



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN

VIENNA
UNIVERSITY OF
TECHNOLOGY

DIPLOMARBEIT

Master's Thesis

BÖSCHUNGEN UND KONSTRUKTIVE HANGSICHERUNGEN – SYSTEMATIK, ENTWURF, BERECHNUNG UND KONSTRUKTION

Slope Stabilization and Retaining Structures

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Diplom-Ingenieurs
unter der Leitung von

Univ.Doz. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam

E 221

Institut für Grundbau und Bodenmechanik

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Christian Paul Waibel
Matr.-Nr. 0125154
Josefstädter Straße 51/2/9
A-1080 Wien

Vorwort

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen bedanken, die zum Gelingen meiner Diplomarbeit beigetragen haben.

Bei Herrn Univ.Doz. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam bedanke ich mich herzlich für die Ermöglichung dieser Arbeit, sein eingebrachtes Fachwissen und die tatkräftige Unterstützung bei Fragen und Schwierigkeiten.

Weiters möchte ich Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Markiewicz für seine fachlichen Hilfestellungen sowie Herrn Dipl.-Ing. Ivan Paulmichl und Herrn Andreas Hausenberger für die Bereitstellung vieler wichtiger Arbeitsunterlagen danken.

Dank gebührt außerdem Herrn Dipl.-Ing. (FH) Michael Auer von der *J. Krismer GmbH*, der für den Themenbereich der *Bodenvernagelung* wesentliche ergänzende Anregungen lieferte.

Ein besonderer Dank gilt meinen Eltern, Marianne und Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Waibel, die meine Ausbildung ermöglicht und gefördert haben und in allen Lebenslagen hinter mir gestanden sind. Meiner Schwester Sabine danke ich dafür, dass sie für jede Situation stets die richtigen Worte gefunden hat.

Ganz speziell möchte ich mich bei meiner Freundin Daniela bedanken, die mich während des Schreibens dieser Arbeit und während meines gesamten Studiums ertragen hat, mich mental unterstützt hat und immer für mich da ist, wenn ich sie brauche.

Kurzfassung

Die gegenständliche Arbeit gibt einen praxisorientierten Überblick über die Möglichkeiten zum Entwurf, zur Berechnung und zur Ausführung von freien Böschungen sowie von Stützkonstruktionen zur Böschungs- und Hangsicherung.

Ausgehend von einer Systematisierung der Böschungs- und Hangsicherungen werden zunächst die allgemeinen Entwurfs- und Berechnungsgrundlagen kurz erläutert. Dabei werden Belastungs- und Widerstandsansätze, die notwendigen Nachweisverfahren und die wesentlichen Berechnungsverfahren behandelt. Ein Abschnitt dieses Kapitels ist den normativen Berechnungs- und Bemessungsgrundlagen gewidmet; darin wird insbesondere auf den derzeitigen Stand der Umsetzung europäischer Normen auf nationaler Ebene im Hinblick auf die Einführung des *Eurocode 7* eingegangen.

In den nachfolgenden Kapiteln werden die verschiedenen Möglichkeiten der Böschungsausführung bzw. Böschungs- und Hangsicherung im Detail behandelt. Der Abschnitt „Freie Böschungen“ umfasst neben Empfehlungen zur Vordimensionierung von ungesicherten Böschungen auch eine ausführliche Erläuterung der verschiedenen Möglichkeiten zur rechnerischen Standsicherheitsuntersuchung. Bei den „Ingenieurbiologische Bauweisen“ wird kurz auf die Möglichkeiten zur Böschungs- und Hangstabilisierung mit naturnahen Methoden eingegangen. In den Kapiteln „Konstruktive Böschungssicherungen“, „Stützbauwerke“ und „Sonstige Stützbauwerke“ werden die wesentlichen Merkmale der verschiedenen Bauweisen, deren Tragwirkung sowie die jeweiligen speziellen Entwurfs- und Berechnungsgrundlagen erklärt.

Zum besseren Verständnis werden für ausgewählte Bauweisen Berechnungsbeispiele angeführt. Anhand von Vergleichsberechnungen werden die Unterschiede zwischen den einzelnen Berechnungsverfahren aufgezeigt.

Die Böschungs- und Hangstabilisierung durch Entwässerung wird in einem gesonderten Kapitel behandelt. Darin wird auch auf Entwässerungseinrichtungen bei Stützkonstruktionen eingegangen.

Abschließend wird die Möglichkeit der Erdwärmenutzung mit Stützkonstruktionen anhand von konkreten Ausführungsbeispielen kurz erläutert.

Abstract

This thesis provides a practical overview about the design, calculation and construction of slopes, with respect to slope stabilization and retaining structures.

The first chapter deals with general design and calculation principles, including the evaluation of loads and resisting forces, essential calculation methods and safety concepts. In particular, the current state of the national implementation of European standards with regard to the introduction of *Eurocode 7* is discussed.

The following chapters provide detailed information about each of the various types of engineered slopes. The discussed issues range from stability analyses for man-made slopes without additional stabilization, biotechnical stabilization, mechanical stabilization and soil nailing, to the design and calculation of shallow and deeply embedded retaining structures. A separate chapter is dedicated to stabilization of man-made and natural slopes by drainage, as well as to drainage facilities for retaining structures. For a better understanding and in order to compare different design and calculation concepts to each other the described methods are applied on selected sample calculations.

Finally, the methods of using retaining structures, e.g. piles or diaphragm walls, for heat transfer from and into ground are described, which is both an effective and environmentally friendly way of heating or cooling buildings.

Inhaltsverzeichnis

1	EINFÜHRUNG	1
2	SYSTEMATIK DER BÖSCHUNGS- UND HANGSICHERUNGEN	2
3	ENTWURFS- UND BERECHNUNGSGRUNDLAGEN	4
3.1	BELASTUNGEN UND WIDERSTÄNDE	4
3.1.1	Allgemeines	4
3.1.2	Erddruck und Erdwiderstand.....	5
3.1.2.1	Allgemeines.....	5
3.1.2.2	Erddruckberechnung	7
3.1.2.3	Sonderformen des Erddrucks.....	10
3.1.3	Wasserdruck	13
3.2	NACHWEISVERFAHREN	15
3.2.1	Allgemeines	15
3.2.2	Nachweise der Tragfähigkeit	16
3.2.2.1	Nachweis der Kippsicherheit (GZ 1A).....	16
3.2.2.2	Nachweis der Gleitsicherheit (GZ 1B)	17
3.2.2.3	Nachweis der Grundbruchsicherheit (GZ 1B)	19
3.2.2.4	Nachweis der Sicherheit gegen Geländebruch (GZ 1C)	20
3.2.2.5	Nachweis der Sicherheit gegen Versagen des Erdwiderlagers (GZ 1B).....	22
3.2.2.6	Nachweis der Sicherheit gegen Versinken von Bauteilen (GZ 1B).....	22
3.2.2.7	Nachweise bei verankerten Stützkonstruktionen	22
3.2.2.7.1	Nachweis der Sicherheit gegen Versagen in der tiefen Gleitfuge (GZ 1B)....	22
3.2.2.7.2	Nachweis der Sicherheit gegen Aufbruch des Verankerungsbodens vor Ankerplatten und Ankerwänden (GZ 1B)	24
3.2.2.8	Nachweise der Sicherheit gegen Aufschwimmen und gegen hydraulischen Grundbruch (GZ 1A).....	24
3.2.2.9	Nachweis der zulässigen Sohlpressung.....	25
3.2.3	Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2)	25
3.3	BERECHNUNGSVERFAHREN	26
3.4	SICHERHEITSKONZEPTE	28

3.4.1	Globales Sicherheitskonzept und Teilsicherheitskonzept	28
3.4.2	Beobachtungsmethode – Semi-empirische Bemessung	30
3.5	NORMATIVE BERECHNUNGS- UND BEMESSUNGSGRUNDLAGEN	30
3.5.1	Allgemeines	30
3.5.2	Bemessung nach DIN 1054	32
3.5.3	Zum derzeitigen Stand der Umsetzung europäischer Normen auf nationaler Ebene	36
4	FREIE BÖSCHUNGEN.....	40
4.1	ALLGEMEINES.....	40
4.2	NEIGUNGSEMPFEHLUNGEN FÜR DIE VORDIMENSIONIERUNG VON BÖSCHUNGEN	40
4.3	RECHNERISCHE STANDSICHERHEITSNACHWEISE	41
4.3.1	Bemessung in einfachen Fällen.....	42
4.3.2	Lamellenfreie Verfahren mit geraden Gleitlinien	44
4.3.3	Das lamellenfreie Verfahren mit kreisförmiger Gleitlinie	49
4.3.4	Lamellenverfahren.....	50
4.3.4.1	Das Verfahren mit kreisförmigen Gleitlinien nach <i>Krey/Bishop</i>	53
4.3.4.2	Das vereinfachte Verfahren mit nicht kreisförmigen Gleitlinien nach <i>Janbu</i>	55
4.3.5	Das Blockgleitverfahren	56
4.3.6	Das Verfahren der zusammengesetzten Bruchmechanismen mit geraden Gleitlinien	57
4.3.7	Die Direkte Gleitblockmethode (DGBM)	58
4.3.8	Die Methode der kinematischen Elemente (KEM)	59
4.3.9	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	59
4.3.10	Berechnungsbeispiel.....	60
4.3.10.1	Lamellenverfahren nach <i>Krey/Bishop</i>	61
4.3.10.2	Lamellenverfahren nach <i>Janbu</i>	62
4.3.10.3	Direkte Gleitblockmethode	64
4.3.10.4	Zusammenfassung und Vergleich der Berechnungsergebnisse	66
4.3.11	Begleitende Maßnahmen	66
5	INGENIEURBIOLOGISCHE SICHERUNGSMABNAHMEN	68
5.1	DECKBAUWEISEN.....	68
5.2	STABILBAUWEISEN.....	68

5.3	KOMBINIERTE BAUWEISEN	69
6	KONSTRUKTIVE BÖSCHUNGSSICHERUNGEN	72
6.1.1	Bewehrte Erde Konstruktionen	72
6.1.1.1	Allgemeines	72
6.1.1.2	Berechnung und Bemessung	73
6.1.1.2.1	Regelwerke	73
6.1.1.2.2	Äußere Standsicherheit	73
6.1.1.2.3	Innere Standsicherheit	74
6.1.2	Geokunststoffbewehrte Stützkonstruktionen	77
6.1.2.1	Allgemeines	77
6.1.2.2	Berechnung und Bemessung	78
6.1.2.2.1	Regelwerke	78
6.1.2.2.2	Äußere Standsicherheit	78
6.1.2.2.3	Innere Standsicherheit	79
6.1.2.3	Berechnungsbeispiel	82
6.1.2.3.1	Geometrien, Bodenkennwerte, Materialeigenschaften	82
6.1.2.3.2	Nachweise der äußeren Standsicherheit	83
6.1.2.3.3	Nachweise der inneren Standsicherheit	87
6.1.3	Bodenvernagelung	92
6.1.3.1	Allgemeines	92
6.1.3.2	Berechnung und Bemessung	94
6.1.3.3	Berechnungsbeispiel	95
7	STÜTZBAUWERKE	97
7.1	FLACH GEGRÜNDETE STÜTZBAUWERKE	97
7.1.1	Gewichtsmauern	97
7.1.1.1	Allgemeines	97
7.1.1.2	Bemessung und Berechnung	98
7.1.1.2.1	Regelwerke	98
7.1.1.2.2	Äußere Standsicherheit	98
7.1.1.2.3	Innere Standsicherheit	99
7.1.2	Winkelstützmauern	99
7.1.2.1	Allgemeines	99

7.1.2.2	Bemessung und Berechnung.....	100
7.1.2.2.1	Regelwerke	100
7.1.2.2.2	Äußere Standsicherheit	100
7.1.2.2.3	Innere Standsicherheit.....	102
7.1.3	Nagelwände	102
7.1.3.1	Allgemeines.....	102
7.1.3.2	Bemessung und Berechnung.....	102
7.1.3.2.1	Regelwerke	102
7.1.3.2.2	Äußere Standsicherheit	103
7.1.3.2.3	Innere Standsicherheit.....	103
7.1.3.3	Berechnungsbeispiel.....	106
7.1.3.3.1	Geometrien, Bodenkennwerte, Materialeigenschaften	106
7.1.3.3.2	Nachweise der äußeren Standsicherheit.....	107
7.1.3.3.3	Nachweise der inneren Standsicherheit	110
7.1.4	Raumgitter-Stützkonstruktionen	113
7.1.4.1	Allgemeines.....	113
7.1.4.2	Bemessung und Berechnung.....	114
7.1.4.2.1	Regelwerke	114
7.1.4.2.2	Äußere Standsicherheit	115
7.1.4.2.3	Innere Standsicherheit.....	116
7.1.4.3	Berechnungsbeispiel.....	119
7.1.4.3.1	Geometrien, Bodenkennwerte, Materialeigenschaften	119
7.1.4.3.2	Nachweise der äußeren Standsicherheit.....	120
7.1.4.3.3	Nachweise der inneren Standsicherheit	126
7.1.5	Stützmauern aus Gabionen	126
7.1.6	Rippenwände	128
7.1.7	Ankerwände (Elementwände)	129
7.1.7.1	Allgemeines.....	129
7.1.7.2	Bemessung und Berechnung.....	130
7.1.8	Futtermauern	131
7.2	TIEF GEGRÜNDETE STÜTZBAUWERKE	132
7.2.1	Spundwände	132
7.2.1.1	Allgemeines.....	132

7.2.1.2	Bemessung und Berechnung.....	133
7.2.1.2.1	Regelwerke	133
7.2.1.2.2	Äußere Standsicherheit	134
7.2.1.2.3	Innere Standsicherheit	138
7.2.1.3	Berechnungsbeispiel.....	140
7.2.1.3.1	Geologie und Hydrogeologie	142
7.2.1.3.2	Einwirkungen	142
7.2.1.3.3	Bauteile	142
7.2.1.3.4	Systemannahmen	143
7.2.1.3.5	Berechnung der Einbindetiefe, charakteristische Schnittgrößen	145
7.2.1.3.6	Vergleichsberechnungen	147
7.2.2	Trägerbohlwände	149
7.2.2.1	Allgemeines.....	149
7.2.2.2	Bemessung und Berechnung.....	150
7.2.3	Schlitzwände	151
7.2.3.1	Allgemeines.....	151
7.2.3.2	Bemessung und Berechnung.....	153
7.2.3.2.1	Regelwerke	153
7.2.3.2.2	Standsicherheit des offenen Schlitzes.....	153
7.2.3.2.3	Standsicherheit der erhärteten Wand	158
7.2.4	Pfähle, Pfahlroste und Pfahlwände.....	159
7.2.4.1	Pfähle	159
7.2.4.2	Pfahlroste	160
7.2.4.3	Pfahlwände	160
7.2.4.3.1	Aufgelöste Pfahlwände.....	161
7.2.4.3.2	Tangierende Pfahlwände.....	162
7.2.4.3.3	Überschnittene Pfahlwände.....	162
7.2.4.3.4	Berechnung und Bemessung	162
7.2.5	Brunnen und Brunnenwände.....	164
7.2.6	Stabwände.....	164
7.2.6.1	Allgemeines.....	164
7.2.6.2	Berechnung und Bemessung.....	165
7.2.7	Düsenstrahlwände, Mixed-in-Place-Wände.....	167
7.2.7.1	Allgemeines.....	167

7.2.7.2	Berechnung und Bemessung.....	169
7.2.8	Dübel und Stützscheiben.....	169
7.2.8.1	Allgemeines.....	169
7.2.8.2	Berechnung und Bemessung.....	170
7.2.9	Injektionsvernagelung (Injektionsverdübelung).....	172
7.2.9.1	Allgemeines.....	172
7.2.9.2	Berechnung und Bemessung.....	173
7.3	VERANKERUNGEN	174
8	SONSTIGE STÜTZKONSTRUKTIONEN	177
8.1	FANGEDÄMME.....	177
8.1.1	Allgemeines	177
8.1.2	Bemessung und Berechnung	178
8.1.2.1	Äußere Standsicherheit.....	178
8.1.2.2	Innere Standsicherheit	181
8.2	AUFGELÖSTE STÜTZKONSTRUKTIONEN	181
8.2.1	Steinstützkörper	181
8.2.2	Flächenhafte und örtliche Hangsicherungen	182
8.3	GALERIEN.....	183
8.4	SCHALENTRAGWERKE	184
9	ENTWÄSSERUNGSMAßNAHMEN	185
9.1	HANGSTABILISIERUNG DURCH ENTWÄSSERUNG	185
9.2	ENTWÄSSERUNGSEINRICHTUNGEN BEI STÜTZKONSTRUKTIONEN	187
10	ERDWÄRMENUTZUNG DURCH STÜTZKONSTRUKTIONEN	190
	LITERATURVERZEICHNIS	193
	ANHANG	A-1
A.1	ERGÄNZUNGEN ZUM BERECHNUNGSBEISPIEL „FREIE BÖSCHUNG“	A-1
A.2	ERGÄNZUNGEN ZUM BERECHNUNGSBEISPIEL „GEOKUNSTSTOFFBEWEHRTE STÜTZKONSTRUKTION“ – BERECHNUNGSPLOTS <i>GGU-STABILITY</i>	A-2

A.3	ERGÄNZUNGEN ZUM BERECHNUNGSBEISPIEL „BODENVERNAGELUNG“ – BERECHNUNGSPLOTS <i>GGU-STABILITY</i>	A-5
A.4	ERGÄNZUNGEN ZUM BERECHNUNGSBEISPIEL „NAGELWAND“ – BERECHNUNGSPLOTS <i>GGU-STABILITY</i>	A-8
A.5	ERGÄNZUNGEN ZUM BERECHNUNGSBEISPIEL „RAUMGITTER-STÜTZKONSTRUKTION“ – BERECHNUNGSPLOTS <i>GGU-STABILITY</i>	A-10

1 Einführung

Böschungen sind im Allgemeinen nur bis zu einer bestimmten Höhe und Neigung ohne zusätzliche bauliche Maßnahmen standsicher. Die möglichen Sicherungsmaßnahmen reichen von einfachen ingenieurbiologischen Bauweisen, die vor allem zum Schutz der Oberfläche vor Erosion dienen, über konstruktive Böschungssicherungen und flach gegründete Stützbauwerke bis hin zu massiven Stützkonstruktionen zur tiefreichenden Stabilisierung von Rutsch- oder Kriechhängen.

Ziel dieser Arbeit ist es, einen praxisbezogenen Überblick über die verschiedenen Möglichkeiten zur Ausführung und Berechnung von Böschungen und Stützkonstruktionen zu liefern. Zunächst werden die allgemein gültigen Entwurfs- und Berechnungsgrundlagen erläutert; insbesondere wird auch auf den derzeitigen Stand der Normung in der Geotechnik im Hinblick auf die Einführung des *Eurocode 7* eingegangen. In weiterer Folge werden die wesentlichen Merkmale der verschiedenen Bauweisen, ihre Tragwirkung, ihr Entwurf sowie die jeweils speziell notwendigen Berechnungsgrundlagen und Berechnungsverfahren beschrieben. Ausgewählte Kapitel werden zum besseren Verständnis anhand von Berechnungsbeispielen genauer erläutert; vergleichende Berechnung sollen die Unterschiede zwischen verschiedenen Berechnungsverfahren aufzeigen. Wichtig erschien es mir, Beispiele zu wählen, die in der sonstigen Literatur noch nicht so oft zu finden sind.

Die Thematik der Böschungs- und Hangsicherungen ist sehr umfangreich und überschneidet sich mit unterschiedlichsten anderen Anwendungsbereichen des Bauwesens. Da eine umfassende Bearbeitung den Rahmen dieser Arbeit sprengen würde, muss auf die in den jeweiligen Kapiteln angeführte Literatur verwiesen werden.

2 Systematik der Böschungs- und Hangsicherungen

Ob und mit welchen Maßnahmen Böschungen und Hänge gesichert werden müssen, wird in erster Linie durch die topographischen Gegebenheiten und die Bodenverhältnisse bestimmt. Die verschiedenen Möglichkeiten der Böschungs- und Hangsicherung sind in Bild 2.1 zusammengefasst.

Bei entsprechender Beschaffenheit des Baugrunds und ausreichenden Platzverhältnissen können Böschungen frei, d.h. ohne zusätzliche Sicherungsmaßnahmen ausgeführt werden. Der maximale Böschungswinkel, bei dem eine ausreichende Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit noch gewährleistet ist, richtet sich dabei unter anderem nach der Höhe, nach den Eigenschaften des anstehenden Bodens und nach den Wasser- bzw. Strömungsverhältnissen.

Bei den ingenieurb biologischen Bauweisen werden Pflanzen („lebende Baustoffe“) als Sicherungselemente verwendet. Unterschieden wird hier zwischen flächenhaften, linearen und punktuellen Maßnahmen. Sie dienen vor allem der oberflächigen bzw. oberflächennahen Sicherung von Hängen und Böschungen. Für tiefer reichende Sicherungen empfiehlt sich eine Kombination mit konstruktiven Elementen („Kombinierte Bauweisen“).

Konstruktive Böschungssicherungen können als eine Art der Bodenverbesserung gesehen werden. Über den Einbau von Sicherungselementen, wie z.B. Anker, Bodennägel oder Geotextilien, wird ein „Verbundkörper aus Boden und Bewehrung“ [41] hergestellt, über den die auftretenden Lasten abgetragen werden können. Zu den konstruktiven Böschungssicherungen gehören die klassische Bewehrte Erde, die geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen und die Bodenvernagelung.

Stützbauwerke dienen zur Aufnahme bzw. Ableitung von horizontalen und vertikalen Einwirkungen aus dem angrenzenden Erdreich. Entsprechend dem Tragverhalten und der konstruktiven Ausbildung wird zwischen flach gegründeten Stützbauwerken („Stützmauern“) und tief gegründeten Stützbauwerken („Stützwände“) unterschieden [27]. Bei flach gegründeten Stützbauwerken werden die Einwirkungen in der Regel ohne zusätzliche Verankerung über die Bauwerkssohle in den Boden eingeleitet¹. Tief gegründete Stützbauwerke werden auf Biegung, Schub oder Biegung und Schub beansprucht. Oft werden auch zusätzlich Anker, Nägel oder Steifen zur Lastabtragung herangezogen [63].

Konstruktionen, die zu keiner der obigen Kategorien eindeutig zugeordnet werden können, werden in dieser Arbeit zu den „Sonstigen Stützkonstruktionen“ zusammengefasst. Zu erwähnen ist an dieser Stelle weiters die Böschungs- und Hangstabilisierung durch Entwässerungsmaßnahmen (siehe Abschnitt 9.1).

¹ In diesem Sinn können auch konstruktive Böschungssicherungen als flach gegründete Stützbauwerke gesehen werden; bei ihnen wird allerdings der Boden selbst zur Lastabtragung herangezogen. Nagelwände (siehe Abschnitt 7.1.3) sollen in dieser Arbeit den flach gegründeten Stützbauwerken zugeordnet werden.

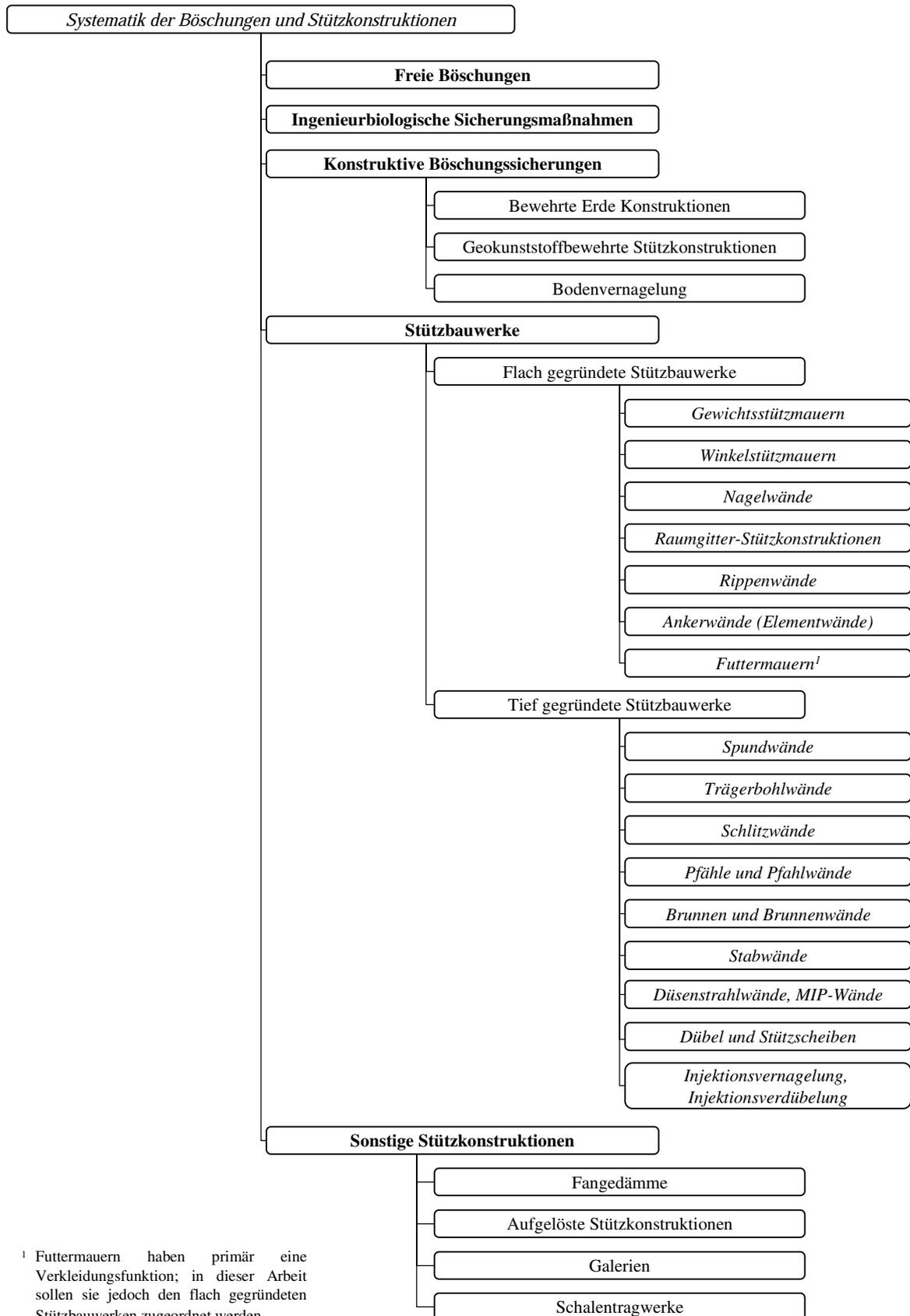


Bild 2.1: Systematik der Böschungen und Stützkonstruktionen

3 Entwurfs- und Berechnungsgrundlagen

3.1 Belastungen und Widerstände

3.1.1 Allgemeines

Welche Belastungen und Widerstände bei der Bemessung von Böschungen und Stützkonstruktionen zu berücksichtigen sind, wird in DIN 1054 [2] erläutert. Auf der Einwirkungsseite ist zu unterscheiden zwischen²:

- statischen Einwirkungen (Eigengewicht des Bodens und des Stützbauwerks, statische Lasten aus auf- und umliegenden Bauwerken, Erddruck, Wasserdruck, Nutzlasten, Verformungen aufgrund von Hangkriechen),
- veränderlichen Einwirkungen (Wind, Schnee, Eis, veränderliche Lasten aus auf- und umliegender Bebauung) und
- dynamischen Einwirkungen (Verkehrslasten, Stoß- und Anpralllasten, Erdbeben, Lawinen und Muren).

Sofern die statischen und veränderlichen Einwirkungen nicht schon in den Lasten aus aufliegenden Bauwerken berücksichtigt sind (Gründungslasten), können sie nach den Normen der Reihe DIN 1055 ermittelt werden. Die Reihe umfasst insgesamt zehn Teile für verschiedene Arten von Einwirkungen (z.B. DIN 1055-2 – Bodenkenngrößen). Hinzuweisen ist auch auf die Normenreihe DIN EN 1991 (Eurocode 2), für die allerdings in Deutschland die Nationalen Anhänge (NA) größtenteils noch nicht erschienen sind. In Österreich wurden sämtliche Nationalen Anhänge zum Eurocode 2 bereits veröffentlicht.

Für die Berechnung des Erddrucks aus Bodeneigenlast und aus zusätzlichen äußeren Lasten kann die DIN 4085 [8] herangezogen werden.

Dynamische Lasten dürfen, falls ihre dynamische Wirkung keine erheblichen Auswirkungen hat, bei der Nachweisführung als statische Ersatzlasten berücksichtigt werden; das gilt z.B. für Verkehrsregellasten. In anderen Fällen sind dynamische Lasten gesondert zu betrachten. Die Berechnung von Stoß- und Anpralllasten ist in DIN 1055-9 geregelt. Erdbeben werden detailliert in DIN 4149 [11] behandelt.

² In DIN 1054 wird zwischen Einwirkungen in Form von Gründungslasten von aufliegenden Tragwerken (statisch und veränderlich), grundbauspezifischen Einwirkungen (statisch und veränderlich) und dynamischen Einwirkungen unterschieden.

Auf der Widerstandsseite ist zwischen den Materialwiderständen der jeweiligen Konstruktion und den Widerständen von Boden bzw. Fels zu unterscheiden. Zu letzteren gehören nach [2]:

- Die Scherfestigkeit (Reibung und Kohäsion),
- die Steifigkeit,
- Sohlwiderstände (Grundbruch- und Gleitwiderstand),
- der Erdwiderstand (bzw. die Bettung des Bauwerks im Boden),
- Eindring- und Herauszieh Widerstände von Pfählen, Zuggliedern, Ankern etc. sowie
- Seitenwiderstände von Pfählen.

Die Ermittlung der Materialwiderstände und die Führung der entsprechenden Nachweise sind in den jeweiligen Bauartnormen geregelt. Für die Berechnung der Widerstände von Boden bzw. Fels sind die DIN 1054 bzw. jene Normen und Richtlinien, auf die in DIN 1054 verwiesen wird, heranzuziehen.

3.1.2 Erddruck und Erdwiderstand

3.1.2.1 Allgemeines

Der Erddruck ist jener Druck, den der an ein Bauwerk angrenzende Boden auf die Konstruktion ausübt. Je nach Bodenart setzt er sich aus einem Reibungsanteil und/oder einem Kohäsionsanteil zusammen. Wirken auf der Geländeoberfläche Flächenlasten oder örtliche Lasten, so enthält der Erddruck zusätzlich Anteile aus der jeweiligen Belastung.

Die Größe und Verteilung des wirkenden Erddrucks hängt von der Richtung, der Art und dem Ausmaß der Bewegung der Stützkonstruktion ab. Dabei wird zwischen drei Grundfällen unterschieden (siehe Bild 3.1) [84]:

- 1) Die Stützkonstruktion (in diesem Fall eine Stützmauer) bewegt sich vom Erdreich weg. Der nachrutschende Erdkeil belastet die Mauer „aktiv“. Dieser aktive Erddruck ist der kleinste Erddruck, der auf ein Bauwerk wirken kann.
- 2) Die Stützkonstruktion bewegt sich zum Erdreich hin und drückt dabei im Bruchzustand einen Erdkeil ab. Der Erddruck wirkt passiv auf das Bauwerk. In diesem Fall spricht man vom passiven Erddruck oder Erdwiderstand; er entspricht dem größtmöglichen Erddruck.
- 3) Die Stützkonstruktion bewegt sich nicht. Es wirkt der Erdruhedruck, der größtmäßig zwischen dem aktiven und dem passiven Erddruck liegt.

Zur Aktivierung der Grenzwerte des aktiven und passiven Erddrucks sind entsprechende Wandbewegungen notwendig, wobei für den passiven Erddruck weit größere Bewegungen erforderlich sind als für den aktiven Erddruck. Bei kleineren Bewegungen treten Zwischenwerte des

Erddrucks auf (erhöhter aktiver Erddruck, verminderter passiver Erddruck, Erdruhedruck (siehe oben)).

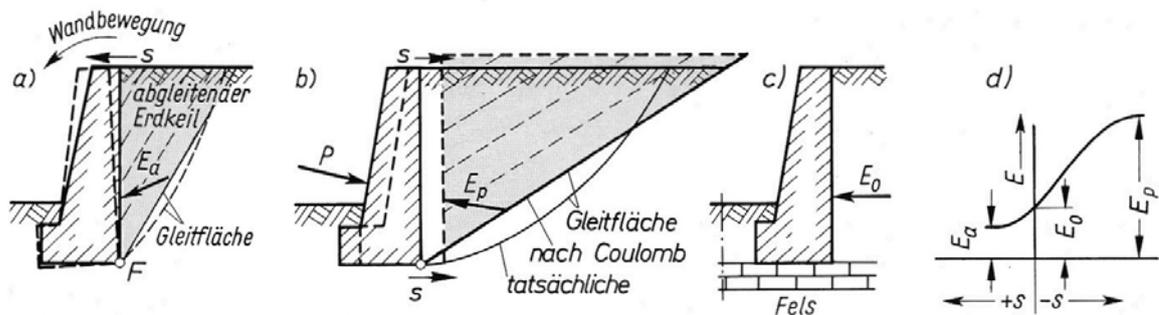


Bild 3.1: Grenzfälle des Erddrucks (aktiver Erddruck (a), passiver Erddruck (b)) und Erdruhedruck (c) sowie Zusammenhang zwischen Erddruck und Wandbewegung [84]

Die Berechnung des Erddrucks ist in Deutschland in der DIN 4085 geregelt. Als Grundwerte gehen in die Erddruckberechnung die Bodenkennwerte (Wichte γ , Reibungswinkel φ , Kohäsion c) und der Wandreibungswinkel δ ein. Weiters ist der Erddruck vom Wandneigungswinkel α und vom Geländeneigungswinkel β abhängig [84].

Beim Ansatz der Bodenkennwerte ist zu beachten, dass eine Erhöhung der Wichte eine Vergrößerung sowohl des aktiven als auch des passiven Erddrucks bewirkt. Eine Erhöhung des Reibungswinkels und/oder der Kohäsion führt zu einer Verringerung des aktiven und einer Vergrößerung des passiven Erddrucks. Bei den Scherparametern wird zwischen jenen des drainierten Zustands (φ' , c') und jenen des undrainierten Zustands (φ_u , c_u) unterschieden. Die Kohäsion darf nach [46] nur dann angesetzt werden, wenn der Boden dauerhaft vor Austrocknung und Frost geschützt ist, d.h. wenn sich seine Zustandsform durch äußere Einflüsse nicht ungünstig verändern kann. Außerdem darf der Boden beim Durchkneten nicht breiig werden.

Über den Wandreibungswinkel wird in der Berechnung die Reibung zwischen Mauerrückwand und Erdreich berücksichtigt. Er hängt von der Scherfestigkeit des Bodens, von der Rauigkeit der Wandoberfläche, von der Relativbewegung zwischen Wand und Boden und von der Gleitflächenform ab [77]. Beim aktiven Erddruck ist sein Vorzeichen positiv ($\delta_a \geq 0$), beim passiven negativ ($\delta_p \leq 0$). Betragsmäßig liegt er zwischen 0 und φ (optimale Verzahnung zwischen Erdreich und Konstruktion). Die bei den verschiedenen Stützkonstruktionen angesetzten Werte werden in den zugehörigen Abschnitten erläutert. Eine Erhöhung des Wandreibungswinkels bewirkt eine Verringerung des aktiven und eine Vergrößerung des passiven Erddrucks.

Bei der Berechnung werden die Vorzeichen des Wandneigungs-, Böschungswinkel- und Wandreibungswinkels entsprechend Bild 3.2 festgelegt.

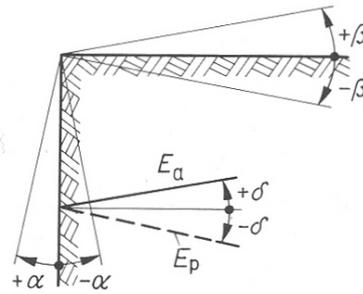


Bild 3.2: Festlegung der Vorzeichen [84]

3.1.2.2 Erddruckberechnung

Die in DIN 4085 angegebenen Gleichungen zur Berechnung des Erddrucks mit Erddruckbeiwerten basieren auf der klassischen Erddrucktheorie nach *Coulomb*. Diese beruht auf folgenden Annahmen [84]:

- Es wird von einem ebenen Verformungsproblem ausgegangen.
- Der Boden ist kohäsionslos.
- Das Stützbauwerk dreht sich im Falle des aktiven Erddrucks um den Fußpunkt; im Falle des passiven Erddrucks wird von einer Parallelbewegung ausgegangen. Daraus resultiert (bei homogenem Boden und unbelastetem Gelände) eine dreiecksförmige Erddruckverteilung.
- Das Erdreich rutscht auf einer ebenen Gleitfläche ab bzw. wird abgeschoben.
- Der Wandreibungswinkel zwischen Mauerrückwand und Erdreich ist bekannt.
- In der Gleitfläche wirkt die volle Reibungskraft.

Die klassische Theorie gilt in ihrer ursprünglichen Form nur für den Sonderfall $\alpha = \beta = \delta = 0$. Sie wurde von *Müller-Breslau* bzw. *Fellenius* (Berücksichtigung der Kohäsion) auf den allgemeinen Fall erweitert [27].

Nach DIN 4085 gelten für den Erddruck im allgemeinen Fall eines kohäsiven Bodens die nachfolgenden Beziehungen. Dabei sind e_{ah} bzw. e_{ph} und e_{av} bzw. e_{pv} die Horizontal- und Vertikalkomponenten der Erddruckspannungen; K_{ah} bzw. K_{ph} sind die Horizontalkomponenten des Erddruckbeiwerts für den aktiven bzw. passiven Erddruck:

$$e_{ah} = \gamma \cdot h \cdot K_{agh} + q \cdot K_{aph} \mp 2 \cdot c \cdot K_{ach} \quad (1)$$

$$e_{ah} = e_a \cdot \cos(\delta_a - \alpha) \quad (2)$$

$$e_{av} = e_{ah} \cdot \tan(\delta_a - \alpha) \quad (3)$$

$\begin{matrix} pv & ph & p \end{matrix}$

Die Horizontalkomponenten der Erddruckbeiwerte für den aktiven Fall aus Bodeneigenlast, Kohäsion c und unbegrenzter Flächenlast p ergeben sich aus folgenden Gleichungen:

$$K_{agh} = \left[\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}} \right)} \right]^2 \quad (4)$$

$$K_{ach} = \frac{2 \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot \cos \varphi \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}{[1 + \sin(\varphi + \alpha + \delta_a - \beta)] \cdot \cos \alpha} \quad (5)$$

$$K_{aph} = K_{agh} \cdot \frac{\cos \alpha \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (6)$$

Für den Sonderfall $\alpha = \beta = \delta = 0$ gilt:

$$K_{agh} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (7)$$

Unter der Annahme einer dreiecksförmigen Verteilung ergibt sich der aktive Erddruck zu

$$E_{ah} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_{agh} + p_v \cdot h \cdot K_{aph} - c \cdot h \cdot K_{ach}, \quad (8)$$

$$E_{av} = E_{ah} \cdot \tan(\delta_a - \alpha). \quad (9)$$

Bei Berücksichtigung der Kohäsion können sich im oberflächennahen Bereich sehr geringe bis negative Erddrücke ergeben. Aus Sicherheitsgründen ist deshalb ein Mindesterdruk anzusetzen. Dieser entspricht jenem Erddruck, der sich für einen kohäsionslosen Boden mit $\varphi = 40^\circ$ infolge Bodeneigenlast ergibt.

Die obigen Formeln dürfen nur dann verwendet werden, wenn die Wandneigung und der Böschungswinkel innerhalb der in DIN 4085 angegebenen Gültigkeitsbereiche liegen. In anderen Fällen werden ungenauere Ergebnisse erhalten; es sind deshalb gekrümmte oder gebrochene Gleitflächen anzunehmen. Angaben zu verschiedenen Erddrucktheorien finden sich in [8].

Der passive Erddruck darf nach DIN 4085 nur im Sonderfall $\alpha = \beta = \delta = 0$ mit geraden Gleitflächen berechnet werden. Für diesen Fall ergeben sich der passive Erddruckbeiwert und der Erddruck wie folgt:

$$K_{\text{pgh}} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (10)$$

$$K_{\text{pph}} = K_{\text{pgh}} \quad (11)$$

$$K_{\text{pch}} = 2 \cdot \sqrt{K_{\text{pgh}}} \quad (12)$$

$$E_{\text{ph}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_{\text{pgh}} + p_v \cdot h \cdot K_{\text{pph}} + 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{K_{\text{pgh}}} \quad (13)$$

$$E_{\text{pv}} = E_{\text{ph}} \cdot \tan(\delta_p - \alpha). \quad (14)$$

In anderen Fällen sind gekrümmte oder gebrochene Gleitflächen anzunehmen. In der DIN 4085 wird die Berechnung der Erddruckbeiwerte nach *Sokolovsky/Pregl* vorgeschlagen. Der Bruchmechanismus setzt sich hierbei aus zwei geraden Gleitflächenabschnitten zusammen, die über eine logarithmische Spirale verbunden sind [8]. Diagramme zur Ermittlung der Erddruckbeiwerte und Angaben zur Berechnung nach diesem Ansatz sind in Anhang B und C der Norm enthalten.

Auch andere Verfahren können zur Berechnung der Erddruckbeiwerte herangezogen werden. Zu erwähnen ist z.B. der Ansatz mit gekrümmten Gleitlinien nach *Caquot/Kerisel*, der in der Praxis oft bei Reibungswinkeln $>30^\circ$ bzw. $>35^\circ$ verwendet wird [27].

Eine dreiecksförmige Erddruckverteilung ergibt sich nur bei einer Drehung der Wand um den Fußpunkt (aktiver Fall) bzw. Parallelbewegung (passiver Fall). Bei anderen Wandbewegungen ergeben sich abweichende Verteilungen (siehe Bild 3.3). Weitere Einflüsse resultieren aus Bodenschichtung, Mauerform, Nachgiebigkeit, Kohäsion, Gleitflächenform und Erdbebeneinwirkungen. Verankerungen bzw. Aussteifungen können in Abhängigkeit von ihrer Nachgiebigkeit zu Erddruckumlagerungen führen (siehe auch Abschnitt 7.2.1) [27].

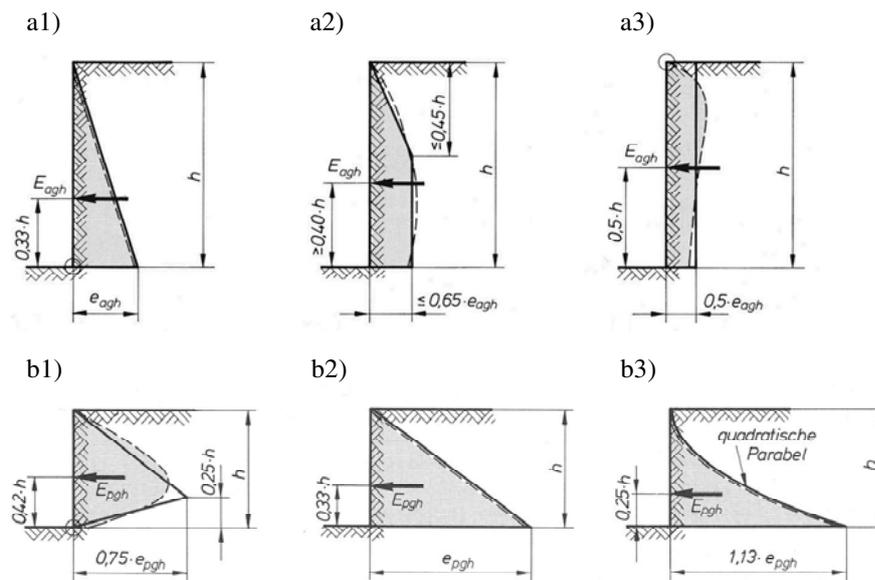


Bild 3.3: Erddruckverteilung in Abhängigkeit von der Wandbewegung: aktive (a) und passive (b) Erddrücke aus Bodenlast bei verschiedenen Wandbewegungen (--- rechnerisch, — tatsächlich): 1) Drehung um den Fußpunkt, 2) Parallele Bewegung, 3) Drehung um den Kopfpunkt [27]

3.1.2.3 Sonderformen des Erddrucks

Bei der Berechnung von Stützkonstruktionen können folgende Sonderformen des Erddrucks relevant sein:

- der Erdruhedruck,
- der erhöhte aktive Erddruck oder verminderte passive Erddruck,
- der Verdichtungserddruck,
- der Kriechdruck,
- der Silodruck,
- der räumliche Erddruck sowie
- Erddruckumlagerungen (siehe oben).

Erdruheindruck

Der Erdruheindruck entspricht dem im ungestörten Boden wirkenden Erddruck und wird bei Stützkonstruktionen angesetzt, die sich überhaupt nicht bewegen. Für den Sonderfall $\alpha = \beta = \delta_0 = 0$ kann der Erdruhedruckbeiwert nach folgender Formel berechnet werden [8]:

$$K_{0gh} = 1 - \sin \varphi \quad (15)$$

In der DIN 4085 sind auch für den allgemeinen Fall Formeln zur Berechnung des Erdruhedruckbeiwerts angegeben. Die Kohäsion geht dabei nicht in die Berechnung ein.

Erhöhter aktiver und verminderter passiver Erddruck

Zwischenwerte des Erddrucks stellen sich dann ein, wenn die Bewegungen der Stützkonstruktion nicht zur Aktivierung des jeweiligen Grenzfall ausreichen. Der Wert des erhöhten aktiven Erddrucks liegt zwischen dem aktiven Erddruck und dem Erdruhedruck, jener des verminderten passiven Erddrucks zwischen dem Erdruhedruck und dem passiven Erddruck.

Näherungsweise können Zwischenwerte des Erddrucks über Interpolation zwischen den Grenzwerten bestimmt werden. Dazu müssen die zu erwartenden Bewegungen bzw. die Nachgiebigkeit der Konstruktion abgeschätzt werden. In der DIN 4085 sind sowohl für den aktiven als auch passiven Fall Anhaltswerte für die zu erwartenden Bewegungen und Angaben zum Erddruckansatz enthalten. In Tabelle 3.1 sind Erddruckansätze für den aktiven Fall bei Dauerbauwerken zusammengefasst.

Tabelle 3.1: Erddruckansatz in Abhängigkeit von der Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion [8]

Zeile	Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion	Konstruktion (Beispiele)	Erddruckansatz
1	nachgiebig	Stützwände, die während ihrer gesamten Nutzungszeit geringe Verformungen in Richtung der Erddruckbelastung ausführen können und dürfen. Zum Beispiel Uferwände, auf Lockergestein gegründete Stützwände	aktiver Erddruck
2	wenig nachgiebig	Stützwände nach Zeile 1, bei denen während ihrer Nutzungszeit Verformungen in Richtung der Erddruckbelastung unerwünscht sind und die gegen den ungestörten Boden hergestellt worden sind.	erhöhter aktiver Erddruck $E'_{ah} = 0,75 \cdot E_{ah} + 0,25 \cdot E_{0h}$
3	annähernd unnachgiebig	Stützwände, die auf Grund ihrer Konstruktion unter der Erddruckbelastung anfänglich geringfügig nachgeben, sich dann aber nicht mehr verformen können oder dürfen. z. B.: Kellerwände und Stützwände, die in Bauwerke einbezogen sind und von diesen zusätzlich gestützt werden, Bemessung der stehenden Schenkel von Winkelstützwänden.	erhöhter aktiver Erddruck im Normalfall: $E'_{ah} = 0,50 \cdot E_{ah} + 0,50 \cdot E_{0h}$ in Ausnahmefällen: $E'_{ah} = 0,25 \cdot E_{ah} + 0,75 \cdot E_{0h}$
4	unnachgiebig	Stützwände die auf Grund ihrer Konstruktion weitgehend unnachgiebig sind: Zum Beispiel auf Festgestein gegründete Stützmauern als ebene Systeme und auf Lockergestein gegründete Stützwände als räumliche Systeme, z. B. Brückenwiderlager mit biegesteif angeschlossenen Parallel-Flügelmauern.	erhöhter aktiver Erddruck $E'_{ah} = 0,25 \cdot E_{ah} + 0,75 \cdot E_{0h}$ in Ausnahmefällen bis Erdruhedruck

Verdichtungserddruck

Durch intensive Verdichtung der Hinterfüllung von Stützkonstruktionen kann sich ein Erddruck einstellen, der größer als der aktive Erddruck ist. Angaben zur Berechnung sind DIN 4085 zu entnehmen.

Kriechdruck

Bei Stützkonstruktionen in kriechenden Hängen kann sich ein Erddruck einstellen, dessen Wert den Erdruhedruck deutlich überschreitet. *Brandl* [41] gibt für diesen Kriechdruck für den Sonderfall, dass die Böschungsneigung β dem Reibungswinkel φ entspricht, den folgenden Berechnungsansatz an:

$$E_{kr} = m(\varphi) \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \cos \varphi \quad (16)$$

In der obigen Formel bezeichnet h die Mauerhöhe, $m(\varphi)$ ist der sogenannte Vervielfältigungsfaktor. Der Vervielfältigungsfaktor ist vom Reibungswinkel und von der Bauwerkssteifigkeit abhängig. Er kann nach Bild 3.4 bestimmt werden; der schraffierte Bereich wurde auf der Grundlage zahlreicher Bauwerksmessungen festgelegt und hat sich als Dimensionierungsgrundlage gut bewährt [41].

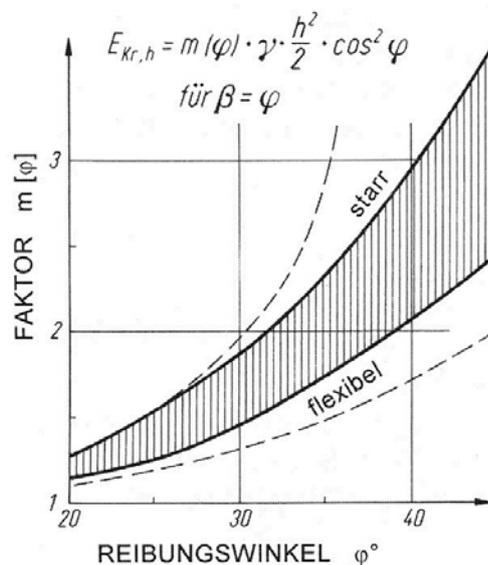


Bild 3.4: Vervielfältigungsfaktor $m(\varphi)$ für die Ermittlung des Kriechdruckes auf Stützbauwerke in Hanglage.
Gestrichelte Grenzkurven: theoretische Extremwerte [41]

Der obige Ansatz liefert auch für Böden mit Kohäsion hinreichend genaue Ergebnisse. Man geht dabei von der Annahme aus, dass der Böschungswinkel gleich einem fiktiven Scherwinkel ist, der auch Kohäsionsanteile berücksichtigt.

Silodruck

Der Silodruck tritt dann auf, „wenn der Bodenkörper hinter einer Wand geometrisch so begrenzt ist, dass der Erddruck auf die Wand kleiner ist als wenn der Erdkörper nicht begrenzt wäre“ [8].

Detaillierte Angaben zur Berechnung können Abschnitt 7.1.4 entnommen werden.

Räumlicher Erddruck

Im aktiven Fall ist grundsätzlich zu unterscheiden zwischen jenem räumlichen Erddruck, der auf einzelne schmale Baukörper (z.B. Pfeiler in einer Böschung) wirkt, und jenem, der bei kurzen Wänden wirkt, die sich mehr bewegen als ihre seitliche Umgebung (z.B. Wand eines suspensionsgestützten Schlitzes) [8].

Im ersten Fall ergibt sich aus der räumlichen Wirkung ein im Vergleich zum ebenen Fall vergrößerter aktiver Erddruck. Nach DIN 1055-2 [3] kann dieser Einfluss näherungsweise über den Ansatz einer entsprechenden Einflussbreite berücksichtigt werden. Im zweiten Fall ist der auf die Wand wirkende Erddruck durch die Gewölbewirkung im Boden geringer als im vergleichbaren ebenen Fall. Verschiedene Berechnungsansätze zur Berücksichtigung dieser räumlichen Wirkung werden in Abschnitt 7.2.3 erläutert.

Der räumliche passive Erddruck ist bei schmalen Wänden bzw. Druckflächen von Bedeutung. Aufgrund der Seitenreibung ist der Erddruck im räumlichen Fall höher als im vergleichbaren ebenen Fall. In dem in DIN 4085 angegebenen Berechnungsverfahren wird dieser Einfluss über eine verringerte rechnerische Breite des Bauteils berücksichtigt. Weitere Berechnungsansätze wurden von *Krey* und *Weissenbach* entwickelt, vgl. Abschnitt 7.2.2 und [84].

3.1.3 Wasserdruck

Der Wasserdruck kann als Einwirkung in Form von Grund- oder Schichtwasserdruck, Staudruck, Sohlenwasserdruck (Auftrieb), Fugenwasserdruck, Strömungsdruck und Porenwasserdruck auftreten [84]. In diesem Abschnitt soll speziell auf die Wirkung des Strömungsdrucks und dessen Berücksichtigung bei Standsicherheitsuntersuchungen eingegangen werden.

Durch eine Wasserströmung wird auf die Bodenteilchen ein zusätzlicher Druck ausgeübt. Dieser Strömungsdruck wird durch die spezifische Strömungskraft f_s beschrieben, die vom hydraulischen Gefälle i abhängig ist:

$$f_s = i \cdot \gamma_w \quad (17)$$

Ihre Richtung ist durch die Tangente an die Strömungslinie vorgegeben.

Als Beispiel soll nun eine umströmte Stützwand betrachtet werden. Die genaueste Methode zur Ermittlung der Strömungsdruckverteilung ist die Konstruktion eines Strömungsnetzes. Näherungsweise kann die horizontale Wirkung der Strömung aber auch über den Ansatz einer hydrostatischen Wasserdruckverteilung berücksichtigt werden, wobei der Wasserdruck auf der aktiven Seite mit $i \cdot t_a$ abnimmt und auf der passiven Seite mit $i \cdot t_p$ zunimmt (t_a ist die Tiefe ab GOK auf der aktiven Seite, t_p jene auf der passiven Seite). Die vertikale Wirkung der Strömung geht über die effektive Wichte in die Berechnung ein ([46], [84]):

$$\text{Aktive Seite (abwärtsgerichtete Strömung): } \bar{\gamma} = \gamma' + f_s = \gamma' + i \cdot \gamma_w \quad (18)$$

$$\text{Passive Seite (aufwärtsgerichtete Strömung): } \bar{\gamma} = \gamma' - f_s = \gamma' - i \cdot \gamma_w \quad (19)$$

Dadurch ergibt sich auf der Einwirkungsseite ein vergrößerter aktiver, auf der Widerstandseite ein verminderter passiver Erddruck. Die Lastfiguren sind in Bild 3.5 ersichtlich. Erkennbar sind darin auch jene Wasser- und Erddruckverteilungen, die sich im nicht umströmten Fall einstellen würden.

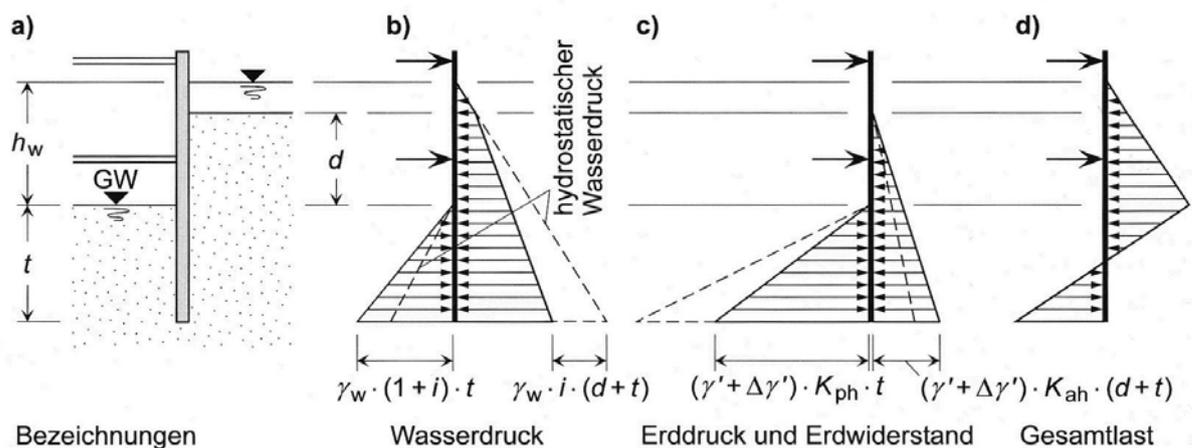


Bild 3.5: Lastbilder bei einer umströmten Baugrubenwand [63]

Da das hydraulische Gefälle nicht konstant ist, muss man von Näherungen ausgehen. Erfolgt keine genauere Berechnung mithilfe eines Strömungsnetzes, können nach DIN 4085 folgende Formeln für die Berechnung des mittleren hydraulischen Gefälles herangezogen werden:

$$\text{Aktive Seite (Strömung nach unten): } i_a = \frac{0,7 \cdot h_w}{(t+d) + \sqrt{(t+d) \cdot t}} \quad (20)$$

$$\text{Aktive Seite (Strömung nach unten): } i_p = \frac{0,7 \cdot h_w}{t + \sqrt{(t+d) \cdot t}} \quad (21)$$

Dabei ist h_w die Wasserspiegeldifferenz, $t+d$ der durchströmte Weg auf der aktiven Seite und t der durchströmte Weg auf der passiven Seite (Einbindetiefe der Wand, siehe auch Bild 3.5).

Zu beachten ist, dass die Annahme eines linearen Druckabbaues beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch auf der unsicheren Seite liegen kann, insbesondere bei geschichteten Böden mit unterschiedlichen Durchlässigkeiten in den einzelnen Schichten. Gerade in kritischen Fällen empfiehlt sich deshalb die Konstruktion von Strömungsnetzen [93].

Auf die Berücksichtigung von Wasserströmungen bzw. Porenwasserdrücken bei Standsicherheitsuntersuchungen von freien Böschungen wird in Abschnitt 4.3 eingegangen.

3.2 Nachweisverfahren

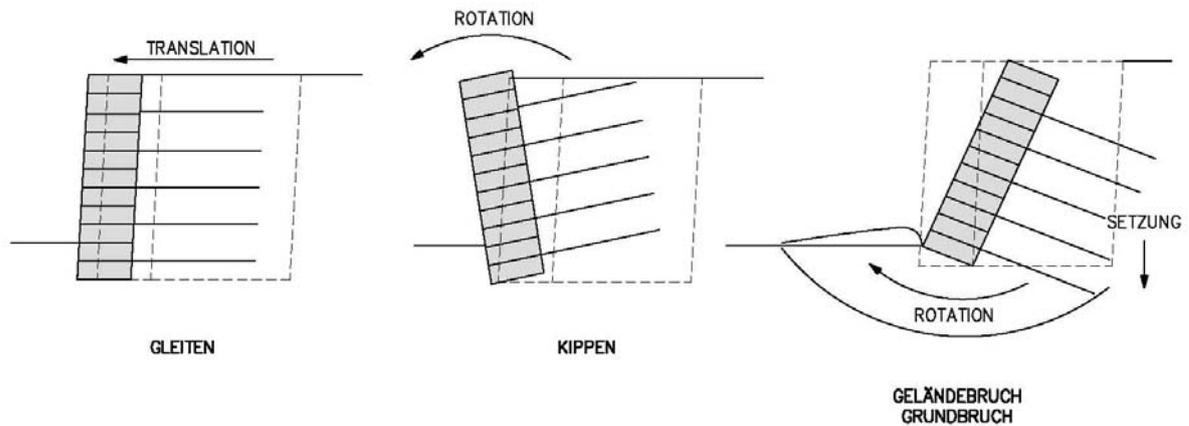
3.2.1 Allgemeines

Bei der Berechnung von Böschungs- und Hangsicherungen ist grundsätzlich zwischen der Untersuchung der inneren und der äußeren Standsicherheit zu unterscheiden. Die innere Standsicherheit bezieht sich auf die Festigkeit eines Bauwerks bzw. der einzelnen Bauteile an sich – man überprüft, ob die einwirkenden Lasten von der Konstruktion aufgenommen werden können. Bei der äußeren Standsicherheit geht es um Interaktion zwischen Bauwerk und Boden, d.h. darum, ob die Lasten einwandfrei in den Baugrund übertragen werden [43].

Welche Nachweise der äußeren und inneren Standsicherheit geführt werden müssen, hängt von der jeweiligen Konstruktion ab. In Bild 3.6 sind schematisch die Bruchmechanismen zur Ermittlung der äußeren und inneren Standsicherheit am Beispiel einer modularen Stützmauer aus bewehrtem Boden (z.B. Kombination Gabionen – Bewehrung aus Geokunststoffen) veranschaulicht.

Die nach DIN 1054 zu führenden Nachweise der äußeren Standsicherheit sollen nun detaillierter beschrieben werden; auf die Nachweise der inneren Standsicherheit soll bei jeder Konstruktion gesondert eingegangen werden. Unterschieden wird grundsätzlich zwischen Nachweisen der Tragfähigkeit und Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit.

1. BRUCHMECHANISMEN ZUR ERMITTLUNG DER ÄUSSEREN STANDSICHERHEIT



2. BRUCHMECHANISMEN ZUR ERMITTLUNG DER INNEREN STANDSICHERHEIT

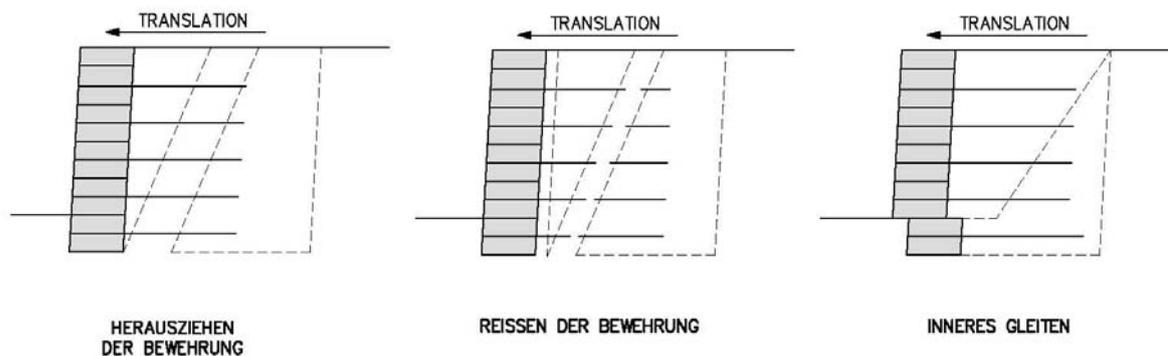


Bild 3.6: Bruchmechanismen zur Ermittlung der äußeren und inneren Standsicherheit bei einer modularen Stützmauer aus bewehrtem Boden und einer konstruktiv integrierten Außenhaut aus Fertigteilelementen [41]

3.2.2 Nachweise der Tragfähigkeit

3.2.2.1 Nachweis der Kippsicherheit (GZ 1A)

Für den Kippsicherheitsnachweis wird die Lage der Resultierenden der angreifenden Kräfte in der Sohle überprüft. Die Exzentrizität e des Angriffspunktes dieser Resultierenden wird nach folgender Formel ermittelt:

$$e = \frac{M}{N} \quad (22)$$

Das resultierende Moment M um den Schwerpunkt der Sohlfläche und die Normalkraft N wird mit den charakteristischen Werten der ständigen und veränderlichen Einwirkungen berechnet. Im Rahmen

des Tragfähigkeitsnachweises muss die Resultierende innerhalb der zweiten Kernweite liegen³. Das bedeutet, dass ein Klaffen der Sohlfuge maximal bis zum Schwerpunkt der Fläche auftreten darf. Für den Bereich der zweiten Kernweite gilt

$$\left(\frac{e_x}{b_x}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_y}\right)^2 = \frac{1}{9}. \quad (23)$$

b_x und b_y sind die Abmessungen der Sohlfläche in x- und y-Richtung, e_x und e_y die jeweiligen Exzentrizitäten (siehe Bild 3.7).

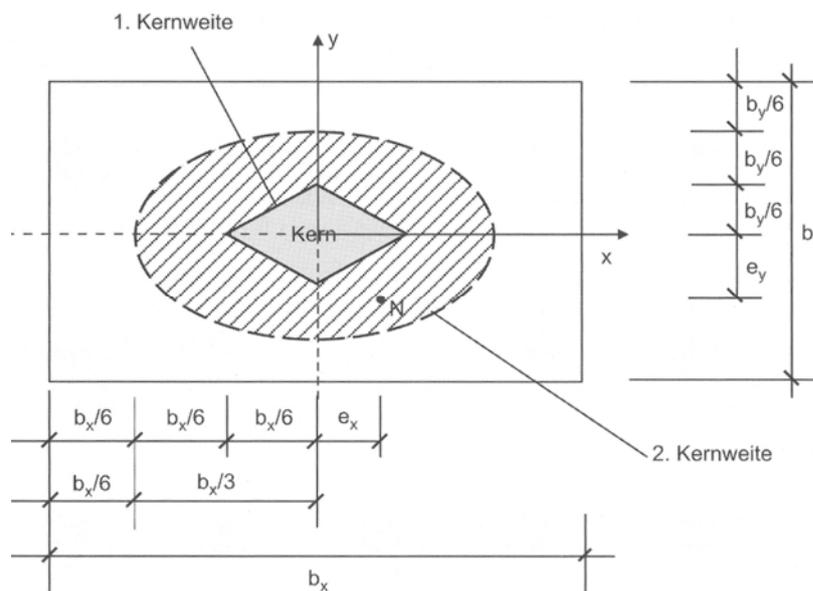


Bild 3.7: Graphische Darstellung der 1. und 2. Kernweite [93]

Für den Lastfall 3 nach DIN 1054 kann der Kippsicherheitsnachweis entfallen, wenn der Nachweis der Grundbruchsicherheit erbracht wurde.

3.2.2.2 Nachweis der Gleitsicherheit (GZ 1B)

Beim Gleitsicherheitsnachweis wird die parallel zur Sohlfläche der Stützkonstruktion wirkende Komponente der Beanspruchungen dem Gleitwiderstand gegenübergestellt. Auf der Widerstandsseite kann zusätzlich der passive Erddruck angesetzt werden. Wird er nicht berücksichtigt, liegt man nach [27] zwar auf der sicheren Seite, die Bemessung ist jedoch nicht unbedingt wirtschaftlich.

Der Nachweis gilt als erbracht, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:

³ Für ständige Lasten muss die Resultierende innerhalb der ersten Kernweite liegen (keine klaffende Fuge); diese Bedingung ist allerdings dem Gebrauchstauglichkeitsnachweis zugeordnet, siehe Abschnitt 3.2.3 [93].

$$R_{t,d} (+E_{p,d}) \geq T_d \quad (24)$$

$R_{t,d}$ Bemessungswert des Gleitwiderstands

$E_{p,d}$ Bemessungswert des Erdwiderstands parallel zur Sohlfläche an der Stirnseite der Stützkonstruktion

T_d Bemessungswert der sohlflächenparallelen Beanspruchung

Der charakteristische Gleitwiderstand $R_{t,k}$ wird gemäß DIN 1054 nach folgender Formel ermittelt (bei vollständig konsolidiertem Boden):

$$R_{t,k} = N_k \cdot \tan \delta_{s,k} \quad (25)$$

N_k rechtwinklig zur Sohl- bzw. Bruchfläche gerichtete Komponente der Resultierenden der charakteristischen Beanspruchungen

$\delta_{s,k}$ charakteristischer Wert des Sohlreibungswinkels

bei Ortbetonfundamenten: $\delta_{s,k} = \varphi_k'$

bei Fertigteilen $\delta_{s,k} = 2/3 \cdot \varphi_k'$

Unter Umständen kann es erforderlich sein, zusätzliche Gleitflächen bzw. Bruchflächen im Boden zu untersuchen (siehe Bild 3.8). Für im Boden verlaufende Bruchflächen ist

$$R_{t,k} = N_k \cdot \tan \delta_{s,k} + A \cdot c_k' \quad (26)$$

A für die Kraftübertragung maßgebende Sohlfläche

c_k' charakteristischer Wert der Kohäsion des Bodens in der Bruchfläche

Die Bemessungswerte der obigen Beanspruchungen und Widerstände erhält man durch Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte nach GZ 1B.

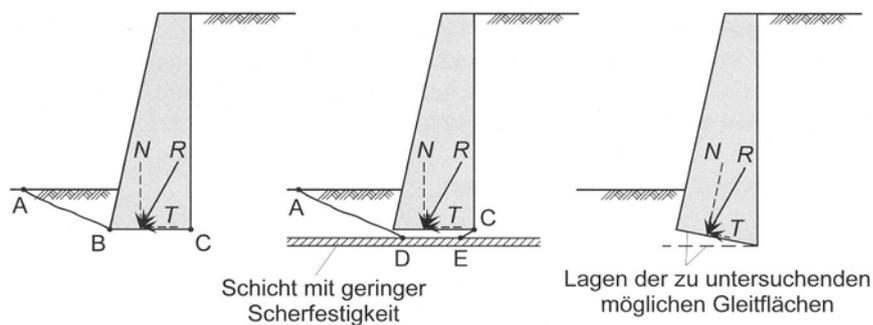


Bild 3.8: Mögliche Gleitfugen am Beispiel einer Stützmauer [63]

3.2.2.3 Nachweis der Grundbruchsicherheit (GZ 1B)

Von einem Grundbruch spricht man nach *Adam/Bergmeister/Florineth* [27] dann, „wenn ein Fundament so stark belastet wird, dass der Scherwiderstand des Bodens im Bereich unter und unmittelbar neben dem Gründungskörper überwunden wird. Der Boden entweicht dann seitlich, und das Fundament sinkt ein.“

Der Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch ist gemäß DIN 1054 erbracht, wenn

$$N_d \leq R_{n,d} \quad (27)$$

N_d Bemessungswert der Einwirkungen senkrecht auf die Fundamentsohle

$R_{n,d}$ Bemessungswert des Grundbruchwiderstands

Der charakteristische Wert des Grundbruchwiderstands berechnet sich nach DIN 4017 [6] wie folgt:

$$R_{n,k} = a' \cdot b' \cdot (\gamma_2 \cdot b' \cdot N_b + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d + c \cdot N_c) \quad (28)$$

a', b' rechnerische Abmessungen der Grundfläche

d Fundierungstiefe

γ_1 Wichte des Bodens oberhalb der Gründungssohle

γ_2 Wichte des Bodens unterhalb der Gründungssohle

c Kohäsion

N_b, N_c, N_d Tragfähigkeitsbeiwerte für den Einfluss der Gründungsbreite, der Kohäsion und der seitlichen Auflast (Ermittlung nach DIN 4017)

Für die Ermittlung der Bemessungswerte der Einwirkungen und des Grundbruchwiderstandes sind die Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054 für GZ 1B heranzuziehen.

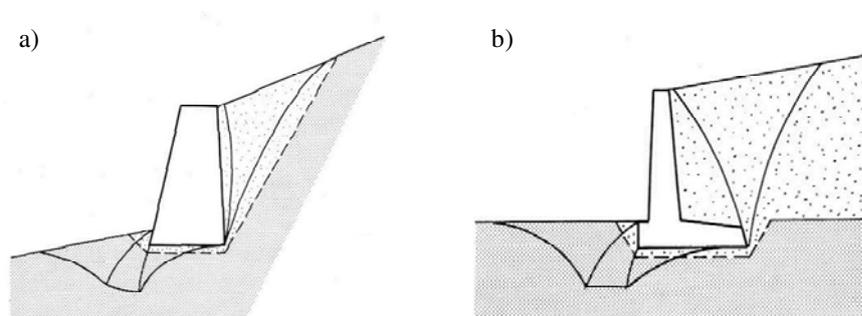


Bild 3.9: Gleitflächenausbildung beim Grundbruch am Beispiel einer Gewichtsmauer (a) und einer Winkelstützmauer (b) (nach [53])

3.2.2.4 Nachweis der Sicherheit gegen Geländebruch (GZ 1C)

Unter einem Geländebruch versteht man laut DIN 4084 das „Abrutschen eines Erdkörpers an einer Böschung, einem Hang oder an einem Geländesprung, gegebenenfalls einschließlich des Stützbauwerks und eines Teils des umgebenden Bodens infolge Ausschöpfens des Scherwiderstands des Bodens und eventuell vorhandener Bauteile. Der rutschende Erdkörper kann sich dabei selbst verformen oder annähernd als starrer Körper abrutschen.“ Geländebruch, Böschungsbruch und Hangrutschung beschreiben den gleichen bodenmechanischen Sachverhalt. Der Begriff Hangrutschung schließt auch langsame Kriechvorgänge mit ein [88]. Auch Grundbruch kann als Form des Geländebruchs gesehen werden, bezieht sich allerdings auf ebenes und flach geneigtes Gelände. Bei Geländebruchuntersuchungen wird die Kinematik der versagenden Böschung oder des versagenden Hanges betrachtet. Erdkörper, die möglicherweise rutschen könnten, werden daraufhin untersucht, ob sie sich im stabilen Gleichgewicht befinden [88]. Dazu idealisiert man die Erdkörper als starre Scheiben und stellt die Einwirkungen den widerstehenden Kräften gegenüber. Maßgebend ist jener Körper oder jener Bruchmechanismus, der die geringste Sicherheit gegen Versagen aufweist. Da die wirkliche Bruchfläche in den meisten Fällen nur sehr aufwändig festgestellt werden kann, geht man von einfachen geometrischen Formen wie Geraden oder Kreisen aus. Durch die Geologie vorgegebene Gleitlinien müssen berücksichtigt werden (siehe Bild 3.10).

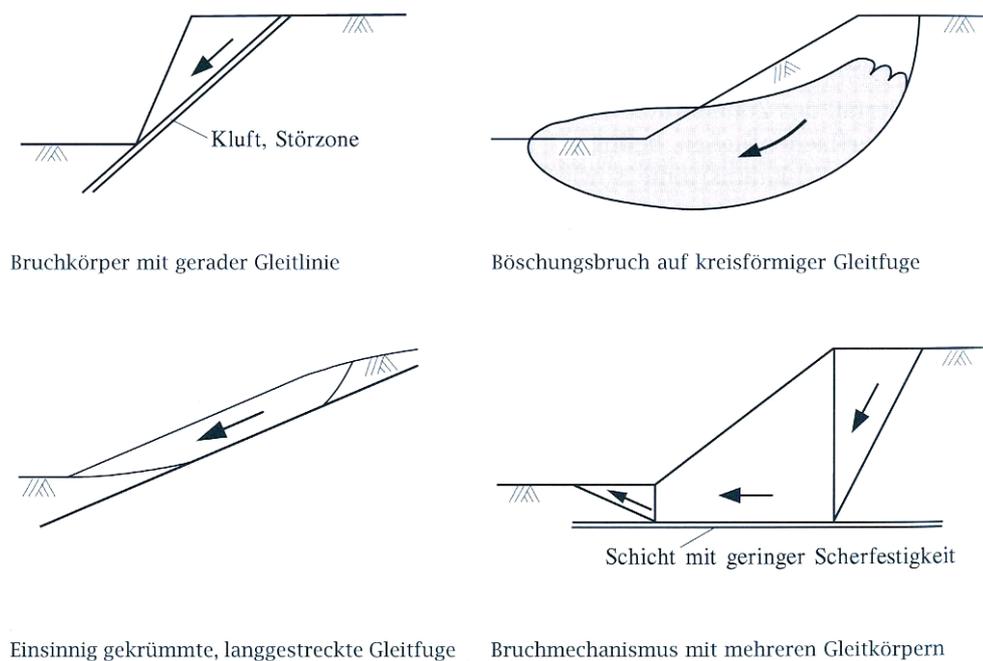


Bild 3.10: Bruchmechanismen bei der Böschungsbruchuntersuchung [77]

Ist eine Böschung bzw. eine Stützkonstruktion verankert, müssen sowohl Bruchmechanismen, deren Gleitlinien die Zugglieder schneiden, als auch solche, die die Zugglieder voll einschließen, untersucht werden [77]. Da normalerweise eine große Anzahl von Gleitkörpern und Bruchmechanismen überprüft werden müssen, werden die Berechnungen bevorzugt EDV-unterstützt durchgeführt.

Mögliche Berechnungsverfahren werden in der E DIN 4084 [21] erläutert; sie sind in Tabelle 3.2 zusammengefasst. Eine detaillierte Behandlung der einzelnen Verfahren erfolgt in Abschnitt 4.3.

Geländebruchuntersuchungen können auch über die Methode der finiten Elemente (FEM) erfolgen, vgl. Abschnitt 3.3.

Tabelle 3.2: Berechnungsverfahren gemäß E DIN 4084

Berechnungsverfahren		Anwendungsgebiete
<i>Verfahren mit geraden und einsinnig gekrümmten Gleitlinien</i>		
Lamellenfreie Verfahren	mit allgemein geraden Gleitlinien	Gleitflächen "geologisch bestimmt" (Schichtung, Trennflächengefüge), Geländesprünge mit Stützbauwerken und konstruktiven Böschungssicherungen, Abschätzung der Standsicherheit von Böschungen in einfachen Fällen (z. B. Künetten)
	mit böschungspareller Gleitlinie	kohäsionslose, homogene Böden; geringmächtige Deckschichten (z. B. Oberflächenabdichtungen), entsprechendes Trennflächengefüge
	mit kreisförmiger Gleitlinie	homogene Böschungen
Lamellenverfahren	mit kreisförmiger Gleitlinie	allgemeine Nachweisfälle, speziell bei geschichteten Böden, Geländesprünge mit Stützbauwerken und konstruktiven Hangsicherungen
	mit nicht kreisförmigen Gleitlinien	allgemeine Nachweisfälle, Gleitflächen "geologisch bestimmt", besonders gut geeignet für annähernd böschungsparelle Gleitebenen
<i>Verfahren mit mehreren geraden Gleitlinien</i>		
Blockgleitverfahren, Verfahren mit zusammengesetzten Bruchmechanismen		Geländesprünge mit Stützbauwerken und konstruktiven Böschungssicherungen, Gleitflächen "geologisch bestimmt" (Schichtung, Trennflächengefüge)

3.2.2.5 Nachweis der Sicherheit gegen Versagen des Erdwiderlagers (GZ 1B)

Dieser Nachweis ist bei Stützbauwerken, bei denen die Lastabtragung teilweise oder ganz über deren Einbindung im Baugrund erfolgt, zu erbringen. Es ist sicherzustellen, dass der Bemessungswert der Horizontalkomponente der resultierenden Auflagerkraft $B_{h,d}$ höchstens so groß ist wie der Bemessungswert der Horizontalkomponente des Erdwiderstandes $E_{ph,d}$:

$$B_{h,d} \leq E_{ph,d} \quad (29)$$

Zusätzlich muss überprüft werden, ob der angenommene Erdwiderstand auch tatsächlich aktiviert werden kann [27]. Dazu muss die folgende Bedingung erfüllt sein:

$$V_k = \sum V_{k,i} \geq B_{v,k} \quad (30)$$

V_k Summe der Vertikalkomponenten aller von oben nach unten gerichteten charakteristischen Einwirkungen

$B_{v,k}$ Nach oben gerichtete Komponente der charakteristischen Auflagerkraft

3.2.2.6 Nachweis der Sicherheit gegen Versinken von Bauteilen (GZ 1B)

Der Nachweis gegen Versinken infolge vertikaler Belastung ist nach [2] bei wandartigen Stützbauwerken (z.B. Spundwände oder Bohrpfahlwände) zu erbringen. Es gilt

$$V_d = \sum V_{d,i} \leq R_d \quad (31)$$

V_d Bemessungswert der lotrechten Beanspruchungen am Wand- bzw. Trägerfuß

R_d Bemessungswert des Widerstandes der Wand bzw. des Bohlträgers in axialer Richtung

Als Widerstände wirken die Wandreibung an der Vorderseite der Stützwand und ein evt. vorhandener Spitzenwiderstand [51].

3.2.2.7 Nachweise bei verankerten Stützkonstruktionen

Bei verankerten Stützkonstruktionen sind zusätzlich die Nachweise der Sicherheit gegen Versagen in der tiefen Gleitfuge sowie gegen Aufbruch des Verankerungsbodens vor Ankerplatten und Ankerwänden zu erbringen. Weiters ist ein ausreichender Widerstand gegen Herausziehen der Anker samt Verpresskörper und gegen Materialversagen nachzuweisen (siehe dazu auch Abschnitt 7.3).

3.2.2.7.1 Nachweis der Sicherheit gegen Versagen in der tiefen Gleitfuge (GZ 1B)

Bei verankerten Stützbauwerken kann es bei unzureichender Ankerlänge zum Versagen in der tiefen Gleitfuge kommen. Dabei gleitet der Anker samt Wand und eingeschlossenem Erdreich auf einer nach

oben gekrümmten Bruchfläche ab, bei gleichzeitiger Drehung um einen tief liegenden Punkt (siehe Bild 3.11) [46].

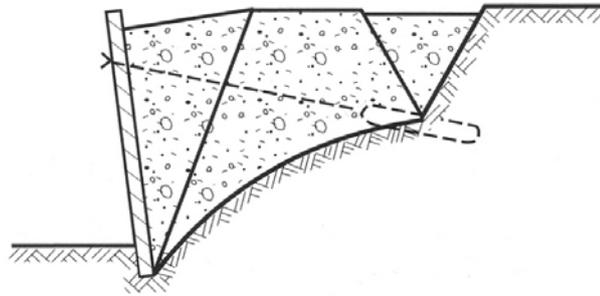


Bild 3.11: Bruch in der tiefen Gleitfuge [46]

In der DIN 1054 bzw. den EAB [46] wird zur Nachweisführung das Verfahren nach *Kranz* vorgeschlagen. Demnach wird die gekrümmte Gleitfuge durch eine gerade Gleitfuge ersetzt und ein trapezförmiger Bodenkörper modelliert (siehe Bild 3.12). An diesem setzt man die wirkenden Kräfte, das Eigengewicht des Bodenkörpers und die Scherfestigkeit in der Gleitfläche an. Berechnet wird jene Ankerkraft, die zum Abgleiten des Körpers führen würde [51].

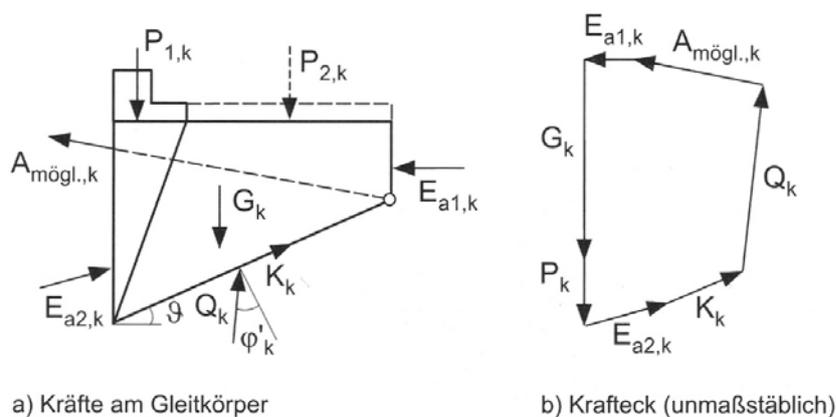


Bild 3.12: Nachweis in der tiefen Gleitfuge nach Kranz für eine einfach verankerte Baugrubenwand [46]

Eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen ist gegeben, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:

$$A_{h,vorh,d} \leq A_{h,mögl,d} \quad (32)$$

$A_{h,vorh,d}$ Bemessungswert der Ankerbeanspruchung

$A_{h,mögl,d}$ Bemessungswert des Widerstandes

Der charakteristische Wert der Ankerbeanspruchung ergibt sich aus der Schnittgrößenermittlung am Stützbauwerk. Für die Bemessungswerte sind die Teilsicherheitsfaktoren nach GZ 1B zu berücksichtigen.

In der DIN 1054 wird darauf hingewiesen, dass sich bei Geländebruchuntersuchungen unter Umständen größere Ankerlängen ergeben können als beim Nachweis gegen Versagen in der tiefen Gleitfuge.

3.2.2.7.2 Nachweis der Sicherheit gegen Aufbruch des Verankerungsbodens vor Ankerplatten und Ankerwänden (GZ 1B)

Dieser Nachweis ist nach Ziegler [93] analog zum Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers zu führen. Für den in Bild 3.13 veranschaulichten Bruchmechanismus ist eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen des Verankerungsbodens gegeben, wenn

$$E_{ph,d} \geq A_{h,d} + E_{ah,d} \cdot \quad (33)$$

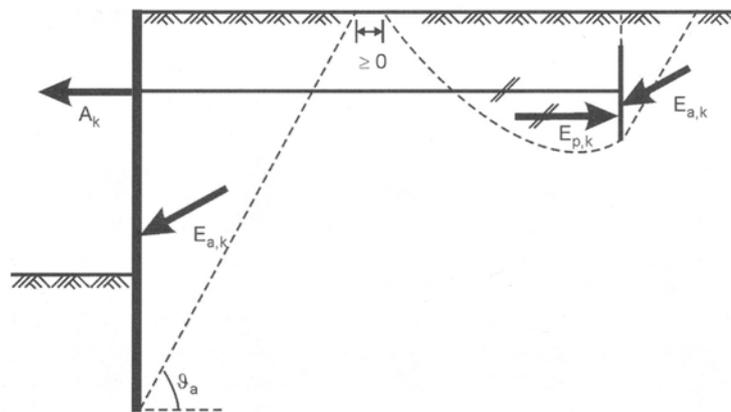


Bild 3.13: Bruchmechanismus zum Nachweis der Sicherheit gegen Aufbruch des Verankerungsbodens [93]

3.2.2.8 Nachweise der Sicherheit gegen Aufschwimmen und gegen hydraulischen Grundbruch (GZ 1A)

Wird eine Stützkonstruktion im Grundwasser errichtet, muss die Sicherheit gegen Aufschwimmen (Auftriebssicherheit) bzw. gegen hydraulischen Grundbruch überprüft werden. Für die Nachweise werden die Bemessungswerte der stabilisierenden Einwirkungen (Gewicht der Konstruktion bzw. des durchströmten Bodenkörpers) und der destabilisierenden Einwirkungen (Auftriebskräfte, Strömungskräfte) einander gegenübergestellt.

3.2.2.9 Nachweis der zulässigen Sohlpressung

Beim Nachweis der zulässigen Sohlpressungen wird der wirkende charakteristische Sohldruck mit dem vom Boden aufnehmbaren Sohldruck verglichen. Für den aufnehmbaren Sohldruck sind für derartige Fälle in der DIN 1054 Tabellenwerte angegeben.

Der Nachweis kann bei Flachgründungen in „einfachen Fällen“ anstelle der Tragfähigkeitsnachweise im GZ 1B und der Gebrauchstauglichkeitsnachweise geführt werden. Nach DIN 1054 gelten folgende Anwendungsbedingungen:

- *Die Geländeoberfläche und die Schichtgrenzen verlaufen annähernd waagrecht;*
- *Der Baugrund weist bis in eine Tiefe unter der Gründungssohle, die der zweifachen Fundamentbreite entspricht, mindestens aber bis in 2,0 m Tiefe eine ausreichende Tragfähigkeit auf (...);*
- *das Fundament wird nicht regelmäßig oder überwiegend dynamisch beansprucht. In bindigen Schichten entsteht kein nennenswerter Porenwasserüberdruck;*
- *die Neigung der resultierenden charakteristischen Beanspruchung in der Sohlfläche hält die Bedingung $\tan \delta_E = H_k/V_k \leq 0,2$ ein;*
- *die zulässige Lage der Sohldruckresultierenden (...) ist eingehalten.*

3.2.3 Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2)

Die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit beziehen sich auf die Einhaltung der zulässigen Verschiebungen, Verdrehungen und Verformungen.

Nach DIN 1054, 10.7.1 kann bei mitteldicht gelagerten nichtbindigen und bei mindestens steifen bindigen Böden erfahrungsgemäß davon ausgegangen werden, dass bei Einhaltung der Nachweise für GZ 1B und GZ 1C im Lastfall LF 1 auch die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit erfüllt sind. Für die anderen Lastfälle muss dies im Einzelfall überprüft werden.

Unter bestimmten Umständen müssen gesonderte Nachweise geführt werden. Das ist z. B. dann der Fall, wenn aufgrund benachbarter Bauwerke höhere Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit gestellt werden.

Für Stützbauwerke in weichen Böden wird die Anwendung der Beobachtungsmethode empfohlen (siehe Abschnitt 3.4.2).

3.3 Berechnungsverfahren

Stützkonstruktionen können nach unterschiedlichsten Verfahren berechnet werden. Welche konkret infrage kommen, hängt von der jeweiligen Konstruktion und den vorgegebenen Randbedingungen ab. Jedes Verfahren geht zwangsläufig von Näherungen bzw. Vereinfachungen aus; außerdem ist der Ansatz von Bodenkennwerten oft mit großen Unsicherheiten behaftet. *Brandl* [41] empfiehlt daher besonders bei kritischen Projekten Parameterstudien und vergleichende Gegenüberstellungen der verschiedenen Berechnungsmethoden.

Die grundsätzlichen Unterschiede zwischen den Berechnungsmethoden sollen am Beispiel von Erddruck- und Bettungsmodulverfahren aufgezeigt werden. Der Vergleich dieser Verfahren ist speziell für tiefe Stützbauwerke von Bedeutung; für flache Stützbauwerke ist er nicht relevant, da in den meisten Fällen keine Bodenreaktion angesetzt wird. Zusätzlich soll kurz auf die Möglichkeit der numerischen Berechnung von Stützkonstruktionen eingegangen werden.

Erddruckverfahren

Beim Erddruckverfahren werden die auf das Stützbauwerk einwirkenden Kräfte nach der Erddrucktheorie berechnet (siehe Kapitel 3.1.2). Auf der aktiven Seite setzt man dementsprechend den aktiven Erddruck, den Erdruhedruck oder Zwischenwerte des Erddrucks an.

Auf der Widerstandseite wirkt der passive Erddruck, dessen Größe von der Verschiebung des Bauwerks bzw. von der Nachgiebigkeit des Bodens abhängt. Es wird eine lineare Spannungsverteilung angenommen (siehe Bild 3.14).

Ein Nachteil beim Erddruckverfahren ist, dass Verformungen des Bauwerks im Gebrauchszustand nicht berücksichtigt werden. Allerdings sind diese laut *Brandl* [41] bei Stützbauwerken zur Hangsicherung im Allgemeinen nicht maßgebend.

Bettungsmodulverfahren

Das Bettungsmodulverfahren berücksichtigt bei der Bemessung auch die Verformungen des Stützbauwerks. Die angreifenden Kräfte werden wie beim Erddruckverfahren nach der Erddrucktheorie berechnet; auf der Widerstandsseite nimmt man jedoch nicht eine lineare, dem Grenz- bzw. Bruchzustand entsprechende Spannungsverteilung, sondern eine verformungsabhängige Spannungsverteilung an. Dadurch wird die Interaktion zwischen Boden und Bauwerk berücksichtigt und das Tragverhalten besser erfasst. Speziell bei Stützbauwerken neben bestehender Bebauung, bei denen die Verformungen eine große Rolle spielen, können mit dem Bettungsmodulverfahren wirtschaftlichere Ergebnisse erzielt werden.

Die grundlegende Annahme des Bettungsmodulverfahrens ist, dass die Spannungen σ auf der Widerstandsseite proportional zu den seitlichen Verschiebungen x sind. Der Proportionalitätsfaktor ist der Bettungsmodul k_s . Es gilt somit:

$$k_s = \frac{\sigma}{x} \quad (34)$$

Der Bettungsmodul ist keine Bodenkonstante, sondern hängt von mehreren Faktoren ab, wie z.B. vom Bodenaufbau und den bodenphysikalischen Eigenschaften der Schichten, von der Geometrie und der Steifigkeit der Konstruktion sowie von Art, Größe und Dauer der Belastung [82]. Die Festlegung des Moduls erfolgt meist auf Basis von Erfahrungen oder über Probelastungen. Eine Abschätzung kann über den Steifemodul des Bodens erfolgen (siehe Abschnitt 7.2.4.3.4).

Zu beachten ist, dass die Verteilung der Bettungsreaktion einen wesentlich stärkeren Einfluss auf die Schnittgrößen der Konstruktion hat als der Absolutwert der Reaktion. Der Absolutwert bestimmt wiederum die Verformung der Wand – je geringer der Bettungsmodul ist, desto größer sind die Verformungen. Auf Erfahrungen beruhende Annahmen zum Bettungsmodulverlauf werden in den Abschnitten 7.2.1.2 und 7.2.4.3.4 beschrieben.

Für das Bettungsmodulverfahren gilt, dass die Spannungen auf der Widerstandsseite nicht größer sein dürfen als der passive Erddruck, da dieser den Bruch- bzw. Grenzzustand des Bodens beschreibt und somit den Maximalwert darstellt (Spannungs-Cut off, siehe Bild 3.14).

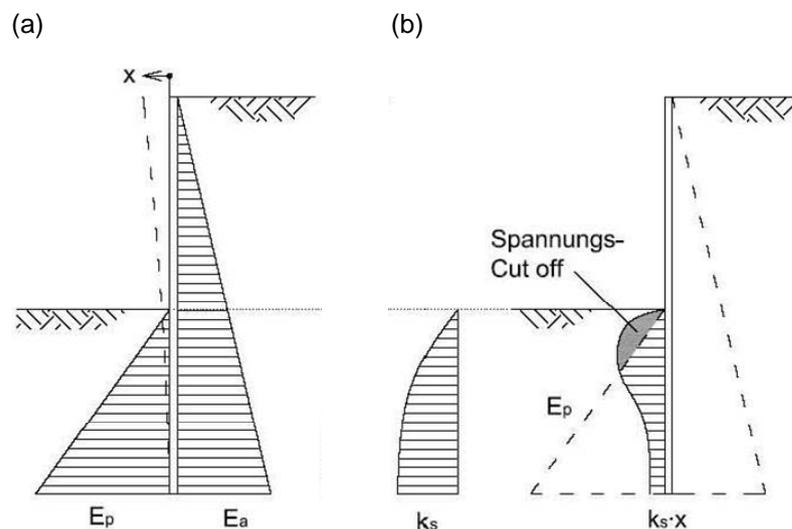


Bild 3.14: Spannungsverläufe nach dem Erddruckverfahren (a) und nach dem Bettungsmodulverfahren (b) [27]

Numerische Verfahren

Numerische Verfahren haben den Vorteil, dass die im Gebrauchszustand auftretenden Schnittgrößen und Verschiebungen sehr zutreffend berechnet werden können, was speziell für die Nachweise der

Gebrauchstauglichkeit von großer Bedeutung ist. Darüber hinaus können numerische Verfahren auch für Nachweise der Tragfähigkeit verwendet werden [25].

Ein häufig angewandtes numerisches Verfahren ist die Methode der Finiten Elemente (FEM). Grundgedanke dieser Methode ist, dass man das betrachtete System in einzelne, einfacher berechenbare Teilbereiche (Elemente) zerlegt (diskretisiert). Die Diskretisierung richtet sich dabei nach der erwarteten Verschiebungs- und Spannungsverteilung. An den Kopplungs- bzw. Knotenpunkten der Elemente werden entsprechende Stoffgesetze definiert und in weiterer Folge die Spannungen und Verformungen ermittelt. Grenzlastuntersuchungen erfolgen dabei über eine rechnergesteuerte „Reduktion der Scherparameter“. Dabei werden die Scherparameter über einen Abminderungsfaktor solange reduziert, bis das Versagen eintritt. Die vorhandene Sicherheit gegen Versagen entspricht jenem Faktor, *„bei dem gerade noch das Gleichgewicht durch Spannungsumlagerung [...] erreicht wird“* [55].

Die bei der FEM erhaltenen Ergebnisse sind unter anderem neben der gewählten Diskretisierung im besonderen Maß von der Art des Stoffgesetzes abhängig. Um die verschiedenen Einflüsse und Unsicherheiten bei den Eingabewerten zu berücksichtigen, ist deshalb die Durchführung von Parameterstudien besonders wichtig [55].

Numerische Verfahren können für Geländebruchuntersuchungen und zur Berechnung von konstruktiven Böschungssicherungen und Stützbauwerken herangezogen werden. Sie empfiehlt sich besonders bei komplexen Problemen, bei denen hohe Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit gestellt werden. An dieser Stelle soll auf ÖNORM B 1997-1-1, den österreichischen Nationalen Anhang zum EC 7, hingewiesen werden; darin sind detaillierte Regelungen für die Anwendung numerischer Verfahren bei der geotechnischen Bemessung enthalten.

3.4 Sicherheitskonzepte

3.4.1 Globales Sicherheitskonzept und Teilsicherheitskonzept

Die neuen, europaweit harmonisierten Regelungen beruhen auf dem Teilsicherheitskonzept [77]. Da allerdings noch nicht alle normativen Bemessungs- und Berechnungsgrundlagen darauf abgestimmt sind, kommt derzeit teilweise auch noch das alte, globale Sicherheitskonzept zur Anwendung. Es sollen deshalb beide Konzepte kurz erläutert werden.

Beim globalen Sicherheitskonzept wird das Verhältnis zwischen maximal möglichen Widerständen (charakteristische Widerstände) und den tatsächlichen Einwirkungen (charakteristische Einwirkungen) gebildet [27]. Es gilt somit:

$$\frac{R_k}{E_k} = \eta \geq 1 \quad (35)$$

R_k charakteristische Widerstände⁴

E_k charakteristische Einwirkungen bzw. Beanspruchungen (Auswirkungen der Einwirkungen)

η globale Sicherheit

Die Werte für η lagen bei der DIN 1054:1976 zwischen 1,05 (Sicherheit gegen Auftrieb) und 2,00 (Grundbruchsicherheit).

Im Gegensatz dazu werden beim Teilsicherheitskonzept Sicherheitsfaktoren eingeführt, die die Streuung der Einwirkungen bzw. Beanspruchungen und Widerstände berücksichtigen. Aus den charakteristischen Werten der Beanspruchungen und widerstehenden Materialkennwerte werden mit den Teilsicherheitsfaktoren „Bemessungswerte“ errechnet, mit denen man den entsprechenden Standsicherheitsnachweis führt:

$$\gamma_F \cdot F_k = F_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (36)$$

bzw.

$$\frac{E_d}{R_d} = \mu \leq 1 \quad (37)$$

mit γ_F Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen bzw. Beanspruchungen

γ_M Teilsicherheitsbeiwert für die Widerstände

R_d Bemessungswert der Einwirkungen bzw. Beanspruchungen

E_d Bemessungswert der Widerstände

μ Ausnutzungsgrad

Die Teilsicherheitsbeiwerte ergeben sich nach DIN EN 1997-1 (EC 7) [19] aus dem entsprechenden Grenzzustand und aus dem verwendeten Nachweisverfahren. Bei der DIN 1054 erfolgt die Zuordnung über den untersuchten Grenzzustand und den jeweiligen Lastfall (siehe Abschnitt 3.5.2).

Weiters wird in DIN 1054 und DIN EN 1997-1 ein Anpassungsfaktor bzw. Umrechnungsfaktor $\eta < 1$ eingeführt, mit dem in besonderen Fällen die charakteristischen Werte der Widerstände noch weiter abgemindert werden können (Anwendung z. B. beim Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZ 2, siehe Kapitel 4.3.9).

⁴ Unter einem charakteristischen Wert versteht man den Wert einer Einwirkung oder eines Widerstands, der „mit vorgegebener Wahrscheinlichkeit im Bezugszeitraum unter Berücksichtigung der Nutzungsdauer des Bauwerks und der Bemessungssituation nicht überschritten oder unterschritten wird“ [2].

3.4.2 Beobachtungsmethode – Semi-empirische Bemessung

Wie Brandl [41] erläutert, ist es bei hohen, steilen Böschungen und Hängen in heterogenem Untergrund oft schwierig, Aussagen über eine „echte Standsicherheit“ zu treffen. Ursache dafür ist, dass die Festlegung der Bodenkennwerte und Bergwasserverhältnisse mit großen Unsicherheiten behaftet sein kann. Hier wäre es unwirtschaftlich, von vornherein die aufwändigsten Stützsysteme zu verwenden.

Die DIN 1054 sieht in solchen Fällen die Anwendung der sogenannten Beobachtungsmethode vor. Sie ist gemäß [2] definiert als *„Kombination der üblichen geotechnischen Untersuchungen und Berechnungen (Prognosen) mit der laufenden messtechnischen Kontrolle des Bauwerks und des Baugrunds während dessen Herstellung und gegebenenfalls auch während dessen Nutzung, wobei kritische Situationen durch die Anwendung geeigneter technischer Maßnahmen beherrscht werden müssen.“*

Man dimensioniert die Stützsysteme also nicht von Beginn an im Hinblick auf eine absolute Sicherheit, sondern geht ein gewisses „kalkuliertes Risiko“ [41] ein (daher auch die Bezeichnung semi-empirische Bemessung). Die Effektivität der eingesetzten Konstruktionen wird laufend mithilfe eines entsprechenden Messprogramms überprüft. Falls sie nicht ausreichen, sind verstärkende Maßnahmen notwendig. Wichtig ist, dass vor Baubeginn ein Rahmen für die zu erwartenden und vertretbaren kritischen Situationen bzw. Schäden sowie die jeweils zu treffenden Maßnahmen festgelegt werden.

Anwendungsbeispiele der Beobachtungsmethode sind in [36], [41] und [74] beschrieben.

3.5 Normative Berechnungs- und Bemessungsgrundlagen

3.5.1 Allgemeines

Zur Berechnung und Bemessung von Böschungen, konstruktiven Böschungssicherungen und Stützbauwerken steht eine Vielzahl von Regelwerken zur Verfügung. In Tabelle 3.3 sind jene Normen, die allgemein gültige Regelungen enthalten, zusammengefasst. Weitere, speziell für die einzelnen Konstruktionen geltende Regelwerke werden in den zugehörigen Abschnitten genauer behandelt.

Tabelle 3.3: Derzeit gültige Normen für die Berechnung und Bemessung in der Geotechnik

Deutschland		
DIN EN 1997-1	2003-10	Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
DIN 1054	2005-01	Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
DIN 4017	2006-03	Baugrund - Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen
DIN 4017, Beiblatt 1	2006-11	Baugrund - Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen - Berechnungsbeispiele
E DIN 4084	2002-11	Baugrund - Geländebruchberechnungen (Normentwurf)
Österreich		
ÖNORM EN 1997-1	2006-01	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
ÖNORM B 1997-1-1	2007-11	Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen
ÖNORM B 4435-1	2003-07	Erd- und Grundbau - Flächengründungen - Teil 1: Berechnung der Tragfähigkeit bei einfachen Verhältnissen
ÖNORM B 4432-2	1999-04	Erd- und Grundbau - Eurocode-nahe Berechnung der Tragfähigkeit
ÖNORM B 4433	1987-12	Erd- und Grundbau - Böschungsbruchberechnung
Schweiz		
SN EN 1997-1	2004-12	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
SIA 267	2003-01	Geotechnik
SIA 267/1	2003-01	Geotechnik - Ergänzende Festlegungen

Ergänzend zu den oben genannten Normen kann außerdem auf diverse Richtlinien zurückgegriffen werden. Zu erwähnen sind an dieser Stelle zum Beispiel die *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB)* [46], die *Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ (EAU)* [45] oder die *Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen (EBGEO)* [47]. Auf diese und andere Richtlinien soll ebenfalls in den Abschnitten der jeweiligen Konstruktionen genauer eingegangen werden.

Für die Ausführung von Böschungen und Stützkonstruktionen sind insbesondere folgende Richtlinien zu beachten:

- die *Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTV E-Stb 94)*, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen,
- das *Merkblatt zum Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke* [61], herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V.,

- die *Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Entwässerungseinrichtungen im Straßenbau (ZTV Ew-StB 91)*, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V.,
- die *Richtlinien für die Anlage von Strassen (RAS)*, insbesondere Teil *Entwässerung (RAS-Ew)*, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. und
- die *Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen (RVS)*, herausgegeben von der Österreichischen Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr.

3.5.2 Bemessung nach DIN 1054

Die DIN 1054 gibt grundsätzliche Regelungen zur Führung der Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise bei Bauwerken im Erd- und Grundbau an. In den folgenden Abschnitten sollen jene Inhalte der Norm, die für die Berechnung von Böschungen und Stützkonstruktionen relevant sind, genauer erläutert werden.

Geotechnische Kategorien

Die geotechnische Kategorie, der ein Bauwerk zugeordnet ist, gibt die jeweiligen Mindestanforderungen an Umfang und Qualität geotechnischer Untersuchungen, Berechnungen und Überwachungsmaßnahmen an. In der DIN 1054 wird zwischen drei verschiedenen geotechnischen Kategorien unterschieden (siehe Tabelle 3.4).

Tabelle 3.4: Geotechnische Kategorien nach DIN 1054 in Anlehnung an DIN 4020 [27]

GK	Schwierigkeitsgrad der Baumaßnahme	Berechnung	Nachweise	Grundlagen	Umfang
1	gering	nein	(Beurteilung aufgrund von Erfahrung)	Erfahrung	-
2	mittel	ja	Standicherheit und Gebrauchstauglichkeit	geotechnische Kenntnisse und Erfahrung	geotechnischer Untersuchungs- und Entwurfsbericht
3	hoch	ja	Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit	zusätzliche Untersuchungen sowie vertiefte Kenntnisse und Erfahrungen	geotechnischer Untersuchungs- und Entwurfsbericht

Die Einteilung in die einzelnen Kategorien hängt nach DIN 4020 [7] von den Kriterien Bauwerk, Baugrund, Grundwasserverhältnisse und Umgebung ab. Stützbauwerke und nicht verbaute Böschungen oder Hänge werden im Allgemeinen der geotechnischen Kategorie GK 2 zugeordnet. Kriterien zur Einordnung in die anderen Kategorien finden sich in DIN 1054 (Abschnitte 10 und 12).

Grenzzustände

In der DIN 1054 wird zwischen den folgenden Grenzzuständen unterschieden (siehe auch Abschnitt 3.2):

- **Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZ 1)**

- *Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit (GZ 1A)*

Dieser Grenzzustand bezieht sich auf das Versagen eines Bauwerks durch Gleichgewichtsverlust ohne Bruch [93]. Zu den im GZ 1A zu führenden Nachweisen gehören die Nachweise gegen Kippen, gegen Aufschwimmen und gegen hydraulischen Grundbruch. Beim GZ 1A gibt es keine Widerstände; es werden lediglich die Bemessungswerte der günstigen und ungünstigen Einwirkungen einander gegenübergestellt.

- *Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen (GZ 1B)*

Der GZ 1B behandelt das Versagen von Bauwerken oder Bauteilen infolge Bruch im Bauwerk oder infolge Bruch des stützenden Bodens [93]. Beispiele für zu führende Nachweise sind der Gleitsicherheitsnachweis, der Nachweis gegen Grundbruch oder gegen Versagen eines Ankers. Die Nachweise werden nach dem Verfahren mit faktorisierenden Widerständen (VFW) geführt. Dabei werden die Schnittgrößen mit den charakteristischen Werten berechnet; die Umrechnung in Bemessungswerte erfolgt erst unmittelbar vor der eigentlichen Nachweisführung.

- *Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit (GZ 1C)*

Der GZ 1C behandelt das „Versagen des Baugrunds ggf. einschließlich auf ihm befindlicher Bauwerke durch Bruch im Boden oder Fels, ggf. auch zusätzlich durch Bruch in mittragenden Bauteilen, z.B. Böschungsbruch, Geländebruch“ [93]. Die Nachweise werden nach dem Verfahren der faktorisierenden Scherparameter (VFS) geführt, d.h. die Scherparameter und die Einwirkungen werden schon vor der eigentlichen Berechnung in die Bemessungsgrößen umgerechnet.

- **Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2)**

Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bezieht sich auf die Einhaltung der zulässigen Verschiebungen, Verkantungen und Verformungen des Bauwerks und des Baugrunds. Nachweise im GZ 2 werden mit den charakteristischen Werten der Einwirkungen geführt [2].

Teilsicherheitsbeiwerte

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen bzw. Beanspruchungen und Widerstände hängen vom jeweiligen Grenzzustand und vom untersuchten Lastfall (siehe unten) ab. Sie sind in Tabelle 3.5 und Tabelle 3.6 zusammengefasst.

Tabelle 3.5: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen [2]

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Lastfall		
		LF 1	LF 2	LF 3
<u>GZ 1A: Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit</u>				
Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stab}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,dst}$	1,00	1,00	1,00
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,35	1,30	1,20
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,80	1,60	1,35
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,00	1,00	1,00
<u>GZ 1B: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen</u>				
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein ^a	γ_G	1,35	1,20	1,00
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen aus Erdruchdruck	γ_{Eog}	1,20	1,10	1,00
Beanspruchungen aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,00
<u>GZ 1C: Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit</u>				
Ständige Einwirkungen	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00
<u>GZ 2: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit</u>				
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
$\gamma_Q = 1,00$ für veränderliche Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
^a einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck				

Tabelle 3.6: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände [2]

Widerstand	Formelzeichen	Lastfall		
		LF 1	LF 2	LF 3
<u>GZ 1B: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen</u>				
Bodenwiderstände				
Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand	γ_{Ep}, γ_{Gr}	1,40	1,30	1,20
Gleitwiderstand	γ_{Gl}	1,10	1,10	1,10
Pfahlwiderstände				
Pfahldruckwiderstand bei Probelastung	γ_{pc}	1,20	1,20	1,20
Pfahlzugwiderstand bei Probelastung	γ_{pt}	1,30	1,30	1,30
Pfahlwiderstand auf Druck und Zug aufgrund von Erfahrungswerten	γ_p	1,40	1,40	1,40
Verpressankerwiderstände				
Widerstand des Stahlzuggliedes	γ_M	1,15	1,15	1,15
Herausziehwiderstand des Verpresskörpers	γ_A	1,10	1,10	1,10
<u>GZ 1C: Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit</u>				
Scherfestigkeit				
Reibungsbeiwert $\tan \phi'$ des dränen Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \phi_u$ des undränen Bodens	γ_ϕ, γ_{yu}	1,25	1,15	1,10
Kohäsion c' des dränen Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränen Bodens	γ_c, γ_{cu}	1,25	1,15	1,10
Herausziehwiderstände				
Boden- bzw. Felsnägel, Ankerzugpfähle	γ_N, γ_Z	1,40	1,30	1,20
Verpresskörper von Verpressankern	γ_A	1,10	1,10	1,10
Flexible Bewehrungselemente	γ_B	1,40	1,30	1,20

Einwirkungskombinationen

Die Einwirkungskombinationen ergeben sich aus der Zusammenstellung der an den Grenzzuständen des Bauwerks beteiligten, gleichzeitig möglichen Einwirkungen [2]. Nach DIN 1054 unterscheidet man zwischen

- Regel-Kombination EK 1 (Kombination der ständigen und während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretenden veränderlichen Einwirkungen),
- seltener Kombination EK 2 (Regel-Kombination und zusätzliche Berücksichtigung seltener und einmalig planmäßig auftretender Einwirkungen) und
- außergewöhnlicher Kombination EK 3 (Regel-Kombination und zusätzliche Berücksichtigung gleichzeitig möglicher außergewöhnlicher Einwirkungen, die z.B. bei Erdbeben oder anderen Katastrophenereignissen auftreten).

Sicherheitsklassen

Die Sicherheitsklassen beziehen sich auf „den unterschiedlichen Sicherheitsanspruch bei den Widerständen in Abhängigkeit von Dauer und Häufigkeit der maßgebenden Einwirkungen“ [2]. Nach DIN 1054 wird zwischen drei Sicherheitsklassen (SK) unterschieden:

- SK 1: Zustände während der Funktionszeit eines Bauwerks,
- SK 2: Bauzustände (Herstellung oder Reparatur des Bauwerks, Baumaßnahmen neben dem Bauwerk),
- SK 3: Zustände, die während der Funktionszeit des Bauwerks einmalig oder voraussichtlich nie auftreten.

Lastfälle

In DIN 1054 wird zwischen den drei Lastfällen LF 1 („ständige Bemessungssituation“), LF 2 („vorübergehende Bemessungssituation“) und LF 3 („außergewöhnliche Bemessungssituation“) unterschieden. Die Zuordnung zu den einzelnen Lastfällen erfolgt in Abhängigkeit von der Einwirkungskombination und der Sicherheitsklasse nach Tabelle 3.7. Aus dem jeweiligen Lastfall ergeben sich in weiterer Folge die Teilsicherheitsbeiwerte (siehe Tabelle 3.5 und Tabelle 3.6).

Tabelle 3.7: Festlegung der Lastfälle [93]

	SK 1	SK 2	SK 3
EK 1	LF 1	LF 2	-
EK 2	LF 2	LF 2 ¹⁾	LF 3
EK 3	-	LF 3	LF 3 ²⁾

¹⁾ Interpolation zwischen LF 1 und LF 2

²⁾ ggf. $\gamma_F = \gamma_E = \gamma_R = 1,0$

3.5.3 Zum derzeitigen Stand der Umsetzung europäischer Normen auf nationaler Ebene

Wie in Tabelle 3.3 ersichtlich ist, stehen derzeit als Rahmenverordnungen für die Bemessung in der Geotechnik der Eurocode 7-1 (deutsche Fassung DIN EN 1997-1 [19]) und die DIN 1054:2005 zur Verfügung. Im Zuge der „*Harmonisierung der nationalen und europäischen Normen*“ [79] ist geplant, dass ab 2009 nur noch die DIN EN 1997-1 samt einem „Nationalen Anhang“⁵ gelten soll.

⁵ Es wird unterschieden zwischen „Nationalem Anhang“ und „Nationalem Anwendungsdokument“ (NAD). Als NADs wurden Dokumente zur Anwendung der Eurocodes auf nationaler Ebene bezeichnet, als sich diese noch im ENV-Status befanden.

Gemäß [59] soll der Nationale Anhang jene Parameter enthalten, für die der EC 7-1 Wahlmöglichkeiten zulässt („national festzulegende Parameter“ (NDPs)). Dazu gehören unter anderem die Zahlenwerte für die Teilsicherheitsbeiwerte und die Entscheidung über anzuwendende Nachweisverfahren. Ferner kann der Nationale Anhang auf „*nicht widersprechende zusätzliche Angaben, die dem Anwender beim Umgang mit dem Eurocode helfen*“ [59], sprich auf nationale Normen und Richtlinien, verweisen.

Die DIN 1054:2005 muss, da sie sich in weiten Teilen mit dem EC 7-1 überschneidet, in ihrer jetzigen Form nach einer gewissen Übergangsfrist zurückgezogen werden. An ihre Stelle tritt neben dem Nationalen Anhang eine überarbeitete Version. Der wesentliche Unterschied zur alten Fassung besteht darin, dass jene Teile, die schon im EC 7-1 enthalten sind, herausgestrichen werden. Sie wird ergänzende Regelungen enthalten, die für die Nachweisführung nach EC 7-1 notwendig sind. Der Nationale Anhang wird auf die neue DIN 1054 sowie auf andere gültige nationale Normen und Richtlinien (z.B. Berechnungsnormen DIN 4084 und DIN 4085) verweisen. Der Nutzer muss dann zur Festlegung der Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise zugleich den EC 7-1, den Nationalen Anhang und die neue DIN 1054 heranziehen (siehe Bild 3.15).

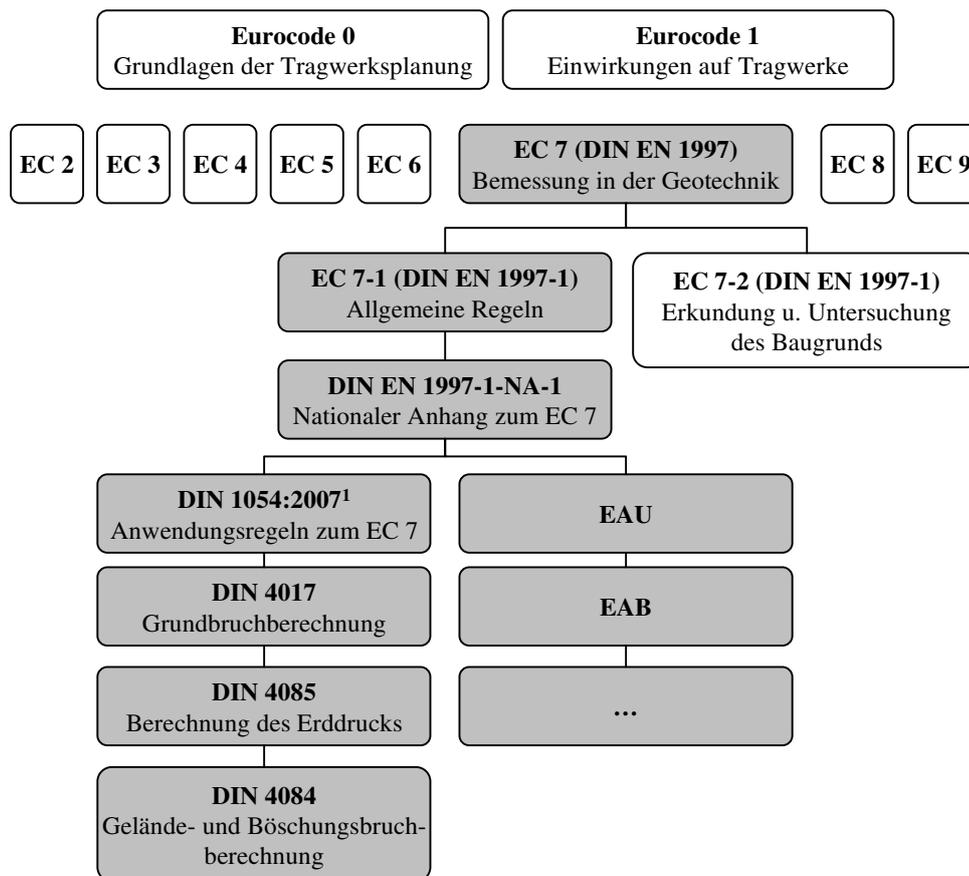


Bild 3.15: Zukünftige Gliederung der Normen für die Geotechnik (nach [79])

In Bild 3.16 ist der ursprüngliche Zeitplan für die Einführung des Eurocodes dargestellt. Die Veröffentlichung des Nationalen Anhangs und der neuen DIN 1054 war zuletzt für Ende 2007 vorgesehen [79], was jedoch nicht geschehen ist. Zum Zeitpunkt des Verfassens dieser Arbeit stand noch kein neuer Veröffentlichungstermin fest⁶.



Kalibrierungsperiode: Vorgesehene Zeit für die Erstellung des Nationalen Anhangs und der neuen DIN 1054

Bild 3.16: Ursprünglicher Zeitplan für die Einführung des Eurocodes (nach [79])

In Österreich trägt der EC 7-1 die Bezeichnung ÖNORM EN 1997-1. Der dazugehörige Nationale Anhang wurde im November 2007 als ÖNORM B 1997-1-1 veröffentlicht. Die Bemessung kann nun während einer gewissen Übergangsfrist („Koexistenzperiode“) entweder rein nach den alten, derzeit noch gültigen Normen für die Geotechnik erfolgen (siehe Tabelle 3.3) oder nach dem EC 7-1 samt Nationalen Anhang.

Wird der EC 7-1 verwendet, so ist zu beachten, dass im Nationalen Anhang auf die derzeit gültigen, zum Teil noch auf dem globalen Sicherheitskonzept beruhenden Normen für die Geotechnik verwiesen wird. Diese sollen also mit gewissen Einschränkungen (z. B. Außerkraftsetzung der Sicherheitsdefinitionen) weiterhin zur Bemessung herangezogen werden. Geplant ist, bis 2010 alle „alten“ Normen zurückzuziehen und durch Eurocode-kompatible Nachfolgenormen zu ersetzen.

Die derzeitige und zukünftige Normenstruktur in Österreich ist in Tabelle 3.8 zusammengestellt. Die Koexistenzperiode ist bis Ende 2008 geplant, realistischer ist allerdings, dass sie noch bis Ende 2010 bestehen bleibt [69].

⁶ Stand April 2008, abrufbar unter www.eurocode-online.de.

Tabelle 3.8: Struktur der ÖNORMEN für Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik [25]

Nach Ablauf der Übergangsfrist		Derzeit	
ÖNORM	Titel	ÖNORM	Titel
EN 1997-1	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln	—	—
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	—	—
B 1997-1-2	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Flächengründungen	B 4435-1	Erd- und Grundbau – Flächengründungen – Teil 1: Berechnung der Tragfähigkeit bei einfachen Verhältnissen
		B 4435-2	Erd- und Grundbau – Flächengründungen – EUROCODE-nahe Berechnung der Tragfähigkeit
		B 4431-1	Erd- und Grundbau – Zulässige Belastungen des Baugrundes – Setzungsberechnungen für Flächengründungen
B 1997-1-3	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Pfahlgründungen	B 4440	Pfahlgründungen – Ermittlung der Tragfähigkeit
		B 4430-2	Erd- und Grundbau – Zulässige Belastungen des Baugrundes – Pfahlgründungen
B 1997-1-4	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Erddruckberechnung und Stützbauwerke	B 4434	Erd- und Grundbau – Zulässige Belastungen des Baugrundes – Erddruckberechnung
B 1997-1-5	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Geländebruch	B 4433	Erd- und Grundbau – Zulässige Belastungen des Baugrundes – Böschungsbruchberechnungen
B 1997-1-6	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Geotechnische Messungen (Setzungs- und Inklinometermessungen, u. dgl.) – Bauwerksbeobachtung	B 4431-2	Erd- und Grundbau – Zulässige Belastungen des Baugrundes – Setzungsbeobachtungen

4 Freie Böschungen

4.1 Allgemeines

Bei Böschungen ohne zusätzliche Sicherungsmaßnahmen stellt sich in erster Linie die Frage nach dem maximal zulässigen Böschungswinkel, bei dem die Standsicherheit noch gewährleistet ist. Dieser Winkel hängt gemäß [63] ab von

- den vorhandenen Bodenverhältnissen bzw. -kennwerten (speziell von den Parametern ϕ und c),
- der Böschungshöhe h ,
- der Belastung der Böschung und
- der Durchströmung der Böschung.

Der Nachweis der Standsicherheit erfolgt mittels Geländebruchuntersuchungen - mögliche Berechnungsverfahren sind in E DIN 4084 geregelt. Richtwerte für maximale Böschungsneigungen je nach Bodenart und Böschungshöhe sind in den ZTV-StB 94 angegeben. Regelböschungen von Baugruben sind in DIN 4124 angeführt.

4.2 Neigungsempfehlungen für die Vordimensionierung von Böschungen

Für die Vordimensionierung von permanenten Böschungen kann von den in Tabelle 4.1 zusammengefassten Neigungen ausgegangen werden. Die Werte gelten für Geländesprünge bei homogenen Baugrundverhältnissen, ohne Berücksichtigung von Wasserdruck und äußeren Lasten.

Tabelle 4.1: Empfehlungen für Böschungsneigungen [48]

Bodengruppe nach DIN 18196	Böschungshöhe	Böschungsneigung
<i>Grobkörnige Böden</i>		
GW, GT, SW, SI	h < 10m	1:1,5
	h > 10m	1:1,5 – 1,8
GE, SE	h < 10m	1:1,8
	h > 10m	1:1,8 – 2,0
<i>Gemischtkörnige Böden</i>		
GU, GT	h < 10m	1:1,5
GU	h > 10m	1:1,5 – 1,8
GÜ, GǕ, SU, ST, SÜ, SǕ	h < 3m	1:1,25 – 1,5
	3m < h < 10m	1:1,5 – 1,8
	8m < h < 15m	1:1,8 – 2,0
<i>Feinkörnige Böden</i>		
UL, UT, OU, OT	wie GÜ, GǕ	wie GÜ, GǕ
UM, UA, TM, TA	h < 3m	1:1,25
	3m < h < 10m	1:1,25 – 1,5
	8m < h < 15m	1:1,5 – 1,8

4.3 Rechnerische Standsicherheitsnachweise

Für Böschungen ist nach DIN 1054 der Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit (GZ 1 C) zu führen. Auch der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) ist zu beachten.

Die möglichen Verfahren zur Gelände- und Böschungsbruchberechnung sind in E DIN 4084 [21] (Normentwurf) geregelt und lauten wie folgt:

- Verfahren mit geraden und einsinnig gekrümmten Gleitlinien
 - lamellenfreie Verfahren
 - allgemeine gerade Gleitlinien
 - böschungsparelle gerade Gleitlinie
 - kreisförmige Gleitlinien
 - Lamellenverfahren
 - kreisförmige Gleitlinien
 - nicht kreisförmige Gleitlinien
- Verfahren mit mehreren geraden Gleitlinien
 - Blockgleitverfahren
 - Verfahren für zusammengesetzte Bruchmechanismen

Im EC 7 wird im Besonderen auch auf die Anwendung numerischer Verfahren hingewiesen. Dazu gehören unter anderem die Methode der Finiten Elemente (FEM, vgl. Abschnitt 3.3) und die Methode der kinematischen Elemente (KEM); auf letztere wird kurz in Kapitel 4.3.7 eingegangen. Für weiterführende Informationen siehe auch *Gussmann/Schad/Smith* [55].

Die Berechnung nach E DIN 4084 erfolgt auf Grundlage des Partialsicherheitskonzepts. Eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen ist dann gegeben, wenn die Bedingung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit erfüllt ist:

$$\frac{E_d}{R_d} = \mu \leq 1 \quad \text{bzw.} \quad \frac{E_{Md}}{R_{Md}} = \mu \leq 1 \quad (38)$$

- E_d Resultierende der Bemessungswerte der Einwirkungen,
 E_{Md} Resultierendes Moment der Bemessungswerte der Einwirkungen um den Gleitkreismittelpunkt
 R_d Resultierende des Bemessungswiderstandes
 R_{Md} Resultierendes Moment des Bemessungswiderstands um den Gleitkreismittelpunkt

Über den Kehrwert des Ausnutzungsgrades erhält man die Sicherheitsdefinition nach *Fellenius* (1927). Sie gibt an, in welchem Maß die Scherfestigkeit abnehmen muss, bis die Böschung gerade versagt [77]:

$$f = \frac{1}{\mu} = \frac{\text{vorhandene Scherfestigkeit}}{\text{mobilisierte Scherfestigkeit}} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_{\text{mob}}}, \quad \frac{c}{c_{\text{mob}}} \quad (39)$$

Man geht davon aus, dass der Reibungswinkel und die Kohäsion im gleichen Maß mobilisiert werden.

4.3.1 Bemessung in einfachen Fällen

Bei Böschungen in homogenem, kohäsionslosem Untergrund ergibt sich der zulässige Böschungswinkel aus Gleichung (40). Voraussetzung ist, dass die Böschung gerade verläuft, nicht durchströmt ist und dass keine zusätzlichen äußeren Lasten wirken [63].

$$\mu = \frac{\gamma_G \cdot \tan \beta}{\tan \varphi_k} \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{zul} \beta \leq \arctan \left(\frac{\tan \varphi_k}{\gamma_\varphi} \right) \quad (40)$$

Für homogene kohäsive Böschungen kann man das Standsicherheitsdiagramm nach *Gussmann* [55] heranziehen, das auf der Methode der kinematischen Elemente beruht (siehe Kapitel 4.3.7). In Abhängigkeit von den Scherparametern lässt sich so der Ausnutzungsgrad, die maximale Böschungshöhe oder der maximale Böschungswinkel ermitteln. Zu beachten ist, dass im Standsicherheitsdiagramm noch keine Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigt sind. Der im Diagramm verwendete Wert F entspricht dem globalen Sicherheitsfaktor.

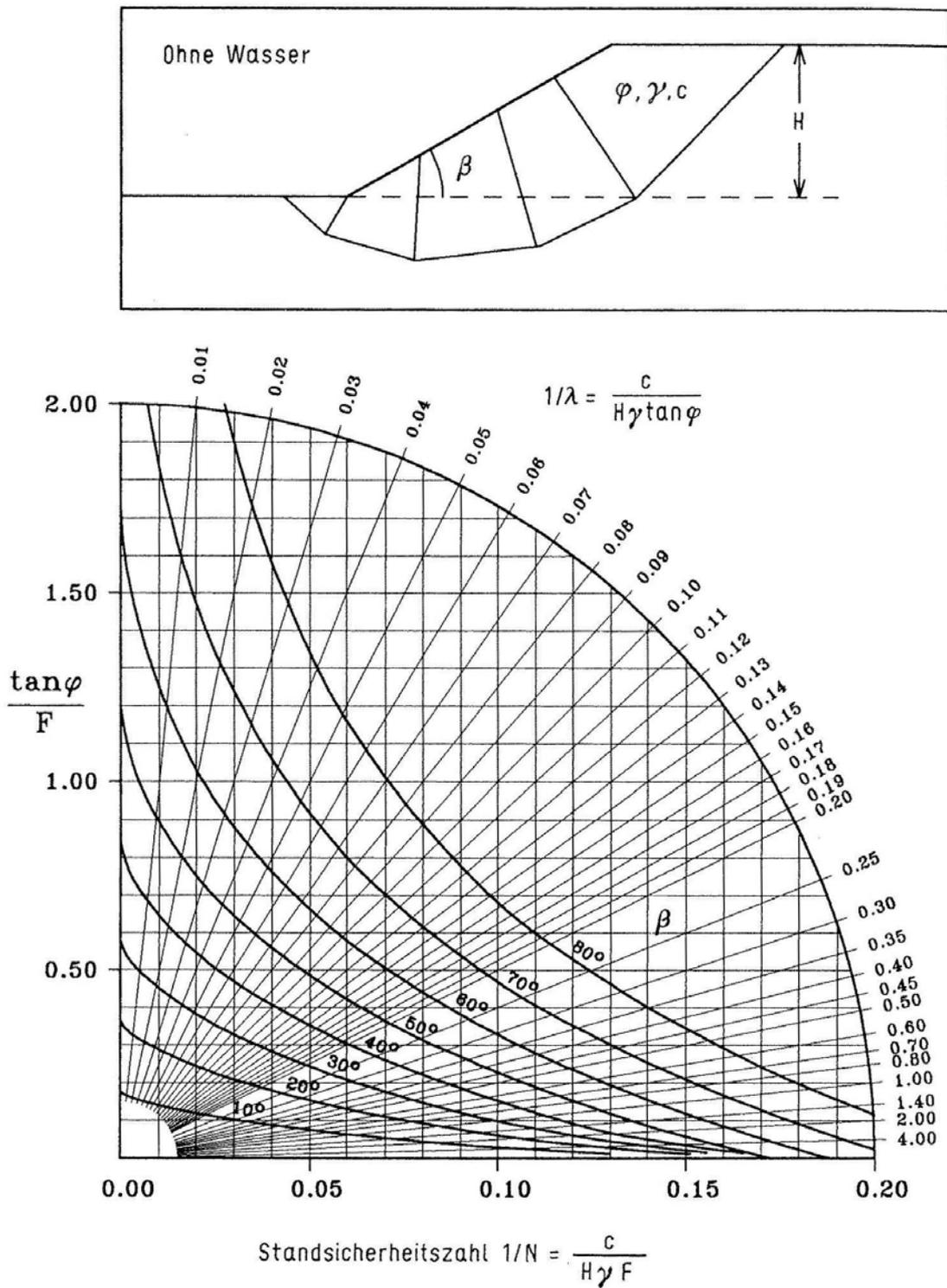


Bild 4.1: Standsicherheitsdiagramm nach Gussmann [55]

Berechnungsbeispiel

Für eine gegebene Böschung soll mittels Bild 4.1 der Ausnutzungsgrad bestimmt werden.

Angaben

Bodenkennwerte: Wichte $\gamma_k = 21 \text{ kN/m}^3$, Reibungswinkel $\varphi_k' = 28^\circ$, Kohäsion $c_k' = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Böschung: Neigung $\beta = 30^\circ$, Höhe $h = 9,00 \text{ m}$

Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054 (GZ 1C, LF 1): $\gamma_G = 1,00$, $\gamma_\varphi = 1,25$, $\gamma_c = 1,25$

Lösung

Mit den Teilsicherheitsbeiwerten aus DIN 1054 werden zunächst die Bemessungswerte der Einwirkungen und Widerstände ermittelt:

$$\gamma_d = \gamma_G \cdot \gamma_k = 1,00 \cdot 21,0 = 21,0 \text{ kN/m}^3 \quad (41)$$

$$\varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan \varphi_k}{\gamma_\varphi}\right) = \arctan\left(\frac{\tan 28,0^\circ}{1,25}\right) = 23,04^\circ \quad (42)$$

$$c_d = \frac{c_k}{\gamma_c} = \frac{5,0}{1,25} = 4,0 \text{ kN/m}^2 \quad (43)$$

Im nächsten Schritt wird der Eingangswert für das Bemessungsdiagramm ermittelt:

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{c_d}{h_d \cdot \gamma_d \cdot \tan \varphi_d} = \frac{4,0}{9,00 \cdot 21,0 \cdot \tan 23,04^\circ} = 0,050 \quad (44)$$

Mit dem obigen Wert und einem Böschungswinkel von $30,0^\circ$ ergibt sich $1/N$ zu $0,018$ und in weiterer Folge der Ausnutzungsgrad μ :

$$\rightarrow \mu = \frac{1}{N} \cdot \frac{h \cdot \gamma_d}{c_d} = 0,018 \cdot \frac{9,00 \cdot 21,0}{4,0} = 0,85 < 1$$

Umgekehrt kann bei gegebener Böschungsneigung die maximale freie Standhöhe ($\mu = 1$) oder bei gegebener Böschungshöhe der maximale Neigungswinkel ermittelt werden. Für die obige Böschung ergibt sich bei einem Böschungswinkel von 30° eine maximale Höhe von ca. $13,60 \text{ m}$ ($\mu \cdot \tan \varphi_d = 0,43$, $\beta = 30,0^\circ \rightarrow 1/N = 0,014 \rightarrow h_{\max}$ bei $\mu = 1$). Der maximale Böschungswinkel bei einer Höhe von $9,00 \text{ m}$ beträgt ca. 32° ($1/\lambda = 0,050$, $1/N$ bei $\mu = 1 = 0,021 \rightarrow \beta_{\max}$).

4.3.2 Lamellenfreie Verfahren mit geraden Gleitlinien

Ebene Gleitflächen bzw. gerade Gleitlinien treten speziell dann auf, wenn sie durch die geologischen Verhältnisse schon in gewissem Maß vorgegeben sind. Liegt z. B. zwischen zwei Bodenschichten mit größerer Scherfestigkeit eine dünne Schicht mit verhältnismäßig geringer Scherfestigkeit (z. B. eine

dünne Tonschicht), bildet sich die Gleitfuge bevorzugt in dieser schwachen Schicht aus. Im Festgestein können kritische Bruchflächen durch das Trennflächengefüge vorbestimmt sein.

Auch bei Geländesprüngen mit Stützbauwerken oder konstruktiven Böschungssicherungen sollen gemäß E DIN 4084 gerade Gleitlinien untersucht werden (sowie zusammengesetzte Bruchmechanismen mit geraden Gleitlinien, siehe Kapitel 4.3.5 und 4.3.6).

Der Standsicherheitsnachweis erfolgt durch einen einfachen Kräftevergleich in der Gleitfuge. Den Ausnutzungsgrad bestimmt man in weiterer Folge mit Formel (38).

Unter der Annahme von ebenen Gleitflächen ist bei niedrigen Böschungen in homogenen Böden eine einfache Abschätzung der freien Standhöhe möglich [40]. Dazu wird zunächst eine lotrechte Geländestufe in einem kohäsiven Boden mit $\varphi = 0$ betrachtet (siehe Bild 4.2). Als Last soll nur das Eigengewicht des Bodenkörpers wirken.

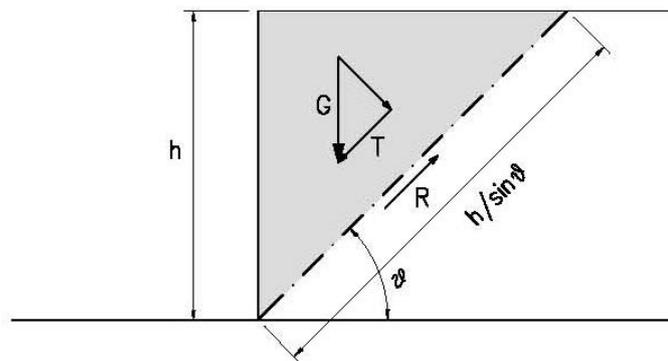


Bild 4.2: Standsicherheitsanalyse einer Geländestufe mittels ebener Gleitfläche (nach [40])

Nun soll die Höhe h bestimmt werden, für die das Grenzgleichgewicht erreicht wird. Es gilt:

$$\text{Eigengewicht} \quad G_d = \gamma_d \cdot \frac{h}{2} \cdot h \cdot \text{ctg} \vartheta$$

$$\text{Treibende Kraft} \quad T_d = G_d \cdot \sin \vartheta$$

$$\text{Rückhaltende Kraft} \quad R_d = c_d \cdot \frac{h}{\sin \vartheta}$$

Für das Grenzgleichgewicht wird folgende Formel angesetzt:

$$c_{d,\text{erf}} \cdot \frac{h}{\sin \vartheta} = \gamma \cdot \frac{h}{2} \cdot h \cdot \text{ctg} \vartheta \cdot \sin \vartheta \quad (45)$$

Mit $2 \cdot \sin \vartheta \cdot \cos \vartheta = \sin 2\vartheta$ folgt:

$$c_{d,\text{erf}} = \gamma \cdot \frac{h}{4} \cdot \sin 2\vartheta \quad (46)$$

Der Gleitflächenwinkel ϑ folgt aus einer Extremwertrechnung und ergibt sich zu

$$\vartheta = \frac{\pi}{4} \quad (47)$$

Setzt man diesen Wert in Formel (46) ein, kann man die erforderliche Kohäsion bei vorgegebener Höhe bzw. die maximal mögliche freie Standhöhe h_{krit} bei gegebener Kohäsion ermitteln:

$$c_{\text{d,erf}} = \gamma_{\text{d}} \cdot \frac{h}{4} \quad (48)$$

$$h_{\text{krit}} = 4 \cdot \frac{c_{\text{d}}}{\gamma} \quad (49)$$

Mit der obigen Vorgangsweise lassen sich auch für geneigte Geländesprünge ($\beta \leq 90^\circ$) und beliebige Bodenkennwerte ($c \neq 0$, $\varphi \neq 0$) der Gleitflächenwinkel, die erforderliche Kohäsion und die maximale freie Standhöhe bestimmen:

$$\vartheta = \frac{\beta + \varphi_{\text{d}}}{2} \quad (50)$$

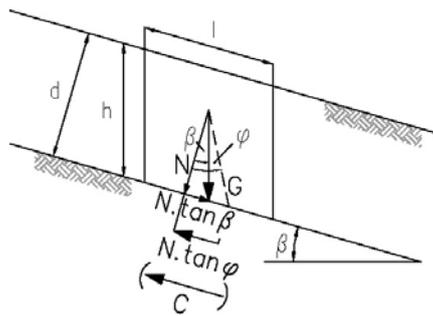
$$c_{\text{d,erf}} = \gamma_{\text{d}} \cdot \frac{h \cdot \sin^2(\beta/2 - \varphi_{\text{d}}/2)}{2 \cdot \sin \beta \cdot \cos \varphi_{\text{d}}} \quad (51)$$

$$h_{\text{krit}} = 2 \cdot \frac{c_{\text{d}} \cdot \sin \beta \cdot \cos \varphi_{\text{d}}}{\gamma_{\text{d}} \cdot \sin^2(\beta/2 - \varphi_{\text{d}}/2)} \quad (52)$$

Einen Sonderfall der ebenen Gleitfläche stellt die böschungsparallele Gleitfläche dar. Sie kann sich bei geringmächtigen Deckschichten (z. B. bei eingebauten Oberflächenabdichtungen) oder bei entsprechendem Trennflächengefüge im Fels ausbilden [88]. Bei bindigen Böden treten böschungsparallele Gleitflächen in der Regel nur dann auf, wenn sie durch die Schichtung vorgegeben sind; ansonsten sind die Gleitflächen eher gekrümmt [40]. Böschungen mit ebener Oberfläche in kohäsionslosen, homogenen Böden sollen laut E DIN 4084 immer auf böschungsparallele Gleitflächen untersucht werden.

Zur Stabilitätsanalyse wird ein Bodenprisma in der Gleitschicht betrachtet. Die Höhe des Prismas entspricht der Gleitschichthöhe, die Breite b ist gleich 1. Für einen kohäsionslosen Boden ohne zusätzliche äußere Lasten, Grundwasser oder Porenwasserdruck gilt entsprechend Bild 4.3 (nach [40]):

$$\begin{aligned} G_{\text{d}} &= \gamma_{\text{d}} \cdot l \cdot d \\ N_{\text{d}} &= G_{\text{d}} \cdot \cos \beta = \gamma_{\text{d}} \cdot l \cdot d \cdot \cos \beta \\ \text{Treibende Kraft:} \quad E_{\text{d}} &= G_{\text{d}} \cdot \sin \beta = N_{\text{d}} \cdot \tan \beta \\ \text{Rückhaltende Kraft:} \quad R_{\text{d}} &= N_{\text{d}} \cdot \tan \varphi_{\text{d}} \\ \text{Ausnutzungsgrad: } \mu &= \frac{E_{\text{d}}}{R_{\text{d}}} = \frac{N_{\text{d}} \cdot \tan \beta}{N_{\text{d}} \cdot \tan \varphi_{\text{d}}} = \frac{\tan \beta}{\tan \varphi_{\text{d}}} \end{aligned} \quad (53)$$



1. Kohäsionsloser und kohäsiver Boden

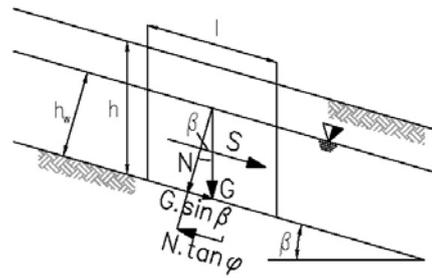
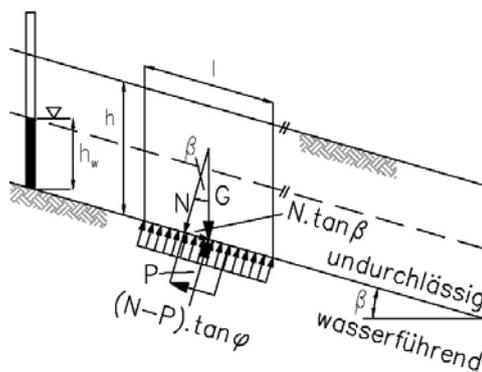
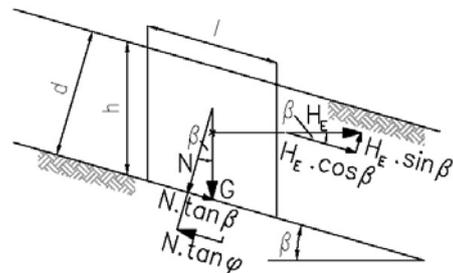
2. Kohäsionsloser Boden,
böschungparalleler Grundwasserstrom3. Kohäsionsloser Boden,
Porenwasserdruck4. Kohäsionsloser Boden,
Erdbeben

Bild 4.3: Stabilitätsverhältnisse in einer ebenen, böschungparallelen Gleitschicht [40]

Unterschiedliche Bodenarten und Belastungen werden folgendermaßen berücksichtigt (siehe Bild 4.3):

- Bei kohäsiven Böden wirkt die Kohäsionskraft C_d als zusätzliche rückhaltende Kraft:

$$R_d = N_d \cdot \tan \varphi_d + C_d \quad \text{mit } C_d = c_d \cdot l \quad (54)$$

- Wird die Bodenschicht böschungsparell durchströmt, kommt als treibende Kraft zusätzlich der Strömungsdruck dazu:

$$E_d = N_d \cdot \tan \beta + S \quad (55)$$

$$S = l \cdot h_w \cdot \gamma_w \cdot i = l \cdot h_w \cdot \gamma_w \cdot \sin \beta \quad (56)$$

i ist das hydraulische Gefälle, h_w ist die durchströmte Höhe. Zur Ermittlung der Gewichtskraft des Bodenprismas muss über h_w die Wichte unter Auftrieb angesetzt werden. Daraus folgt:

$$\mu = \frac{E_d}{R_d} = \frac{G_d \cdot \sin \beta + S}{N_d \cdot \tan \varphi_d} = \frac{l \cdot \sin \beta \cdot (d \cdot \gamma'_d + h_w \cdot \gamma_w)}{l \cdot d \cdot \gamma'_d \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi_d} = \frac{\tan \beta \cdot (d \cdot \gamma'_d + h_w \cdot \gamma_w)}{d \cdot \gamma'_d \cdot \tan \varphi_d} \quad (57)$$

- Im Fall von Porenwasserdruck wird die rückhaltende Kraft reduziert:

$$R_d = (N_d - P) \cdot \tan\varphi_d \quad (58)$$

$$P = \gamma_w \cdot h_w \cdot l \quad (59)$$

P ist der Porenwasserdruck, h_w ist hier die Standrohrspiegelhöhe über der Gleitfläche. Die Gewichtskraft (und somit N_d) muss mit γ bzw. γ_r berechnet werden.

Laut *Brandl* [40] kann Porenwasserdruck z. B. bei einer raschen Lastaufbringung (Schüttung) auftreten. Weiters kann ein Porenwasserdruck aufgebaut werden, wenn eine praktische undurchlässige Schicht auf einer dünnen, wasserführenden Schicht aufliegt und das Wasser in dieser Schicht unter Druck steht.

- Ein Erdbeben kann vereinfacht als eine horizontale statische Ersatzlast H_E erfasst werden. Die treibende und rückhaltende Kraft lassen sich für einen kohäsionslosen Boden wie folgt ermitteln:

$$\text{Treibende Kraft: } E_d = N_d \cdot \tan\beta + H_E \cdot \cos\beta \quad (60)$$

$$\text{Rückhaltende Kraft: } R_d = (N_d - H_E \cdot \sin\beta) \cdot \tan\varphi_d \quad (61)$$

Anhand eines konkreten Beispiels sollen die Stabilitätsverhältnisse in einer böschungsp parallelen Gleitschicht bei unterschiedlichen Einwirkungen und Bodenarten verglichen werden.

Angaben

Bodenkennwerte: Wichte $\gamma_k = 21 \text{ kN/m}^3$, Reibungswinkel $\varphi_k = 28^\circ$, Kohäsion $c_k = 5 \text{ kN/m}^2$

Bodenprisma: $l = d = b = 1,00 \text{ m}$

Böschung: Neigung $\beta = 20^\circ$

Teilsicherheitsbeiwerte für GZ 1C (Lastfall 1): $\gamma_G = 1,00$, $\gamma_\varphi = 1,25$, $\gamma_c = 1,25$

Bei der Berechnung der böschungsp parallel durchströmten Schicht wird angenommen, dass der Wasserspiegel in Höhe der Geländeoberfläche verläuft. Für den Ansatz des Porenwasserdrucks liegt die Standrohrspiegelhöhe 0,5 m über der Gleitfläche. Für die Untersuchung der Auswirkungen eines Erdbebens auf die Standsicherheit wird eine horizontale Ersatzkraft von $H_E = 0,1 \cdot G$ (10% der Gewichtskraft) angenommen.

Lösung

Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst:

Tabelle 4.2: Berechnungsergebnisse Stabilität in einer böschungsp parallelen Gleitschicht

	Ausnutzungsgrad μ
<i>Kohäsionsloser Boden</i>	0,86
<i>Kohäsiver Boden</i>	0,58
<i>Kohäsionsloser Boden, böschungsp paralleler Grundwasserstrom</i>	1,63
<i>Kohäsionsloser Boden, Porenwasserdruck</i>	1,13
<i>Kohäsionsloser Boden, Erdbebenwirkung</i>	1,13

Bei der hangparallel durchströmten Böschung eines kohäsionslosen Bodens ist die Sicherheit nur halb so groß wie bei einer nicht durchströmten, was praktisch einer Halbierung des Reibungswinkels gleichkommt. Dieser Sachverhalt kann anhand Gleichung (57) verdeutlicht werden. Unter der Annahme, dass der Wasserspiegel auf der Höhe der Geländeoberfläche liegt ($h_w = d$), und dass $\gamma'_d \approx \gamma_w$, gilt:

$$\mu = \frac{\tan \beta \cdot (d \cdot \gamma'_d + d \cdot 2 \cdot \gamma'_d)}{d \cdot \gamma'_d \cdot \tan \varphi_d} = \frac{2 \cdot \tan \beta}{\tan \varphi_d} \quad (62)$$

Bei einem Ausnutzungsgrad $\mu = 1$ folgt:

$$\beta = \arctan \left(\frac{\tan \varphi_d}{2} \right) \approx \frac{\varphi_d}{2} \quad (63)$$

Auch Porenwasserdruck und Erdbebenwirkung führen zu einer deutlichen Verringerung der Sicherheit. Die Berücksichtigung der Kohäsion führt zu einer Erhöhung – bei deren Ansatz sind allerdings die in Abschnitt 3.1.2 angeführten Kriterien zu beachten.

4.3.3 Das lamellenfreie Verfahren mit kreisförmiger Gleitlinie

Kreisförmige Gleitlinien sind laut E DIN 4084 gut für Böschungen in homogenen oder annähernd homogenen Böden ohne Stützkonstruktionen sowie für Geländesprünge in mächtigem, weichem Untergrund geeignet. Steht nur eine Bodenschicht an, fasst man die Einwirkungen (Eigengewicht, Wasserdruckkräfte, äußere Lasten) zu einer Resultierenden zusammen. Für den Standsicherheitsnachweis wird das Moment dieser Resultierenden um den Gleitkreismittelpunkt mit dem widerstehenden Moment verglichen (siehe Bild 4.4). Das Verfahren geht auf *Fröhlich (1950)* zurück.

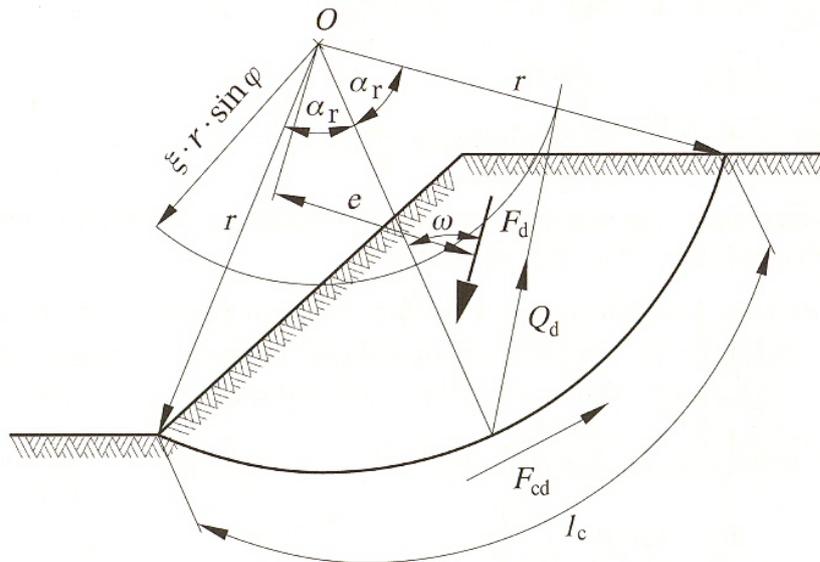


Bild 4.4: Lamellenfreies Verfahren mit kreisförmiger Gleitlinie [77]

Das einwirkende Moment beträgt:

$$E_{Md} = F \cdot e \quad (64)$$

Das widerstehende Moment beträgt:

$$R_{Md} = Q_d \cdot \xi \cdot r \cdot \sin \varphi_d + F_{cd} \cdot r \cdot \frac{\arccos \alpha_r}{\sin \alpha_r} \quad (65)$$

mit

$$Q_d = (F_d^2 - 2 \cdot F_d \cdot F_{cd} \cdot \sin \omega + F_{cd}^2)^{0,5}$$

$$\xi = 0,5 \cdot \left(1 + \frac{\arccos \alpha_r}{\sin \alpha_r}\right)$$

$$F_{cd} = 2 \cdot c_d \cdot r \cdot \sin \alpha_r$$

4.3.4 Lamellenverfahren

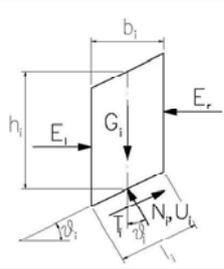
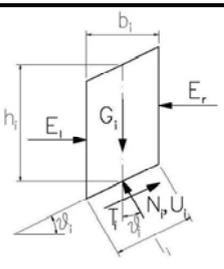
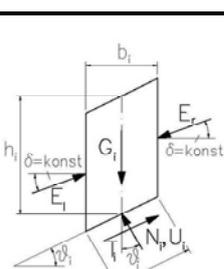
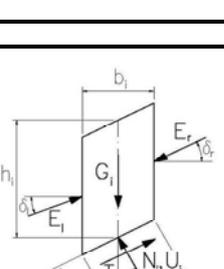
Lamellenverfahren haben ein breites Anwendungsgebiet; sie sind speziell für mehrschichtige Bodenaufbauten gut geeignet. Grundprinzip ist, dass der Rutschkörper nicht als Ganzes betrachtet, sondern durch lotrechte Schnitte in Lamellen unterteilt wird, bei denen jede für sich im Gleichgewicht stehen muss. Zusätzlich zum Eigengewicht, einem eventuell vorhandenen Wasserdruck und zu äußeren Lasten treten an den Seitenflächen der Lamellen Erddruckkräfte auf, die zu berücksichtigen sind [88].

Die Lage, Größe und Richtung dieser Erddruckkräfte ist unbekannt. In den meisten Lamellenverfahren werden vereinfachte Annahmen über sie getroffen, wodurch ein statischer Fehler entsteht (Verletzung

von einer oder mehreren Gleichgewichtsbedingungen). Ob dieser Fehler vernachlässigt werden kann und das jeweils erhaltene Ergebnis aussagekräftig ist, hängt von den Randbedingungen des jeweiligen Problems ab. *Gussmann/Schad/Smith* [55] schreiben, dass „bei Problemen, die einen stark gekrümmten inneren Kraftfluß erwarten lassen, wie z. B. Probleme mit „großen“ Einzellasten, mit statisch relevanten Horizontalkräften oder auch bei „größeren“ Geländesprüngen, die Lamellenverfahren fehlerhafte Ergebnisse liefern können.“ Bei freien Böschungen ohne große Auflasten kann im Allgemeinen davon ausgegangen werden, dass Lamellenverfahren ausreichend genaue Lösungen liefern. Von der Anwendung der Lamellenverfahren bei grundbruchähnlichen Problemen raten *Gussmann/Schad/Smith* [55] ab.

Tabelle 4.3: Gebräuchliche Lamellenverfahren (nach [40], [55] und [26])

Verfahren	Form der Gleitfläche			Annahmen zu den Erddruckkräften		
<i>Krey/Bishop</i>	kreisförmig			Vernachlässigung der Schubkräfte an den Lamelleninnenseiten ($\delta=0$)		
Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingungen						
<i>GLobales Gleichgewicht</i>			<i>Einzellamelle</i>			
M	V	H	M	V	H	
JA	(JA)	NEIN	NEIN	JA	NEIN	
<i>Janbu (vereinfacht)</i>	beliebig			Vernachlässigung der Schubkräfte an den Lamelleninnenseiten (Erddruckneigung $\delta=0$)		
Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingungen						
<i>Globales Gleichgewicht</i>			<i>Einzellamelle</i>			
M	V	H	M	V	H	
NEIN	(JA)	(JA)	NEIN	JA	JA	
<i>Spencer</i>	kreisförmig			δ konstant, unbekannt (Ermittlung über zusätzliche, rein mathematische Funktionen - Sonderfall des Verfahrens nach Morgenstern/Price)		
Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingungen						
<i>Globales Gleichgewicht</i>			<i>Einzellamelle</i>			
M	V	H	M	V	H	
(JA)	(JA)	(JA)	JA	JA	JA	
<i>Morgenstern/Price</i>	kreisförmig			δ variabel, unbekannt (Ermittlung über zusätzliche, rein mathematische Funktionen)		
Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingungen						
<i>Globales Gleichgewicht</i>			<i>Einzellamelle</i>			
M	V	H	M	V	H	
(JA)	(JA)	(JA)	JA	JA	JA	

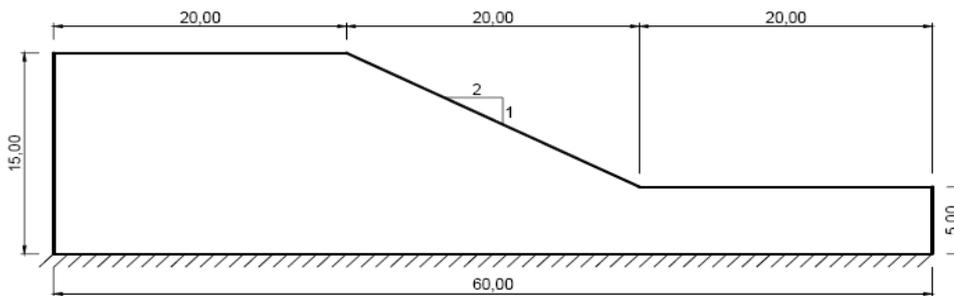





(Ja) in Klammer: Bedingung ist als Folge des Lamellengleichgewichts berücksichtigt

Einige der bekanntesten und gebräuchlichsten Lamellenverfahren sind in Tabelle 4.3 zusammengestellt. Es gibt allerdings noch eine Vielzahl anderer Verfahren, siehe dazu z.B. [26].

Je nach Problemstellung und angewandtem Verfahren können die erhaltenen Lösungen voneinander abweichen. Zur Veranschaulichung sind in Bild 4.5 die Ergebnisse von Vergleichsrechnungen an einer homogenen Böschung und an einer inhomogenen Böschung mit ausgeprägter Gleitschicht zusammengefasst (nach [81])⁷. Die Berechnungen basieren auf dem globalen Sicherheitskonzept.

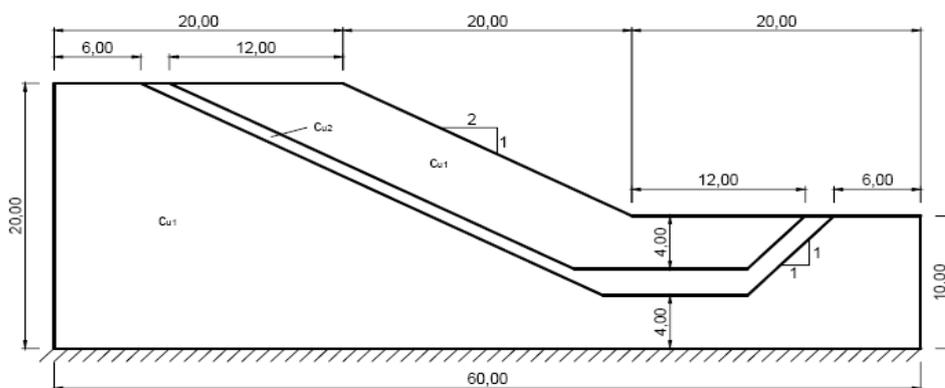
1. Homogener, drainierter Boden



Bodenkennwerte: $\varphi' = 20^\circ$, $c' = 10 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Berechnungsmethode	Bishop	Janbu (korrigiert)	Spencer	(FEM)
globale Sicherheit	1,38	1,37	1,37	(1,29 - 1,38)

2. Nicht homogener, undrainierter Boden (ausgeprägte Gleitschicht)



Bodenkennwerte: $\varphi_u = 0^\circ$, $c_{u1} = 50 \text{ kN/m}^2$, $c_{u2} = 25 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Berechnungsmethode	Bishop	Janbu (korrigiert)	Spencer	(FEM)
globale Sicherheit Gleitkeil	-	1,22	-	(1,12 - 1,21)
globale Sicherheit Gleitkreis	1,36	1,46	1,36	

Bild 4.5: Ergebnisse von Vergleichsrechnungen mit verschiedenen Lamellenverfahren und numerischen Verfahren (FEM) (nach [81])

⁷ Die ursprüngliche Berechnung wurde durchgeführt, um numerische Berechnungsverfahren mit konventionellen Methoden zu vergleichen. Die Ergebnisse der numerischen Berechnung können ebenfalls Bild 4.5 entnommen werden.

Für die homogene Böschung liefern alle angewandten Lamellenverfahren praktisch das gleiche Ergebnis. Bei der inhomogenen Böschung erhält man bei der Anwendung des Verfahrens nach Janbu⁸ geringere und realistischere Sicherheiten als bei den anderen Verfahren, da der Gleitflächenverlauf besser angepasst werden kann.

Die Verfahren nach *Krey/Bishop* und *Morgenstern/Price* bzw. *Spencer* liefern ähnliche Sicherheiten. Da letztere statisch korrekt sind, erhält man theoretisch die genauesten Ergebnisse – *Gussmann/Schad/Smith* [55] schätzen diesen „theoretischen Vorteil“ allerdings im Allgemeinen als gering ein.

4.3.4.1 Das Verfahren mit kreisförmigen Gleitlinien nach *Krey/Bishop*

Dieses Verfahren ist wegen seiner einfachen Handhabung international weit verbreitet und wird auch in E DIN 4084 angeführt.

In Bild 4.6 sind die Lamelleneinteilung eines Bruchkörpers sowie die Kräfte, die in bzw. auf eine Lamelle wirken, dargestellt. Vereinfachend werden bei *Krey/Bishop* die Erddruckkräfte an den Seitenflächen der Lamellen horizontal angenommen, d.h. Scherkräfte werden vernachlässigt.

Der Ausnutzungsgrad wird gemäß E DIN 4084 über die Momentenbedingung (siehe Formel (38)) am Gesamtsystem ermittelt. Das einwirkende und das widerstehende Moment bestimmt man wie folgt:

$$E_M = r \cdot \sum (G_{di} + P_{vdi}) \cdot \sin \vartheta_i + \sum M_{sd} \quad (66)$$

$$R_{Md} = \frac{r \cdot \sum (G_{di} + P_{vdi} - u_{di} \cdot b_i) \cdot \tan \phi_{di} + c_{di} \cdot b_i}{\cos \vartheta_i + \mu \cdot \tan \phi_{di} \cdot \sin \vartheta_i} \quad (67)$$

Formel (67) ergibt sich aus dem Gleichgewicht der Vertikalkräfte an der Einzellamelle, siehe dazu [77] und [88]. Die Formelzeichen sind Bild 4.6 zu entnehmen. $\sum M_{sd}$ bezeichnet die Summe der Bemessungswerte der Momente aus Einwirkungen, die nicht in G_i oder P_{vi} enthalten sind. Bei durchströmten Böschungen wird das Lamellengewicht mit der Wichte des wassergesättigten Bodens γ_{tot} berechnet. Entlang der Gleitfläche wirkt der Porenwasserdruck u , dessen Verteilung man näherungsweise konstant für jede Lamelle annimmt (die genaue Verteilung würde man durch Konstruktion eines Strom- und Potentialliniennetzes erhalten) [88].

Um ein genaues Ergebnis für den Ausnutzungsgrad zu erhalten, muss, ausgehend von einem angenommenen Wert, μ so lange iteriert werden, bis die aufeinander folgenden Werte für μ auf 3%

⁸ In den Vergleichsrechnungen wurde das korrigierte Verfahren nach Janbu angewendet. Dazu wird die beim vereinfachten Verfahren (siehe Kapitel 4.3.4.2) erhaltene Sicherheit bzw. der erhaltene Ausnutzungsgrad mit einem Korrekturfaktor multipliziert, der von der Geländegeometrie und den Bodenparametern abhängt. Der statische Fehler (kein Momentengleichgewicht) soll dadurch kompensiert werden [68].

übereinstimmen. Um nur das Ausreichen der Standsicherheit nachzuweisen, genügt es, in Formel (67) $\mu = 1$ zu setzen.

Erweiterte Formeln für Böschungen mit konstruktiven Sicherungselementen (z. B. Anker) können E DIN 4084 entnommen werden.

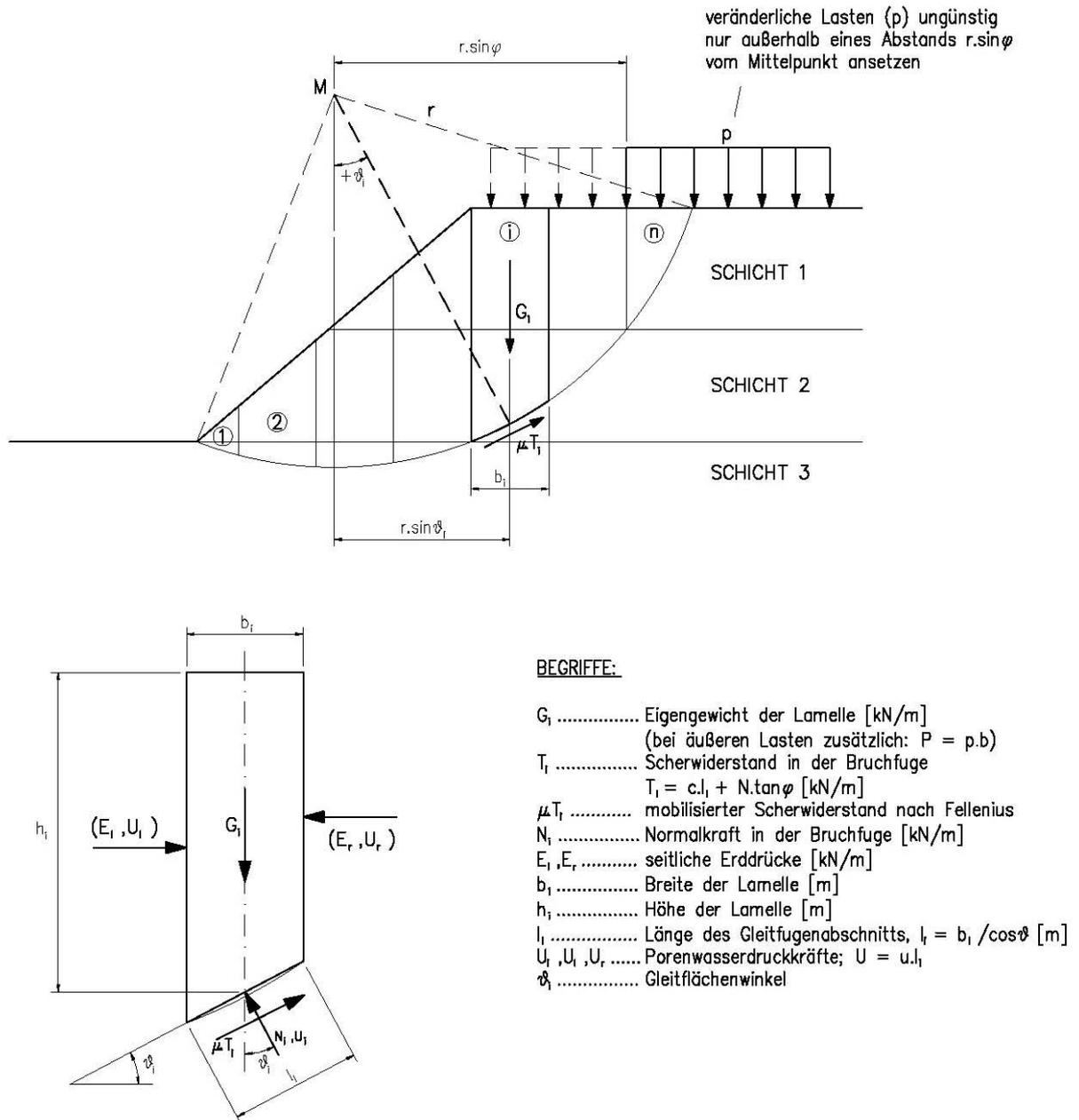


Bild 4.6: Bruchkörper mit Lamelleneinteilung und Kräfte an einer Lamelle (nach [77])

4.3.4.2 Das vereinfachte Verfahren mit nicht kreisförmigen Gleitlinien nach Janbu

Dieses Verfahren ist gut für annähernd böschungsparelle Gleitlinien geeignet. Grundlage für die Ermittlung des Ausnutzungsgrades ist nicht, wie bei *Bishop*, das Momentengleichgewicht, sondern das Gleichgewicht der Horizontalkräfte am Bruchkörper. Vereinfachend werden auch hier die Schubspannungen an den Lamelleninnenseiten vernachlässigt. Die einwirkenden und widerstehenden Kräfte ergeben sich unter Berücksichtigung eventuell vorhandener Zugglieder gemäß E DIN 4084 wie folgt (siehe dazu Bild 4.7):

$$E_d = \sum \left((G_{di} + P_{vdi}) \cdot \tan \vartheta_i - F_{A0i} \cdot \frac{\cos(\varepsilon_{A0i} + \vartheta_i)}{\cos \vartheta_i} \right) + F_{hd} \quad (68)$$

$$R_d = \sum \frac{(G_{di} + P_{vdi} + \mu \cdot F_{Adi} \cdot \sin \varepsilon_{Ai} + F_{A0i} \cdot \sin \varepsilon_{A0i} - u_{di} \cdot b_i) \cdot \tan \phi_{di} + c_{di} \cdot b_i + T_{si} \cdot \cos \vartheta_i}{\cos^2 \vartheta_i \cdot (1 + \mu \cdot \tan \phi_{di} \cdot \tan \vartheta_i)} + \sum F_{Adi} \cdot \frac{\cos(\varepsilon_{Ai} + \vartheta_i)}{\cos \vartheta_i} \quad (69)$$

- F_{hd} Bemessungswert der Horizontalkomponente aller äußeren Kräfte
 F_{A0i} Festlegekraft bei vorgespannten Anker (falls vorhanden)
 F_{Adi} Bemessungswert der Kräfte von anderen Zuggliedern (z. B. nicht vorgespannte Anker, falls vorhanden)
 $\varepsilon_{A0i}, \varepsilon_{Ai}$ Neigungswinkel des jeweiligen Zugglieds zur Horizontalen

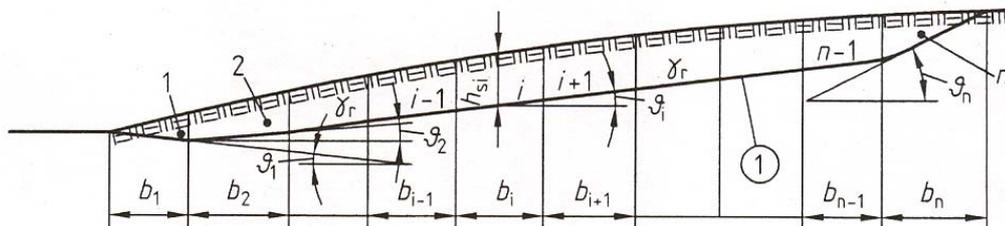


Bild 4.7: Nicht kreisförmige, überwiegend böschungsparelle Gleitlinie mit Lamelleneinteilung [21]

Die Berechnung bzw. Iteration verläuft nach dem gleichen Muster wie beim Verfahren nach *Krey/Bishop*.

4.3.5 Das Blockgleitverfahren

Das Blockgleitverfahren wird speziell bei Böschungen und Hängen mit konstruktiven Elementen bzw. Stützbauwerken [21], oder wenn bestimmte Bruchflächen geologisch vorbestimmt sind [88], angewandt.

Gemäß E DIN 4084 untersucht man je nach Bodenschichtung drei bis fünf Teilgleitkörper. Die inneren Gleitkörpergrenzen sollen senkrecht sein. An den Teilgleitkörpern setzt man die einwirkenden und widerstehenden Kräfte an und konstruiert das Krafteck. An den inneren Gleitflächen wirken Erddruckkräfte, deren Richtungen man aus der Stützlinie erhält. Der Verlauf der Stützlinie kann durch die Schnittpunkte der Gleitlinie mit der Geländeoberfläche und zwischen der Mitte und dem unteren Drittpunkt der inneren Grenzen angenommen werden [77]⁹. Bei Gleichgewicht ist das Krafteck geschlossen. Ist dies nicht der Fall, fügt man eine Zusatzkraft ΔT hinzu. Die Zusatzkraft wirkt in die antreibende Richtung und wird normalerweise am jeweils größten Teilkörper angesetzt.

Gemäß E DIN 4084 ist bei $\Delta T > 0$ die Sicherheit gegen Geländebruch gegeben. Der Ausnutzungsgrad wird iterativ ermittelt: Man mindert die widerstehenden Kräfte mit einem angenommenen Wert für μ ab und bestimmt dann ΔT_i . Dieser Vorgang wird theoretisch so lange wiederholt, bis $\Delta T_i = 0$ ist. Gemäß E DIN 4084 ist der Ausnutzungsgrad dann bestimmt, wenn gilt:

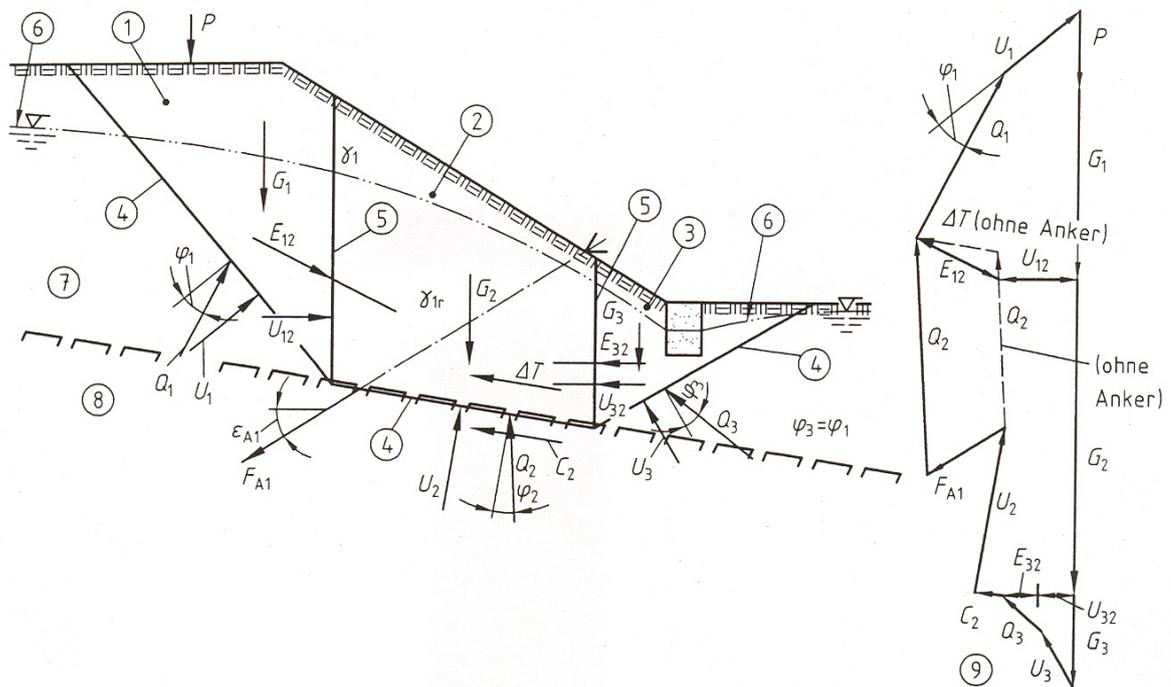
$$\left| \frac{\Delta T_i}{R_{di}} \right| \leq 0,03. \quad (70)$$

R_{di} ist der Bemessungswert des gesamten rechnerischen Widerstands des Bodens in der äußeren Gleitlinie des Gleitkörpers i bei $\mu = 1$.

Ein Beispiel ist in Bild 4.8 veranschaulicht. Hier wird mithilfe des Blockgleitverfahrens die erforderliche Ankerkraft bestimmt.

Durch die vereinfachte Annahme, dass die inneren Gleitkörpergrenzen senkrecht sind, werden die Bewegungsmöglichkeiten der einzelnen Blöcke nicht korrekt berücksichtigt. Das Verfahren liefert somit nur eine Näherungslösung, bei der im Allgemeinen davon ausgegangen werden kann, dass sie ausreichend genau ist.

⁹ Die Erddruckkräfte können gem. E DIN 4084 in Zweifelsfällen auch horizontal angesetzt werden, was auf der sicheren Seite liegt. Außerdem gilt, dass die Neigung nicht größer sein darf als der gewogene Mittelwert der Bemessungswerte der Reibungswinkel längs des Lamellenschnittes, $\varphi_{m,d}$.

**Legende**

- 1, 2, 3: Gleitkörper
- 4 äußere Gleitlinien
- 5 senkrechte innere Lamellengrenze
- 6 Grundwasseroberfläche
- 7 Schicht 1: $\gamma_1, \gamma_r, \phi_1, c_1 = 0$
- 8 Schicht 2: $\gamma_2, \phi_2, c_2 > 0$
- 9 Kräfteck

Bild 4.8: Beispiel Blockgleitverfahren [77]

4.3.6 Das Verfahren der zusammengesetzten Bruchmechanismen mit geraden Gleitlinien

Der Unterschied zwischen diesem Verfahren und der Blockgleitmethode liegt darin, dass die Gleitlinien zwischen den Gleitkörpern nicht senkrecht stehen müssen, sondern allgemein geneigt sein können. Beim Verfahren der zusammengesetzten Bruchmechanismen ist somit die kinematische Verträglichkeit sichergestellt.

Den Bruchmechanismus mit der geringsten Sicherheit findet man über Variation der äußeren und inneren Gleitlinien. In der Regel werden nicht mehr als vier Gleitkörper untersucht [21].

Für die Neigung der Gleitlinien gelten gemäß E DIN 4084 folgende Bedingungen:

- Der Winkel ε_{ij} zwischen sich schneidenden äußeren Gleitlinien muss kleiner als 180° sein;
- die Winkel $\Delta\vartheta_i$ zwischen den äußeren und inneren Gleitlinien müssen die Ungleichung

$$\Delta\vartheta_i > \arctan(\mu \cdot \tan \varphi_i) + \arctan(\mu \cdot \tan \varphi_{ij}) \quad (71)$$

erfüllen (φ_i ist der Reibungswinkel an der äußeren Gleitlinie des Teilkörpers i , φ_{ij} der Reibungswinkel an der inneren Gleitlinie zwischen Körper i und j).¹⁰

Bezüglich der Ermittlung der Sicherheit gelten die Ausführungen in Kapitel 4.3.5. Ein Beispiel für einen zusammengesetzten Bruchmechanismus ist in Bild 4.9 dargestellt.

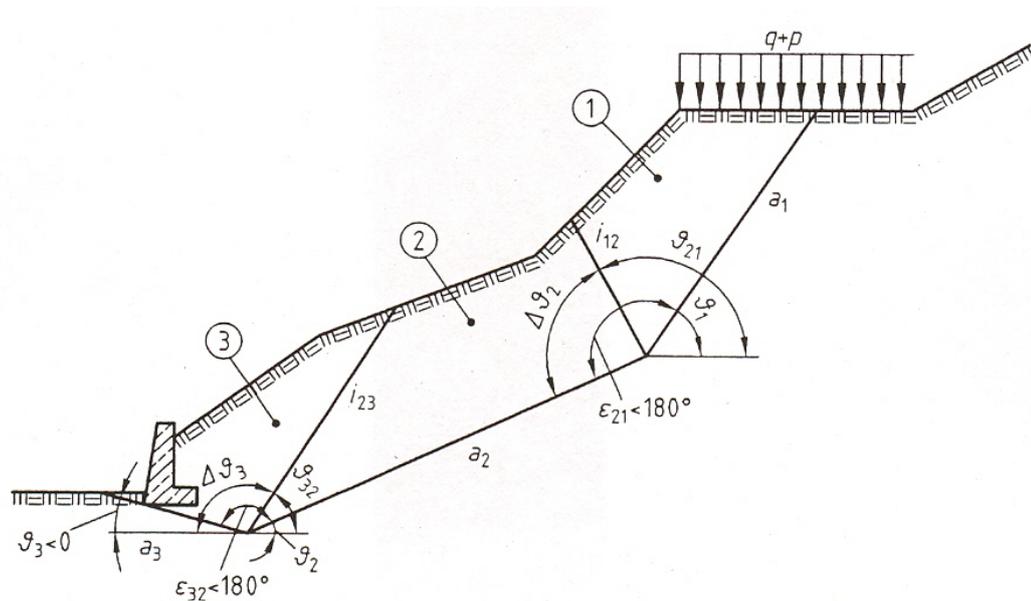


Bild 4.9: Beispiel für einen zusammengesetzten Bruchmechanismus mit drei Gleitkörpern [21]

4.3.7 Die Direkte Gleitblockmethode (DGBM)

Die Anwendung des Blockgleitverfahrens und des Verfahrens mit zusammengesetzten Bruchmechanismen ist mit der Erstellung aufwändiger Kraftecke verbunden. Von Nawari *et al.* [65] wurde auf der Basis des Blockgleitverfahrens die direkte Gleitmethode entwickelt, bei der die

¹⁰ Diese Ungleichung dient gem. E DIN 4084 dazu, Bruchmechanismen, „bei denen sich zwischen den Gleitkörpern senkrecht zu den Gleitlinien rechnerisch Zugkräfte oder unendlich große Druckkräfte im Boden ergeben“ auszuschließen, da diese „physikalisch nicht möglich und außerdem nicht am ungünstigsten und daher nicht maßgebend“ sind. In der E DIN 4084 ist außerdem angegeben, dass bei kohäsiven Böden trotz Einhaltung der Ungleichung rechnerisch Zugkräfte auftreten können: „In solchen Fällen sind für den Zustand des rechnerischen Grenzgleichgewichtes die Normalkräfte in allen Gleitlinien zu berechnen, und es ist zu prüfen, ob sich trotz Einhaltung der Gleichung (...) in einem Teil der inneren Gleitlinien rechnerische Zugkräfte ergeben. Ist dies der Fall, so sind Bruchmechanismen zu untersuchen, deren Gleitlinien nicht in der betreffenden kohäsiven Schicht verlaufen“.

Berechnung mithilfe einfacher, analytischer Formeln erfolgt. Ein Berechnungsbeispiel ist in Kapitel 4.3.10 ersichtlich; der Formelapparat kann [65] oder [44] entnommen werden.

4.3.8 Die Methode der kinematischen Elemente (KEM)

Diese Methode kann als Verallgemeinerung des Verfahrens mit zusammengesetzten Bruchmechanismen gesehen werden [77]. Die Böschung wird, wie oben, in kinematisch verschiebliche, starre Bruchkörper unterteilt. Die Elementgrenzen werden von Geraden bzw. Ebenen gebildet. Die Anzahl der Teilkörper ist beliebig und kann je nach Problemstellung gewählt werden.

Das Berechnungsschema wird von *Gussmann/Schad/Smith* [55] wie folgt beschrieben:

- *Entwicklung bzw. Wahl eines geeigneten Bruchmechanismus.*
- *Beschreibung der Geometrie einschließlich geometrischer und bodenmechanischer Zuordnung.*
- *Ermittlung der Kinematik für vorgegebene virtuelle Randverschiebungen durch Lösen eines linearen Gleichungssystems.*
- *Ermittlung der Statik durch Lösen eines weiteren, von den Verschiebungsrichtungen abhängigen, linearen Gleichungssystems.*
- *Definition und Ermittlung einer geeigneten Zielfunktion: Aus der virtuellen Arbeit der äußeren Kräfte am unverschieblichen Rand kann die Sicherheit als Zielfunktion abgeleitet werden.*
- *Optimierung der Ausgangsgeometrie im Hinblick auf die Zielfunktion unter Beachtung von Nebenbedingungen.*

Die KEM ist ein statisch und kinematisch korrektes Berechnungsverfahren. Für die Anwendung ist ein entsprechendes Rechenprogramm erforderlich.

4.3.9 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Für mitteldicht gelagerte nichtbindige und steife bindige Böden ist in den Teilsicherheitsbeiwerten gemäß DIN 1054:2005 für den LF 1 im GZ 1C schon eine ausreichende Sicherheit gegen unzulässige Verformungen berücksichtigt. Bei weichen bindigen Böden wird abhängig von den Ergebnissen im Triaxialversuch ein Ausnutzungsgrad < 1 für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gefordert. *Schmidt* [77] gibt für Böden, bei denen die Scherdehnung im undrännierten Triaxialversuch mehr als 20% beträgt, einen maximalen Ausnutzungsgrad von 0,67 an. Für Scherdehnungen zwischen 10% und 20% darf zwischen $\mu = 0,67$ und $\mu = 1$ linear interpoliert werden.

Bei besonderen Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit (z. B. Geländesprünge neben Gebäuden) empfiehlt die DIN 1054 die Erhöhung der Sicherheit durch entsprechende Anpassungsfaktoren oder die Anwendung der Beobachtungsmethode.

4.3.10 Berechnungsbeispiel

Die Verfahren nach *Krey/Bishop*, *Janbu* und die Direkte Gleitblockmethode sollen anhand eines konkreten Beispiels verglichen werden. Untersucht wird eine freie Böschung in geschichtetem, grundwasserführendem Baugrund. Oberhalb der Böschung wirkt eine Streifenlast p von 10 kN/m^2 . Die Abmessungen und Bodenkennwerte sind Bild 4.10 zu entnehmen; ebenfalls veranschaulicht sind die untersuchten Gleitkörper bzw. Bruchmechanismen (je nach Verfahren)¹¹.

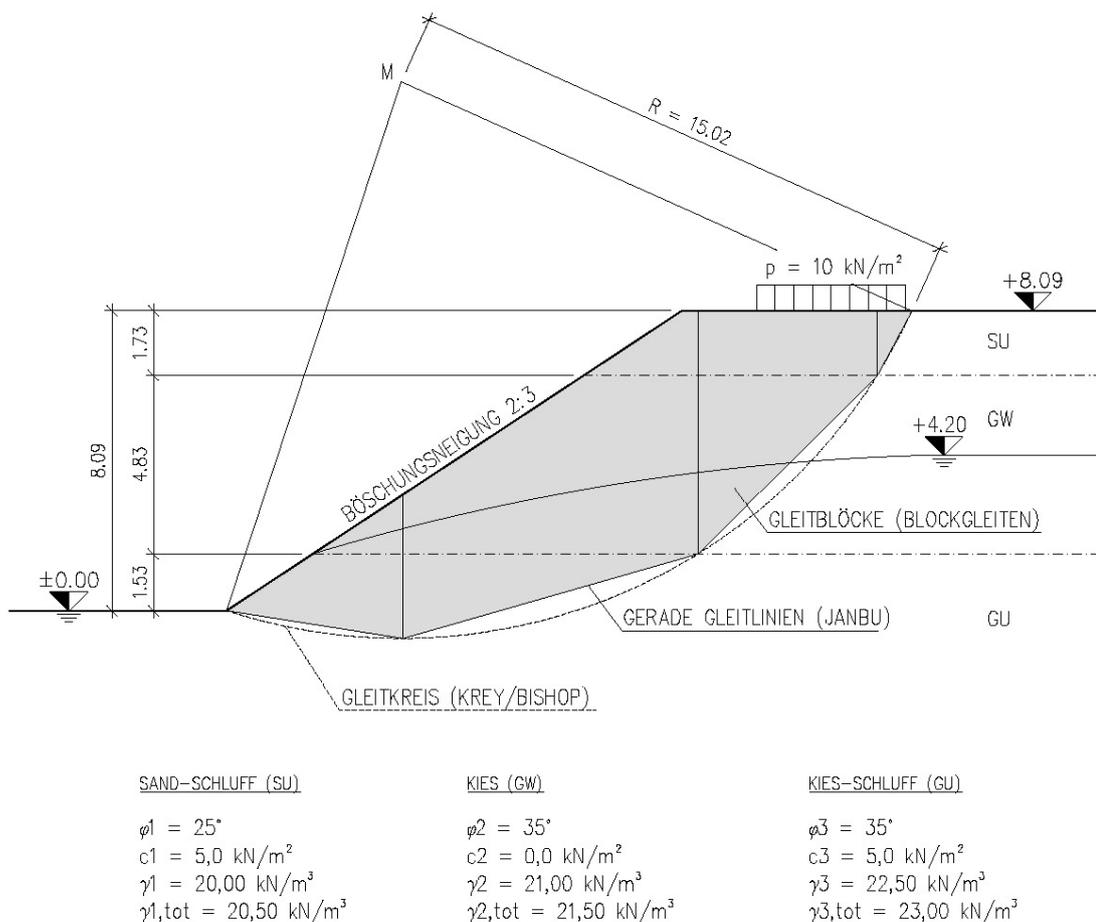


Bild 4.10: Berechnungsbeispiel freie Böschung: Systemskizze

Berechnung der Bemessungswerte der Einwirkungen und Widerstände

Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054 (GZ 1C, LF 1): $\gamma_G = 1,00$, $\gamma_\varphi = 1,25$, $\gamma_c = 1,25$

Es gelten folgende Gleichungen: $\varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan \varphi}{\gamma_\varphi}\right)$, $c_d = \frac{c}{\gamma_c}$, $\gamma_d = \gamma_G \cdot \gamma$

¹¹ Es wird darauf hingewiesen, dass die gewählten Gleitkörper bzw. Bruchmechanismen nicht den ungünstigsten Fall für das jeweilige Verfahren darstellen.

Die Bemessungswerte sind in Tabelle 4.4 zusammengefasst.

Tabelle 4.4: Berechnungsbeispiel freie Böschung: Bemessungswerte

		SU	GW	GU
φ_d	[°]	20,46	29,26	29,26
c_d	[kN/m ²]	4,00	0,00	4,00
γ_d	[kN/m ³]	20,00	21,00	22,50
$\gamma_{tot,d}$	[kN/m ³]	20,50	21,50	23,00

4.3.10.1 Lamellenverfahren nach Krey/Bishop

In Bild 4.11 sind der gewählte Gleitkreis und die Lamelleneinteilung ersichtlich. Lamellengrenzen müssen dort angeordnet werden, wo der Gleitkreis eine Schichtgrenze schneidet. Zur leichteren Berechnung ist es sinnvoll, Lamellengrenzen am Schnittpunkt des Grundwasserspiegels und dem Gleitkreis, an Geländeknickpunkten sowie entsprechend den Angriffspunkten äußerer Lasten anzuordnen [88]. Die tabellarische Berechnung der Lamellen-Gewichtskräfte ist im Anhang ersichtlich. Die Berechnung der Böschungssicherheit erfolgt ebenfalls tabellarisch, siehe dazu Tabelle 4.5.

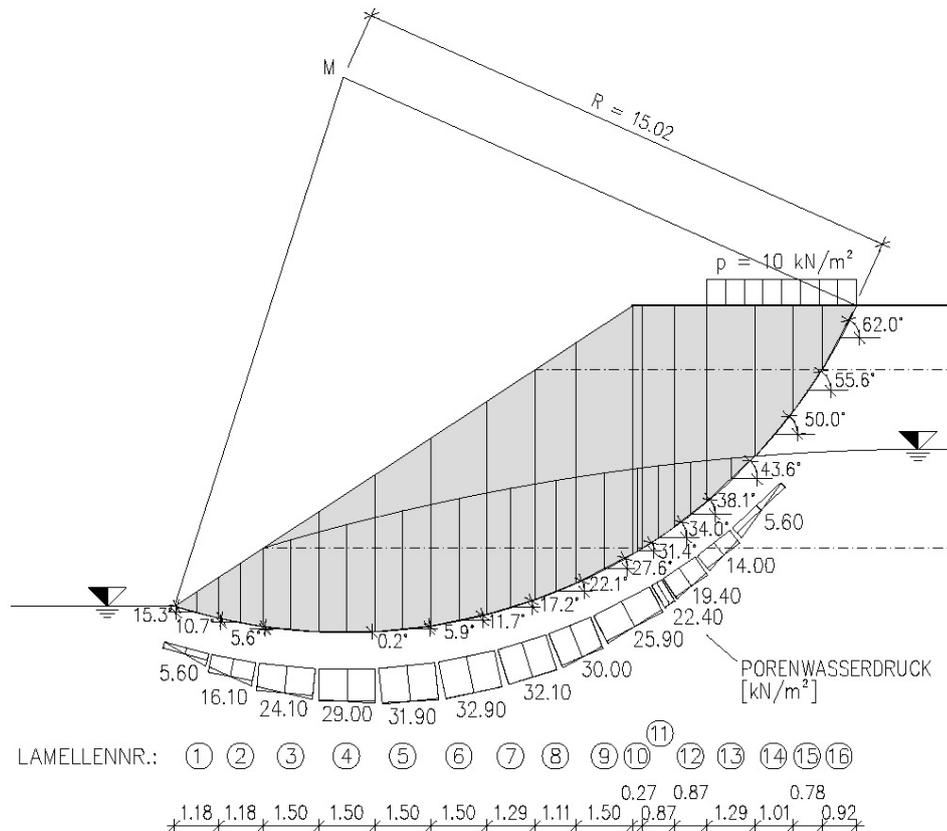


Bild 4.11: Berechnungsbeispiel freie Böschung: Lamelleneinteilung für das Verfahren nach Krey/Bishop

Tabelle 4.5: Berechnungsbeispiel freie Böschung: Berechnung der Böschungssicherheit nach *Krey/Bishop*Startwert $\mu =$ Gleitkreisradius $r =$

Lamelle	G+P	u	b	ϑ	c_d	φ_d	$\frac{[(G + P - b \cdot u) \cdot \tan \varphi'_d + b \cdot c'_d]}{\cos \vartheta_d + \mu \cdot \sin \vartheta_d \cdot \tan \varphi'_d}$	$(G+P) \cdot \sin \vartheta$
	[kN/m]	[kN/m ²]	[m]	[°]	[kN/m ²]	[°]		[kN/m]
1	15,34	5,60	1,18	-15,3	4,0	29,3	11,3	-4,0
2	44,16	16,10	1,18	-10,7	4,0	29,3	20,9	-8,2
3	91,91	24,10	1,50	-5,6	4,0	29,3	39,1	-9,0
4	125,96	29,00	1,50	0,2	4,0	29,3	52,1	0,4
5	154,82	31,90	1,50	5,9	4,0	29,3	63,4	15,9
6	178,36	32,90	1,50	11,7	4,0	29,3	73,3	36,2
7	167,46	32,10	1,29	17,2	4,0	29,3	69,9	49,5
8	151,90	30,00	1,11	22,1	4,0	29,3	65,0	57,1
9	210,44	25,90	1,50	27,6	4,0	29,3	93,8	97,5
10	37,19	22,40	0,27	31,4	4,0	29,3	17,1	19,4
11	113,52	19,40	0,87	34,0	0,0	29,3	50,4	63,5
12	101,82	14,00	0,87	38,1	0,0	29,3	47,5	62,8
13	138,32	5,60	1,29	43,6	0,0	29,3	71,6	95,4
14	82,64		1,01	50,0	0,0	29,3	47,4	63,3
15	44,29		0,78	55,6	0,0	29,3	26,8	36,5
16	26,02		0,92	62,0	4,0	20,5	18,4	23,0

Summe Ermittlung des Ausnutzungsgrades: $\mu = \frac{15,0 \cdot 599,4}{15,0 \cdot 768,1} = 0,78$

4.3.10.2 Lamellenverfahren nach *Janbu*

Um die Ergebnisse der verschiedenen Verfahren besser vergleichen zu können, werden die geraden Gleitlinien ungefähr dem Gleitkreis angepasst (siehe Bild 4.10 und Bild 4.12). Die Berechnung der Lamellen-Gewichtskräfte kann dem Anhang entnommen werden. Für die Berechnung der Böschungssicherheit siehe Tabelle 4.6.

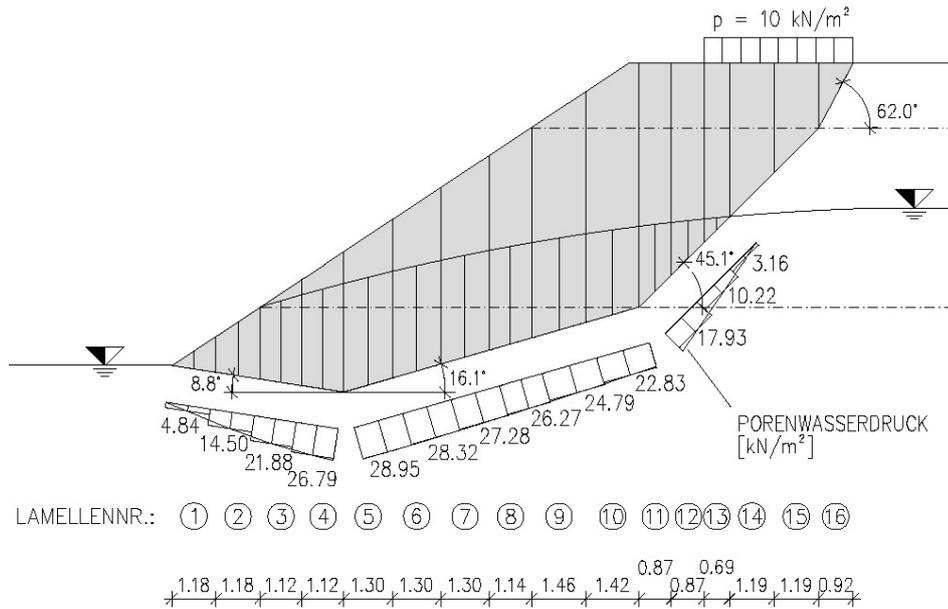


Bild 4.12: Berechnungsbeispiel freie Böschung: Lamelleneinteilung für das Verfahren nach Janbu

Tabelle 4.6: Berechnungsbeispiel freie Böschung: Berechnung der Böschungssicherheit nach Janbu

Startwert $\mu =$

Lamelle	G	u	b	ϑ	c_d	φ_d	$\frac{[(G_i + P_i - b_i \cdot u_i) \cdot \tan \varphi'_i + b_i \cdot c'_i]}{\cos^2 \vartheta_i \cdot (1 + \mu \cdot \tan \vartheta_i \cdot \tan \varphi_i)}$	$(G+P) \cdot \tan \vartheta$
	[kN/m]	[kN/m²]	[m]	[°]	[kN/m²]	[°]		[kN/m]
1	13,16	4,84	1,18	-8,8	4,0	29,3	9,8	-2,0
2	39,49	14,50	1,18	-8,8	4,0	29,3	19,1	-6,1
3	61,02	21,88	1,12	-8,8	4,0	29,3	27,6	-9,4
4	83,24	26,79	1,12	-8,8	4,0	29,3	37,9	-12,9
5	115,63	28,95	1,30	16,1	4,0	29,3	46,6	33,4
6	128,09	28,32	1,30	16,1	4,0	29,3	53,7	37,0
7	140,59	27,28	1,30	16,1	4,0	29,3	61,0	40,6
8	133,71	26,27	1,14	16,1	4,0	29,3	59,7	38,6
9	184,21	24,79	1,46	16,1	4,0	29,3	84,5	53,2
10	192,34	22,83	1,42	16,1	4,0	29,3	90,7	55,5
11	110,58	17,93	0,87	45,1	0,0	29,3	72,3	111,0
12	94,60	10,22	0,87	45,1	0,0	29,3	65,2	94,9
13	70,92	3,16	0,69	45,1	0,0	29,3	52,3	71,2
14	98,14		1,19	45,1	0,0	29,3	74,7	98,5
15	68,19		1,19	45,1	0,0	29,3	51,9	68,4
16	25,17		0,92	62,0	4,0	20,5	37,1	47,3

Summe

Ermittlung des Ausnutzungsgrades: $\mu = \frac{719,0}{844,1} = 0,85$

4.3.10.3 Direkte Gleitblockmethode

Die Berechnung nach der direkten Gleitblockmethode erfolgt analytisch (nach [65]). Es ergibt sich ein Ausnutzungsgrad $\mu = 0,76$. Zur Überprüfung des Ergebnisses werden die dem ermittelten Ausnutzungsgrad entsprechenden Kräfte berechnet und das Krafteck gezeichnet (siehe Bild 4.13). Das Krafteck ist geschlossen, was die Berechnung nach der DGBM bestätigt.

Berechnung der Kräfte und Krafrichtungen:

Gewichtskräfte und Porenwasserdrücke (G_1, G_2 inkl. p):

$G_{1,d} = 25,20 \text{ kN/m}$	$U_{1,d} = 0 \text{ kN/m}$	$U_{1,2,d} = 0 \text{ kN/m}$
$G_{2,d} = 237,34 \text{ kN/m}$	$U_{2,d} = 3,12 \text{ kN/m}$	$U_{2,3,d} = 1,98 \text{ kN/m}$
$G_{3,d} = 205,28 \text{ kN/m}$	$U_{3,d} = 34,30 \text{ kN/m}$	$U_{3,4,d} = 23,54 \text{ kN/m}$
$G_{4,d} = 894,27 \text{ kN/m}$	$U_{4,d} = 215,27 \text{ kN/m}$	$U_{4,5,d} = 42,63 \text{ kN/m}$
$G_{5,d} = 197,07 \text{ kN/m}$	$U_{5,d} = 78,11 \text{ kN/m}$	

Mobilisierte Kohäsionskräfte (äußere Gleitflächen):

$$C_{i,\text{mob},d} = \mu \cdot c_{i,d} \cdot l_i$$

$$C_{1,\text{mob},d} = 0,76 \cdot 4,00 \cdot 1,96 = 5,98 \text{ kN/m}$$

$$C_{2,\text{mob},d} = 0 \text{ kN/m}$$

$$C_{3,\text{mob},d} = 0 \text{ kN/m}$$

$$C_{4,\text{mob},d} = 0,76 \cdot 4,00 \cdot 8,24 = 5,98 \text{ kN/m}$$

$$C_{5,\text{mob},d} = 0,76 \cdot 4,00 \cdot 4,67 = 5,98 \text{ kN/m}$$

Mobilisierte Kohäsionskräfte (innere Gleitflächen):

$$C_{i,j,\text{mob},d} = \mu \cdot \sum c_{i,d} \cdot l_{ij}$$

$$C_{1,2,\text{mob},d} = 0,76 \cdot (4,00 \cdot 1,73 + 0 + 0) = 5,28 \text{ kN/m}$$

$$C_{2,3,\text{mob},d} = 0,76 \cdot (4,00 \cdot 1,73 + 0 + 0) = 5,28 \text{ kN/m}$$

$$C_{3,4,\text{mob},d} = 0,76 \cdot (4,00 \cdot 1,73 + 0 + 0) = 5,28 \text{ kN/m}$$

$$C_{1,2,\text{mob},d} = 0,76 \cdot (0 + 0 + 4,00 \cdot 2,28) = 6,96 \text{ kN/m}$$

Neigungswinkel der Gleitflächenkräfte Q_i (äußere Gleitflächen):

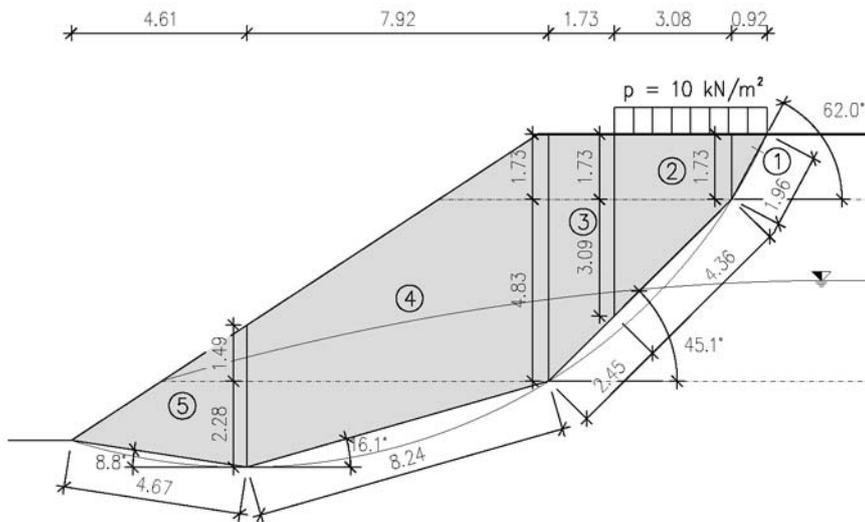
$$\varphi_{i,\text{mob},d} = \arctan\left(\frac{\mu \cdot \tan \varphi_{i,d}}{1,25}\right)$$

$$\varphi_{1,\text{mob},d} = \arctan\left(\frac{0,76 \cdot \tan 25}{1,25}\right) = 15,89^\circ$$

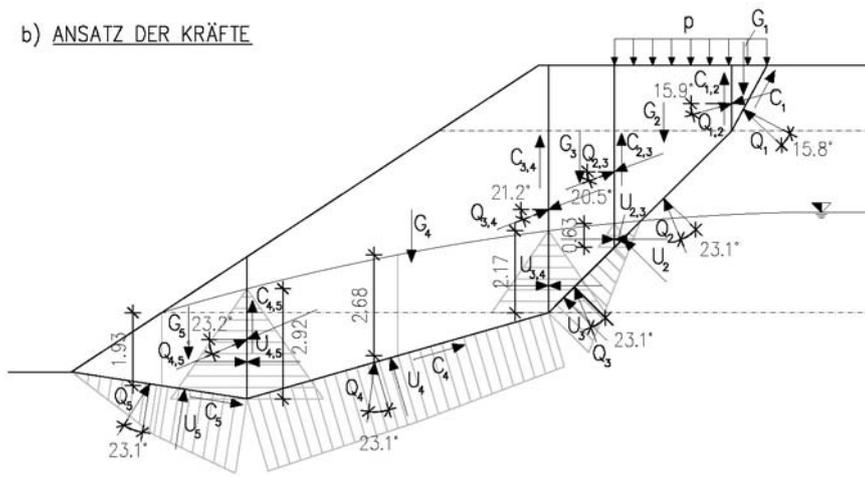
$$\varphi_{2,\text{mob},d} = \arctan\left(\frac{0,76 \cdot \tan 35}{1,25}\right) = 23,14^\circ$$

$$\varphi_{3,\text{mob},d} = \arctan\left(\frac{0,76 \cdot \tan 35}{1,25}\right) = 23,14^\circ$$

a) BLOCKEINTEILUNG UND -ABMESSUNGEN



b) ANSATZ DER KRÄFTE



(ALLE KRÄFTE VERSTEHEN SICH ALS BEMESSUNGSWERTE)

c) KRAFTECK

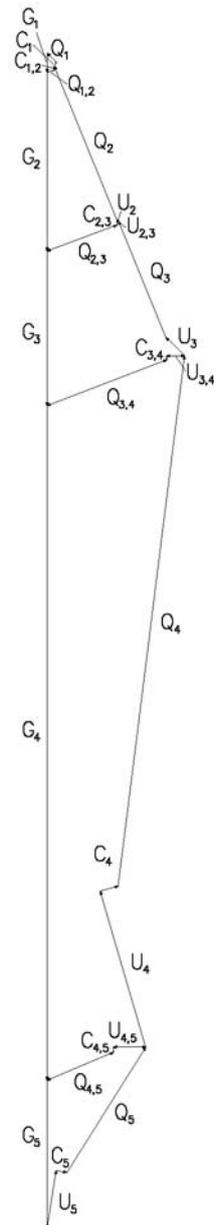


Bild 4.13: Berechnungsbeispiel freie Böschung: Direkte Gleitblockmethode: Blockeinteilung, Ansatz der Kräfte und Krafteck

Neigungswinkel der Gleitflächenkräfte Q_{ij} (innere Gleitflächen):

$$\varphi_{1,2,mob,d} = 15,89^\circ$$

$$\varphi_{2,3,mob,d} = \frac{1,73 \cdot 15,89 + 3,09 \cdot 23,14}{1,73 + 3,09} = 20,54^\circ$$

$$\varphi_{2,3,\text{mob,d}} = \frac{1,73 \cdot 15,89 + 4,83 \cdot 23,14}{1,73 + 4,83} = 21,23^\circ$$

$$\varphi_{3,4,\text{mob,d}} = 23,14^\circ$$

4.3.10.4 Zusammenfassung und Vergleich der Berechnungsergebnisse

Der Ausnutzungsgrad ergibt sich für den gewählten Gleitkreis bzw. Bruchmechanismus nach *Krey/Bishop* zu 0,78, nach *Janbu* zu 0,85 und nach der direkten Gleitblockmethode zu 0,76. Die geringeren Ausnutzungsgrade bei den Lamellenverfahren hängen laut *Gussmann/Schad/Smith* [55] damit zusammen, dass bei den Lamellenverfahren keine Aussagen zum Materialverhalten im Inneren des Bruchkörpers getroffen werden. Somit wird die tatsächlich vorhandene Sicherheit unterschätzt. Da bei der direkten Gleitblockmethode auch die Scherkräfte an den inneren Gleitfugen berücksichtigt werden, liefert sie die höchste Sicherheit.

Die Ergebnisse, die bei *Krey/Bishop* und bei der direkten Gleitblockmethode erhalten werden, weichen nur geringfügig voneinander ab. Das Verfahren nach *Janbu* liefert einen deutlich höheren Ausnutzungsgrad und scheint daher für das betrachtete Beispiel nicht optimal geeignet zu sein. Anzumerken ist allerdings, dass dieses Verfahren, wie schon erwähnt, auch eher dann angewandt wird, wenn im Boden ausgeprägte Gleitschichten vorhanden sind.

4.3.11 Begleitende Maßnahmen

Zu den Begleitmaßnahmen sind Entwässerungsmaßnahmen (siehe Abschnitt 9) sowie die Anordnung von Bermen zu zählen. Freie Böschungen und Hänge sollten, wenn möglich, immer begrünt werden, vgl. Abschnitt 5.

Bermen erfüllen mehrere Aufgaben. Laut *Brandl* [41] dienen sie einerseits als Auffangraum bzw. Bremszone bei Steinschlag oder oberflächennahen Rutschungen. Andererseits stellen sie Zugangswege für Erhaltungs- und Verstärkungsarbeiten dar, was speziell bei kritischen Hängen, die über die Beobachtungsmethode bemessen werden, sehr wichtig ist. Ob und in welchen Abständen Bermen anzuordnen sind, wird unter anderem von der Gesamthöhe der Böschung, der Böschungsneigung und der Stabilität der Oberfläche bestimmt. In der Regel liegt der optimale Höhenabstand zwischen 12 m und 15 m [41]. Bermen sollten mindestens 3 m breit sein und entsprechend entwässert werden (siehe Bild 4.14).

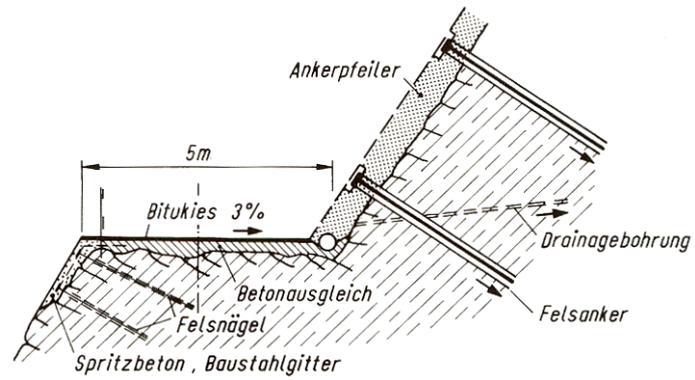


Bild 4.14: Beispiel für eine Bermensicherung in einer Einschnittsböschung aus zerklüftetem, witterungsempfindlichem Fels [41]

5 Ingenieurbioologische Sicherungsmaßnahmen

Bei den ingenieurbioologischen Sicherungsmaßnahmen werden lebende Pflanzen als Baumaterialien verwendet. Ihre Wirkung auf die Standsicherheit von Böschungen oder Hängen kann folgendermaßen beschrieben werden (nach [55]):

- Schutz der Bodenoberfläche vor Erosion,
- oberflächliche und/oder tiefer reichende Befestigung des Bodens durch Verwurzelung, langzeitige Erhöhung der Kohäsion in der Deckschichte, Verhinderung kleiner Rutschungen,
- Entwässerung.

Weitere Funktionen von ingenieurbioologischen Maßnahmen sind unter anderem die Verringerung von Steinschlag- und Lawinengefahr (nur bei Gehölzen) sowie Schutz vor Immissionen (Lärm, Abgase).

Ingenieurbioologische Bauweisen sind dadurch gekennzeichnet, dass ihre anfängliche Wirkung eher gering ist (ausgenommen kombinierte Bauweisen, siehe Kapitel 5.3). Ihr Wirkungsgrad nimmt allerdings im Laufe der Zeit kontinuierlich zu.

5.1 Deckbauweisen

Deckbauweisen dienen überwiegend dem Schutz der Böschungs- oder Hangoberfläche vor Erosion. Beispiele dafür sind die Verlegung von Rasen und der sogenannte Spreitlagenbau (siehe Bild 5.1).

Für Rasenverlegungen können Fertigrasen oder Rollrasen sowie verschiedene Saatarten verwendet werden. Für steile Böschungen sind speziell sogenannte Hydrosaaten geeignet. Bei diesen wird durch die Beimengung von organischen Klebemitteln und Wasser zur Saat eine bessere Oberflächenhaftung erzielt. Bei sehr steilen Hängen werden als Begrünungsmaßnahme Jute- oder Kokosnetze, die über aufgebraachte Mulchstoffe genagelt werden, verwendet [27].

Beim Spreitlagenbau wird die Oberfläche vollständig mit einer Lage von lebenden Ästen abgedeckt. Damit sie anwachsen können, müssen die unteren Enden im Boden eingebettet werden. Als Schutz vor Freilegung sind meistens zusätzlich Stangen, Flechtzäune oder Steinwürfe notwendig [55].

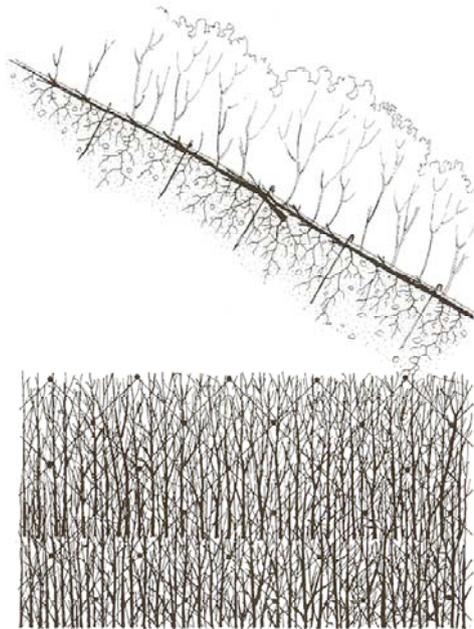
5.2 Stabilbauweisen

Zur tiefgründigeren Bodenbefestigung verwendet man sogenannte Stabilbauweisen. Zu ihnen gehören beispielsweise lebende Flechtzäune, Hangfaschinen oder der Riefenbau (siehe Bild 5.2). Da sie punktuelle oder lineare Sicherungsmaßnahmen darstellen, werden sie meist mit den oben beschriebenen Deckbauweisen kombiniert [55].

Bei Flechtzäunen werden Holzpflöcke in einem bestimmten Raster in den Boden geschlagen. Diese werden in weiterer Folge mit mehreren Lagen ausschlagsfähiger Holzruten umflochten (siehe Bild

5.2). Die größte Wirksamkeit haben Flechtzäune dann, wenn man die Holzruten zur Gänze im Boden versenkt.

a.) Spreitlagenbau



b.) Begrünung mit Jute- oder Kokosnetz

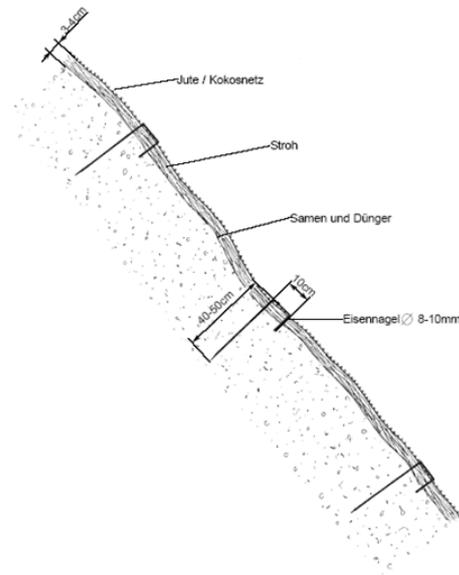


Bild 5.1: Deckbauweisen: Beispiele ([27], [55])

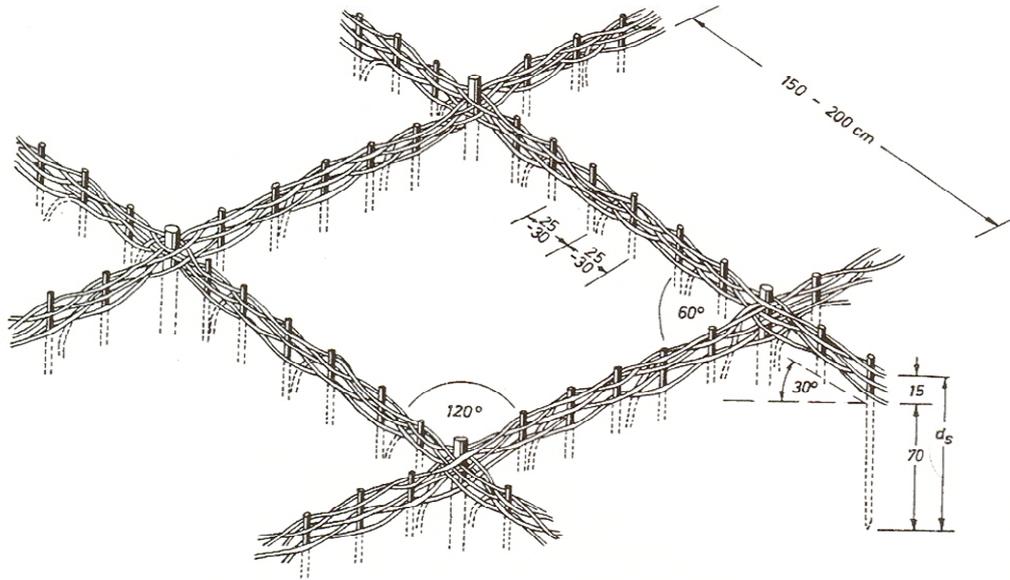
Unter Hangfaschinen versteht man Bündel aus ausschlagsfähigen Ruten. Sie werden in seichten Gräben verlegt und mit Holzpflocken befestigt. Die Gräben werden schräg zur Böschungfalllinie hergestellt, damit anfallende Wässer einwandfrei abfließen können.

Ähnlich dazu ist der sogenannte Riefenbau, bei dem ebenfalls schräge, seichte Gräben („Riefen“) in den Hang gezogen werden. In diese legt man dünne Faschinen und pflanzt zusätzliche Gehölze ein [55].

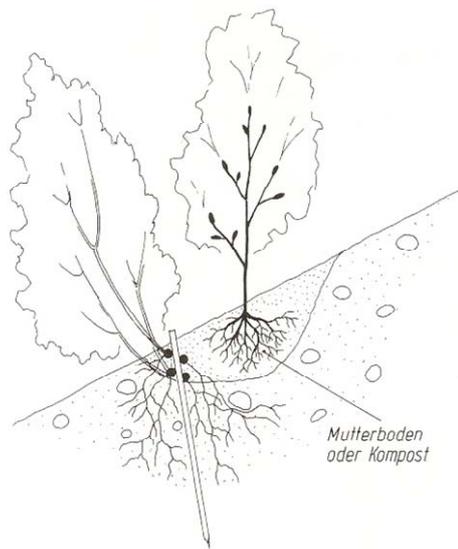
5.3 Kombinierte Bauweisen

Unter kombinierten Bauweisen versteht man solche, bei denen lebende Baustoffe mit nicht lebenden, z.B. Beton, Geokunststoffen oder Holz, zusammenwirken. Durch die nicht lebenden Baustoffe sind die Sicherungsmaßnahmen sofort nach Herstellung wirksam; die Pflanzen sorgen für eine kontinuierliche Zunahme der Wirksamkeit im Laufe der Zeit [55]. Beispiele sind begrünte Raumgitterstützmauern, lebende Hangroste oder geokunststoffbewehrte Stützkonstruktionen in Kombination mit Bepflanzung (siehe Bild 5.3). Auf die Bemessung solcher Konstruktionen wird in den nachfolgenden Kapiteln genauer eingegangen.

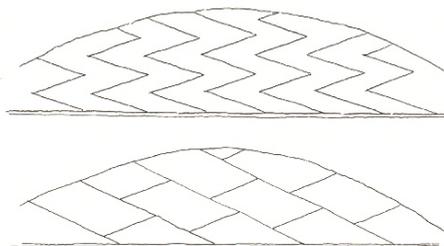
a.) lebender Flechtzaun



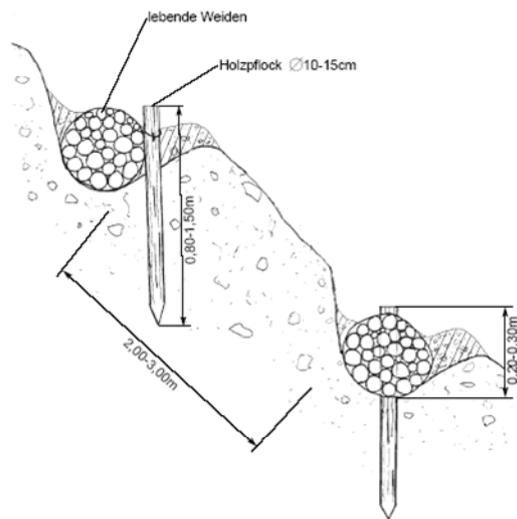
b.) Riefenbau



Anordnungsschema:



c.) Hangfaschinen



Anordnungsschema:

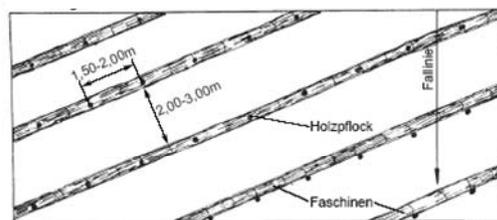
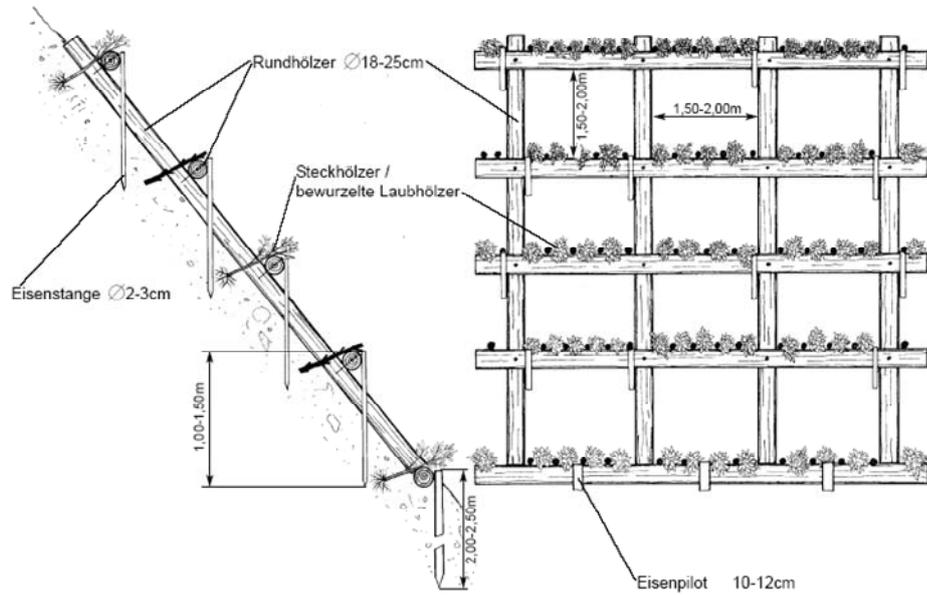
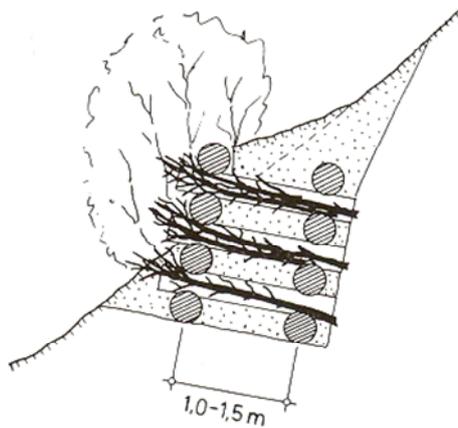


Bild 5.2: Stabilbauweisen: Beispiele ([27], [55])

a.) lebender Hangrost



b.) begrünte Raumgitterstützmauer (Holzkrainerwand)



c.) begrünte geokunststoffbewehrte Stützkonstruktion

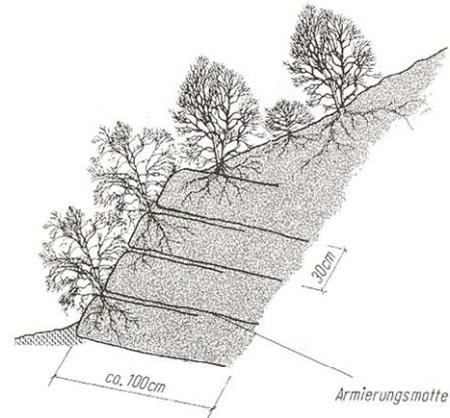


Bild 5.3: Kombinierte Bauweisen: Beispiele ([27], [55])

6 Konstruktive Böschungssicherungen

6.1.1 Bewehrte Erde Konstruktionen

6.1.1.1 Allgemeines

Unter dem Begriff „Bewehrte Erde“ wird laut *Brandl* [41] allgemein ein Verbundkörper aus Boden und Bewehrung verstanden. Als Bewehrungselemente können Mikropfähle, Injektionsrohre, Stahl- oder Kunststoffstäbe, Reibungsbänder, Matten, Gitter oder verschiedene Arten von Geokunststoffen verwendet werden.

Bei der klassischen Bewehrten Erde („Terre Armée“, entwickelt vom französischen Ingenieur *Henri Vidal*) besteht die Bewehrung aus streifenförmigen Stahlbändern, die schlaff im Boden verlegt werden (siehe Bild 6.1). Die Bänder nehmen Zugkräfte auf und übertragen sie durch Reibung in den Baugrund. An der Luftseite erhält die Böschung eine Außenhaut, an die die Bewehrungselemente angeschlossen werden. Sie soll ein Abböschchen des Bodens zwischen den Bewehrungslagen verhindern. Zum Einsatz können u.a. Stahlbeton-Fertigteile, Stahlgitterelemente (begrünbar) oder Stahlbleche kommen. Die Außenhaut wird in der Regel auf ein unbewehrtes Streifenfundament gestellt [63].

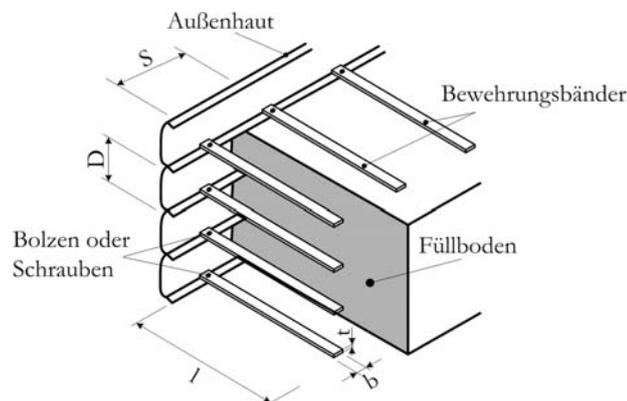


Bild 6.1: Konstruktionsprinzip Bewehrte Erde [41]

Die Herstellung von Bewehrte-Erde-Konstruktionen erfolgt lagenweise von unten nach oben. Dementsprechend ist auf eine ordnungsgemäße Verdichtung der Füllung bzw. Hinterfüllung zu achten. Die bodenmechanischen und bodenchemischen Anforderungen an das Hinterfüllmaterial sind [35] zu entnehmen.

6.1.1.2 Berechnung und Bemessung

6.1.1.2.1 Regelwerke

Für die Berechnung und Bemessung von Bewehrte-Erde-Konstruktionen können die *Bedingungen für die Anwendung des Bauverfahrens „Bewehrte Erde“* [35] herangezogen werden. Sie werden zurzeit überarbeitet, eine Veröffentlichung der Neufassung ist noch für 2008 geplant¹². Zu beachten sind weiters DIN 1054, DIN EN 1997-1, DIN 4017, E DIN 4084 und DIN 4085.

Bezüglich der Bauwerksfüllung bzw. -hinterfüllung gelten zusätzlich die Regelungen in den ZTVE-StB 94 [94], im *Merkblatt über den Einfluß der Hinterfüllung auf Bauwerke* [61], in der DIN 18196 [4] und in der DIN 18915 [5].

6.1.1.2.2 Äußere Standsicherheit

Für die Nachweise der äußeren Standsicherheit idealisiert man den Verbundkörper als Monolith. Die Nachweisführung erfolgt somit wie für eine Gewichtsmauer. *Brandl* [41] empfiehlt, bei der Berechnung des Erddrucks auf den Verbundkörper den Wandreibungswinkel parallel zur Geländeoberfläche anzusetzen ($\delta_a =$ Böschungswinkel β).

Für Bewehrte-Erde-Konstruktionen sind folgende Nachweise zu führen ([2], [35]):

Nachweise der Tragfähigkeit (GZ 1)

- Grundbruchsicherheit nach DIN 4017 und DIN 1054 (GZ 1B)
- Gleitsicherheit nach DIN 1054 (GZ 1B)
- Geländebruchsicherheit nach E DIN 4084 und DIN 1054 (GZ 1C)

Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2)

- Vermeidung schädlicher Verkantungen durch Einhaltung der zulässigen Lage der Sohlspannungsergebnisse

Gemäß DIN 1054, 12.4.4. (2) gilt, dass bei belegbaren Erfahrungen zur Standsicherheit des Stützbauwerks auf die Nachweisführung verzichtet werden kann.

¹² laut Website der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, www.fgsv.de

In [35] sind Empfehlungen für die geometrischen Abmessungen und Einbindetiefen von Bewehrte-Erde-Konstruktionen enthalten, siehe dazu Bild 6.2.

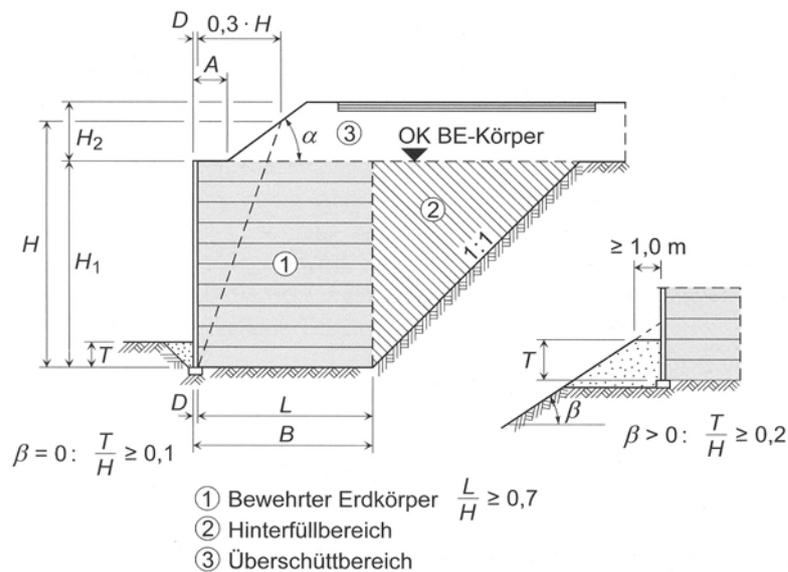


Bild 6.2: Festlegung des bewehrten Erdkörpers beim Bauverfahren „Bewehrte Erde“ [63]

6.1.1.2.3 Innere Standsicherheit

Gemäß [35] umfasst die Überprüfung der inneren Standsicherheit

- den Nachweis der Sicherheit gegen Herausziehen der Bänder,
- den Nachweis der Sicherheit gegen Materialversagen der Bewehrungsbänder und gegen Versagen des Außenhautanschlusses sowie
- die Bemessung der Außenhaut.

Möller [63] nimmt an, dass im Zuge der Überarbeitung von [35] die derzeitigen Empfehlungen um einige Punkte ergänzt werden. Wie bei geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen (siehe Abschnitt 6.1.2.2) sollen zukünftig auch Bruchmechanismen untersucht werden, bei denen mögliche Gleitflächen durch den Verbundkörper verlaufen.

Nach Brandl [41] kann man bei den Nachweisen der inneren Standsicherheit von der Erddrucktheorie nach Coulomb ausgehen. Hinter der Außenhaut bildet sich demnach eine Zone aktiven Erddrucks aus, in der vom Boden Schubspannungen auf die Bänder ausgeübt werden. In den Bändern werden dadurch Zugkräfte hervorgerufen, die im passiven Bereich über Reibung in den Boden eingeleitet werden. In Bild 6.3 ist der Verlauf der Bandkräfte und die Lage der Kraftmaxima veranschaulicht.

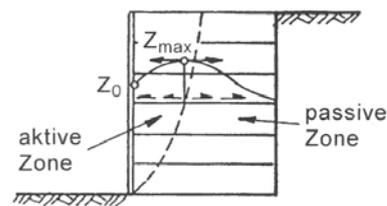


Bild 6.3: Zugkraftverlauf und Linie der maximalen Zugkräfte bei einer Bewehrten-Erde-Konstruktion [41]

Die Linie der Zugkraftmaxima kann für glatte Bewehrungsbänder hinreichend genau mit der Gleitfläche des aktiven Erddrucks angenähert werden (siehe Bild 6.4¹³). Der Berechnung des Beiwerts für den aktiven Erddruck wird ein Erddruckneigungswinkel $\delta=0$ zugrunde gelegt. Bei gerippten Bändern sind die Verformungen im oberen Bereich geringer, es wird daher bis zur Grenztiefe $z_0=H/2$ ein erhöhter aktiver Erddruck angesetzt (Erdruehdruck an der Geländeoberfläche) [35].

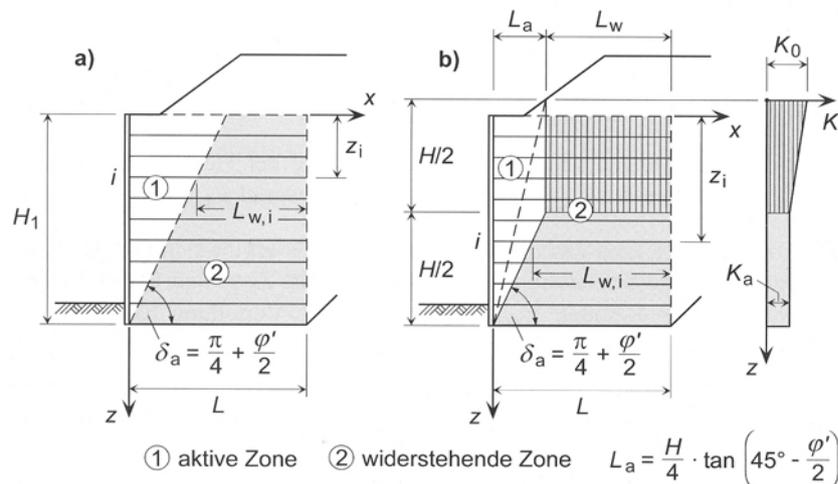


Bild 6.4: Berechnungsannahmen für glatte (a) und gerippte (b) Bänder [63]

Nachweis der Sicherheit gegen Herausziehen der Bewehrungsbänder

Der charakteristische Herausziehwiderstand von Band i wird gemäß [63] nach folgender Formel ermittelt:

$$R_{r,k,i} = \tau_{k,i} \cdot A_i = z_i \cdot \gamma_k \cdot f_{k,i} \cdot 2 \cdot b_i \cdot L_{w,i} \quad (72)$$

$\tau_{k,i}$ charakteristische Reibung

¹³ Es ist zu beachten, dass der in Bild 6.4 dargestellte Gleitflächenwinkel nur für den Sonderfall $\alpha=\beta=\delta=0$ gilt (dementsprechend auch die Formel für L_a). Im allgemeinen Fall ist der Gleitflächenwinkel nach DIN 4085 zu ermitteln.

- A_i Kontaktfläche zwischen Boden und Band in der widerstehenden (passiven) Zone
- $f_{k,i}$ charakteristischer Bandreibrungsbeiwert,
 glatte Bänder: $f_k = 0,5$
 gerippte Bänder: ohne Nachweis des Reibungswinkels des Füllbodens: $f_k = 0,5$
 mit Nachweis des Reibungswinkels des Füllbodens: $f_k = \tan\varphi_k$ bzw. $f_k \leq 0,7$
- $L_{w,i}$ wirksame Bandlänge (siehe Bild 6.4)

Für den charakteristischen Wert der maximalen Zugkraft im Band i gilt

$$Z_{k,i} = e_{k,i} \cdot a \cdot s \quad (73)$$

- $e_{k,i}$ charakteristischer Erddruck beim Band i (nur Bodeneigenlast): $e_{k,i} = K_i \cdot \gamma_k \cdot z_i$
- γ_k charakteristischer Wert der Wichte des Füllbodens
- z_i Abstand von Band i zur Konstruktionsoberkante
- a vertikaler Bandabstand
- s horizontaler Bandabstand

Wirken zusätzlich zum Bodeneigengewicht noch weitere Lasten, so sind diese in gewohnter Weise bei der Erddruckberechnung zu berücksichtigen.

Der Nachweis der Sicherheit gegen Herausziehen der Bewehrungsbänder ist erbracht, wenn

$$R_{r,d,i} \geq Z_{d,i} \quad \text{bzw.} \quad \mu_r = \frac{Z_{d,i}}{R_{r,d,i}} \leq 1 \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (74)$$

- $R_{r,d,i}$ Bemessungswert des Herausziehwiderstandes von Band i , $R_{m,d,i} = \frac{R_{r,k,i}}{\gamma_B}$
- γ_B Teilsicherheitsbeiwert für den Herausziehwiderstand flexibler Bewehrungselemente nach DIN 1054, GZ 1C
- $Z_{d,i}$ Bemessungswert der maximalen Zugkraft im Band i
- μ_r Ausnutzungsgrad

Laut *Möller* [63] ist noch nicht entschieden, ob der Bemessungswert der maximalen Zugkraft nach GZ 1B oder nach GZ 1C zu ermitteln ist¹⁴. Eine Klärung wird in der überarbeiteten Version von [35] erwartet.

¹⁴ Im ersten Fall wäre der charakteristische Erddruck $e_{k,i}$ (siehe Formel (73)) mit den Teilsicherheitsbeiwerten für die Einwirkungen nach GZ 1B zu multiplizieren. Beim GZ 1C wäre der Erddruck mit den entsprechenden Bemessungswerten der Einwirkungen und mit abgeminderten Scherparametern zu berechnen [63].

Nachweis der Sicherheit gegen Materialversagen der Bewehrungsbänder

Der charakteristische Wert des Materialwiderstands von Band i errechnet sich wie folgt:

$$R_{m,k,i} = \beta_{S,k} \cdot t_i \cdot b_i \quad (75)$$

$\beta_{S,k}$ Streckgrenze des Bandstahls

t_i statisch wirksame Banddicke von Band i (exkl. Korrosionszuschlag)

b_i statisch wirksame Bandbreite von Band i

Die Bedingung für eine ausreichende Sicherheit gegen Materialversagen von Band i lautet:

$$R_{m,d,i} \geq Z_{d,i} \quad \text{bzw.} \quad \mu_m = \frac{Z_{d,i}}{R_{m,d,i}} \leq 1 \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (76)$$

$R_{m,d,i}$ Bemessungswert des Materialwiderstands: $R_{m,d,i} = \frac{R_{m,k,i}}{\gamma_M}$

γ_M Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand

μ_M Ausnutzungsgrad

Die Größe des anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerts für den Materialwiderstand soll in der Neuauflage von [35] festgelegt werden.

Für den Nachweis des Anschlusses der Zugbänder an die Außenhaut kann nach [35] mit einem auf $0,85 \cdot Z_{k,i}$ abgeminderten Wert der Zugkraft gerechnet werden.

Die Bemessung der Außenhaut erfolgt nach den jeweils gültigen Bauartnormen. Nach [35] ist bei der Berechnung der volle Erddruck anzusetzen.

6.1.2 Geokunststoffbewehrte Stützkonstruktionen

6.1.2.1 Allgemeines

Geokunststoffbewehrte Stützkonstruktionen sind eine Form der bewehrten Erde, bei der die Bewehrungselemente aus Geokunststoffen bestehen. Zur Anwendung kommen Geogitter, Gewebe, Vliese, Matten bzw. Maschen oder Geo-Verbundstoffe. Sie können sowohl über die gesamte Grundrissfläche verlegt als auch in Streifen eingebaut werden [41]. Für die Außenhaut können unter anderem Natursteinblöcke, Betonfertigteile, Gabionen (vgl. Abschnitt 7.1.5) oder ebenfalls Geokunststoffe verwendet werden (Umschlagen der Bewehrung ergibt ein polsterähnliches Aussehen, siehe Bild 6.5) [63].

Geokunststoffbewehrte Stützkonstruktionen haben laut *Brandl* [41] unter anderem den Vorteil, dass sie „*ausgesprochen unempfindlich gegenüber Setzungsdifferenzen*“ sind. Weiters sind im Gegensatz zur klassischen Bewehrten Erde keine Streifenfundamente erforderlich, und es gibt keine Korrosions- oder Bandanschlussprobleme. Geokunststoffe können begrünt werden, siehe dazu auch Abschnitt 5.3. Bei Sichtflächen aus Geokunststoffen ist zu beachten, dass das Material eine ausreichende UV-Beständigkeit aufweisen muss. Andernfalls ist eine zusätzliche Verkleidung, z.B. in Form von bewehrtem Spritzbeton oder Fertigteileplatten, notwendig [41].

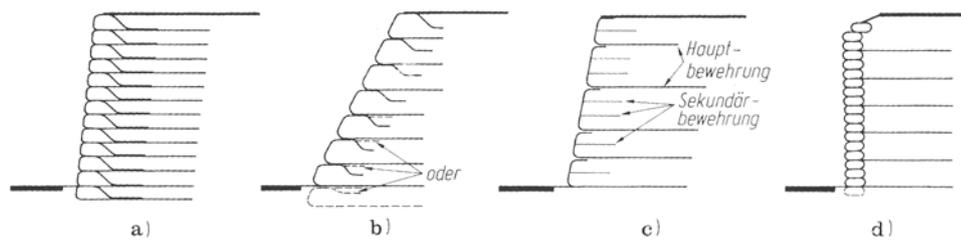


Bild 6.5: Typische Querschnitte von geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen ohne zusätzliche Verkleidung [41]

6.1.2.2 Berechnung und Bemessung

6.1.2.2.1 Regelwerke

Regelungen für die Bemessung und Berechnung von geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen sind in den *Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen - EB GEO* [47] enthalten. Sie werden derzeit überarbeitet, ein Entwurf der Neufassung soll bis Mitte 2008 veröffentlicht werden¹⁵. Als weitere Regelwerke sind DIN 1054, DIN EN 1997-1, DIN 4017, E DIN 4084 und DIN 4085 heranzuziehen.

Regelwerke bezüglich Bauwerksverfüllung und -hinterfüllung sind in Abschnitt 6.1.1.2.1 zusammengefasst.

6.1.2.2.2 Äußere Standsicherheit

Wie bei der klassischen Bewehrten Erde betrachtet man Verbundkörper mit Geokunststoffen vereinfacht als Monolith. Für den Wandreibungswinkel δ_a nimmt man üblicherweise einen Wert zwischen $2/3\varphi$ und φ an. Die zu führenden Nachweise der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit sind Abschnitt 6.1.1.2.2 zu entnehmen. Zu beachten ist allerdings, dass in der

¹⁵ Auskunft AOR Dipl.-Ing. Gerhard Bräu, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, AK 5.2.

derzeit gültigen Fassung der EBGEO im Gegensatz zur DIN 1054 sämtliche Tragfähigkeitsnachweise nach GZ 1C zu führen sind. Auch hier gilt, dass gemäß DIN 1054 bei belegbaren Erfahrungen diese Nachweise entfallen können.

In den EBGEO sind Richtwerte für die Abmessungen von geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen festgelegt. Sie entsprechen denen der klassischen Bewehrten Erde (siehe Bild 6.2). Wie schon erwähnt, sind im Allgemeinen keine Streifenfundamente notwendig (außer bei massiven Außenhäuten); die Konstruktion sollte aber mit einer Tiefe $t \geq 0,1h$ in den Baugrund einbinden. Der vertikale Abstand der Lagen- bzw. Bänder sollte zwischen 0,20 m und 0,90 m liegen.

6.1.2.2.3 Innere Standsicherheit

Die Überprüfung der inneren Standsicherheit beinhaltet nach den EBGEO

- den Nachweis der Sicherheit gegen Herausziehen der Bänder,
- den Nachweis der Sicherheit gegen Materialversagen der Bewehrungslagen und
- die Bemessung der Außenhaut und der Bewehrungsanschlüsse (falls vorhanden).

Die obigen Nachweise müssen für jede Bewehrungslage erfüllt werden. Weiters müssen folgende Bruchmechanismen untersucht werden (siehe Bild 6.6):

- Bruchmechanismen, bei denen die Gleitlinien den bewehrten Erdkörper und mindestens eine Bewehrungslage schneiden (nach GZ 1B (!), siehe Bild 6.6, Gleitlinien A),
- Bruchmechanismen, bei denen die Gleitlinien nur den bewehrten Erdkörper und keine Bewehrungslage schneiden oder nur tangieren (GZ 1C, siehe Bild 6.6, Gleitlinien B und C).

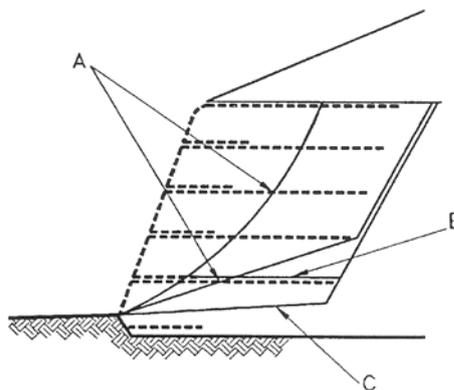


Bild 6.6: Gleitlinien durch einen bewehrten Erdkörper [47]

Bei Gleitlinien, die die Bewehrungslagen schneiden, ist als widerstehende Kraft in den Einlagen entweder die Bemessungsfestigkeit in jeder Bewehrungslage oder der Bemessungswert des Herausziehwidestands jeder Bewehrungslage anzusetzen; der kleinere Wert ist maßgebend.

Möglich sind Bruchkörper mit kreisförmigen, (mehreren) geraden Gleitlinien oder Gleitlinien in Form von logarithmischen Spiralen. In den EB GEO wird auf E DIN 4084 verwiesen und die Anwendung des Blockgleitverfahrens empfohlen (siehe Abschnitt 4.3.5).

Für den Zugkraftverlauf in den Bewehrungselementen gelten sinngemäß die Überlegungen in Abschnitt 6.1.1.2.3. Der Erddruckbeiwert ergibt sich analog zur klassischen Bewehrten Erde nach Bild 6.4 (für stärker dehnbare Bewehrungen gilt Bild 6.4 (a), für wenig dehnbare Bewehrungen Bild 6.4 (b)).

Nachweis der Sicherheit gegen Herausziehen der Bewehrungsbänder

Zu unterscheiden ist zwischen dem Herausziehwidestand außerhalb des Gleitkörpers $F_{Ai,d}$ (passiver Bereich) und jenem innerhalb des Gleitkörpers $F_{Ai,d}^*$ (aktiver Bereich). Der jeweils kleinere Wert jeder Bewehrungslage ist maßgebend für die Bemessung.

Der Herausziehwidestand im passiven Bereich wird wie folgt ermittelt [63]:

$$F_{Ai,d} = \frac{1}{\gamma_B} \cdot 2 \cdot (a_{k,i} + \sigma_{vi,d} \cdot f_{sg,k}) \cdot L_{Ai} \quad (77)$$

- γ_B Teilsicherheitsbeiwert für den Herausziehwidestand flexibler Bewehrungselemente nach DIN 1054
- $a_{k,i}$ charakteristischer Wert der Adhäsion zwischen Geokunststoff und Füllboden bzw. zwischen Geokunststoff und Geokunststoff¹⁶
- $\sigma_{vi,d}$ Bemessungswert der Normalspannung infolge Auflast auf der Bewehrungslage
- $f_{sg,k}$ charakteristischer Wert des Reibungskoeffizienten zwischen Geokunststoff und Füllboden bzw. zwischen Geokunststoff und Geokunststoff
- $$f_{sg,k} = \tan \delta_k = \lambda \cdot \tan \varphi'_k$$
- L_{Ai} Haftlänge einer Bewehrungslage aus Geokunststoffen (entspricht $L_{w,i}$ in Bild 6.4)
- δ_k charakteristischer Wert des Reibungswinkels zwischen Geokunststoff und Füllboden bzw. zwischen Geokunststoff und Geokunststoff
- λ Verhältniswert der charakteristischen Werte der Reibungswinkel Füllboden/Geokunststoff bzw. Geokunststoff/Geokunststoff zum Winkel der inneren Reibung des Füllbodens ($\lambda \geq 0,5$)

¹⁶ Die Adhäsion wird im Allgemeinen vernachlässigt.

Für den Herauszieh Widerstand im aktiven Bereich $F_{Ai,d}^*$ ist statt L_{Ai} die Haftlänge im Gleitkeil L_{Ai}^* anzusetzen. Sind die Bewehrungselemente mit der Außenhaut oder mit der nächsten Lage kraftschlüssig verbunden, so wird zusätzlich die Anschlusskraft

$$F_{Ba,d} = 0,80 \cdot F_{B,d} \quad (78)$$

berücksichtigt. $F_{B,d}$ ist die Bemessungsfestigkeit des Geokunststoffes, siehe Formel (80).

Eine ausreichende Sicherheit gegen Herausziehen ist gegeben, wenn die Bedingung

$$F_{Ai,d} \text{ bzw. } F_{Ai,d}^* \geq F_{i,d} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (79)$$

erfüllt ist (nach [47]).

$F_{i,d}$ ist der Bemessungswert der maximalen Zugkraft in Bewehrungslage i . Für die Ermittlung des charakteristischen Wertes kann Formel (73) sinngemäß angewandt werden. Der Bemessungswert errechnet sich aus dem charakteristischen Wert unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsfaktoren für Einwirkungen und Beanspruchungen gemäß DIN 1054, GZ 1B.

Nachweis der Sicherheit gegen Materialversagen der Bewehrungsbänder

Nachgewiesen werden muss, dass der Bemessungswert der maximalen Zugkraft je Einlage oder Band kleiner ist als die Bemessungsfestigkeit. (Bemessungswert der Zugfestigkeit einer Bewehrungslage). Sie errechnet sich wie folgt [63]:

$$F_{Bi,d} = \frac{F_{Bi,k}}{\gamma_M} \quad (80)$$

$F_{Bi,k}$ charakteristischer Wert der Langzeitzugfestigkeit

γ_M Teilsicherheitsbeiwert nach DIN 1054 für den GZ 1B¹⁷

Die Langzeitzugfestigkeit ergibt sich aus der Kurzzeitzugfestigkeit und geokunststoffspezifischen Abminderungsfaktoren:

$$F_{Bi,k} = \frac{F_{Bi,k0}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4} \quad (81)$$

$F_{Bi,k0}$ Kurzzeitzugfestigkeit

A_1 Abminderungsbeiwert für Kriechen

A_2 A. für Beschädigung beim Transport, beim Einbau und bei der Verdichtung

A_3 A. für Fugen oder Überlappungen, Nähte und Anschlüsse an andere Bauteile

A_4 A. für Umgebungseinflüsse (klimatische, chemische und biologische Einwirkungen)

¹⁷ In den EBGEO (1997) wird der Teilsicherheitsbeiwert für den GZ 1B nach DIN V 1054-100 mit γ_b bezeichnet. Für LF 1 ist ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,40 zu verwenden, für LF 2 ein Wert von 1,30 und für LF 3 ein Wert von 1,20. Möller [63] geht davon aus, dass diese Werte auch zukünftig gelten werden.

Der Nachweis der ausreichenden Zugfestigkeit der Bewehrungsbänder ist erbracht, wenn folgende Beziehung erfüllt ist (nach [47]):

$$F_{B,i,d} \geq F_{i,d} \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (82)$$

Bei einer Außenhaut aus Fertigteilelementen sind, wie schon erwähnt, die Bandanschlüsse entsprechend zu bemessen. Dafür kann die Zugkraft hinter der Außenhaut mit $0,8 \cdot F_{B,i,d}$ angenommen werden [47]. Die Bemessung der Außenhaut erfolgt nach den jeweils gültigen Bauartnormen.

6.1.2.3 Berechnungsbeispiel

Für die untenstehende geokunststoffbewehrte Stützkonstruktion sollen die Nachweise der inneren und äußeren Standsicherheit geführt werden.

6.1.2.3.1 Geometrien, Bodenkennwerte, Materialeigenschaften

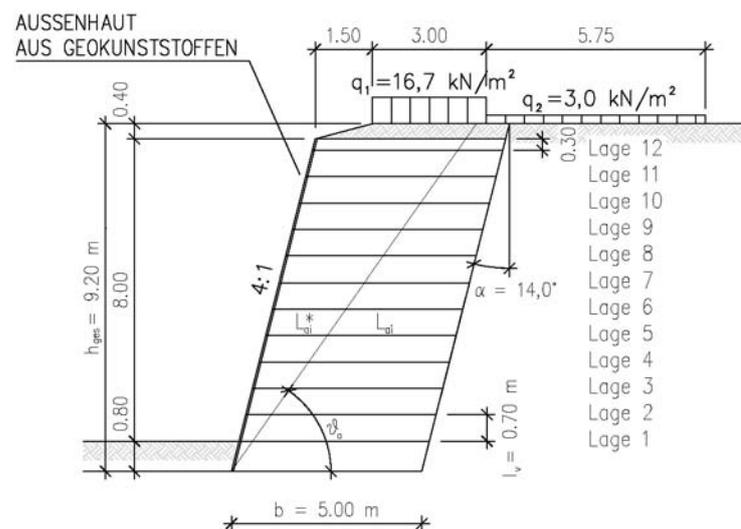


Bild 6.7: Berechnungsbeispiel zu den geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen: Geometrie

Bodenkennwerte

Anstehender Boden:

Bodengruppe: S (Sand), kohäsionslos

Wirksame Wichte des Bodens: $\gamma_{1,k} = 18 \text{ kN/m}^2$

Reibungswinkel des Bodens: $\varphi_{1,k} = 32^\circ$

Füll- und Hinterfüllmaterial:

Bodengruppe: G (Kies), kohäsionslos

Wirksame Wichte des Bodens: $\gamma_{2,k} = 18 \text{ kN/m}^2$

Reibungswinkel des Bodens: $\varphi_{2,k} = 34^\circ$

Einwirkende Kräfte

Charakteristische Verkehrslasten: $q_{1,k} = 16,7 \text{ kN/m}^2$
 $q_{2,k} = 3,0 \text{ kN/m}^2$

Widerstehende Kräfte

Annahmen zur Berechnung des charakteristischen Wertes der Langzeitzugfestigkeit der Geokunststoffbewehrung:

Kurzzeitzugfestigkeit: $F_{\text{Bi},k0} = 110 \text{ kN/m}$
 Abminderungsbeiwerte: $A_1 = 2,5$ $A_2 = 1,5$ $A_3 = A_4 = 1,0$

$$F_{\text{B},k} = \frac{F_{\text{Bi},k0}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4} = \frac{110}{2,5 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1} = 29,33 \text{ kN/m} . \quad (83)$$

6.1.2.3.2 Nachweise der äußeren Standsicherheit

Für die Nachweise der äußeren Standsicherheit wird die geokunststoffbewehrte Stützkonstruktion als monolithischer Körper betrachtet (siehe Bild 6.8). Die Nachweise der Gleit- und Grundbruchsicherheit werden gemäß EBGE im Grenzzustand GZ 1C geführt; die Berechnung erfolgt analog zu der in [47] erläuterten Vorgangsweise.

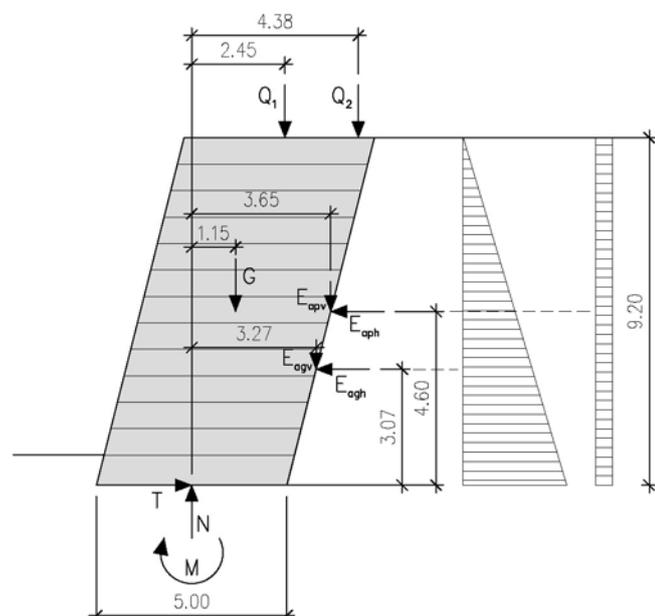


Bild 6.8: Berechnungsbeispiel zu den geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen: Monolithischer Körper für die Nachweise der äußeren Standsicherheit

Berechnung der Bemessungswerte für LF 1:

Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen: $\gamma_G = 1,00$ $\gamma_Q = 1,30$

Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände: $\gamma_\gamma = 1,00$ $\gamma_\varphi = 1,25$ $\gamma_c = 1,25$

Bemessungswerte der veränderlichen Einwirkungen:

$$q_{1,k} = 16,7 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad q_{1,d} = 16,7 \cdot 1,30 = 21,71 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{2,k} = 3,0 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad q_{2,d} = 3,0 \cdot 1,30 = 3,90 \text{ kN/m}^2$$

Bemessungswerte der Bodenkennwerte:

$$\varphi_{1,d} = \arctan\left(\frac{\tan \varphi_{1,k}}{\gamma_\varphi}\right) = \arctan\left(\frac{\tan 32}{1,25}\right) = 26,56^\circ \quad (84)$$

$$\varphi_{2,d} = \arctan\left(\frac{\tan \varphi_{2,k}}{\gamma_\varphi}\right) = \arctan\left(\frac{\tan 34}{1,25}\right) = 28,35^\circ \quad (85)$$

Einwirkungen

Bemessungswerte des Erddrucks infolge Eigenlast des Bodens und infolge gleichmäßig verteilter Flächenlast für den GZ 1C:

$K_{agh,d}$ gemäß Formel (4) für $\varphi = 26,56^\circ$, $\alpha = -14,03^\circ$, $\delta = 28,35^\circ$, $\beta = 0$: $K_{agh,d} = K_{aph,d} = 0,232$

$$E_{agh,d} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_d \cdot h^2 \cdot K_{agh,d} = \frac{1}{2} \cdot 18,00 \cdot 9,2^2 \cdot 0,232 = 176,7 \text{ kN/m} \quad (86)$$

$$E_{agv,d} = E_{agh,d} \cdot \tan(\alpha + \delta_a) = 176,7 \cdot \tan(-14,03 + 28,35) = 45,1 \text{ kN/m} \quad (87)$$

$$E_{aph,d} = q_{2,d} \cdot h \cdot K_{aph,d} = 3,90 \cdot 9,2 \cdot 0,232 = 8,3 \text{ kN/m} \quad (88)$$

$$E_{apv,d} = E_{aph,d} \cdot \tan(\alpha + \delta_a) = 8,3 \cdot \tan(-14,03 + 28,35) = 2,0 \text{ kN/m} \quad (89)$$

Bemessungswerte des Erddrucks infolge Eigenlast des Bodens und infolge gleichmäßig verteilter Flächenlast für den GZ 1A bzw. GZ 2:

$K_{agh,k}$ gemäß Formel (4) für $\varphi_{1,k} = 32^\circ$, $\alpha = -14,03^\circ$, $\delta_a = 34^\circ$, $\beta = 0$: $K_{agh,k} = K_{aph,k} = 0,171$

$$E_{agh,k} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot h^2 \cdot K_{agh,k} = \frac{1}{2} \cdot 18,00 \cdot 9,2^2 \cdot 0,171 = 130,3 \text{ kN/m} \quad (90)$$

$$E_{agv,k} = E_{agh,k} \cdot \tan(\alpha + \delta_a) = 130,3 \cdot \tan(-14,03 + 34) = 47,3 \text{ kN/m} \quad (91)$$

$$E_{aph,k} = q_{2,k} \cdot h \cdot K_{ah} = 3,00 \cdot 9,2 \cdot 0,171 = 4,7 \text{ kN/m} \quad (92)$$

$$E_{apv,k} = E_{aph,k} \cdot \tan(\alpha + \delta_a) = 4,7 \cdot \tan(-14,03 + 34) = 1,7 \text{ kN/m} \quad (93)$$

Gewicht des Nagelkörpers:

$$W_k = W_d = 828 \text{ kN/m} \quad (94)$$

Bemessungswerte der Resultierenden der Verkehrslasten auf dem Nagelkörper für den GZ 1C:

$$Q_{1,d} = 21,71 \cdot 3,00 = 65,1 \text{ kN/m} \quad (95)$$

$$Q_{2,d} = 3,90 \cdot 0,85 = 3,3 \text{ kN/m} \quad (96)$$

Charakteristische Werte der Resultierenden der Verkehrslasten auf dem Nagelkörper für den GZ 1A bzw. GZ 2:

$$Q_{1,k} = 16,70 \cdot 3,00 = 50,1 \text{ kN/m} \quad (97)$$

$$Q_{2,k} = 3,00 \cdot 0,85 = 2,6 \text{ kN/m} \quad (98)$$

Nachweise der Tragsicherheit (GZ 1)

Sicherheit gegen Kippen (GZ 1A)

Charakteristischer Wert des Moments um den Schwerpunkt der Sohlfläche (aus ständigen Lasten und Verkehrslasten):

$$\begin{aligned} M_k &= E_{agh,k} \cdot 3,07 + E_{aph,k} \cdot 4,60 - E_{agv,k} \cdot 3,27 - E_{apv,k} \cdot 3,65 \\ &\quad - W_k \cdot 1,15 - Q_{1,k} \cdot 2,45 - Q_{2,k} \cdot 4,38 \\ &= 130,3 \cdot 3,07 + 4,7 \cdot 4,60 - 47,3 \cdot 3,27 - 1,7 \cdot 3,65 \\ &\quad - 828 \cdot 1,15 - 50,1 \cdot 2,45 - 2,6 \cdot 4,38 \\ &= -825,2 \text{ kNm/m} \end{aligned} \quad (99)$$

Charakteristischer Wert der Summe der Vertikalkräfte im Schwerpunkt der Sohlfläche:

$$N_k = W_k + E_{agv,k} + E_{apv,k} + Q_{1,k} + Q_{2,k} = 828 + 47,3 + 1,7 + 50,1 + 2,6 = 929,7 \text{ kN/m} \quad (100)$$

Vorhandene Exzentrizität und Kippkriterium:

$$e_{\text{vorh}} = \frac{M_k}{N_k} = \frac{825,2}{929,7} = 0,89 \text{ m} \leq \frac{b}{3} = \frac{5,00}{3} = 1,67 \text{ m} \quad (101)$$

→ Nachweis erbracht

Sicherheit gegen Gleiten (GZ 1C (!))

Der Erdwiderstand auf der Konstruktionsvorderseite wird im Hinblick auf die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit vernachlässigt.

Bemessungswert der Resultierenden der Vertikallasten:

$$\begin{aligned} N_d &= W_d + E_{agv,d} + E_{aphv,d} + Q_{1,d} + Q_{2,d} \\ &= 828 + 45,1 + 2,0 + 65,1 + 3,3 = 943,5 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (102)$$

Bemessungswert des Sohlwiderstands:

$$R_{t,d} = N_d \cdot \tan \delta_{s,d} = 943,5 \cdot \tan 26,56 = 471,6 \text{ kN/m} \quad (103)$$

Bemessungswert der Summe der Horizontalkräfte:

$$T_d = E_{agh,d} + E_{aph,d} = 176,7 + 8,3 = 185,0 \text{ kN/m} \quad (104)$$

Gleitkriterium:

$$T_d = 185 \text{ kN/m} \leq R_{t,d} = 471,6 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Nachweis erbracht} \quad (105)$$

Sicherheit gegen Grundbruch (GZ 1C (!))

Grundwerte für die Berechnung des Grundbruchwiderstands (Anteile aus „Fundamentbreite“ und „Einbindetiefe“):

- Tragfähigkeitsbeiwerte N_{b0} , N_{d0} :

$$N_{d0} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_{1,d}}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi} = \tan^2 \left(45 + \frac{26,56}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan 26,56} = 12,59 \quad (106)$$

$$N_{b0} = (N_{d0} - 1) \cdot \tan \varphi_k = (12,59 - 1) \cdot \tan 26,56 = 5,97 \quad (107)$$

- Lastneigungsbeiwerte i_b , i_d :

$$\text{Lastneigungswinkel } \delta = \arctan \left(\frac{T_d}{N_d} \right) = \arctan \left(\frac{185,0}{943,5} \right) = 11,1^\circ \quad (108)$$

$$\text{Rechnerische Breite: } b' = b - 2 \cdot e = 5,00 - 2 \cdot 0,89 = 3,22 \text{ m} \quad (109)$$

$$m = \frac{\left(2 + \frac{b'}{a'} \right)}{\left(1 + \frac{b'}{a'} \right)} \cdot \sin^2 \omega = \frac{\left(2 + \frac{3,22}{1,00} \right)}{\left(1 + \frac{3,22}{1,00} \right)} \cdot \sin^2 90 = 1,24 \quad (110)$$

$$i_b = (1 - \tan \delta)^{m+1} = (1 - \tan 11,1)^{1,24+1} = 0,61 \quad (111)$$

$$i_d = (1 - \tan \delta)^m = (1 - \tan 11,1)^{1,24} = 0,76 \quad (112)$$

- Sohlneigungsbeiwert ξ_b , ξ_d :

$$\text{Sohle horizontal} \rightarrow \xi_b = \xi_d = 1$$

- Formbeiwert v_b , v_d :

$$\text{„Streifenfundament“} \rightarrow v_b = v_d = 1$$

- Geländeneigungsbeiwert λ_b , λ_d :

$$\text{Gelände in Nachweisebene horizontal} \rightarrow \lambda_b = \lambda_d = 1$$

Charakteristischer Wert des Grundbruchwiderstands:

$$\begin{aligned} R_{n,k} &= a' \cdot b' \cdot (\gamma_d \cdot b' \cdot N_{b0} \cdot v_b \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b + \gamma_k \cdot d \cdot N_{d0} \cdot v_d \cdot i_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d) \\ &= 1,00 \cdot 3,22 \cdot (18,00 \cdot 3,22 \cdot 5,79 \cdot 0,61 + 18,00 \cdot 0,8 \cdot 12,59 \cdot 0,76) \\ &= 1102,8 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (113)$$

Nachweis der Grundbruchsicherheit:

$$N_d = 943,5 \text{ kN/m} \leq R_{n,d} = 1102,8 \text{ kN/m} \quad \rightarrow \text{Nachweis erbracht} \quad (114)$$

Sicherheit gegen Geländebruch (GZ 1C)

Die Sicherheit gegen Geländebruch wurde mit dem Berechnungsprogramm *GGU-Stability* durchgeführt. Berechnungsplots sind im Anhang ersichtlich. Bei der Anwendung des Blockgleitverfahrens ergibt sich beim maßgebenden Mechanismus ein Ausnutzungsgrad $\mu = 0,75$. Eine Vergleichsberechnung mit dem Verfahren nach Krey/Bishop liefert einen Ausnutzungsgrad $\mu = 0,80$.

Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2)

Vorhandene Exzentrizität aus ständigen Lasten und Nachweiskriterium:

$$e_{\text{vorh}} = \frac{M_k}{N_k} = \frac{706,9}{875,3} = 0,81 \text{ m} \leq \frac{b}{6} = \frac{5,00}{6} = 0,83 \text{ m} \quad \rightarrow \text{Nachweis erbracht} \quad (115)$$

Nach [47] kann im Allgemeinen auf den Nachweis der zulässigen Verschiebungen verzichtet werden, wenn mindestens mitteldicht gelagerter nichtbindiger bzw. mindestens steifer bindiger Untergrund ansteht, der Erdwiderstand vor der Wand nur eingeschränkt angesetzt wird und davon ausgegangen werden kann, dass die Sicherheitsreserven nicht vollständig ausgenutzt werden. Sind genauere Verschiebungsnachweise gefordert, so können diese mithilfe von numerischen Verfahren geführt werden (siehe dazu auch Abschnitte 3.3 und 6.1.3.2).

Zusätzlich wäre gemäß [47] für die Stützkonstruktion ein Setzungsnachweis auf Grundlage der DIN V 4019-100 zu führen; darauf soll in dieser Arbeit jedoch nicht genauer eingegangen werden.

6.1.2.3.3 Nachweise der inneren Standsicherheit

Die Nachweise der inneren Standsicherheit werden gemäß EBGEO im Grenzzustand GZ 1B geführt.

Berechnung der Bemessungswerte für LF 1:

Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen: $\gamma_G = 1,35$ $\gamma_Q = 1,50$

Herauszieh Widerstand flexibler Bewehrungselemente: $\gamma_B = 1,40^{18}$

Bemessungswerte der veränderlichen Einwirkungen:

$$q_{1,k} = 16,7 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad q_{1,d} = 16,7 \cdot 1,50 = 25,1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{2,k} = 3,0 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad q_{2,d} = 3,0 \cdot 1,50 = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

Nachweis der Sicherheit gegen Herausziehen und Materialversagen der einzelnen Bewehrungslagen

Bemessungsfestigkeit der Zugeinlagen:

$$F_{Bi,d} = \frac{F_{Bi,k}}{\gamma_M} = \frac{29,33}{1,40} = 20,95 \text{ kN/m} \quad (116)$$

Reibungsbeiwert der Zugeinlagen:

$$f_{sg,k} = 0,5 \cdot \tan \varphi_k = 0,5 \cdot \tan 34 = 0,34 \quad (117)$$

Für die Berechnung der Haftkräfte in den Bewehrungslagen geht man von der Ausbildung eines Gleitkeils innerhalb des Stützkörpers aus. Die Gleitfläche ist unter dem Winkel ϑ_a geneigt (siehe Bild 6.7). ϑ_a ergibt sich gem. DIN 4085 für $\varphi_k = 34^\circ$, $\alpha = -14,03^\circ$ und $\beta = 0^\circ$ zu $\vartheta_a = 55^\circ$.

Die Berechnung der Kräfte links und rechts der Gleitfläche für jede Bewehrungslage und der Nachweis gegen Herausziehen bzw. Materialversagen der Lagen erfolgen tabellarisch (siehe Tabelle 6.1). Der Bemessungswert der wirksamen Normalspannungen für die Bewehrungslage i errechnet sich dabei wie folgt:

Ohne Berücksichtigung der Verkehrslasten:

$$\sigma_{vi,d} = (z_i + 0,4) \cdot 18,00 \quad (118)$$

Mit Berücksichtigung der Verkehrslasten (Annahme Lastausbreitungswinkel bei begrenzter Flächenlast = 45°):

$$\sigma_{vi,d} = (z_i + 0,4) \cdot 18,00 + 4,5 + (25,02 - 4,5) \cdot \frac{3}{(3 + z_i + 0,4)} \quad (119)$$

¹⁸ Dieser Teilsicherheitsbeiwert wird in der DIN 1054 dem GZ 1C zugeordnet.

Damit kann der Bemessungswert des Herausziehwiderstandes in der Bewehrungslage i ermittelt werden (Vernachlässigung der Adhäsion):

$$F_{Ai,d} = \frac{1}{\gamma_B} \cdot 2 \cdot (a_{k,i} + \sigma_{vi,d} \cdot f_{sg,k}) \cdot L_{Ai} = \frac{1}{1,4} \cdot 2 \cdot (0 + (z_i + 0,4 \cdot 18)) \cdot L_{Ai} \quad (120)$$

Die Kraft rechts der Gleitfläche (im Gleitkeil) wird nach folgender Formel bestimmt:

$$\begin{aligned} F_{Ai,d}^* &= 0,80 \cdot F_{B,d} + \frac{1}{\gamma_B} \cdot 2 \cdot (a_{k,i} + \sigma_{vi,d} \cdot f_{sg,k}) \cdot L_{Ai}^* \\ &= 0,80 \cdot 20,95 + \frac{1}{1,4} \cdot 2 \cdot (0 + (z_i + 0,4 \cdot 18)) \cdot L_{Ai}^* \end{aligned} \quad (121)$$

Die Längen der Bewehrungseinlagen links und rechts der Gleitfläche (L_{Ai} , L_{Ai}^*) werden Bild 6.7 entnommen.

Die horizontale Erddruckspannung auf Höhe der Bewehrungslage i ergibt sich nach den Formeln (118) und (123) mit $K_{agh} = K_{aph} = 0,165$ ($\varphi_{2,k} = 34^\circ$, $\alpha = -14,03^\circ$, $\delta_a = 2^\circ$, $\beta = 2/3\varphi = 22,67^\circ$).

Ohne Berücksichtigung der Verkehrslasten:

$$e_{ahi,d} = K_{agh} \cdot \gamma_{1,d} \cdot z_i = 0,165 \cdot 1,35 \cdot 18,00 \cdot z_i \quad (122)$$

Mit Berücksichtigung der Verkehrslasten:

$$e_{ahi,d} = K_{agh} \cdot \gamma_{1,d} \cdot z_i + K_{aph} \cdot q_{2,d} = 0,165 \cdot (1,35 \cdot 18,00 \cdot z_i + 25,1) \quad (123)$$

Erddruck, der auf die Bewehrungslage i entfällt (l_v = vertikaler Bandabstand, l_h = horizontaler Bandabstand):

$$E_{ahi,d} = e_{ahi,d} \cdot l_v \cdot l_h = 0,165 \cdot (1,35 \cdot 18,00 \cdot z_i + 25,1) \cdot 0,7 \cdot 1,0 \quad (124)$$

Für die unterste Bewehrungslage wird $l_v = 0,75$ m gesetzt.

Bei der Berechnung der Widerstände nach obigen Formeln erweist sich in allen Bewehrungslagen die Bemessungsfestigkeit der Geokunststoffe als maßgebend. In den Bewehrungslagen 1 bis 3 reicht die Bemessungsfestigkeit des oben gewählten Geokunststoffes nicht aus; für diese Lagen wird daher ein stärkerer Geokunststoff mit $F_{Bi,k0} = 150$ kN/m gewählt. Diese Annahme ist in Tabelle 6.1 bereits berücksichtigt.

Tabelle 6.1: Berechnungsbeispiel zu den geokunststoffbewehrten Stützkonstruktion: Nachweise der Tragfähigkeit und gegen Herausziehen der einzelnen Bewehrungslagen

i	L _{a,i} [*] [m]	L _{a,i} [m]	z _i [m]	σ _{vi,d} [kN/m ²]		F _{ai,d} [*] [kN/m]		F _{ai,d} [kN/m]		Min(F _{ai,d} [*] , F _{ai,d}) [kN/m]		F _{Bi,d} [kN/m]	E _{ah,i,d} [kN/m]	
				ohne VL	mit VL	ohne VL	mit VL	ohne VL	mit VL	ohne VL	mit VL			
1	0,36	4,64	8,00	151,20	161,10	49,30	51,03	340,76	363,07	49,30	51,03	28,57	24,06	27,16
2	0,68	4,32	7,30	138,60	148,85	68,64	72,02	290,82	312,34	68,64	72,02	28,57	20,49	23,38
3	0,99	4,01	6,60	126,00	136,66	83,45	88,57	245,41	266,17	83,45	88,57	28,57	18,53	21,42
4	1,31	3,69	5,90	113,40	124,52	88,91	95,99	203,25	223,17	88,91	95,99	20,95	16,56	19,45
5	1,62	3,38	5,20	100,80	112,46	96,08	105,25	165,48	184,62	96,08	105,25	20,95	14,60	17,49
6	1,94	3,06	4,50	88,20	100,49	99,87	111,45	131,09	149,36	99,87	111,45	20,95	12,63	15,52
7	2,25	2,75	3,80	75,60	88,65	99,38	113,64	100,98	118,41	99,38	113,64	20,95	10,67	13,56
8	2,57	2,43	3,10	63,00	76,97	95,40	112,84	74,36	90,85	74,36	90,85	20,95	8,70	11,59
9	2,88	2,12	2,40	50,40	65,51	87,26	108,40	51,90	67,46	51,90	67,46	20,95	6,74	9,63
10	3,20	1,80	1,70	37,80	54,37	75,51	101,27	33,05	47,54	33,05	47,54	20,95	4,77	7,66
11	3,51	1,49	1,00	25,20	43,69	59,72	91,25	18,24	31,62	18,24	31,62	20,95	2,81	5,70
12	3,83	1,17	0,30	12,60	33,74	40,20	79,52	7,16	19,17	7,16	19,17	20,95	0,84	3,73

Überprüfung der inneren Standsicherheit mit Starrkörper-Bruchmechanismen

Zusätzlich zum Nachweis der inneren Standsicherheit der einzelnen Bewehrungslagen wird die Standsicherheit des Gesamtsystems mit dem Verfahren der zusammengesetzten Bruchmechanismen mit geraden Gleitlinien (Starrkörperbruchmechanismen) überprüft. Der Nachweis wird nach den EBGEO im GZ 1B (!) geführt. Zur Bestimmung des maßgebenden Bruchmechanismus wird das Programm *GGU-Stability* verwendet; es ergibt sich ein Ausnutzungsgrad $\mu = 0,92$ (siehe Anhang). Dieser Mechanismus soll zur Erläuterung händisch nachgerechnet werden (siehe unten).

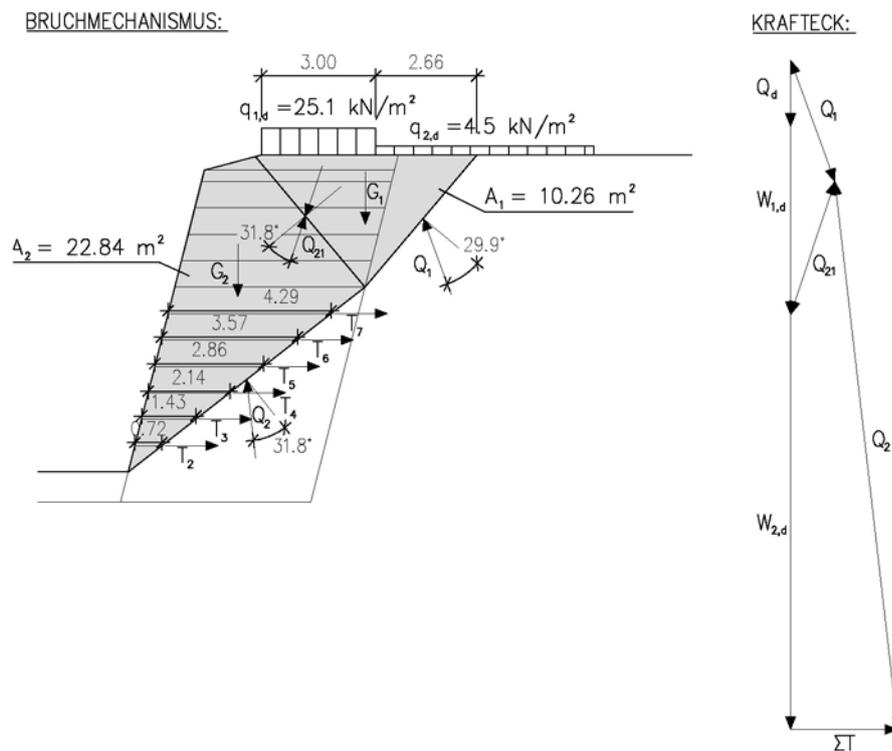


Bild 6.9: Berechnungsbeispiel zu den geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen: Starrkörper-Bruchmechanismus und Kräfteck

Berechnung der mobilisierten Reibungswinkel:

$$\varphi_{1,k,mob} = \arctan(\mu \cdot \tan \varphi_{1,k}) = \arctan(0,92 \cdot \tan 32) = 29,89^\circ \quad (125)$$

$$\varphi_{2,k,mob} = \arctan(\mu \cdot \tan \varphi_{2,k}) = \arctan(0,92 \cdot \tan 34) = 31,82^\circ \quad (126)$$

Berechnung der Gewichtskräfte und der Resultierenden der veränderlichen Lasten (Querschnittsflächen gemäß Bild 6.9):

$$W_{1,d} = 10,26 \cdot 18,00 \cdot 1,35 = 249,3 \text{ kN/m} \quad (127)$$

$$W_{2,d} = 22,84 \cdot 18,00 \cdot 1,35 = 555,0 \text{ kN/m} \quad (128)$$

$$Q_d = 25,1 \cdot 3,00 + 4,5 \cdot 2,66 = 87,3 \text{ kN/m} \quad (129)$$

Die Berechnung der Widerstände erfolgt tabellarisch, siehe Tabelle 6.2.

Tabelle 6.2: Berechnungsbeispiel geokunststoffbewehrte Stützkonstruktion: Berechnung der Widerstände beim Starrkörper-Bruchmechanismus

i	$L_{a,i}^*$	$L_{a,i}$	z_i	$\sigma_{vi,d}$	$F_{ai,d}^*$	$F_{ai,d}$	$\text{Min}(F_{ai,d}^*, F_{ai,d})$	$F_{Bi,d}$
				mit VL	mit VL	mit VL	mit VL	
				[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
	[m]	[m]	[m]					
2	0,72	4,28	7,30	148,85	74,92	309,44	74,92	28,57
3	1,43	3,57	6,60	136,66	117,78	236,96	117,78	28,57
4	2,14	2,86	5,90	124,52	146,19	172,98	146,19	20,95
5	2,86	2,14	5,20	112,46	172,98	116,89	116,89	20,95
6	3,57	1,43	4,50	100,49	191,01	69,80	69,80	20,95
7	4,29	0,71	3,80	88,65	201,48	30,57	30,57	20,95

Für alle Lagen sind wiederum die Bemessungsfestigkeiten maßgebend. Der maximale Widerstand gegen Versagen errechnet sich zu

$$Q_d = 2 \cdot 28,57 + 4 \cdot 20,95 = 140,94 \text{ kN/m} . \quad (130)$$

Mit den so ermittelten Einwirkungen und Widerständen wird das Krafteck gezeichnet (siehe Bild 6.9). Es ist geschlossen, was das Berechnungsergebnis bestätigt.

6.1.3 Bodenvernagelung

6.1.3.1 Allgemeines

Bei der Bodenvernagelung werden in den gewachsenen Boden Bewehrungselemente in Form von Stahl- oder Kunststoffstäben („Nägel“) eingebaut. Ziel ist die Erhöhung der Zug- und Scherfestigkeit des anstehenden Bodens. Die Vernagelung kann sowohl als bewehrte Erde als auch als Verdübelung gesehen werden, da die Nägel neben Zugkräften auch Scherkräfte und Biegemomente aufnehmen können [41].

Anwendungsgebiete sind die Sicherung von Baugrubenböschungen, Hanganschnitten und von rutschgefährdeten Hängen bzw. Böschungen (siehe Bild 6.10) [92]. Bei steil bis senkrecht geneigten Bodenvernagelungen (Neigungswinkel 70°-90°) spricht man auch von Nagelwänden. In diesem Abschnitt soll speziell auf Vernagelungen mit Neigungen kleiner als 70° eingegangen werden; Nagelwände werden in Abschnitt 7.1.3 genauer erläutert.

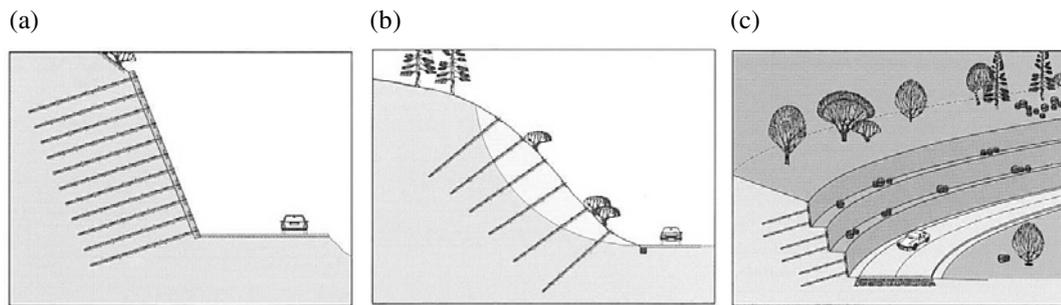


Bild 6.10: Beispiele für Bodenvernagelungen: Nagelwand (a), Sicherung eines Rutschhanges (b), Abgetreppte Hangsicherung (c) [37]

Als Stahlnägel kommen meist GEWI-Nägel (Durchmesser zwischen 16 und 32 mm) oder Injektionsbohr(IBO)-Anker zur Anwendung. Zu den Kunststoffnägeln gehören z.B. solche aus glasfaserverstärkten Kunststoffen (GFK) oder Verbundanker aus Geokunststoffschlaufen. Meistens werden die Nägel mit einheitlicher Länge und Neigung gewählt. *Brandl* [41] merkt jedoch an, dass die Nägel nicht unbedingt auf diese Weise ausgebildet werden müssen; „*vielmehr soll die Geometrie der Nagelung durchaus den Boden- und Felseigenschaften, dem Verlauf der kritischen Gleitflächen und den unterschiedliche Kräften angepasst werden.*“ Kombinationen von Vernagelungen mit langen, vorgespannten Injektionsankern haben sich in zahlreichen Fällen bewährt.

Bodenvernagelungen erhalten im Regelfall an der Luftseite eine Außenhaut, mit der die Nägel kraftschlüssig verbunden werden. Die Außenhaut wird oft starr bzw. wenig nachgiebig aus bewehrtem Spritzbeton, Ortbeton, Fertigteilen oder Gabionen hergestellt. Die Bemessung dieser massiven Ausführungsvarianten beruht auf dem Ansatz, dass auf die Rückseite der Außenhaut der 0,85-fache aktive Erddruck wirkt (siehe auch Abschnitt 7.1.3.2.3). *Sanin* [75] gibt an, dass dieser Ansatz für Bodenvernagelungen, die steiler als 70° sind, zutrifft; bei kleineren Neigungen entspricht er allerdings eher nicht der Realität, da hier weniger ein Erddruckproblem, sondern mehr ein Scherproblem vorliegt. Je nach Bodenverhältnissen und äußerer Belastung wird die Außenhaut deutlich geringer belastet und kann somit auch filigraner bzw. nachgiebiger ausgeführt werden. Dafür bieten sich z.B. begrünbare, dreidimensionale Stahlgittermatten an. Als weiterführende Literatur wird an dieser Stelle auf [75] verwiesen.

Bei entsprechenden Baugrundverhältnissen kann die Außenhaut unter Umständen auch ganz entfallen [92]. Wesentlich ist speziell in solchen Fällen ein ausreichender Schutz der Böschungs- bzw. Hangoberfläche vor Erosion. Diese kann nämlich zu einer Verringerung der Einbindetiefe der Nägel und in weiterer Folge zu einer deutlichen Verminderung der Standsicherheit führen. In Bezug auf den Erosionsschutz empfiehlt sich außerdem eine versetzte Anordnung der Nägel zueinander, damit eine Gassenbildung zwischen den Nägeln vermieden werden kann [33].

Die Herstellung von Bodenvernagelungen erfolgt im Gegensatz zu den Bewehrte-Erde-Konstruktionen von oben nach unten. Der anstehende Boden wird abschnittsweise ausgehoben (ca. 1,0 m – 1,5 m Höhe, je nach Untergrund). Dann sichert man den freistehenden Boden mit dem jeweiligen Außenhautsystem und stellt die Bohrungen für die Nägel her. In weiterer Folge werden die Nägel eingebaut und der Ringraum mit Mörtel verpresst (keine Vorspannung). Anschließend kann die nächste Lage ausgehoben werden [63].

6.1.3.2 Berechnung und Bemessung

Derzeit gibt es im deutschen Sprachraum noch kein spezielles Regelwerk zur Bemessung und Berechnung von Bodenvernagelungen. Grundsätze zur Bemessung können DIN 1054, Abschnitt 12.4 entnommen werden. Als Ausführungsnorm kann DIN prEN 14490 [20] herangezogen werden, die auch einige Anmerkungen zum Entwurf von Vernagelungen beinhaltet. Die Regelungen und Annahmen, die in den bauaufsichtlichen Zulassungen der verschiedenen Hersteller (z.B. [31]) enthalten sind, gelten mehr für Nagelwände als für Vernagelungen von flacher geneigten Böschungen und Hängen ([92], [75]).

Die Bemessung von vernagelten Böschungen kann über Geländebruchuntersuchungen erfolgen. Dabei sind sowohl Bruchmechanismen zu untersuchen, bei denen Gleitflächen die Nägel schneiden, als auch solche, die sämtliche Nägel umschließen. Durchstoßen die Nägel die Gleitfuge, so ist als haltende Kraft entweder deren Bruchwiderstand oder der Herauszieh Widerstand anzusetzen; der kleinere Wert ist maßgebend¹⁹. Der Herauszieh Widerstand ergibt sich dabei aus Multiplikation der Länge des Nagels außerhalb des Gleitkörpers mit der möglichen Grenzschubkraft. Diese ist von der Mantelreibung des Nagels bzw. Verpresskörpers und den Bodenverhältnissen abhängig. Für eine erste Vorbemessung kann von folgenden Bemessungswerten ausgegangen werden:

- Kies: $T_{m,d} = 25 - 35 \text{ kN/m}$
- Sand: $T_{m,d} = 20 - 30 \text{ kN/m}$
- Schluff: $T_{m,d} = 15 - 25 \text{ kN/m}$
- Ton: $T_{m,d} = 10 - 20 \text{ kN/m}$

Die obigen Werte verstehen sich als Erfahrungswerte und sind unbedingt durch Nagelprüfungen nachzuweisen.

¹⁹ Erfahrungsgemäß ist meist der Herauszieh Widerstand maßgebend.

Berechnung von Bodenvernagelungen nach der Methode der Finiten Elemente

Bodenvernagelungen werden schlaff eingebaut und benötigen gewisse Verformungen zur Aktivierung ihrer Tragwirkung. Nach DIN prEN 14490 können die zu erwartenden Bewegungen der Böschungskante bei nicht bindigen Böden erfahrungsgemäß mit ca. 0,1% bis 0,3% der Böschungshöhe abgeschätzt werden. Bei feinkörnigen Böden können jedoch deutlich größere Bewegungen auftreten. Speziell bei Böschungen, über denen sich Bauwerke wie z.B. Straßen befinden, sind solche Verformungen unerwünscht, da sie zu erheblichen Schäden führen können. In diesen Fällen sind numerische Untersuchungen mithilfe der Finiten-Elemente-Methode (FEM) zu empfehlen, da sich hierbei realistische Spannungs- und Verformungsbilder ergeben. Auch im Hinblick auf Tragfähigkeitsuntersuchungen empfiehlt sich die Anwendung numerischer Berechnungsmethoden; durch die Verformungen können sich nämlich Gleitlinien ausbilden, deren Verläufe von den ursprünglich angenommenen deutlich abweichen.

6.1.3.3 Berechnungsbeispiel

Bei einer vernagelten Böschung (siehe Bild 6.11) soll überprüft werden, ob eine ausreichende Standsicherheit gewährleistet ist. Die Vernagelung soll dabei mithilfe von Geländebruchberechnungen untersucht werden.

Geometrie, Bodenkennwerte, Einwirkungen, Widerstände

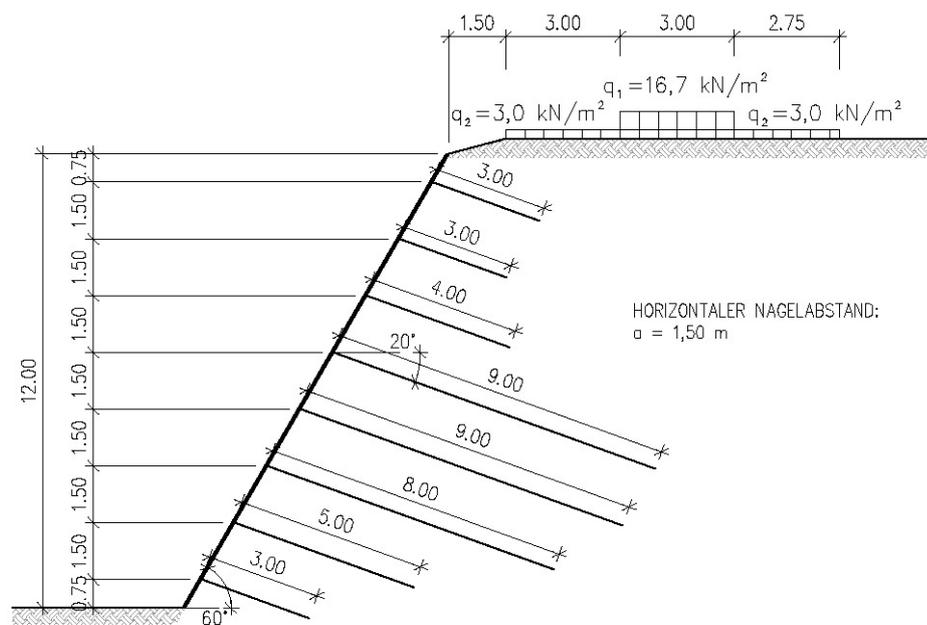


Bild 6.11: Berechnungsbeispiel Bodenvernagelung: Systemskizze

Bodenkennwerte

Bodengruppe: GW (sandiger Kies)

Wirksame Wichte des Bodens: $\gamma_k = 18 \text{ kN/m}^2$

Reibungswinkel des Bodens: $\varphi_k = 34^\circ$

Kohäsion (aus Verkittung): $c_k = 3 \text{ kN/m}^2$

Einwirkende Kräfte

Charakteristische Verkehrslasten: $q_{1,k} = 16,7 \text{ kN/m}^2$

$q_{2,k} = 3,0 \text{ kN/m}^2$

Widerstehende Kräfte

Bemessungswert der Grenzscherkraft eines Nagels pro m Nagellänge (bei einem horizontalen Nagelabstand $a = 1 \text{ m}$)²⁰: $T_{m,d} = 45 \text{ kN/m}$ (bzw. 30 kN/m bei $a = 1,5 \text{ m}$)

Bemessungswert des Materialwiderstandes eines Nagels (Annahme GEWI Ø 18mm, charakteristische Last an der Streckgrenze $R_{m,k} = 170 \text{ kN}$, Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_m = 1,15$): $R_{m,d} = 149 \text{ kN}$

Geländebruchuntersuchungen

Die Geländebruchuntersuchungen wurden mithilfe des Berechnungsprogramms *GGU Stability* durchgeführt. Dabei wurden sowohl Bruchmechanismen, die alle Nägel umschließen, als auch solche, bei denen die Gleitlinien die Nägel schneiden, überprüft. Es wurden die Verfahren nach *Krey/Bishop* und nach *Janbu* angewandt.

Der maximale Ausnutzungsgrad ergibt sich bei Verfahren nach *Janbu* zu $\mu = 0,95$ und beim Verfahren nach *Krey/Bishop* zu $\mu = 0,87$. Berechnungsplots können dem Anhang entnommen werden. In den Plots ist ersichtlich, dass die aktivierten Mantelreibungskräfte deutlich unter dem Bemessungswert des Nagelwiderstandes liegen und dieser somit in keiner Nagelreihe maßgebend wird.

²⁰ Bei diesem Beispiel wird davon ausgegangen, dass die mögliche Grenzmantelreibung im anstehenden Boden schon genauer untersucht wurde.

7 Stützbauwerke

7.1 Flach gegründete Stützbauwerke

7.1.1 Gewichtsmauern

7.1.1.1 Allgemeines

Gewichtsmauern halten durch ihr Eigengewicht das Gleichgewicht zum einwirkenden Erddruck. Genauer kann die Stützwirkung nach [27] folgendermaßen beschrieben werden: „*Das in der Sohlfuge wirkende Moment aus horizontalen Erddrucklasten wird über das rückdrehende Moment aus vertikalen Eigengewichtslasten aufgenommen.*“

Gewichtsmauern werden meist aus unbewehrtem Beton hergestellt. Die Vorderseite wird ca. 4:1 bis 8:1 geneigt (siehe auch Bild 7.2). Die Rückseite kann senkrecht, geneigt, gebrochen oder in Stufen abgetreppert sein. Im unteren Teil kann die Mauer unterschritten werden, was zu einer Verringerung des Erddrucks und der Querschnittsfläche führt; allerdings ist die Standsicherheit der Mauer im Bauzustand zu beachten. Die Sohlfläche kann horizontal oder geneigt sein [83]. Zur geneigten Sohlfläche ist anzumerken, dass sich die Gleitsicherheit im Vergleich zur horizontalen Ausführung nur geringfügig verbessert, es wird jedoch Material eingespart [27].

Mögliche Querschnitte von Gewichtsmauern sind in Bild 7.1 dargestellt.

Eine Sonderform der Gewichtsmauern sind die sogenannten Trockenmauern, die aus Natur- oder Betonsteinen ohne Vermörtelung hergestellt werden (siehe Bild 7.1). Sie werden ca. 2:1 bis 5:1 geneigt. Besonderes Augenmerk ist auf den Schub- und Reibungsverbund zwischen den Steinen zu legen (Passgenauigkeit und Größe der Kontaktflächen). Trockenmauern können nur bei geringen Höhen verwendet werden [27].

Zwischen Mauern aus unbewehrtem Beton und Trockenmauern sind verschiedene Übergänge, wie z.B. vermörteltes Mauerwerk, möglich [27].

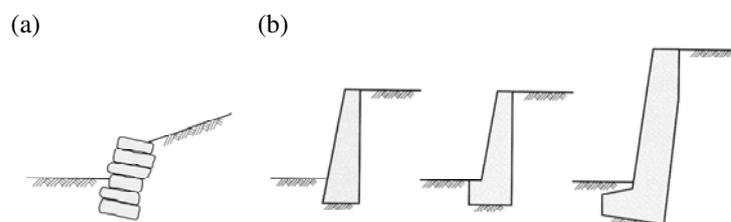


Bild 7.1: Beispiel einer Trockenmauer (a) und Querschnitte von Gewichtsmauern (b) (nach [63])

7.1.1.2 Bemessung und Berechnung

7.1.1.2.1 Regelwerke

Für die zu führenden Nachweise der äußeren Standsicherheit kann auf DIN 1054 bzw. DIN EN 1997-1, DIN 4017 und auf E DIN 4084 zurückgegriffen werden. Die Erddruckberechnung erfolgt nach DIN 4085. Die innere Standsicherheit wird bei Stahlbeton-Gewichtsmauern nach DIN 1045-1 [1] bzw. DIN EN 1992-1-1 (EC 2) [17] überprüft.

7.1.1.2.2 Äußere Standsicherheit

Bei Gewichtsmauern wird im Allgemeinen der aktive Erddruck angesetzt. Unter Umständen muss von einem erhöhten aktiven Erddruck (bei verformungsarmen Konstruktionen oder Gründungen auf Festgestein [27]) oder vom Verdichtungserddruck ausgegangen werden.

Zur Überprüfung der äußeren Standsicherheit sind folgende Nachweise zu führen [27]:

Nachweise der Tragfähigkeit (GZ 1)

- Sicherheit gegen Kippen nach DIN 1054 (GZ 1A)
- Grundbruchsicherheit nach DIN 4017 und DIN 1054 (GZ 1B)
- Gleitsicherheit nach DIN 1054 (GZ 1B)
- Geländebruchsicherheit nach E DIN 4084 und DIN 1054 (GZ 1C)
- Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen nach DIN 1054 (GZ 1A), falls erforderlich

Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2)

- Vermeidung schädlicher Verkantungen durch Einhaltung der zulässigen Lage der Sohlspannungsergebnisse
- Vermeidung unzulässiger Verschiebungen durch Begrenzung der Bodenreaktion auf der Mauervorderseite
- Beschränkung der Setzungen durch die Einhaltung der zulässigen Sohlpressung

Die obigen Nachweise entsprechen dem Gebrauchstauglichkeitsnachweis auf Grundlage von Erfahrungen (siehe Abschnitt 3.2.3). Unter bestimmten Umständen (z. B. bei benachbarter Bebauung) müssen gesonderte Nachweise geführt werden.

Zur Vordimensionierung von Gewichtsmauern kann von den in Bild 7.2 zusammengefassten Richtwerten für die Abmessungen ausgegangen werden. Nicht dargestellt sind allfällig notwendige Entwässerungseinrichtungen, vgl. Abschnitt 9.2.

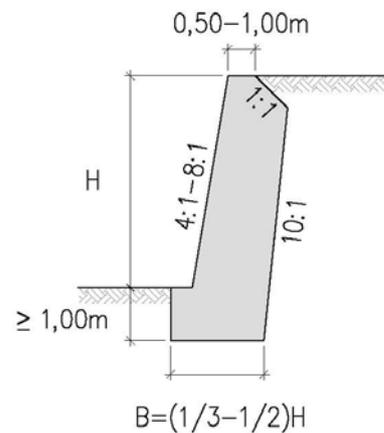


Bild 7.2: Formgebung von Gewichtsmauern (nach [40])

7.1.1.2.3 Innere Standsicherheit

Zu überprüfen ist die Sicherheit gegen Materialversagen sowie die Gebrauchstauglichkeit durch Beschränkung der Rissbreiten [27]. Für die entsprechende Nachweise wird auf DIN 1045-1 bzw. DIN EN 1992-1-1 verwiesen.

7.1.2 Winkelstützmauern

7.1.2.1 Allgemeines

Winkelstützmauern unterscheiden sich von Gewichtsmauern durch ihre schlankere Ausführung und einen verbreiterten Fuß. Sie werden vor allem auf Biegung beansprucht und müssen daher entsprechend bewehrt werden (Herstellung aus Stahlbeton). Die Konstruktion selbst weist ein verhältnismäßig geringes Eigengewicht auf; zusätzlich wirkt jedoch die Eigenlast der Hinterfüllung. Kennzeichnend für Winkelstützmauern ist laut Möller [63] die Tatsache, „dass die Resultierenden der Normalspannungen aus der Wandbelastung (einschließlich Wandeigenlast) auch außerhalb des Kerns der jeweiligen Mauerquerschnitte liegen.“

Gut geeignet sind Winkelstützmauern bei wenig tragfähigem Baugrund, da sie eine große Aufstandsfläche besitzen. Ein Nachteil ist, dass für die Herstellung speziell bei tiefen Einschnitten große Baugruben benötigt werden [83].

Formen von Winkelstützmauern sind in Bild 7.3 dargestellt. Die aufgehende Wand wird ca. 6:1 bis 12:1 geneigt (siehe auch Bild 7.5). Bei hohen Belastungen können zusätzliche Kragplatten²¹ oder Aussteifungsrippen angeordnet werden. Solche Ausführungen sind allerdings mit einem hohen Schalungs- und Bewehrungsaufwand verbunden ([63], [83]).

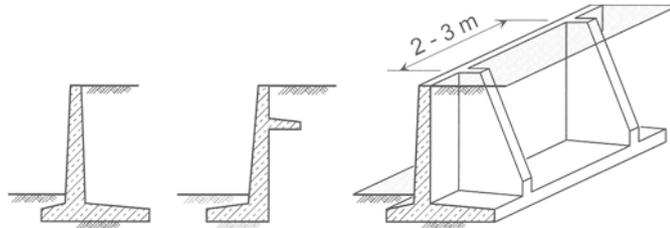


Bild 7.3: Beispiele für Winkelstützmauern [63]

7.1.2.2 Bemessung und Berechnung

7.1.2.2.1 Regelwerke

Analog zu den Gewichtsmauern sollen zur Bemessung von Winkelstützmauern DIN 1054 bzw. DIN EN 1997-1, DIN 4017, E DIN 4084 sowie DIN 4085 herangezogen werden. Die Nachweise der inneren Standsicherheit sind nach DIN 1045-1 bzw. DIN EN 1992-1-1 (EC 2) zu führen.

7.1.2.2.2 Äußere Standsicherheit

Auch bei Winkelstützmauern muss abhängig von der Nachgiebigkeit der aktive Erddruck, ein erhöhter aktiver Erddruck bis hin zum Erdruchdruck oder der Verdichtungsdruck berücksichtigt werden. Für den Ansatz des Erddrucks geht man nach [63] von folgender Vorstellung aus: Die Winkelstützmauer gibt dem Erddruck durch eine geringfügige Horizontalverschiebung nach. Der dadurch entstehende Gleitkeil gleitet nicht an der Mauerrückseite, sondern im Erdreich ab. Bei der Berechnung ist zwischen Mauern mit langem und kurzem Schenkel zu unterscheiden (siehe Bild 7.4).

²¹ Bei der Ausführung zusätzlicher Kragplatten ist zu beachten, dass es zu einer Vergrößerung der Sohlspannungen kommt. Der Baugrund muss daher eine entsprechend höhere Tragfähigkeit aufweisen [83].

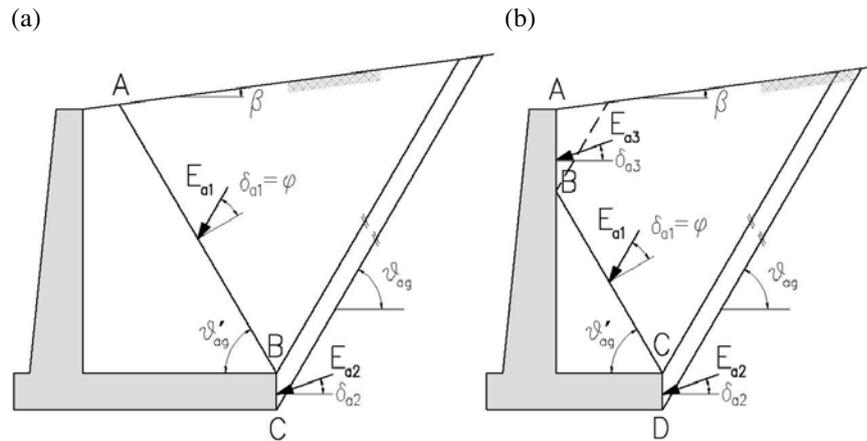


Bild 7.4: Ansatz des Erddrucks bei einer Winkelstützmauer mit langem (a) und kurzem (b) Schenkel (nach [93])

Die Winkel ϑ_{ag} und ϑ'_{ag} , unter denen die Gleitfläche und die Gegengleitfläche gegen die Horizontale geneigt sind, errechnen sich wie folgt [63]:

$$\vartheta_{ag} = \varphi + 90^\circ - \arctan \left(\tan \varphi + \frac{1}{\cos \varphi} \cdot \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \beta)}{\sin(\varphi - \beta)}} \right) \quad (131)$$

$$\vartheta'_{ag} = 90^\circ - \vartheta_{ag} + \varphi \quad (132)$$

φ ist der Reibungswinkel, β die Geländeneigung.

Die Neigung der Erddruckkraft δ_a ist im Bereich AB (langer Schenkel) bzw. BC (kurzer Schenkel) gleich φ . In den anderen Bereichen hängt die Neigung von der Rauigkeit der Wandoberfläche ab. Meist wird $\delta_a = 2/3\varphi$ gesetzt.

Bei langen Schenkeln kann die Gegengleitfläche unter bestimmten Voraussetzungen vereinfacht lotrecht angenommen werden (homogener Baugrund, keine begrenzten Oberflächenlasten, Gelände nicht geknickt). An dieser „fiktiven Wandoberfläche“ wird eine Ersatzerddruckkraft parallel zur Geländeoberfläche angesetzt ($\delta_a = \beta$). Bei kurzen Schenkeln liefert dieser Ansatz nur eine Näherungslösung [63].

Für Winkelstützmauern sind dieselben Tragsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise zu führen wie für Gewichtsmauern (siehe Abschnitt 7.1.1.2.2).

Zur Vordimensionierung von Gewichtsmauern kann von den in Bild 7.5 zusammengefassten Richtwerten für die Abmessungen ausgegangen werden. Nicht dargestellt sind allfällig notwendige Entwässerungseinrichtungen, vgl. Abschnitt 9.2.

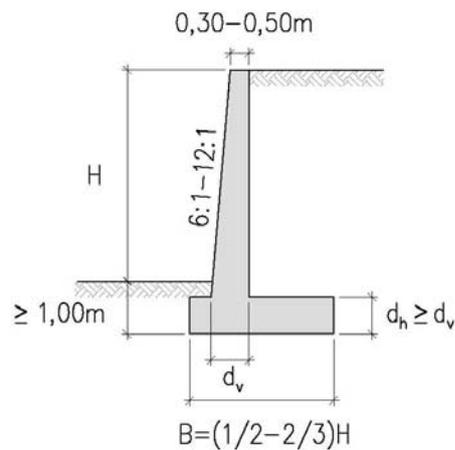


Bild 7.5: Formgebung von Winkelstützmauern (nach [40])

7.1.2.2.3 Innere Standsicherheit

Die Nachweise der inneren Standsicherheit werden nach DIN 1045-1 bzw. DIN EN 1992-1 geführt. In DIN 4085 werden stehende Schenkel von Winkelstützmauern als annähernd unnachgiebige Konstruktionen eingestuft; somit ist für die Bemessung ein erhöhter aktiver Erddruck anzusetzen (vgl. Tabelle 3.1).

7.1.3 Nagelwände

7.1.3.1 Allgemeines

Nagelwände stellen eine der meisten angewandten Formen der Bodenvernagelung dar. Unter einer Nagelwand versteht man einen Verbundkörper, der aus den folgenden Elementen besteht: dem anstehenden Boden oder Fels, der Bewehrung (Nägel) und einer Außenhaut an der Luftseite [41].

Die Ausführungsarten der Nägel und der Außenhaut wurden bereits detailliert in Abschnitt 6.1.3 erläutert. Zur Außenhaut ist anzumerken, dass bei Nagelwänden meist nur die massiven Varianten ((bewehrter) Spritzbeton, Ortbeton, Fertigteile, Gabionen) in Frage kommen.

7.1.3.2 Bemessung und Berechnung

7.1.3.2.1 Regelwerke

Grundlagen für die Bemessung von Nagelwänden sind DIN 1054, Abschnitt 12.4 zu entnehmen. Daneben sind DIN 4017, E DIN 4084 und DIN 4085 zu beachten. Weiters kann man auf die allgemeinen technischen Zulassungen der Hersteller (z.B. [31]) zurückgreifen. Regelungen zur

Ausführung sowie Anmerkungen zum Entwurf sind in der Ausführungsnorm DIN prEN 14490 enthalten.

7.1.3.2.2 Äußere Standsicherheit

Bei Nagelwänden wird davon ausgegangen, dass sich der vernagelte Bodenkörper bei ausreichender Nageldichte unter äußerer Belastung wie ein Monolith verhält. Die Rückwand dieses monolithischen Blocks geht durch das Ende der Nägel; der „ideelle“ Wandreibungswinkel entspricht dem Reibungswinkel φ des anstehenden Bodens [63]. Es sind folgende Nachweise zu führen:

Nachweise der Tragfähigkeit (GZ 1):

- Nachweis der Sicherheit gegen Kippen nach DIN 1054 (GZ 1A)
- Grundbruchsicherheit nach DIN 4017 und DIN 1054 (GZ 1B)
- Gleitsicherheit nach DIN 1054 (GZ 1B)
- Geländebruchsicherheit nach E DIN 4084 und DIN 1054 (GZ 1C)

Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2):

- Vermeidung schädlicher Verkantungen durch Einhaltung der zulässigen Lage der Sohlspannungsergebnisse

Gemäß DIN 1054, 12.4.4. (2) gilt, dass bei belegbaren Erfahrungen zur Standsicherheit des Stützbauwerks auf die Nachweisführung verzichtet werden kann.

Für die Dimensionierung von Nagelwänden können nach [27] folgende Richtwerte herangezogen werden:

- Nagellänge: 0,5 – 0,7 fache Wandhöhe
- Nagelneigung zur Horizontalen: 0 – 30°
- Nageldichte: 0,5 – 2 Nägel/m²
- Nagelabstand: 0,7 – 1,5 m

Bezüglich der Anpassung der Nagelneigung und –länge an die Baugrundeigenschaften etc. gelten die in Abschnitt 6.1.3 getroffenen Aussagen.

7.1.3.2.3 Innere Standsicherheit

Die Überprüfung der inneren Standsicherheit umfasst nach [63]

- den Nachweis der Sicherheit gegen Herausziehen,

- den Nachweis der Sicherheit gegen Materialversagen und
- die Bemessung der Außenhaut.

Für die Nachweise der inneren Standsicherheit betrachtet man einen Zweikörper-Bruchmechanismus mit ebenen Gleitflächen (siehe Bild 7.6). Laut *Wichter/Meiniger* [92] kann man sich den Mechanismus so vorstellen, dass ein Erdkeil mit dem aktiven Erddruck auf den Verbundkörper wirkt. Dieser Keil versucht, den Körper auf einer unter dem Winkel ϑ geneigten Gleitfläche nach außen zu schieben. Die Nägel, die die Gleitfläche durchdringen, verankern den Körper im rückwärtigen Boden bzw. Fels. Der maßgebende Mechanismus (bei dem sich die größten Nagelkräfte ergeben) wird durch Variation des Winkels ϑ bestimmt. Einen Berechnungsansatz liefert *Gäßler* in [50]; nach diesem Ansatz beginnt man erfahrungsgemäß mit $\vartheta = 35^\circ$ und variiert dann den Winkel in 5° -Schritten oder legt die Gleitflächen durch verschiedene Nagelenden.

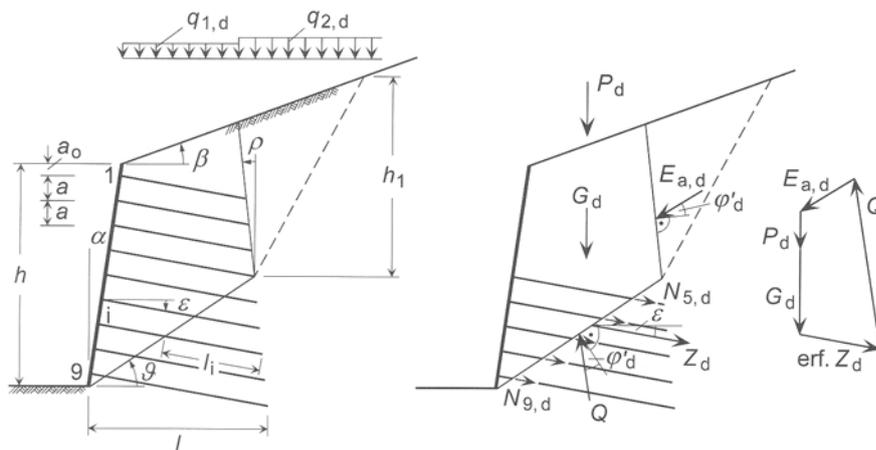


Bild 7.6: Bruchmechanismus eines vernagelten Geländesprungs [63]

Nachweis gegen Herausziehen der Bodennägel

Nach *Möller* [63] (mit Bezug auf *Gäßler* [50]) ergibt sich der Bemessungswert der Herauszieh Widerstände $N_{i,d}$ der Nägel 5 bis 9 nach folgender Formel (bei festgelegten vertikalen und horizontalen Nagelabständen, siehe Bild 7.6):

$$N_{i,d} = T_{m,d} \cdot l_i \cdot \frac{1}{b_i} \quad i = 5, 6, \dots, 9 \quad (133)$$

$T_{m,d}$ Bemessungswert der Grenzschubkraft eines Nagels

l_i Nagellänge in der i -ten Nagelreihe

b_i Seitenabstand der Nägel in der i -ten Nagelreihe

Für die für das Kräftegleichgewicht erforderliche Zugkraft erf Z_d gilt

$$\text{erf } Z_d = \sum_{i=5}^{i=9} N_{i,d} = T_{m,d} \cdot \sum_{i=5}^{i=9} l_i \cdot \frac{1}{b_i} \quad \text{bzw.} \quad T_{m,d} = \frac{\text{erf } Z_d}{\sum_{i=5}^{i=9} l_i \cdot \frac{1}{b_i}} \quad (134)$$

Die erforderliche Zugkraft ergibt sich aus der Berechnung des Bruchmechanismus nach GZ 1C. Der charakteristische Wert der Grenzschiebkraft $T_{m,k}$ wird durch Multiplikation des Bemessungswertes mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Herausziehkräfte von Bodennägeln ermittelt:

$$\text{erf } T_{m,k} = \gamma_N \cdot T_{m,d} \quad (135)$$

Bei gegebenem Vernagelungsgrad ist der Nachweis gegen Herausziehen erbracht, wenn

$$\max \text{ erf } T_{m,k} \leq T_{m,k} \quad (136)$$

Wird die obige Bedingung nicht erfüllt, sind die Nagelabstände zu verringern.

Bemessungswerte für die Grenzschiebkraft in Abhängigkeit von der Bodenart wurden bereits in Abschnitt 6.1.3 angeführt. An dieser Stelle wird nochmals darauf hingewiesen, dass die angegebenen Werte nur zur Vordimensionierung verwendet werden sollten und unbedingt durch Nagelprüfungen nachzuweisen sind.

Bei gegebenem vertikalem Nagelabstand kann der maximal mögliche horizontale Abstand b wie folgt ermittelt werden (nach [27]):

$$b = \frac{T_{m,k}}{\max \text{ erf } T_{m,k}} \quad (137)$$

Nachweis gegen Materialversagen der Bodennägel

Der Nachweis gegen Materialversagen der Nägel ist erbracht, wenn folgende Ungleichung erfüllt ist (nach [50]):

$$E_{m,d} \text{ bzw. } E_{n,d} \leq R_{m,d} \quad (138)$$

$E_{m,d}$, $E_{n,d}$ Bemessungsbeanspruchung

$R_{m,d}$ Bemessungswert des Nagelwiderstands, $R_{m,d} = \frac{R_{m,k}}{\gamma_M}$

$R_{m,k}$ charakteristischer Wert des Nagelwiderstands

γ_M Teilsicherheitsbeiwert für den Nagelwiderstand nach DIN 1054, GZ 1B

Die Bemessungsbeanspruchung ist nach DIN 1054, 12.4.2 (4) auf zwei Arten zu ermitteln, wobei der größere Wert maßgebend ist:

- Berechnung der maximalen Nagelbeanspruchung $N_{i,d} = E_{m,d}$, die sich aus der Berechnung des ungünstigsten Bruchmechanismus nach GZ 1C ergibt (siehe Formel (133));
- Berechnung jener Nagelbeanspruchung $E_{n,d}$, die aus dem Bemessungserddruck auf die zugeordnete Fläche der Oberflächensicherung folgt:

$$E_{n,d} = 0,85 \cdot e_{a,d} \cdot \Delta A_n = 0,85 \cdot e_{a,d} \cdot \frac{a \cdot b}{\cos \alpha} \quad (139)$$

0,85 Abminderungsfaktor nach den Zulassungsbescheiden des DIBt (vgl. z.B. [31])

$e_{a,d}$ Bemessungserddruck nach DIN 1054, GZ 1B, rechteckförmig umgelagert

ΔA_n zugeordnete Fläche der Oberflächensicherung

a vertikaler Nagelabstand

b horizontaler Nagelabstand

α Neigung der Oberfläche

7.1.3.3 Berechnungsbeispiel

Für die untenstehende Nagelwand sollen die Nachweise der äußeren und inneren Standsicherheit geführt werden. Auf die Bemessung der Außenhaut wird in diesem Beispiel nicht eingegangen.

7.1.3.3.1 Geometrien, Bodenkennwerte, Materialeigenschaften

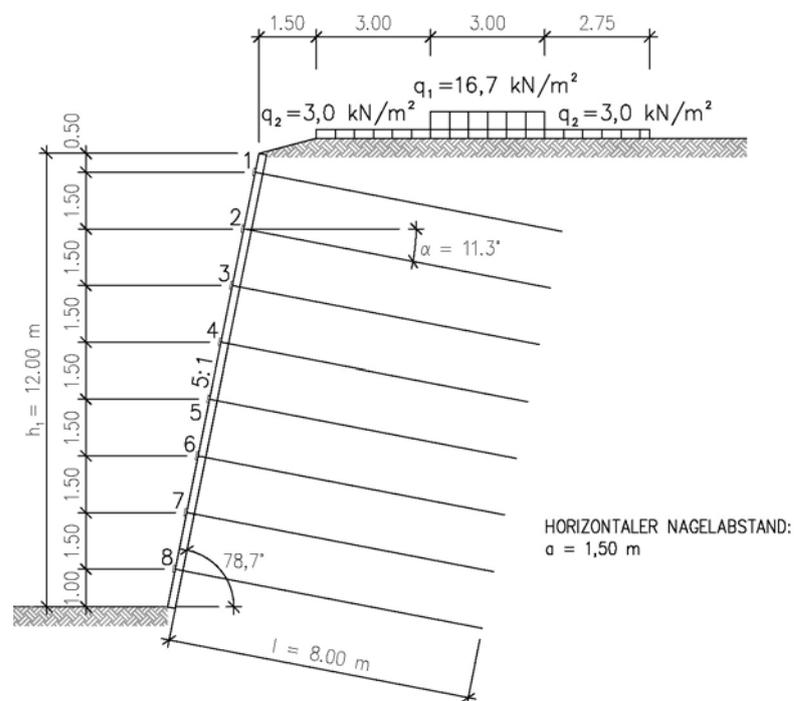


Bild 7.7: Berechnungsbeispiel Nagelwand: Geometrie

Bodenkennwerte

Bodengruppe: GW (sandiger Kies), kohäsionslos

Wirksame Wichte des Bodens: $\gamma_k = 18 \text{ kN/m}^3$

Reibungswinkel des Bodens: $\varphi_k = 34^\circ$

Einwirkende Kräfte

Charakteristische Verkehrslasten: $q_{1,k} = 16,7 \text{ kN/m}^2$

$q_{2,k} = 3,0 \text{ kN/m}^2$

Widerstehende Kräfte

Geschätzter Bemessungswert der Grenzschubkraft eines Nagels pro m Nagellänge (bei einem horizontalen Nagelabstand $a = 1 \text{ m}$): $T_{m,d} = 30 \text{ kN/m}$

7.1.3.3.2 Nachweise der äußeren Standsicherheit

Für die Nachweise der äußeren Standsicherheit wird die Nagelwand als monolithischer Körper betrachtet (siehe Bild 7.8).

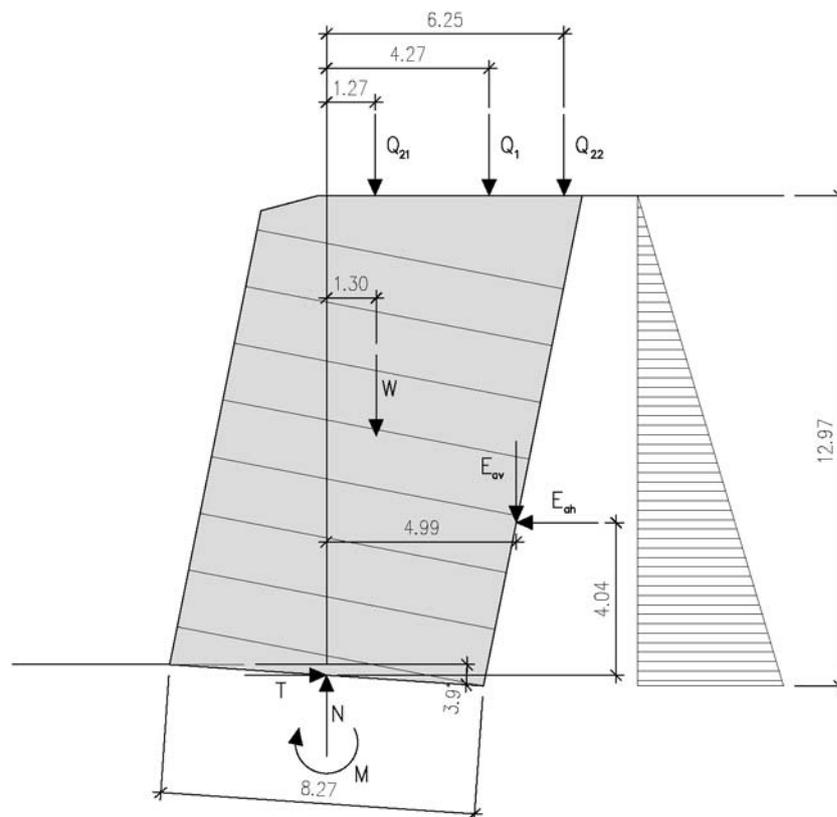


Bild 7.8: Berechnungsbeispiel Nagelwand: Monolithischer Körper für die Nachweise der äußeren Standsicherheit

Einwirkungen

Charakteristischer Wert des Erddrucks infolge Eigenlast des Bodens auf die Rückseite der Nagelwand:

K_{agh} gemäß Formel (4) für $\varphi = 34^\circ$, $\alpha = -11,31^\circ$, $\delta = 34^\circ$, $\beta = 0$: $K_{agh} = 0,267$

$$E_{agh,k} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot h^2 \cdot K_{ah} = \frac{1}{2} \cdot 18,00 \cdot 12,96^2 \cdot 0,167 = 252 \text{ kN/m} \quad (140)$$

$$E_{agv,k} = E_{agh} \cdot \tan(\alpha + \delta_a) = 252,45 \cdot \tan(-11,31 + 34) = 106 \text{ kN/m} \quad (141)$$

Der Erddruck infolge Verkehrslast q_2 ($E_{avh,k} = 1,63 \text{ kN/m}$, Berechnung nach DIN 4085) hat praktisch keinen Einfluss auf die äußere Standsicherheit und wird daher in der weiteren Berechnung vernachlässigt.

Gewicht des Nagelkörpers:

$$W_k = 1904 \text{ kN/m} \quad (142)$$

Charakteristische Werte der Resultierenden der Verkehrslasten auf dem Nagelkörper:

$$Q_{21,k} = 3,00 \cdot 3,00 = 9 \text{ kN/m} \quad (143)$$

$$Q_{1,k} = 3,00 \cdot 16,70 = 50 \text{ kN/m} \quad (144)$$

$$Q_{22,k} = 0,94 \cdot 3,00 = 2 \text{ kN/m} \quad (145)$$

Nachweise der Tragsicherheit (GZ 1)

Sicherheit gegen Kippen (GZ 1A)

Charakteristischer Wert des Moments um den Schwerpunkt der Sohlfläche (aus ständigen Lasten und Verkehrslasten):

$$\begin{aligned} M_k &= E_{agh,k} \cdot 4,04 - E_{agv,k} \cdot 4,99 - W_k \cdot 4,04 - Q_{21,k} \cdot 1,27 - Q_{1,k} \cdot 4,27 - Q_{22,k} \cdot 6,25 \\ &= 252 \cdot 4,04 - 106 \cdot 4,99 - 1904 \cdot 4,04 - 9 \cdot 1,27 - 50 \cdot 4,27 - 2 \cdot 6,25 = 2219 \text{ kNm/m} \end{aligned} \quad (146)$$

Charakteristischer Wert der Summe der Vertikalkräfte im Schwerpunkt der Sohlfläche (Sohlneigung wird vernachlässigt):

$$N_k = W_k + E_{av,k} + Q_{21,k} + Q_{1,k} + Q_{22,k} = 1904 + 106 + 9 + 50 + 2 = 2071 \text{ kN/m} \quad (147)$$

Vorhandene Exzentrizität und Kippkriterium:

$$e_{\text{vorh}} = \frac{M_k}{N_k} = \frac{2219}{2071} = 1,07 \text{ m} \leq \frac{b}{3} = \frac{8,26}{3} = 2,76 \text{ m} \rightarrow \text{Nachweis erbracht} \quad (148)$$

Sicherheit gegen Gleiten (GZ 1B)

Die Neigung der Sohle wird (auf der sicheren Seite liegend) vernachlässigt.

Charakteristischer Wert des Sohlwiderstands:

$$R_{t,k} = V_k \cdot \tan \delta_{s,k} = 2071 \cdot \tan 34 = 1396 \text{ kN/m} \quad (149)$$

Charakteristischer Wert der Summe der Horizontalkräfte:

$$T_k = E_{ah,k} = 252 \text{ kN/m} \quad (150)$$

Gleitkriterium:

$$T_d = \gamma_G \cdot T_k \leq R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{Gl}} \quad (151)$$

$$1,35 \cdot 252 = 341 \text{ kN/m} \leq \frac{1396}{1,1} = 1270 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Nachweis erbracht} \quad (152)$$

Sicherheit gegen Grundbruch (GZ 1B)

Grundwerte für die Berechnung des Grundbruchwiderstands (nur Anteil aus „Fundamentbreite“):

- Tragfähigkeitsbeiwerte N_{b0} , N_{d0} :

$$N_{d0} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_k}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi} = \tan^2 \left(45 + \frac{34}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan 34} = 29,43 \quad (153)$$

$$N_{b0} = (N_{d0} - 1) \cdot \tan \varphi_k = (29,43 - 1) \cdot \tan 34 = 19,18 \quad (154)$$

- Lastneigungsbeiwert i_b :

$$\text{Lastneigungswinkel } \delta = \arctan \left(\frac{H_k}{V_k} \right) = \arctan \left(\frac{252}{2071} \right) = 6,95^\circ \quad (155)$$

$$\text{Rechnerische Breite: } b' = b - 2 \cdot e = 8,26 - 2 \cdot 1,07 = 6,12 \text{ m} \quad (156)$$

$$m = \frac{\left(2 + \frac{b'}{a'} \right)}{\left(1 + \frac{b'}{a'} \right)} \cdot \sin^2 \omega = \frac{\left(2 + \frac{6,12}{1,00} \right)}{\left(1 + \frac{6,12}{1,00} \right)} \cdot \sin^2 90 = 1,14 \quad (157)$$

$$i_b = (1 - \tan \delta)^{m+1} = (1 - \tan 6,95)^{1,14+1} = 0,76 \quad (158)$$

- Sohlneigungsbeiwert ξ_b :

$$\xi_b = e^{-0,045 \cdot \alpha \cdot \tan \varphi} = e^{-0,045 \cdot 3,9 \cdot \tan 34} = 0,90 \quad (159)$$

- Formbeiwert v_b :

„Streifenfundament“ $\rightarrow v_b = 1$

- Geländeneigungsbeiwert λ_b :

Gelände in Nachweisebene horizontal $\rightarrow \lambda_b = 1$

charakteristischer Wert des Grundbruchwiderstands:

$$\begin{aligned} R_{n,k} &= b' \cdot \gamma_k \cdot b' \cdot N_{b0} \cdot v_b \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b \\ &= 1,00 \cdot 6,12 \cdot 18 \cdot 6,12 \cdot 19,18 \cdot 1 \cdot 0,76 \cdot 1 \cdot 0,90 = 8845 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (160)$$

Nachweis der Grundbruchsicherheit:

$$N_d = \gamma_G \cdot V_G + \gamma_Q \cdot V_Q \leq R_{n,d} = \frac{R_{n,k}}{\gamma_{Gr}} \quad (161)$$

$$1,35 \cdot (1904 + 105) + 1,5 \cdot (9 + 50 + 2) = 2804 \text{ kN/m} \leq \frac{8845}{1,4} = 6318 \text{ kN/m} \quad (162)$$

\rightarrow Nachweis erbracht

Sicherheit gegen Geländebruch (GZ 1C)

Die Sicherheit gegen Geländebruch wurde mit dem Berechnungsprogramm *GGU-Stability* überprüft. Berechnungsplots sind im Anhang ersichtlich. Bei der Anwendung des Blockgleitverfahrens ergibt sich ein Ausnutzungsgrad $\mu = 0,73$. Eine Vergleichsberechnung mit dem Verfahren nach Krey/Bishop liefert einen Ausnutzungsgrad $\mu = 0,70$.

Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2)

Vorhandene Exzentrizität aus ständigen Lasten und Nachweiskriterium:

$$e_{\text{vorh}} = \frac{M_k}{N_k} = \frac{1981}{2009} = 0,99 \text{ m} \leq \frac{b}{6} = \frac{8,26}{6} = 1,38 \text{ m} \rightarrow \text{Nachweis erbracht} \quad (163)$$

7.1.3.3 Nachweise der inneren Standsicherheit

Nachweis der Sicherheit gegen Herausziehen der Bodennägel (GZ 1C)

Für den Bemessungswert des Reibungswinkels φ_d gilt:

$$\varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan \varphi_k}{\gamma_\varphi}\right) = \arctan\left(\frac{\tan 34}{1,25}\right) = 28,35^\circ \quad (164)$$

Tabelle 7.1: Berechnungsbeispiel Nagelwand: Zusammenstellung der Berechnungsgrößen und Berechnungsergebnisse

ϑ		35°(l ₃)	40°(l ₂)	44°(l ₁)	45°
W _d	[kN/m]	1339,38	1226,52	1113,66	1074,60
E _{a,d}	[kN/m]	63,82	33,62	13,01	8,11
l ₁	[m]	-	-	-	0,35
l ₂	[m]	-	-	1,07	1,38
l ₃	[m]	-	1,23	2,14	2,40
l ₄	[m]	1,45	2,48	3,21	3,42
l ₅	[m]	2,89	3,69	4,28	4,45
l ₆	[m]	4,34	4,92	5,35	5,47
l ₇	[m]	5,79	6,15	6,42	6,49
l ₈	[m]	7,24	7,38	7,49	7,52
Σl _i	[m]	21,71	25,83	29,96	31,48
Z _d	[kN/m]	250,15	312,23	370,84	383,08
T _{m,d}	[kN/m]	17,28	18,13	18,57	18,25

Die maximal erforderliche Bemessungsschubkraft der Nägel beträgt 18,57 kN/m/m. Somit gilt:

$$T_{m,d,erf} = 18,57 \text{ kN/m} \leq T_{m,d,vorh} = \frac{30,00}{1,50} = 20,00 \text{ kN/m} \quad (167)$$

$$\text{Ausnutzungsgrad } \mu = \frac{18,57}{20,00} = 0,93 \quad (168)$$

Nachweis der Sicherheit gegen Materialversagen (GZ 1B)

Berechnung der Bemessungsbeanspruchung E_{m,d} (Nagelabstand 1,5 m ist schon in T_{m,d} berücksichtigt):

$$E_{m,d} = N_{i,d,max} = T_{m,d} \cdot l_{i,max} = 18,57 \cdot 7,49 = 139,09 \text{ kN} \quad (169)$$

Bemessungswert des Erddrucks auf die Außenhaut (K_{agh} = 0,209 für φ = 34°, α = -11,31°, β = δ = 0):

$$E_{agh,d} = \gamma_G \cdot \frac{1}{2} \cdot h_1^2 \cdot K_{agh} = 1,35 \cdot \frac{1}{2} \cdot 12,00^2 \cdot 0,209 = 366 \text{ kN/m} \quad (170)$$

Bemessungswert der Erddruckspannung (rechteckförmige Umverteilung des Erddrucks):

$$e_{agh,d} = \frac{E_{agh,d}}{h_1} = \frac{366}{12} = 30,50 \text{ kN/m}^2 \quad (171)$$

Berechnung der Bemessungsbeanspruchung E_{n,d}:

$$E_{n,d} = 0,85 \cdot e_{agh,d} \cdot \cos \alpha \cdot \frac{a \cdot b}{\cos \alpha} = 0,85 \cdot 30,50 \cdot \cos(-11,31) \cdot \frac{1,50 \cdot 1,50}{\cos(-11,31)} = 58,33 \text{ kN} \quad (172)$$

Da E_{m,d} > E_{n,d} ist E_{m,d} maßgebend.

Der Bemessungswert des Widerstandes hängt von der Bauart der verwendeten Nägel ab. Beispielhaft soll der Widerstand für einen GEWI-Nagel mit einem Durchmesser von 18 mm ermittelt werden. Gemäß Zulassung beträgt die Last an der Streckgrenze (charakteristischer Nagelwiderstand) 170 kN. Für den Bemessungswert und den Tragfähigkeitsnachweis gilt:

$$R_{m,d} = \frac{R_{m,k}}{\gamma_m} = \frac{170}{1,15} = 147,83 \text{ kN} \geq E_{m,d} = 139,09 \text{ kN} \rightarrow \text{Nachweis erbracht.} \quad (173)$$

7.1.4 Raumgitter-Stützkonstruktionen

7.1.4.1 Allgemeines

Raumgitter-Stützkonstruktionen bestehen aus Fertigteilen, die so aufeinander gestellt werden, dass sie ein räumliches Gitter bilden. Die „Zellen“ dieses Gitters werden mit Erde verfüllt, die in weiterer Folge verdichtet werden muss. So entsteht ein Verbundsystem aus Fertigteilelementen und verdichtetem Erdkörper [60].

Vorteile von Raumgitter-Stützkonstruktionen sind unter anderem die gute Anpassbarkeit an Geländeunregelmäßigkeiten, die einfache Erweiterbarkeit und die außerordentliche Unempfindlichkeit gegenüber Verformungen und Setzungen (bei gelenkigen Konstruktionen). Weiters können Raumgitterstützwände leicht begrünt werden und passen sich somit gut in das Landschaftsbild ein [41].



Bild 7.10: Raumgitterstützwand an der A9 Pyhrnautobahn, St. Pankraz, Oberösterreich [73]

Die Fertigteilelemente können aus (Stahl-)Beton („Betonkainerwände“), Stahl, Recyclingstoffen oder aus Holz („Holzkainerwände“) bestehen, wobei jene aus Beton am häufigsten eingesetzt werden (siehe Bild 7.11) [60]. Als Verfüllmaterial kann neben Erde in Sonderfällen auch Beton oder Müllkompost zur Anwendung kommen [41].

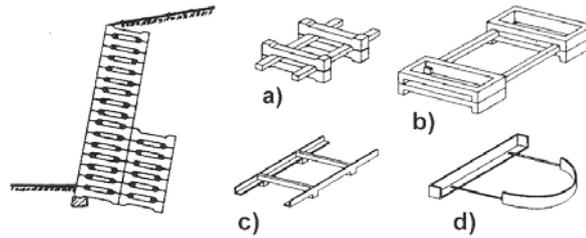


Bild 7.11: Beispiele für Raumgitterwände: a) Einzelelemente, b) Rahmen-Balken-Elemente, c) Rahmen, d) Schlaufen-Balken-Elemente [63]

Grundsätzlich kann nach [41] zwischen zwei Hauptsystemen unterschieden werden:

- Gelenkige Systeme: Längsriegel (Läufer) und Querriegel (Binder) werden gelenkig miteinander verbunden.
- Rahmenartige Systeme: Längs- und Querriegel werden werksseitig zu Rahmen zusammengefügt (steife Verbindung).

Je nach Beanspruchung können ein- oder doppelreihige, erdseits offene oder geschlossene Konstruktionen hergestellt werden.

Raumgitter-Stützkonstruktionen werden in einer Neigung zwischen 5:1 und 10:1 hergestellt. Höhen bis zu 25 m (abgetrept bis zu 50 m) sind möglich. Bei entsprechend tragfähigem Untergrund und geringen Höhen sind keine besonderen Gründungsmaßnahmen notwendig. Ab einer Höhe von ca. 6 m und bei wenig tragfähigem Baugrund sollten die Konstruktionen auf Streifenfundamente gestellt werden. Falls erforderlich, können Raumgitter-Stützkonstruktionen auch verankert werden [41].

7.1.4.2 Bemessung und Berechnung

7.1.4.2.1 Regelwerke

Grundlagen zur Gestaltung, Berechnung und Bemessung von Raumgitter-Stützkonstruktionen können dem *Merkblatt für Raumgitterkonstruktionen* [60] entnommen werden. Weiters zu beachten sind DIN 1054, DIN EN 1997-1, DIN 1055-6, DIN 4017, E DIN 4084 und DIN 4085.

Bezüglich der Bauwerksverfüllung bzw. -hinterfüllung gelten zusätzlich die Regelungen in den ZTVE-StB 94, im *Merkblatt über den Einfluß der Hinterfüllung auf Bauwerke*, in DIN 18196 und in DIN 18915.

7.1.4.2.2 Äußere Standsicherheit

Für die äußere Standsicherheit werden Raumgitter-Stützkonstruktionen als monolithische Körper betrachtet. An der Rückseite soll nach DIN 1054 der aktive Erddruck angenommen werden (unter Umständen auch ein erhöhter aktiver Erddruck oder der Verdichtungserddruck, siehe auch Abschnitt 7.1.1.2.2). *Brandl* [41] empfiehlt speziell bei steilen Böschungen, Kriechhängen, engem Hinterfüllungsbereich oder bei Verankerungen, die Erddruckresultierende in der halben Wandhöhe anzusetzen.

Der Wandreibungswinkel von Raumgitterwänden liegt je nach Konstruktion zwischen $0,75\varphi$ und φ . Die Ermittlung kann mit dem Diagramm in Bild 7.12 erfolgen, das auf der Basis von Modellversuchen und Messungen entwickelt wurde [41].

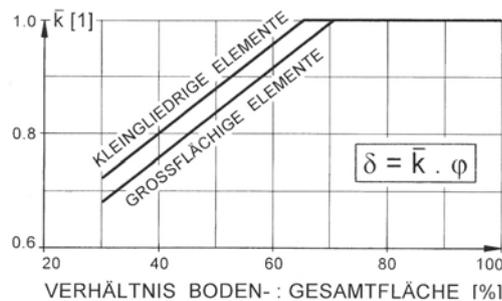


Bild 7.12: Wandreibungswinkel δ von Raumgitter-Stützmauern als Funktion des Verhältnisses Bodenfläche zur Gesamtfläche (Öffnungsverhältnis) und der Gliedrigkeit (Verzahnung) an der Wandrückseite. φ ist der Reibungswinkel des Ver- bzw. Hinterfüllmaterials [41]

Bei Raumgitter-Stützkonstruktionen sind nach [2] und [60] folgende Nachweise der äußeren Standsicherheit zu führen:

Nachweise der Tragfähigkeit (GZ 1)

- Kippsicherheit nach DIN 1054 (GZ 1A)
- Gleitsicherheit nach DIN 1054 (GZ 1B)
- Grundbruchsicherheit nach DIN 4017 und DIN 1054 (GZ 1B)
- Geländebruchsicherheit nach E DIN 4084 und DIN 1054 (GZ 1C)
- Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen nach DIN 1054 (GZ 1A), falls erforderlich

Die Gleit- und Kippsicherheit ist nach [60] zusätzlich zur Sohlfuge in allen maßgebenden Schnittfugen durch die Konstruktion zu überprüfen. Bei der Berechnung des Gleitwiderstands sind dabei folgende Grenzwerte zu untersuchen:

- Das Bodengewicht wird zur Gänze über das Raumbgitter abgetragen (100% Lastumlagerung),
- nur 20% des Bodengewichtes werden über das Raumbgitter abgetragen (20% Lastumlagerung).

Auch beim Nachweis gegen Geländebruch müssen Gleitlinien durch die Fugen der Raumbgitterkonstruktion untersucht werden; durch die Fertigteile müssen in der Regel allerdings keine Gleitlinien gelegt werden. Die Raumbgitterkonstruktion kann dabei nach einem Ansatz von *Brandl* [42] näherungsweise als Körper mit einer fiktiven Scherfestigkeit modelliert werden. Für den fiktiven Reibungswinkel φ_w gilt:

$$\varphi_w = k_w \cdot (\varphi_B + \varphi) \quad (174)$$

k_w Systemfaktor, abhängig von der verwendeten Konstruktion (zwischen 0,3 und 0,5)

φ_B Reibungswinkel zwischen Stahlbeton-Fertigteilen (unter Berücksichtigung von elastischen Knoten-Zwischenlagen wie Dachpappe, Filz etc.)

φ Reibungswinkel des Füllbodens

Bei obigem Ansatz ist eine allfällige Verriegelung bzw. Verzahnung der Elementknoten noch nicht berücksichtigt.

Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2)

- Vermeidung schädlicher Verkantungen durch Einhaltung der zulässigen Lage der Sohlspannungsergebnisse

7.1.4.2.3 Innere Standsicherheit

Die Überprüfung der inneren Standsicherheit bezieht sich auf die Bemessung der Fertigteile.

Um die Belastung der einzelnen Elemente zu ermitteln, müssen zunächst die Drücke in den Raumbgitterzellen berechnet werden. Dies erfolgt mithilfe der Silotheorie. Demnach kann der Verlauf des vertikalen Zellendrucks $p_v(z)$ mit der Tiefe z durch folgende Exponentialfunktion beschrieben werden (siehe Bild 7.13) [63]:

$$p_v(z) = \gamma \cdot z_0 \cdot \left(1 - e^{-z/z_0}\right) \quad (175)$$

γ ist die Wichte des Verfüllmaterials, z_0 ist die ideale Wandtiefe, in welcher der geostatische Druck gleich groß wie der maximale Silodruck ist (Grenzwert $p_{v,max} = \gamma \cdot z_0$)²². Es gilt

²² Formel (175) und die Definition von z_0 gelten für kohäsionsloses Verfüllmaterial, welches im Regelfall verwendet wird.

$$z_0 = \frac{A}{U} \cdot \frac{1}{K_0 \cdot \tan \delta_s} \quad (176)$$

A Zellenquerschnittsfläche

U innerer Umfang einer Zelle

K_0 Erdruhedruckbeiwert, $K_0 = 1 - \sin \varphi$

δ_s innerer Wandreibungswinkel, im allgemeinen $\delta_s = 2/3 \varphi$

Der horizontale Zellendruck $p_h(z)$ und der Wandreibungsdruck $p_w(z)$ errechnen sich wie folgt:

$$p_h(z) = p_v(z) \cdot K_0 \quad (177)$$

$$p_w(z) = p_v(z) \cdot K_0 \cdot \tan \delta_s \quad (178)$$

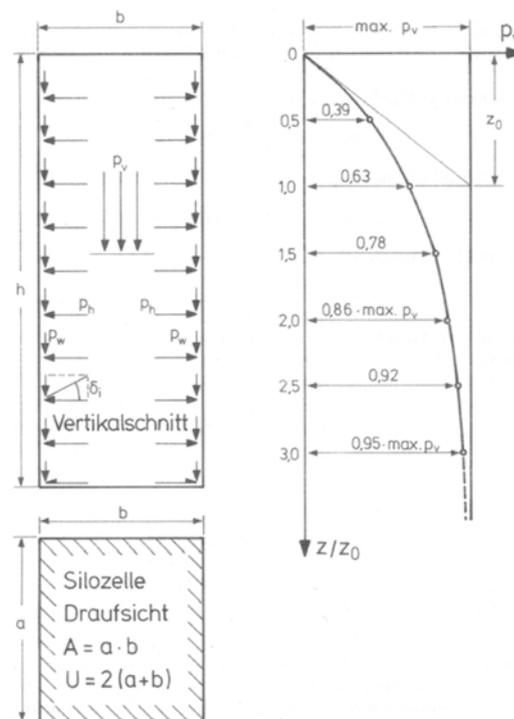


Bild 7.13: Ermittlung des Silodruckes in den Raumgitterzellen [60]

Mit den obigen Formeln lässt sich die Belastung der einzelnen Raumgitterelemente berechnen, siehe dazu Bild 7.14 [63]:

Luftseitige Läufer

Horizontale Belastung:

$$q_l(z) = (d_1 + d_2) \cdot p_h(z) \quad (179)$$

Vertikale Belastung:

$$q_2(z) = (d_1 + d_2) \cdot p_w(z) \quad (180)$$

Versatzmoment (ergibt sich aus der Verschiebung von q_2 in die Symmetrieebene des Querschnitts):

$$m(z) = (d_1 + d_2) \cdot p_w(z) \cdot \frac{b_L}{2} \quad (181)$$

Bergseitige Läufer

Horizontale Belastung:

$$q_3(z) = (d_1 + d_2) \cdot (e_{ah}(z) - p_h(z)) \quad (182)$$

Vertikale Belastung:

$$q_4(z) = (d_1 + d_2) \cdot (e_{av}(z) + p_w(z)) + g \cdot b_L \quad (183)$$

$g = \gamma \cdot d_2$ vertikale Druckspannung aus der Eigenlast des zwischen den Läufern liegenden Verfüllmaterials

Das aus der Differenz zwischen der Vertikalkomponente des Erddrucks e_{av} und dem Wandreibungsdruck p_w resultierende Versatzmoment ist in der Regel vernachlässigbar klein.

Binder

Vertikale Belastung:

$$q_5(z) = (d_1 + d_2) \cdot p_w(z) \quad (184)$$

Normalkräfte in den Bindern:

$$N(z) = q_1 \cdot a \quad (185)$$

Die horizontalen Silodrücke heben sich gegenseitig auf. Das Verfüllmaterial zwischen den Bindern wird nicht berücksichtigt.

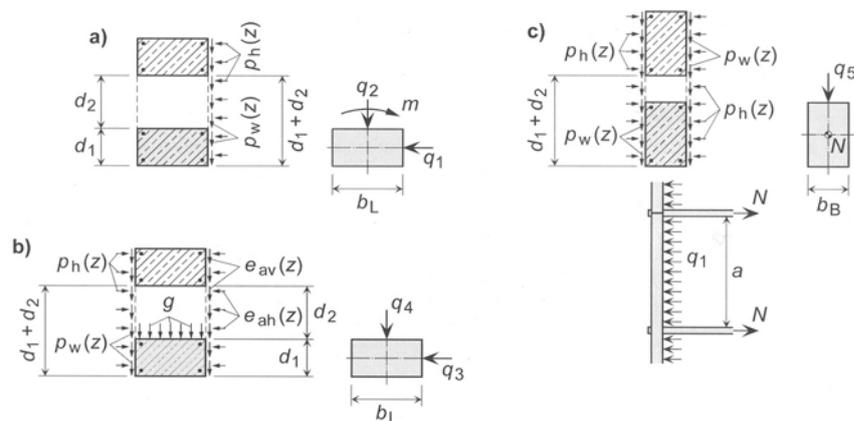


Bild 7.14: Belastung der Elemente einer Raumgitter-Stützkonstruktion: luftseitige Läufer (a), erdseitige Läufer (b), Binder (c) [63]

Brandl [41] empfiehlt, sämtliche Elemente generell auf den maximalen Silodruck zu bemessen. So können die Elemente an beliebiger Stelle eingebaut werden.

Neben den Elementen selbst sind auch die Knotenpunkte entsprechend zu bemessen, vgl. dazu *Thamm* [59].

7.1.4.3 Berechnungsbeispiel

Für die untenstehende Raumgitter-Stützkonstruktion (Betonkrienerwand) sollen die Nachweise der inneren und äußeren Standsicherheit geführt werden.

7.1.4.3.1 Geometrien, Bodenkennwerte, Materialeigenschaften

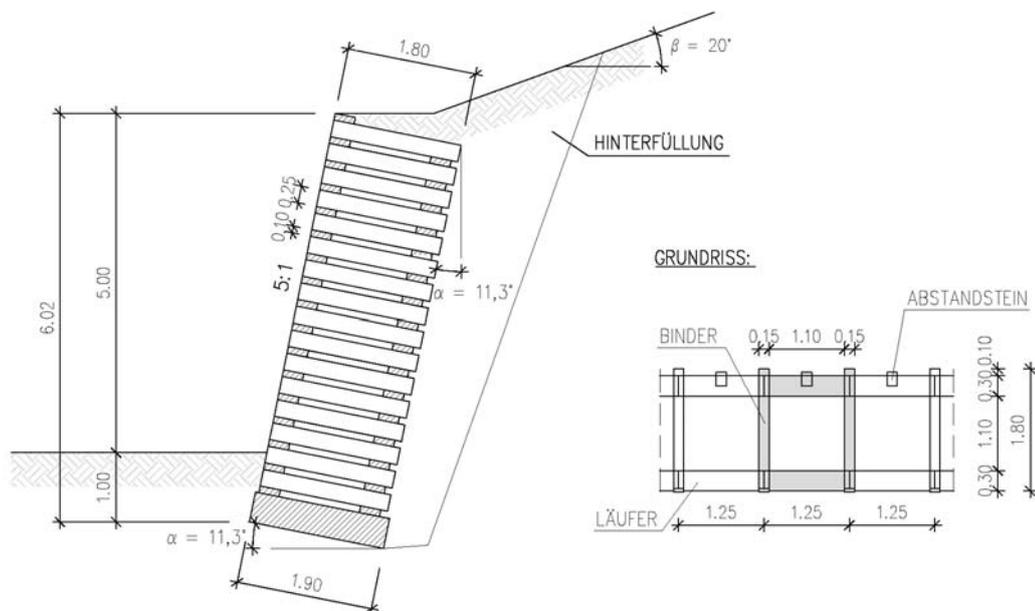


Bild 7.15: Berechnungsbeispiel zu den Raumgitter-Stützkonstruktionen: Geometrie (nach [71])

Bodenkennwerte

Bodengruppe: G (Kies), kohäsionslos

Wirksame Wichte des Bodens: $\gamma_k = 18 \text{ kN/m}^2$

Reibungswinkel des Bodens: $\varphi_k = 35^\circ$

Für Hang- und Hinterfüllmaterial werden die gleichen bodenmechanischen Kennwerte angenommen.

Raumgittersystem

Im gegenständlichen Beispiel soll das System *Ebenseer Krainerwand KW10* [71] zur Anwendung kommen.

Abmessungen Binder B180: $l = 180 \text{ cm}$, $b = 15 \text{ cm}$, $h = 25\text{-}32 \text{ cm}$

Abmessungen Läufer L125: $l = 125 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$, $h = 10 \text{ cm}$

Öffnungsverhältnis (Flächen beziehen sich auf das Rastermaß der Rückseite einer Zelle):

$$\frac{\text{Bodenfläche}}{\text{Gesamtfläche}} = \frac{(125 - 15) \cdot 25}{125 \cdot (25 + 10)} \cdot 100\% = 63\% \quad (186)$$

7.1.4.3.2 Nachweise der äußeren Standsicherheit

Für die Nachweise der äußeren Standsicherheit wird die Raumgitterkonstruktion als monolithischer Körper betrachtet (siehe Bild 7.16).

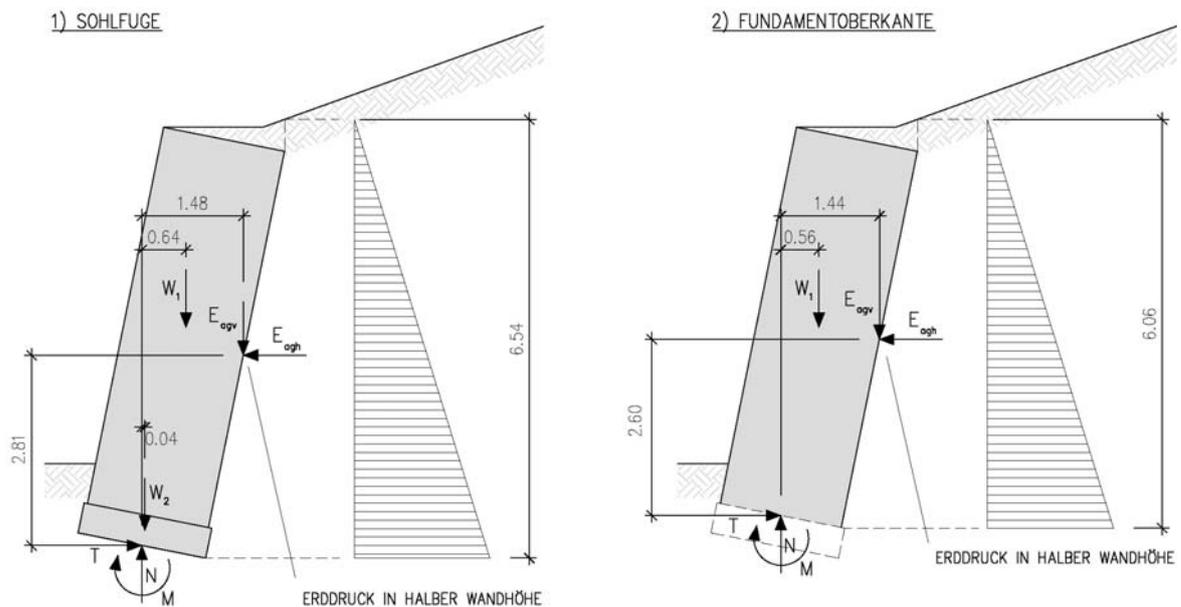


Bild 7.16: Berechnungsbeispiel zu den Raumgitter-Stützkonstruktionen: Monolithischer Körper für die Nachweise der äußeren Standsicherheit: 1) Sohlfuge, 2) Fundamentoberkante

Nach [49] ergibt sich die mittlere Wichte der Konstruktion, ausgehend von einem Füllungsanteil von ca. 71%, einem Fertigteil- bzw. Betonanteil von ca. 20% und einem Hohlraumanteil von ca. 9% am Gesamtvolumen²³, wie folgt:

$$\gamma_m = 0,71 \cdot 18 + 0,20 \cdot 25 + 0,09 \cdot 0 = 17,80 \text{ kN/m}^3 \quad (187)$$

²³ Die einzelnen Gewichtsanteile sind vom jeweils verwendeten System abhängig.

Der Wandreibungswinkel lässt sich nach Bild 7.12 ermitteln. Bei einem Öffnungsverhältnis von 63% ergibt sich für kleingliedrige Elemente ein Faktor $\bar{\delta} = 0,97$. Damit errechnet sich der Wandreibungswinkel δ_a zu

$$\delta_a = \bar{\delta} \cdot \varphi = 0,97 \cdot 35 = 33,9^\circ. \quad (188)$$

Einwirkungen

Charakteristischer Wert des Erddrucks infolge Eigenlast des Bodens auf die Rückseite der Konstruktion:

K_{agh} gemäß Formel (4) für $\varphi = 35,0^\circ$, $\alpha = -11,31^\circ$, $\delta = 33,9^\circ$, $\beta = 20^\circ$: $K_{agh} = 0,206$

$$E_{agh,k} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot h_1^2 \cdot K_{agh} = \frac{1}{2} \cdot 18,00 \cdot 6,54^2 \cdot 0,206 = 79,3 \text{ kN/m} \quad (189)$$

$$E_{agv,k} = E_{agh,k} \cdot \tan(\alpha + \delta_a) = 79,3 \cdot \tan(-11,31 + 33,9) = 33,0 \text{ kN/m} \quad (190)$$

Gewicht der Konstruktion (ohne Fundament):

$$W_{1,k} = 181,5 \text{ kN/m} \quad (191)$$

Gewicht des Streifenfundamentes:

$$W_{2,k} = 22,5 \text{ kN/m} \quad (192)$$

Nachweise der Tragsicherheit (GZ 1)

Sicherheit gegen Kippen (GZ 1A)

Bei Raumgitterstützmauern ist nach [60] der Nachweis gegen Kippen in der Sohlfuge und in allen maßgebenden Schnitten zu führen; in diesem Beispiel wird zusätzlich zur Sohlfuge auch die Fuge zwischen Raumgitterelementen und Fundamentoberkante untersucht. Die Erddruckresultierende wird, wie schon erwähnt, aus Sicherheitsgründen in der halben Wandhöhe angesetzt.

Sohlfuge

Charakteristischer Wert des Moments um den Schwerpunkt der Sohlfuge:

$$\begin{aligned} M_k &= E_{agh,k} \cdot 2,81 - E_{agv,k} \cdot 1,48 - W_{1,k} \cdot 0,64 - W_{2,k} \cdot 0,04 = \\ &= 79,3 \cdot 2,81 - 33,0 \cdot 1,48 - 181,5 \cdot 0,64 - 22,5 \cdot 0,04 = 56,9 \text{ kNm/m} \end{aligned} \quad (193)$$

Charakteristischer Wert der Summe der Vertikalkräfte im Schwerpunkt der Sohlfuge:

$$N_k = W_{1,k} + W_{2,k} + E_{agv,k} = 181,5 + 22,5 + 33,0 = 237,0 \text{ kN/m} \quad (194)$$

Vorhandene Exzentrizität und Kippkriterium:

$$e_{\text{vorh}} = \frac{M_k}{N_k} = \frac{56,9}{237,0} = 0,24 \text{ m} \leq \frac{b}{3} = \frac{1,9}{3} = 0,63 \text{ m} \rightarrow \text{Nachweis erbracht} \quad (195)$$

Fundamentoberkante

Erddruck in Höhe der Fundamentoberkante:

$$E_{\text{agh,k}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_k \cdot h_2^2 \cdot K_{\text{agh}} = \frac{1}{2} \cdot 18,00 \cdot 6,06^2 \cdot 0,206 = 68,1 \text{ kN/m} \quad (196)$$

$$E_{\text{agv,k}} = E_{\text{agh,k}} \cdot \tan(\alpha + \delta_a) = 68,1 \cdot \tan(-11,31 + 33,9) = 28,3 \text{ kN/m} \quad (197)$$

Charakteristischer Wert des Moments um den Schwerpunkt der Fundamentoberkante:

$$\begin{aligned} M_k &= E_{\text{agh,k}} \cdot 2,60 - E_{\text{agv,k}} \cdot 1,44 - W_{1,k} \cdot 0,56 = \\ &= 68,1 \cdot 2,60 - 28,3 \cdot 1,44 - 181,5 \cdot 0,56 = 34,7 \text{ kNm/m} \end{aligned} \quad (198)$$

Charakteristischer Wert der Summe der Vertikalkräfte im Schwerpunkt der Fundamentoberkante:

$$N_k = W_{1,k} + E_{\text{agv,k}} = 181,5 + 28,3 = 209,8 \text{ kN/m} \quad (199)$$

Vorhandene Exzentrizität und Kippkriterium:

$$e_{\text{vorh}} = \frac{M_k}{N_k} = \frac{34,7}{209,8} = 0,17 \text{ m} \leq \frac{b}{3} = \frac{1,8}{3} = 0,6 \text{ m} \rightarrow \text{Nachweis erbracht} \quad (200)$$

Sicherheit gegen Gleiten (GZ 1B)

Die Sicherheit gegen Gleiten wird in der Sohlfuge unter dem Fundament, in einer horizontalen Bruchfläche im Boden unterhalb des Fundamentes sowie in der Schnittfuge zwischen Raumgitterkonstruktion und Fundament (Fundamentoberkante) überprüft.

Sohlfuge

Charakteristischer Wert des Sohlwiderstands (Komponente des horizontalen Erddrucks wird vernachlässigt):

$$\begin{aligned} R_{t,k} &= V_k \cdot \cos \alpha \cdot \tan \delta_{s,k} \\ &= 237,0 \cdot \cos 11,31 \cdot \tan 35 = 162,7 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (201)$$

Charakteristischer Wert der Summe der fugenparallelen Kräfte (Komponente des vertikalen Erddrucks wird vernachlässigt):

$$T_k = E_{\text{agh,k}} \cdot \cos \alpha - N_k \cdot \sin \alpha = 79,3 \cdot \cos 11,31 - 237 \cdot \sin 11,31 = 31,3 \text{ kN/m} \quad (202)$$

Gleitkriterium:

$$T_d = \gamma_G \cdot T_k \leq R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{\text{Gl}}} \quad (203)$$

$$1,35 \cdot 31,3 = 42,3 \text{ kN/m} \leq \frac{162,7}{1,1} = 147,9 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Nachweis erbracht} \quad (204)$$

Bruchfläche im Boden unter dem Fundament

Charakteristischer Wert des Sohlwiderstands:

$$\begin{aligned} R_{t,k} &= V_k \cdot \tan \delta_{s,k} + A \cdot c_k \\ &= 237,0 \cdot \tan 35 + 0 = 166,0 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (205)$$

Charakteristischer Wert der Summe der Horizontalkräfte:

$$T_k = E_{agh,k} = 79,3 \text{ kN/m} \quad (206)$$

Gleitkriterium:

$$T_d = \gamma_G \cdot T_k \leq R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{Gl}} \quad (207)$$

$$1,35 \cdot 79,3 = 107,1 \text{ kN/m} \leq \frac{166,0}{1,1} = 150,9 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Nachweis erbracht} \quad (208)$$

Fundamentoberkante

Der Gleitsicherheitsnachweis wird mit den in [60] angeführten Formeln geführt. Näherungsweise lassen sich die Gewichtsanteile der Raumgitterelemente $V_{B,k}$ und des Füllbodens $V_{b,k}$ am Gesamtgewicht wie folgt ermitteln (Volumen der Konstruktion ca. $10,20 \text{ m}^3$):

$$V_{B,k} = 0,20 \cdot 10,20 \cdot 25,00 = 51 \text{ kN/m} \quad (209)$$

$$V_{b,k} = 0,71 \cdot 10,20 \cdot 18,00 = 130,5 \text{ kN/m} \quad (210)$$

Die Fuge an der Fundamentoberkante wird entsprechend den in Abschnitt 7.1.4.2.2 angeführten Grenzwertbetrachtungen untersucht. Der Reibungswinkel zwischen Fundament und den Raumgitterelementen wird dabei mit $\varphi_b = 60^\circ$ angenommen.

Charakteristischer Wert des Sohlwiderstands bei 100% Lastumlagerung (Komponente des horizontalen Erddrucks wird vernachlässigt):

$$\begin{aligned} R_{t,k} &= (V_{B,k} + V_{b,k}) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi_B \\ &= (51,00 + 130,5) \cdot \cos 11,31 \cdot \tan 60 = 308,3 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (211)$$

Charakteristischer Wert des Sohlwiderstands bei 20% Lastumlagerung (Komponente des horizontalen Erddrucks wird vernachlässigt):

$$\begin{aligned} R_{t,k} &= (V_{B,k} + 0,2 \cdot V_{b,k}) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi_B + 0,8 \cdot V_{b,k} \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi_b \\ &= (51,0 + 0,2 \cdot 130,5) \cdot \cos 11,31 \cdot \tan 60 + 0,8 \cdot 130,5 \cdot \cos 11,31 \cdot \tan 35 = 202,6 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (212)$$

Charakteristischer Wert der Summe der fugenparallelen Kräfte im Schwerpunkt der Sohlfuge (Komponente des vertikalen Erddrucks wird vernachlässigt):

$$T_k = E_{\text{agh},k} \cdot \cos \alpha - N_k \cdot \sin \alpha = 68,1 \cdot \cos 11,31 - 209,8 \cdot \sin 11,31 = 25,6 \text{ kN/m} \quad (213)$$

Gleitkriterium (20% Lastumlagerung):

$$T_d = \gamma_G \cdot T_k \leq R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{\text{Gl}}} \quad (214)$$

$$1,35 \cdot 25,6 = 34,6 \text{ kN/m} \leq \frac{202,6}{1,1} = 184,2 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Nachweis erbracht} \quad (215)$$

Sicherheit gegen Grundbruch (GZ 1B)

Grundwerte für die Berechnung des Grundbruchwiderstands (Anteile aus „Fundamentbreite“ und „Fundamenttiefe“):

- Tragfähigkeitsbeiwerte N_{b0} , N_{d0} :

$$N_{d0} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_k}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi} = \tan^2 \left(45 + \frac{35}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan 35} = 33,30 \quad (216)$$

$$N_{b0} = (N_{d0} - 1) \cdot \tan \varphi_k = (33,30 - 1) \cdot \tan 35 = 22,62 \quad (217)$$

- Lastneigungsbeiwert i_b :

$$\begin{aligned} \delta &= \arctan \left(\frac{E_{\text{agh},k} \cdot \cos \alpha - N_k \cdot \sin \alpha}{E_{\text{agh},k} \cdot \sin \alpha + N_k \cdot \cos \alpha} \right) \\ \text{Lastneigungswinkel} & \\ &= \arctan \left(\frac{79,3 \cdot \cos 11,31 - 237 \cdot \sin 11,31}{79,3 \cdot \sin 11,31 + 237 \cdot \cos 11,31} \right) = 7,19^\circ \end{aligned} \quad (218)$$

$$\text{Rechnerische Breite: } b' = b - 2 \cdot e = 1,90 - 2 \cdot 0,24 = 1,42 \text{ m} \quad (219)$$

$$m = \frac{\left(2 + \frac{b'}{a'} \right)}{\left(1 + \frac{b'}{a'} \right)} \cdot \sin^2 \omega = \frac{\left(2 + \frac{1,42}{1,00} \right)}{\left(1 + \frac{1,42}{1,00} \right)} \cdot \sin^2 90 = 1,41 \quad (220)$$

$$i_b = (1 - \tan \delta)^{m+1} = (1 - \tan 7,19)^{1,41+1} = 0,72 \quad (221)$$

$$i_d = (1 - \tan \delta)^m = (1 - \tan 7,19)^{1,41} = 0,83 \quad (222)$$

- Sohlneigungsbeiwert ξ_b :

$$\xi_b = \xi_d = e^{-0,045 \cdot \alpha \cdot \tan \varphi} = e^{-0,045 \cdot 11,31 \cdot \tan 35} = 0,70 \quad (223)$$

- Formbeiwert v_b :

„Streifenfundament“ $\rightarrow v_b = 1$

- Geländeneigungsbeiwert λ_b :

Gelände in Nachweisebene horizontal $\rightarrow \lambda_b = 1$

Charakteristischer Wert des Grundbruchwiderstands:

$$\begin{aligned} R_{n,k} &= a' \cdot b' \cdot (\gamma_d \cdot b' \cdot N_{b0} \cdot v_b \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b + \gamma_k \cdot d \cdot N_{d0} \cdot v_d \cdot i_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d) \\ &= 1,00 \cdot 1,42 \cdot (18,00 \cdot 1,42 \cdot 22,62 \cdot 0,72 \cdot 0,70 + 18,00 \cdot 1,00 \cdot 33,30 \cdot 0,83 \cdot 0,70) \\ &= 908,3 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (224)$$

Nachweis der Grundbruchsicherheit:

$$N_d = \gamma_G \cdot V_G + \gamma_Q \cdot V_Q \leq R_{n,d} = \frac{R_{n,k}}{\gamma_{Gr}} \quad (225)$$

$$1,35 \cdot 237 \cdot \cos 11,31 = 313,7 \text{ kN/m} \leq \frac{908,3}{1,4} = 648,8 \text{ kN/m} \quad (226)$$

→ Nachweis erbracht

Sicherheit gegen Geländebruch (GZ 1C)

Die Sicherheit gegen Geländebruch wurde mit dem Berechnungsprogramm *GGU-Stability* durchgeführt. Es wurden nur Bruchmechanismen untersucht, die die gesamte Konstruktion umschließen. Auf die Untersuchung von Bruchmechanismen, deren Gleitlinien durch die Fugen der Raumgitterkonstruktion verlaufen, wurde in diesem Beispiel verzichtet.

Bei der Anwendung des Blockgleitverfahrens ergibt sich ein Ausnutzungsgrad $\mu = 0,77$. Eine Vergleichsberechnung mit dem Verfahren nach Krey/Bishop liefert einen Ausnutzungsgrad $\mu = 0,69$. Berechnungsplots sind im Anhang ersichtlich.

Die Sicherheit gegen Geländebruch muss auch für Bruchmechanismen nachgewiesen werden, deren Gleitlinien durch die Fugen der Raumgitterkonstruktion gehen. Exemplarisch wurden drei Fugen untersucht (jeweils im oberen, mittleren und unteren Drittel der Konstruktion). Der fiktive Reibungswinkel ergibt sich nach Gleichung (174) mit $k_w = 0,5$ und $\varphi_b = 60^\circ$ zu $\varphi_w = 47,5^\circ$. Bei der Anwendung des Blockgleitverfahrens ergibt sich ein maximaler Ausnutzungsgrad $\mu = 0,60$. Berechnungsplots können dem Anhang entnommen werden. Allerdings ist anzumerken, dass nicht alle möglichen Fugen untersucht wurden und höhere Ausnutzungsgrade nicht ausgeschlossen werden können.

Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2)

Vorhandene Exzentrizität aus ständigen Lasten und Nachweiskriterium:

$$e_{\text{vorh}} = 0,24 \text{ m} \leq \frac{b}{6} = \frac{1,90}{6} = 0,32 \text{ m} \rightarrow \text{Nachweis erbracht} \quad (227)$$

Bei der obigen Berechnung wurde keine Bodenreaktion an der Wandvorderseite berücksichtigt; nach DIN 1054 (Nachweis auf der Grundlage von Erfahrungen) wird deshalb auf einen genaueren Verschiebungsnachweis verzichtet.

Gemäß DIN 1054 ist weiters die Einhaltung des aufnehmbaren Sohldrucks bzw. ein genauerer Setzungsnachweis zu führen, worauf im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter eingegangen werden soll.

7.1.4.3.3 Nachweise der inneren Standsicherheit

Berechnung des Zellendrucks nach der Silotheorie

Ermittlung des Erdruchdruckbeiwerts:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 35 = 0,43 \quad (228)$$

Ideelle Wandtiefe (Zellenabmessungen siehe Bild 7.15):

$$z_0 = \frac{A}{U} \cdot \frac{1}{K_0 \cdot \tan \delta_s} = \frac{(1,25 - 0,15) \cdot (1,80 - 2 \cdot 0,30 - 0,10)}{2 \cdot ((1,25 - 0,15) + (1,80 - 2 \cdot 0,30 - 0,10))} \cdot \frac{1}{0,43 \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 35\right)} \quad (229)$$

$$= 1,48 \text{ m}$$

Vertikaler und horizontaler Zellendruck, Wandreibungsdruck:

$$p_{v,\max} = \gamma \cdot z_0 = 18,00 \cdot 1,48 = 26,6 \text{ kN/m}^2 \quad (230)$$

$$p_{v,\max} = \gamma \cdot z_0 = 18,00 \cdot 1,48 = 26,6 \text{ kN/m}^2 \quad (231)$$

$$p_{v,\max} = \gamma \cdot z_0 = 18,00 \cdot 1,48 = 26,6 \text{ kN/m}^2 \quad (232)$$

Mit den obigen Werten und den Formeln (179) bis (185) können nun die Belastungen für die Läufer und Binder berechnet werden, worauf an dieser Stelle verzichtet werden soll. Die Bemessung der Elemente erfolgt dann nach der jeweiligen Bauartnorm.

7.1.5 Stützmauern aus Gabionen

Unter Gabionen versteht man mit Steinen gefüllte Drahtkörbe. Mit ihnen können Stützkonstruktionen hergestellt werden, deren Stützwirkung mit der von Gewichtsmauern vergleichbar ist. Ein Beispiel ist in Bild 7.17 veranschaulicht.

Die Größe der Körbe liegt zwischen 0,5 und 4 m³. Neben Drahtkörben werden auch Gabionen aus Geokunststoffen verwendet. Für den Stützverbau werden die Körbe mit einem Versatz von ca. 10 bis 15 cm auf- und hintereinandergeschichtet und mit Draht miteinander verbunden. Die Verfüllung mit Steinen erfolgt lagenweise. Stützmauern aus Gabionen werden üblicherweise senkrecht oder mit einer Neigung von bis zu 10° hergestellt und luft- oder erdseitig abgetreppert [41].

Als Fundierung kommen Streifenfundamente oder größere Drahtsteinkörbe in Frage [27].



Bild 7.17: Stützmauer aus Gabionen, Brixlegg, Tirol [89]

Stützmauern aus Gabionen werden wie konventionelle Gewichtsmauern bemessen. Der Zugwiderstand des Stahldrahtnetzes wird nicht berücksichtigt. Ein Nachweis der inneren Standsicherheit ist nach *Brandl* [41] bei entsprechend dichter Verfüllung der Körbe erfahrungsgemäß nicht zu führen.

Stützkonstruktionen aus Gabionen können auch in Kombination mit konstruktiven Böschungssicherungen ausgeführt werden. Bild 7.18 zeigt ein Beispiel einer mit Geokunststoffen rückverankerten Gabionen-Stützmauer.

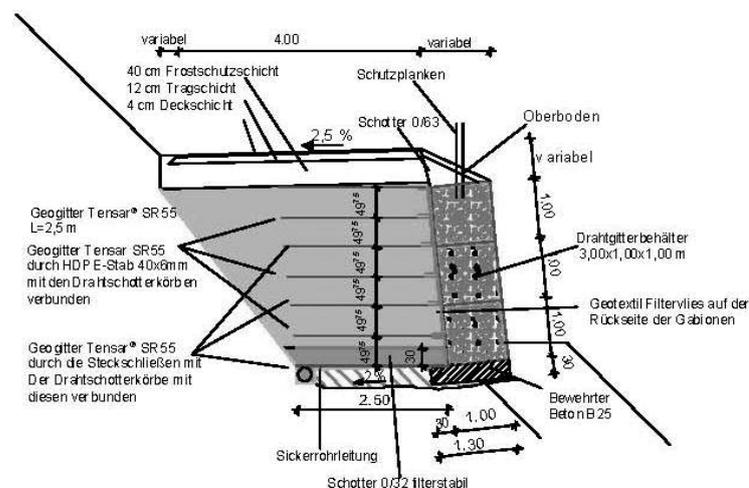


Bild 7.18: Ausführungsbeispiel einer mit Geokunststoffen rückverankerten Gabionen-Stützmauer [38]

7.1.6 Rippenwände

Rippenwände bestehen aus verankerten Stahlbeton-Rippen, die in bestimmten Abständen aneinander gereiht werden. Diese Rippen bilden die Haupttragelemente; ob und in welchem Ausmaß die zwischen ihnen liegenden Felder gesichert werden müssen, hängt unter anderem von den jeweiligen Baugrundverhältnissen, von der Wandhöhe und -neigung und vom Rippenabstand ab [41].

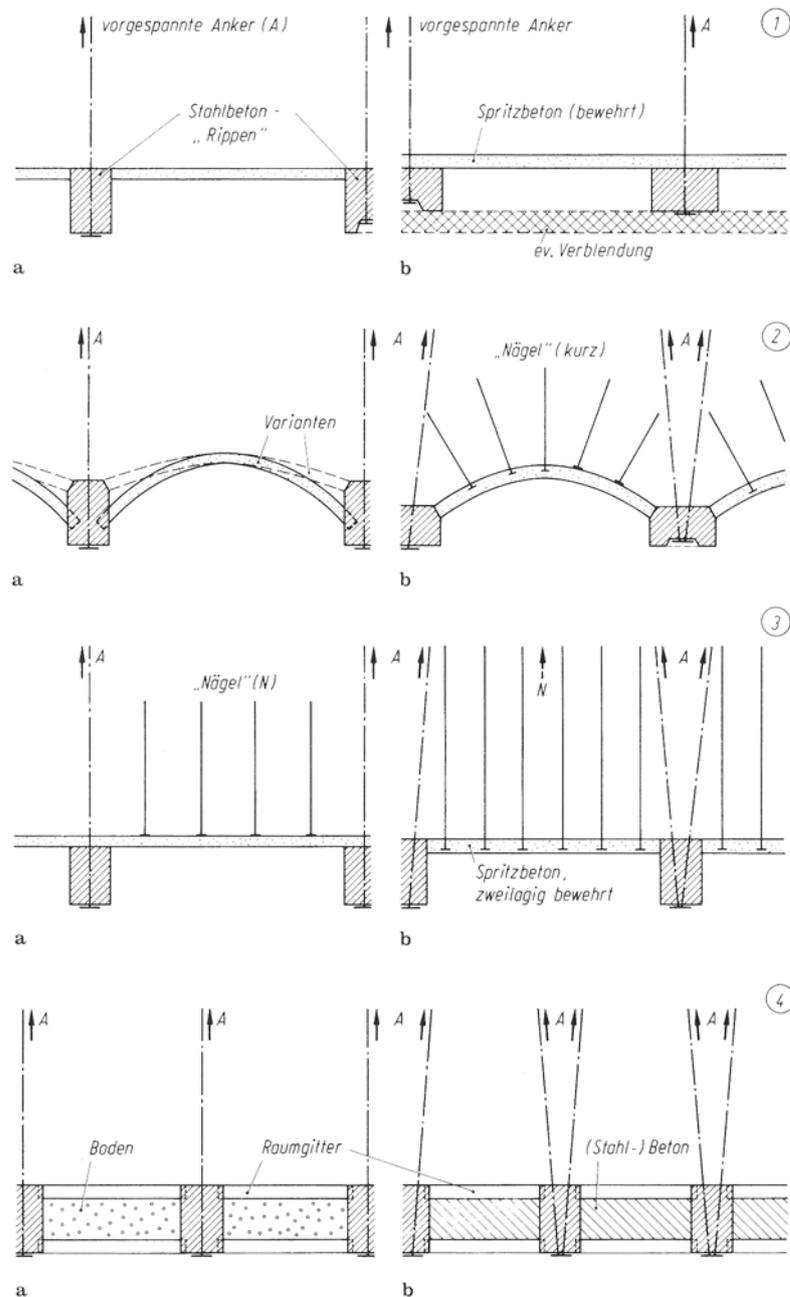


Bild 7.19: Varianten von Rippenwänden (Verankerung der Rippen mit vorgespannten Freispielankern) [41]

Nach *Brandl* [41] können die freien Flächen der Zwischenfelder bei wenig verwitterungsanfälligem Fels unbehandelt bleiben. Bei entsprechend schlechteren Felseigenschaften und im Lockergestein sind Sicherungen notwendig. Mögliche Varianten sind

- bewehrte Spritzbeton-Versiegelungen (Bild 7.19, 1a und 1b),
- (vernagelte) Spritzbetongewölbe (Bild 7.19, 2a und 2b),
- Nagelwände (Bild 7.19, 3a und 3b) oder
- mit Boden oder Beton gefüllte Raumgitterelemente (Bild 7.19, 3a und 3b).

Bei Spritzbetonversiegelungen und -gewölben wird der Erddruck rein von den Stahlbetonrippen aufgenommen. Vernagelungen und Raumgitterelemente wirken hingegen bei der Lastabtragung mit.

7.1.7 Ankerwände (Elementwände)

7.1.7.1 Allgemeines

Ankerwände sind Stützkonstruktionen, die aus mehreren Etagen verankerter Stahlbetonplatten bestehen. Werden diese „Ankerplatten“ Mann an Mann angeordnet, spricht man von geschlossenen Ankerwänden (siehe Bild 7.20). Bei aufgelösten Anker- oder Elementwänden werden die Ankerplatten abhängig von den Baugrundverhältnissen in einem bestimmten Raster angebracht. Der Raster wird so gewählt, dass eine Ergänzung zu einer geschlossenen Wand, falls notwendig, möglich ist. Die zwischen den Platten liegenden Freiflächen können je nach Baugrund unbehandelt bleiben, biologisch verbaut oder mit Spritzbeton verkleidet werden [41].

Ein großer Vorteil von Elementwänden ist ihre hohe Flexibilität. Die Ankerkräfte können je nach Erfordernis erhöht oder reduziert werden; auch Verstärkungen in Form von Zusatzankern sind möglich. Dadurch sind Elementwände gut für die Anwendung der Beobachtungsmethode, und somit speziell bei steilen und rutschgefährdeten Hängen geeignet [41].

Elementwände werden wie bei Bodenvernagelungen abschnittsweise von oben nach unten hergestellt. In kritischen Fällen kann die Herstellung auch „schachbrettartig“ versetzt erfolgen.

Elementwände sind normalerweise 10:1 oder flacher geneigt. Die Stahlbetonelemente können aus Ortbeton hergestellt oder als Fertigteile auf die Baustelle geliefert werden. Sie sind meist 2 bis 2,5 m hoch, 4 bis 6 m lang und mindestens 30 cm stark. Bei aufgelösten Wänden kommen auch kleinere Platten (z.B. 1 x 1 m) zur Anwendung. Pro Platte werden zwischen 1 und max. 4 Freispielanker versetzt. Wesentlich bei der Verankerung ist, dass die Anker in jeder Etage gestaffelt werden (mindestens die Hälfte der Krafteintragungslänge), und dass die Verpresskörper einen ausreichenden Abstand zueinander haben (mindestens 1,5 m); siehe dazu auch Abschnitt 7.3.

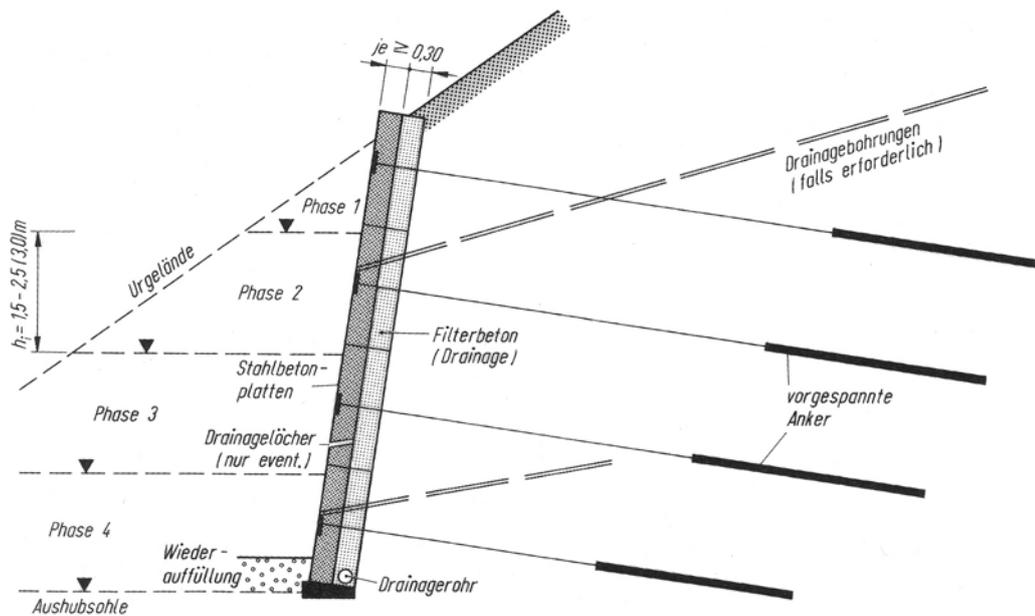


Bild 7.20: Prinzipskizze einer geschlossenen Ankerwand [41]

7.1.7.2 Bemessung und Berechnung

Bei Ankerwänden sind im Prinzip die gleichen Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise zu führen wie bei anderen Stützwänden (siehe Abschnitt 7.2.1.2.2). Da Ankerwände unter der Aushubsohle in der Regel nicht in den Baugrund einbinden, entfällt der Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers.

Nach *Brandl* [41] ist speziell bei steilen, rutschgefährdeten Hängen meist der Nachweis gegen Geländebruch für die erforderliche Ankerlänge maßgebend. Beim Nachweis in der tiefen Gleitfuge ist zu beachten, dass bei engen Ankerrastern die aufnehmbare Ankerkraft wegen der Gruppenwirkung absinken kann.

Bei der Erddruckermittlung geht man bei Ankerwänden von einer annähernd rechteckförmigen Verteilung aus.

Bei aufgelösten Wänden muss zusätzlich zu den oben genannten Nachweisen auch die lokale Elementsicherheit überprüft werden. Sie umfasst

- die Sicherheit der einzelnen Platte gegen Gleiten und gegen Grundbruch und
- die Sicherheit gegen das Ausbrechen lokaler Bruchschollen.

Zur Untersuchung der einzelnen Platte auf Gleiten und Grundbruch wird von ähnlichen Überlegungen wie beim Grundbruch von Flachfundierungen ausgegangen [41]. Als weiterführende Literatur wird auf [72] verwiesen.

Für die Überprüfung der Sicherheit gegen das Ausbrechen lokaler Bruchschollen wurden von *Noll/Heckötter* Bemessungsdiagramme entwickelt, mit denen eine einfache Abschätzung des Ausnutzungsgrades möglich ist, vgl. [66].

Für die Wandelemente und Verankerungen sind außerdem die Materialnachweise nach den jeweiligen Bauartnormen zu führen.

7.1.8 Futtermauern

Futtermauern schützen an sich standfeste Böschungen vor Erosion, Verwitterung und Steinschlag. Sie haben demnach keine Stützfunktion, sondern dienen rein als Verkleidung bzw. Versiegelung der Böschungsoberfläche [63]. Mögliche Bauarten von Futtermauern sind in Bild 7.21 veranschaulicht. Bezüglich angehefteter Stützmauern (Bild 7.21 c) merkt *Brandl* [41] an, dass die „Nägel“ im Gegensatz zur konventionellen Bodenvernagelung jedenfalls vorgespannt werden sollten. So kann ein beginnendes Abgleiten von vorne herein verhindert werden.

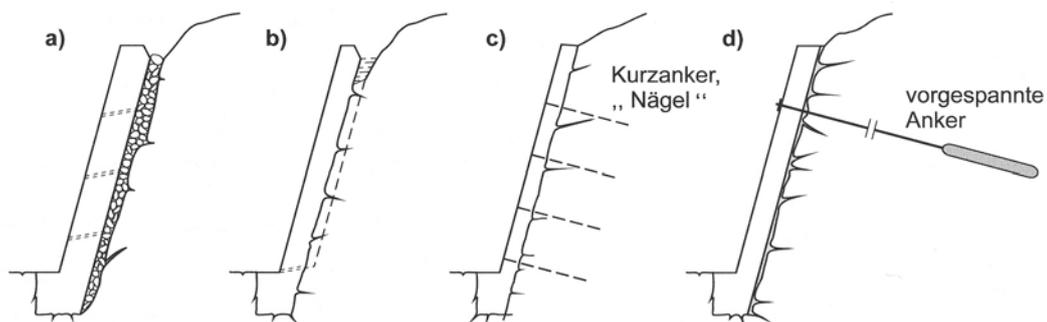


Bild 7.21: Bauarten von Futtermauern im Fels: (a) vorgesetzte, (b) anbetonierte, (c) angeheftete, (d) verankerte Futtermauer [63]

In obigem Bild sind massive Wände dargestellt; Futtermauern können jedoch auch aus Raumgitterelementen hergestellt werden. Man spricht in diesem Zusammenhang von sogenannten Lisenen-Traversen-Systemen (siehe Bild 7.22). Dabei werden zunächst vertikale Stützen (Lisenen) aufgestellt, die entweder im Boden eingespannt oder rückwärtig verankert werden. Zwischen diesen Stützen werden dann Längselemente (Traversen) eingehängt, in die in weiterer Folge Pflanzboden eingebracht wird [60].



Bild 7.22: Beispiel eines Lisenen-Traversen-Systems [92]

7.2 Tief gegründete Stützbauwerke

7.2.1 Spundwände

7.2.1.1 Allgemeines

Spundwände sind Flächentragwerke, die aus einzelnen biegesteifen Elementen, den Spundbohlen, bestehen. Die Bohlen werden in den Baugrund eingerammt, eingerüttelt oder eingepresst. Sie können aus Holz, Stahlbeton, Spannbeton oder aus Stahl gefertigt werden. Da überwiegend Stahlbohlen zur Anwendung kommen, soll in weiterer Folge nur diese Bauart genauer behandelt werden.

Vorteile von Stahlspundwänden sind unter anderem, dass sie rasch eingebracht werden können, wiedergewinnbar sind und aufgrund ihres geringen Querschnitts ohne Setzungswirkung gezogen werden können. Weiters können sie als nahezu wasserdichte Verbauart gesehen werden (Verbindung über praktisch dichte Schlösser, siehe Bild 7.23). Man verwendet sie deswegen oft als Baugrubenumschließungen im Grundwasser und im offenen Wasser. Im Gegensatz zu anderen Verbauarten wie z.B. Trägerbohlwänden sind sie auch in weniger standfesten Böden einsetzbar. Nachteilig ist, dass bei Einbauten bzw. kreuzenden Leitungen der Spundwandverbau nicht sehr flexibel ist. Außerdem handelt es sich um ein relativ weiches Verbausystem, weshalb speziell beim Einsatz neben bestehender Bebauung die Gefahr von Setzungen besteht [57].

Beispiele für Profile von Stahlspundwänden und Schlossverbindungen sind in Bild 7.23 veranschaulicht.

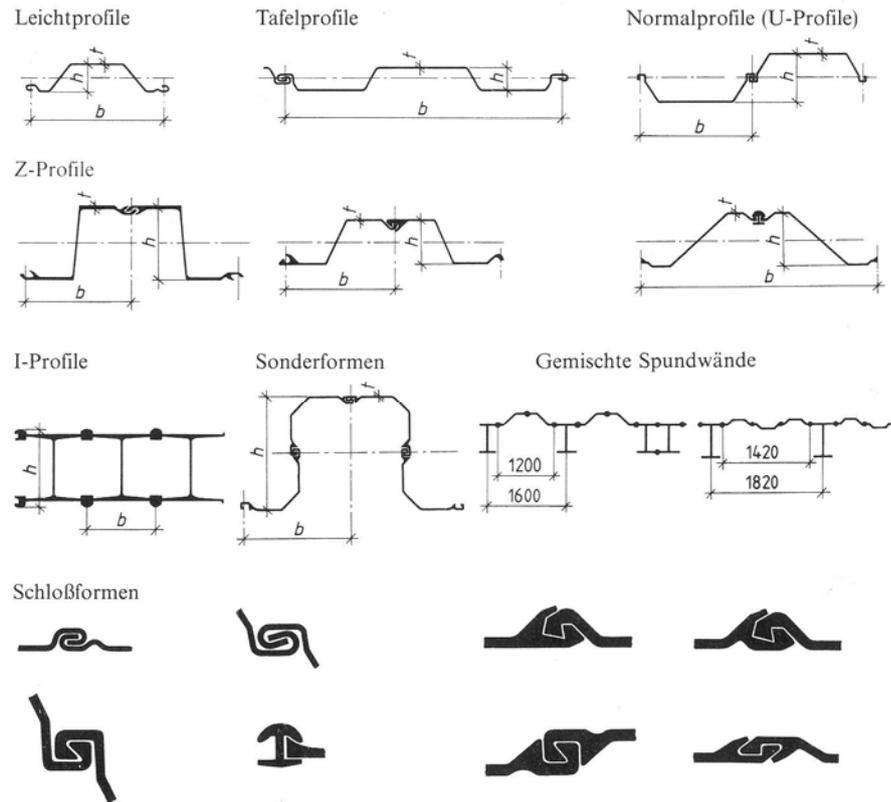


Bild 7.23: Beispiele für Spundwandprofile und -schlösser [83]

7.2.1.2 Bemessung und Berechnung

7.2.1.2.1 Regelwerke

Für die Bemessung von Spundwänden zur Baugrubenumschließung können die *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ – EAB* [46] herangezogen werden. Bezüglich der zu führenden Sicherheitsnachweise sind DIN 1054 bzw. DIN EN 1997-1 zu beachten. Für Erddruckermittlung und Geländebruchuntersuchungen gelten die Regelungen in DIN 4085 und E DIN 4084.

Kommen Spundwände bei Wasserbauanlagen (siehe oben) zur Anwendung, kann zusätzlich auf die *Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ – EAU* [45] zurückgegriffen werden.

Hingewiesen wird weiters auf Handbücher, die von den verschiedenen Spundwandherstellern herausgegeben wurden, z. B. das *Spundwandhandbuch-Berechnung* [85] der *Hoesch Spundwand und Profil GmbH*.

7.2.1.2.2 Äußere Standsicherheit

Die Lastabtragung erfolgt bei Spundwänden über deren Einbindung im Baugrund und gegebenenfalls über Anker bzw. Steifen. Im Rahmen der äußeren Standsicherheit sind dementsprechend die erforderliche Einbindetiefe zu ermitteln und, falls erforderlich, die Anker bzw. Steifen zu dimensionieren.

Nach den EAB [46] wird die Einbindetiefe t iterativ ermittelt. Zunächst legt man das statische System der Wand fest. Ein erster Wert für t wird geschätzt. Dann werden die Belastung sowie die Bodenreaktionskraft an der Wand angesetzt und die fiktiven Auflagerkräfte nach den Regeln der Statik ermittelt. Für die erforderliche Einbindetiefe gilt die Bedingung $\Sigma H=0$. Die Berechnung erfolgt zweckmäßig mit einem geeigneten Stabwerksprogramm.

Früher wurde die Einbindetiefe mit dem Verfahren nach *Blum* berechnet, das auf dem globalen Sicherheitskonzept beruht. Grundgedanke dieses Verfahrens ist die Überlagerung des aktiven Erddrucks mit einem abgeminderten Erdwiderstand. Die so ermittelte Lastfigur ist unabhängig von der Einbindetiefe t ; diese kann in weiterer Folge analytisch berechnet werden [63].

Nach dem Teilsicherheitskonzept werden Einwirkungen und Widerstände streng getrennt; demnach ist die oben beschriebene Überlagerung nicht mehr zulässig [51]. Das Verfahren nach Blum kann jedoch als Hilfsmittel zur Abschätzung der Einbindetiefe verwendet werden.

Die Standsicherheit von Spundwänden ist nicht nur für den Endzustand, sondern auch für alle Bauzustände zu überprüfen. Für die einzelnen Zustände können unter Umständen verschiedene statische Systeme maßgebend sein.

Statische Systeme

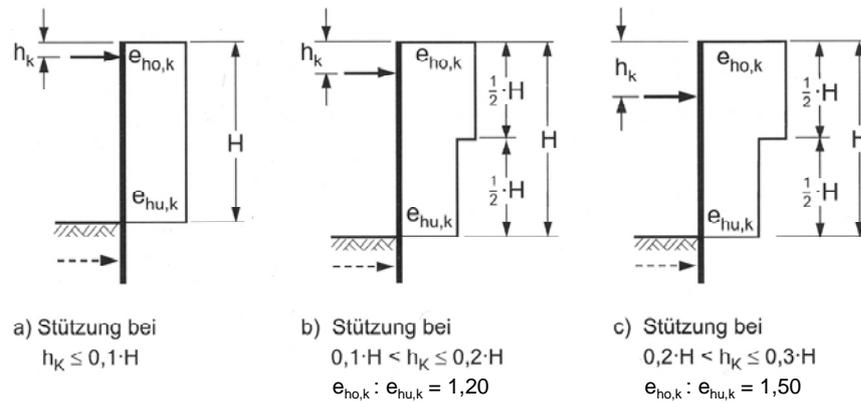
Für Spundwände kommen folgende statische Systeme in Frage [27]:

- die eingespannte, nicht gestützte Wand,
- die eingespannte, einfach gestützte Wand,
- die unten frei gelagerte, einfach gestützte Wand und
- die unten frei gelagerte oder teilweise eingespannte, ein- oder mehrfach gestützte Wand.

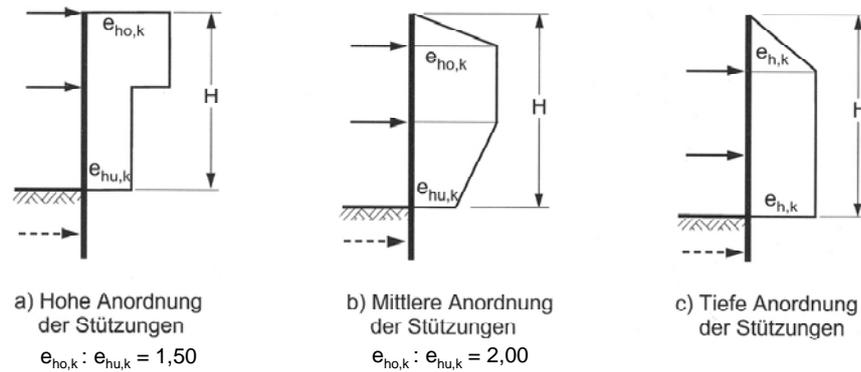
Ansatz der Belastung

Von der klassischen Erddruckverteilung (aktiver Erddruck) kann im Allgemeinen bei nicht gestützten Spundwänden und bei gestützten Wänden unter der Annahme einer nachgiebigen Stützung ausgegangen werden [63].

Lastfiguren für einmal gestützte Spundwände und Ortbetonwände:



Lastfiguren für zweimal gestützte Spundwände und Ortbetonwände:



Lastfiguren für dreimal oder öfter gestützte Spundwände und Ortbetonwände:

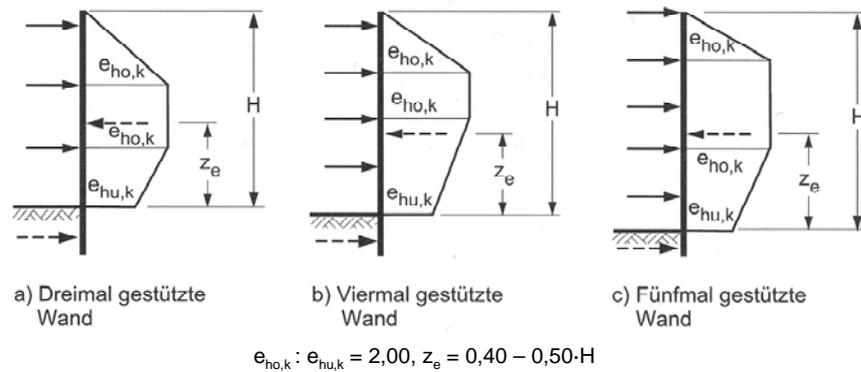


Bild 7.24: Lastfiguren für Spundwände und Ortbetonwände (nach [46])

Alternativ zu den oben genannten Ansätzen können die Bodenreaktionen auch mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens berechnet werden, was zu wirtschaftlicheren Ergebnissen führen kann (vgl. Abschnitt 3.3).

Für den Bettungsmodulverlauf kann von jenen Formen ausgegangen werden, die in [82] für Bohrpfähle angegeben werden (vgl. Abschnitt 7.2.4.3.4). Allerdings ist aufgrund der vergleichsweise geringen Steifigkeit der Spundbohlen von einem jeweils um eine Stufe niedrigeren Kurvengrad n auszugehen.

Eine Abschätzung des Bettungsmoduls ist nach Weissenbach auch über den Steifemodul des Bodens möglich [77]. Der Ansatz entspricht jenem für Bohrpfähle, der in DIN 1054 angegeben wird (siehe dazu Abschnitt 7.2.4.3.4).

Wandreibungswinkel

Für den Wandreibungswinkel von Spundwänden gelten nach der EAB (EB 89) [46] folgende Grenzwerte:

$$\begin{aligned} \text{Gekrümmte Gleitflächen:} \quad & -\varphi_k' \leq \delta_k \leq \varphi_k' \\ \text{Ebene Gleitflächen:} \quad & -\frac{2}{3}\varphi_k' \leq \delta_k \leq \frac{2}{3}\varphi_k' \end{aligned}$$

Nach der EAB [46] kann der aktive Erddruck nach der klassischen Theorie für ebene Gleitflächen entsprechend DIN 4085 berechnet werden²⁵. Beim Erdwiderstand darf nur dann von ebenen Gleitflächen ausgegangen werden, wenn das Gelände nicht ansteigt, der Reibungswinkel φ kleiner als 35° ist und der Neigungswinkel δ_p auf $-2/3\varphi$ herabgesetzt wird. Ansonsten sind gekrümmte Gleitflächen anzunehmen.

Bei weichen Böden wird in den EAB empfohlen, den Wandreibungswinkel δ_k mit $1/3\varphi$ anzusetzen. Dieser Ansatz beruht auf der Annahme einer Adhäsion zwischen Wand und Boden. Bei Böden mit schmierigen Eigenschaften bzw. solchen, bei denen der Ansatz der Adhäsion eher kritisch ist, sollte jedoch mit $\delta_k = 0$ gerechnet werden.

²⁵ Zu beachten sind die in der DIN 4085 angeführten Grenzen für Wand-, Gelände- und Erddruckneigung. Werden diese Grenzen nicht eingehalten, muss die Berechnung mit gekrümmten Gleitflächen durchgeführt werden.

Nachweise der äußeren Standsicherheit nach DIN 1054

Nach DIN 1054 sind für Spundwände folgende Nachweise zu erbringen:

Nachweise der Tragfähigkeit (GZ 1)

- Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers (GZ 1B)
- Nachweis gegen Versinken der Wand (GZ 1B)

Bei verankerten Wänden zusätzlich:

- Nachweis gegen Aufbruch des Verankerungsbodens vor Ankerplatten (GZ 1B)
- Nachweis gegen Versagen der Lastübertragung durch Ankerverpresskörper (GZ 1B)
- Nachweis gegen Versagen in der tiefen Gleitfuge (GZ 1B)

Gegebenenfalls müssen außerdem folgende Nachweise erbracht werden:

- Nachweise gegen Aufschwimmen oder hydraulischen Grundbruch (GZ 1A) und
- Nachweis der Geländebruchsicherheit (GZ 1C).

Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2)

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit bezieht sich bei Spundwänden auf die Überprüfung der Wandverschiebung. Der Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers beinhaltet in der Regel auch eine ausreichende Sicherheit gegenüber schädlichen Verformungen. Gegebenenfalls kann eine Fußverschiebung durch Abminderung des charakteristischen Erdwiderstands beim Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers mit einem Faktor $\eta < 1$ weiter begrenzt werden. Unter besonderen Umständen (z.B. bei benachbarten Gebäuden) und immer dann, wenn mit einem erhöhtem Erddruck gerechnet wird, sind gesonderte Gebrauchstauglichkeitsnachweise zu führen [2].

7.2.1.2.3 Innere Standsicherheit

Die innere Standsicherheit bezieht sich auf die Bemessung der Spundbohlen und auf die Materialnachweise für die Anker und Steifen. Dafür sind zunächst für das jeweilige statische System die Schnittgrößen zu ermitteln (bevorzugt mit einem Stabwerksprogramm). Mit diesen Schnittgrößen sind dann die Nachweise nach der jeweiligen Bauartnorm zu führen; bei Stahlspundwänden ist dies DIN EN 1993-5 [18] samt Nationalem Anhang E DIN EN 1993-5/NA (Normentwurf) [24].

Stahlspundbohlen werden meist nach dem Verfahren Elastisch-Elastisch berechnet. Plastische Verfahren (Verfahren Elastisch-Plastisch oder Plastisch-Plastisch) können zwar ebenfalls zur

Berechnung herangezogen werden, allerdings sollten plastische Verformungen möglichst vermieden werden, damit die Bohlen mehrmals eingesetzt werden können.

Eine Möglichkeit, Spundwände sehr wirtschaftlich zu bemessen, stellt die Kombination der oben genannten Verfahren dar. Dabei wird der Tragfähigkeitsnachweis unter Ausnutzung der plastischen Querschnittsreserven geführt; die Schnittgrößen aus der Gebrauchslast müssen jedoch zur Vermeidung plastischer Verformungen stets geringer als die elastischen Widerstandswerte sein (Verfahren Elastisch-Elastisch). Diese Vorgehensweise setzt eine besonders genaue und sorgfältige Bauausführung sowie ein entsprechendes Qualitätskontrollkonzept voraus.

Werden Doppel-U-Bohlen verwendet, ist bei den Tragfähigkeitsuntersuchungen zusätzlich die Problematik der schiefen Biegung zu beachten [30]. Im Gegensatz zu Z-Bohlen liegt nämlich die Querschnittshauptachse bei U-Bohlen schräg zur wirkenden Horizontalbeanspruchung. Die resultierende schiefe Biegung führt sowohl zu Bewegungen senkrecht zur Wand als auch in Wandebene. Da jedes zweite Spundwandschloss frei bleibt (Fädelschloss) und somit keine Schubübertragung stattfinden kann, weist die Wand einen im Vergleich zur „durchgehenden Wand“ stark reduzierten Biege­widerstand bzw. eine stark reduzierte Steifigkeit auf (siehe Bild 7.26). In E DIN EN 1993-5/NA werden für solche Fälle Abminderungsfaktoren für die Biegetragfähigkeit und Biegesteifigkeit in Abhängigkeit von der Bodenart und der Anker- bzw. Steifenanzahl angegeben (für Doppelbohlen liegen die Werte zwischen 0,6 und 1,0).

Für verpresste Schlösser ist gemäß DIN EN 1993-5 der Nachweis der Übertragung der Schubkräfte zu erbringen. Dieser Nachweis hat besonders für U-Bohlen große Bedeutung, da die Schlösser hier an der Stelle der größten Schubspannungen liegen (siehe Bild 7.26). Eine genaue Nachweisführung wird in der Norm dazu nicht angegeben und bleibt somit dem Anwender überlassen. Dies stellt jedoch keine leichte Aufgabe dar; Effekte wie z.B. die Schubkraftübertragung infolge von Verkrustungen, Mantelreibung oder infolge von Zwängsspannungen durch Spundbohlenverdrehung lassen sich nur schwierig quantifizieren. Hier wären nach *Adam et al.* [30] weitere Untersuchungen und klare normative Regelungen wünschenswert.

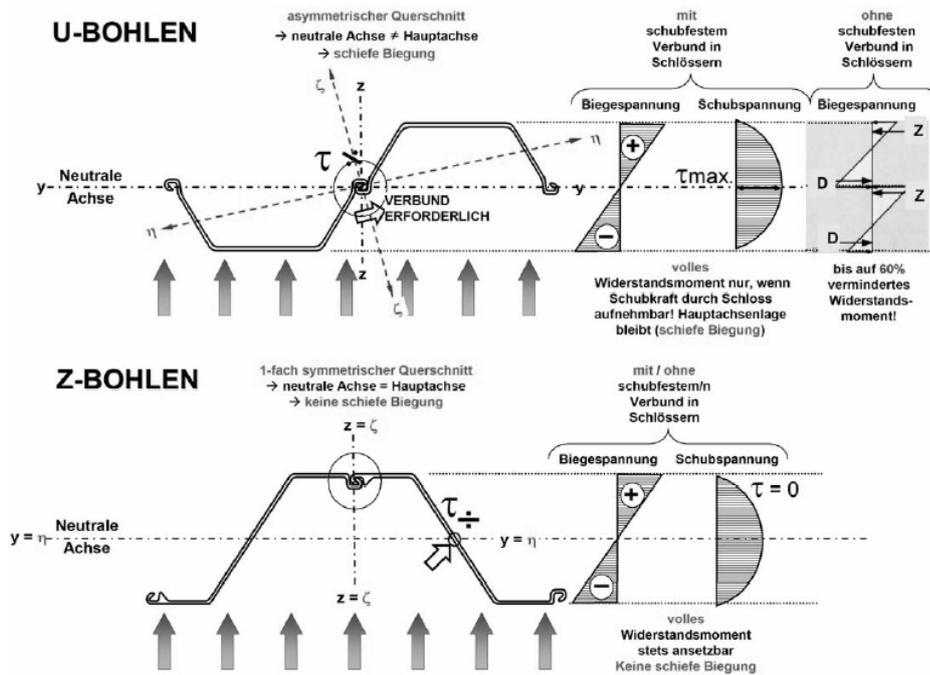


Bild 7.26: Schiefe Biegung bei fehlender Schubkraftübertragung in den Fädelschlössern [30]

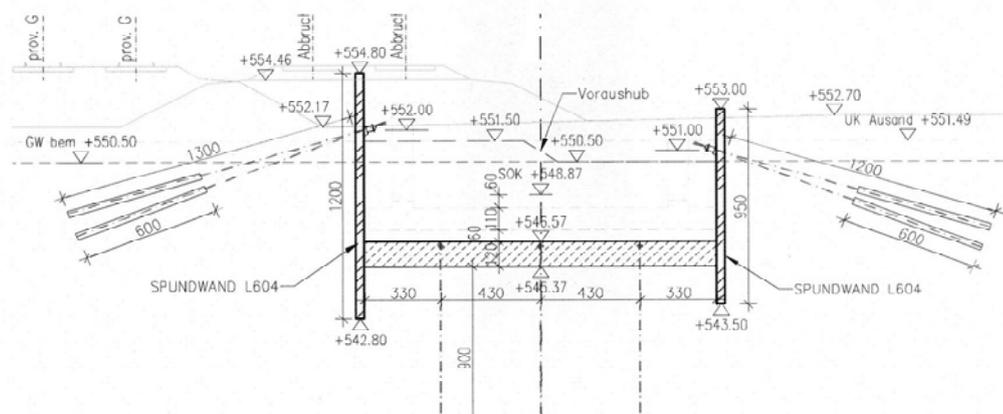
7.2.1.3 Berechnungsbeispiel

Im Zuge des Neu- und Ausbaues einer Eisenbahn-Hochleistungsstrecke ist die Errichtung mehrerer Tunnel in offener und geschlossener Bauweise geplant. Im gegenständlichen Beispiel wird eine Baugrube betrachtet, die für die Herstellung eines Tunnels in offener Bauweise hergestellt werden muss (siehe Bild 7.27).

Im betrachteten Querschnitt liegt die tiefste Aushubsohle der Baugrube bei ca. 9 m. Da der Grundwasserspiegel nur wenige Meter unter dem Gelände liegt, ist eine wasserundurchlässige Ausführung notwendig. Die seitliche Baugrubensicherung erfolgt mit einfach verankerten Spundwänden. Zusätzlich wird eine Sohlenabdichtung in Form einer verankerten Unterwasserbetonsohle eingebaut.

Auf die Bemessung der linksseitigen (südlichen) Spundwand soll nun genauer eingegangen werden.

1) Baugrubenquerschnitt



2) Südseitige Spundwand

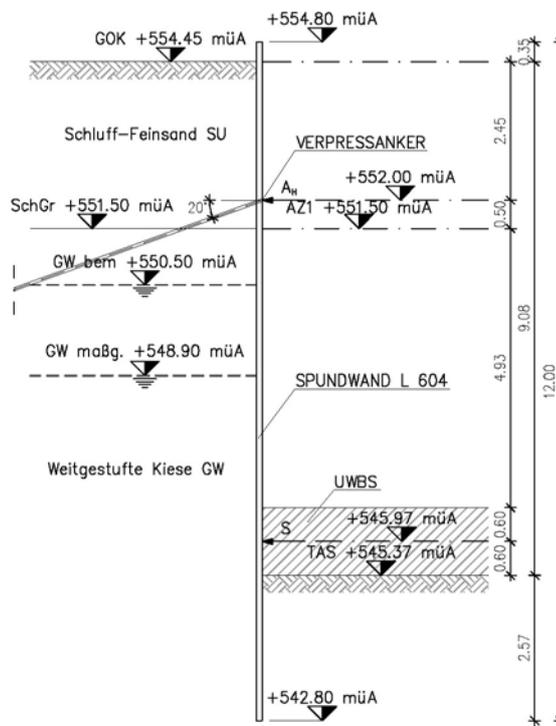


Bild 7.27: Berechnungsbeispiel Spundwand: Baugrubenquerschnitt, Abmessungen, Bodenaufbau

7.2.1.3.1 Geologie und Hydrogeologie

Tabelle 7.2: Charakteristische Werte der Bodenkenngrößen

Bodenart (DIN 18196)	von Kote - bis Kote	Wichte γ	Wichte unter Auftrieb γ'	Reibungs- winkel φ_k	Kohäsion c_k	max. horizontale Bettung k_{sh}
	[m ü. A.]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[MN/m ³]
Schluff-Feinsand (SU)	ca. 554,5 - ca. 551,5	20	10	30	0	100
Weitgestufte Kiese (GW)	ab ca. 551,5	21	12	37	0	100

Der Bemessungswasserstand liegt bei ca. Kote 550,5 m ü. A. Für die Berechnung der Einbindetiefe der Spundwand ist allerdings der niedrigste Grundwasserstand, der ca. 1,6 m tiefer als der Bemessungswasserstand liegt, maßgebend (ca. Kote 549,9 m ü. A.).

7.2.1.3.2 Einwirkungen

Zusätzlich zum Erddruck aus der Bodeneigenlast und dem Grundwasserdruck sind bei der Berechnung folgende veränderliche Lasten zu berücksichtigen:

- Verkehrslasten aus dem angrenzenden Gleisbereich:
 $q_{11,k} = q_{12,k} = 52 \text{ kN/m}^2$ je Gleis über eine Breite von 3m
- Allgemeine Verkehrslasten der Baustelle (gleichmäßig verteilte Flächenlast):
 $q_{2,k} = 10 \text{ kN/m}^2$ vom Baugrubenverbau bis zum angrenzenden Gleisbereich
- Zusätzliche Verkehrslast (70t-Bagger):
 $q_{3,k} = 60 \text{ kN/m}^2$ über einer Breite von 3m, Mindestabstand 60 cm von Baugrubenverbau

Gemäß EAB dürfen großflächig verteilte Nutzlasten mit $q \leq 10 \text{ kN/m}^2$ als ständige Lasten betrachtet werden.

7.2.1.3.3 Bauteile

Als Spundwandprofile werden U-Bohlen des Fabrikats Hoesch Larssen L 604 verwendet. Die Bemessung der Profile erfolgt nach DIN EN 1993-5. Dabei wird wie bereits in Abschnitt 7.2.1.2.3 beschrieben vorgegangen (Tragfähigkeitsnachweis unter Ausnutzung der plastischen Querschnittsreserven, Schnittgrößen aus Gebrauchslasten müssen kleiner als elastische Widerstände sein).

Materialwiderstände für das angegebene Profil nach DIN EN 1993-5

Elastische Querschnittswiderstandswerte: $M_{c,el,Rd} = 388,80 \text{ kNm/m}$ $V_{el,Rd} = 414,03 \text{ kN/m}$

Plastische Querschnittswiderstandswerte: $M_{c,pl,Rd} = 450,72 \text{ kNm/m}$ $V_{pl,Rd} = 746,17 \text{ kN/m}$

Zusätzlich zu den Spundwandprofilen sind die Verpressanker sowie die Unterwasserbetonsohle samt Verankerung zu bemessen, worauf in diesem Beispiel verzichtet werden soll.

7.2.1.3.4 Systemannahmen

Die geotechnische Bemessung der Spundwand erfolgt nach DIN 1054 und den EAB 2006. Gemäß DIN 1054 entspricht der Regellastfall für Baugrubensicherungen dem Lastfall 2 (Einwirkungskombination EK 1, Sicherheitsklasse SK 2). Demnach gelten folgende Teilsicherheitsbeiwerte:

Beanspruchungen:

ständige Beanspruchungen allgemein: $\gamma_G = 1,20$

veränderliche Beanspruchungen: $\gamma_Q = 1,30$

Widerstände:

Erdwiderstand: $\gamma_{Ep} = 1,30$

Materialwiderstand (Spundwandbemessung) $\gamma_{M0} = 1,10$

Aushubzustände

Bei der Berechnung der Spundwand sind die folgenden Aushubzustände zu betrachten:

- Aushubzustand 1 (AZ 1): Aushubtiefe $t = 2,95 \text{ m}$, Niveau zum Einbringen der Verankerung;
- Aushubzustand 2 (AZ 2): Aushubtiefe $t = 9,08 \text{ m}$, tiefster Aushub vor Einbau der Unterwasserbetonsohle, Spundwand verankert, Baugrube unter Wasser;
- Aushubzustand 3 (AZ 3): Aushubtiefe $t = 9,08 \text{ m}$, Spundwand verankert, Unterwasserbetonsohle eingebaut, Baugrube gelenzt.

Statisches System, Erddruckansätze

Die jeweils angenommenen statischen Systeme und Erddruck- und Bettungsansätze sind in Bild 7.28 zusammengefasst.

Bei der Festlegung des statischen Systems wird bei allen Aushubzuständen von einem frei beweglichen Spundwandfuß mit elastischer Bettung ausgegangen. Die Spundwand ist im AZ 1 frei auskragend; im AZ 2 bzw. AZ 3 ist sie einfach bzw. doppelt gestützt. Die Verankerung wird als elastisches Auflager (Federsteifigkeit $c = 5150 \text{ kN/m}^2$), die Unterwasserbetonsohle als starre Steife

modelliert. Die Verformungen aus den vorangegangenen Aushubzuständen werden in der Berechnung zu 50% berücksichtigt.

Die Verpressanker werden nur mit ca. 30% der Gebrauchslast vorgespannt; bei der Berechnung kann daher der aktive Erddruck angesetzt werden. Für den Aushubzustand 1 wird von der klassischen Erddruckverteilung nach *Coulomb* ausgegangen. In den Aushubzuständen 2 und 3 wird der Erddruck aus Bodeneigenlast und großflächigen Auflasten aufgrund der Verankerung bis zur Aushubsohle umgelagert. Diese Umlagerung erfolgt gemäß EAB für beide Zustände in Form eines flächengleichen Stufenrechtecks mit einem Verhältnis $e_{ho,k} : e_{hu,k} = 1 : 1,50$ (siehe Bild 7.24) – beim AZ 3 wird davon ausgegangen, dass sich die Erddruckverteilung im Vergleich zum AZ 2 nicht mehr verändert.

Bei der Berechnung des Erddrucks werden die Wandreibungswinkel zu $\delta_a = 2/3\varphi$ bzw. $\delta_p = -2/3\varphi$ angenommen.

Wasserdruck

Maßgebend für die Berechnung der Einbindetiefe ist für den Regellastfall, wie schon erwähnt, der niedrigste Wasserstand bei ca. Kote 549,9 m ü.A. Beim Aushubzustand 1 und 2 geht der Wasserdruck nur über die Wichte unter Auftrieb in die Berechnung ein. Beim Aushubzustand 3 wirkt auf die Wand der hydrostatisch verteilte Wasserdruck.

Bettungsmodulverlauf

Auf der Widerstandseite wird unterhalb der Aushubebene eine elastische Bettung angesetzt. Dabei wird von folgender Verteilung ausgegangen:

- 0 – 5,0 m: parabolischer Verlauf von 0,0 bis 100 MN/m³
- ab 5,0 m: konstant 100 MN/m²

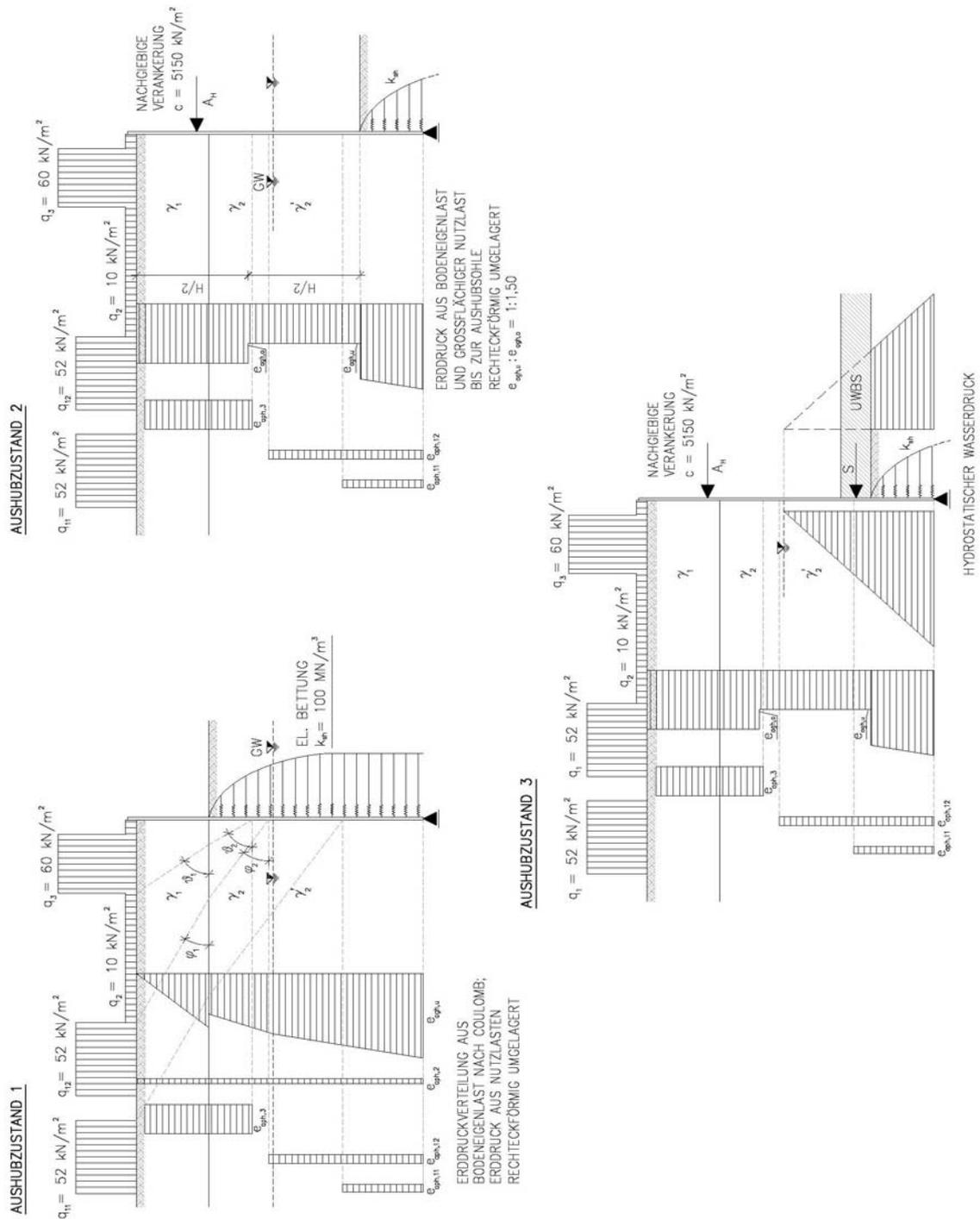


Bild 7.28: Berechnungsbeispiel Spundwand: Aushubzustände, statische Systeme, Last- und Bettungsannahmen

7.2.1.3.5 Berechnung der Einbindetiefe, charakteristische Schnittgrößen

Die erforderliche Einbindetiefe folgt aus der Bedingung $\Sigma H = 0$ und wird iterativ mit einem Berechnungsprogramm ermittelt. Die maßgebende Tiefe ergibt sich dabei für den Regellastfall beim

Aushubzustand 2 zu $t_{\min} = 2,12$ m. Gewählt wird eine Einbindetiefe von $t = 2,57$ m; dadurch ergibt sich eine Spundbohlenlänge von 12,00 m.

Die charakteristischen Schnittgrößen bei der gewählten Einbindetiefe sind in Tabelle 7.3 zusammengefasst. Beim Moment ist der Aushubzustand 2 beim niedrigsten Wasserspiegel, bei der Querkraft der Aushubzustand 3 beim Bemessungswasserspiegel maßgebend.

Für die Nachweisführung sind die charakteristischen Werte in die Anteile aus ständigen und aus veränderlichen Lasten aufzuteilen. Dazu können in einem separaten Rechengang jene Größen ermittelt werden, die sich aus der alleinigen Berücksichtigung der ständigen Lasten ergeben. Die Schnittgrößen bzw. Auflagerreaktionen aus den veränderlichen Lasten errechnen sich dann als Differenz der obigen Werte.

Tabelle 7.3: Berechnungsbeispiel Spundwand: Charakteristische Werte der Schnittgrößen bei einer gewählten Einbindetiefe $t = 2,57$ m

Aushubzustand	max/min Moment M_{GQ}	max/min Moment M_G	max/min Moment M_Q	zug. Querkraft Q_{GQ}	zug. Querkraft Q_G	zug. Querkraft Q_Q	Tiefe z
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]
1	5,19	2,34	2,85	0,00	0,00	0,00	8,50
	-121,39	-53,72	-67,67	0,00	0,00	0,00	4,00
2	136,85	72,87	63,98	0,00	0,00	0,00	6,25
	-99,88	-73,04	-26,84	129,11	81,76	47,35	2,45
3	110,20	73,11	37,09	0,00	0,00	0,00	5,75
	-99,19	-89,88	-9,31	-155,21	-130,70	-24,51	8,48

Aushubzustand	max/min Querkraft Q_{GQ}	max/min Querkraft Q_G	max/min Querkraft Q_Q	zug. Moment M_{GQ}	zug. Moment M_G	zug. Moment M_Q	Tiefe z
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[m]
1	54,54	24,04	30,50	-86,07	-36,58	-49,49	5,50
	-63,96	-31,18	-32,78	-109,44	-50,37	-59,07	3,08
2	129,11	81,76	47,35	-99,88	-73,04	-26,84	2,45
	-85,14	-59,63	-25,51	-99,88	-73,04	-26,84	2,45
3	120,98	81,55	39,43	-94,80	-67,97	-26,83	2,45
	-155,21	-130,70	-24,51	-99,19	-89,88	-9,31	8,48

Schnittgrößen beim niedrigsten Wasserspiegel	Schnittgrößen beim Bemessungswasserspiegel
--	--

Die Bemessungswerte des maximalen Momentes und der maximalen Querkraft ergeben sich zu

$$M_{Rd} = \gamma_G \cdot M_G + \gamma_Q \cdot M_Q = 1,20 \cdot 72,87 + 1,30 \cdot 63,98 = 170,62 \text{ kNm/m} \quad (233)$$

$$Q_{Sd} = \gamma_G \cdot Q_G + \gamma_Q \cdot Q_Q = 1,20 \cdot 130,70 + 1,30 \cdot 24,51 = 188,70 \text{ kN/m} \quad (234)$$

Ein Vergleich der Bemessungswerte der Beanspruchungen mit den oben angegebenen plastischen Querschnittswiderständen (reduziert mit dem Faktor γ_{M0}) zeigt, dass das verwendete Profil eine

ausreichende Tragfähigkeit aufweist. Die charakteristischen Werte der Beanspruchungen sind, wie gefordert, kleiner als die elastischen Querschnittswiderstände. Auf einen genaueren Nachweis soll an dieser Stelle verzichtet werden.

Der maximale charakteristische Wert der Ankerkraft ergibt sich im Aushubzustand 3 beim niedrigsten Wasserspiegel zu $A_{GQ,k} = 228,00 \text{ kN/lfm}$ ($A_{G,k} = 150,46 \text{ kN/lfm}$, $A_Q = 77,54 \text{ kN/lfm}$). Die erforderliche Ankerlänge (Wand bis Mitte Verpresskörper) errechnet sich nach dem Verfahren nach *Kranz* beim Bemessungswasserstand zu $l_{\min} = 9,80 \text{ m}$.

7.2.1.3.6 Vergleichsberechnungen

Die Unterschiede der verschiedenen Berechnungsverfahren und –annahmen, die in Abschnitt 7.2.1.2 erläutert wurden, sollen nun anhand von Vergleichsberechnungen aufgezeigt werden. Es werden folgende Fälle untersucht:

- 1) Elastisch gebettete Spundwand, elastische Verankerung, Ankervorspannung 30% der Gebrauchslast (siehe oben), 50%ige Berücksichtigung der Verformungen aus den vorangegangenen Aushubzuständen;
- 2) Elastisch gebettete Spundwand, elastische Verankerung, Ankervorspannung 90% der Gebrauchslast, 50%ige Berücksichtigung der Verformungen aus den vorangegangenen Aushubzuständen; Berechnung mit erhöhtem aktiven Erddruck (Anteil des Erdruhedrucks 50%, siehe auch Tabelle 3.1);
- 3) Im Boden aufgelagerte, horizontal verschiebliche Spundwand mit Ansatz des Erdwiderstandes, starre Verankerung, Berechnung mit erhöhtem aktiven Erddruck (Anteil des Erdruhedrucks 50%).
- 4) Eingespannte Spundwand (Blum), starre Verankerung, Berechnung mit erhöhtem aktiven Erddruck (Anteil des Erdruhedrucks 50%).

Fall 1 und Fall 2 werden mit zwei verschiedenen Programmen (*Geosoft Baugrubenverbau V 7.01.03*, *Fides Walls V 2007.240*) berechnet. Beim Programm *Geosoft Baugrubenverbau* wird zusätzlich auch der Fall „Berücksichtigung der Verformungen zu 100%“ untersucht (Fall 1a bzw. 1b). Die Berechnung der Fälle 3 und 4 erfolgt ausschließlich mit dem Programm *Fides Walls*. Die erforderliche Einbindtiefe wurde in beiden Programmen gemäß EAB (EB 104 – *Zulässige Vereinfachungen im GZ 1B*) vereinfachend nach dem globalen Sicherheitskonzept ermittelt, wobei als Sicherheitsfaktor der Wert

$$\eta_p = \gamma_{GQ} \cdot \gamma_{Ep} = 1,20 \cdot 1,30 = 1,56 \approx 1,60 \quad (235)$$

verwendet wurde.

Die Ergebnisse der Vergleichsberechnung (erforderliche Einbindtiefe, charakteristischer Wert des maximalen Momentes M_{GQ} , charakteristischer Wert der maximalen Querkraft Q_{GQ} , maximale

Ankerkraft A_{GQ} , maximale Steifenkraft S_{GQ} , erforderliche Ankerlänge nach *Kranz*) sind in Tabelle 7.4 zusammengefasst.

Tabelle 7.4: Berechnungsbeispiel Spundwand: Ergebnisse der Vergleichsberechnungen

Fall	Einbindetiefe t	Gesamtlänge der Spundbohlen l_{ges}	max. Moment M_{GQ}	max. Querkraft Q_{GQ}	max. Ankerkraft A_{GQ}	max. Steifenkraft S_{GQ}	erf. Ankerlänge nach <i>Kranz</i> l_a
	[m]	[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]
<i>Fides Walls</i>							
1	2,12	11,55	151,28	154,56	231,99	217,26	9,80
2	2,57	12,00	173,73	159,06	285,16	188,71	9,00
3	2,32	11,75	196,69	164,55	291,00	213,77	9,30
4	4,37	13,80	147,22	226,50	278,11	189,82	9,10
<i>Geosoft Baugrubenverbau</i>							
1	1,87	11,30	124,13	128,40	230,51	225,37	9,30
1a	1,87	11,30	152,90	136,62	234,52	145,26	9,30
2	2,22	11,65	150,54	157,63	288,18	202,30	8,75
2a	2,22	11,65	175,93	162,60	292,27	143,18	8,75

Aus der obigen Tabelle geht hervor, dass, abgesehen von der erforderlichen Ankerlänge, bei den tatsächlich gewählten Randbedingungen (Fall 1) die wirtschaftlichsten Ergebnisse erhalten werden. Eine höhere Vorspannung liefert eine größere Einbindetiefe und höhere Werte bei den Schnittgrößen und Ankerkräften; sie wäre im gegenständlichen Fall nur dann sinnvoll und notwendig, wenn höhere Anforderungen an die Verformungsbeschränkung gestellt werden. Die Annahme einer vollen Einspannung liefert die größte Einbindetiefe.

Die erforderlichen Einbindetiefen, die mit dem Programm *Geosoft Baugrubenverbau* für die Fälle 1 und 2 erhalten werden, sind um 25 bzw. 35 cm geringer als jene beim Programm *Fides Walls*. Ebenso sind bei den Schnittgrößen, Ankerkräften und Ankerlängen Abweichungen zu erkennen, was vermutlich auf unterschiedliche Berechnungsalgorithmen zurückzuführen ist. Ein Vergleich der Fälle 1 und 1a bzw. 2 und 2a zeigt, dass bei einer 100%igen Verformungsberücksichtigung höhere Schnittgrößen und deutlich geringere Steifenkräfte als bei 50%iger Berücksichtigung erhalten werden.

7.2.2 Trägerbohlwände

7.2.2.1 Allgemeines

Trägerbohlwände bestehen aus vertikalen Stahlträgern, die in Abständen von ca. 1 m bis 3 m in den Boden eingebracht werden. Die Zwischenräume werden ausgefacht. Diese Verbauart ist eines der häufigsten angewandten Verfahren zur Baugrubensicherung, da sie sehr wirtschaftlich ist und gut an die örtlichen Gegebenheiten angepasst werden kann [44]. Allerdings sind Trägerbohlwände relativ biegeweich und nicht wasserdicht [57].

Als Träger werden I-, IPE-, IPB- und PSP-Profile verwendet. Auch zusammengesetzte Profile, z.B. doppelte U-Profile, Pfähle oder Bohrrohre sind möglich. Sie werden in den Boden gerammt, eingerüttelt („Rammträgerverbau“) oder in Bohrlöcher eingestellt („Bohrträgerverbau“). Die Ausfachtung kann unter anderem aus zwischen den Trägern verkeilten Holzbohlen oder aus Kanaldielen bestehen, die dem Aushub nacheilend eingebaut werden (stufenweiser Aushub und Einbau). Bei ausreichend standfesten Böden können auch Fertigteile oder Spritzbeton verwendet werden [44].

Die Lastabtragung erfolgt bei Trägerbohlwänden über die Einbindung der Träger im Baugrund sowie unter Umständen über Steifen bzw. Verankerungen (in der Regel Gurtung erforderlich) [44].

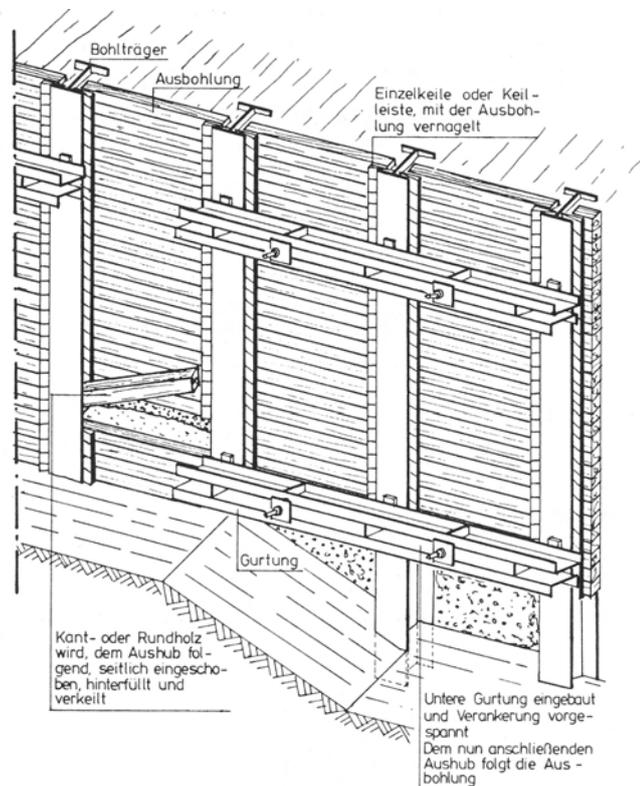


Bild 7.29: Verankerte Trägerbohlwand mit Holzbohlenausfachtung [78]

7.2.2.2 Bemessung und Berechnung

Für die Berechnung von Trägerbohlwänden gelten im Allgemeinen dieselben Grundsätze wie für Spundwände (siehe Abschnitt 7.2.1.2.2).

Vereinfachte Lastfiguren für Trägerbohlwände können den EAB entnommen werden. Der unter der Aushubsohle auf die Träger wirkende Erddruck kann im Regelfall vernachlässigt werden. Dazu muss jedoch folgende Bedingung erfüllt sein (Gleichgewicht der Horizontalkräfte):

$$B_{h,d} + \Delta E_{ah,d} \leq E_{ph,d} \quad (236)$$

$B_{h,d}$ Bemessungsauflagerkraft der Bohlträger (ergibt sich aus der statischen Berechnung)

$\Delta E_{ah,d}$ Erddruck unterhalb der Aushubsohle

$E_{ph,d}$ Bemessungswert des Erdwiderstands (wie für eine vollflächige Wand berechnet; für den Wandreibungswinkel wird $\delta_p = -\varphi_k'$ angenommen)

Auf der Widerstandsseite ist bei Trägerbohlwänden ein räumlicher Erddruck anzusetzen, da unterhalb der Aushubsohle die Lasten nur über die Stirnflächen der Träger in den Boden eingeleitet werden (siehe Bild 7.30). Einen Berechnungsansatz liefert *Weissenbach* in [91]. Demnach wird zunächst untersucht, ob sich die Bruchkörper benachbarter Träger überschneiden oder nicht. Für beide Fälle ermittelt man einen fiktiven Erdwiderstandsbeiwert; der kleinere Wert ist maßgebend [44].

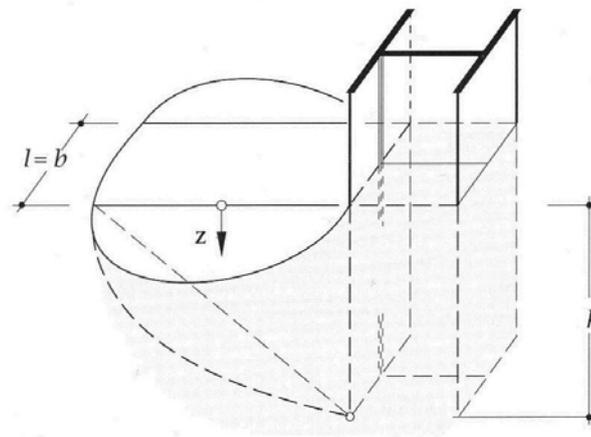


Bild 7.30: Erdwiderstand vor einem Bohl- bzw. Bohrträger [77]

Ein ausführliches Berechnungsbeispiel (basierend auf dem globalen Sicherheitskonzept) kann [44] entnommen werden.

7.2.3 Schlitzwände

7.2.3.1 Allgemeines

Schlitzwände sind Wände im Untergrund aus Beton, Stahlbeton oder anderen zementgebundenen Stoffen [86]. Die Herstellung erfolgt abschnittsweise in Bodenschlitzen, die im Bauzustand mit einer Stützflüssigkeit gegen Einbrechen gesichert werden.

Schlitzwände können eine statische Funktion (z.B. Baugrubensicherungen, Stützwände, Fundamentelemente), eine abdichtende Funktion (z.B. Wasserbau, Deponiebau) oder eine abschirmende Funktion (Schutz anderer Bauwerke vor Schwingungen oder Deformationen) haben [27].

Entsprechend dem Herstellungsablauf unterscheidet man zwischen Zweiphasen-, Einphasen- und Kombinationsschlitzwänden [63]:

- Bei Zweiphasenschlitzwänden werden nach dem Aushub (mit speziellen Schlitzwandgreifern oder -fräsen) Bewehrungskörbe in den offenen, flüssigkeitsgefüllten Schlitz eingestellt. Als Stützflüssigkeit werden meist nicht erhärtende Bentonitsuspensionen oder auch Polymerlösungen verwendet. Dann werden die einzelnen Wandabschnitte im Kontraktorverfahren betoniert, wobei die Stützflüssigkeit kontinuierlich durch den Beton verdrängt wird (Herstellung siehe Bild 7.31).
- Bei Einphasenschlitzwänden verbleibt die Stützflüssigkeit im Boden und erhärtet. Hierfür kommen Ton-Zement-Suspensionen zum Einsatz. Dieses Verfahren wird vorwiegend bei Dichtungsschlitzwänden angewandt.
- Kombinationsschlitzwände werden zunächst wie Einphasenschlitzwände hergestellt. Zusätzlich werden tragende oder dichtende Elemente in den noch nicht erhärteten Schlitz eingehängt. Als tragende Elemente können Stahlspundbohlen oder Betonfertigteile, als dichtende Elemente z.B. verschweißte Folienbahnen zur Anwendung kommen.

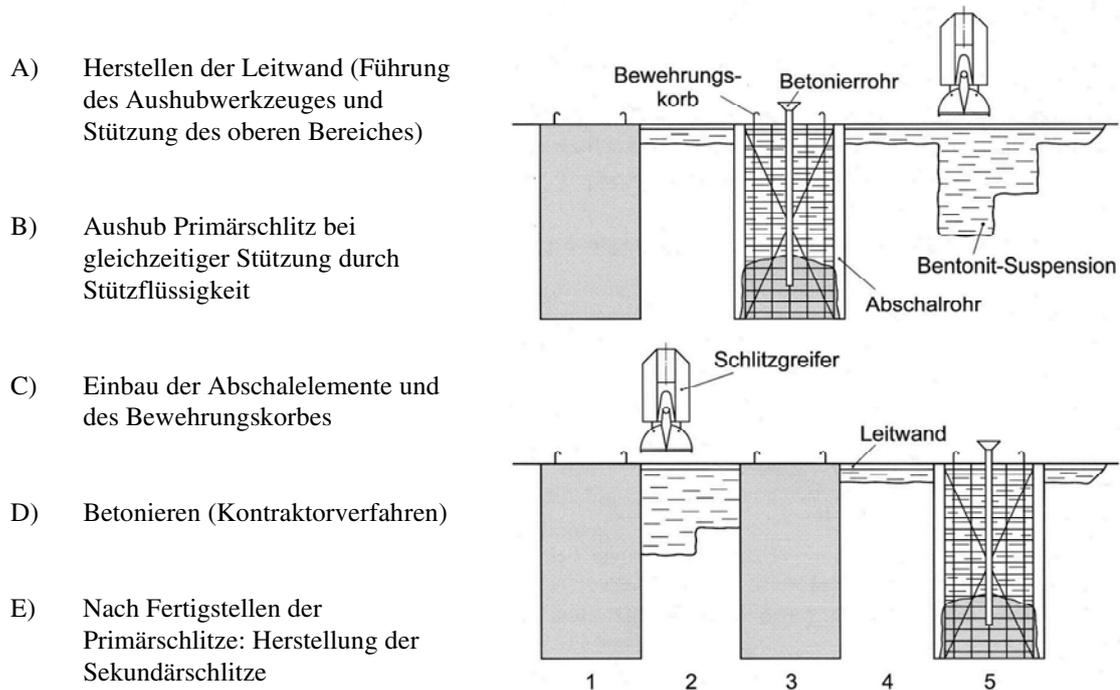


Bild 7.31: Herstellung einer Schlitzwand im Pilgerschrittverfahren am Beispiel einer Zweiphasenschlitzwand (nach [63])

Schlitzwände sind in der Regel zwischen 0,4 m und 1,50 m dick. In Ausnahmefällen sind auch Wandstärken bis zu 3,00 m möglich. Die maximale Tiefe liegt bei mit Greifern hergestellten Wänden bei ca. 50 m. Mit Schlitzwandfräsen sind Tiefen bis zu 150 m erreichbar. Die Länge der Einzelschlitzte beträgt üblicherweise 2,50 m bis 7,50 m ([63], [86]).

Vorteile von Schlitzwänden sind unter anderem, dass sie praktisch wasserundurchlässig sind und eine hohe Steifigkeit aufweisen (geringe Verformungen), weswegen sie sich besonders gut als Sicherung für Baugruben im Grundwasser mit benachbarter Bebauung eignen. Außerdem ist die Herstellung erschütterungs- und geräuscharm [63]. Im Vergleich zu Bohrpfehlwänden haben Schlitzwände den Vorteil, dass sie weniger Fugen aufweisen. *Stocker/Walz* [86] geben allerdings an, dass sie bei kleinen Wandflächen, geringen Tiefen und beengten Platzverhältnissen meist unwirtschaftlich sind, und dass Leitungsquerungen oft problematisch sind.

Die Tragwirkung von Schlitzwänden entspricht jener von Bohrpfehlwänden. Vertikale Lasten werden über Mantelreibung und Spitzendruck abgetragen, Horizontalkräfte über seitliche Bettung. Falls notwendig, können Schlitzwände zusätzlich verankert bzw. ausgesteift werden [27]. Müssen hohe Seitendruckkräfte abgetragen werden, so bieten sich Konstruktionen mit vergrößertem Widerstandsmoment an (siehe Bild 7.32).

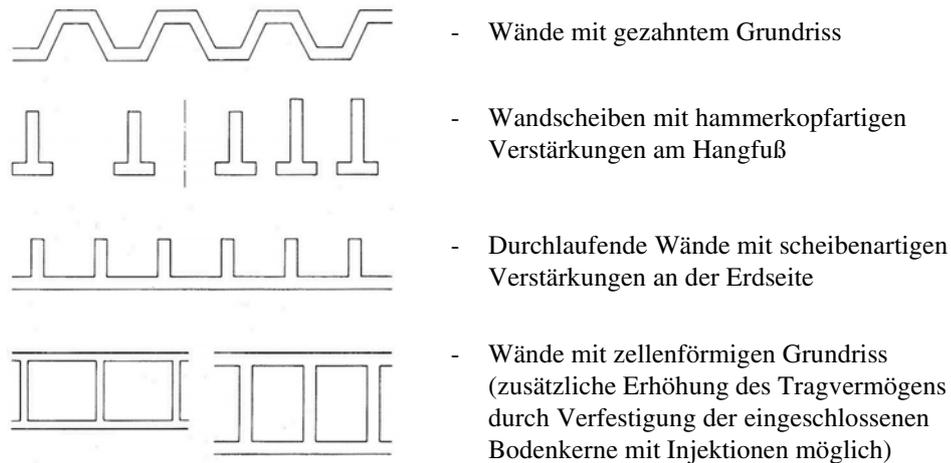


Bild 7.32: Schlitzwände mit erhöhtem Widerstandsmoment [41]

Zur Verwendung von Schlitzwandelementen zur Hangverdübelung (vgl. Abschnitt 7.2.8) merkt *Blovsky* [36] an, dass es in rutschgefährdeten Böden durch die Bentonitsuspension zu einer Verminderung der Scherfestigkeit kommen kann.

7.2.3.2 Bemessung und Berechnung

7.2.3.2.1 Regelwerke

Für die Berechnung und Ausführung von Schlitzwänden können E DIN 4126 [22] samt E DIN 4126 Beiblatt 1 [23], DIN EN 1538 [16], die EAB und die EAU herangezogen werden. Bezüglich der Anforderungen und Güteüberwachung von Stützflüssigkeiten ist DIN 4127 [10] zu beachten. Außerdem gelten die Regelungen der DIN 1054 bzw. DIN EN 1997-1, DIN 4084 und DIN 4085.

7.2.3.2.2 Standsicherheit des offenen Schlitzes

Wirkungsweise der Flüssigkeitsstützung

Die Flüssigkeitsstützung beruht auf der Druckdifferenz zwischen Grundwasser und Stützflüssigkeit. Die Übertragung dieser Druckdifferenz auf das Korngerüst erfolgt je nach Bodenart nach unterschiedlichen Mechanismen. Die nachfolgend genauer beschriebenen Mechanismen beziehen sich auf Tonsuspensionen; zur Stützwirkung von Polymerflüssigkeiten vgl. [86].

Ist der Porendurchmesser des Bodens kleiner als der Durchmesser der Feststoffpartikel der Suspension (bei feinkörnigen Böden), dann können diese Partikel nicht in den Boden eindringen und werden abgefiltert. An der Schlitzoberfläche bildet sich eine fast wasserundurchlässige Membran

(„Filterkuchen“) aus. Die Flüssigkeitsdruckdifferenz wird über Normalspannungen auf das Korngerüst übertragen (siehe Bild 7.34) [86].

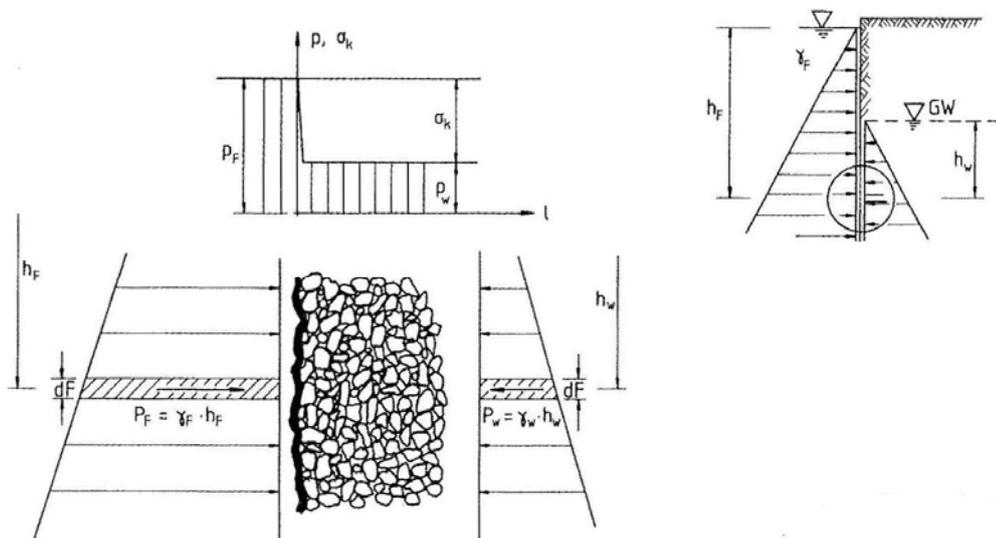


Bild 7.33: Übertragung der Flüssigkeitsdruckdifferenz durch Normalspannungen [86]

Bei grobkörnigen Böden dringt die Suspension bis zu einer gewissen Tiefe in das Erdreich ein. Die Flüssigkeitsdruckdifferenz wird durch Schubspannungen, die zwischen der Kornoberfläche und der Suspension wirken, übertragen. Die maximale Eindringtiefe ist jene Tiefe, bei der die Schubspannungsergebnisse der Druckdifferenz zwischen Suspension und Grundwasser entspricht (siehe Bild 7.34) [86].

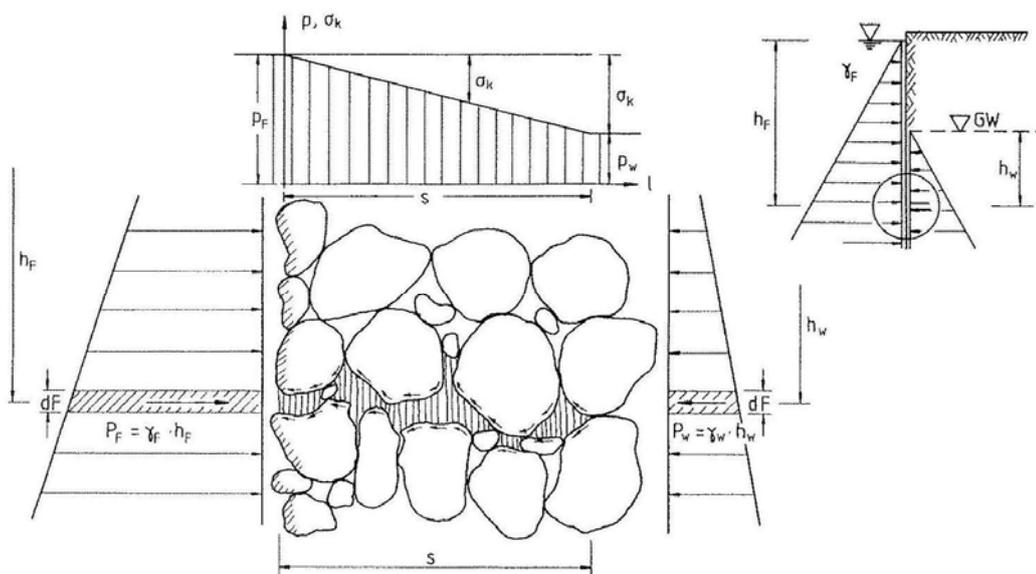


Bild 7.34: Übertragung der Flüssigkeitsdruckdifferenz durch Schubspannungen [86]

Die oben beschriebenen Mechanismen gelten für sogenannte offene Systeme, bei denen die Stützflüssigkeit in den Boden eindringen kann. Bei geschlossenen, wassergesättigten Systemen (weiche, bindige Böden) wird die Flüssigkeitsdruckdifferenz durch den im Boden entstehenden Porenwasserüberdruck kompensiert. Somit kann sich keine Stützwirkung aufbauen. In solchen Böden muss deshalb so langsam ausgehoben werden, dass sich Porenwasserüberdrücke abbauen können [63].

Stand sicherheitsnachweise nach E DIN 4126

Für den mit Stützflüssigkeit gefüllten Schlitz müssen folgende Nachweise erbracht werden:

- Nachweis der Sicherheit gegen den Zutritt von Grundwasser in den Schlitz (GZ 1A)
- Nachweis der Sicherheit gegen Abgleiten von Einzelkörnern oder Korngruppen in den Schlitz (GZ 1C)
- Nachweis der Sicherheit gegen den Schlitz gefährdende Gleitflächen im Boden (GZ 1A)

Eine wesentliche Berechnungsgröße bei der Nachweisführung ist das vorhandene Druckgefälle f_{s0} , das als Quotient aus Druckdifferenz und Eindringtiefe der Stützflüssigkeit definiert ist. Erfolgt keine genauere Berechnung, kann es mit nachfolgender Gleichung ermittelt werden [22]:

$$f_{s0} = \frac{\Delta p}{s} = \frac{2 \cdot \tau_F}{d_{10}} \quad (237)$$

Δp	Druckdifferenz zwischen Stützflüssigkeit und Grundwasser
s	Eindringtiefe der Stützflüssigkeit
τ_F	Fließgrenze der Stützflüssigkeit
d_{10}	maßgebende Korngröße der Bodenschicht

Voraussetzung für alle Stand sicherheitsnachweise ist, dass der angesetzte Flüssigkeitsspiegel nicht unterschritten wird. Zu einem Stützflüssigkeitsverlust kann es kommen, wenn Hohlräume oder neue Schichten mit größerer Durchlässigkeit als der vorhergehenden angeschnitten werden [22]. Zur Abschätzung des Verlustes kann man das Bodenvolumen, in das die Flüssigkeit eindringt, berechnen. Dafür multipliziert man die Eindringfläche mit dem Porenanteil n und der abgeschätzten Eindringtiefe s , die sich aus Gleichung (237) ergibt:

$$s = \frac{\Delta p \cdot d_{10}}{2 \cdot \tau_F} \quad (238)$$

Nachweis der Sicherheit gegen den Zutritt von Grundwasser in den Schlitz

Eine ausreichende Sicherheit gegen den Zutritt von Grundwasser und gegen das Verdrängen der stützenden Flüssigkeit ist nach E DIN 4126 gegeben, wenn für jede beliebige Stelle des Schlitzes gilt:

$$p_{w,k} \cdot \gamma_{G,dst} \leq p_{F,k} \cdot \gamma_{G,stb} \quad (239)$$

$p_{w,k}$ charakteristischer Wert des hydrostatischen Grundwasserdrucks

$p_{F,k}$ charakteristischer Wert des hydrostatischen Drucks der Stützflüssigkeit

$\gamma_{G,dst} = 1,00$; Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige ständige Einwirkungen nach DIN 1054 GZ 1A, LF 3

$\gamma_{G,stb} = 0,95$; Teilsicherheitsbeiwert für günstige ständige Einwirkungen nach DIN 1054 GZ 1A, LF 3

Nachweis der Sicherheit gegen Abgleiten von Einzelkörnern oder Korngruppen in den Schlitz

Dieser Nachweis wird auch als innerer Standsicherheitsnachweis bezeichnet und ist bei Böden ohne oder mit unvollkommener Filterkuchenbildung relevant [63]. Eine ausreichende Sicherheit ist gegeben, wenn folgende Bedingung erfüllt ist [22]:

$$\gamma_k'' \cdot \gamma_G \leq \frac{2 \cdot \eta_F \cdot \tau_F \cdot \tan \phi_k'}{d_{10} \cdot \gamma_\phi} \quad (240)$$

γ_k'' charakteristische Wichte des Bodens unter Auftrieb der stützenden Flüssigkeit (näherungsweise kann $\gamma_k'' = \gamma_k'$ angenommen werden)

$\eta_F = 0,6$; Anpassungsfaktor für die Fließgrenze

ϕ_k' charakteristischer Wert des Reibungswinkels in der betrachteten Bodenschicht

$\gamma_G = 1,00$; Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen nach GZ 1C, LF 2

$\gamma_\phi = 1,15$; Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungsbeiwert nach GZ 1C, LF 2

Die obige Ungleichung ergibt sich aus der Bedingung, dass das vorhandene Druckgefälle größer sein muss als das für eine ausreichende innere Standsicherheit erforderliche [63].

Nachweis der Sicherheit gegen den Schlitz gefährdende Gleitflächen im Boden

Dieser Nachweis wird auch als äußerer Standsicherheitsnachweis bezeichnet. Wenn die Stützwirkung der Flüssigkeit nicht ausreicht, können sich um den Schlitz im Boden Gleitflächen bilden. Der Boden gleitet dann als monolithischer Körper in den Schlitz ab (siehe Bild 7.35) [63].

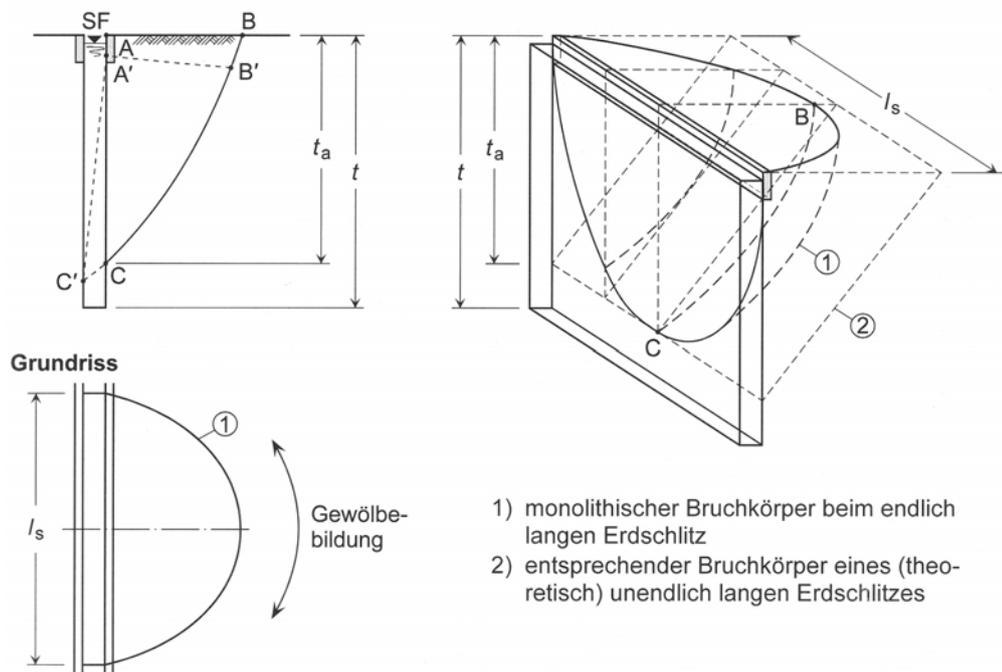


Bild 7.35: Bruchmechanismus beim Versagen eines flüssigkeitsgestützten Erdschlitzes infolge Gleitflächenbildung (basierend auf Beobachtungen und Modellversuchen) [63]

Eine ausreichende Sicherheit gegen ein solches Abgleiten ist gegeben, wenn für den jeweiligen Bruchkörper folgende Bedingung erfüllt ist:

$$E_{ah,k} \cdot \gamma_{G,dst} \leq S_k \cdot \gamma_{G,stb} \quad (241)$$

$E_{ah,k}$ charakteristischer Wert der aktiven Erddruckkraft

S_k charakteristischer Wert der Stützkraft

$\gamma_{G,dst}$ =1,00; Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige ständige Einwirkungen nach GZ 1A

$\gamma_{G,stb}$ =0,90; Teilsicherheitsbeiwert für günstige ständige Einwirkungen nach GZ 1A

Der maßgebende Bruchmechanismus bei der jeweiligen Aushubtiefe ergibt sich aus der Variation des Gleitflächenwinkels ϑ_a .

Durch die begrenzte Schlitzlänge wird ein Teil des Erddrucks $E_{ah,k}$ durch Gewölbewirkung abgetragen. Für die Berechnung dieses reduzierten, räumlichen Erddrucks wurden verschiedene Modelle entwickelt (siehe Bild 7.36). In der E DIN 4126 wird ein Erdkeilmodell vorgeschlagen, bei dem die Gewölbewirkung durch den Ansatz von Schubkräften an den Seitenflächen des Keils berücksichtigt wird; das entspricht dem Ansatz nach *Walz/Prager* und *Prater* in Bild 7.36. *Möller* gibt, basierend auf diesem Erdkeilmodell, Formeln zur Berechnung des Erddrucks an, vgl. [63].

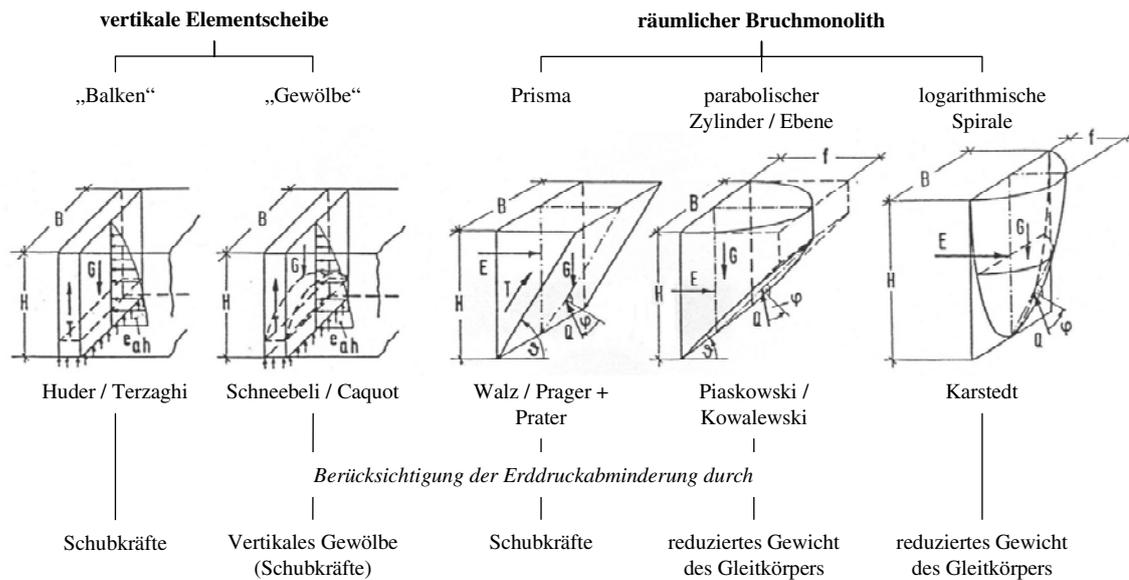


Bild 7.36: Übersicht über verschiedene Verfahren bzw. Modelle zur Untersuchung der äußeren Standsicherheit bei Schlitzwänden (nach [64])

Die Größe der Stützkraft hängt davon ab, ob sie membranartig über Normalspannungen oder über Schubspannungen übertragen wird. Bei membranartiger Übertragung ergibt sie sich aus der hydrostatischen Druckkraft der Stützflüssigkeit abzüglich der Druckkraft des Grundwassers (siehe Bild 7.37 (a)). Im anderen Fall muss berücksichtigt werden, dass die in den Boden eindringende Suspension hinter dem Gleitkeil keinen Beitrag zur Stützkraft leistet (siehe Bild 7.37 (b)).

7.2.3.2.3 Standsicherheit der erhärteten Wand

Bezüglich der Nachweise der äußeren Standsicherheit gelten für Schlitzwände nach den EAB dieselben Regelungen wie für Spundwände. Die Schlitzwandoberfläche wird als „weniger rauh“ eingestuft, es ist daher ein Wandreibungswinkel von $|\delta_k| \leq 1/2\varphi$ anzusetzen. Laut E DIN 4126 ist bei Sand- und Kiesböden ein Wandreibungswinkel $\delta_k = 0$ anzunehmen, wenn zwischen dem Aushub- und Betonierbeginn mehr als 30 h liegen.

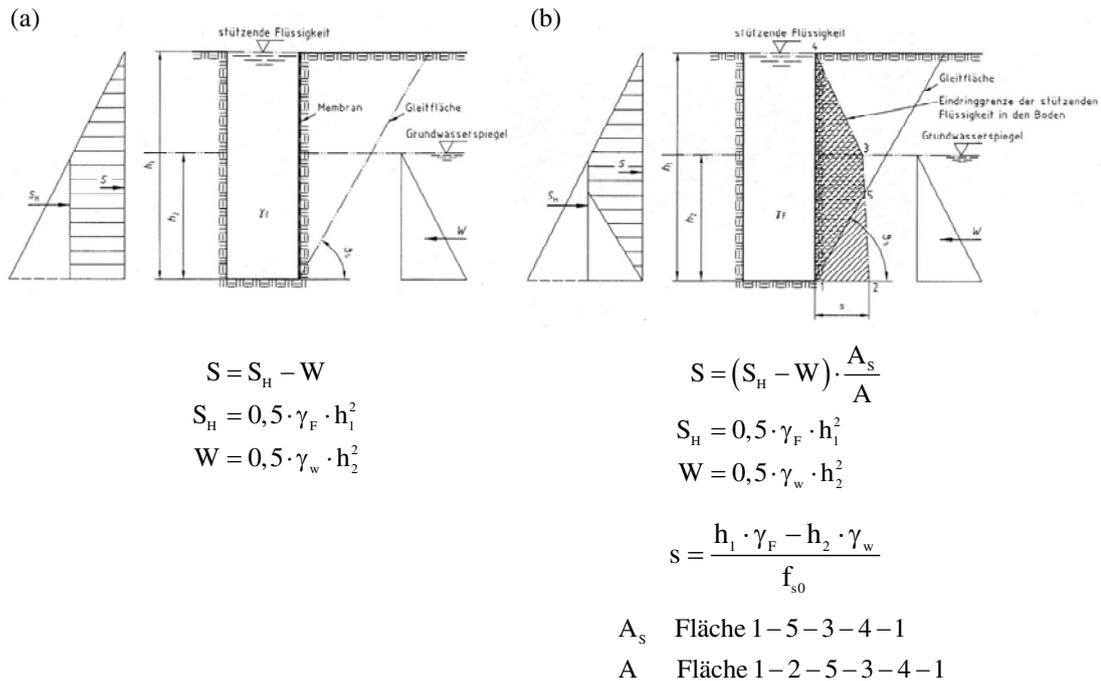


Bild 7.37: Flüssigkeitsstützkraft bei membranartiger Übertragung über Normalspannungen (a) und bei Übertragung durch Schubspannungen (b) [22]

7.2.4 Pfähle, Pfahlroste und Pfahlwände

7.2.4.1 Pfähle

Für Stützkonstruktionen bei Hängen und Böschungen werden vor allem Bohrpfähle verwendet. Verdrängungspfähle kommen meist nur in Sonderfällen, z.B. als Sicherungsmaßnahme bei Katastrophenfällen, zum Einsatz.

Bohrpfähle werden entsprechend ihrem Durchmesser in Kleinbohr- oder Mikropfähle (< 30 cm), Standardbohrpfähle (30 – 120 cm) und Großbohrpfähle (> 120 cm bis maximal 5 m) eingeteilt. Die Herstellung der Bohrung kann unverrohrt (bei ausreichend standfestem Boden oder bei Verwendung von durchgehenden Bohrschnecken), verrohrt oder flüssigkeitsgestützt erfolgen.

Pfähle tragen vertikale Einwirkungen über Mantelreibung und Spitzendruck, horizontale Einwirkungen über seitliche Bettung ab. Verschiedene Bettungsansätze in Abhängigkeit von der Bodenart und vom Pfahldurchmesser sind in Abschnitt 7.2.4.3.4 zusammengestellt. Als Berechnungsgrundlage kann DIN 1054 herangezogen werden; Regelungen zur Herstellung von Bohrpfählen sind in der Ausführungsnorm DIN EN 1536 [14] enthalten.

Pfähle kommen bei der Böschungs- und Hangsicherung in Form von Hangverdübelungen (siehe Abschnitt 7.2.8), Pfahlwänden und Stützkonstruktionen aus Pfahlrosten bzw. -böcken zur Anwendung.

7.2.4.2 Pfahlroste

Stützkonstruktionen aus Pfahlrosten finden vor allem bei der Sicherung von Geländesprüngen an offenen Gewässern, z.B. als Kaimauern, breite Anwendung. Verschiedene Varianten sind in Bild 7.38 veranschaulicht. Die statischen Systeme dieser Konstruktionen sind meist hochgradig unbestimmt [27]. Als weiterführende Literatur zur Berechnung wird auf [63] verwiesen.

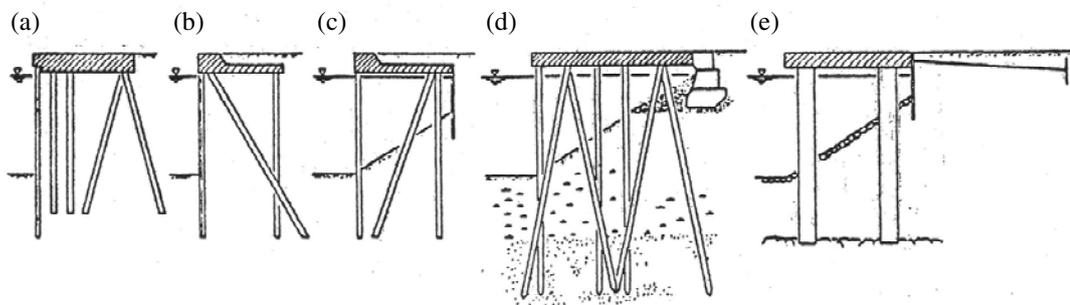


Bild 7.38: Varianten von Kaimauern aus Pfahlrosten: Pfahlroste mit vorn liegender Spundwand (a, b, c); Pfahlroste auf überbauter Böschung (d, e) [40]

7.2.4.3 Pfahlwände

Pfahlwände bestehen in der Regel aus Bohrpfählen mit Durchmessern zwischen 30 cm und 150 cm. Sie werden meist senkrecht hergestellt, können jedoch auch schräg bis zu einer Neigung von 1:10 ausgeführt werden.

Wie Schlitzwände gehören Pfahlwände zu den steifen, verformungsarmen Wandarten. Neben permanenten Hangsicherungen sind sie daher besonders gut geeignet für Baugrubensicherungen bei angrenzender Bebauung. Außerdem können sie wasserundurchlässig ausgeführt werden, weswegen sie gut bei Baugruben im Grundwasser angewandt werden können. Weitere Vorteile sind, dass die Herstellung geräusch- und erschütterungsarm erfolgen kann, und dass sie bezüglich Grundrissgeometrie und querender Einbauten sehr anpassungsfähig sind. Da sie neben Horizontallasten auch hohe Vertikallasten aufnehmen können, können sie konstruktiv in spätere Bauwerke integriert werden [86].

Die maximale Tiefe von Bohrpfahlwänden liegt bei ca. 25 m. Bei größeren Tiefen sind sie meist unwirtschaftlich, und eine entsprechende Herstellungsgenauigkeit ist nicht mehr gewährleistet.

Entsprechend der Anordnung der Pfähle unterscheidet man grundsätzlich zwischen aufgelösten, tangierenden und überschnittenen Pfahlwänden (siehe Bild 7.39).

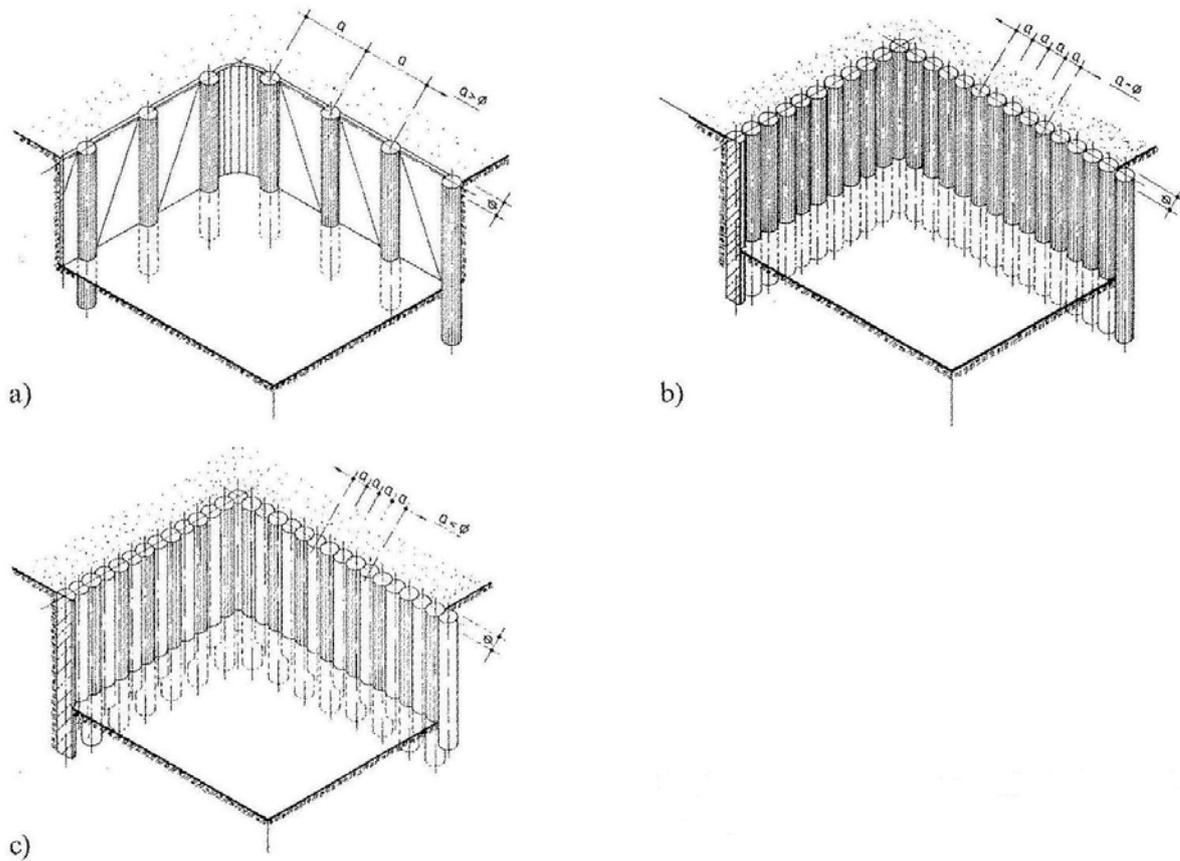


Bild 7.39: Grundtypen von Pfahlwänden: aufgelöste (a), tangierende (b) und überschnittene (c) Bohrpfahlwand [86]

7.2.4.3.1 Aufgelöste Pfahlwände

Aufgelöste Pfahlwände bestehen aus bewehrten Bohrpfählen, die in einem Abstand von ca. 1 m bis 3 m angeordnet werden. Die Pfahlanzahl hängt von der aufzunehmenden Belastung und von den jeweiligen Baugrundverhältnissen ab. Die Tragwirkung von aufgelösten Pfahlwänden entspricht jener von Trägerbohlwänden. Der Raum zwischen den Pfählen wird während des Aushubs mit bewehrtem oder unbewehrtem Spritzbeton, Ortbeton, Holz- oder Stahlverbau gesichert. Speziell in nichtbindigen Böden können auch vor dem Aushub hergestellte Mixed-In-Place-Pfähle (siehe Abschnitt 7.2.7) als Ausfachung verwendet werden ([27], [86]).

7.2.4.3.2 Tangierende Pfahlwände

Bei tangierenden Pfahlwänden werden die Pfähle dicht aneinander gereiht. Der gegenseitige Abstand liegt herstellungstechnisch bedingt und je nach Bodenart zwischen 2 cm und 5 cm. Wegen der engen Anordnung und der Tatsache, dass alle Pfähle bewehrt werden, ist diese Wandart durch eine besonders hohe Steifigkeit und Tragfähigkeit gekennzeichnet. Außerdem kommt es während des Aushubs nur zu geringen Auflockerungen hinter der Wand [63].

Zu beachten ist, dass aufgrund unvermeidlicher Bohrungenauigkeiten weder normal zur Wandebene noch in Wandebene von einer Verbundwirkung ausgegangen werden kann. Gegebenenfalls erforderliche Verankerungen werden in der Regel in den Pfahlzwickeln angeordnet. Zur Sicherung der Pfähle gegen Herausdrehen sind zusätzlich Kopfbalken notwendig [63].

Tangierende Pfahlwände sind wasserdurchlässig; die Zwickel zwischen den Pfählen können erforderlichenfalls mithilfe des Düsenstrahlverfahrens abgedichtet werden.

7.2.4.3.3 Überschnittene Pfahlwände

Überschnittene Pfahlwände bestehen aus unbewehrten Primärpfählen und bewehrten Sekundärpfählen. Die Herstellung erfolgt im Pilgerschrittverfahren. Die Überschneidung liegt meistens zwischen 10% und 20% des Pfahldurchmessers, sollte jedoch nicht geringer als 10 cm bis 15 cm sein [44]. Haupttragelemente sind die Sekundärpfähle, die Primärpfähle haben nur ausfachende Wirkung. Die Verbundwirkung bleibt bei der statischen Berechnung der Sekundärpfähle in der Regel unberücksichtigt [63]. Verankerungen werden in der Regel bei jedem zweiten, unbewehrten Pfahl angeordnet [27].

Überschnittene Pfahlwände zählen zu den annähernd wasserundurchlässigen Stützbauwerken. Um eine entsprechende Herstellungsgenauigkeit zu gewährleisten, werden Bohrschablonen verwendet [63].

7.2.4.3.4 Berechnung und Bemessung

Die Berechnung und Bemessung von Pfahlwänden erfolgt sinngemäß wie bei den anderen Stützwandarten (siehe Abschnitt 7.2.1.2 bzw. Abschnitt 7.2.2.2 für aufgelöste Pfahlwände). Die DIN 1054 enthält genaue Angaben zur Bemessung von Einzelpfählen. Regelungen zur Ausführung von Bohrpfählen können der DIN EN 1536 entnommen werden.

Bezüglich der Nachweise der äußeren Standsicherheit ist anzumerken, dass Pfahlwände in den EAB als „verzahnte Wand“ eingestuft werden. Bei der Berechnung unter Berücksichtigung ebener

Gleitflächen kann demnach ein Wandreibungswinkel $|\delta_k| \leq 2/3\varphi$ angesetzt werden (bei gekrümmten Gleitflächen gilt $|\delta_k| = \varphi$).

Wird bei der Berechnung der Bodenreaktionen das Bettungsmodulverfahren angewandt (siehe Abschnitt 3.3), so kann nach *Seitz/Schmidt* [82] von folgenden Bettungsmodulverläufen in Abhängigkeit von der Bodenart ausgegangen werden (n = Kurvengrad):

- *bindiger Boden, kleine bis mittlere Lasten: $k_s = \text{konstant}$ ($n = 0$),*
- *schwach bindiger Boden, nichtbindiger Boden über dem Grundwasserspiegel: parabolische Zunahme von k_s ($n = 0,5$),*
- *nichtbindiger Boden unter dem Grundwasserspiegel oder bei größeren Lasten: lineare Zunahme von k_s ($n = 1$),*
- *lockerer nichtbindiger Boden, sehr große Belastung: k_s als Hohlparabel ($n = 1,5$ bis 2).*

Nach DIN 1054 können für die Schnittgrößenermittlung die Bettungsmoduln der beteiligten Bodenschichten näherungsweise auch nach folgender Gleichung angesetzt werden:

$$k_{s,k} = \frac{E_{s,k}}{D_s} \quad (242)$$

$k_{s,k}$ charakteristischer Wert des Bettungsmoduls

$E_{s,k}$ charakteristischer Wert des Steifemoduls

D_s Pfahlschaftdurchmesser, $D_s \leq 1,00$ m (bei größeren Durchmessern ist $D_s = 1,00$ zu setzen)²⁶

Die obige Gleichung kann für eine erste Abschätzung herangezogen werden, wenn noch keine genaueren Daten vorhanden sind. Sie gilt unter der Voraussetzung, dass die rechnerische Horizontalverformung der Pfähle mit maximal 2 cm bzw. $0,03 \cdot D_s$ begrenzt ist (kleinerer Wert maßgebend). Kommt dem Verformungsverhalten der Konstruktion größere Bedeutung zu und liegen keine Erfahrungen vor, sind Probelastungen durchzuführen.

Hingewiesen wird weiters auf die in den EAB, Anhang 5 angegebenen Näherungswerte für die Bettungsmodule in Abhängigkeit vom Mobilisierungsgrad des passiven Erddrucks und der Lagerungsdichte des Bodens.

²⁶ Für Ortbetonwände und Spundwände wird nach einem Ansatz von *Weissenbach* statt dem Durchmesser D_s die Einbindetiefe t in die Gleichung eingesetzt [77].

7.2.5 Brunnen und Brunnenwände

Brunnen sind Bauwerke, die von ihrer statisch-konstruktiven Wirkung her mit Pfählen verglichen werden können. Sie sind gekennzeichnet durch die spezielle Herstellungsweise, durch die besondere Art der Lastabtragung und die meist großen Tiefen und Durchmesser.

Zur Herstellung von Brunnen werden Schächte abgeteuft; die Wandungen werden dabei mit (bewehrtem) Spritzbeton gesichert. Nach Erreichen der Endteufe können diese Schächte entweder von unten nach oben voll ausbetoniert werden, oder es werden nur aussteifende Stahlbetonringe eingebaut. Da Brunnen bei der Verwendung als Hangsicherungsmaßnahme hohe Seitendruckkräfte aufzunehmen haben, wird meist ein elliptischer Querschnitt gewählt [41].

Einwirkende Vertikallasten werden bei Brunnen wie bei Bohrpfählen über Mantelreibung und Sohlpressung in den Baugrund abgeleitet. Horizontallasten werden im Gegensatz zu Pfählen zusätzlich zur seitlichen Bettung auch über Sohlreibung abgetragen.

Im Bereich der Hangsicherung werden Brunnen als Hangverdübelungen (siehe Abschnitt 7.2.8) und in Form von Brunnenwänden verwendet. Letztere können nach *Brandl* [41] als Pfahlwände mit sehr großen Pfahldurchmessern gesehen werden. Ein schematischer Grundriss ist in Bild 7.40 veranschaulicht. Der Raum zwischen den Brunnen wird üblicherweise mit Spritzbeton gesichert. Erforderlichenfalls können Brunnenwände auch verankert werden.

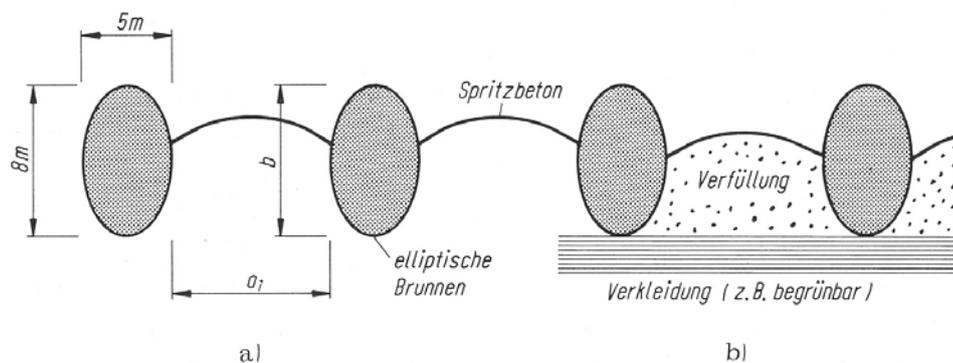


Bild 7.40: Schematischer Grundriss einer Brunnenwand: unverkleidete Wand (a), Wand mit Verkleidung aus Fertigteilen etc. (b). Bei Verkleidung mit begrünbaren Raumgitterkonstruktionen ist eine Verfüllung des Zwischenraums erforderlich [41]

7.2.6 Stabwände

7.2.6.1 Allgemeines

Stabwände sind Stützbauwerke, die sich aus mehreren Reihen dünner Bohrpfähle (Wurzelpfähle) zusammensetzen (siehe Bild 7.41). Am häufigsten werden „Stäbe“ mit einem Durchmesser von 20 cm

verwendet. Sie werden üblicherweise vertikal hergestellt, können aber auch geneigt sein. In der Regel werden Stabwände verankert [41].

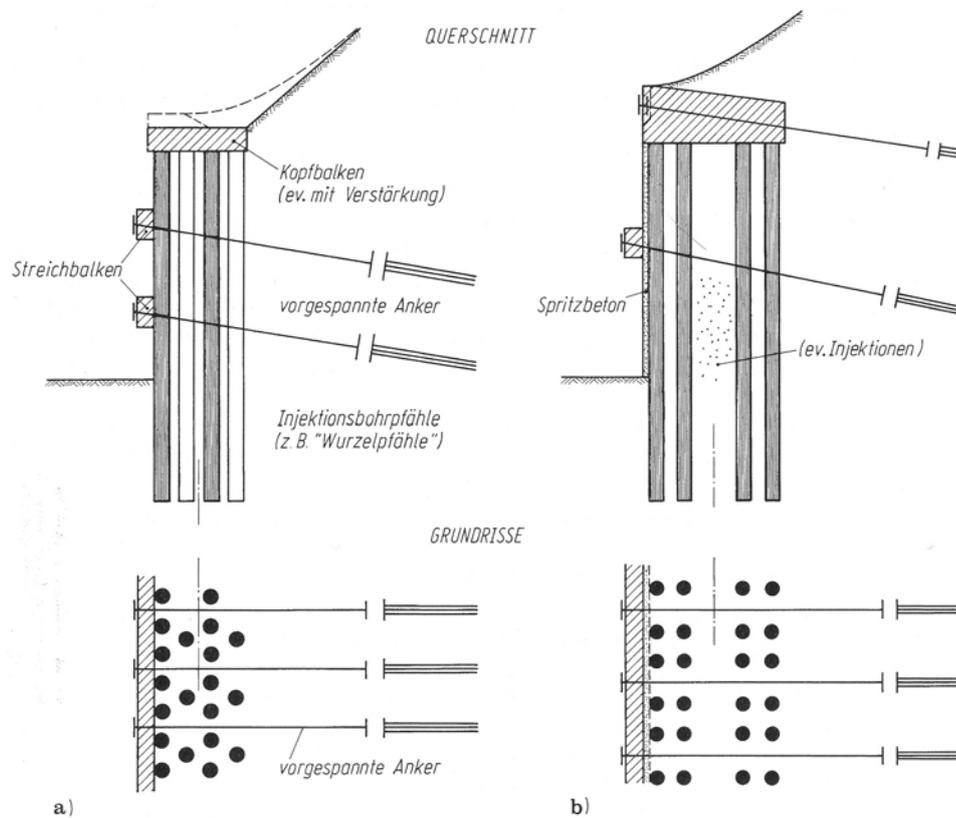


Bild 7.41: Stabwände aus verankerten, vertikalen Wurzelpfählen [41]

Stabwände können als eine Art bewehrter Bodenkörper gesehen werden. *Brandl* [41] vergleicht ihre Tragwirkung mit der eines Stahlbetonbalkens: die Pfähle stellen die Bewehrung dar, der dazwischen eingeschlossene Boden entspricht dem Beton (keine Zugkraftaufnahme). Die Verbundwirkung beruht auf der Mantelreibung der Pfähle und kann durch Injektionen zusätzlich verstärkt werden.

7.2.6.2 Berechnung und Bemessung

Im Bezug auf die äußere Standsicherheit werden Stabwände als monolithische Körper betrachtet. Die Rückseite dieses Körpers entspricht der Rückseite der erdseitigen Pfahlreihe. Als Wandreibungswinkel kann mindestens $\delta = 2/3\varphi$ angesetzt werden. Die entsprechenden Nachweise sind wie bei den anderen Stützwandarten zu führen (siehe Abschnitt 7.2.1.2).

Für die Bemessung der Einzelpfähle (innere Standsicherheit) gibt *Brandl* in [41] einen Ansatz an, bei dem ein Teil der von den Pfählen aufzunehmenden äußeren Momente in gleich große Zug- und Druckkräfte aufgeteilt wird.

Es gilt:

$$M'' = \bar{\alpha} \cdot M_{\max} \quad (243)$$

M'' von den Pfählen direkt aufzunehmendes, „reduziertes“ Moment je lfm Wand

M_{\max} maximales Biegemoment je lfm Wand

$\bar{\alpha}$ Verbundfaktor, $0 \leq \bar{\alpha} \leq 1$

Der Verbundfaktor hängt von den Bodeneigenschaften, den Pfahleigenschaften, vorhandenen Verankerungen und Kopf- und Streichbalken sowie von allfälligen Bodeninjektionen ab. Er wird meist auf Basis von Modellversuchen angesetzt und mit Baustellenmessungen überprüft. Ein Verbundfaktor $\bar{\alpha} = 1$ bedeutet, dass keine Schubübertragung stattfindet, ein Faktor $\bar{\alpha} = 0$ bedeutet volle Schubübertragung.

Das reduzierte Moment ist von den Pfählen direkt aufzunehmen; die restlichen Anteile werden in Axialkräfte zerlegt. Der charakteristische Wert der axialen Pfahlbelastung der Pfahlreihe i pro lfm Wand, P_{ei}'' , ergibt sich wie folgt:

$$\begin{aligned} P_{ei}'' &= \frac{V}{n} + \frac{D_i}{m_i} \quad (\text{Druck}) \\ &= \frac{V}{n} - \frac{Z_i}{m_i} \quad (\text{Zug}) \end{aligned} \quad (244)$$

V Vertikalbelastung der Stabwand (z.B. bei Verwendung der Stabwand als Bauwerksunterfangung)

D_i aus den äußeren Momenten resultierende Druckkraft in der i -ten Pfahlreihe

Z_i aus den äußeren Momenten resultierende Zugkraft in der i -ten Pfahlreihe

n Gesamtanzahl der Pfähle pro lfm Wand

m_i Anzahl der Pfähle der i -ten Pfahlreihe pro lfm Wand

D_i und Z_i ergeben sich aus folgender Formel:

$$M_{\max} - M'' = (1 - \bar{\alpha}) \cdot M_{\max} = \sum_{i=1}^k D_i \cdot z_i = - \sum_{i=1}^k Z_i \cdot z_i \quad (245)$$

z_i Hebelarm der inneren Kräfte der i -ten Pfahlreihe

k Anzahl der Pfahlreihen in Stablängsrichtung

Für das vom Einzelpfahl aufzunehmende Moment gilt:

$$M'' = \frac{\bar{\alpha} \cdot M_{\max}}{n} \quad (246)$$

Beim obigen Ansatz wird näherungsweise von einer linearen Spannungsverteilung über den Wandquerschnitt ausgegangen.

Brandl [41] empfiehlt, die Pfahlreihen überwiegend in den Randzonen der Wand anzuordnen (höheres Widerstandsmoment). Der Pfahlabstand sollte außerdem nicht kleiner als der Pfahldurchmesser sein.

7.2.7 Düsenstrahlwände, Mixed-in-Place-Wände

7.2.7.1 Allgemeines

Düsenstrahlwände bestehen aus tangierend oder überschritten angeordneten Tragelementen, die im Düsenstrahlverfahren (DSV) hergestellt werden. Dabei wird der Boden mithilfe von Hochdruckflüssigkeitsstrahlen mit bis zu 600 bar aufgeschnitten und gleichzeitig mit einer Zementsuspension (gegebenenfalls Zusätze) vermischt. Die so hergestellten Körper können je nach Düsenbewegung säulen-, halbsäulen- oder lamellenförmig sein [63].

Das Düsenstrahlverfahren kann praktisch in allen Lockergesteinen bis hin zu Ton angewandt werden. Die Tragfähigkeit der „vermörtelten“ Elemente liegt je nach Bodenart zwischen 3 MN/m² (organische Böden) und max. 25 MN/m² (Kies). Als zusätzliche Verstärkung kann in die DSV-Elemente eine Längsbewehrung, z. B. in Form von Stahlrohren oder I-Trägern, eingebaut werden (siehe Bild 7.42). Erforderlichenfalls können Düsenstrahlwände auch rückverankert werden [41].

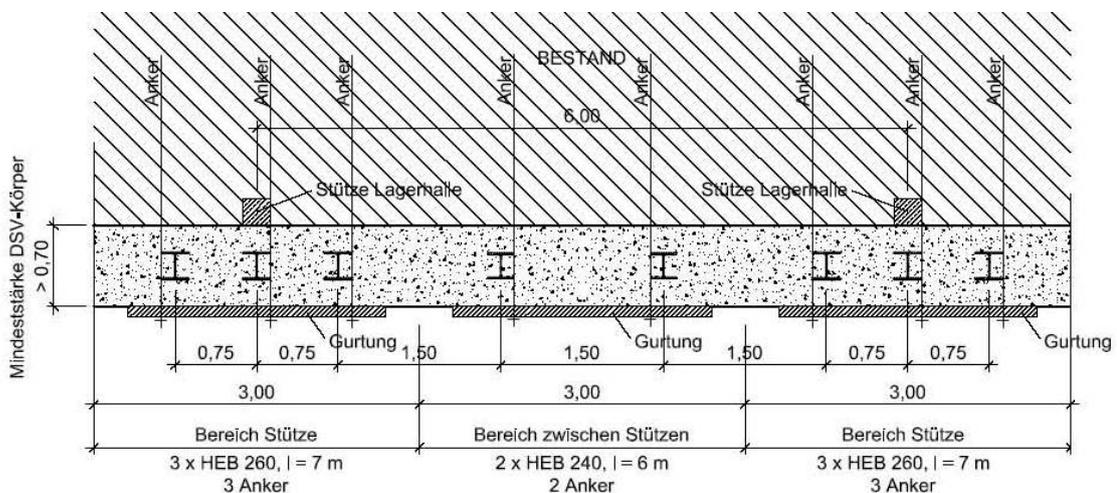


Bild 7.42: Grundriss einer bewehrten, rückverankerten DSV-Wand [27]

Beim Mixed-In-Place (MIP) – Verfahren werden durch mechanische Vermischung von Boden und Zementsuspension vermörtelte Erdkörper hergestellt. Dazu wird eine Dreifachbohrschnecke mit Seelenrohren in den Boden eingebracht. Durch die Seelenrohre wird kontinuierlich Suspension injiziert. Die Schnecke wird mehrfach auf und ab bewegt, bei gleichzeitiger Auflockerung und Durchmischung des Bodens. Durch mehrfache Überschneidung der Bohrschnecken entstehen wandartige Elemente (Herstellung im Pilgerschrittverfahren) [77].

MIP-Wände kommen unter anderem als Dichtwände, Fundierungselemente und als Baugrubenumschließungen zum Einsatz. Die erreichbare Festigkeit liegt für Verbauwände in der Regel zwischen 5 MN/m^2 und 8 MN/m^2 . Bei höheren statischen Anforderungen können als zusätzliche Verstärkung Träger eingestellt oder vorgesetzt werden. Auch eine Kombination mit Bohrpfählen ist möglich (die MIP-Elemente dienen als Ausfachung bei aufgelösten Pfahlwänden). Erforderlichenfalls können MIP-Wände auch rückverankert werden. Die derzeit verwendeten Bohrergeräte ermöglichen die Herstellung von Wänden mit Tiefen bis zu 25 m [62].

Das MIP-Verfahren ist am besten für kiesige und sandige Böden geeignet. Bei bindigen Böden werden geringere Festigkeiten erzielt; eine Herstellung in Fels oder Böden mit großen Steinen oder Blöcken ist nicht möglich.

Eine Neuentwicklung im Bereich der Bodenmischverfahren stellt das Cutter Soil Mixing (CSM) – Verfahren dar. Dabei wird der Boden mithilfe von speziellen Fräsen (vergleichbar mit Schlitzwandfräsen) aufgemischt und unter kontinuierlicher Zugabe von Zementsuspension verflüssigt. So werden im Boden wandartige Elemente geschaffen (siehe Bild 7.43). Die Herstellung durchgehender Wände kann „frisch in frisch“ oder im Pilgerschrittverfahren erfolgen [87].

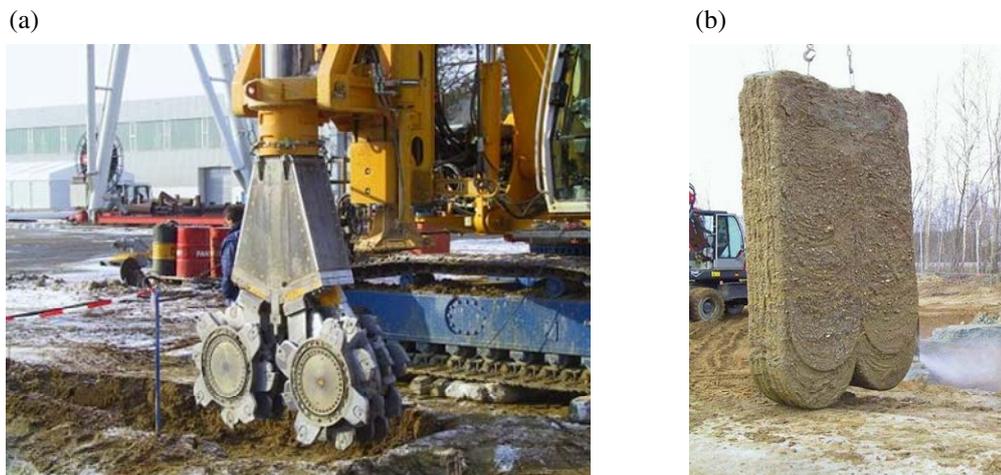


Bild 7.43: CSM-Fräse (a) und fertiggestelltes Wandelement (b) ([32], [34])

Das CSM-Verfahren dient zur Herstellung von Dichtwänden, Fundierungselementen und Verbauwänden. Die maximal mögliche Wandtiefe beträgt derzeit 50 m. Bei der Verwendung als Verbau wird eine entsprechende statische Wirksamkeit durch Einbringen von Trägern (IPB-Profile) in die frisch gemischten Elemente erzielt. Die Wände können erforderlichenfalls auch zusätzlich rückverankert werden [87].

7.2.7.2 Berechnung und Bemessung

Die Nachweise der äußeren Standsicherheit können sinngemäß nach DIN 1054 geführt werden (siehe auch Abschnitt 7.2.1.2). Weiters gelten die Regelungen der DIN 4093 [9]. Sie befindet sich derzeit in Überarbeitung; mit der Neuausgabe kann voraussichtlich Mitte/Ende 2009²⁷ gerechnet werden.

Für die Ausführung der oben beschriebenen Verfahren können DIN EN 12715 [12] und DIN EN 12716 [13] herangezogen werden. Weiters wird auf die Zulassungsbescheide der diversen Hersteller hingewiesen.

7.2.8 Dübel und Stützscheiben

7.2.8.1 Allgemeines

Dübel und Stützscheiben werden zur Stabilisierung rutschgefährdeter bzw. bereits in Bewegung geratener Hänge verwendet. Sie „verdübeln“ mögliche Rutschkörper mit dem festen Untergrund und stellen so den erforderlichen Schubwiderstand in der Gleitfuge sicher.

Als Dübel werden Klein- und Großbohrpfähle, Brunnen und Schlitzwandelemente verwendet. Eine Sonderform stellt die Injektionsverdübelung bzw. –vernagelung dar (siehe Abschnitt 7.2.9) [41]. Die Beanspruchungsart und der mögliche Versagensmechanismus von Dübeln hängen von deren Festigkeit, Steifigkeit und Geometrie ab. Meist werden sie auf Schub beansprucht, bei entsprechender Schlankheit kann auch Biegung maßgebend sein. *Gudehus et al.* [53] beschreiben den einzelnen Dübel als gebetteten Biegebalken; demnach kann ein Versagen durch Schubbruch, Biegebruch oder durch Überschreiten des Seitenwiderstands eintreten. Dübel werden raster- bzw. reihenförmig angeordnet, wobei die Reihen meist an den Verlauf von Höhenlinien und Wegen angepasst werden. Sie werden im festen Untergrund eingespannt und können, falls erforderlich, verankert werden (siehe Bild 7.44 (b)) [53].

Als Stützscheiben kommen Pfahlwände, Schlitzwände und DSV-Wände zur Anwendung. Bei den Pfahlwänden sind überschnittene Bohrpfahlwände am besten geeignet; tangierende Bohrpfahlwände müssen mit Stahlbeton-Kopfbalken verbunden werden, um die Scheibenwirkung zu gewährleisten. Stützscheiben werden in Fallrichtung auf der festen Unterlage aufgestellt. Die Einwirkungen werden über Stirn- und Mantelwiderstand aufgenommen und wie bei Streifenfundamenten in den Untergrund eingeleitet (siehe Bild 7.44 (a)) [53].

²⁷ Auskunft Dipl.-Ing. Ulrike Hogh, NABau, FB 05 „Grundbau, Geotechnik“, Deutsches Institut für Normung e.V.

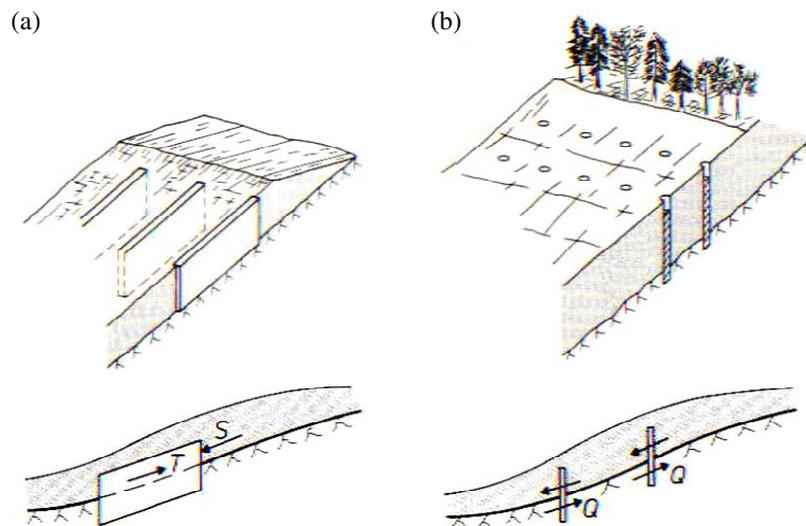


Bild 7.44: Hangsicherung und Dübelwiderstand bei Stützscheiben (a) und Pfahldübeln (b) (nach [53])

7.2.8.2 Berechnung und Bemessung

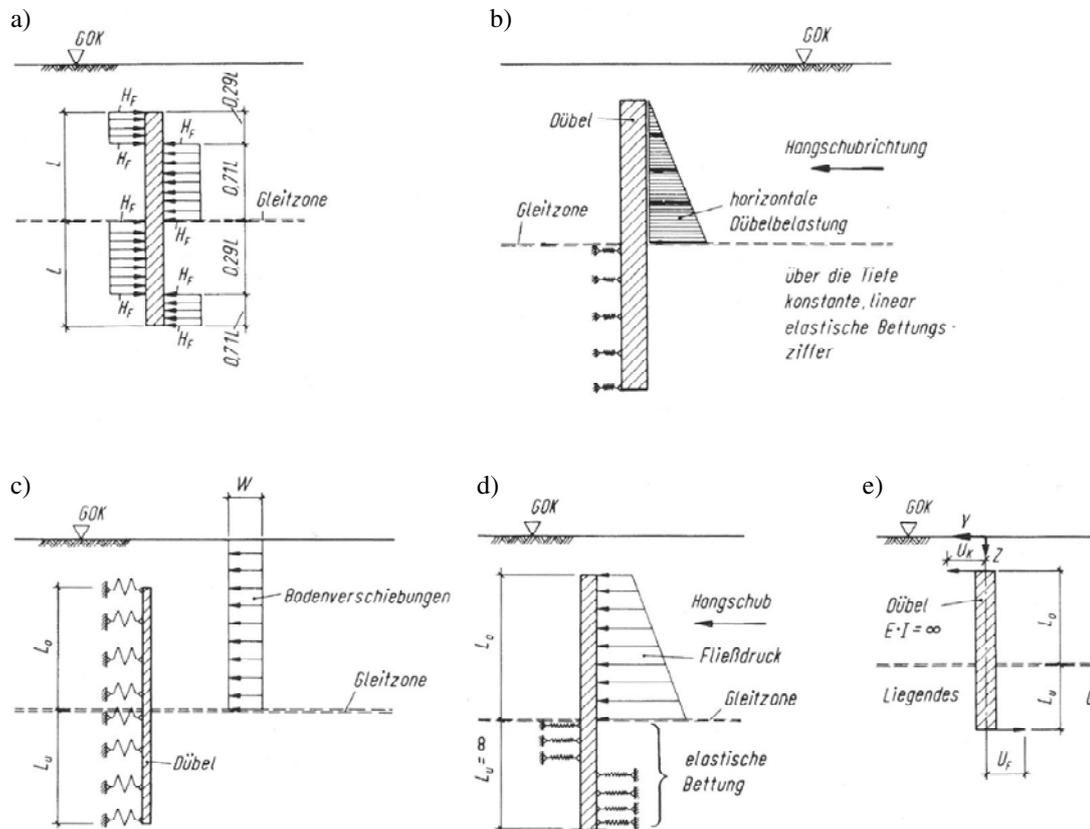
Die Berechnung und Bemessung von Dübeln bezieht sich auf die Ermittlung des erforderlichen Durchmessers, der erforderlichen Länge und der benötigten Dübelanzahl. Bezüglich der Nachweise der äußeren und inneren Standsicherheit gilt sinngemäß Abschnitt 7.2.1.2.

Beim Ansatz der Belastung ist zu berücksichtigen, dass sich bei kriechenden Hängen oberhalb der Dübel ein erhöhter aktiver Erddruck bzw. Kriechdruck (siehe Abschnitt 3.1.2.3) aufbauen kann. Die Bodenreaktion kann nach Erddruck- oder Bettungsmodultheorie angesetzt werden. Verschiedene Last- und Bettungsansätze für Dübel sind in Bild 7.45 veranschaulicht.

Da sämtliche Verfahren zwangsläufig von Idealisierungen ausgehen, empfiehlt *Brandl* [41] die Anwendung von mindestens zwei oder mehreren Verfahren sowie vergleichende Parameterstudien. In kritischen Fällen sollten stets Kontrollmessungen durchgeführt werden. Vergleichsrechnungen am Beispiel einer Hangverdübelung mit Brunnen wurden z.B. von *Kohlböck* [58] durchgeführt.

Brandl [41] merkt weiters an, dass es bei „ausgesprochenen Kriechhängen“ oftmals auch mit umfangreichen Sicherungsmaßnahmen nicht möglich ist, Hangbewegungen vollständig zu unterbinden; „in solchen Fällen muß man sich auf eine örtliche Abschirmung gefährdeter Bauwerke begrenzen oder „schwimmend“ in der Kriechmasse bauen“. *Schwarz* gibt in [80] ein Berechnungsverfahren für Hangverdübelungen bei ausgesprochenen Rutschhängen an, das darauf abzielt, die Kriechgeschwindigkeit des Hanges auf ein erträgliches Maß zu reduzieren. Der

wirtschaftlich optimale Dübeldurchmesser, mit dem ein Hang wirksam abgebremst werden kann, beträgt nach *Gudehus* [54] ca. $1/10$ der Gleitflächentiefe ab Geländeoberkante²⁸.



- a) *Ansatz nach Brinch Hansen/Lundgren*: Starre Dübel, Ansatz des vollen Fließdrucks H_f auf der gesamten Länge, Verschiebungszustand wird nicht berücksichtigt
- b) *Konventioneller Ansatz*: Ansatz der Belastung nach Erddrucktheorie, Elastische Bettung unterhalb der Gleitzone
- c) *Ansatz nach Schwarz*: Elastische Bettung ober- und unterhalb der Gleitzone, Bodenverschiebung konstant über die Tiefe (Blockrutschung)
- d) *Ansatz nach Ito/Matsui/Hong*: Ansatz des vollen Fließdrucks oberhalb der Gleitzone, elastische Bettung unterhalb der Gleitzone, Länge des Dübels unterhalb der Gleitzone = ∞
- e) *Ansatz nach Sommer/Buczek*: Starre Dübel, Hyperbel als Belastungsfunktion, Bodenverschiebung konstant über die Tiefe (Blockrutschung)

Bild 7.45: Last- und Bettungsansätze für Hangverdübelungen [41]

Die Dübelabstände sollten bei Kriechhängen so gewählt werden, dass der kriechende Boden nicht dazwischen durchfließen kann. Bei geringen Pfahlabständen ist bei der Berechnung eine mögliche Gruppenwirkung zu berücksichtigen. Auf der Belastungsseite der bergseitigen Dübel kann sich ein

²⁸ Der tatsächlich erforderliche Durchmesser kann je nach Randbedingungen und Anforderungen von der obigen Angabe abweichen, weshalb sie nicht als generelle Empfehlung gesehen werden kann [41].

erhöhter Kriechdruck einstellen; auf der Talseite überschneiden sich die Kraftausbreitungsbereiche vor den Dübeln, was zu einer Verschlechterung des Tragverhaltens führt [41].

Scheiben können auf verschiedene Arten berechnet werden. Eine Möglichkeit ist die sogenannte Palisadentheorie. Dabei wird eine Scheibe betrachtet, die in Längsrichtung durch Horizontalkräfte und Momente sowie durch Vertikalkräfte belastet wird (vgl. Bild 7.46). Die Belastung bewirkt eine Verschiebung und Verdrehung der Scheibe. Dadurch werden an den Seitenflächen Scherkräfte, an der talseitigen Stirnfläche der Erdwiderstand und an der Sohlfläche Druck- und Scherkräfte hervorgerufen. Beim Erddruckansatz kann der aktive Erddruck oder ein erhöhter aktiver Erddruck bis hin zum Kriechdruck maßgebend sein. Als weiterführende Literatur wird hierzu auf [41] hingewiesen.

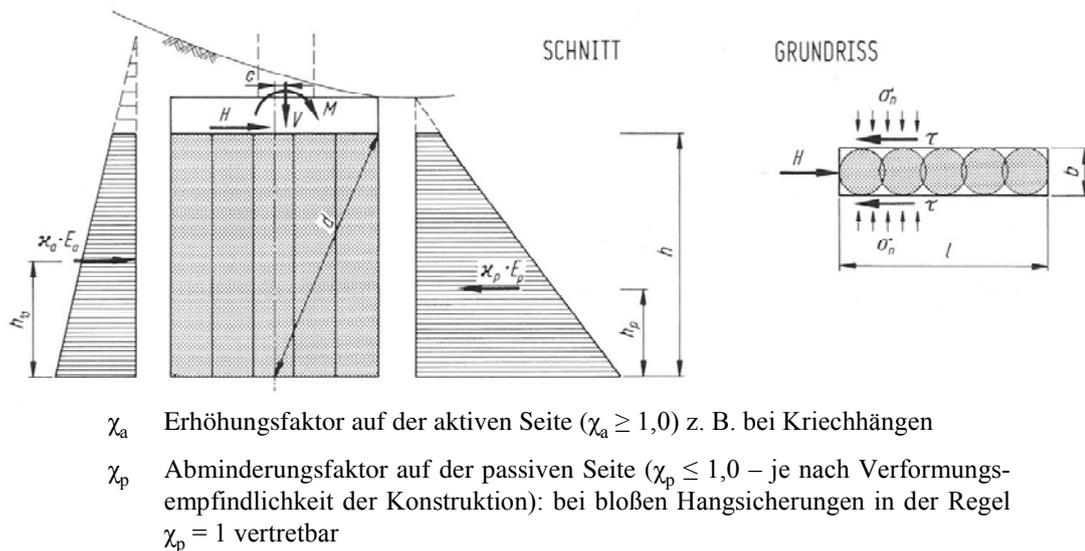


Bild 7.46: Palisadentheorie am Beispiel einer Pfahlscheibe [41]

7.2.9 Injektionsvernagelung (Injektionsverdübelung)

7.2.9.1 Allgemeines

Die Injektionsvernagelung bzw. –verdübelung ist ein Bauverfahren, das vor allem zur Sanierung von Rutschungen verwendet wird. Nach [92] versteht man darunter eine Bodenvernagelung bei gleichzeitiger Bodenverfestigung durch Stabilisierungsinjektionen. Perforierte Stahlrohre werden in zuvor hergestellte Bohrlöcher eingebracht oder eingerammt; durch diese wird dann Zement injiziert. Laut Brandl [41] sind auch Injektionen auf Silikatbasis möglich. Die Stahlrohre verbleiben nach der Injektion im Boden.

Die üblichen Rohrdurchmesser betragen 1,5 oder 2 Zoll. Meist werden sie in einem Raster von 1,5 m bis 2,0 m angeordnet. Die maximale Tiefe liegt bei ca. 30 m [92].

Zur zusätzlichen Verstärkung können in die Rohre nach der Injektion Stabstähle eingebaut sowie Nachverpresssysteme installiert werden. Alternativ zu den oben beschriebenen Injektionsrohren kommen auch GEWI-Pfähle mit Injektionsleitungen in Frage [41].

Auch das Düsenstrahlverfahren kann im Sinne einer Injektionsvernagelung zur Stabilisierung von Rutschhängen verwendet werden. Hier können ebenfalls zusätzlich Stahlstäbe oder Rohre als Bewehrungselemente eingebaut werden [41].

7.2.9.2 Berechnung und Bemessung

Zur Berechnung von Injektionsvernagelungen existieren verschiedene Ansätze. Eine oft angewandte Methode ist die Betrachtung des verdübelten und injizierten Bodenkörpers als monolithischen Block mit einer fiktiven Kohäsion, deren Wert in Großversuchen ermittelt wird, vgl. [41].

Grundsätzlich können die Injektionsnägel auch wie konventionelle Hangverdübelungen berechnet werden (siehe Abschnitt 7.2.8.2); es ist allerdings zu beachten, dass die Nägel aufgrund ihres geringen Querschnittes nicht für die Aufnahme großer Querkräfte geeignet sind. Sie sollten deshalb wenn möglich nicht vertikal, sondern geneigt eingebaut werden, damit sie primär auf Zug beansprucht werden (siehe Bild 7.47). In diesem Fall betrachtet man die Injektionsnägel als Zuganker. Die zulässige Mantelreibung wird über Zugversuche ermittelt [41].

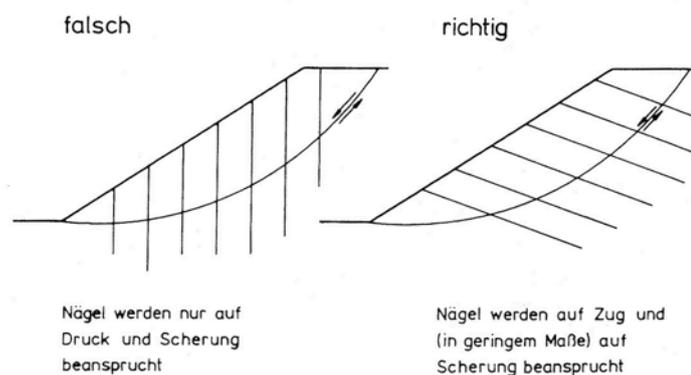


Bild 7.47: Richtige und falsche Anordnung der Injektionsnägel in einer Rutschung [92]

7.3 Verankerungen

Verankerungen stellen einen wichtigen Bestandteil vieler Stützkonstruktionen dar. Über sie können große Zugkräfte in den Baugrund eingeleitet werden. Bei Baugrubensicherungen hat die Anwendung von Ankern zusätzlich den Vorteil, dass keine Steifen oder Stützen, die den Arbeitsraum einschränken würden, benötigt werden.

Grundsätzlich können bei Verankerungen die Ankerkräfte über Anker Elemente („Totmannkonstruktionen“) oder über die Bohrlochwand in den Boden eingeleitet werden [63]. Bei letzteren Konstruktionen sind für Böschungs- und Hangsicherungen vor allem Boden- bzw. Felsnägel und Verpressanker relevant (siehe Bild 7.48):

- Nägel (vgl. Abschnitt 6.1.3) bestehen aus nicht vorgespannten Zuggliedern, die auf der ganzen Bohrlochlänge mit Zementmörtel verpresst werden. Sie können sowohl auf Zug als auch auf Scherung beansprucht werden (der Scherwiderstand darf allerdings nur bei temporären Vernagelungen rechnerisch berücksichtigt werden). Zur Aktivierung der Tragwirkung benötigen sie eine gewisse Verformung des umliegenden Bodens [92].
- Bei Verpressankern erfolgt die Krafteinleitung konzentriert über einen Verpresskörper am Ankerende. Das Zugglied, meist in Form von Spannstahl, ist zwischen dem Ankerkopf und dem Verpresskörper in Längsrichtung frei beweglich. Der Verpresskörper wird üblicherweise aus Zementmörtel hergestellt, in Sonderfällen kann auch Kunstharz verwendet werden. Im Gegensatz zu Nägeln können Verpressanker nur auf Zug und nicht auf Scherung beansprucht werden. Da sie vorgespannt werden, benötigen sie keine Verformung zur Aktivierung der Tragwirkung.

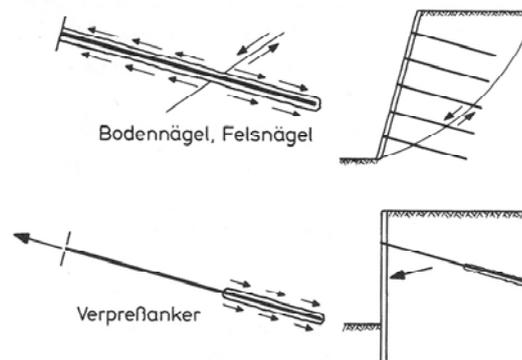


Bild 7.48: Krafteinleitung bei Boden- bzw. Felsnägeln und Verpressankern [92]

Für die Berechnung von Vernagelungen wird auf die Abschnitte 6.1.3.2 und 7.1.3.2 verwiesen.

Für die Bemessung und Berechnung von Verankerungen mit Verpressankern kann auf DIN 1054 bzw. DIN EN 1997-1 sowie auf die EAB und die EAU zurückgegriffen werden. Regelungen zur Herstellung und Prüfung von Verpressankern sind in DIN EN 1537 [15] enthalten.

Bei Stützkonstruktionen mit Verankerungen aus Verpressankern sind zusätzlich zu den in Abschnitt 3.2.2.7 erläuterten Standsicherheitsnachweisen die Nachweise gegen Herausziehen des Verpresskörpers und gegen Versagen des Zuggliedes zu führen. Der charakteristische Wert des Herausziehwiderstandes $R_{a,k}$ ergibt sich aus Eignungsprüfungen (siehe unten) an mindestens drei Ankern. Er entspricht jener Zugkraft, für die sich im Zugversuch ein Kriechmaß von $k_s = 2$ mm ergibt. Für den charakteristischen Wert des Widerstandes des Stahlzuggliedes $R_{i,k}$ gilt:

$$R_{i,k} = A_s \cdot f_{t,0.1,k} \quad (247)$$

A_s ist die Querschnittsfläche des Stahlzuggliedes, $f_{t,0.1,k}$ der charakteristische Wert der Spannung des Stahlzuggliedes bei 0,1% bleibender Dehnung.

Zur Ermittlung der Bemessungswerte der obigen Widerstände sind die Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054, GZ 1B heranzuziehen.

Nach DIN EN 1537 sind Verankerungen mit Zugversuchen zu prüfen, wobei zwischen

- Untersuchungs- bzw. Grundsatzprüfungen,
- Eignungsprüfungen und
- Abnahmeprüfungen

unterschieden wird. Untersuchungs- bzw. Grundsatzprüfungen werden bei der Einführung neuer Ankertypen durchgeführt. Sie sind auch dann notwendig, wenn der verwendete Ankertyp noch nie bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen zur Anwendung gekommen ist oder wenn Lasten aufgenommen werden sollen, die höher sind als die bisher üblichen. Eignungsprüfungen sind grundsätzlich auf jeder Baustelle an mindestens drei Ankern vorzunehmen; sie dienen zur Untersuchung des Tragverhaltens der Anker unter den tatsächlich vorherrschenden Bedingungen. Abnahmeprüfungen werden an allen Ankern vorgenommen und erfolgen meist in Verbindung mit dem Spannen der Anker ([63], [92]).

Beim Entwurf von Verankerungen ist zu beachten, dass die Anordnung der Anker zueinander und deren Abstand zu Gebäuden bzw. zur Oberfläche einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit und auf die resultierenden Verschiebungen haben können. *Ostermayer* gibt in [70] verschiedene Entwurfsregeln für Verankerungen an:

- Die freie Ankerlänge soll mindestens 5 m betragen (Sicherstellung der planmäßigen Einleitung der Vorspannkkräfte in den Baugrund), vgl. Bild 7.49 (a).

- Aus herstellungstechnischen Gründen sind Anker in einer Neigung von mindestens 10° herzustellen; bei Böden mit wechselnden Schichten sollen die Anker 15° - 20° geneigt sein.
- Bei wechselnden Bodenschichten sollen die Anker entweder ganz in bindigem oder ganz in nichtbindigem Boden liegen (Übergangsbereiche sind zu vermeiden), vgl. Bild 7.49 (b).
- Der Abstand der Verpresskörper von der Geländeoberfläche soll mindestens 4 m betragen, der Abstand von Bauwerken mindestens 3 m (bei empfindlichen Bauwerken sollen die Verpresskörper nicht direkt unter dem Bauwerk liegen), vgl. Bild 7.49 (b) und (e).
- Zur Vermeidung der Überschneidung der Kräfteinleitungsbereiche soll der Abstand der Verpresskörper zueinander mindestens 1,5 m betragen; außerdem sollen die Anker 3° - 5° gespreizt werden. Sowohl im Grundriss als auch im Querschnitt empfiehlt sich eine Staffelung (Vermeidung großer Verschiebungen des gesamten verankerten Bodenblocks – Fangedammwirkung), vgl. Bild 7.49 (c), (d) und (e).

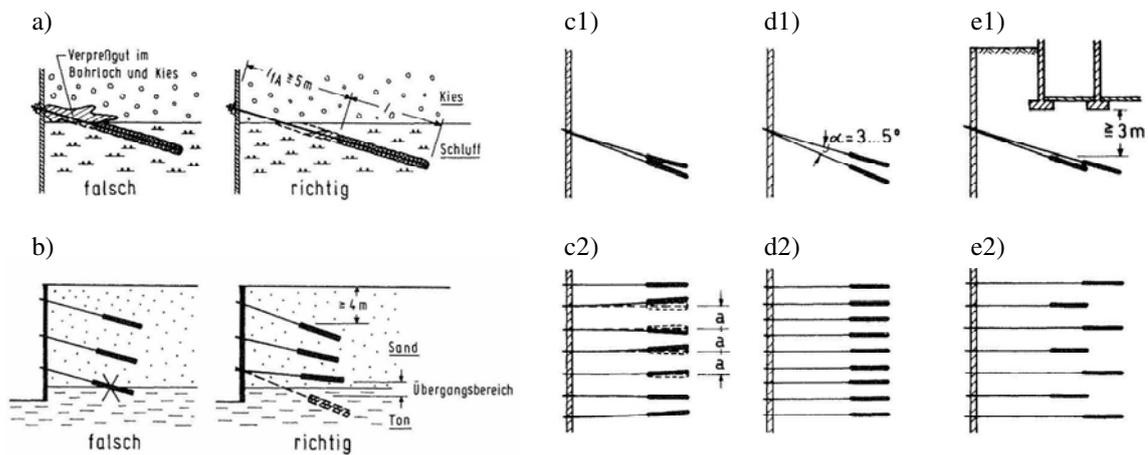


Bild 7.49: Entwurfsregeln für Verpressankerlänge und -anordnung (nach [70])

Als weiterführende Literatur zu Verankerungen wird auf [70] und [92] hingewiesen.

8 Sonstige Stützkonstruktionen

8.1 Fangedämme

8.1.1 Allgemeines

Unter einem Fangedamm versteht man ein rahmenartiges bzw. kreisförmiges Stützbauwerk, das mit meist nichtbindigem Boden verfüllt wird. Das Tragverhalten hängt dementsprechend in wesentlichem Maß vom Verfüllmaterial ab. Die Wände der Konstruktion bestehen üblicherweise aus Spundbohlen. Fangedämme werden überwiegend als Baugrubenumschließungen in offenen Gewässern und als permanente Uferbauwerke verwendet.

Grundsätzlich unterscheidet man zwischen geschütteten Fangedämmen, Spundwand-, Bock-, Kasten- und Zellenfangedämmen [27]. In der vorliegenden Arbeit soll nur auf die letzten beiden Bauarten eingegangen werden.

Ein Kastenfangedamm besteht aus zwei gegeneinander verankerten Wänden. Können die Wände in den Untergrund einbinden, ist unter Umständen eine Ankerlage ausreichend. Wird der Fangedamm auf Fels gestellt, sind mindestens zwei Lagen notwendig. Als Verfüllmaterial kann in Sonderfällen auch Beton anstelle von nichtbindigem Boden verwendet werden. Die Herstellung erfolgt durch abschnittsweises Aufstellen, Verfüllen und Verankern, wobei die seitliche Begrenzung der Abschnitte durch Festpunktblöcke bzw. Querwände gebildet werden (siehe Bild 8.1 (a)) [27].

Bei Zellenfangedämmen entfallen durch die kreisförmige Anordnung der Spundwände die gegenseitigen Verankerungen. Die Wände werden praktisch nur auf Zug beansprucht; verwendet werden hierfür Flachprofile (siehe Bild 8.1 (b) und (c)). Zellenfangedämme kommen speziell bei großen Wassertiefen und Bauwerksabmessungen sowie dann, wenn eine Aussteifung bzw. Verankerung nicht möglich ist, zur Anwendung [45].

Im Bezug auf die Tragwirkung wird zwischen echten und unechten Fangedämmen unterschieden. Beim echten Fangedamm werden die Lasten „*allein über die Schubspannungen im Füllboden und zwischen den Wänden und dem Füllboden aufgenommen und über die Sohle und gegebenenfalls die Einbindung der Wände in den Untergrund eingeleitet*“ [88]. Ein unechter Fangedamm muss zusätzlich gegen andere Baukörper ausgesteift oder rückverankert werden.

Bei der Herstellung von Fangedämmen ist besonderes Augenmerk auf die Entwässerung des Verfüllbodens zu legen. Der Verfüllboden sollte so durchlässig sein, dass er möglichst nicht unter Auftrieb steht. Zusätzlich sollte im untersten Bereich auf dem gewachsenen Boden eine Filterschicht eingebaut werden, die durch Schlitze in der luftseitigen Spundwand zur Baugrube hin entwässern kann [88].

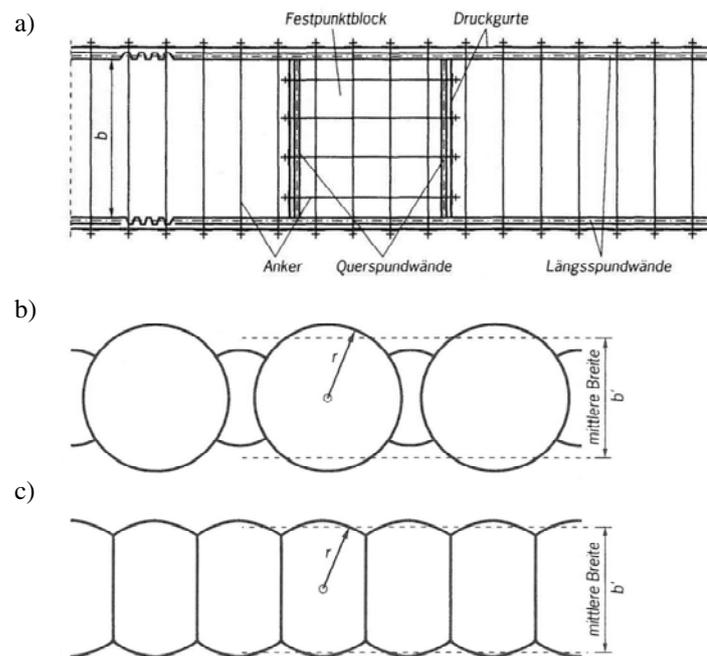


Bild 8.1: Grundrisse verschiedener Fangedammarten: Kastenfangedamm (a), Kreiszellenfangedamm (b), Flachzellenfangedamm (c) [45]

8.1.2 Bemessung und Berechnung

Berechnungsgrundlagen für und Hinweise zur Ausführung von Kasten- und Zellenfangedämmen sind in den *Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ – EAU* [45] enthalten. Die rechnerische Breite entspricht bei Kastenfangedämmen dem Achsabstand der gegenüberliegenden Spundwände. Zellenfangedämme werden für die Berechnung als Kastenfangedämme betrachtet, deren rechnerische Breite sich aus der Umwandlung des kreisförmigen Grundrisses in ein flächengleiches Rechteck ergibt [27].

8.1.2.1 Äußere Standsicherheit

Ein Fangedamm kann als kompakter Bodenblock betrachtet werden, dessen Tragfähigkeit von der Wichte γ und dem Scherwinkel φ des Verfüllbodens sowie vom Verhältnis der Breite B zur Höhe H abhängig ist. Für die Vordimensionierung kann vom Erfahrungswert $B \approx 0,8 \cdot H$ ausgegangen werden. Wird der Verfüllbereich wie schon erwähnt ordnungsgemäß entwässert, kann bei der Berechnung die Feuchtwichte angesetzt werden [27].

Das in den EAU angegebene Verfahren zur Berechnung der Standsicherheit von Fangedämmen beruht auf den Untersuchungen von *Jelinek/Ostermayer* [56]. Demnach führt ein Fangedamm beim Versagen

eine gleitend-kippende Bewegung aus. Die Sohlbruchfuge ist nach oben gekrümmt²⁹ und kann näherungsweise als logarithmische Spirale beschrieben werden. Zusätzlich treten im Erdkörper Gleitlinienfelder auf, die die Spirale unter dem Winkel $90-\varphi$ schneiden (siehe Bild 8.2).

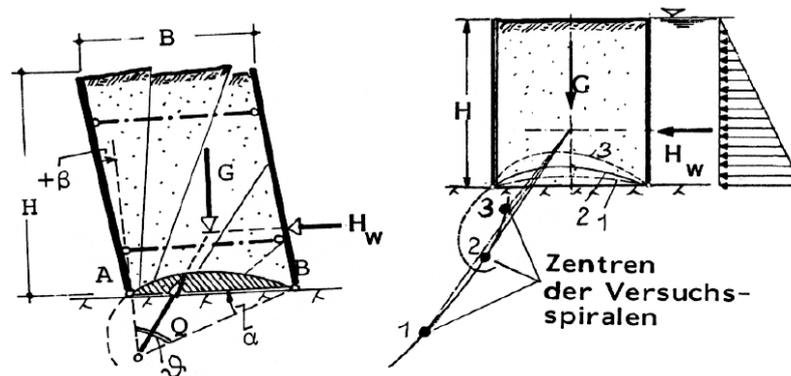


Bild 8.2: Tragmodell für einen Fangedamm nach Jelinek/Ostermayer [88]

Der maßgebende bzw. ungünstigste Mechanismus entspricht jenem, bei dem der aufnehmbare Horizontalschub H_w minimal wird. Er ergibt sich aus Variation der logarithmischen Spirale. Für diese Variation können die Winkel α und β in Abhängigkeit vom Verhältnis B/H und vom Reibungswinkel φ aus Diagrammen abgelesen werden; für den maßgebenden Mechanismus gilt näherungsweise $\alpha = 45^\circ - \varphi/2$. In weiterer Folge kann die Fläche A_s unter der Sohlbruchfuge ermittelt, die Gewichtskraft G bestimmt und das Krafteck gezeichnet werden [88].

Nach den EAU sind für Fangedämme folgende Nachweise zu erbringen:

Nachweise der Tragfähigkeit (GZ 1)

▪ **Nachweis gegen Versagen des Fangedammes (GZ 1B)**

Der Nachweis gilt als erbracht, wenn die Summe der Bemessungswerte der Momente aus den Einwirkungen kleiner als der Bemessungswert des widerstehenden Momentes um den Pol der ungünstigsten Gleitlinie (siehe oben) ist:

$$M_{Ed} = M_{kG} \cdot \gamma_G + M_{wü} \cdot \gamma_G + M_{kQ} \cdot \gamma_Q \leq \frac{M_{kG}^R}{\gamma_{G1}} \quad (248)$$

M_{kG} charakteristischer Wert des Einzelmomentes aus Erddruckbelastung (aktiver Erddruck, der sich bei in den Untergrund einbindenden Wänden ergibt)

²⁹ Werden die Spundwände tief eingerammt, darf auch mit einer nach unten gekrümmten Gleitfläche gerechnet werden, vgl. [45].

$M_{wü}$	charakteristischer Wert des Einzelmomentes aus Wasserüberdruckbelastung (Differenz der Wasserdrücke auf die äußere und auf die innere Fangedammwand)
M_{kQ}	charakteristischer Wert des Einzelmomentes aus veränderlicher, äußerlicher Belastung (z. B. Pollerzug)
M_{kG}^R	charakteristischer Wert des Einzelmomentes aus Eigenlast G der Fangedammfüllung (minimaler Widerstand entsprechend der ungünstigsten Gleitlinie, siehe oben)
$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_{Gi}$	Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054, GZ 1B

Gegebenfalls kann bei in den Untergrund einbindenden Wänden auf der Widerstandsseite ein zusätzlicher passiver Erddruck berücksichtigt werden, vgl. [45].

▪ **Nachweis der Grundbruchsicherheit nach DIN 4017 und DIN 1054 (GZ 1B)**

Die Grundbruchsicherheit muss für Fangedämme, die nicht auf Fels gegründet sind, nachgewiesen werden.

▪ **Nachweis der Geländebruchsicherheit nach DIN 4084 und DIN 1054 (GZ 1C)**

Dieser Nachweis muss z.B. für hinterfüllte Fangedämme erbracht werden, die Teil eines Uferbauwerks sind. Die Gleitfläche sollte dabei durch die „*lastseitige, ideelle Begrenzung der Fangedammbreite*“ (mittlere Breite) gelegt werden [45].

Wirkt auf den Fangedamm eine Wasserströmung ein, so muss in den obigen Nachweisen der Strömungsdruck berücksichtigt werden. Zusätzlich sind Nachweise gegen hydraulischen Grundbruch und Erosionsgrundbruch zu führen.

Bei Kastenfangedämmen sind weiters die Nachweise

- gegen Versagen in der tiefen Gleitfuge (GZ 1B) und
- gegen Aufbruch des Verankerungsbodens (GZ 1B)

zu erbringen. Angaben zum anzunehmenden Verlauf der tiefen Gleitfuge können [45] entnommen werden.

Die Spundwände sind bei Kastenfangedämmen wie konventionelle (verankerte) Spundwände zu berechnen (siehe Abschnitt 7.2.1). Bei der luftseitigen Spundwand ist aufgrund der Auflastspannung aus der Momentenbeanspruchung mit einem erhöhten aktiven Erddruck zu rechnen. Die lastseitige Spundwand kann dementsprechend kürzer bzw. mit einem schwächeren Profil ausgeführt werden.

Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2)

Die Gebrauchstauglichkeitsnachweise beziehen sich auf die Begrenzung der Verformungen (Verdrehungen, Verschiebungen) des Fangedammes.

8.1.2.2 Innere Standsicherheit

Für die Nachweise der inneren Standsicherheit der Spundwände gelten die Regelungen der DIN EN 1993-5 samt DIN EN 1993-5/NA. Bei Zellenfangedämmen ist nach den EAU zusätzlich der Nachweis gegen Versagen der Spundwandprofile infolge der Ringzugkraft zu erbringen (Berechnung der Ringzugkräfte nach der Kesselformel, vgl. [45]).

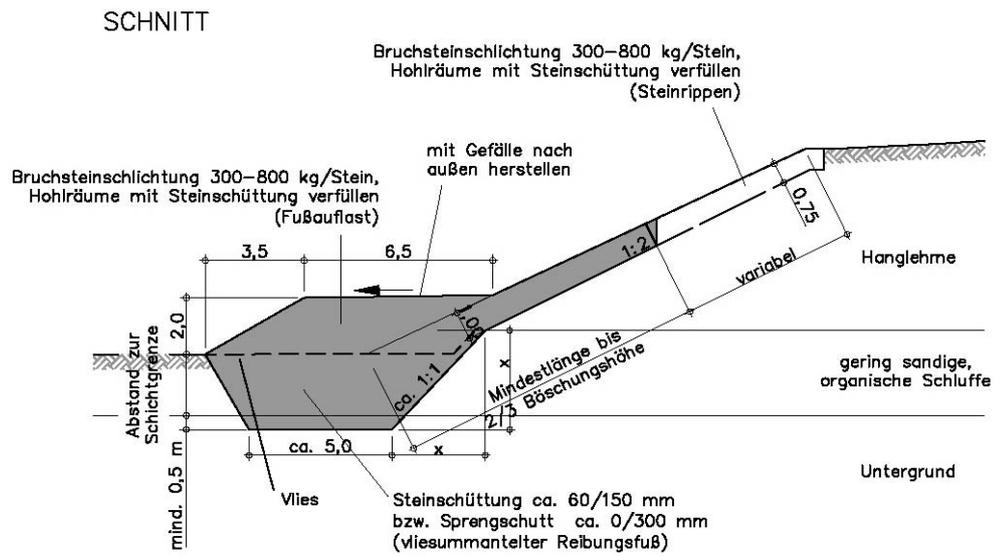
Für die Nachweise gegen Materialversagen von Verankerungen wird auf Abschnitt 7.3 hingewiesen.

8.2 Aufgelöste Stützkonstruktionen

8.2.1 Steinstützkörper

Für Steinstützkörper werden in der Regel großblockige Steine verwendet. Mögliche Ausführungsvarianten sind Steinvorsätze als zusätzliche Fußbelastung, Steinfüße zur Erhöhung der Reibung im Fußbereich sowie Steinstützrippen. Für letztere gilt, dass sie nicht in der Böschung enden sollten, sondern immer ein entsprechendes Auflager am Böschungsfuß benötigen [40]. Ein Ausführungsbeispiel, bei dem alle angeführten Varianten kombiniert wurden, ist in Bild 8.3 ersichtlich.

Steinstützkörper haben im Allgemeinen sowohl eine Stütz- als auch eine Drainagefunktion. Unter Umständen können sie zur weiteren Erhöhung der Tragfähigkeit vermörtelt werden.



DRAUFSICHT

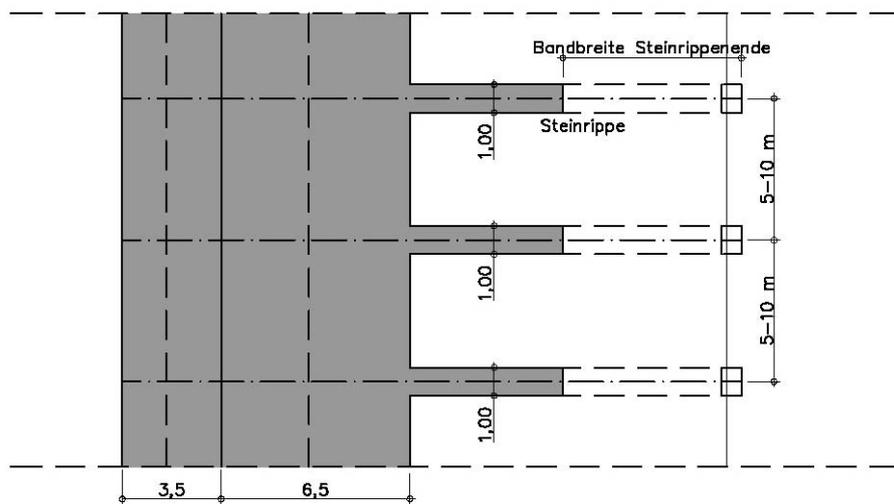


Bild 8.3: Ausführungsbeispiel einer Böschungssicherung mit Steinstützkörpern

8.2.2 Flächenhafte und örtliche Hangsicherungen

Zu den flächenhaften Hangsicherungen gehören nach *Brandl* [41] unter anderem

- bewehrte oder unbewehrte Spritzbetonsicherungen,
- Felsverkleidungen mit Raumgittern sowie
- Böschungssprossen, Gitterroste, Trägerroste und Roste aus Fertigteilelementen.

Örtliche Hangsicherungen spielen vor allem bei der Sicherung von Felsböschungen eine Rolle. Sie haben vorwiegend eine Stütz- und Haltefunktion und dienen weniger als Verkleidung. Bei entsprechender enger Anordnung der Elemente gehen die Sicherungsmaßnahmen wiederum in eine flächenhafte Hangsicherung über [41]. Einige der gebräuchlichsten örtlichen Sicherungsmaßnahmen sind in Bild 8.4 dargestellt.

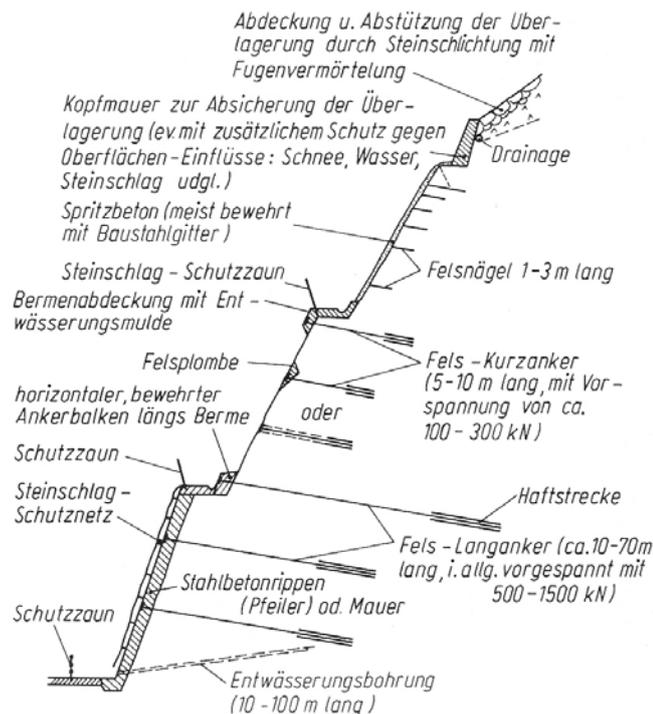


Bild 8.4: Beispiele gebräuchlicher Felsicherungen (schematisch) [41]

8.3 Galerien

Galerien sind Bauwerke, die sowohl zur Stützung von Hängen und Böschungen als auch zum Schutz von Verkehrswegen vor Lawinen und Muren dienen. Bei der Dimensionierung ist dementsprechend auf einen plausiblen Ansatz des Muren- oder Lawinenschubs zu achten [41].

Nach [41] bestehen Galerien meist aus Rahmen, fachwerkartige Gespärren, Druckriegeln, Einfeldträgern oder Platten- bzw. Durchlauftragwerken und Gewölben. Zur Ableitung der Horizontallasten können z.B. bergseitige Winkelstützmauern, Fundamentrost, Brunnengründungen bzw. Brunnenwände, Pfahlwände, Pfahl- und Schlitzwandscheiben oder Verankerungen verwendet werden. Übliche Formen von Galerien sowie gebräuchliche statische Systeme sind in Bild 8.5 veranschaulicht.

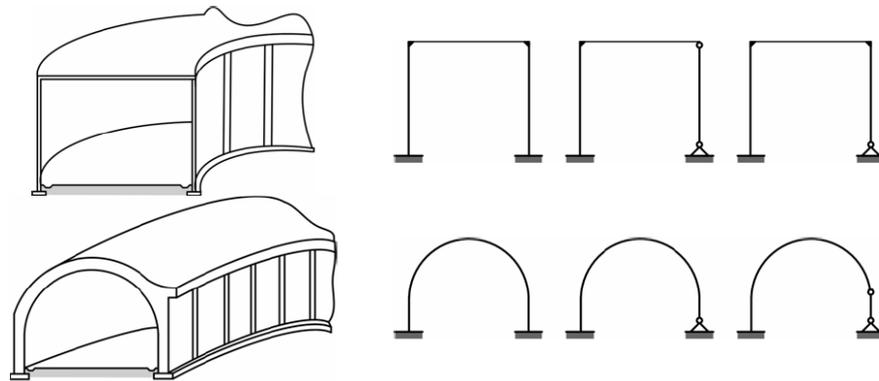


Bild 8.5: Formen von Schutzgalerien und statische Systeme [27]

8.4 Schalentragwerke

Schalentragwerke kommen bei der Errichtung von Brückenpfeilern oder Leitungsmasten in steilen, rutschgefährdeten Hängen zur Anwendung. Sie schützen die eigentlichen Fundamentelemente (z.B. Brunnen, Scheiben oder Pfähle) vor der Schubwirkung der Rutschmassen (siehe Bild 8.6) [41].

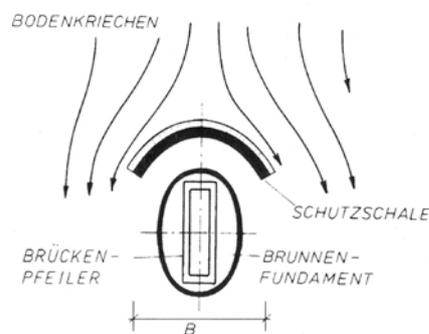


Bild 8.6: Schematische Darstellung einer Schutzschale um einen Brückenpfeiler zur Aufnahme des Hangschubes [41]

Die Stützmaßnahmen sollten wenn möglich vom eigentlichen Bauwerk bzw. von dessen Fundierung konstruktiv getrennt werden. Es kommen folgende Bauweisen zur Anwendung [41]:

- *Spritzbetonsicherung (bewehrt) mit und ohne Vernagelung;*
- *Gewölbeschalen (bewehrter Spritzbeton mit Erd- oder Felsnägeln) mit massiven Kämpfern und Vorspannankern;*
- *verankerte Stahlbetonrippen und/oder Balken (mit Spritzbeton in den Zwischenfeldern);*
- *geschlossene Ankerwände, im Grundriß gerade oder gekrümmt;*
- *Pfahlwände (mit und ohne Verankerung).*

9 Entwässerungsmaßnahmen

Bei Böschungen und konstruktiven Hangsicherungen kommt der Entwässerung eine wesentliche Bedeutung zu. Wie bereits in Abschnitt 4.3.2 gezeigt wurde, führt eine böschungsparelle Wasserströmung zu einer signifikanten Verminderung der Standsicherheit, die der Reduktion des Reibungswinkels um die Hälfte gleichkommt [27]. An der Geländeoberfläche abfließende Wässer können zudem zu starker Erosion führen. Hinter Stützbauwerken kann sich bei entsprechendem Wasserandrang ein zusätzlicher hydrostatischer Wasserdruck oder Strömungsdruck aufbauen, der zu Wasserschäden und Bewegungen der Konstruktion führen kann und somit die Standsicherheit erheblich gefährdet [63].

9.1 Hangstabilisierung durch Entwässerung

Entwässerungsmaßnahmen zur Hangstabilisierung umfassen die Abfangung und Ableitung von an der Geländeoberfläche zufließenden Wässern (Oberflächenentwässerung) sowie tiefer reichende Maßnahmen zur Ableitung von Grund- und Bergwässern (Tiefenentwässerung).

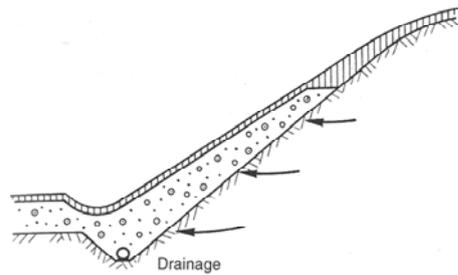
Für die Oberflächenentwässerung bzw. die Ableitung von oberflächennahen Wässern kommen Fanggräben (oberhalb von Einschnitten), Halbschalen, Sickerschlitze, Sickerstützscheiben sowie diverse Arten von Böschungsfilterschichten infrage (siehe Bild 9.1). Weiters bieten sich verschiedene ingenieurbio-logische Bauweisen, wie z.B. Rasenrinnen oder lebende Faschinendräns an (vgl. [76]). Sind nur kleine Wassermengen dauernd vorhanden, kann durch eine entsprechende Bepflanzung bereits eine ausreichende Entwässerungswirkung erzielt werden. Eine Vegetationsdecke sorgt für oberflächennahen Wasserentzug und schützt den Hang bzw. die Böschung vor Erosion.

Die entwässernde Wirkung von Steinrippen wurde bereits in Abschnitt 8.2.1 erläutert.

Zur Tiefenentwässerung können Drainagebrunnen, Drainagewände (z.B. Kiespfahl-Wände) sowie Drainagestollen oder -schächte mit Drainagebohrungen verwendet werden. Auch Stahlbetonbrunnen können als Ausgangspunkt von Drainagebohrungen dienen. Die maßgebende Wirkung von Entwässerungsmaßnahmen beruht weniger auf der Menge des abgeleiteten Hangwassers als auf der Verteilung der Strömungsergebnisse³⁰ ([40]. [41]).

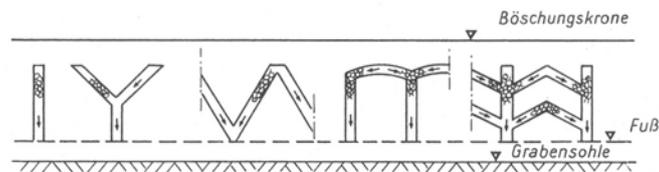
³⁰ Anhand einer Untersuchung mit böschungsparellen Gleitschichten gemäß Abschnitt 4.3.2 kann gezeigt werden, dass die Standsicherheit einer rein vertikal durchströmten Böschung jener der nicht durchströmten Böschung entspricht.

a) Filterschicht auf der Böschung aus Sand oder Kies bei starkem Wasserandrang



b) Sickerschlitze bzw. Sickerstützscheiben

Geometrische Anordnung:



Querschnitte mit und ohne Dränrohr, Filter aus Sand, Kies, Geotextil:

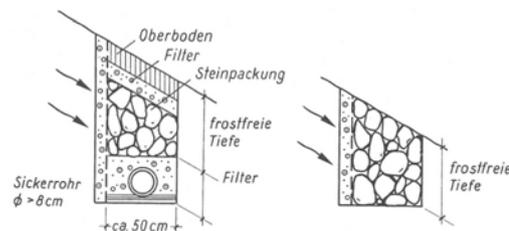


Bild 9.1: Beispiele für Oberflächenentwässerung bzw. oberflächennahe Entwässerung [48]

Ein Ausführungsbeispiel zur Tiefenentwässerung ist in Bild 9.2 veranschaulicht. Es handelt sich dabei um den Querschnitt eines Drainagestollens mit einem Durchmesser von 2,00 m, der im Zuge des Baus der *Autobahn A2 – Egnatia Odos*, Griechenland errichtet wurde. Der ausschließlich zur Geländeentwässerung dienende Stollen weist eine Länge von ca. 800 m auf; von ihm ausgehend wurden insgesamt ca. 200 Drainagebohrungen fächerartig verteilt hergestellt.

Brandl [41] empfiehlt, schon vor Baubeginn bei vernässten Hängen Vorentwässerungen durchzuführen, da dadurch möglichen Rutschungen vorgebeugt werden kann. Ist ein Hang oder eine Böschung bereits in Bewegung geraten, so sollten aufgetretene Anrisse möglichst rasch versiegelt bzw. verfüllt werden, um das Eindringen von Niederschlagswasser zu minimieren [40].

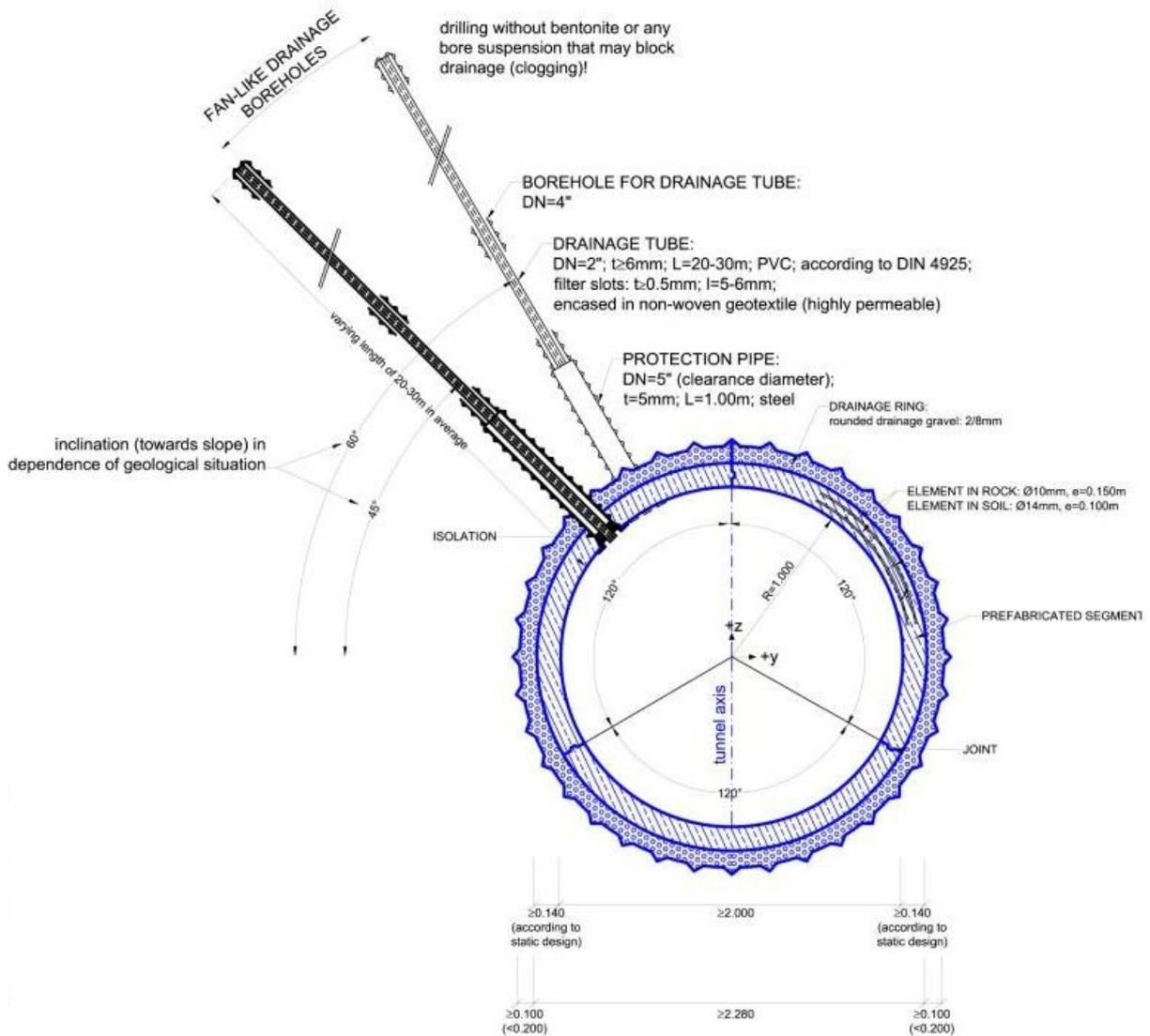


Bild 9.2: Querschnitt eines Entwässerungsstollens, *Autobahn A2 – Egnatia Odos*, Griechenland

9.2 Entwässerungseinrichtungen bei Stützkonstruktionen

Um zu verhindern, dass sich hinter Stützbauwerken ein unzulässiger Wasserdruck aufbaut, ist für eine ordnungsgemäße Entwässerung des Hinterfüll- und Überschüttbereichs zu sorgen. Nach den ZTVE StB 94 [94] ist bei der Hinterfüllung von Stützbauwerken mit gemischtkörnigen Böden jedenfalls eine mindestens 1 m dicke Filterschicht an der Rückwand der Konstruktion mit einzubauen. *Graßhoff/Siedek/Floss* [52] geben an, dass eine senkrecht angeordnete Filterschicht alleine nicht die ideale Lösung darstellt, da das zum Filter zuströmende Wasser eine Erhöhung des von der Hinterfüllung ausgeübten Erddrucks hervorruft. Besser ist die Anordnung von Schrägfiltern (siehe Bild 9.3). Die optimale Lösung ist nach [52] eine keilförmige Hinterfüllung des Bauwerks mit nichtbindigem Boden.

Bei vertikalen Dränageschichten ist darauf zu achten, dass die Sickerrohrleitungen speziell in Bezug auf starke Niederschläge entsprechend dimensioniert werden. Bei unzureichendem Fassungsvermögen kann sich im Filter das Wasser anstauen und so einen hydrostatischen Druck auf die Stützkonstruktion ausüben [63].

Je nach Wasserandrang und Konstruktionstyp kann es notwendig sein, zusätzliche Mauerdurchlässe bzw. Entwässerungsbohrungen (z.B. bei Bodenvernagelungen, Ankerwänden, Pfahlwänden etc.) herzustellen (siehe Bild 9.3 i und j).

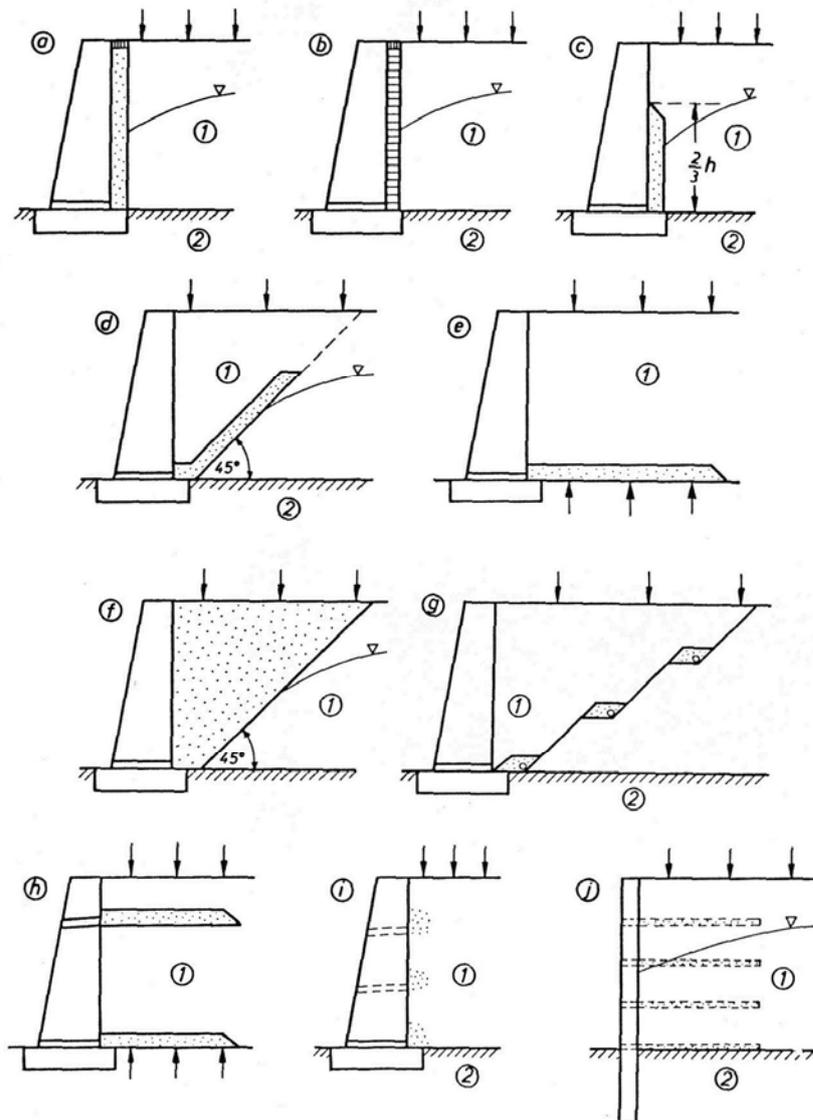


Bild 9.3: Filteranordnung hinter Stützmauern und -wänden: (1) gewachsener oder hinterfüllter bindiger Boden, (2) undurchlässiger Untergrund [52]

Zusätzlich zu den oben genannten Maßnahmen sollen auch Oberflächenwässer ordnungsgemäß abgeleitet werden, damit diese nicht in großen Mengen in der Dränageschicht versickern [63]. Mögliche Ausführungsvarianten sind in Bild 9.4 zusammengestellt.

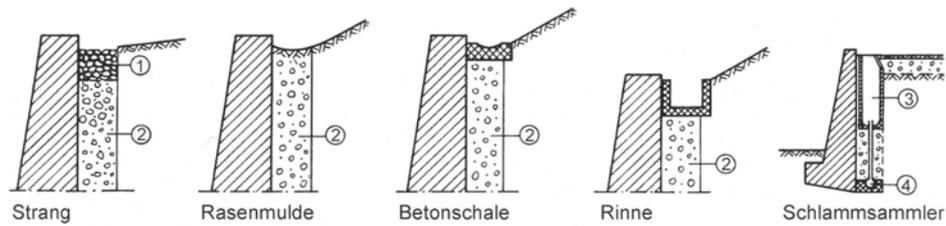


Bild 9.4: Abfangen und Ableiten von Oberflächenwasser hinter Stützwänden: (1) Kies- oder Schotterstrang, (2) Dränageschicht oder Filter, (3) Schlammfänger, (4) Sickerrohr [48]

10 Erdwärmenutzung durch Stützkonstruktionen

Die Erdwärmenutzung durch Stützkonstruktionen bzw. durch deren Konstruktionselemente stellt eine wirtschaftliche und zugleich umweltfreundliche Möglichkeit zur Beheizung und Kühlung von Bauwerken dar. Verwendet werden unter anderem Bohrpfähle („Energiepfähle“) bzw. Bohrpfahlwände und Schlitzwände („Energieschlitzwände“). Um sie für die Gewinnung von Erdwärme nutzbar zu machen, werden Wärmetauscherleitungen eingebaut (siehe Bild 10.1). Die Leitungen bestehen meist aus PE, HDPE oder Kupfer und werden bei der Pfahl- bzw. Wandherstellung an den Bewehrungskörben befestigt. In den Wärmetauscherleitungen zirkuliert eine Soleflüssigkeit; *„der Wärmetransport erfolgt über den Temperaturunterschied zwischen der Soleflüssigkeit und dem Beton bzw. Erdreich“* [28].



Bild 10.1: Bohrpfahl-Bewehrungskorb mit Absorberleitungen [28]

Die gewonnene Wärmeenergie kann für niederthermale Zwecke direkt verwendet werden („Free Heating“, z.B. für Straßenheizungen). Für Gebäudeheizungen ist im Allgemeinen die Hebung des Temperaturniveaus mithilfe einer Wärmepumpe notwendig. Die Kühlung von Gebäuden kann je nach erforderlicher Kühlleistung unter Verwendung einer zusätzlichen Kältemaschine oder direkt („Free Cooling“) erfolgen [28].

Eine der Neuentwicklungen im Bereich der Erdwärmenutzung stellt die Ausbildung von Fels- und Bodenankern als Absorberelemente dar („Energieanker“). Das System befindet sich derzeit in Testphase. Grundsätzlich können alle Typen von Rohrankern verwendet werden, wobei Injektionsbohranker am besten geeignet sind [67]. Für die Erdwärmenutzung können entweder Absorberleitungen in die Ankerstäbe eingebaut werden, oder der Anker selbst wird als Erdwärmesonde verwendet.

Zu beachten ist, dass die Erdwärmenutzung einen deutlichen Einfluss auf die Interaktion zwischen Bauwerk und Boden haben kann. Die thermischen Beanspruchungen können in den Konstruktionselementen Längen- und Querschnittsänderungen bewirken; dadurch sind wiederum Spannungsumlagerungen möglich, durch die zusätzliche Setzungen hervorgerufen werden. Eine Erhöhung der Temperatur im Boden kann zudem zu einer Abnahme des Wassergehalts des Bodens führen, wodurch möglicherweise die Mantelreibung herabgesetzt wird. Eine Abkühlung kann wiederum zu einer Wasseranreicherung und somit unter Umständen zur Verringerung der Scherparameter des Bodens führen [29]. Eine messtechnische Untersuchung des Tragverhaltens von Energiepfählen wurde erstmals vom *Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Wien* beim „Rehabilitationszentrum Bad Schallerbach“ (siehe unten) vorgenommen [39].

Die Anwendungsmöglichkeiten der Erdwärmenutzung durch Stützkonstruktionen sollen an drei Ausführungsbeispielen erläutert werden (nach [29]):

Rehabilitationszentrum Bad Schallerbach, Oberösterreich

Für die Gründung und Baugrubensicherung dieses siebenstöckigen Gebäudes, das in einem flach geneigten Kriechhang errichtet wurde, war die Herstellung von 175 Bohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,20 m und Längen zwischen 9 m und 18 m erforderlich. 143 dieser Pfähle wurden mit HDPE-Absorberleitungen ausgestattet. Die gewonnene Energie wird in Kombination mit einer Wärmepumpe für die Heizung und Kühlung der Anlage verwendet.

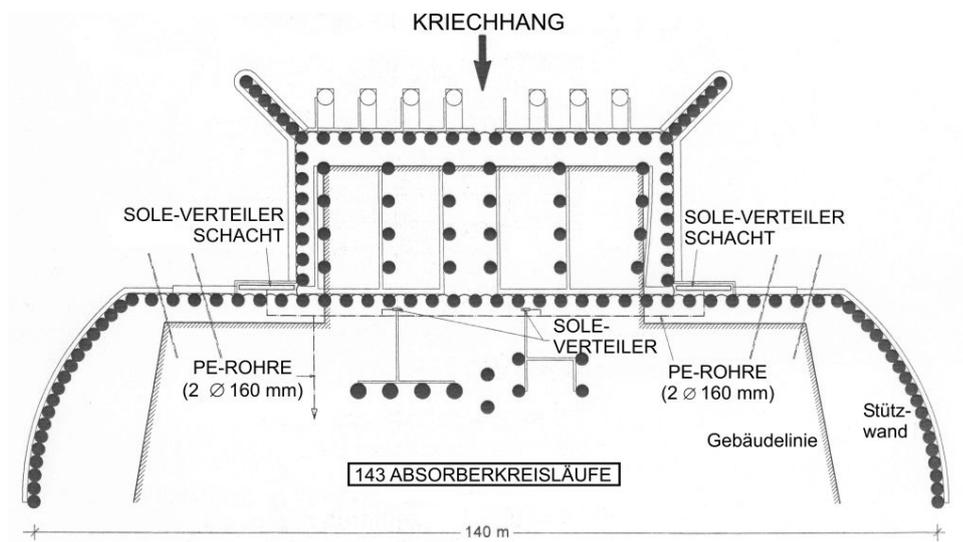


Bild 10.2: Rehabilitationszentrum Bad Schallerbach: Schematischer Grundriss mit Bohrpfahlanordnung

Lainzer Tunnel, Bereich Hadersdorf-Weidlingau, Wien

Beim gegenständlichen Projekt handelt es sich um einen Eisenbahntunnel, der zu einem großen Teil im verbauten Bereich der Stadt Wien verläuft. Im Bereich der Haltestelle Hadersdorf-Weidlingau wurde der Tunnel in offener Bauweise hergestellt, wobei die seitliche Tunnelwandung in Form von Energiepfahlwänden ausgeführt wurde. Die gewonnene Energie soll in Kombination mit einer Wärmepumpe zur Heizung eines nahegelegenen Schulgebäudes verwendet werden (siehe Bild 10.3). Dieses Beispiel zeigt die verschiedenartigen Vorteile der geothermalen Nutzung bei Stützkonstruktionen auf: Zum einen kann der Eigentümer der Anlage zusätzliche Einnahmen durch den Verkauf von „Tunnelwärme oder -kälte“ erwirtschaften; zum anderen steigt die Akzeptanz für das Bauwerk bei den Anrainern und Bürgervertretern, da das Bauwerk „als sinnvoll nutzbare und umweltfreundliche Energiequelle präsentiert werden kann“ [29].

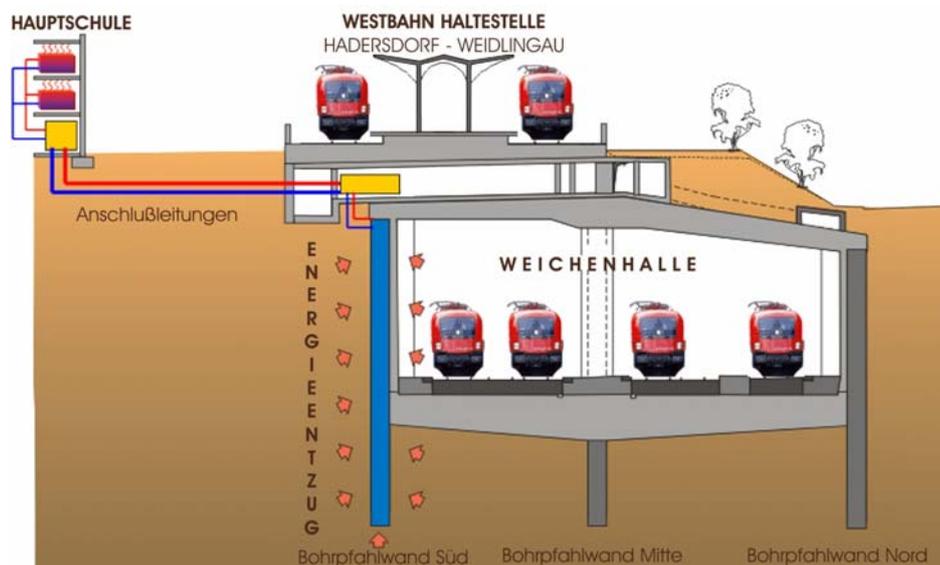


Bild 10.3: Schema der Erdwärmennutzung beim Lainzer Tunnel, Bereich Hadersdorf-Weidlingau, Wien

U-Bahnlinie U2, Wien

Im Zuge der Verlängerung der U-Bahnlinie U2 wurden vier neue unterirdische Stationsbauwerke mit geothermischen Energieanlagen ausgerüstet. Als Absorberelemente dienen hierbei die in das Bauwerk integrierten Schlitzwände. Die gewonnene Energie wird für die Heizung und Kühlung der Stationen genutzt.

Literaturverzeichnis

- [1] DIN 1045-1 (Juli 2001): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
- [2] DIN 1054 (Januar 2005): Baugrund; Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau.
- [3] DIN 1055-2 (Januar 2001): Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2: Bodenkenngrößen.
- [4] DIN 18196 (Oktober 1998): Erd- und Grundbau; Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke.
- [5] DIN 18915 (August 2002): Vegetationstechnik im Landschaftsbau; Bodenarbeiten.
- [6] DIN 4017 (März 2006): Baugrund; Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen.
- [7] DIN 4020 (September 2003): Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke.
- [8] DIN 4085 (Oktober 2007): Baugrund; Berechnung des Erddrucks.
- [9] DIN 4093 (September 1997): Baugrund; Einpressen in den Untergrund; Planung, Ausführung, Prüfung.
- [10] DIN 4127 (August 1986): Erd- und Grundbau; Schlitzwandtone für stützende Flüssigkeiten; Anforderungen, Prüfverfahren, Lieferung, Güteüberwachung.
- [11] DIN 4149 (April 2005): Bauten in deutschen Erdbebengebieten; Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten.
- [12] DIN EN 12715 (Oktober 2000): Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau); Injektionen.
- [13] DIN EN 12716 (Dezember 2001): Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau); Düsenstrahlverfahren (Hochdruckinjektion, Hochdruckbodenvermörtelung, Jetting).
- [14] DIN EN 1536 (Juni 1999): Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau); Bohrpfähle.
- [15] DIN EN 1537 (Januar 2001): Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau); Verpressanker.
- [16] DIN EN 1538 (Juli 2000): Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau); Schlitzwände.
- [17] DIN EN 1992-1-1 (Oktober 2005): Eurocode 2; Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [18] DIN EN 1993-5 (Juli 2007): Eurocode 3; Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten; Teil 5: Pfähle und Spundwände.

- [19] DIN EN 1997-1 (Oktober 2003): Eurocode 7; Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik; Teil 1: Allgemeine Regeln.
- [20] DIN prEN 14490 (September 2002): Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau); Bodenvernagelung.
- [21] E DIN 4084 (November 2003): Baugrund; Geländebruchberechnungen.
- [22] E DIN 4126 (August 2004): Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden.
- [23] E DIN 4126 Beiblatt 1 (September 2004): Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden; Erläuterungen.
- [24] E DIN EN 1993-5/NA (August 2007): Eurocode 3; Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten; Teil 5: Pfähle und Spundwände; Nationaler Anhang, national festgelegte Parameter.
- [25] ÖNORM B 1997-1-1 (November 2007): Eurocode 7; Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik; Teil 1: Allgemeine Regeln; Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen.
- [26] Abramson, L.; Lee, T.; Sharma, S.; Boyce, G.: *Slope Stability and Stabilization Methods*, 2nd edition, New York: John Wiley & Sons, 2002.
- [27] Adam, D.; Bergmeister, K.; Florineth, F.: *Stützbauwerke*, In: Betonkalender 2007, Teil 1, 96. Ausgabe, Berlin: Ernst & Sohn, 2007, S. 265-352.
- [28] Adam, D.; Markiewicz, R.: *Nutzung der geothermischen Energie mittels erdberührter Bauwerke, Teil 1: Theoretische Grundlagen*, In: Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift (ÖIAZ), 147. Jg., 2002, Heft 4, S. 120-138.
- [29] Adam, D.; Markiewicz, R.: *Nutzung der geothermischen Energie mittels erdberührter Bauwerke, Teil 3: Ausführungsbeispiele und Neuentwicklungen*, In: Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift (ÖIAZ), 148. Jg., 2003, Heft 1, S. 2-13.
- [30] Adam, D.; Markiewicz, R.; Schreidl, B.; Stangl, E.: *Besonderheiten der tiefen Baugruben in den Baulosen H7 und H8 der Unterinntalstrecke*, Vortrag beim Internationalen Symposium „Brenner Basis Tunnel und Zulaufstrecken“ vom 1./2. März 2007, Innsbruck, 2007.
- [31] *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des DIBt für die Bodenvernagelung der BBV Vorspanntechnik GmbH*, URL: www.bbv-vorspanntechnik.de, 23.2.2008.
- [32] Arzberger, M.; Mathieu, F.; Jena, M.: *CSM – Ein innovatives Verfahren zur Herstellung von Dichtwänden und Baugrubenwänden*, Vortrag beim Deutschen Baumaschinentag am 28. 3. 2004, München, S. 16-17.
- [33] Auer, M.: *Praktische und theoretische Untersuchungen zu oberflächennahen Hangrutschungen für die Schaffung einer Bemessungsgrundlage für Hang- und*

- Böschungssicherungen an der Oberfläche*, Diplomarbeit an der Fachhochschule Deggendorf, 2001, (unveröffentlicht).
- [34] Bauer, S: *Neue Verfahren und Maschinen im Spezialtiefbau*, In: Tiefbau, 117. Jg., 2005, Heft 6, S. 326-331.
- [35] *Bedingungen für die Anwendung des Bauverfahrens „Bewehrte Erde“*, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Verkehrsblatt-Verlag. Ausgabe 1985.
- [36] Blovsky, S.; Hornich, W.: *Verdübelung eines Rutschhanges mit 55 m tiefen Stahlbetonbrunnen*, In: 5. Österreichische Geotechnikertagung – Tagungsbeiträge, 2005, S. 363-380.
- [37] *Bodenvernagelungen*; Informationsmaterial der Bauer Spezialtiefbau GmbH, URL: www.bauer.de.
- [38] *Böschungssicherung Neustadt-Gimmeldingen*, Fallstudie der Tensar International GmbH, URL: www.tensar.de, 27.2.2008.
- [39] Brandl, H., *Energy piles and diaphragm walls for heat transfer from and into ground*, 3rd International Geotechnical Seminar, Deep Foundations and Auger Piles III, Proceedings: A.A. Balkema, 19.-21. Oktober 1998, University of Gent, Belgium, 1998.
- [40] Brandl, H.: Studienunterlagen Vorlesung und Übung Grundbau I, Technische Universität Wien, Stand 2007.
- [41] Brandl, H.: *Stützbauwerke und konstruktive Hangsicherungen*, In: Grundbau-Taschenbuch, Teil 3: Gründungen, 6. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn, 2001, S. 495-651.
- [42] Brandl, H.: *Tragverhalten und Dimensionierung von Raumgitterstützmauern (Krainervänden)*, H Bundesministerium für Bauten und Technik – Straßenforschung, Heft 141, Wien, 1980.
- [43] Dörken, W.; Dehne, E.: *Grundbau in Beispielen, Teil 2: Kippen, Gleiten, Grundbruch, Setzungen, Fundamente, Stützwände, Neues Sicherheitskonzept, Anhang: Risse im Bauwerk*, 1. Auflage, Düsseldorf: Werner Verlag, 1993.
- [44] Dörken, W.; Dehne, E.: *Grundbau in Beispielen, Teil 3: Baugruben und Gräben, Spundwände und Verankerungen, Böschungs- und Geländebruch*, 1. Auflage, Düsseldorf: Werner Verlag, 2001.
- [45] *Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“, Häfen und Wasserstraßen – EAU*, Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., 10. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn, 2006.

- [46] *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ – EAB*, Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., 4. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn, 2006.
- [47] *Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGEO*, Herausgegeben von der deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., (1. Auflage), Berlin: Ernst & Sohn, 1997.
- [48] Floss, R.: *ZTVE-StB 94 (Fassung 1997), Kommentar mit Kompendium Erd- und Felsbau*, 3. Auflage, Bonn: Kirschbaum Verlag, 2006.
- [49] Fuchs, P.: (*Begrünbare Stützkonstruktionen aus Beton*), *Dimensionierung und Standsicherheitsnachweise*, In: Tagungsband Expertenforum Beton in Salzburg vom 13. April 2007, Verband Österreichischer Fertigteilerwerke (VÖB), Salzburg, 2007, URL: www.rieder.at/download.aspx?file=upload/pdf/PDF_Expertenforum_RGW.pdf.
- [50] Gäßler, G.: *Standsicherheitsnachweise bei Bodenvernagelungen*, In: Teilnehmerunterlagen Geotechnik-Seminar München vom 17.10.2003, Zentrum Geotechnik, Technische Universität München, 2003.
- [51] Geotechnik-Seminar „*Die neue EAB mit dem Teilsicherheitskonzept*“ vom 27. Oktober 2006, Teilnehmerunterlagen, Zentrum Geotechnik, Technische Universität München, 2006.
- [52] Graßhoff, H.; Siedek, P.; Floss, R.: *Handbuch Erd- und Grundbau, Teil 1: Boden und Fels, Gründungen, Stützbauwerke*, 1. Auflage, Düsseldorf: Werner Verlag, 1982.
- [53] Gudehus, G. et al.: *Der Ingenieurbau: Grundwissen Hydrotechnik, Geotechnik*, (1. Auflage), Berlin: Ernst & Sohn, 1996.
- [54] Gudehus, G.; Schwarz, W.: *Stabilisierung von Kriechhängen durch Pfahldübel*, Vorträge der Baugrundtagung 1984 in Düsseldorf, S. 669-681.
- [55] Gussmann, P.; Schad, H.; Smith, I.: *Numerische Verfahren*, In: Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen, 6. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn, 2001, S. 431-476.
- [56] Jelinek, R.; Ostermayer, H.: *Zur Berechnung von Fangedämmen und verankerten Stützwänden*, In: Die Bautechnik, 53. Jg., 1976, Heft 31, S. 364-368.
- [57] Jodl, H.-G.: Studienblätter zur Vorlesung *Bauverfahren im Tiefbau*, Technische Universität Wien, Stand Wintersemester 2007/2008.
- [58] Kohlböck, D.: *Bemessung von Stahlbetonbrunnen als Hangverdübelungen*, Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Wien, 2003, (unveröffentlicht).
- [59] *Leitpapier L: Anwendung der Eurocodes*, Schriftenreihe des Deutschen Instituts für Bautechnik, 25. Januar 2002, URL: www.eurocode-online.de, 21.1.2008.

- [60] *Merkblatt für Raumgitterkonstruktionen*, Herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Köln, Ausgabe 2006.
- [61] *Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke*, Herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Köln, Ausgabe 1994.
- [62] *Mixed-In-Place-Verfahren*; Informationsmaterial der Bauer Spezialtiefbau GmbH, Fachabteilung Dreifachschnecke, www.bauer.de.
- [63] Möller, G.; *Geotechnik: Grundbau*, (1. Auflage), Berlin: Ernst & Sohn, 2006.
- [64] Müller-Kirchenbauer, H.; Walz, B.; Kilchert, M.: *Berechnungsverfahren zum aktiven räumlichen Erddruck*, Veröffentlichungen des Grundbau-Instituts der Technischen Universität Berlin, Heft 5, 1979.
- [65] Nawari, O.; Hartmann, R.; Lackner, R.: *Standsicherheitsberechnung nach der Direkten Gleitblock-Methode*, In: Die Bautechnik, 74. Jg., 1997, Heft 1, S. 21-24.
- [66] Noll, T.; Heckötter, C.: *Böschungssicherung als aufgelöste Elementwand*, In: Die Bautechnik, 80. Jg, 2003, Heft 2, S. 109-112.
- [67] Oberhauser A.; Adam, D.; Hosp, M.; Kopf, F.: *Der Energieanker – Synergien bei der Nutzung eines statisch konstruktiven Bauteils*, In: Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift (ÖIAZ), 151. Jg., 2006, Heft 4-6, S. 97-102.
- [68] Online-Hilfe zum Geländebruchberechnungsprogramm *Slide*, Copyright: RocScience Inc., URL: www.roscience.com/downloads/slide/WebHelp/Slide.htm, 15.1.2008.
- [69] ON-Seminar „*Die Einführung des Eurocode 7 Teil 1*“ in Wien vom 14./15. Jänner 2008, Teilnehmerunterlagen, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2008.
- [70] Ostermayer, H.: *Verpreßanker*, In: Grundbau-Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren, 6. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn, 2001, S. 167-210.
- [71] Produktunterlagen *Ebenseer Krainerwand KW10*, Betonwerk Rieder GmbH, URL: www.rieder.at.
- [72] Raisch, D.: *Stabilitätsuntersuchungen zur aufgelösten Elementwand im bindigen Lockergestein*, In: Bauingenieur, 54. Jg., 1979, Nr. 1, S. 299-306.
- [73] *Raumgitterstützwände*; Informationsmaterial der Betonwerk Rieder GmbH, www.rieder.at.
- [74] Rensing, T.; Pierau, B.: *Hangsicherung eines 50 m tiefen Einschnitts*, In: Geotechnik, 29. Jg., 2006, Nr. 2, S. 125-126.
- [75] Sanin, O.: *Standsicherheitsuntersuchungen an vernagelten Böschungen*, alpS Working Paper Series, herausgegeben von der alpS GmbH – Zentrum für Naturgefahren Management, Innsbruck, 2005.

- [76] Schiechtl, H: *Böschungssicherung mit ingenieurbioologischen Maßnahmen*, In: Grundbau-Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren, 6. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn, 2001, S. 747-846.
- [77] Schmidt, H-H.: *Grundlagen der Geotechnik*, 3. Auflage, Wiesbaden: B. G. Teubner, 2006.
- [78] Schnell, W.: *Verfahrenstechnik zur Sicherung von Baugruben*, (1.Auflage), Stuttgart: B.G. Teubner, 1990.
- [79] Schuppener, B.: *Europäische und deutsche Normen für die Geotechnik*, Vortrag BAW-Kolloquium, 15.3.2007, Hannover, URL: www.baw.de/downloads/veranst/vortraege/euronormen.pdf, 17.1.2008.
- [80] Schwarz, W.: *Verdübelung toniger Böden*, Veröffentlichungen des Instituts für Boden- und Felsmechanik der Universität Fridericana, Hsg. G. Gudehus, O. Natau, Heft 105, Karlsruhe, 1987.
- [81] Schweiger, H: *Stand sicherheitsnachweise für Böschungen mittels FE-Methode durch Abminderung der Scherfestigkeit*; Vortrag im Rahmen des DGGT Workshop des AK 1.6, Numerik in der Geotechnik; Bauhaus Universität Weimar, 16. / 17. Oktober 2003, URL: www.uni-weimar.de/Bauing/geotechnik/AK16/downloads/schweiger_boeschungen.pdf, 2.1.2008.
- [82] Seitz, J.; Schmidt, H.-G.: *Bohrpfähle*, 1. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn, 2000.
- [83] Simmer, K., *Grundbau, Teil 2: Baugruben und Gründungen*, 18. Auflage, Stuttgart – Leipzig: B.G. Teubner, 1999.
- [84] Simmer, K.: *Grundbau, Teil 1: Bodenmechanik und erdstatische Berechnungen*, 19. Auflage, Stuttgart: B. G. Teubner, 1994.
- [85] *Spundwandhandbuch-Berechnung*, Herausgegeben von der Hoesch Spundwand und Profil GmbH, URL: www.spundwand.de/pdf/Spundwandhandbuch_Berechnung.pdf, Stand Februar 2007.
- [86] Stocker, M.; Walz, B.: *Pfahlwände, Schlitzwände, Dichtwände*, In: Grundbau-Taschenbuch, Teil 3: Gründungen, 6. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn, 2001, S. 397-439.
- [87] Stötzer, E.; Gerressen, F.-W.; Schöpf, M.: *CSM – Cutter Soil Mixing – Ein neues Verfahren zur Herstellung unterirdischer Wände – Erste Erfahrungen ausgeführter Projekte*, In: Tiefbau, 118. Jg., 2006, Heft 6, S. 331-334.
- [88] Studienunterlagen Grundbau und Bodenmechanik, Zentrum Geotechnik, Technische Universität München, URL: www.gb.bv.tum.de, Stand 2007/2008.
- [89] *Stützbauwerke mit Steinkörben*; Informationsmaterial der J. Krismer GmbH, www.krismer.at.

- [90] Thamm, B.: *Sicherung übersteiler Böschungen mit Raumgitterwänden*, In: Die Bautechnik, 63. Jg., 1986, Heft 9, S. 294-304.
- [91] Weißenbach, A.: *Der Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen*, In: Die Bautechnik, 39. Jg., 1962, Heft 6, S. 204-211.
- [92] Wichter, L.; Meiniger, W.: *Verankerungen und Vernagelungen im Grundbau*, (1. Auflage), Berlin: Ernst & Sohn, 2000.
- [93] Ziegler, M.: *Geotechnische Nachweise nach DIN 1054, Einführung mit Beispielen*, 2. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn, 2006.
- [94] *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau - ZTVE StB 94*, Herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Köln, Ausgabe 1994/Fassung 1997

Anhang

A.1 Ergänzungen zum Berechnungsbeispiel „Freie Böschung“

Tabelle A- 1: Berechnung der treibenden Kräfte für das Verfahren nach *Krey/Bishop*

n	Verkehrslast p		Sand-Schluff (SU)		Kies (GW)		Kies (GW)		Kies-Schluff (GU)		G _{tot}
	b	G _w					gesättigt		gesättigt		
			p = 10,00 kN/m ²	γ ₁ = 20,00 kN/m ³	γ ₂ = 21,00 kN/m ³	γ _{2,r} = 21,5 kN/m ³	γ _{3,r} = 23,00 kN/m ³				
[m]	[kN/m]	A ₁	G ₁	A ₂	G ₂	A ₂	G _{2r}	A ₃	G _{3r}		
		[m ²]	[kN/m]	[m ²]	[kN/m]	[m ²]	[kN/m]	[m ²]	[kN/m]	[kN/m]	
1									0,67	15,34	15,34
2									1,92	44,16	44,16
3					0,42	8,73	0,33	7,10	3,31	76,08	91,91
4					1,29	27,03	0,95	20,43	3,41	78,50	125,96
5					2,22	46,60	1,51	32,49	3,29	75,74	154,82
6					3,21	67,37	2,01	43,26	2,95	67,74	178,36
7					3,58	75,22	2,08	44,74	2,07	47,50	167,46
8			0,41	8,20	3,33	69,89	2,03	43,69	1,31	30,13	151,90
9			1,85	37,03	4,19	88,07	3,05	65,58	0,86	19,76	210,44
10			0,46	9,26	0,72	15,02	0,58	12,41	0,02	0,51	37,19
11			1,50	30,00	2,25	47,33	1,68	36,18			113,52
12			1,50	30,00	2,17	45,53	1,22	26,29			101,82
13	1,29	12,87	2,23	44,58	3,09	64,79	0,75	16,08			138,32
14	1,01	10,10	1,75	35,09	1,78	37,45					82,64
15	0,78	7,78	1,35	26,93	0,46	9,58					44,29
16	0,92	9,22	0,84	16,80							26,02
Σ											1684,16

Tabelle A- 2: Berechnung der treibenden Kräfte für das Verfahren nach *Janbu*

n	Verkehrslast p		Sand-Schluff (SU)		Kies (GW)		Kies (GW)		Kies-Schluff (GU)		G _{tot}
	b	G _w					gesättigt		gesättigt		
			p = 10,00 kN/m ²	γ ₁ = 20,00 kN/m ³	γ ₂ = 21,00 kN/m ³	γ _{2,r} = 21,50 kN/m ³	γ _{3,r} = 23,00 kN/m ³				
[m]	[kN/m]	A ₁	G ₁	A ₂	G ₂	A ₂	G _{2r}	A ₃	G _{3r}		
		[m ²]	[kN/m]	[m ²]	[kN/m]	[m ²]	[kN/m]	[m ²]	[kN/m]	[kN/m]	
1									0,57	13,16	13,16
2									1,72	39,49	39,49
3					0,23	4,83	0,19	4,00	2,27	52,19	61,02
4					0,71	14,91	0,54	11,65	2,46	56,67	83,24
5					1,46	30,66	1,04	22,34	2,72	62,63	115,63
6					2,17	45,61	1,44	31,05	2,24	51,43	128,09
7					2,93	61,43	1,81	38,94	1,75	40,23	140,59
8					3,22	67,62	1,86	40,03	1,13	26,06	133,71
9			0,71	14,20	4,33	90,93	2,71	58,31	0,90	20,77	184,21
10			2,02	40,40	3,90	81,94	2,95	63,34	0,29	6,66	192,34
11			1,50	30,00	2,25	47,25	1,55	33,33			110,58
12			1,50	30,00	2,17	45,57	0,89	19,03			94,60
13	0,69	6,90	1,20	24,00	1,68	35,28	0,22	4,74			70,92
14	1,19	11,90	2,07	41,30	2,14	44,94					98,14
15	1,19	11,90	2,07	41,30	0,71	14,99					68,19
16	0,92	9,20	0,80	15,97							25,17
Σ											1559,05

A.2 Ergänzungen zum Berechnungsbeispiel „Geokunststoffbewehrte Stützkonstruktion“ – Berechnungsplots *GGU-Stability*

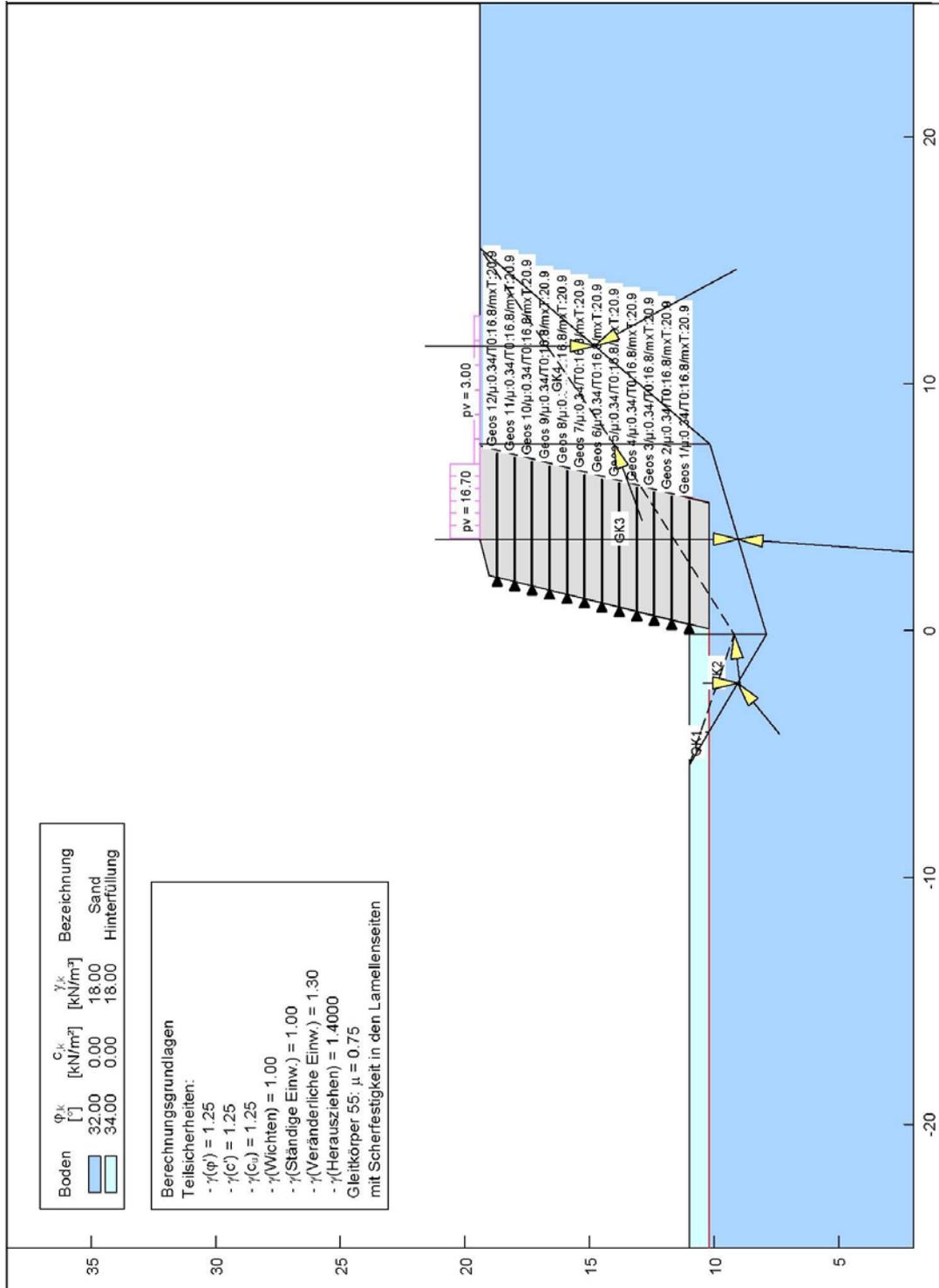


Bild A- 1: Nachweis der äußeren Standsicherheit – Geländebruchsicherheit – Blockgleitverfahren (nur maßgebender Mechanismus dargestellt)

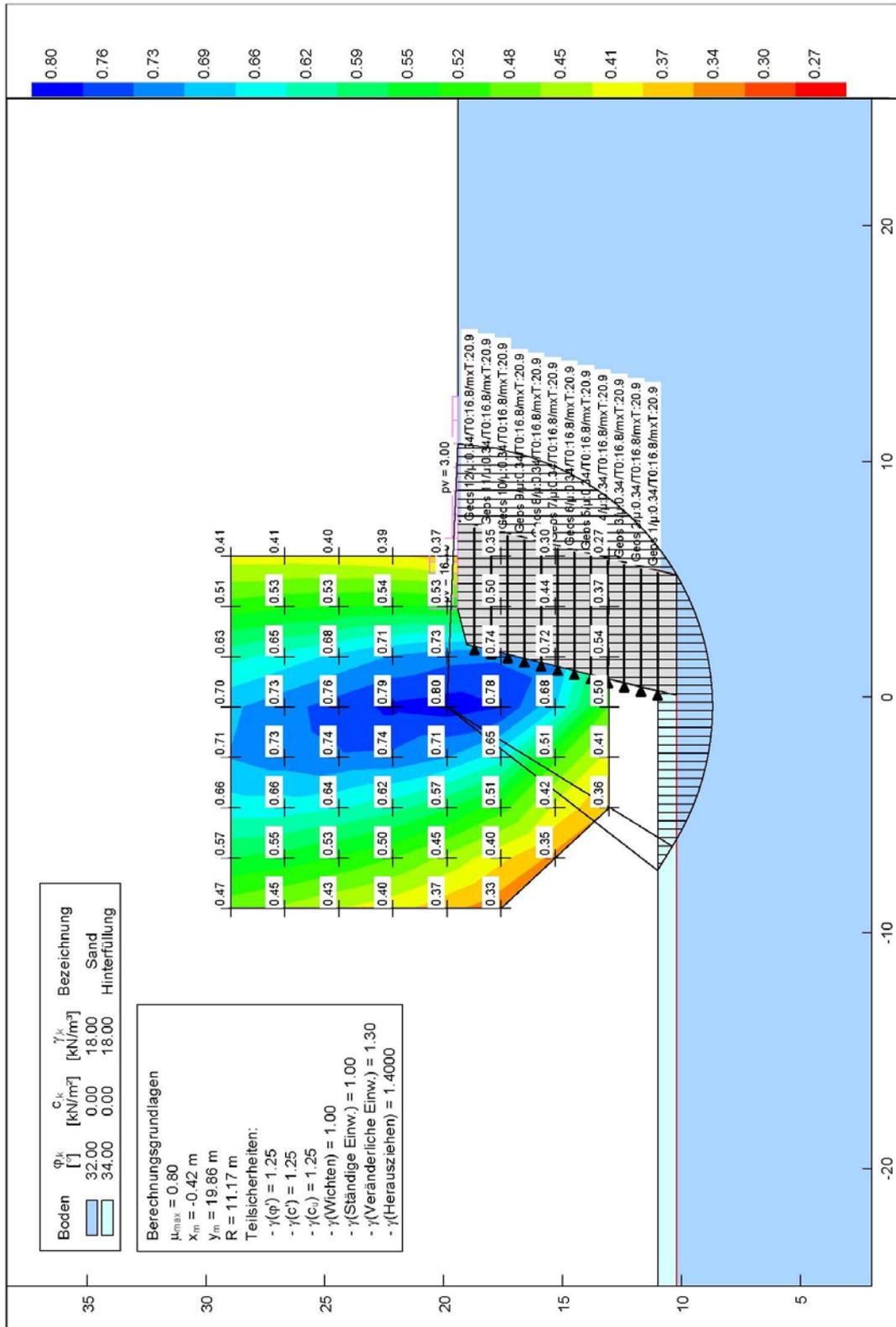


Bild A- 2: Nachweis der äußeren Standsicherheit – Geländebruchsicherheit – Verfahren nach *Krey/Bishop*

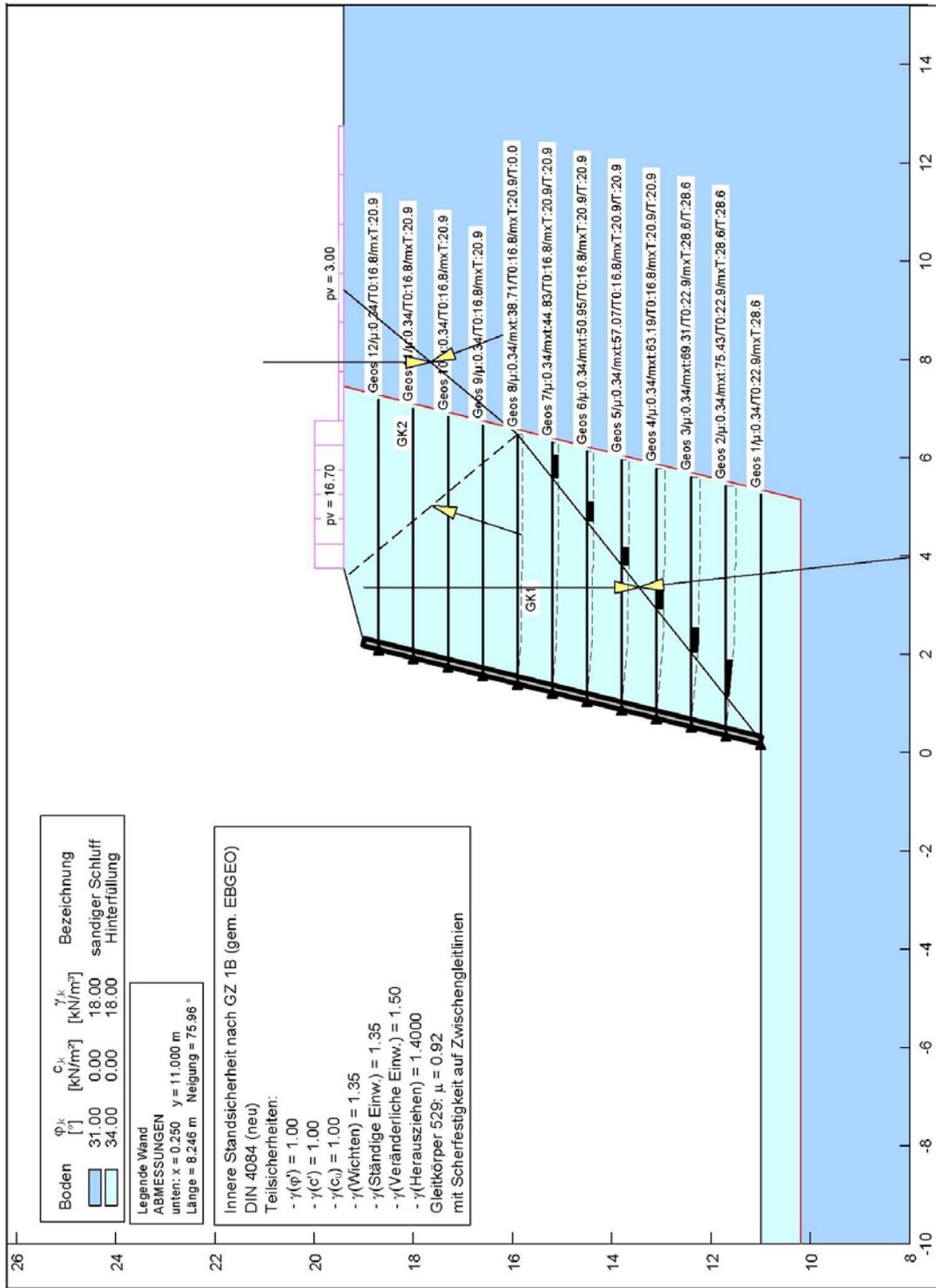


Bild A- 3: Nachweis der inneren Standsicherheit – Geländebruchsicherheit –Verfahren der zusammengesetzten Bruchmechanismen mit geraden Gleitlinien (nur maßgebender Mechanismus dargestellt)

A.3 Ergänzungen zum Berechnungsbeispiel „Bodenvernagelung“ – Berechnungsplots *GGU-Stability*

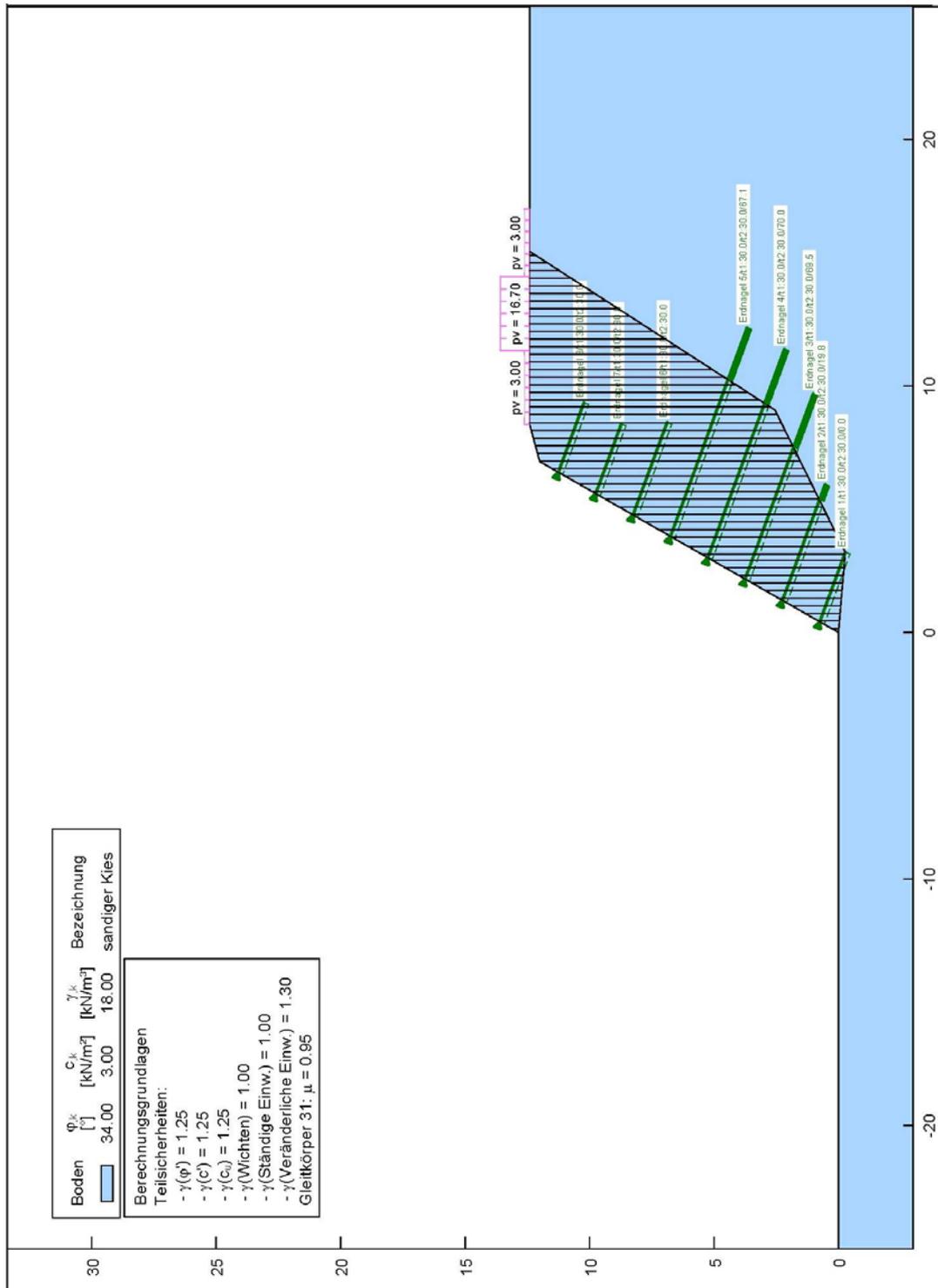


Bild A- 4: Geländebruchsicherheit –Verfahren nach *Janbu* – maßgebender Bruchmechanismus

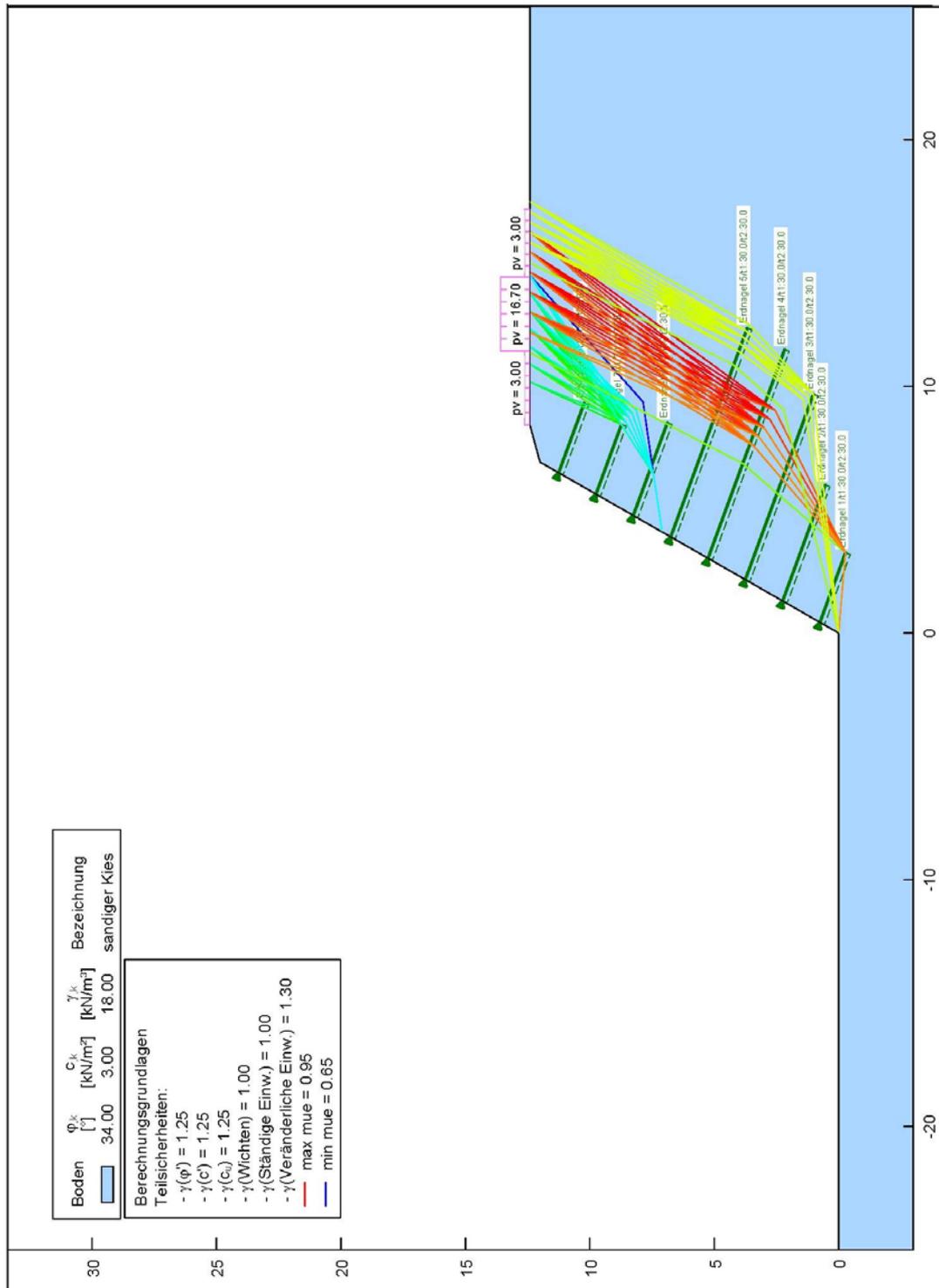


Bild A- 5: Geländebruchsicherheit – Verfahren nach Janbu – Verteilung der Sicherheiten

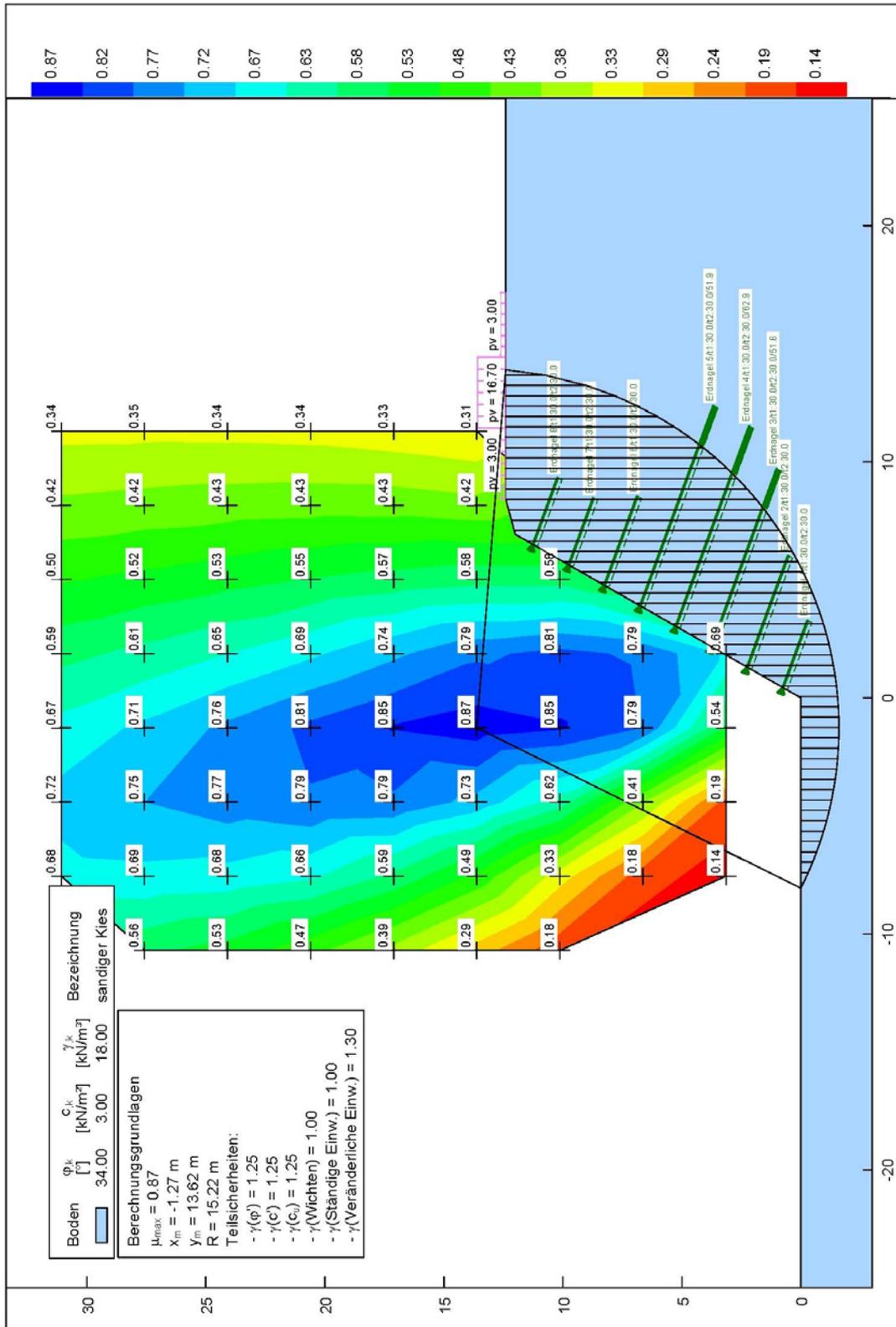


Bild A- 6: Geländebruchsicherheit –Verfahren nach Krey/Bishop

A.4 Ergänzungen zum Berechnungsbeispiel „Nagelwand“ – Berechnungsplots *GGU-Stability*

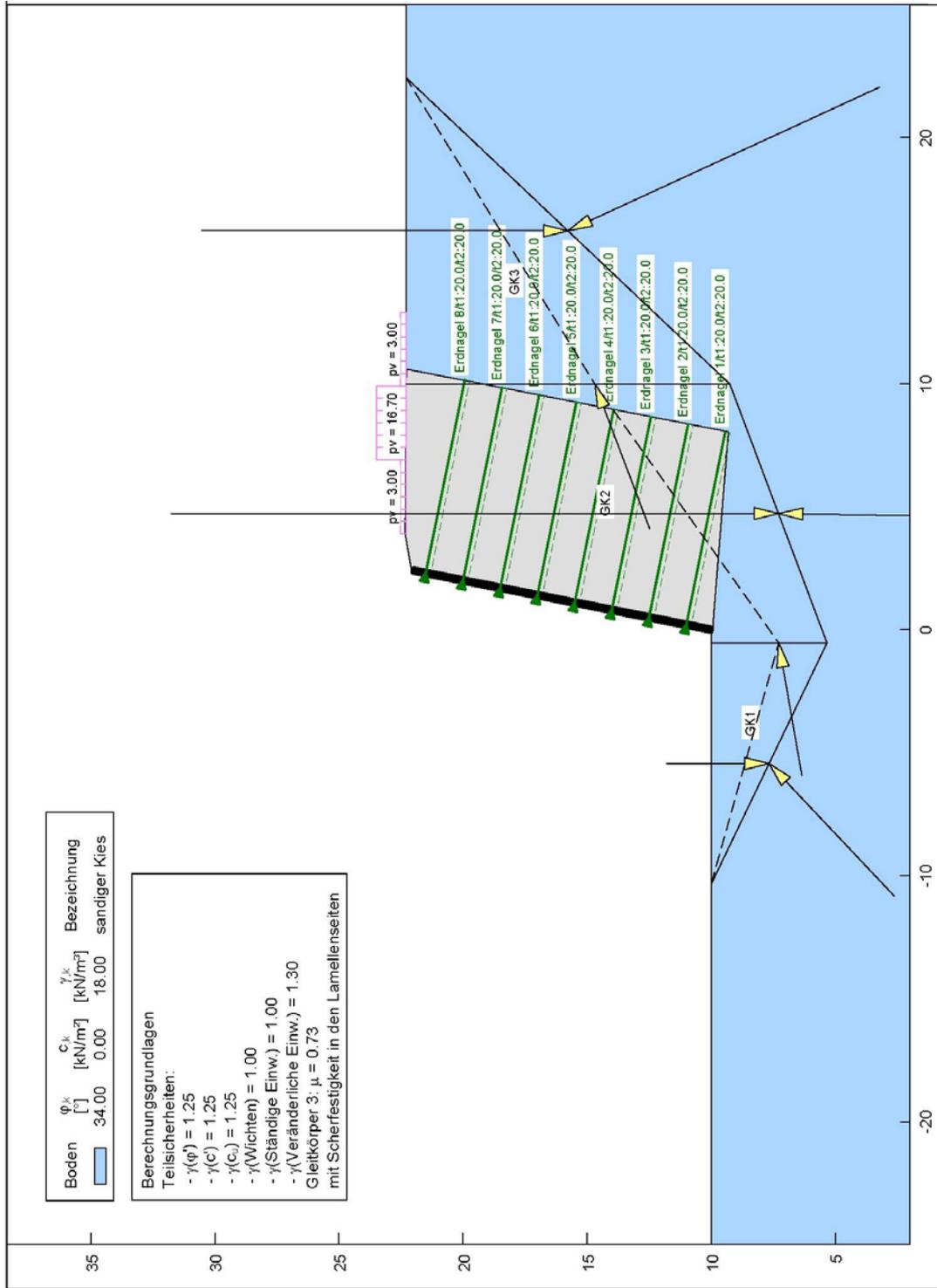


Bild A- 7: Nachweis der äußeren Standsicherheit – Geländebruchsicherheit –Blockgleitverfahren (nur maßgebender Mechanismus dargestellt)

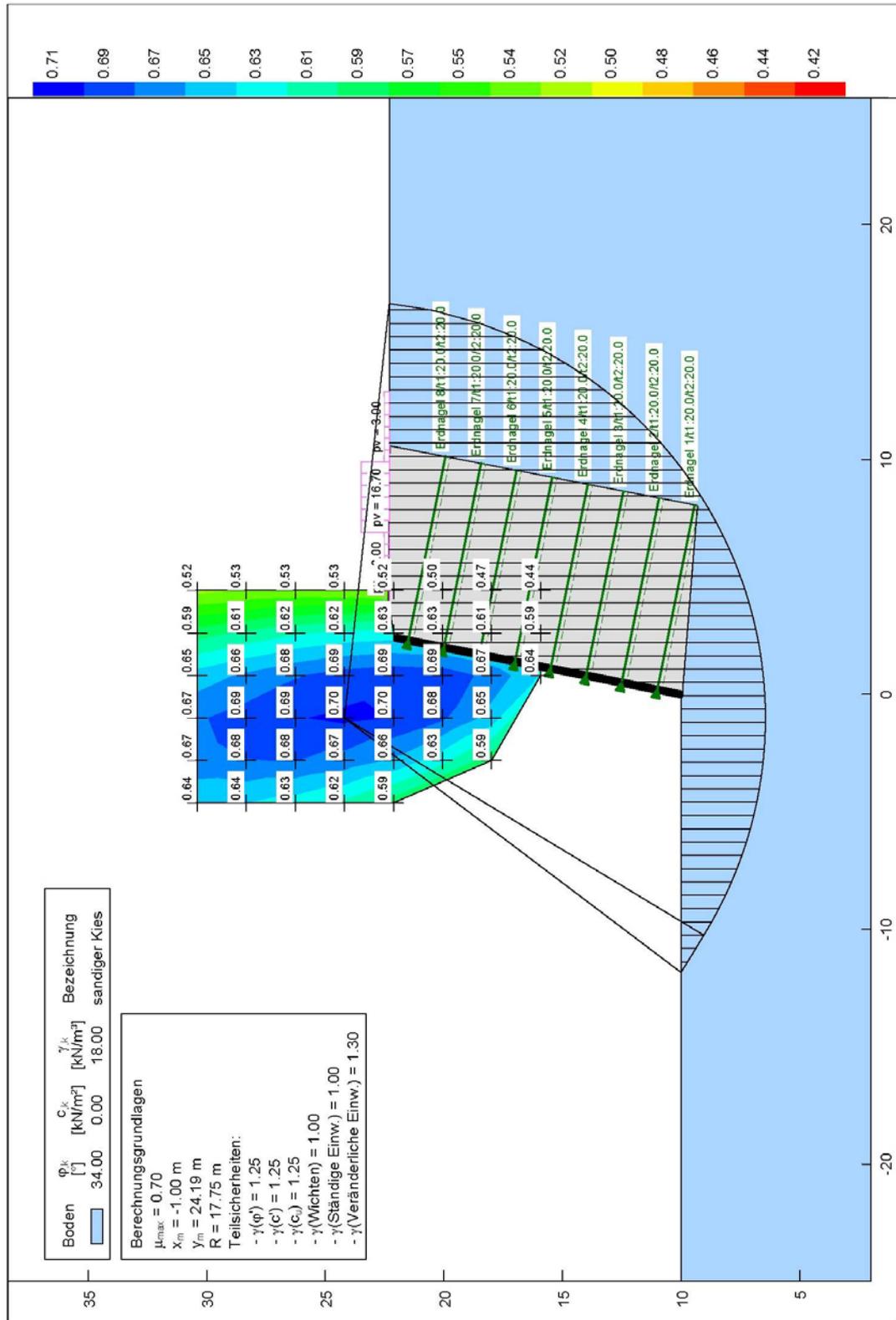


Bild A- 8: Nachweis der äußeren Standsicherheit – Geländebruchsicherheit –Verfahren nach *Krey/Bishop*

A.5 Ergänzungen zum Berechnungsbeispiel „Raumgitter-Stützkonstruktion“ – Berechnungsplots *GGU-Stability*

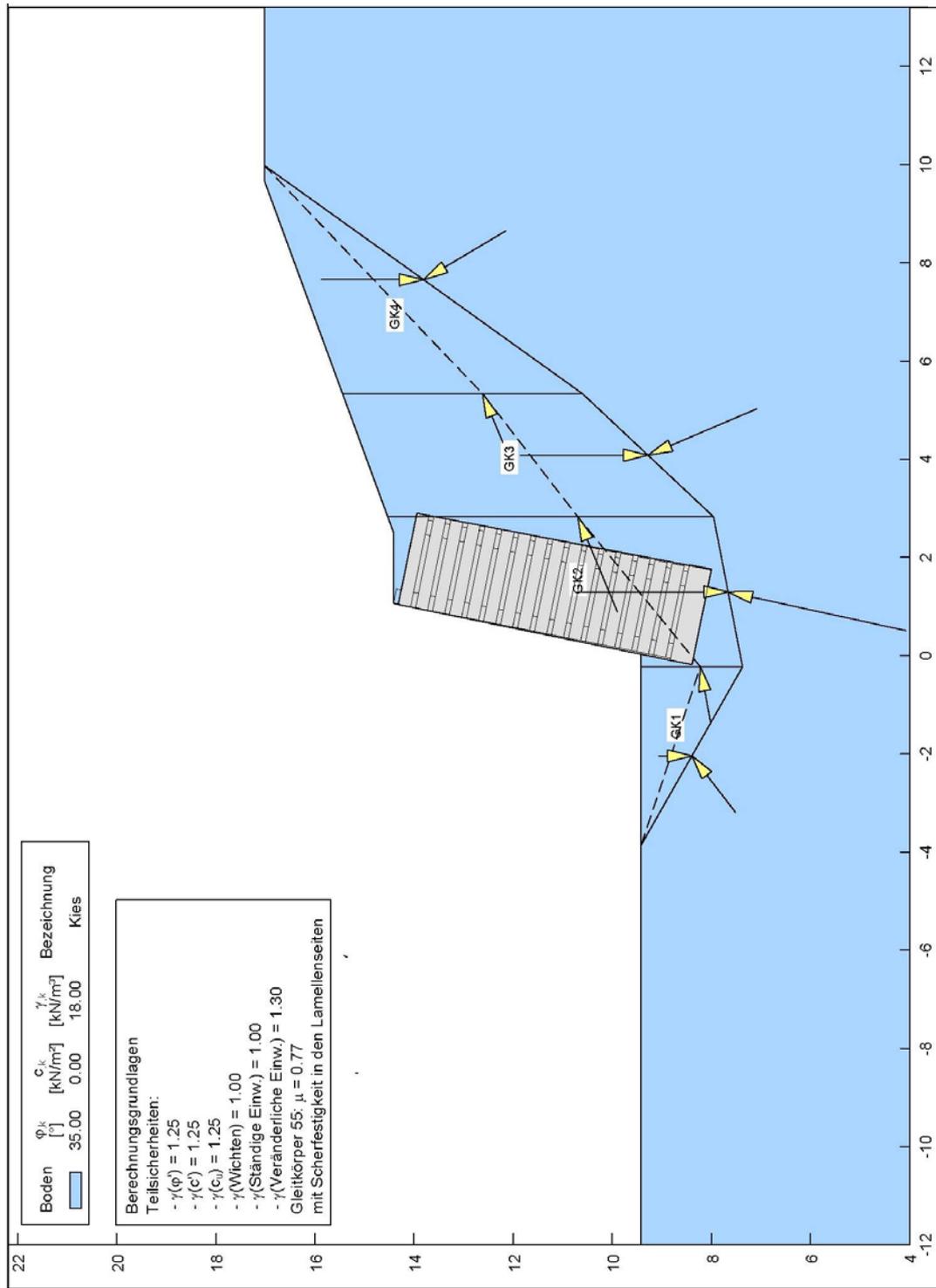


Bild A- 9: Nachweis der äußeren Standsicherheit – Geländebruchsicherheit –Blockgleitverfahren (nur maßgebender Mechanismus dargestellt)

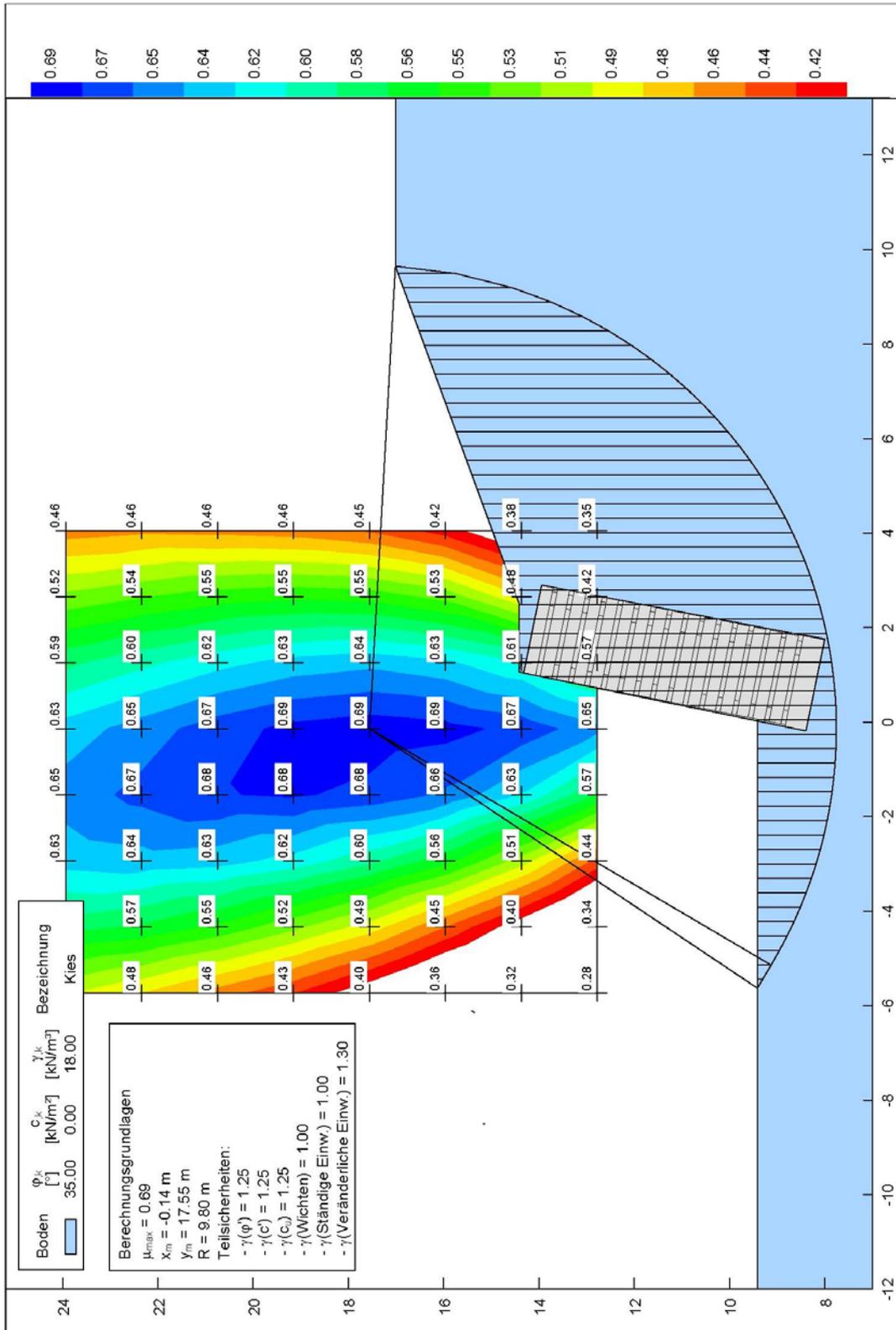


Bild A- 10: Nachweis der äußeren Standsicherheit – Geländebruchsicherheit –Verfahren nach Krey/Bishop

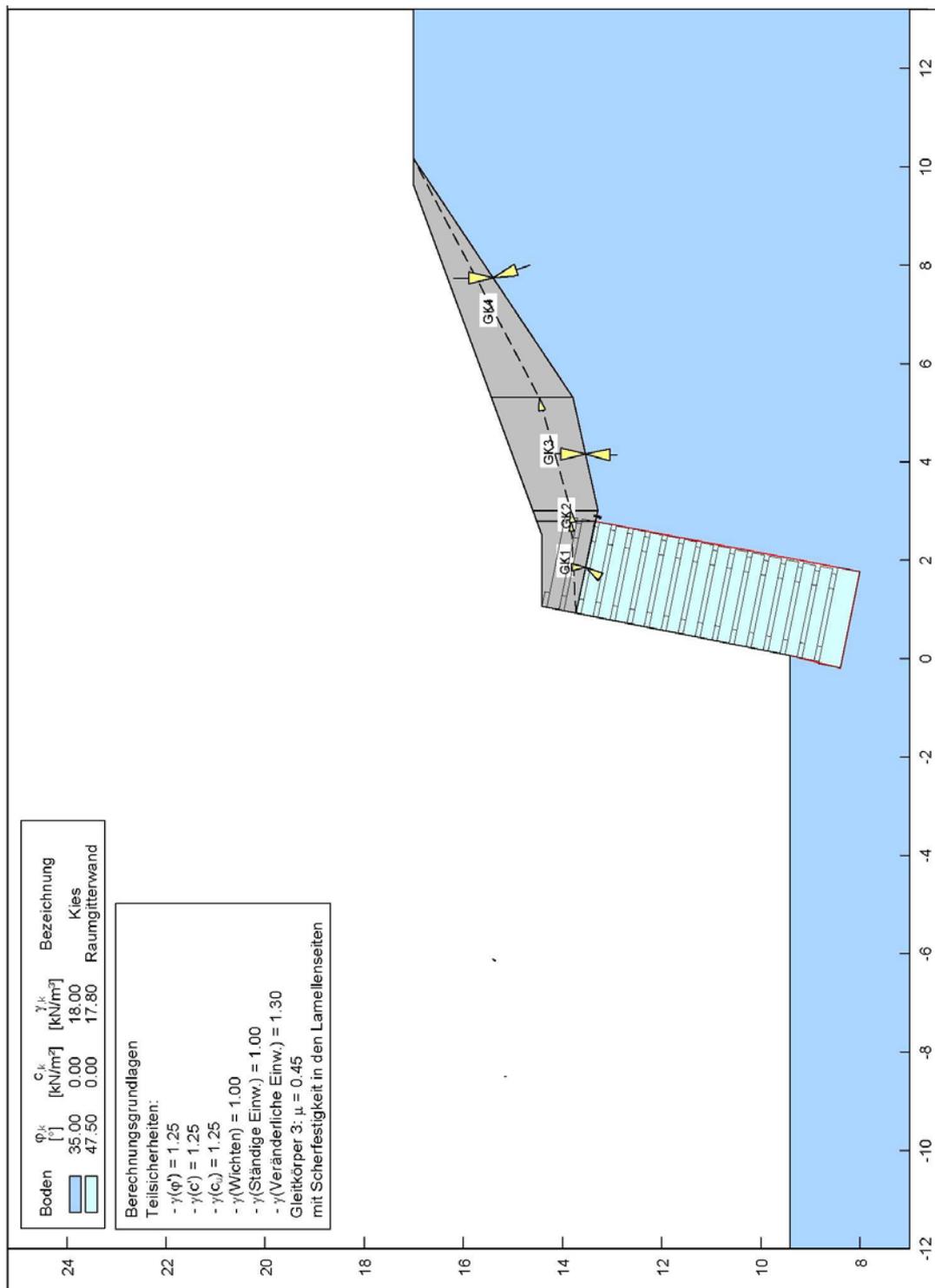


Bild A- 11: Nachweis der äußeren Standsicherheit – Geländebruchsicherheit –Blockgleitverfahren – Untersuchung von Bruchmechanismen, deren Gleitlinien durch die Konstruktion gehen – oberes Drittel der Konstruktion (nur maßgebender Mechanismus dargestellt)

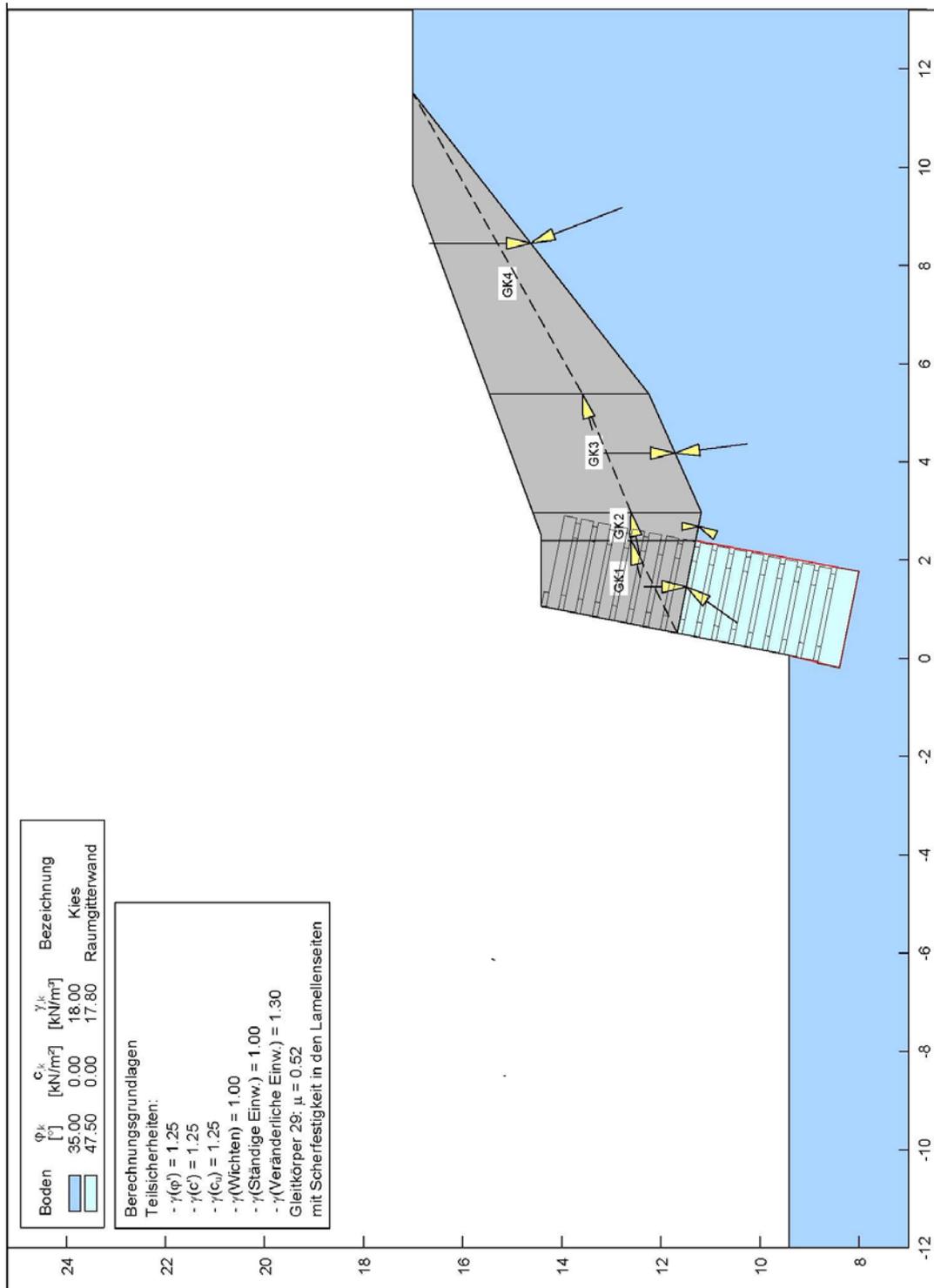


Bild A- 12: Nachweis der äußeren Standsicherheit – Geländebruchsicherheit – Blockgleitverfahren – Untersuchung von Bruchmechanismen, deren Gleitlinien durch die Konstruktion gehen – mittleres Drittel der Konstruktion (nur maßgebender Mechanismus dargestellt)

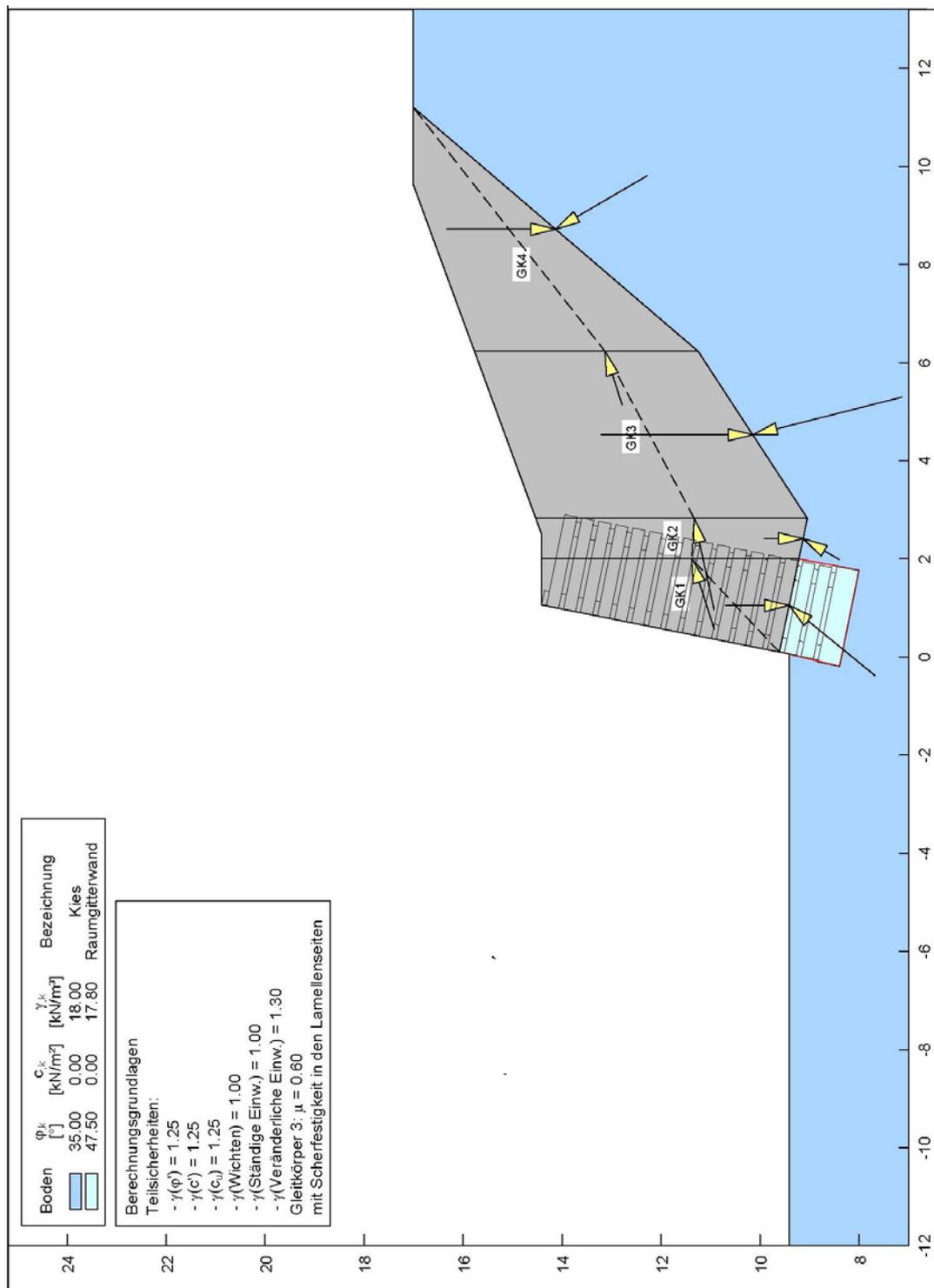


Bild A- 13: Nachweis der äußeren Standsicherheit – Geländebruchsicherheit – Blockgleitverfahren – Untersuchung von Bruchmechanismen, deren Gleitlinien durch die Konstruktion gehen – unteres Drittel der Konstruktion (nur maßgebender Mechanismus dargestellt)