:1998-05: Baugrund – Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts – Teil 1: Laborversuche. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 1998.
- [142] DIN 18130-2:2015-08: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts – Teil 2: Feldversuche. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2015.
- [143] DIN 18132:2012-04: Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte – Bestimmung des Wasseraufnahmevermögens. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2012.
- [144] DIN 18135:2012-04: Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Eindimensionaler Kompressionsversuch. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2012.
- [145] DIN 18136:2003-11: Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Einaxialer Druckversuch. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2003.
- [146] DIN 18137-1:2010-07: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 1: Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2010.
- [147] DIN 18137-2:2011-04: Baugrund Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 2: Triaxialversuch. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2011.
- [148] DIN 18137-3:2002-09: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 3: Direkter Scherversuch. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2002.
- [149] TP BF-StB A 2: Technische Prüfvorschriften für Böden und Fels im Straßenbau – Teil A 2: Probennahme für bodenphysikalische Versuche. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2016.
- [150] TP BF-StB B 7.1: Technische Prüfvorschriften für Böden und Fels im Straßenbau – Teil B 7.1: Prüfverfahren zur Bestimmung des CBR-Wertes (California bearing ra-

- tio). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2012.
- [151] TP BF-StB B 8.4: Technische Prüfvorschriften für Böden und Fels im Straßenbau – Teil B 8.4: Kalibriervorschriften für das Leichte und das Mittelschwere Fallgewichtsgeschütz. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2016.
- [152] TP BF-StB B 15.1: Technische Prüfvorschriften für Böden und Fels im Straßenbau – Teil B 15.1: Leichte Rammsondierung DPL-5 und Mittelschwere Rammsondierung DPM-10. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2012.
- [153] TP BF-StB E 1: Technische Prüfvorschriften für Böden und Fels im Straßenbau – Teil E 1: Prüfung auf statistischer Grundlage – Stichprobenprüfpläne. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 1993.
- [154] TP BF-StB E 3: Technische Prüfvorschriften für Böden und Fels im Straßenbau – Teil E 3: Prüfung der Verdichtung durch Probeverdichtung und Arbeitsanweisung. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 1994.
- [155] TP BF-StB E 4: Technische Prüfvorschriften für Böden und Fels im Straßenbau – Teil E 4: Kalibrierung eines indirekten Prüfmerkmals mit einem direkten Prüfmerkmal. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2003.
- [156] Merkblatt für die gebirgsschonende Ausführung von Spreng- und Abtragsarbeiten an Felsböschungen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 1984.
- [157] Hinweise zur Anwendung geotechnischer und geophysikalischer Messverfahren im Straßenbau (H GeoMess). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2007.
- [158] Merkblatt über die Verhütung von Frostschäden an Straßen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2013.
- [159] Merkblatt zur Qualitätssicherung bei der geotechnischen Erkundung – Teil 1: Empfehlungen für die Ausschreibung der Aufschlussverfahren (M QGeoE). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2015.
- [160] Merkblatt über Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemitteln. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2012.
- [161] Merkblatt über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaus (M Geok E). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2016.
- [162] Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, 2010.

- [163] Richtlinie 800.0130: 1997-02: Streckenquerschnitte auf Erdkörpern. Deutsche Bahn, 1997.
- [164] Merkblatt: Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (MAK). Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), 2013.
- [165] Merkblatt: Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD). Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), 2011.
- [166] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau (ZTV-W) für Erdarbeiten. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur – Abteilung Wasserstraßen, Schifffahrt, 2015.
- [167] DVWK-Merkblatt 247: Bisam, Biber, Nutria – Erkennungsmerkmale und Lebensweisen, Gestaltung und Sicherung gefährdeter Ufer, Deiche und Dämme. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., 1997.
- [168] DWA-Merkblatt 507-1: Deiche an Fließgewässern – Teil 1: Planung, Bau und Betrieb. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., 2011.
- [169] DWA-Merkblatt 512-1: Dichtungssysteme im Wasserbau – Teil 1: Erdbauwerke. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., 2012.
- [170] DWA-Merkblatt 522: Kleine Talsperren und kleine Hochwasserrückhaltebecken. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., 2015.
- [171] ATV-DVWK-Merkblatt 502: Berechnungsverfahren für Staudämme – Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Untergrund. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., 2002.
- [172] DWA-Merkblatt 542: Nachweiskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten für Staudämme und Staumauern (Entwurf). Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., 2015.
- [173] ÖNORM EN 1997-1:2014-11: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2014.
- [174] ÖNORM EN 1997-2:2010-08: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2010.
- [175] ÖNORM B 1997-2:2012-06: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds – Nationale Festlegungen in Zusammenhang mit ÖNORM EN 1997-2 und nationale Ergänzungen. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2012.
- [176] ÖNORM B 4434:1993-01: Erd- und Grundbau – Erddruckberechnung. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 1993.
- [177] ÖNORM B 4411:2009-07: Geotechnik – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung von Fließ-, Plastizitäts- und Schrumpfgrenze unter Einbeziehung der VORNORM ÖNORM CEN ISO/TS 17892-12. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2009.
- [178] ÖNORM B 4412:1974-07: Erd- und Grundbau; Untersuchung von Bodenproben; Korngrößenverteilung. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 1974.
- [179] ÖNORM B 4413:2012-06: Geotechnik – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korndichte mit dem Kapillarpyknometerverfahren unter Einbeziehung der

- VORNORM ÖNORM CEN ISO/TS 17892-3. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2012.
- [180] ÖNORM B 4414-1:2012-07: Geotechnik – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte – Laborverfahren. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2012.
- [181] ÖNORM B 4415:2010-01: Geotechnik – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit unter Einbeziehung der VORNORM ÖNORM CEN ISO/TS 17892-7. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2010.
- [182] ÖNORM B 4416:2007-02: Erd- und Grundbau; Untersuchung von Bodenproben; Grundsätze für die Durchführung und Auswertung von Scherversuchen. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2007.
- [183] ÖNORM B 4417:1979-12: Erd- und Grundbau; Untersuchung von Böden; Lastplattenversuch. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 1979.
- [184] ÖNORM B 4419:2006-12: Geotechnik – Besondere Rammsondiervverfahren. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2006.
- [185] ÖNORM B 4420:1989-01: Erd- und Grundbau; Untersuchung von Bodenproben; Grundsätze für die Durchführung und Auswertung von Kompressionsversuchen. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 1989.
- [186] ÖNORM B 4422-1:1992-07: Erd- und Grundbau – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit – Laborprüfungen. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 1992.
- [187] ÖNORM B 4422-2:2002-06: Erd- und Grundbau – Untersuchung von Böden – Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit – Feldmethoden für oberflächennahe Schichten. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2002.
- [188] ÖNORM B 4424:2016-02: Geotechnik – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung des organischen Anteils. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2016.
- [189] ÖNORM B 5016:2009-02: Erdarbeiten für Rohrleitungen des Siedlungs- und Industriewasserbaues – Qualitätssicherung der Verdichtungsarbeiten. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2009.
- [190] ÖNORM S 2074-1:2004-05: Geotechnik im Deponiebau – Teil 1: Standorterkundung. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2004.
- [191] ÖNORM S 2074-2:2004-09: Geotechnik im Deponiebau – Teil 2: Erdarbeiten. Österreichisches Normungsinstitut (ON), 2004.
- [192] RVS 08.97.03: Technische Vertragsbedingungen, Baustoffe, Geotextilien im Unterbau. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, 01.10.1997.
- [193] RVS 15.06.11: Brücken, Unterbau, Schlepplplatten und Hinterfüllungen. Österreichische Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, 01.12.2012.
- [194] Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen: 1996-05. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission, 1996.
- [195] Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 1: Grundlagen. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission, 2001.
- [196] Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 2: Erdbebenkennwerte. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission, 1996.

- [197] Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 3: Richtlinien. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission, 1996.
- [198] Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 4: Beispiel Gewichtsmauer, Großer Mühdorfer See. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission, 1998.
- [199] Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 5: Beispiel Gewölbemauer, Wiederschwing. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission, 1999.
- [200] Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 6: Beispiel Erddamm, Durlaßboden. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission, 2001.
- [201] SN 507701: Allgemeine Bedingungen für das Straßen- und Verkehrswesen. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2014.
- [202] SN 640324: Dimensionierung des Straßenaufbaus; Unterbau und Oberbau. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2011.
- [203] SN 640490: Gebundene Gemische und stabilisierte Böden; Grundnorm. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2009
- [204] SN 640491: Hydraulisch gebundene Schichten; Konzeption, Ausführung und Anforderungen an die eingebauten Schichten. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2009.
- [205] SN 640500-10: Hydraulisch gebundene Gemische – Anforderungen – Teil 10: Bodenverbesserung mit Zement. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2009.
- [206] SN 640500-12: Hydraulisch gebundene Gemische – Anforderungen – Teil 12: Bodenverbesserung mit granulierter Hochofenschlacke. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2009.
- [207] SN 640500-14: Hydraulisch gebundene Gemische – Anforderungen – Teil 14: Bodenverbesserung mit Flugasche. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2009.
- [208] SN 640501: Stabilisierte Böden mit Kalk und/oder hydraulischen Bindemitteln; Konzeption, Ausführung und Anforderungen an die eingebauten Schichten. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2012.
- [209] SN 640507-NA-D: Hydraulisch gebundene Gemische – Anforderungen – Teil 11: Bodenverbesserung mit Kalk. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2012.
- [210] SN 640535c: Grabarbeiten; Ausführungsvorschriften. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2005.
- [211] SN 640575: Erdarbeiten – Abbauklassen und Empfehlungen. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2014.
- [212] SN 640581a: Erdbau, Boden – Grundlagen. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 1999.
- [213] SN 640582: Erdbau, Boden – Erfassung des Ausgangszustandes, Triage des Bodenaushubes. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 1999.

- [214] SN 640583: Erdbau, Boden – Eingriff in den Boden, Zwischenlagerung, Schutzmaßnahmen, Wiederherstellung und Abnahme. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2000.
- [215] SN 640585b: Verdichtung und Tragfähigkeit, Anforderungen. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2006.
- [216] SN 640621: Ingenieurbiologie; Bauweisen, Bautechniken und Ausführung. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2010.
- [217] SN 670002-2-NA: Anforderungen Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2010.
- [218] SN 670004-1b: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden – Teil 1: Benennung und Beschreibung. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2008.
- [219] SN 670004-2b-NA: Bodenklassifizierung nach USCS und Zustand des Bodens Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden – Teil 2: Grundlagen von Bodenklassifizierung, Tabelle 7 in d, f, i, e. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2008.
- [220] SN 670009a: Geotechnische Erkundung und Untersuchung; Geologische Terminologie der Lockergesteine. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2010.
- [221] SN 670010: Geotechnische Erkundung und Untersuchung; Geotechnische Kenngrößen. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2011.
- [222] SN 670050: Gesteinskörnungen; Grundnorm. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2009.
- [223] SN 670251b-NA: Anforderungen, Geotextilien und geotextilverwandte Produkte – Geforderte Eigenschaften für die Anwendung in Erd- und Grundbau sowie in Stützbauwerken. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2010.
- [224] SN 670311: Verdichtung und Tragfähigkeit, Kontrollmethoden. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 2006.
- [225] SN 670335a: Versuche: Dichte des Bodens. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS, 1989.
- [226] DIN EN 16907-6: 2016-01: Erdarbeiten – Teil 6: Landgewinnung mit nassgebaggertem Auffüllmaterial. Normentwurf. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2016.
- [227] NA 005-05-22 AA N 545: CENTC 396 – Draft Decision 1c 2015: FprCEN TS 00396008 „Earthworks Test methods – Part 1: Continuous Compaction Control (CCC)“. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2015.
- [228] Bulletin 53: Static analysis of embankment dams. International commission on large dams (ICOLD), 1986.
- [229] Bulletin 59: Dam safety – Guidelines. International commission on large dams (ICOLD), 1987.

- [230] Bulletin 91: Embankment dams. Upstream slope protection – Review and recommendations. International commission on large dams (ICOLD), 1993.
- [231] Bulletin 92: Rock materials for rockfill dams – Review and recommendations. International commission on large dams (ICOLD), 1993.
- [232] Bulletin 95: Embankment dams – Granular filters and drains. International commission on large dams (ICOLD), 1994.
- [233] Bulletin 114: Embankment dams with bituminous concrete facing. International commission on large dams (ICOLD), 1999.
- [234] Bulletin 155: Guidelines for use of numerical models in dam Engineering. International commission on large dams (ICOLD), 2013.

11 Anhang: Erläuterung der Kurzzeichen für die Bodenklassifizierung

In Deutschland gelten für die Bodenklassifizierung die Kurzzeichen in deutscher Sprache gemäß DIN 18196 [66]. Auf europäischer Ebene werden jedoch Kurzzeichen in englischer Sprache verwendet. Eine Gegenüberstellung der Kurzzeichen ist in Tabelle A-1 bis A-3 dargestellt, Tabelle A-4 nennt die Haupt- und Nebenbestandteile.

Tabelle A-1 Gegenüberstellung der Kurzzeichen auf deutscher und europäischer Ebene

Kurzzeichen nach DIN 18196 [66]		Kurzzeichen nach DIN EN 16907–2 [90]	
–	–	large boulder	Bo
–	–	boulder	Bo
–	–	cobble	Co
Kieskorn (Grant)	G	Gravel, gravelly	Gr, gr
Sandkorn	S	Sand, sandy	Sa, sa
Ton	T	Clay	Cl
Schluff	U	Silt	Si
Humus	H	peat	PE
Faulschlamm	F	–	–
organische Anteile	O	organic soil	O
eng gestuft	E	Narrowly graded	N
weit gestuft	W	Widely graded	W
intermittierend gestuft	I	–	–
nicht bis mäßig zersetzt	N	–	–
zersetzt	Z	–	–
leicht plastisch	L	Low plasticity	L
mittelpastisch	M	Medium plasticity	M
ausgeprägt plastisch	A	High plasticity	H
–	–	Very high plasticity	VH
–	–	Intermediate Soil	IS
–	–	Composite Soil	C

Tabelle A-2 Kurzzeichen für die Bodenklassifizierung gemäß DIN EN 16907-2 [90]
in deutscher Sprache

Bo	großer Felsblock	W	weit gestuft
Bo	Felsblock	N	eng gestuft
Co	Geröll	L	geringe Plastizität
Gr, gr	Kies, kieshaltig	M	mittlere Plastizität
Sa, sa	Sand, sandig	H	hohe Plastizität
Si	Schluff	VH	sehr hohe Plastizität
Cl	Ton	O	organischer Boden
IS	Zwischenboden		
C	gemischtkörniger Boden		
PE	Torf		

Tabelle A-3 Kurzzeichen für die Bodenklassifizierung gemäß DIN EN 16907-2 [90]
in englischer Sprache

Bo	large boulder	W	Widely graded
Bo	boulder	N	Narrowly graded
Co	cobble	L	Low plasticity
Gr, gr	Gravel , gravelly	M	Medium plasticity
Sa, sa	Sand, sandy	H	High plasticity
Si	Silt	VH	Very high plasticity
Cl	Clay	O	Organic Soil
IS	Intermediate Soil		
c	Composite Soil		
PE	peat		

Tabelle A-4 Angabe der Haupt- und Nebenbestandteile gemäß DIN EN ISO 14688-2 [75]

Kriterium	Bodengruppe	Quantifizierung	Kurzzeichen für Bodengruppen mit ähnlichen Eigenschaften	Weitere Unterteilungen, sofern erforderlich
Symbol-schlüssel				Fälle, die besonderer Überlegungen bedürfen, sollten nach nationalen oder Projekt-Erfordernissen klassifiziert werden.
<i>Bodenart</i>	<i>Hauptbestandteil</i>	<i>Nebenbestandteile</i>		
Blöcke	Bo	bo		
Steine	Co	co		
Kies	Gr	gr	Gr(gr) und Sa(sa), kann in fein F(f), mittel M(m) oder grob C(c) unterteilt werden.	
Sand	Sa	sa		
Schluff	Si	si		
Ton	Cl	cl		
Organisch	Or	or		
Auffüllung	Mg	–		
		x	jede Kombination der Bestandteile	

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.

EA-Pfähle: Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“

- Empfehlung mit Normencharakter
- Erfahrungswerte für die Bemessung
- Bemessungsbeispiele

Dieses Handbuch gibt einen vollständigen Überblick über Pfahlssysteme und ihre Anwendungen und Herstellung sowie die Berechnung nach dem neuen Sicherheitskonzept anhand zahlreicher Beispiele für Einzelpfähle, Pfahlroste und -gruppen. Die Empfehlungen gelten als Regeln der Technik.



3., wesentlich überarb. u. erw. Auflage ·
10 / 2024 · 498 Seiten · 100 Tabellen

Hardcover

ISBN 978-3-433-03424-8

ca. € 119*

eBundle (Print + ePDF)

ISBN 978-3-433-03425-5

ca. € 155*

Bereits vorbestellbar.

+49 (0)30 470 31-236
marketing@ernst-und-sohn.de
www.ernst-und-sohn.de/3424

Auf unsere Stärken bauen



Keller Grundbau GmbH
Mausegatt 45-47
44866 Bochum
Deutschland

Wir verwirklichen Lösungen für Ihre Baugrund-,
Gründungs- und Grundwasserprobleme. Komplexe
Grundbauaufgaben wickeln wir gerne ab und greifen
dabei auf selbst entwickelte Verfahren und eine
breite Palette moderner Technologien zurück.

Fragen Sie uns, wir beraten Sie gern!

info.de@keller.com

www.kellergrundbau.de