



Bergische Universität Wuppertal
Fachbereich D - Bauingenieurwesen
Lehr- und Forschungsgebiet Geotechnik
Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Pulsfort
Univ.-Prof. em. Dr.-Ing. B. Walz

Diplomarbeit

**Vergleich der Standsicherheitsnachweise
der DIN 1054-1:2005 mit der
DIN EN 1997-1:2008 und ihrer NAD
anhand von zwei Beispielen**

vorgelegt von: cand.-Ing. Georg Heinz
Wuppertal

Betreuer: Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Pulsfort

Wuppertal, 15. September 2009

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

Ich versichere, dass ich die Diplomarbeit selbstständig angefertigt habe und mich dabei nicht anderer als der von mir angegebenen Quellen bedient habe

Wuppertal, den 15. September 2009

.....
cand.-Ing. Georg Heinz



Bergische Universität Wuppertal
Postfach 100127, 42001 Wuppertal

Herr
cand.-ing. Georg **Heinz**

Matr.-Nr. 221075

Datum	10.06.2009
Gesprächspartner	Prof. Pulsfort
Aktenzeichen	Pt/St
Gebäude	HA
Ebene	0
Raum	HA 15
Telefon	0202/439-4377
Fax	0202/439-4456
e-mail	pulsfort@uni-wuppertal.de

Betr.: Diplomarbeit im Diplomstudiengang D II - Studienschwerpunkt Konstruktiver Ingenieurbau
hier: Aufgabenstellung aus dem Fachgebiet Geotechnik

Aufgabenstellung

Die Normung als Grundlage für geotechnische Standsicherheitsnachweise ist auf nationaler Ebene bereits im Jahre 2005 grundlegend geändert worden, indem für Deutschland DIN 1054 (Ausgabe 01/2005) mit dem Teilsicherheitskonzept eingeführt wurde. Mit Beginn des Jahres 2010 steht eine abermalige Änderung des Normenwerkes ins Haus, da dann der Eurocode EC 7 in Deutschland als DIN EN 1997-1 bauaufsichtlich eingeführt werden wird. Ergänzend ist dazu ein nationaler Anhang DIN EN 1997-1/NA sowie eine nationale Vornorm DIN 1054-101 vorgesehen, die mit Stand Februar 2009 als letzter Entwurf der Fachwelt zur abschließenden Diskussion vorgelegt wurden.

Im Rahmen der vorliegenden Diplomarbeit soll anhand von 2 Beispielen der Nachweis der Standsicherheit für Grundbauwerke nach den erwähnten – derzeit im Entwurf vorliegenden – deutschen Vorschriften zum EC 7 und nach DIN 1054 (01/2005) im unmittelbaren Vergleich dargestellt werden, wobei zusätzlich als Referenz ein Nachweis nach dem Globalsicherheitskonzept der DIN 1054 (Ausgabe 1978) herangezogen werden soll.

Im Einzelnen werden folgende Arbeitsschritte verlangt:

1. Darstellung der zum Nachweis der äußeren Standsicherheit maßgebenden Sicherheitsdefinitionen nach EC 7 und DIN 1054 im unmittelbaren Vergleich
2. Nachweis der äußeren Standsicherheit einer flach gegründeten Ortbeton-Winkelstützmauer (4,0 m freie Höhe des Geländesprungs) bezüglich Gleiten, Kippen, Grundbruch und Geländebruch, einschl. Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen für die Stahlbeton-Konstruktion
3. Bemessung der Stahlbetonquerschnitte der Winkelstützmauer nach DIN 1045 mit den unter 2. ermittelten Bemessungsschnittgrößen und Darstellung der erforderlichen Abmessungen für die verschiedenen Vorschriften im Vergleich mit Massenvergleich

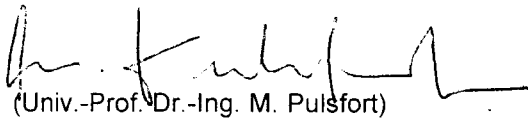
4. Nachweis der äußeren und inneren Standsicherheit einer mit Spritzbeton und Vernagelung gesicherten Baugrubenböschung (Wandhöhe 5,0 m, Neigung 80° gegen die Horizontale, dabei sinngemäße Berücksichtigung der Empfehlungen des Arbeitsausschusses Baugruben EAB (Ausgabe 2006)
5. Bemessung der Spritzbetonschale nach DIN 1045-1 mit den unter 4. ermittelten Bemessungsschnittgrößen bezüglich Biegung und Durchstanzen und Nachweis der Nägel, Darstellung der erforderlichen Abmessungen für die verschiedenen Vorschriften im Vergleich mit Massenvergleich
6. Verformungsprognosen für beide Beispiele anhand einer ebenen Finite-Element-Modellierung mit dem Programmsystem PLAXIS
7. Vergleichende Zusammenstellung der Ergebnisse und zusammenfassende Bewertung, Darstellung der Berechnungsergebnisse in aussagefähigen Konstruktionsplänen.

Zur Bearbeitung sind folgende Bodenkennwerte i.S. von charakteristischen Werten zugrunde zu legen:

- Gewachsener Boden unterhalb Winkelstützmauer bzw. im Bereich der Vernagelung:	Reibungswinkel	32,5°
	Kohäsion	3 kN/m ²
	Wichte	20 kN/m ³
	Steifemodul	35 MN/m ²
- Anschüttung hinter der Winkelstützmauer :	Reibungswinkel	30 °
	Kohäsion	0 kN/m ²
	Wichte	19 kN/m ³
	Steifemodul	20 MN/m ² .

Darüber hinaus erforderliche Informationen und Rechenwerte sind plausibel zu schätzen bzw. mit dem Unterzeichner abzustimmen.

Im Zuge der Bearbeitung werden laufende Rücksprachen mit dem Unterzeichner empfohlen, im Rhythmus von jeweils 4 Wochen sind mündlich Rücksprachen obligatorisch.



(Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Pulsfort)

Inhaltsverzeichnis

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG	i
Aufgabenstellung	ii
Inhaltsverzeichnis	iv
Verzeichnis der Abbildungen	vi
Verzeichnis der Tabellen	vii
0 Einleitung	8
1 Einführender Vergleich der DIN 1054:2005 mit dem Eurocode 7	9
1.1 Entwicklung der DIN 1054 und des EC 7	9
1.1.1 DIN 1054.....	9
1.1.2 Eurocode 7-1 – „Entwurf Berechnung und Bemessung in der Geotechnik“	10
1.1.3 Zusammenführung von europäischen und deutschen Normen.....	11
1.1.4 Das neue Normenwerk	14
1.2 Vergleich der Sicherheitskonzepte	17
1.2.1 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054:2005	17
1.2.1.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit	17
1.2.1.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	19
1.2.1.3 Einwirkungen, Beanspruchungen und Einwirkungskombinationen	19
1.2.1.4 Widerstände und Sicherheitsklassen	21
1.2.1.5 Lastfälle.....	22
1.2.2 Teilsicherheitskonzept nach EC 7	22
1.2.2.1 Charakteristische Werte und Bemessungswerte.....	22
1.2.2.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit ULS.....	23
1.2.2.3 Einwirkungen, Widerstände und Bemessungssituationen.....	27
2 Nachweis der Standsicherheiten	29
2.1 1. Beispiel: Flach gegründete Winkelstützmauer	29
2.1.1 Berechnungssystem	29
2.1.2 Erddruckermittlung.....	31
2.1.3 Nachweis der Tragfähigkeit	33
2.1.3.1 Nachweis der Gleitsicherheit	34
2.1.3.2 Nachweis der Kippsicherheit	35
2.1.3.3 Nachweis der Grundbruchsicherheit	36
2.1.3.4 Nachweis der Böschungsbruchsicherheit.....	38
2.2 2. Beispiel: Spritzbeton vernagelte Baugrubensicherung	40
2.2.1 Berechnungssystem	40
2.2.2 Erddruckermittlung.....	42
2.2.3 Nachweis der Tragfähigkeit	42
2.2.3.1 Nachweis der Gleitsicherheit	43
2.2.3.2 Nachweis der Kippsicherheit	44
2.2.3.3 Nachweis der Grundbruchsicherheit	45
2.2.3.4 Nachweis der Böschungsbruchsicherheit.....	45
2.2.3.5 Nachweis der inneren Standsicherheit	47
3 Bemessung der Stützbauwerke	49

3.1	1. Beispiel: Flach gegründete Winkelstützmauer	49
3.1.1	Berechnung des Erddrucks auf die Rückwand	49
3.1.2	Bestimmung der Schnittgrößen	51
3.1.3	Berechnung der Massivbaukonstruktion	52
3.2	2. Beispiel: Spritzbeton vernagelte Baugrubensicherung	56
3.2.1	Berechnung des Erddruckes auf die Rückwand	56
3.2.2	Bestimmung der Schnittgrößen	57
3.2.3	Berechnung der Massivbaukonstruktion	58
4	Verformungsprognose mit PLAXIS.....	63
4.1	1. Beispiel: Flach gegründete Winkelstützmauer	63
4.1.1	Modelgenerierung.....	63
4.1.2	Ergebnis.....	64
4.2	2. Beispiel: Spritzbeton vernagelte Baugrubensicherung	66
4.2.1	Modelgenerierung.....	66
4.2.2	Ergebnis.....	68
5	Schlussbemerkung	70
Anhang A	71
	Berechnungen zum 1. Beispiel	71
	Berechnungen der Kippnachweise.....	71
	Grundbruchberechnungen.....	72
	Berechnung nach DIN 1054:2005 und DIN 4017	72
	Berechnung nach EC 7 und DIN 4017	73
	Berechnung nach DIN 1054:1976 und DIN 4017	74
	Böschungsbruchberechnung mit „FIDES-Gleitkreis“	75
	Berechnung nach DIN 1054:2005 und EC7	75
	Berechnung nach DIN 1054:1976.....	79
	Berechnungen zum 2. Beispiel	82
	Berechnungen der Kippnachweise.....	82
	Grundbruchberechnungen.....	83
	Berechnung nach DIN 1054:2005 und DIN 4017	83
	Berechnung nach EC 7 und DIN 4017	84
	Berechnung nach DIN 1054:1976 und DIN 4017	85
	Böschungsbruchberechnung mit „FIDES-Gleitkreis“	86
	Berechnung nach DIN 1054:2005 und EC7	86
	Berechnung nach DIN 1054:1976.....	89
	Nachweis der inneren Standsicherheit.....	92
Anhang B.....	93
	Verformung der Winkelstützmauer	94
	-10% Steifemodul	94
	-10% Reibungswinkel.....	94
	Verformung der Bodenvernagelung	95
	-10% Steifemodul	95
	-10% Reibungswinkel.....	95
Literaturverzeichnis:	96

Verzeichnis der Abbildungen

Abbildung 1: Zusammenführung der Normen	14
Abbildung 2: Künftiges Normensystem zur geotechnischen Bemessung.....	15
Abbildung 3: der Zusammenführung von EC-7 und DIN 1054.....	15
Abbildung 4: Künftige Hierarchie europäischer und deutscher Normen.....	16
Abbildung 5: Schnitt durch die Winkelstützmauer	30
Abbildung 6: Wirkende Erddruckkräfte und -widerstände	33
Abbildung 7: Kräfte und Hebelarme für die Berechnung der Momente.....	35
Abbildung 8: Grundbruch unter ausmittig belastetem Fundament	37
Abbildung 9: Böschungsbruch der Winkelstützwand nach DIN 1054:2005 und EC 7	39
Abbildung 10: Böschungsbruch der Winkelstützwand nach DIN 1054:1976	39
Abbildung 11: Regelprofil eines vernagelten Geländesprunges	41
Abbildung 12: Erddruckspannung auf Ersatzrückwand der Bodenvernagelung.....	42
Abbildung 13: Kräfte und Hebelarme für die Berechnung der Momente.....	44
Abbildung 14: Böschungsbruch der Bodenvernagelung nach DIN 1054:2005 und EC 7	46
Abbildung 15: Böschungsbruch der Bodenvernagelung nach DIN 1054:1976	47
Abbildung 16: Kräfte am vernagelten Bodenkörper	47
Abbildung 17: Ansatz des Verdichtungserddruckes	50
Abbildung 18: Darstellung der maßgebenden Kräfte im statischen System.....	51
Abbildung 19: Schnittkräfteverlauf der Winkelstützmauer	52
Abbildung 20: Stabwerksmodell des Rahmenknotens	53
Abbildung 21: Bewehrungsskizze der Winkelstützmauer im Querschnitt.....	56
Abbildung 22: Darstellung der Erddruckspannung auf die Rückwand der Bodenvernagelung.....	57
Abbildung 23: Darstellung der maßgebenden Kräfte im statischen System.....	57
Abbildung 24: Schnittkräfteverlauf der Bodenvernagelung	58
Abbildung 25: Bewehrungsskizze der Spritzbetonschale	61
Abbildung 26: Systemskizze eines Kurzzeitbodennagels	61
Abbildung 27: Horizontalverschiebung u_x der Winkelstützmauer.....	65
Abbildung 28: Wandverschiebung der WSW im Endzustand bei unterschiedlichen Parametern	66
Abbildung 29: Systemskizze der Ausbauphasen.....	68
Abbildung 30: Horizontalverschiebung u_x der Bodenvernagelung.....	68
Abbildung 31: Wandverschiebung der VN im Endzustand bei unterschiedlichen Parametern	69

Verzeichnis der Tabellen

Tabelle 1: Vergleich der Grenzzustände DIN 1054 und EC 7	23
Tabelle 2: Bodenkennwerte.....	29
Tabelle 3: Eigengewichte und Verkehrslasten der Winkelstützmauer.....	31
Tabelle 4: Teilsicherheitsbeiwerte der DIN 1054:2005 und des EC 7 im Vergleich.....	38
Tabelle 5: Eigengewichte und Verkehrslasten der Bodenvernagelung.....	41
Tabelle 6: Schnittgrößen für die Winkelstützwand.....	52
Tabelle 7: Betonklassen und –deckung der Winkelstützmauer.....	53
Tabelle 8: Schnittkräfte für die Bodenvernagelung	58
Tabelle 9: Betonklassen und –deckung der Spritzbetonschale.....	59
Tabelle 10: Bemessungsschnittkräfte.....	59

0 Einleitung

Aufgrund der Änderungen und Neuerungen in den Normen, die für die Mitgliedstaaten der EU eine einheitliche Dachnorm für die gesamte Bauindustrie vorsieht, wird zum Jahr 2010 die deutsche DIN 1054:2005 zurückgezogen. An ihre Stelle tritt die DIN EN 1997-1:2008 mit ihren Nationalen Anwendungsdokumenten.

In dieser Arbeit sollen diese Bemessungsnormen für die Geotechnik miteinander verglichen werden, um eventuelle Unterschiede bzw. Änderungen in der Nachweisführung zu erproben und die daraus resultierenden Bemessungsunterschiede herauszustellen.

Es soll zuerst eine Einführung in die Geschichte und Entwicklung der deutschen Grundbaunorm geben. Anschließend wird die Nachweisführung der DIN 1054:2005 und der DIN EN 1997-1:2008 aufgeführt.

Im zweiten Abschnitt werden die Unterschiede und Gemeinsamkeiten anhand von zwei Beispielen erörtert. Zum Vergleich, mit dem über lange Jahre bewährten globalen Sicherheitskonzept werden jeweiligen Nachweise auch nach der seit 2007 zurückgezogenen DIN 1054:1976 geführt.

Im dritten Abschnitt wird die Massivbaubemessung der beiden Stützkonstruktionen nach der DIN 1045-1:2008 gezeigt.

Im vierten Abschnitt soll mit dem 2D-FE-Programm *PLAXIS* eine Abschätzung der Verformungen gemacht werden.

Negative Auswirkungen sind nicht zu erwarten, anzunehmen ist, dass es sich vielmehr um eine Umstrukturierung, denn um eine Neudefinition des gültigen Sicherheitsniveaus handelt.

1 Einführender Vergleich der DIN 1054:2005 mit dem Eurocode 7

In diesem einführenden Kapitel soll einerseits die teils parallele Entwicklung der DIN 1054 und des Eurocodes 7 dargestellt werden, andererseits sollen konkrete Unterschiede herausgearbeitet werden. Zu diesem Zweck ist der Aufbau nach einem kurzen Abschnitt, in dem die Entwicklung der Normen umrissen wird, zweigeteilt gestaltet, um beide Normen zunächst getrennt voneinander zu betrachten, und so eventuelle Unterschiede besser beurteilen zu können.

1.1 Entwicklung der DIN 1054 und des EC 7

Dieser Abschnitt, soll einen kurzen Überblick über die Entwicklung der beiden Normen, beginnend mit dem Globalsicherheitskonzept der DIN 1054:1976 bis zum heutigen EC 7, der DIN EN 1997-1 mit ihrem Nationalen Anwendungsdokument (NAD), geben.

1.1.1 DIN 1054

Die Geschichte der DIN 1054 beginnt bereits mit der 1934 erschienenen ersten normativen Festlegung des Grundbaus, dem Normblatt DIN 1054, in dem auf einigen Seiten die zulässige Belastung des Baugrundes für verschiedene Bodenarten angegeben wurde. Etwas umfassender war die erste Überarbeitung aus dem Jahre 1947, die auch Pfahlgründungen einschloss. Im Hinblick auf die Sicherheitsnachweise im geotechnischen Ingenieurwesen ist die 1976 erschienene DIN 1054 aufzuführen, die unter dem Titel „Zulässige Belastung des Baugrundes“ die Themen Baugrund, Lasten, Baugrundverhalten und Flächengründungen behandelt.

Der Fassung von 1976 liegt das sogenannte globale Sicherheitskonzept zu Grunde. Aus der Festigkeitslehre hat sich zunächst das Prinzip der zulässigen Spannungen entwickelt. Dabei werden zulässige Spannungen für den Baustoff festgelegt und es muss gezeigt werden, dass die vorhandenen Spannungen kleiner sind, als die für den Baustoff zulässigen Spannungen.

Die vorhandenen Spannungen werden anhand der Lastannahmen gemäß DIN 1055 und den realen Querschnittsabmessungen eines Bauwerks ermittelt. Dabei sind die Lastgrößen unabhängig von der Eintrittswahrscheinlichkeit, d.h. ob die spezielle Lastgröße ständig wirkt, unregelmäßig wirkt oder nur unplanmäßig auftritt, nur in Bezug auf die Lastgröße auf der sicheren Seite liegend in DIN 1055 festgelegt. Die erforderliche Sicherheit in Abhängigkeit von der Wahrscheinlichkeit des Eintretens wird über Lastfälle bemessen, für die unterschiedliche Spannungen im Baustoff zugelassen werden. Bei geotechnischen Nachweisen hat sich der Quotient haltender zu treibenden Kräften eines wahrscheinlichen Versagensmechanismus als Sicherheitsfaktor η durchgesetzt.

Die im mechanischen Modell wirkenden haltenden Kräfte werden dabei in ihrem Anteil am Gesamtwiderstand nicht gewichtet, sondern ihre Summe mit einer ‚globalen‘ Sicherheit abgemindert. Ein Nachteil besteht somit darin, dass das Globalsicherheitskonzept nicht die unterschiedliche Sicherheit der einzelnen Anteile der haltenden Kräfte berücksichtigt. Außerdem gibt es für unterschiedliche Nachweise unterschiedliche, empirisch bzw. willkürlich festgelegte Sicherheitsfaktoren. Als Folge der Gleichbewertung aller Belastungen und Widerstände gibt die berechnete Sicherheit keinen wirklichen Aufschluss über die Versagenswahrscheinlichkeit. Einflüsse des Berechnungsmodells, der Datengrundlagen und Imperfektionen der Bauausführung müssen integral in der globalen Sicherheit berücksichtigt sein.¹

Das Teilsicherheitskonzept, das in der DIN 1054-2005 vertreten wird, geht von charakteristischen Werten (Index k) für Einwirkungen (E_k) und Widerstände (R_k) aus, die als vorsichtige Mittelwerte aus statistischen Untersuchungen abgeleitet werden. Diese werden einzeln und nach Lastfall getrennt mit Teilsicherheitsbeiwerten (γ) abgemindert bzw. erhöht, je nachdem ob die Einwirkung bzw. die Widerstände günstig oder ungünstig wirken. Die abgeminderten bzw. erhöhten charakteristischen Werte werden als Bemessungswerte (Index d) bezeichnet.

Die Summe der Einwirkungen und Widerstände muss wiederum in den Gleichgewichtsbedingungen die Grenzzustandsbedingung erfüllen. Mit dieser Vorgehensweise lässt sich die Streuung der einzelnen Einflüsse gezielt erfassen, wobei der einzelne Teilsicherheitsbeiwert neben der Streuung des Parameters alle weiteren Unsicherheiten aus dem geringen Umfang einer Stichprobe und der Auswirkung im evtl. vereinfachten Berechnungsmodell abdecken muss.

Mit dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte wird das Ziel, die Versagenswahrscheinlichkeit eines Bauwerkes explizit anzugeben, nicht erreicht, da die Teilsicherheiten und Kombinationsbeiwerte nicht strengen wahrscheinlichkeitstheoretischen Überlegungen, sondern pragmatischen Festlegungen der Fachgremien und Eichung am bestehenden Sicherheitsniveau entstammen. Es stellt jedoch eine maßgebliche Verbesserung gegenüber dem Globalsicherheitskonzept dar, da die haltenden und treibenden Einflussfaktoren einzeln gewichtet werden können.²

1.1.2 Eurocode 7-1 – „Entwurf Berechnung und Bemessung in der Geotechnik“

Die DIN EN 1997-1 (Eurocode 7) „Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik“, – Teil 1: Allgemeine Regeln - liegt seit Juli 2002 als Entwurf einer deutschen Norm vor, nachdem bereits 1996 eine erste deutsche Fassung als Vornorm erschienen ist.

Da der EC 7-1 die für alle Mitglieder der EU geltenden allgemeinen Grundsätze beschreibt, sollten die länderspezifischen Besonderheiten in einem sogenannten Nationalen Anwendungsdokument (NAD) hinterlegt werden. Hierzu wurden zunächst viele der bestehenden Fachnormen und Regelwerke mit

¹ vgl. [44], S. 56ff und [38], S.12ff

² vgl. [44], S. 56ff und [38], S.12ff.

dem Zusatz -100 den Europäischen Rahmennormen angepasst (z. B. DIN 4084-100, EAB-100). In diesem Zusammenhang ist 1996 auch die DIN 1054-100 erschienen, die ursprünglich als NAD des EC 7 gedacht war. In der Endphase der Bearbeitung beider Normen war in einigen Punkten kein Übereinkommen zu finden, ohne das bestehende Sicherheitsniveau der deutschen Norm auf Basis des Globalsicherheitskonzeptes aufzugeben. Die Geotechnik ist, wie die übrigen Disziplinen des Bauingenieurwesens, in den EC 1 und EC 2 eingebunden. Eine konsistente Bemessung ist somit nur mit den Regelwerken möglich, die auf dem Teilsicherheitskonzept aufbauen. Die Kombination aus EC 7 und dem NAD aus DIN 1054 regeln künftig die Bemessung und die Sicherheitsnachweise.³

Die Zusammenführung von deutscher DIN 1054 und europäischer DIN EN 1997-1 wird im folgenden Abschnitt genauer behandelt.

1.1.3 Zusammenführung von europäischen und deutschen Normen

Ausgangspunkt war der Auftrag des Europäischen Normeninstitutes CEN⁴, die Vorschriften innerhalb der Europäischen Gemeinschaft zu harmonisieren. Dieser Auftrag leitet sich aus einem Beschluss der EG von 1975 ab. Die Vereinheitlichung der Baunormen war vor dem Hintergrund, den freien Verkehr von Waren- und Dienstleistungen innerhalb der EU zu vereinfachen, ein wesentliches Ziel, das 1988 in der „Richtlinie des Europäischen Rates zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedsstaaten über Bauprodukte“, kurz „Bauproduktenrichtlinie“, formuliert und 1992 mit dem „Bauproduktengesetz“ in Deutschland umgesetzt wurde. Unter der Leitung des Technischen Komitees CEN/TC 250 „Bautechnische Eurocodes“ sollte mit den Eurocodes E0 bis E9 für das gesamte Bauingenieurwesen Rahmennormen mit einem einheitlichen Sicherheitskonzept geschaffen werden. Die Grundsätze sollten in E0 festgelegt werden, die Eurocodes E1 bis E9 sollten die fachspezifischen Normen behandeln, die wiederum teils aus mehreren Teilen bestehen können. Das Eurocode-Programm des konstruktiven Ingenieurbaus umfasst derzeit die unten aufgeführten Normen bei unterschiedlichem Stand der Bearbeitung.

Die Entwicklung harmonisierter europäischer Baunormen wurde von der Kommission der Europäischen Gemeinschaften (KEG) an Expertengruppen übertragen. Die geplanten neuen Normenwerke wurden als „Eurocodes“ bezeichnet und wie folgt gegliedert:

- Eurocode 1 Grundlagen des Entwurfs, der Berechnung und der Bemessung sowie Einwirkungen auf Tragwerke
- Eurocode 2 Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
- Eurocode 3 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Tragwerken aus Stahl
- Eurocode 4 Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton
- Eurocode 5 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken
- Eurocode 6 Bemessung von Mauerwerksbauten
- Eurocode 7 Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik

³ vgl. [43]

⁴ Europäisches Komitee für Normung

- Eurocode 8 Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben
- Eurocode 9 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Aluminiumkonstruktionen

Die Eurocodes sollten einen einheitlichen europäischen Rahmen gleichartiger Konstruktions- und Bemessungskonzepte bilden, wobei konkrete Detailregelungen und Bemessungswerte durch NAD landesspezifisch zu regeln waren.

1990 wurde die Erarbeitung des europäischen Normenwerkes der europäischen Dachorganisation der nationalen Normungsinstitute, dem CEN, übergeben. In diesem Zusammenhang bestand ein Stillhalteabkommen, dass keine weitere nationale Normenentwicklung erfolgte.

In Deutschland wurde parallel zur europäischen Normungsarbeit mit der Überarbeitung der DIN 1054 im Sinne eines NAD begonnen. Mit der ersten Veröffentlichung des EC7 - Teil 1 im Jahr 1990 erfolgte parallel die Veröffentlichung einer überarbeiteten DIN 1054 im Baudruck, DIN 1054-100, die die Umsetzung der im EC 7 niedergelegten Grundprinzipien der Bemessung in der Geotechnik für Deutschland zum Ziel hatte.

Nach der Veröffentlichung der beiden Entwürfe war es möglich, die Bedenken gegen das zugrunde liegende Konzept in Vorträgen und Veröffentlichungen der Fachöffentlichkeit vorzutragen und mit Nachdruck in die laufenden Beratungen einzubringen.

Der EC-7 wurde europaweit, die DIN 1054 im Baudruck deutschlandweit heftig kritisiert und beide in Folge dessen zur Überarbeitung wieder zurückgezogen.

So sollte nach deutscher Sicht die wesentlichen Nachweise von Flachgründungen, Gleiten, Kippen und Grundbruch in GZ 1B (Versagen Bauwerk u. Boden) eingestuft werden, während dies nach EC 7 dem GZ 1C (Versagen Boden) zugeordnet wird. Eine weitere Unstimmigkeit betrifft die Bemessungswerte bei der Erddruckermittlung.

Insbesondere ging es dabei um die Ermittlung der geotechnisch bedingten Abmessungen von Gründungskörpern oder Stützwänden und um die Ermittlung der Beanspruchungen von geotechnischen Bauwerken und ihrer Einzelteile. Die Folge dieser Einwände war, dass 1996 zwei weiterentwickelte, aber unterschiedliche Konzepte veröffentlicht wurden. Im EC 7, nach dem Übergang in die Hände der Europäischen Normenorganisation (CEN) inzwischen ENV 1997-1 genannt, wurde zusätzlich der Nachweis „Fall B“ eingeführt, heute DA1. Die DIN 1054-100 stellte einen Gegenentwurf zum Eurocode dar, bei dem die Teilsicherheitsbeiwerte nicht auf die charakteristische Scherfestigkeit angewendet wurden, sondern auf die mit der charakteristischen Scherfestigkeit ermittelten Größen, insbesondere auf Erddruck, Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand.

Da sich die Fertigstellung der Eurocodes fortlaufend verzögerte, entschloss man sich in Deutschland 1998 die nationale Normung doch nochmals national zu erneuern und damit eine neue Generation nationaler Grundnormen des Bauwesens (Stahl-, Holz-, Beton- und Grundbau) nach dem Teilsicherheitskonzept zu schaffen. Mit der DIN 1054-2005 wurde der eigenständige Weg der DIN

1054-100 fortgesetzt und im Jan. 2003 als DIN 1054-2003 (bzw. überarbeitete Ausgabe veröffentlicht Jan. 2005) seitens des Normenausschuss Bau (NABau) abschließend verabschiedet. Damit bildet die DIN 1054-2005 eine eigenständige nationale Norm und kein NAD im ursprünglichen Sinne.

Entsprechende eigenständige Entwicklungen erfolgten unterdessen auch in Frankreich und England, weshalb man sich entschloss, den Eurocode 7 als reine 'Dachnorm' nochmals zu überarbeiten. Die Neufassung des Eurocode 7 als DIN EN 1997-1 Ausgabe 2005 enthält daher sehr weit gefasst grundsätzliche Prinzipien für Berechnungen in der Geotechnik, die nationale Ausgestaltungen der relevanten Berechnungsmodelle, Nachweisformate und Sicherheiten zulassen. So werden beispielsweise europaweit drei Nachweisverfahren zugelassen:

- Verfahren 1: Nachweis anhand von zwei Berechnungsläufen, wobei im 1. Berechnungslauf die Teilsicherheitsbeiwerte nur auf die Einwirkungen, im 2. Berechnungslauf die Teilsicherheiten nur auf die Widerstände angewendet werden. ("Einwirkungen" im Sinne der Norm entsprechen den ursprünglichen "Lastannahmen").
- Verfahren 2: Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte auf die mit charakteristischen Kennwerten ermittelten Beanspruchungen und Widerstände ("Beanspruchungen" und "Widerstände" im Sinne der Norm sind "Schnittkräfte")
- Verfahren 3: Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf die Einwirkungen und Bodenkennwerte.

Die DIN EN 1997-1 wird bei Ihrer jeweiligen nationalen Einführung um einen nationalen Anhang ergänzt werden⁵, um die Eurocodes anwendbar zu machen und sie mit den nationalen Normen zu verbinden, sind in den Europäischen Staaten sogenannte Nationale Anhänge (NA) zu erstellen. Wegen ihrer besonderen Bedeutung hat die Europäische Kommission in dem *Leitpapier L – Anwendung der Eurocodes* Vorschriften darüber erlassen, was in den Nationalen Anhang aufzunehmen und wie er aufgebaut ist. Dabei werden jedoch dem nationalen Entscheidungsspielraum Grenzen gesetzt:

„Ein nationaler Anhang kann den Inhalt eines EN Eurocodes in keiner Weise ändern, außer wo angegeben wird, dass eine nationale Wahl mittels national festzulegender Parameter vorgenommen werden kann.“⁶

Dem Leitpapiers L entsprechend darf ein Nationaler Anhang Folgendes enthalten:

- die Zahlenwerte für die national zu bestimmenden Parameter (z. B. die Teilsicherheitsbeiwerte)
- die Entscheidung über die anzuwendenden Nachweisverfahren, wenn mehrere zur Wahl gestellt werden
- die Entscheidung bezüglich der Anwendung informativer Anhänge
- Verweise auf nicht widersprechende zusätzliche Angaben, die dem Anwender beim Umgang mit dem Eurocode helfen⁷

Der Nationale Anhang darf also keinerlei zusätzliche nationale normative Regelung enthalten. Für die spezifisch nationalen Regelungen sind aber weiterhin nationale Normen möglich, auf die im Nationalen Anhang verwiesen wird.

⁵ Für Deutschland wird hierdurch geregelt werden, dass das „Nachweisverfahren 2“ (bzw. 3 für den GZ 1C) - und damit das Gedankengut der DIN 1054-2003/2005 - allein verbindlich wird.

⁶ vgl. [12], Abs. 2.3.4, S.16 oben

⁷ vgl. [12], Abs. 2.3.3, S.15 unten

Die DIN EN 1997-1 regelt als europäisch harmonisierte Dachnorm für die Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau die allgemeinen Anforderungen an Sicherheitsnachweise. Wie weiter oben dargestellt, werden dabei Alternativverfahren zur Nachweisführung zugelassen, bzw. die nationale Festlegung von Teilsicherheitsbeiwerten gefordert. Die DIN EN 1997-1 selbst ist daher nicht praktisch anwendbar.

Das die in DIN EN 1997-1 gegebenen Entscheidungsspielräume (z.B. Nachweisverfahren) für Deutschland spezifiziert, das NAD verbindlich auf nationale Normen und Richtlinien verweisen, die zur Anwendung der nach DIN EN 1997-1 geforderten Sicherheitsnachweise heranzuziehen sind. Hier findet sich unter anderem ein Verweis auf die DIN 1054-101:2008 finden, die die in DIN 1054-2005 enthaltenen deutschen Regelungen enthält, die keinen Eingang in die DIN EN 1997-1 gefunden haben.

1.1.4 Das neue Normenwerk

Die DIN 1054 wurde parallel zum EC 7-1 bearbeitet, um das Teilsicherheitskonzept der Eurocodes mit den speziellen deutschen Erfahrungen und Verfahren zu verbinden und dem Anwender für eine Übergangszeit eine verbindliche normative Regelung zur Verfügung zu stellen.

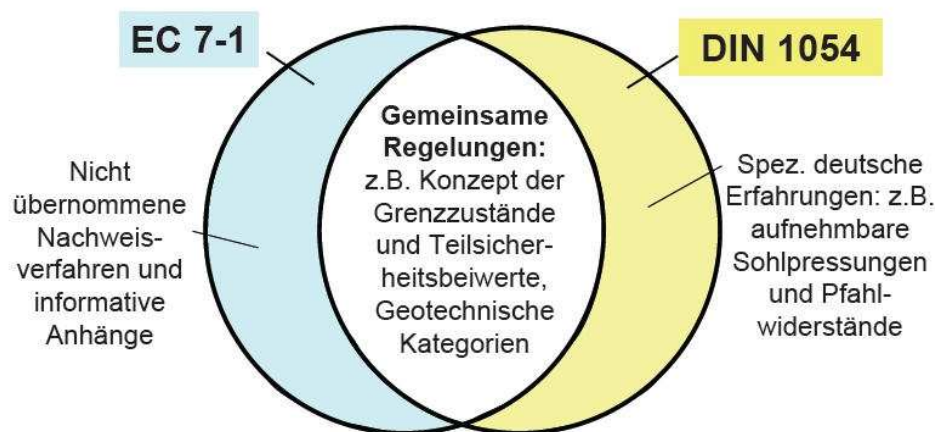


Abbildung 1: Zusammenführung der Normen⁸

Der Inhalt des EC 7-1 und der DIN 1054 ist in Abbildung 1 durch zwei Kreisflächen dargestellt, die sich überschneiden, weil der größte Teil der Regelungen in beiden Normen gleich ist. Die Schnittmenge des Überschneidungsbereichs enthält die wichtigsten und grundlegenden Festlegungen, z. B. die Definition der Grenzzustände und das Teilsicherheitskonzept. Sie entspricht dem normativen Teil von DIN EN 1997-1.

Daneben gibt es eine Reihe von Festlegungen in DIN EN 1997-1, die nicht in der DIN 1054 enthalten sind. Dazu gehören z. B. die Nachweisverfahren, für die sich Deutschland nicht entschieden hat, und die informativen Anhänge mit erdstatischen Berechnungsverfahren, für die es eigene deutsche Normen gibt. Als letztes, aber als wichtigstes ist der Bereich der DIN 1054 zu erwähnen, der nicht im EC 7-1 enthalten ist. Dieser Bereich umfasst alle speziellen deutschen Erfahrungen, die in Deutschland

⁸ aus [25]

natürlich auch in Zukunft weiter genutzt werden sollen, und dementsprechend als NAD weitergeführt werden.

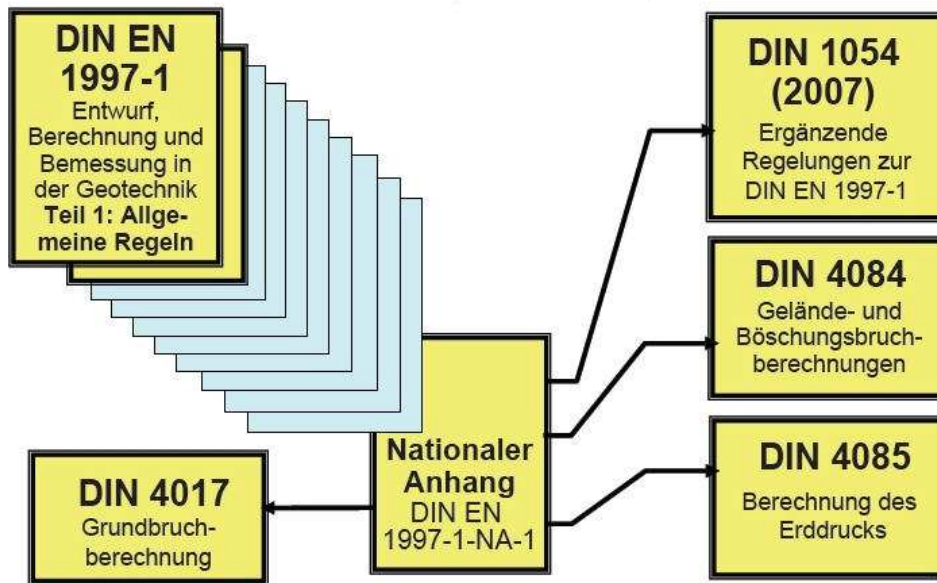


Abbildung 2: Künftiges Normensystem zur geotechnischen Bemessung⁹

Das zukünftige Normensystem zur geotechnischen Bemessung ist in Abbildung 2 dargestellt. Grundlegende Norm wird die DIN EN 1997-1. Darüber hinaus enthält der Nationale Anhang selbstverständlich auch Verweise auf die ebenfalls in der Geotechnik zu beachtenden Normen, wie z. B. die Berechnungsnormen DIN 4017 „Grundbruchberechnung“, DIN 4084 „Gelände- und Böschungsbruchberechnungen“ und DIN 4085 „Berechnung des Erddrucks“ sowie die Herstellungsnormen des Spezialtiefbaus und wichtige Empfehlungen wie die EAU 2004 und EAB [03].



Abbildung 3: der Zusammenführung von EC-7 und DIN 1054¹⁰

⁹ aus [25]

Der Zeitplan der weiteren Entwicklung der DIN EN 1997-1 und der verschiedenen Fassungen der DIN 1054 ist in Abbildung 3 dargestellt. In der Kalibrierungsperiode von zwei Jahren mussten der Nationale Anhang erstellt und die DIN 1054:2005 zur DIN 1054-101 „Ergänzende Regelungen zur DIN EN 1997-1“ überarbeitet werden. Nach einer Koexistenzperiode von drei Jahren, in der sowohl DIN EN 1997-1, der Nationale Anhang und DIN 1054-101 als auch DIN 1054:2005 „Sicherheit im Erd- und Grundbau“ gelten, ist die letztere zu Beginn des Jahres 2010 zurückzuziehen.

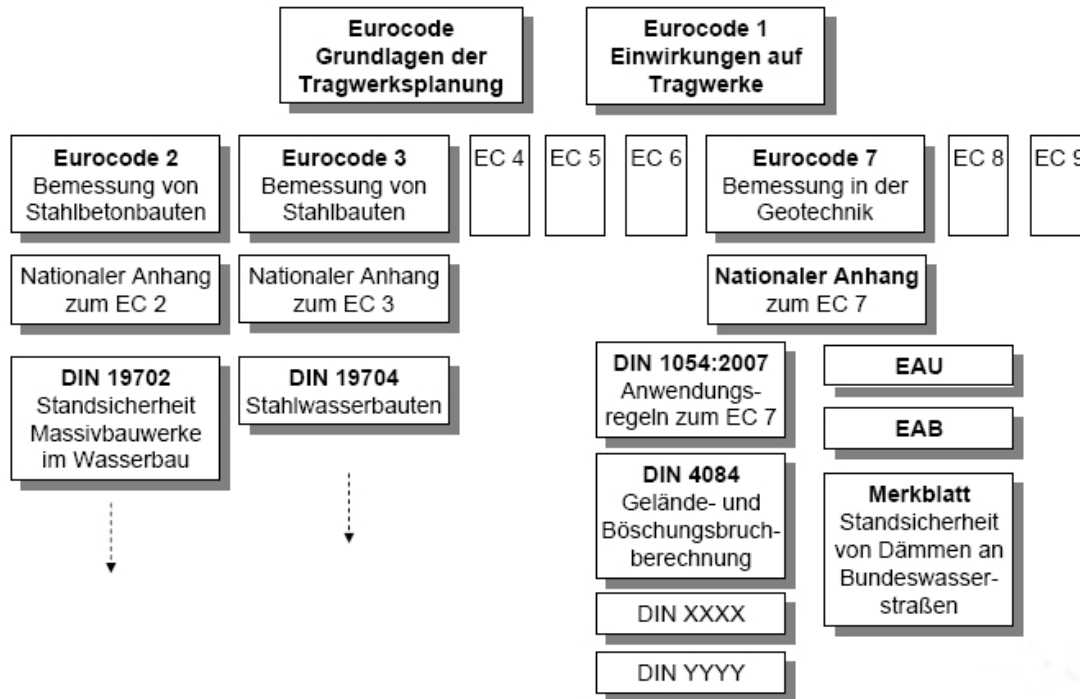


Abbildung 4: Künftige Hierarchie europäischer und deutscher Normen¹¹

Im Ergebnis wird es in Zukunft folgende Normenhierarchie für die geotechnische Bemessung geben (siehe Abbildung 4). An der Spitze der europäischen Baunormen stehen der Eurocode „Grundlagen der Tragwerksplanung“ und der EC 1 „Einwirkungen auf Tragwerke“. Sie sind Grundlage für die Bemessung im gesamten Bauwesen Europas. Auf diese beiden Grundnormen beziehen sich alle anderen acht Eurocodes. Mit den Eurocodes allein sind in keinem der Fachgebiete des Bauingenieurwesens Bemessung und Nachweis möglich, weil die anzuwendenden Teilsicherheitsbeiwerte und in vielen Fällen auch zur Wahl gestellte Nachweisverfahren von den nationalen Normungseinrichtungen festgelegt werden müssen. Um die Eurocodes in den Mitgliedsstaaten anwendbar zu machen, sind diese in Nationalen Anhängen festzulegen und außerdem die Verbindung zwischen den Eurocodes und den weiterhin und zusätzlich geltenden nationalen Normen herzustellen.

Sowohl die im Zuge der nationalen Angleichung an den Eurocode 7 entstandene neue DIN 1054-101, wie auch die DIN EN 1997-1/NA wird den Grundsätzen der Normungsarbeit des DIN entsprechend zunächst als Norm- Entwurf veröffentlicht, so dass die Öffentlichkeit Stellung nehmen kann.

¹⁰ aus [25]

¹¹ aus [25]

Insgesamt stellt die Einführung auf den Eurocode somit weitgehend eine redaktionelle Umsortierung der aktuellen DIN 1054-2005 dar. Für die praktische Anwendung des Regelwerks EC 7-1 - NA – DIN 1054-101 ist seitens der Normenkommission zu einem späteren Zeitpunkt ein informativer „Fachbericht“ geplant, in dem die einzelnen Regelungen der drei Einzeldokumente wieder im Zusammenhang abgedruckt werden, wobei durch typografische Gestaltungselemente die Herkunft der jeweiligen Regelung kenntlich gemacht werden soll.

1.2 Vergleich der Sicherheitskonzepte

1.2.1 Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054:2005

Beim Teilsicherheitskonzept werden Grenzzustände betrachtet, bei deren Überschreiten Teile des Bauwerks oder das gesamte Bauwerk es die gestellten Anforderungen nicht mehr erfüllen.

Eine ausreichende Sicherheit ist nachgewiesen, wenn die Grenzzustandsbedingungen nicht verletzt werden, wenn für den Bemessungsfall die Beanspruchung kleiner ist als die Beanspruchbarkeit. Die erwarteten Einwirkungen werden dabei durch Teilsicherheitsbeiwerte erhöht, die erwarteten Widerstände werden abgemindert. Man unterscheidet zwei Gruppen von Grenzzuständen, den *Grenzzustand der Tragfähigkeit* (GZ 1) und den *Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit* (GZ 2). Der Grenzzustand der Tragfähigkeit ist wiederum in drei Grenzzustände unterteilt, GZ 1A, GZ 1B und GZ 1C.

1.2.1.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit

Beim Nachweis der Grenzzustände der Tragfähigkeit wird vorausgesetzt, dass das Gesamtsystem aus Bauwerk und Baugrund eine Ausreichende Duktualität besitzt. Unter Grenzzustand der Tragfähigkeit werden Zustände betrachtet, bei deren Überschreiten Menschen akut gefährdet sind. Wegen der unterschiedlichen Modellbildung und Empfindlichkeit gelten für die verschiedenen Versagensarten unterschiedliche Grenzzustandgleichungen, Nachweisverfahren und Teilsicherheitsfaktoren. Die bei geotechnischen Nachweisen zu betrachtenden Grenzzustände sind in DIN 1054 wie auch in EC 7 abgegrenzt. Die Definition der Grenzzustände ist in beiden Normen sinngemäß, wenngleich sich die formelmäßige Beschreibung und die empfohlenen Werte der Teilsicherheitsfaktoren unterscheiden.

GZ 1A - Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit

Der Grenzzustand 1A behandelt das Versagen eines Bauwerks durch Gleichgewichtsverlust ohne Bruch.¹² Alle Auftriebs- Aufschwimm- und Abhebephänomene von Bauteilen oder Konstruktionen werden nach GZ 1A nachgewiesen:

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d}$$

¹² vgl. [04], 3.1.2.5 und 4.3.1

$V_{dst,d}$ = Bemessungswert der ständigen und veränderlichen destabilisierenden vertikalen Einwirkungen, Wasserdruckkräfte

$G_{stb,d}$ = stabilisierende ständige vertikale Einwirkungen

Im GZ 1A werden nur günstige und ungünstige Einwirkungen gegenübergestellt, eventuelle Widerstände im Boden in Form von Reibungskräften oder Konstruktionselementen werden nicht als Widerstände, sondern als günstige Einwirkungen behandelt. Günstige vorübergehende Einwirkungen dürfen nicht berücksichtigt werden.

GZ 1B - Grenzzustand des Versagens von Bauwerken oder Bauteilen

GZ 1B beschreibt das Versagen von Bauwerken oder Bauteilen durch Bruch im Bauwerk oder durch Bruch des stützenden Bodens.¹³ Für Bauteile, Konstruktionen und Strukturen wird nach GZ 1B die ausreichende Abmessung nachgewiesen oder im Entwurf ermittelt. Der Nachweis ist erbracht, wenn gilt:

$$\sum E_{d,i} \leq \sum R_{d,i}$$

$E_{d,i}$ = Bemessungswerte der Beanspruchung

$R_{d,i}$ = Bemessungswerte der Widerstände

Die Beanspruchung wird nach DIN 1054 für diesen Grenzzustand mit charakteristischen Kenngrößen des Baugrundes ermittelt und erst unmittelbar zum Nachweis des Bauteils in einen Bemessungswert umgerechnet. Diese Vorgehensweise wird Verfahren mit faktorisierenden Widerständen (VFW) genannt.¹⁴

GZ 1C – Grenzzustand der Gesamtstandsicherheit

Der Grenzzustand der Gesamtstandsicherheit beschreibt das Versagen des Baugrunds, ggf. einschließlich auf ihm befindlicher Bauwerke durch Bruch im Boden oder Fels, ggf. auch zusätzlich durch Bruch in mittragenden Bauteilen – typischer Fall ist der Böschungsbruch.¹⁵

Alle Versagensfälle, die durch Bodenwiderstände bestimmt werden, werden GZ 1C zugeordnet. In der Grenzzustandsgleichung werden die Bemessungseinwirkungen den Widerständen gegenübergestellt, die mit den Bemessungswerten der Scherfestigkeiten ermittelt wurden. Diese Betrachtungsweise wird Verfahren mit faktorisierenden Scherparametern (VFS) genannt. Vor Beginn der eigentlichen Berechnung werden die Scherfestigkeitsparameter $\tan\phi_k$ und c_k auf die Bemessungswerte $\tan\phi_d$ und c_d abgemindert. Ebenso werden die charakteristischen Einwirkungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten auf Bemessungseinwirkungen erhöht. Nachzuweisen ist, dass die mit den Bemessungsscherparametern

¹³ vgl. [04], 3.1.2.6 und 4.3.2

¹⁴ vgl. [43]

¹⁵ vgl. [04], 3.1.2.7 und 4.3.3

berechneten haltenden Momente $M_{H,d}$ immer größer bleiben als die treibenden Momente $M_{T,d}$ aus den Bemessungseinwirkungen.¹⁶

1.2.1.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZ 2 ist in der Regel nicht mit der akuten Gefahr für Menschen verbunden. Jedoch ist bei dessen Überschreiten die Nutzungsfähigkeit des Bauwerks eingeschränkt oder gar auszuschließen, ohne dass die Tragfähigkeit verloren geht.¹⁷

Kriterien können sowohl Spannungen oder Kräfte als auch Verformungen sein. Typische Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind Verformungen, die die planmäßige Nutzung ausschließen, Eigenschwingungen, die eine Nutzung ausschließen, oder Beanspruchungen, die im Laufe der Zeit die Dauerhaftigkeit beeinflussen. Die Verformungen sind dabei mit charakteristischen Größen zu bestimmen, alle Teilsicherheitswerte sind 1,0. Die Schnittgrößen können direkt aus dem Nachweis GZ 1B übernommen werden, und müssen nicht wie bei den alternativen Nachweiskonzepten des EC 7-1 mit vorab gebildeten Bemessungsgrößen neu berechnet werden.¹⁸ Es gibt keine generellen Vorgaben, wie groß die Verformungen im Einzelnen sein dürfen, daher müssen vom Planer des Bauwerks vorab zulässige Setzungen, Verdrehungen usw. angegeben werden. Zum Nachweis der Grenzzustände werden die Einwirkungen (Beanspruchung) wie auch die Widerstände (Beanspruchbarkeit) durch charakteristische Werte beschrieben. Es ist nachzuweisen, dass ein vorgegebener oder festgelegter Grenzwert der Beanspruchung unter den Gebrauchlasten nicht überschritten wird.¹⁹

Zudem wird im GZ 2 eine Fallunterscheidung zwischen umkehrbaren und nicht umkehrbaren Grenzzuständen getroffen in Bezug auf die Reversibilität des Grenzzustandes nach Entfernen der Einwirkung.^{20,21}

1.2.1.3 Einwirkungen, Beanspruchungen und Einwirkungskombinationen

Einwirkungen sind gem. Definition in EN 1990 Kraft- oder Verformungsgrößen, die auf das Bauwerk oder auf den Baugrund wirken. Sie können direkt, indirekt, statisch, dynamisch, ständig, lokal, zeitlich oder räumlich veränderlich sein. Typische Einwirkungen in geotechnischen Nachweisen sind Gründungslasten durch das aufliegende Tragwerk, Gewichtskräfte, Erd- und Wasserdruck auf Bauteile, Strömungskräfte, Seitendruck und negative Mantelreibung auf Pfähle, Lasten aus Zwangsverformungen oder auch Scherfestigkeitsverluste infolge Entfestigung. Zu den dynamischen Einwirkungen zählen Verkehrslasten, Maschinenlasten, Anprall- oder Stoßlasten und Erdbeben. Der Effekt aus mehreren Einwirkungen oder sog. Einwirkkombinationen ergibt die Beanspruchung des Bauteils oder des Baugrundes.

¹⁶ vgl. [44], S. 29 und [43]

¹⁷ vgl. [04], 3.1.2.8

¹⁸ vgl. [44], S.29

¹⁹ vgl. [43] und [44], S.29

²⁰ vgl. [44], S. 30

²¹ [39]

Charakteristische Einwirkungen und Beanspruchungen

Bei geotechnischen Bauwerken, z. B. bei Stützbauwerken, kommen als charakteristische Einwirkungen im wesentlichen ständige Einwirkungen, insbesondere Eigengewicht, Erddruck und Wasserdruck, und veränderliche Einwirkungen, wie Verkehrslasten, Wind, Schnee, Eis und Wellenstoß, Wärmewirkungen und Frostwirkungen, Setzungen und waagerechte Bodenbewegungen, sowie dynamische Einwirkungen vor.

Bei Gründungen sieht die DIN 1054 vor, dass der Tragwerksplaner die Einwirkungen auf die Gründung in Form von charakteristischen Schnittgrößen für jede kritische Einwirkungskombination in den maßgebenden Bemessungssituationen sowohl für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, als auch für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit anzugeben hat. Sofern die Berechnung auf linear-elastischer Grundlage durchgeführt worden ist, kann bis zur Übergabe auf die Gründung mit charakteristischen Kräften gerechnet werden. Bei nichtlinearen Systemen dagegen werden schon auf dem Weg von oben nach unten die charakteristischen Einwirkungen mit den Kombinationsbeiwerten ψ und den Teilsicherheitsbeiwerten γ_G und γ_Q so verknüpft, dass die Schnittgrößen an der Übergabestelle als Bemessungswerte ermittelt werden. Man muss dann aus den Bemessungswerten durch eine Näherungsrechnung die charakteristischen Schnittgrößen herausrechnen. Bei der Bandbreite von mindestens $\gamma_G = 1,35$ bis höchstens $\gamma_Q = 1,50$ ist der mögliche Fehler dieser Näherung vernachlässigbar gering.

Zum Nachweis der Grenzzustandsbedingungen werden in der Regel die Beanspruchungen benötigt. Dazu werden mit den charakteristischen Einwirkungen S_k in den maßgebenden Schnitten durch das Bauwerk, sowie in den Berührungsflächen zwischen Bauwerk und Baugrund die Folgen dieser Einwirkungen als charakteristische Beanspruchungen E_k ermittelt.

Beanspruchungen können Schnittgrößen, z. B. Querkräfte, Auflagerkräfte, Biegemomente, oder Spannungen, z. B. Normalspannungen, Schubspannungen, oder Vergleichsspannungen sein.

Einwirkungskombinationen

Bei Gründungen werden die charakteristischen Schnittgrößen für die kritischen Einwirkungskombinationen vom Tragwerksplaner vorgeben. Bei geotechnischen Bauwerken müssen diese Kombinationen ermittelt werden. Bei der Erarbeitung der neuen DIN 1054 wurde sich darauf verständigt, die bewährten Lastfälle weiter beizubehalten. Sie mussten aber besser unterbaut werden durch die Einführung von Einwirkungskombinationen bei den Einwirkungen und von Sicherheitsklassen bei den Widerständen.

Eine Einwirkungskombination umfasst die gleichzeitig möglichen Einwirkungen, wie sie bei der Betrachtung eines Grenzzustandes auftreten können. Die DIN 1054 unterscheidet drei Einwirkungskombinationen²²:

EK 1: Regelkombination - Ständige sowie während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen.

²² vgl. [04], Abs. 6.3.1

EK 2: Seltene Kombination - Außer den Einwirkungen der Regel-Kombination seltene oder einmalige planmäßige Einwirkungen.

EK 3: Außergewöhnliche Kombination - Außer den Einwirkungen der Regel-Kombination EK 1 eine gleichzeitig mögliche außergewöhnliche Einwirkung, insbesondere bei Katastrophen oder Unfällen.

1.2.1.4 Widerstände und Sicherheitsklassen

Der Widerstand wird im Allgemeinen als Schnittgröße, meist als Spannung im Tragwerk oder im Baugrund beschrieben. Er ist die Reaktion des Bauteils auf die Einwirkung und hängt von der Festigkeit oder der Steifigkeit des Baustoffes oder des Baugrundes ab. In den Grenzzuständen GZ 1C treten nur Bodenwiderstände auf, wie Scherfestigkeiten oder Steifigkeiten. Aus der Summe der Bauteil- oder Bodenwiderstände ergibt die Beanspruchbarkeit des Bauteils oder des Baugrundes.

Charakteristische Widerstände

Die Basiskenntgröße des Widerstandes beim Baugrund ist die Scherfestigkeit. Der Begriff charakteristischer Widerstand wird bei der Scherfestigkeit abweichend von den übrigen Bemessungsnormen definiert. Bei Baustoffen entspricht der charakteristische Wert einer Materialfestigkeit im Allgemeinen einem bestimmten Quantil der angenommenen statistischen Verteilung, z.B. dem 95 %-Quantil. Es gilt das Modell der Kette mit dem schwächsten Glied. Beim Baugrund wird der charakteristische Wert anders definiert, weil nicht die Scherfestigkeit in einem Punkt der Gleitfläche maßgebend ist, sondern die Gesamtscherfestigkeit in der Gleitfläche. Es gilt das Modell der parallel geschalteten, duktilen Widerstände.

In Bezug auf den Ansatz der Bodenwiderstände gilt, für die Ermittlung der äußeren Abmessungen eines Stützbauwerkes ist zunächst als Basiskenntgröße des Widerstandes die Scherfestigkeit des Bodens maßgebend, also im Normalfall der Reibungswinkel φ' und die Kohäsion c' . Aus der Scherfestigkeit leiten sich dann unmittelbar der Gleitwiderstand, der Grundbruchwiderstand, der Erdwiderstand des Bodens ab. Indirekt hängen auch der Spitzenwiderstand von Druckpfählen und die Mantelreibungswiderstände von Pfählen und Verpressankern von der Scherfestigkeit ab. In der Regel werden diese Widerstände aber aus Probelastungen bzw. aufgrund von Erfahrungswerten festgelegt.

Bei der Bemessung von Einzelteilen ist der innere Widerstand des Materials maßgebend. Dafür sind wie bisher die einzelnen Bemessungsnormen zuständig, soweit nicht in der neuen DIN 1054 andere Regelungen getroffen werden.

Sicherheitsklassen:

Die Sicherheitsklassen beschreiben den Sicherheitsanspruch bei den Widerständen in Abhängigkeit von Dauer und Häufigkeit der maßgebenden Einwirkungen.²³ Unterschieden werden drei Sicherheitsklassen:

²³ vgl. [04], Abs. 6.3.2

SK 1: Auf die Funktionszeit des Bauwerkes angelegte Zustände.

SK 2: Bauzustände bei der Herstellung oder Reparatur des Bauwerkes und Bauzustände durch Baumaßnahmen neben dem Bauwerk.

SK 3: Während der Funktionszeit einmalig oder voraussichtlich nie auftretende Zustände.

Baugruben zählen zur Sicherheitsklasse SK 2.

1.2.1.5 Lastfälle

Die Lastfälle ergeben sich aus den Einwirkungskombinationen in Verbindung mit den Sicherheitsklassen.

	EK 1	EK 2	EK 3
SK 1	LF 1	LF 2	
SK 2	LF 2		LF 3
SK 3		LF 3	

LF 1: Ständige Bemessungssituation: EK 1 in Verbindung mit SK 1.

LF 2: Vorübergehende Bemessungssituation: EK 1 in Verbindung mit SK 2 oder EK 2 in Verbindung mit SK 1.

LF 3: Außergewöhnliche Bemessungssituation: EK 3 in Verbindung mit SK 2 oder EK 2 in Verbindung mit SK 3

Für die LF 1-3 werden die Teilsicherheitsbeiwerte in der DIN 1054-2005 angegeben.

1.2.2 Teilsicherheitskonzept nach EC 7

Nach DIN 1054 (Kap. 11) wird der Hydraulische Grundbruch dem GZ 1A zugeordnet, wobei die Strömungskräfte den Gewichtskräften gegenübergestellt werden. Für Nachweise der Grenzzustände GZ 1B und GZ 1C setzt DIN 1054 eine ausreichende Duktilität des Gesamtsystems voraus, eine unschädliche Umlagerung von Kräften im Baugrund und im Baugrund bei steigender Einwirkung.

Ein weiterer Unterschied der beiden Normen besteht in der Zuordnung der einzelnen Versagensarten. Gleiten und Grundbruch werden nach DIN 1054 in GZ 1B behandelt, während der EC 7 diese Versagensarten als reines Bodenversagen im Grenzzustand GEO auffasst.

Auf einen weiteren Unterschied, dem Übergang zu den Bemessungswerten in GZ 1B bzw. STR, wird unten eingegangen.

1.2.2.1 Charakteristische Werte und Bemessungswerte

Es wird zwischen charakteristischen Werten der Baustoff- oder Produkteigenschaft (X_k), einer Bauteileigenschaft (R_k), einer geometrischen Eigenschaft (a) und einer Einwirkung (F_k) unterschieden. Aus den charakteristischen Werten mit Index „k“ ergeben sich durch Multiplikation, bzw. Division

mit den Teilsicherheitsbeiwerten die Bemessungswerte mit Index „d“. Entsprechende Empfehlungen für Teilsicherheitsfaktoren sind dem Anhang A des EC 7-1 zu entnehmen.

Für den charakteristischen Wert einer Baustoff- und Produkteigenschaft definiert der EC 0 den Wert, der mit einer bestimmten Auftretenswahrscheinlichkeit bei unbegrenzter Probenzahl vorhanden ist. In der Geotechnik entsprechen diese Werte aufgrund der in der Regel begrenzten Anzahl an Probenzahlen nur vorsichtigen Mittelwerten, eigenen Erfahrungswerten, oder sogenannten Rechenwerten aus Tabellen.

Im Grundsatz sind sie aber so festzulegen, dass die Ergebnisse der damit durchgeführten Rechnung auf der sicheren Seite liegen.²⁴

1.2.2.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit ULS

In EC 7-1 wird ebenfalls nach Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit unterschieden. Die Grenzzustände der Tragfähigkeit sind jedoch anders bezeichnet und weiter aufgeteilt, wie aus Tabelle 1 hervorgeht.

Grenzzustände der Tragfähigkeit	
DIN 1054 (4.3)	EC 7 (2.4.7)
<p>GZIA: Verlust der Lagesicherheit ohne Bruch im Boden <i>Auftrieb, Aufschwimmen, Abheben, Hydraulischer Grundbruch</i></p>	<p>UPL: Versagen durch Auftrieb infolge vertikaler Kräfte <i>Auftrieb, Aufschwimmen</i></p> <p>EQU: Versagen durch Verlust des statischen Gleichgewichtes des als starrer Körper angesehenen Tragwerkes oder des Baugrundes, ohne Einfluss der Festigkeit. <i>Kippen, Abheben durch Herausziehen</i></p> <p>HYD: Baugrundversagen infolge hydraulischer Gradienten <i>Hydraulischer Grundbruch, innere Erosion, Röhrenbildung im Boden</i></p>
<p>GZIB: Versagen von Bauwerken und Bauteilen durch Bruch der Konstruktion oder des Bodens. <i>Gleiten und Grundbruch von Gründungskörpern, Nachweis von Pfählen, Stützbauwerken, Schlitzwänden, Verankerungen, Boden- und Felsnägel...</i></p>	<p>STR: Inneres Versagen oder sehr große Verformung des Tragwerks oder seiner Bauteile einschl. Fundamente, Pfähle, Kellerwände usw. wobei die Festigkeit der Baustoffe entscheidend ist. <i>Tragelemente wie Gründungskörper, Stützbauwerke, Schlitzwände, Pfähle, Verankerungen....</i></p>
<p>GZIC: Verlust der Gesamtsicherheit durch Bruch im Baugrund. <i>Böschung-, Geländebruch....</i></p>	<p>GEO: Versagen oder sehr große Verformung des Baugrundes, wobei die Festigkeit des Baugrundes entscheidend ist. <i>Böschung-, Geländebruch, Grundbruch, Gleiten, Grundbruch..</i></p>

Tabelle 1: Vergleich der Grenzzustände DIN 1054 und EC 7

²⁴ vgl. [10], Abs. 2.4.5.2 (5)

Grenzzustand EQU

Der Grenzzustands EQU entspricht dem der Lagesicherheit aus DIN 1054, einschließlich Gesamtverschiebungen des Tragwerks oder des Baugrunds. Als Nachweis kann in der Geotechnik auf den Kippnachweis, oder vereinfacht den Vergleich von destabilisierenden und stabilisierenden Einwirkungen zurückgegriffen werden. Nachgewiesen werden muss, dass

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

gilt.

Dieser Nachweis betrachtet vereinfachend die Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden. Er muss grundsätzlich vom Nachweis des Hydraulischen Grundbruchs HYD oder der Aufschwimmsicherheit UPL unterschieden werden.

Grenzzustand UPL

Der Nachweis gegen Aufschwimmen (UPL) muss so geführt werden, dass der Bemessungswert der Kombination von destabilisierenden ständigen und veränderlichen vertikalen Einwirkungen $V_{dst,d}$ kleiner oder gleich der Summe des Bemessungswertes der stabilisierenden ständigen vertikalen Einwirkungen ($G_{stb,d}$) und gegebenenfalls des Bemessungswertes eines zusätzlichen Widerstandes gegen Aufschwimmen (R_d) ist: Ausreichende Sicherheit ist vorhanden, wenn zu jedem Zeitpunkt gilt:

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \text{ mit } V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d}$$

Ein zusätzlicher Widerstand gegen Aufschwimmen darf als stabilisierende ständige vertikale Einwirkung ($G_{stb,d}$) behandelt werden.

Grenzzustand HYD

Der EC 7 sieht zusätzlich den Grenzzustand HYD vor, in dem geohydraulische Phänomene wie innere Erosion oder Hydraulischer Grundbruch betrachtet werden. Im Gegensatz zu GZ

1A bzw. EQU werden bei diesem Grenzzustand Bemessungswerte der Boden- und Wasserspannungen betrachtet:²⁵ Bei der Untersuchung des durch einen hydraulischen Grundbruch verursachten Grenzzustandes muss nachgewiesen werden, dass für jedes in Frage kommende Bodenprisma der Bemessungswert des destabilisierenden totalen Porenwasserdrucks ($u_{dst,d}$) an der Unterseite des Prismas oder der Strömungskraft ($S_{dst,d}$) in dem Prisma nicht größer ist als der Bemessungswert der stabilisierenden totalen Vertikalspannung ($\sigma_{stb,d}$) an der Unterseite des Prismas oder das Gewicht unter Auftrieb ($G'_{stb,d}$) desselben Prismas:

²⁵ vgl. [43]

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d}$$

$$s_{dst;d} \leq G'_{stb;d}$$

Grenzzustand STR

Dieser Grenzzustand beschreibt das Materialversagen. Ausreichende Sicherheit ist gegeben, wenn zu jeder Zeit die Bemessungsbeanspruchungen E_d kleiner sind als die Bemessungswiderstände R_d :

$$E_d \leq R_d$$

Die Bildung der Bemessungswiderstände erfolgt formal nach den gleichen Regeln wie für den nachfolgend beschriebenen Grenzzustand GEO.

Grenzzustand GEO

Dieser Grenzzustand wird nachgewiesen um Versagen durch zu große Verformungen oder nicht ausreichende Festigkeit des Baugrundes zu verhindern. Die geotechnische Problemstellung ist maßgeblich für die Bildung der Bemessungsgrößen und das Einsetzen in die Grenzzustandsgleichung. Die DIN EN 1997-1 gibt drei verschiedene Nachweisverfahren zur Auswahl, von denen in Deutschland allerdings nur Verfahren 2 und 3 zur Anwendung kommen. Diese werden als GEO-2 bzw. GEO-3 bezeichnet.

Nachweisverfahren 1

Beim ersten Nachweisverfahren müssen zwei Kombinationen der Teilsicherheitsbeiwerte untersucht werden. In *Kombination 1* wird sichergestellt, dass die Abweichungen der charakteristischen Einwirkungen durch die Multiplikation mit Teilsicherheitsbeiwerten bei der Bemessung sichergestellt werden. Die Widerstände werden hingegen nicht verändert und fließen als charakteristische Werte in die Bemessung ein. In der *Kombination 2* will man sicherstellen, dass die Streuung der Bodenkennwerte erfasst wird und so diese mit Teilsicherheitswerten beaufschlagt. Es wird davon ausgegangen, dass die charakteristischen Einwirkungen kaum von den tatsächlichen Werten abweichen und somit diese als charakteristische Werte in die Berechnung eingehen.

Es werden beiden Kombinationen für eine Bemessung benötigt. Die Kombination, welche die größeren Abmessungen für den Nachweis liefert ist die maßgebende Kombination.

Nachweisverfahren 2

Das Nachweisverfahren für GEO-2 wird beim Nachweis eines ausreichenden Erdwiderstandes, der Sicherheit gegen Gleiten und Grundbruch, der Tragfähigkeit von Anker und Pfählen, der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge und der Standsicherheit von konstruktiven Böschungssicherungen verwendet.

Bei diesem Nachweisverfahren ist nur ein Nachweiszuführen. Es werden die jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerte sowohl auf die Einwirkungen als auch auf die Widerstände angewendet.

Formal ergeben sich die Bemessungsbeanspruchungen aus:

$$E_d = \gamma_E \cdot E\{F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}$$

Nachweisverfahren 3

Diese Nachweisverfahren für den Grenzzustand GEO-3 wird beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit verwendet. Außerdem gilt es in der Regel bei Nachweis der Standsicherheit von konstruktiven Böschungssicherungen.

Auch bei diesem Nachweisverfahren ist nur ein Nachweiszuführen. Im Unterschied zum Nachweisverfahren 2 werden hier nicht die Einwirkungen und Widerstände mit Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt, sondern die direkt Bodenkenngößen φ' und c' bzw. c_u .

Formal ergeben sich die Bemessungsbeanspruchungen aus:

$$E_d = E\{\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}$$

1.2.2.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit SLS

Für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit im Baugrund oder in einem Tragwerksquerschnitt, einem Bauteil oder einem Anschluss muss entweder nachgewiesen werden, dass

$$E_d \leq C_d$$

Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sollten in der Regel gleich 1,0 gesetzt werden.

Die charakteristischen Werte sollten angemessen verändert werden, falls sich die Baugrundeigenschaften, beispielsweise durch Grundwasserabsenkung oder Austrocknung, während der Nutzungsdauer des Bauwerks verändern können.

Der Nachweis darf dadurch geführt werden, dass ein hinreichend geringer Anteil der Bodenfestigkeit mobilisiert wird, so dass die Verformungen innerhalb der für die Gebrauchstauglichkeit geforderten Grenzen bleiben, vorausgesetzt, dieser vereinfachte Nachweis ist auf Bemessungssituationen beschränkt, in denen die Größe der Verformung beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit nicht erforderlich ist, oder vergleichbare Erfahrung mit ähnlichem Baugrund, Tragwerk und entsprechender Anwendungsregel vorliegt.

Ein Grenzwert für eine bestimmte Verformung ist der Wert, bei dem zu vermuten ist, dass die Gebrauchstauglichkeit, etwa durch nicht hinnehmbare Risse oder klemmende Türen im Bauwerk nicht gegeben ist. Dieser Grenzwert muss während der Planung des Bauwerks vereinbart werden.

1.2.2.3 Einwirkungen, Widerstände und Bemessungssituationen

Einwirkungen

Im EC 7 wird die aus DIN 1054 bekannte Dreiteilung in Gründungslasten, dynamische Einwirkungen und geotechnische Einwirkungen übernommen. Jedoch ergibt sich eine Präzisierung gegenüber den bisherigen Regelungen. So ist es zulässig für geotechnische Nachweise direkt Bemessungswerte der Gesamtbeanspruchung zu verwenden. Der Bemessungswert muss entweder direkt festgelegt werden, oder aus der Gleichung (Hochbau) ermittelt werden, über den Beiwert ψ werden dabei auch Kombinationen von Einwirkungen berücksichtigt.

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{\text{rep}} = \gamma_F \cdot \psi \cdot F_k;$$

bzw. wenn mehrere unabhängig veränderliche Einwirkungen vorhanden sind

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

Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte sind unverändert übernommen worden.

Widerstände

Bei den Neuerungen der Widerstände handelt es sich im Wesentlichen um Änderungen der Teilsicherheitsbeiwerte. So haben sich nicht nur Bezeichnungen geändert, auch die Angaben zu Sicherheitsbeiwerten für Baustoffe können direkt aus den entsprechenden Tabellen entnommen werden, mit Verweis auf materialspezifische Regelwerke.

Bemessungssituationen

Aus den Lastfällen der DIN 1054 sind im EC 7 die Bemessungssituationen hervorgegangen. Es wird nun zwischen vier Bemessungssituationen unterschieden. Bei der Bildung der verschiedenen Bemessungssituationen sind die Kombinationsregeln für die Einwirkungen nach DIN EN 1990 zu beachten.

BS-P

Diese Bemessungssituation umfasst ständige und regelmäßig während der Funktionszeit des Bauwerks auftretende veränderlichen Einwirkungen

BS-T

Dieser Bemessungssituation werden zeitlich begrenzte Zustände zugeordnet. Auch Baugrubenkonstruktionen, soweit für einzelne Konstruktionsteile nicht anderes festgelegt ist.

BS-A

Diese Bemessungssituation bezieht sich, neben den ständigen und veränderlichen Einwirkungen der Bemessungssituationen BS-P und BS-T, noch auf außergewöhnliche Einwirkungen in außergewöhnlichen Situationen. Die Bemessungssituation BS-A kann auch gegeben sein, wenn gleichzeitig mehrere, voneinander unabhängige, seltene, z. B. ungewöhnlich große oder planmäßig einmalige bzw. nie auftretende Einwirkungen vorhanden sind.

BS-E

Die Bemessungssituation BS-E liegt beim Auftreten von Erdbeben vor.

2 Nachweis der Standsicherheiten

In der vorliegenden Arbeit wird der Vergleich der Standsicherheitsnachweis nach den deutschen Vorschriften des EC 7 und nach der DIN 1054:2005-01, sowie zum direkten Vergleich nach dem Globalensicherheitskonzept der DIN 1054:1976-11, anhand von den folgenden zwei Beispielen geführt.

- Winkelstützmauer in Ortbeton
- Baugrubenböschungssicherung mit Spritzbeton und Vernagelung

Die Bodenkennwerte aus der Aufgabenstellung der Diplomarbeit sind:

- Gewachsener Boden:

Reibungswinkel	32,5°
Kohäsion	3 kN/m ²
Wichte	20 kN/m ³
Steifemodul	35 MN/m ²

- Anschüttung:

Reibungswinkel	30 °
Kohäsion	0 kN/m ²
Wichte	19 kN/m ³
Steifemodul	20 MN/m ²

Tabelle 2: Bodenkennwerte

2.1 1. Beispiel: Flach gegründete Winkelstützmauer

In dieser Arbeit wird im ersten Beispiel eine flach gegründete Winkelstützmauer nach der derzeit gültigen DIN 1054:2005 und der ab 2010 bautechnisch eingeführten DIN EN 1997-1:2008 im direkten Vergleich berechnet. Sowie als Referenz der Nachweis nach dem Globalensicherheitskonzept (DIN 1054:1976) geführt und in den Vergleich miteinbezogen.

2.1.1 Berechnungssystem

Für die DIN 1054:1976 und DIN 1054:2005 gilt unter anderem²⁶ die DIN 4085 als Bemessungsgrundlage für die Erddruckermittlung. Der EC 7 hält sich diesbezüglich allgemein und beschreibt Eigenschaften und Werte die berücksichtigt werden sollen, die zugehörigen deutschen Ergänzenden Regelungen²⁷ verweisen in Abschnitt 9.5.1 A (2b) auf die DIN 4085. Somit liegt allen drei Regelwerken die DIN 4085 zugrunde. Aus diesem Grund wird die Erddruckermittlung für alle drei Fälle gleichzeitig gemacht, wobei nicht nach verschiedenen Versionen unterschieden wird und die DIN 4085:2007-10 für alle gilt.

²⁶ Des weitern wird auf die EAB, EAU und die ZTV-ING verwiesen.

²⁷ DIN 1054-101:2009-02 [09]

Das Eigengewicht der Winkelstützmauer ergibt sich aus den Bemessungswerten aus Abschnitt 3.1. Das Gewicht des aufliegenden Bodens wird in Abhängigkeit von der jeweils unterschiedlich großen Fußlänge x der Wand bestimmt. Genauso wie die Einwirkungslänge der großflächigen Auflast Q .

Bodeneigengewicht:

$$\begin{aligned} G_1 &= x \cdot 4,5 \cdot 19 &= & 85,5 \cdot x \text{ kN} \\ G_2 &= 0,15 \cdot 0,5 \cdot 19 &= & 1,43 \text{ kN} \\ G_3 &= 0,017 \cdot 0,5 \cdot \frac{1}{2} \cdot 19 &= & 0,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

Eigengewicht der Winkelstützmauer:

$$\begin{aligned} G_4 &= 0,2 \cdot 4,5 \cdot 25 &= & 22,50 \text{ kN} \\ G_5 &= 0,15 \cdot 4,5 \cdot \frac{1}{2} \cdot 25 &= & 8,44 \text{ kN} \\ G_6 &= (x + 0,5) \cdot 0,3 \cdot 25 &= & 3,75 + 7,5 \cdot x \text{ kN} \\ \Sigma G &= &= & 36,20 + 93 \cdot x \text{ kN} \end{aligned}$$

Verkehrslast:

$$Q_k = x \cdot 10 = 10 \cdot x \text{ kN}$$

Tabelle 3: Eigengewichte und Verkehrslasten der Winkelstützmauer

2.1.2 Erddruckermittlung

In diesem Beispiel werden der Erddruck aus Bodeneigengewicht und eine großflächige Auflast von 10 kN/m^2 berücksichtigt. Der sich durch die Rückverfüllung ergebende Verdichtungserddruck auf die Wandrückseite wird nur für die Bemessung der Betonkonstruktion verwendet, da sich der Verdichtungsdruck im Boden durch die Verschiebung der Ersatzwand abbaut (Näheres im Abschnitt 3.1.1).

Bei der Berechnung des aktiven Erddruckes auf die Winkelstützmauer wird nach DIN 4085²⁹ eine Ersatzrückwand am Ende des hinteren Wandsporns angenommen, dessen Wandreibungswinkel δ_a ist gleich dem Geländeneigungswinkel β .

Ausgangswerte:

Wandneigungswinkel	$\alpha = 0^\circ$
Geländeneigungswinkel	$\beta = 0^\circ$
Reibungswinkel des Bodens	$\varphi = 30^\circ$
Wichte des Bodens	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Erddruckneigungswinkel	$\delta_a = \beta = 0^\circ$

Nach DIN 4085 Abschnitt 6.3.1.2 gilt für k_{agh} und θ_{ag} mit Gleichung (7) und (8):

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

²⁹ [07] Abschnitt 6.3.1.2 – Bild 5

$$\theta_{ag} = \varphi + \arctan \left(\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\sin(\varphi - \alpha) + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\varphi - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}}} \right)$$

Wenn $\alpha = \beta = \delta_a = 0^\circ$, wird k_{agh} und θ_{ag} vereinfacht zu [07] Gleichung (9):

$$k_{agh} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow k_{agh} = 0,3333$$

und

$$\theta_{ag} = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

$$\Rightarrow \theta_{ag} = 60^\circ$$

Berechnung des Erddruckes bis zur Unterkante Bauwerk:

Erddruckspannung³⁰ bei $z = 4,80 \text{ m}$:

$$e_{agh} = \gamma \cdot z \cdot k_{agh}$$

$$= 19 \cdot 4,80 \cdot 0,3333$$

$$= 30,40 \text{ kN/m}^2$$

Erddruckkraft³¹:

$$E_{agh} = \frac{1}{2} \cdot z \cdot e_{agh}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 4,80 \cdot 30,40$$

$$= 72,96 \text{ kN/m}$$

Die Erddruckkraft, welche auf der großflächigen Auflast von 10 kN/m^2 beruht, wird nach DIN 4085 Abschnitt 6.3.1.3 wie folgt berechnet:

k_{aph} ist nach Gleichung (16)

$$k_{aph} = \frac{\cos \alpha \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \cdot k_{agh}$$

$$\alpha = \beta = 0^\circ$$

$$\Rightarrow k_{aph} = k_{agh} = 0,3333$$

Erddruckspannung³² bei $z = 4,80 \text{ m}$:

$$e_{aph} = p_v \cdot k_{aph}$$

$$= 10 \cdot 0,3333$$

$$= 3,33 \text{ kN/m}^2$$

Erddruckkraft³³:

$$E_{aph} = p_v \cdot z \cdot k_{aph}$$

$$= 10 \cdot 4,80 \cdot 0,3333$$

$$= 15,98 \text{ kN/m}$$

Bei der Berechnung des passiven Erddrucks, bzw. Erdwiderstandes, wird wie beim aktiven Erddruck eine Ersatzwand, allerdings vor den vorderen Wandsporn, gesetzt. Der Erddruckneigungswinkel δ_p wird vereinfacht über die gesamte Höhe mit $\delta_p = 0^\circ$ berechnet, ansonsten gelten die gleichen Ausgangswerte wie beim aktiven Erddruck. Da der Erddruckneigungswinkel gleich Null ist, ergibt sich für die Gleitflächen nahezu eine Gerade.

³⁰ [07] Gleichung (4)

³¹ [07] Gleichung (5)

³² [07] Gleichung (15)

³³ [07] Gleichung (17)

Nach DIN 4085 Abschnitt 6.5.1 gilt für k_{pgh} und θ_p mit Gleichung (67)³⁴ und (66):

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

$$\Rightarrow k_{pgh} = 3,0000$$

$$\theta_p = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$$

$$\Rightarrow \theta_p = 30^\circ$$

Berechnung des Erdwiderstandes bis zur Unterkante Bauwerk:

$$\begin{aligned} \text{Erdwiderstandsspannung}^{35} \text{ bei } z = 0,80 \text{ m: } e_{pgh} &= \gamma \cdot z \cdot k_{pgh} \\ &= 19 \cdot 0,80 \cdot 3,0000 \\ &= 45,60 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Erdwiderstandskraft}^{36}: E_{pgh} &= \frac{1}{2} \cdot z \cdot e_{pgh} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 0,80 \cdot 45,60 \\ &= 18,24 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Hieraus resultiert folgende Lastdruckfigur:

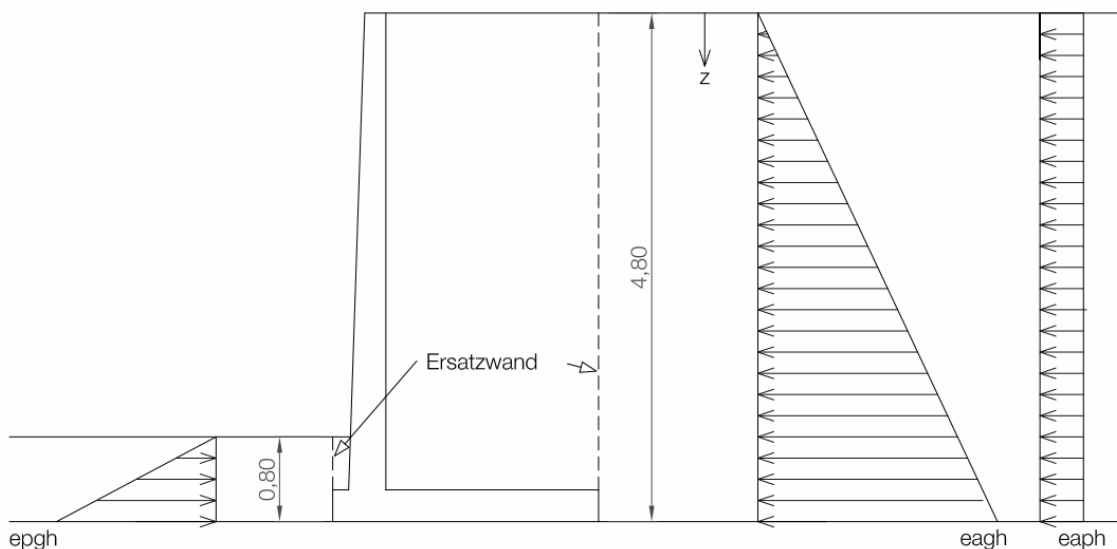


Abbildung 6: Wirkende Erddruckkräfte und -widerstände

2.1.3 Nachweis der Tragfähigkeit

In diesem Abschnitt werden die Nachweise der äußeren Standsicherheit geführt. Diese sind nach DIN 1054:2005, 10.6.1 (1) und 10.6.9 (1) und nach EC 7, 9.2 (1)P und (2)P:

- Gleiten (GZ 1B; GEO-2)
- Kippen (Lage der Sohldruckresultierenden) (GZ 1A; EQU)
- Grundbruch (GZ 1B; GEO-2)
- Böschungsbruch (GZ 1C; GEO-3)

³⁴ Siehe auch [07] Anhang B Bild B.7

³⁵ [07] Gleichung (63)

³⁶ [07] Gleichung (64)

Die Tragfähigkeit wird in Abhängigkeit von der Fußlänge x (siehe Abbildung 5) bestimmt. Anhand der Einzelnachweise wird die jeweils erforderliche minimale Länge bestimmt.

2.1.3.1 Nachweis der Gleitsicherheit

Nachweis unterhalb der Sohle ($z = 4,80$ m) und mit den bereits ermittelten Eigen- und Verkehrslasten.

DIN 1054:2005-01

Bemessungswert der Beanspruchung parallel zur Sohlfläche:

nach 7.3.2 (2)

$$\begin{aligned} T_d &= T_{G,k} \cdot \gamma_G + T_{Q,k} \cdot \gamma_Q \\ &= E_{agh} \cdot \gamma_G + E_{aph} \cdot \gamma_Q \\ &= 72,96 \cdot 1,35 + 15,98 \cdot \\ &\quad 1,5 \\ &= 122,47 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

[Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 2 (S. 40) für den Grenzzustand 1B, Lastfall 1]

DIN EN 1997-1:2008-10

nach 6.5.3 (2)P

$$\begin{aligned} H_d &= \sum E_d \\ &= \gamma_G \cdot E_{agh} + \gamma_Q \cdot E_{aph} \\ &= 1,35 \cdot 72,96 + 1,5 \cdot \\ &\quad 15,98 \\ &= 122,47 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

[Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle A 2.1 ([09] S. 28) für den Grenzzustand GEO-2, Lastfall BS-P]

DIN 1054:1976-11

nach 4.1.3.3

$$\begin{aligned} H &= E_{agh} + E_{aph} \\ &= 72,96 + 15,98 \\ &= 88,94 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bemessungswert des Gleitwiderstands:

nach 7.4.3 (2) und (4)

$$\begin{aligned} R_{t,k} &= N_k \cdot \tan(\delta_{S,k}) \\ &= (36,2 + 103 \cdot x) \cdot \\ &\quad \tan(32,5) \\ &= 23,06 + 65,62 \cdot x \text{ kN/m} \\ R_{t,d} &= R_{t,k} / \gamma_{Gl} \\ &= (23,06 + 65,62 \cdot x) / 1,1 \\ &= 20,97 + 59,65 \cdot x \text{ kN/m} \end{aligned}$$

[Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 3 (S. 42) für den Grenzzustand 1B, Lastfall 1]

nach 6.5.3 (8)P, (10) und Gl. (6.3b)

$$\begin{aligned} R_d &= V_d' \cdot \tan(\delta_k) / \gamma_{R,d} \\ &= V_k' \cdot \tan(\delta_k) / \gamma_{R,h} \\ &= (36,2 + 103 \cdot x) \cdot \\ &\quad \tan(32,5) / 1,10 \\ &= 20,97 + 59,65 \cdot x \text{ kN/m} \end{aligned}$$

[Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle A 2.3 ([09] S. 30) für den Grenzzustand GEO-2, Lastfall BS-P]

nach 4.1.3.3 (a)

$$\begin{aligned} H_s &= \sum V \cdot \tan(\delta_{s,i}) \\ &= (36,2 + 103 \cdot x) \cdot \\ &\quad \tan(32,5) \\ &= 23,06 + 65,62 \cdot x \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bemessungswert des Erdwiderstandes parallel zur Sohlfläche an der Stirnseite:

nach 7.4.1 (1)

$$\begin{aligned} E_{p,d} &= E_{p,k} / \gamma_{Ep} \\ &= 18,24 / 1,4 \\ &= 13,03 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

[Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 3 (S. 42) für den Grenzzustand 1B, Lastfall 1]

nach 2.4.7.3.3 A (1)

$$\begin{aligned} R_{p,d} &= \gamma_F \cdot F_k / \gamma_R \\ &= 1,0 \cdot E_{p,k} / \gamma_{R,e} \\ &= 1,0 \cdot 18,24 / 1,40 \\ &= 13,03 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

[Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle A 2.3 ([09] S. 30) für den Grenzzustand GEO-2, Lastfall BS-P]

nach 4.1.3.3

$$\begin{aligned} E_{pr} &= E_{pgh} / 2 \\ &= 18,24 / 2 \\ &= 9,12 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Nachweis:

nach 7.5.3 (1) Gl. (20)	nach 6.5.3 (2)P Gl. (6.2)	nach 4.1.3.3
$T_d \leq R_{t,d} + E_{p,d}$	$H_d \leq R_d + R_{p,d}$	$\eta_g \leq (H_s + E_{pr}) / H$
$122,47 \leq (20,97 + 59,65 \cdot x) + 13,03$	$122,47 \leq (20,97 + 59,65 \cdot x) + 13,03$	$1,5 \leq ((23,06 + 65,62 \cdot x) + 9,12) / 88,94$
$x \geq 1,48 \text{ m}$	$x \geq 1,48 \text{ m}$	$x \geq 1,54 \text{ m}$

2.1.3.2 Nachweis der Kippsicherheit

In allen drei Normen wird eine ausreichende Kippsicherheit dann erreicht, wenn die Sohldruckresultierende einen bestimmten Wert der Ausmittigkeit nicht überschreitet. In der DIN 1054:1976 gilt nach Abschnitt 4.1.3.1 $e \leq b/6$ für „ständige“ Lasten und für „ständige und veränderliche“ Lasten $e \leq b/3$. Für die DIN 1054:2005 gilt dies nach 7.5.1 und 7.6.1 fordert *keine klaffende Fuge* und für den EC 7 gilt Gleiches nach A 6.6.5 A (2) und 6.5.4 (1)P. Abbildung 7 stellt alle in die Berechnung eingehenden Kräfte und deren Hebelarme dar.

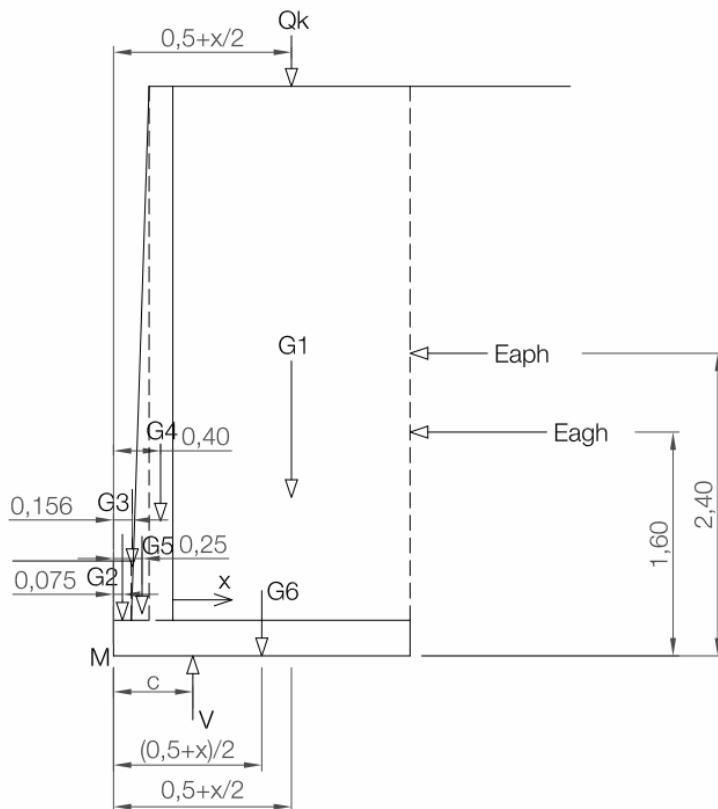


Abbildung 7: Kräfte und Hebelarme für die Berechnung der Momente

Die Lasten aus Boden- und Bauwerkseigengewicht, sowie die Last aus dem aktiven Erddruck werden mit ihrem jeweiligen Hebelarm l_i , bezüglich des Punktes M und in Abhängigkeit von der Fußlänge x , multipliziert.

$$\begin{aligned} \sum M = 0 &= \sum (G_i \cdot l_i) + \sum (Q_i \cdot l_i) + \sum V \cdot c \\ &= G_1 \cdot (0,5 + x/2) + G_2 \cdot 0,075 + G_3 \cdot 0,156 + G_4 \cdot 0,4 + G_5 \cdot 0,25 + G_6 \cdot (0,5 + x) \cdot 1/2 + Q_k \cdot \\ &\quad (0,5 + x/2) - E_{agh} \cdot 1,60 - E_{aph} \cdot 2,4 - \sum V \cdot c \end{aligned}$$

DIN 1054:2005-01	DIN EN 1997-1:2008-10	DIN 1054:1976-11
Nachweis:		
nach 7.6.1	nach A 6.6.5 A (2)	nach 4.1.3.1
- „ständige“ Lasten	- „ständige“ Lasten	- „ständige“ Lasten
Erddruckresultierende im Kern		
zul. $e \leq b / 6$	zul. $e \leq b / 6$	zul. $e \leq b / 6$
$e = b/2 - c$		
$\Rightarrow c \geq b/2 - b/6$		
$\Rightarrow x \geq 2,13 \text{ m}$	$\Rightarrow x \geq 2,13 \text{ m}$	$\Rightarrow x \geq 2,13 \text{ m}$
nach 7.5.1 (3) Gl. (17)	nach 6.5.4 (1)P	
- „ständige und veränderliche“ Lasten	- „ständige und veränderliche“ Lasten	- „ständige und veränderliche“ Lasten
zul. $e \leq b / 3$	zul. $e \leq b / 3$	zul. $e \leq b / 3$
$\Rightarrow x \geq 1,59 \text{ m}$	$\Rightarrow x \geq 1,59 \text{ m}$	$\Rightarrow x \geq 1,59 \text{ m}$
- maßgebende Länge x	- maßgebende Länge x	- maßgebende Länge x
$\Rightarrow x \geq 2,13 \text{ m}$	$\Rightarrow x \geq 2,13 \text{ m}$	$\Rightarrow x \geq 2,13 \text{ m}$

2.1.3.3 Nachweis der Grundbruchsicherheit

Die Bestimmung des Grundbruchwiderstandes erfolgt nach DIN 4017 [05]. Dies geschieht für alle drei Fälle gleichzeitig, da die DIN 1054:2005 in Abschnitt 7.4.2 (1), die DIN 1054:1976 in Abschnitt 4.1.3.2 und die DIN 1997-1:2008 in Abschnitt 6.5.2.2 A (1) die DIN 4017 für den Grundbruchwiderstand als Berechnungsgrundlage festschreiben.

Die DIN 4017 gilt:

„[...] für Streifenfundamente und für gedrungene Fundamente, wenn sie als starr angenommen werden können.

Diese Norm gilt für lotrecht oder schräg und mittig oder ausmittig belastete Flachgründungen im Boden mit der Einbindetiefe d und der Fundamentbreite b [...] im Bereich $d/b \leq$

a) bei waagerechter Geländeoberfläche [...]“³⁷

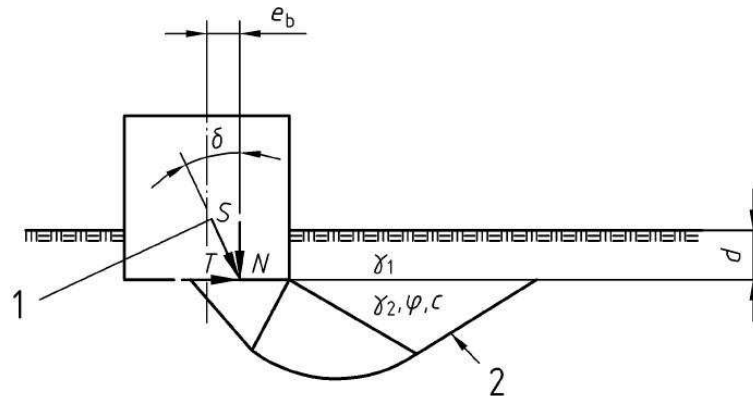
Es liegt eine waagerechte Geländefläche vor und das Verhältnis d/b ist kleiner zwei, wenn die Breite b größer 1,60 m ist, da die Einbindetiefe d = 80 cm beträgt.

Auch hier wird die maßgebende Breite b in Abhängigkeit von x gesucht die nicht mehr zu einem Grundbruchversagen der Stützwand führt. Aus der Geltungsbedingung der Norm wird eine Fußlänge von mindestens 1,10 m gefordert, welche durch die von der Berechnung geforderten überschritten wird.

Es wird angenommen, dass die Bruchmuschel breiter ist als die Ausschachtung vor der Wand. Daher verläuft die Gleitfläche nur im gewachsenen Boden und es ist keine Unterscheidung der verschiedenen Bodenkennwerte nötig.

³⁷ Zitat: [05] S. 5, oberes Drittel

Ermittlung des Grundbruchwiderstandes nach DIN 4017:



- 1 schräg und ausmittig wirkende Beanspruchung
- 2 Gleitfläche

Abbildung 8: Grundbruch unter ausmittig belastetem Fundament³⁸

Aus 7.2.1 der DIN 4017 mit Gl. (1) gilt:

$$R_n = a' \cdot b' \cdot (\gamma_2 \cdot b' \cdot N_b + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d + c \cdot N_c)$$

mit

$$\text{Gl. (2): } N_b = N_{b0} \cdot v_b \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b$$

$$\text{Gl. (3): } N_d = N_{d0} \cdot v_d \cdot i_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d$$

$$\text{Gl. (4): } N_c = N_{c0} \cdot v_c \cdot i_c \cdot \lambda_c \cdot \xi_c$$

und

$$\text{Gl. (5): } N_{b0} = (N_{d0} - 1) \cdot \tan \varphi$$

$$\text{Gl. (6): } N_{d0} = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi}$$

$$\text{Gl. (7): } N_{c0} = (N_{d0} - 1) / \tan \varphi$$

Die Darstellung der Ergebnisse:

DIN 1054:2005-01

DIN EN 1997-1:2008-10

DIN 1054:1976-11

Nachweis:

nach 7.5.2 (1) Gl. (19)

$$N_d \leq R_{n,d}$$

$$N_d(x) / R_{n,d}(x) = 1$$

$$\Rightarrow x \geq 1,96 \text{ m}$$

nach 6.5.2.1 (1)P Gl. (6.1)

$$V_d \leq R_d$$

$$V_d(x) / R_d(x) = 1$$

$$\Rightarrow x \geq 1,96 \text{ m}$$

nach 4.1.3.2

$$R_{n,k} / E_k \leq \eta$$

$$R_{n,k}(x) / E_k(x) \leq 2$$

$$\Rightarrow x \geq 1,99 \text{ m}$$

Die Berechnungen und Herkunft der einzelnen Werte und Formeln können dem Anhang A entnommen werden.

³⁸ Quelle: [05] S. 7

2.1.3.4 Nachweis der Böschungsbruchsicherheit

Da beim Nachweis der Geländebruchsicherheit viele verschiedene Gleitkreise untersucht werden und somit die genaue Bestimmung der Fußlänge x , für die der jeweilige Nachweis gerade eben noch erbracht ist, sehr schwierig ist, wird die minimale Fußlänge der vorangegangenen Nachweise herangezogen und überprüft ob die Geländebruchsicherheit gegeben ist.

Der Geländebruchwiderstand wird mit Hilfe der Fides-Software *Gleitkreis* bestimmt. Es kann für alle drei Normenfälle, sowohl bei der DIN 1054:2005, beim EC 7 als auch bei der DIN 1054:1976, Verwendung finden, da alle drei Normen die DIN 4084 als Norm für den Geländebruch festschreiben³⁹.

Das Programm *Fides-Gleitkreis* kann keine Nachweise nach dem neuen EC 7 führen. Aus diesem Grund wird hier gezeigt, dass der Nachweis nach der DIN 1054:2005 der gleiche ist wie der nach dem EC 7.

Beide Normen wandeln die geotechnischen Kenngrößen in Designwerte um und nicht erst die Kräfte und Spannungen, DIN 1054:2005 nennt es GZ 1C und der EC 7 GEO-3. Da sie dieselben Teilsicherheitswerte haben, müssen auch die Designwerte die gleichen sein.

	GZ 1C LF 1			GEO-3 BS-P		
Ständige Einwirkungen	γ_G	1,00	aus [04]	γ_G	1,00	aus [09]
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	Tab. 2	γ_Q	1,30	Tab. A 2.1
Reibungsbeiwert	γ_ϕ	1,25	aus [04]	γ_ϕ	1,25	aus [09]
Kohäsionsbeiwert	γ_c	1,25	Tab. 3	γ_c	1,25	Tab. A 2.2

Tabelle 4: Teilsicherheitsbeiwerte der DIN 1054:2005 und des EC 7 im Vergleich

Die Ermittlung der Bruchwiderstände erfolgt für beide gleich nach der DIN 4084. Die Einwirkungen E_d werden, wie oben gezeigt, aus den beaufschlagten Bodenkenngrößen ermittelt. Lasten, die nicht aus dem Baugrund kommen, werden ebenfalls mit den gleichen Werten beaufschlagt. Dies führt dazu, dass der Nachweis zum selben Ergebnis kommen muss, und somit der Geländebruch mit dem Programm *Fides-Gleitkreis* auch für den EC 7 geführt werden kann.

Die Ergebnisse der Berechnungen sind unten dargestellt. Die dazu gehörigen Rechnungen sind im Anhang A ausführlich abgedruckt.

³⁹ vgl. [04] 12.3 (2) und [09] A 11.5.1 A (1)

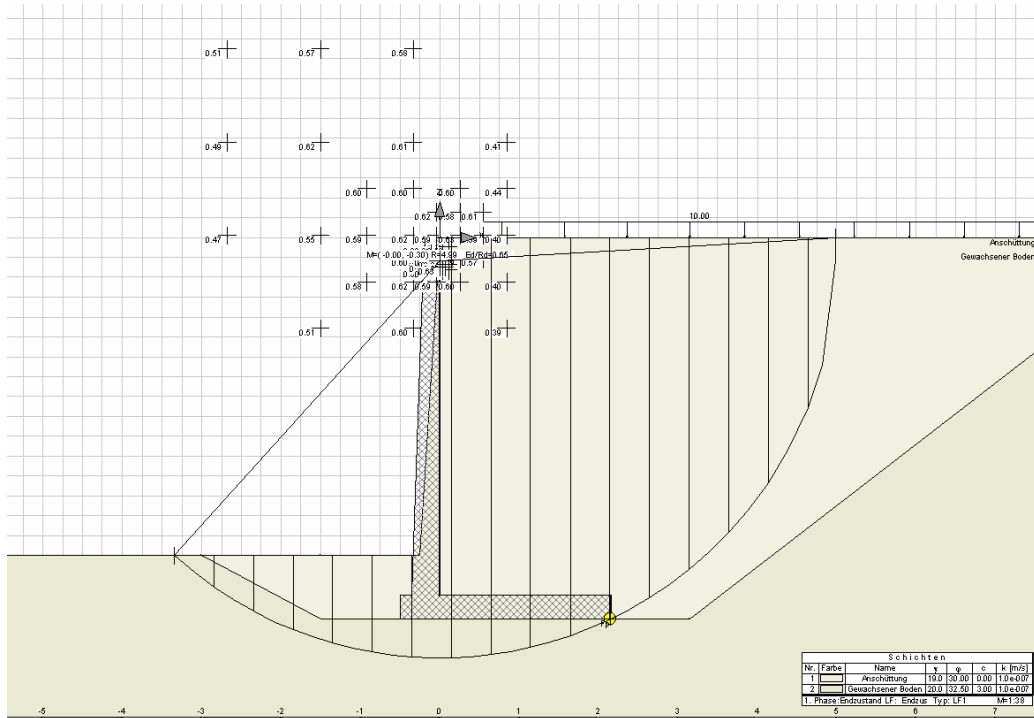


Abbildung 9: Böschungsbruch der Winkelstützwand nach DIN 1054:2005 und EC 7

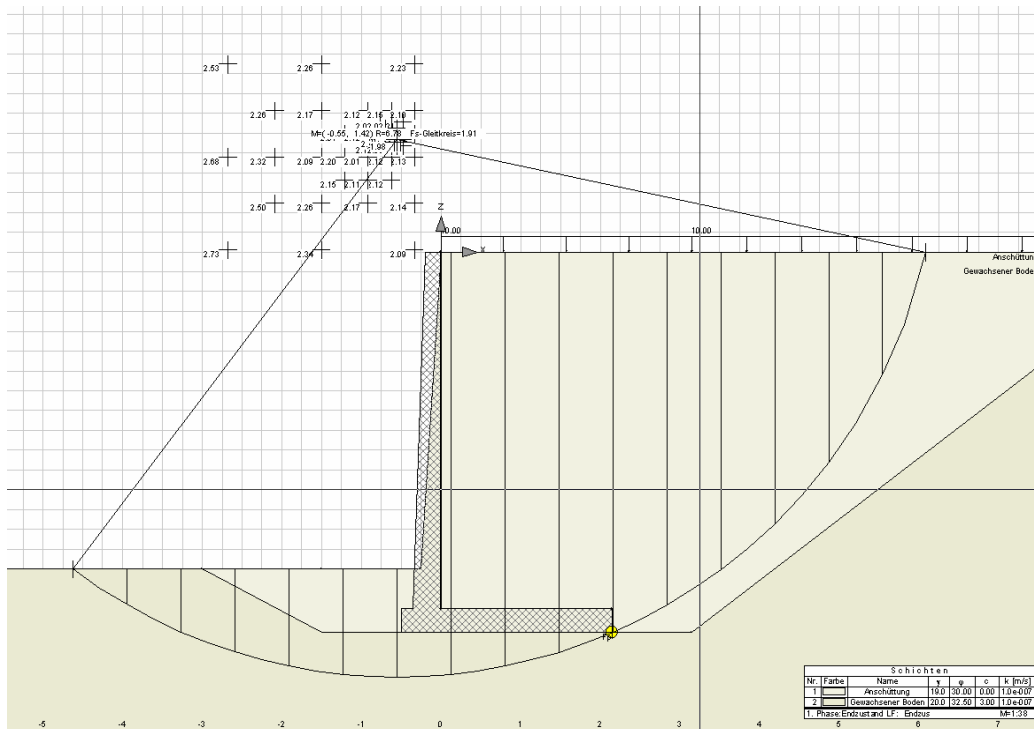


Abbildung 10: Böschungsbruch der Winkelstützwand nach DIN 1054:1976

DIN 1054:2005-01

DIN EN 1997-1:2008-10

DIN 1054:1976-11

Geländebruchwiderstand:

aus *Fides* Anhang A

aus *Fides* Anhang A

aus *Fides* Anhang A

$$R_d = 1419,5$$

$$R_d = 1419,5$$

$$R_d = 2705,04$$

$$E_d = 923,0$$

$$E_d = 923,0$$

$$E_d = 1419,16$$

Nachweis:

nach 12.3 (2) Gl. (64)

$$E_d \leq R_d$$

$$\eta = E_d / R_d$$

$$\eta = 0,65$$

nach 2.4.7.3.1 (1)P Gl. (2.5)

$$E_d \leq R_d$$

$$\eta = E_d / R_d$$

$$\eta = 0,65$$

$$E_d / R_d \leq 1,4$$

$$\eta = R_d / E_d$$

$$\eta = 1,91$$

2.2 2. Beispiel: Spritzbeton vernagelte Baugrubensicherung

Dieses Beispiel umfasst die Berechnung einer Baugrubenböschung mit einer Bodenvernagelung und Spitzbetonsicherung. Wie im 1. Beispiel wird auch hier ein direkter Vergleich zwischen der DIN 1054:2005, der DIE EN 1997:2008 angestellt. Als Referenz dient ebenfalls die DIN 1054:1976. Ergänzend zu den Normen wird auf die *Bauaufsichtliche Zulassung der Firma Preussag* [01] und es wird auch auf die Dissertation von *Gäßler* [19] verwiesen, welche die in den Normen angedeuteten Nachweise konkretisieren bzw. detailliert ausführen (näheres weiter unten).

2.2.1 Berechnungssystem

Das Beispiel sieht eine Böschungssicherung mit einem Geländesprung von $h = 5,0$ m unter einem Winkel von 80° zur Horizontalen vor. Das Eigengewicht der Spritzbetonschale ergibt sich aus einer in der Literatur angegebenen mittleren Dicke $d = 15$ cm für Baugrubensicherungen. Das Gewicht des Bodens, der sich hinter der Wand mit den Nägeln zu einem Bodenblock aufspannt, wird in Abhängigkeit von der jeweils unterschiedlich großen maximalen Nagellänge x bestimmt. Genauso wie das Gewicht aus der großflächigen Auflast Q .

Auf die Geltungsbereiche der Normen wird in Abschnitt 2.1.1 genauer eingegangen, hier gilt dies analog.

Die für die Berechnung notwendigen Erddruckbeiwerte werden auch bei diesem Beispiel auf der Grundlage der Coulomb'schen Erddrucktheorie für ebene Gleitflächen ermittelt. Diese Annahme ist nach DIN 4085⁴⁰ bei einem Erddruckneigungswinkel von $\delta_a \geq 0^\circ$ für Wandneigungswinkel von $-10^\circ \leq \alpha \leq \alpha_{\max}$ bei gleichzeitiger Einhaltung von $-\varphi \leq \beta \leq \varphi$ ausreichend genau. Diese Bedingungen werden erfüllt, da gilt:

$$\alpha = -10^\circ; \beta = 0^\circ; \delta_a = 0^\circ; \varphi = 32,5^\circ; \theta_{ag} = 56,25^\circ$$

$$\rightarrow \alpha_{\max} = \theta_{ag} - \varphi = 23,75^\circ$$

Neben den gegebenen charakteristischen Bodenkennwerten werden, da nicht näher erläutert, folgende Annahmen getroffen:

- Die Geländeoberfläche vor und hinter der Wand wird als eben angenommen ($\beta = 0^\circ$).
- Es wird eine großflächige Verkehrslast von 10 kN/m^2 auf der Wandoberseite angesetzt, wie sie in der EAB⁴¹ für Baugruben gefordert wird.
- Die Wichte für den stahlbewehrten Spritzbeton ist $\gamma_{\text{Beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$.

⁴⁰ Siehe DIN 4085 [07] Abschnitt 6.3.1.2

⁴¹ [03], 2.8 (1), S. 23f (EB 57)

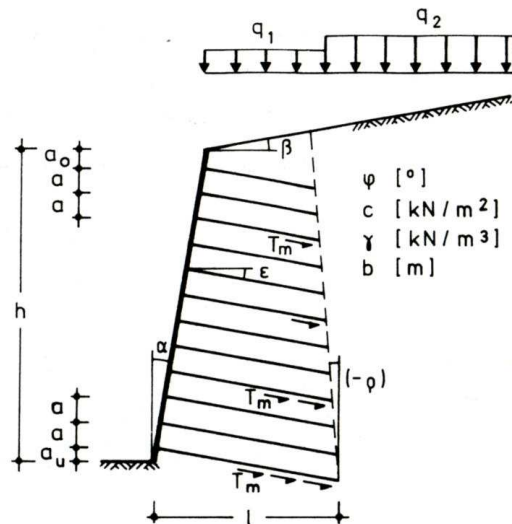


Abbildung 11: Regelprofil eines vernagelten Geländesprunges⁴²

Die Geometrie der Stützwand ist der Abbildung 11 zu entnehmen. Die Abmessungen sind von den jeweiligen maßgebenden Nachweisen der einzelnen Normen abhängig.

Die Nagelbildgeometrie wird nach *Gäßler* wie folgt gewählt:

$$a_0 = 80 \text{ cm}$$

$$a = 1,20 \text{ m}$$

$$a_u = 60 \text{ cm}$$

Die Nägel werden im Eigengewicht der Konstruktion nicht berücksichtigt, da der Boden und die Nägel eine ähnliche Wichte haben, wenn berücksichtigt wird, dass die Nägel einen größeren horizontalen Abstand als 1,0 m haben und relativ dünn sind.

Für die Berechnungen wird der Bodennagel dem in der Literatur erwähnten Micropfahl gleichgesetzt. Dies ist begründet, da die Herstellungsverfahren die gleichen sind und auch die Tragwirkung sich ähnelt.

Das Gewicht der Konstruktion setzt sich wie folgt zusammen:

Bodeneigengewicht:

$$G_1 = x \cdot 5,0 \cdot 20 = 100 \cdot x \text{ kN}$$

$$G_2 = 0,88 \cdot 5,0 \cdot \frac{1}{2} \cdot 20 = 44,0 \text{ kN}$$

Eigengewicht der Winkelstützwand:

$$G_3 = 0,15 \cdot 5,0 / \cos(20^\circ) \cdot 25 = 19,95 \text{ kN}$$

$$\Sigma G = 63,95 + 100 \cdot x \text{ kN}$$

Verkehrslast:

$$Q_k = x \cdot 10 = 10 \cdot x \text{ kN}$$

Tabelle 5: Eigengewichte und Verkehrslasten der Bodenvernagelung

⁴² Quelle: [19], S. 7, Abb. 2.1.1

2.2.2 Erddruckermittlung

Die Erddruckermittlung erfolgt nach der DIN 1085, wie auch im 1. Beispiel. Daher werden nur die Ergebnisse der Gleichungen angegeben.

Die Randbedingungen des Erddruckes auf die Ersatzrückwand sind:

Wandneigungswinkel $\alpha = 0^\circ$, da die Nagellängen so gewählt werden, dass sich eine vertikale Ersatzrückwand einstellt. Der Geländeneigungswinkel ist $\beta = 0^\circ$ und somit ist $\delta_a = 0^\circ$.

$$\Rightarrow k_{agh} = k_{aph} = 0,3010$$

Die Erddruckspannung beträgt:

$$e_{agh} = 0,3010 \cdot 20 \cdot 5 = 30,1 \text{ kN/m} \quad \text{am Wandfuss}$$

$$e_{aph} = 0,3010 \cdot 10 = 3,01 \text{ kN/m}$$

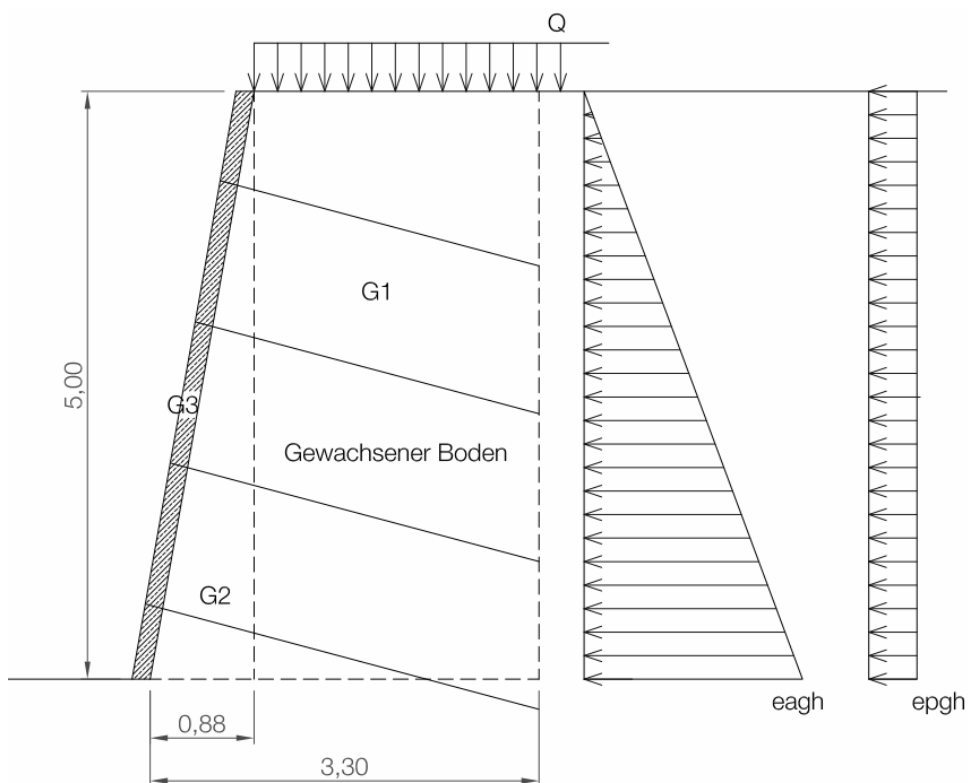


Abbildung 12: Erddruckspannung auf Ersatzrückwand der Bodenvernagelung

2.2.3 Nachweis der Tragfähigkeit

Hier werden die Nachweise der äußeren Standsicherheit geführt. Diese sind nach DIN 1054:2005, 12.4.4 (2) und nach EC 7, A 11.5.4.3 A(9):

- Gleiten (GZ 1B; GEO-2)
- Kippen (Lage der Sohldruckresultierenden) (GZ 1A; EQU)
- Grundbruch (GZ 1B; GEO-2)
- Böschungsbruch (GZ 1C; GEO-3)
- innere Standsicherheit (GZ 1C; GEO-3)

Desweiterm ist nach DIN 1054:2005, 12.4.3 (1) und nach EC 7, 11.5.4.2 A (6) die Ermittlung des charakteristischen Herausziehwerstandes nach „*einschlägigen Empfehlungen und Zulassungen zu ermitteln*“⁴³. Diese fordern eine bestimmte Menge an Zugversuchen am Bauobjekt. Da hier keine Zugversuche vorliegen und auch keine durchgeführt werden können, wird der charakteristische Zugwiderstand für den Einzelnagel von einem verpressten Micropfahl genommen. Da diese ähnliche Ausmaße und gleiche Herstellungsverfahren⁴⁴ haben. Dieser Wert ist aus der DIN 1054:2005, D.1 Tabelle D.1 für bindige Böden $q_{si,k} = 0,1 \text{ MN/m}^2$ entnommen.

Wie beim Beispiel der Winkelstützmauer, wird die Tragfähigkeit anhand der Mindestlänge l des Erdblocks bestimmt, welcher sich durch die Länge der Anker ergibt (siehe Abbildung 11).

In den unten aufgeführten Rechnungen ist $x = l - 0,88 \text{ m}$, $0,88 \text{ m}$ ist der horizontale Versatz zwischen Wandkopf und -fuß.

2.2.3.1 Nachweis der Gleitsicherheit

Nachweis auf der fiktiven Fläche unterhalb des Erdblockes bei $z = 5,00 \text{ m}$. Das Gewicht der Anker wird vernachlässigt da sie nur eine sehr geringe Erhöhung des Reibungswiderstandes hervorrufen würden. Da γ_{Beton} zu γ_{Boden} einen geringen Unterschied haben, wenn man berücksichtigt, dass die Anker einen größeren Abstand als $1,0 \text{ m}$ haben.

DIN 1054:2005-01

DIN EN 1997-1:2008-10

DIN 1054:1976-11

Bemessungswert der Beanspruchung parallel zur Sohlfläche:

nach 7.3.2 (2)

$$\begin{aligned} T_d &= T_{G,k} \cdot \gamma_G + T_{Q,k} \cdot \gamma_Q \\ &= E_{agh} \cdot \gamma_G + E_{aph} \cdot \gamma_Q \\ &= 75,25 \cdot 1,35 + 15,05 \cdot \\ &\quad 1,5 \\ &= 124,16 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

[Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 2 (S. 40) für den Grenzzustand 1B, Lastfall 1]

nach 6.5.3 (2)P

$$\begin{aligned} H_d &= \sum E_d \\ &= \gamma_G \cdot E_{agh} + \gamma_Q \cdot E_{aph} \\ &= 1,35 \cdot 75,25 + 1,5 \cdot \\ &\quad 15,05 \\ &= 124,16 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

[Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle A 2.1 ([09] S. 28) für den Grenzzustand GEO-2, Lastfall BS-P]

nach 4.1.3.3

$$\begin{aligned} H &= E_{agh} + E_{aph} \\ &= 75,25 + 15,05 \\ &= 90,30 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bemessungswert des Gleitwiderstands:

nach 7.4.3 (2) und (4)

$$\begin{aligned} R_{t,k} &= N_k \cdot \tan(\delta_{S,k}) \\ &= (63,04 + 110 \cdot x) \cdot \\ &\quad \tan(32,5) \\ &= 40,18 + 70,08 \cdot x \text{ kN/m} \\ R_{t,d} &= R_{t,k} / \gamma_{Gl} \\ &= (40,18 + 70,08 \cdot x) / 1,1 \\ &= 36,51 + 63,71 \cdot x \text{ kN/m} \end{aligned}$$

[Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 3 (S. 42) für den Grenzzustand 1B, Lastfall 1]

nach 6.5.3 (8)P, (10) und Gl. (6.3b)

$$\begin{aligned} R_d &= V_d' \cdot \tan(\delta_k) / \gamma_{R,d} \\ &= V_k' \cdot \tan(\delta_k) / \gamma_{R,h} \\ &= (63,04 + 110 \cdot x) \cdot \\ &\quad \tan(32,5) / 1,10 \\ &= 36,51 + 63,71 \cdot x \text{ kN/m} \end{aligned}$$

[Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle A 2.3 ([09] S. 30) für den Grenzzustand GEO-2, Lastfall BS-P]

nach 4.1.3.3 (a)

$$\begin{aligned} H_s &= \sum V \cdot \tan(\delta_{sf}) \\ &= (63,04 + 110 \cdot x) \cdot \\ &\quad \tan(32,5) \\ &= 40,18 + 70,08 \cdot x \text{ kN/m} \end{aligned}$$

⁴³ Zitat: [04], 12.4.3 (1), S. 90 und [09], A 11.5.4.2 A (6), S. 96

⁴⁴ u. a. nach [28] 5.5, S. 121ff

Bemessungswert des Erdwiderstandes parallel zur Sohlfläche an der Stirnseite:

nach 7.4.1 (1)

$$E_{p,d} = E_{p,k} / \gamma_{Ep}$$

$$= 0 \text{ kN/m}$$

[Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 3 (S. 42) für den Grenzzustand 1B, Lastfall 1]

nach 2.4.7.3.3 A (1)

$$R_{p;d} = \gamma_F \cdot F_k / \gamma_R$$

$$= 1,0 \cdot E_{p,k} / \gamma_{R,e}$$

$$= 0 \text{ kN/m}$$

[Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle A 2.3 ([09] S. 30) für den Grenzzustand GEO-2, Lastfall BS-P]

nach 4.1.3.3

$$E_{pr} = E_{pgh} / 2$$

$$= 0 \text{ kN/m}$$

Nachweis:

nach 7.5.3 (1) Gl. (20)

$$T_d \leq R_{t,d} + E_{p,d}$$

$$124,16 \leq (36,51 + 63,71 \cdot x)$$

$$x \geq 1,38 \text{ m}$$

nach 6.5.3 (2)P Gl. (6.2)

$$H_d \leq R_d + R_{p,d}$$

$$124,16 \leq (36,51 + 63,71 \cdot x)$$

$$x \geq 1,38 \text{ m}$$

nach 4.1.3.3

$$\eta_g \leq (H_s + E_{pr}) / H$$

$$1,5 \leq (40,18 + 70,08 \cdot x) / 90,30$$

$$x \geq 1,36 \text{ m}$$

2.2.3.2 Nachweis der Kippsicherheit

Die Anforderungen an die Kippsicherheit können Abschnitt 2.1.3.2 entnommen werden. Abbildung 13 stellt alle in die Berechnung eingehenden Kräfte und deren Hebelarme dar.

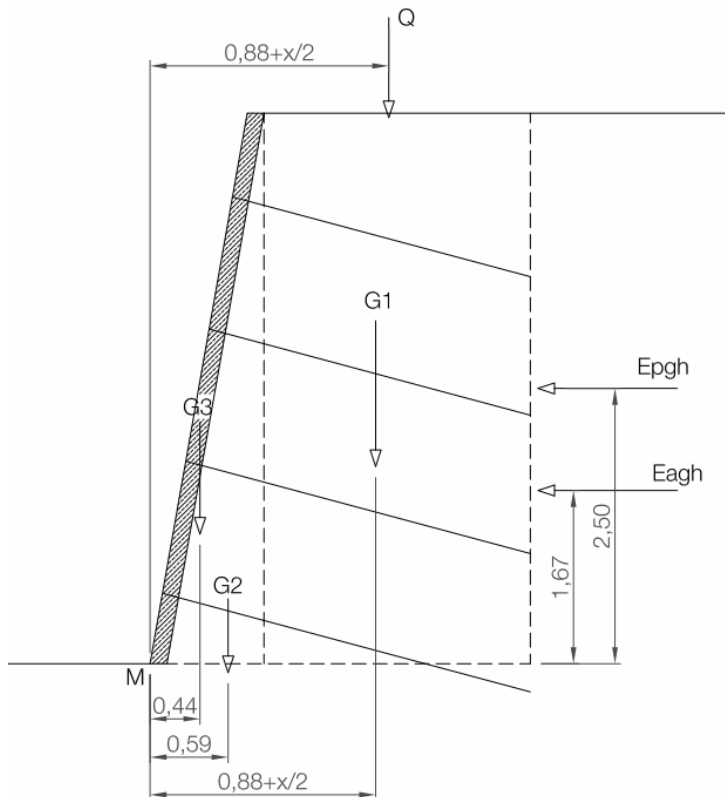


Abbildung 13: Kräfte und Hebelarme für die Berechnung der Momente

Die Lasten aus Boden- und Bauwerkeigengewicht, sowie die Last aus dem aktiven Erddruck werden mit ihrem jeweiligen Hebelarm l_i , bezüglich des Punktes M und in Abhängigkeit von der Fußlänge x , multipliziert.

$$\begin{aligned}\sum M = 0 &= \sum(G_i \cdot l_i) + \sum(Q_i \cdot l_i) + \sum V \cdot c \\ &= G_1 \cdot (0,88 + x/2) + G_2 \cdot 0,59 + G_3 \cdot 0,44 + Q_k \cdot (0,88 + x/2) - E_{agh} \cdot 1,67 - E_{aph} \cdot 2,50 - \\ &\quad \sum V \cdot c\end{aligned}$$

DIN 1054:2005-01	DIN EN 1997-1:2008-10	DIN 1054:1976-11
Nachweis:		
nach 7.5.1 (3) Gl. (17)	nach 6.5.4 (1)P	nach 4.1.3.1
- „ständige“ Lasten	- „ständige“ Lasten	- „ständige“ Lasten
		Erddruckresultierende im Kern
zul. $E \leq b / 6$	zul. $E \leq b / 6$	zul. $E \leq b / 6$
$e = b/2 - c$		
$\Rightarrow c \geq b/2 - b/6$		
$\Rightarrow x \geq 2,61 \text{ m}$	$\Rightarrow x \geq 2,61 \text{ m}$	$\Rightarrow x \geq 2,61 \text{ m}$
- „ständige und veränderliche“ Lasten	- „ständige und veränderliche“ Lasten	- „ständige und veränderliche“ Lasten
zul. $e \leq b / 3$	zul. $e \leq b / 3$	zul. $e \leq b / 3$
$\Rightarrow x \geq 1,41 \text{ m}$	$\Rightarrow x \geq 1,41 \text{ m}$	$\Rightarrow x \geq 1,41 \text{ m}$
- maßgebende Länge x	- maßgebende Länge x	- maßgebende Länge x
$\Rightarrow x \geq 2,61 \text{ m}$	$\Rightarrow x \geq 2,61 \text{ m}$	$\Rightarrow x \geq 2,61 \text{ m}$

2.2.3.3 Nachweis der Grundbruchsicherheit

Die Bedingungen für diesen Nachweis sind die gleichen wie die der Winkelstützwand, siehe Abschnitt 2.1.3.3. Die Gültigkeit des Nachweises ist gegeben, da $d = 0$ gilt.

Eine ausführliche Berechnung befindet sich im Anhang A.

DIN 1054:2005-01	DIN EN 1997-1:2008-10	DIN 1054:1976-11
Nachweis:		
nach 7.5.2 (1) Gl. (19)	nach 6.5.2.1 (1)P Gl. (6.1)	nach 4.1.3.2
$N_d \leq R_{n,d}$	$V_d \leq R_d$	$R_{n,k} / E_k \leq \eta$
$N_d(x) / R_{n,d}(x) = 1$	$V_d(x) / R_d(x) = 1$	$R_{n,k}(x) / E_k(x) \leq 2$
$\Rightarrow x \geq 1,99 \text{ m}$	$\Rightarrow x \geq 1,99 \text{ m}$	$\Rightarrow x \geq 2,02 \text{ m}$

2.2.3.4 Nachweis der Böschungsbruchsicherheit

Für diesen Nachweis gelten die selben Bedingungen wie in Abschnitt 2.1.3.4.

Das in Fides generierte Modell besteht aus einer Platte mit einer Dicke von 15 cm, als Spritzbetonschale, und vier Bodennägeln. Die Nägel haben die oben gewählten geometrischen

Abstände. Ihr Herausziehwiderstand ist mit 31,42 kN/lfm festgelegt, wie auch für die innere Standsicherheit im nächsten Abschnitt.

Die ausführliche Berechnung befindet sich in Anhang A.

DIN 1054:2005-01

DIN EN 1997-1:2008-10

DIN 1054:1976-11

Geländebruchwiderstand:

aus *Fides* Anhang A

aus *Fides* Anhang A

aus *Fides* Anhang A

$$R_d = 3040,2$$

$$R_d = 3040,2$$

$$R_d = 3618,2$$

$$E_d = 2734,48$$

$$E_d = 2734,48$$

$$E_d = 2540,43$$

Nachweis:

nach 12.3 (2) Gl. (64)

nach 2.4.7.3.1 (1)P Gl. (2.5)

$$E_d \leq R_d$$

$$E_d \leq R_d$$

$$E_d / R_d \leq 1,4$$

$$\eta = E_d / R_d$$

$$\eta = E_d / R_d$$

$$\eta = R_d / E_d$$

$$\text{LF 2 } \eta = 0,90$$

$$\text{LF 2 } \eta = 0,90$$

$$\text{LF 2 } \eta = 1,42 \geq 1,40$$

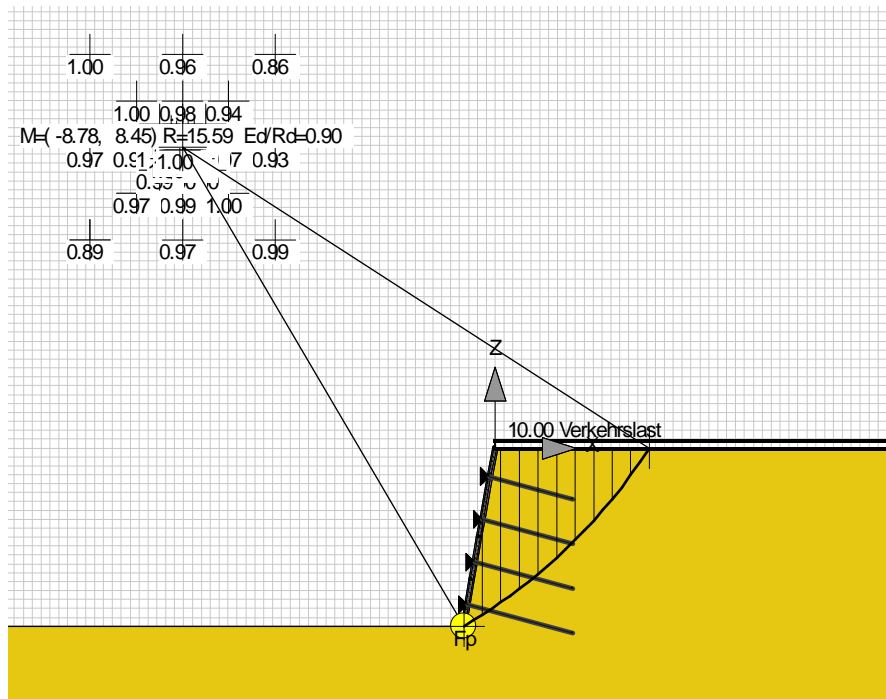


Abbildung 14: Böschungsbruch der Bodenvernagelung nach DIN 1054:2005 und EC 7

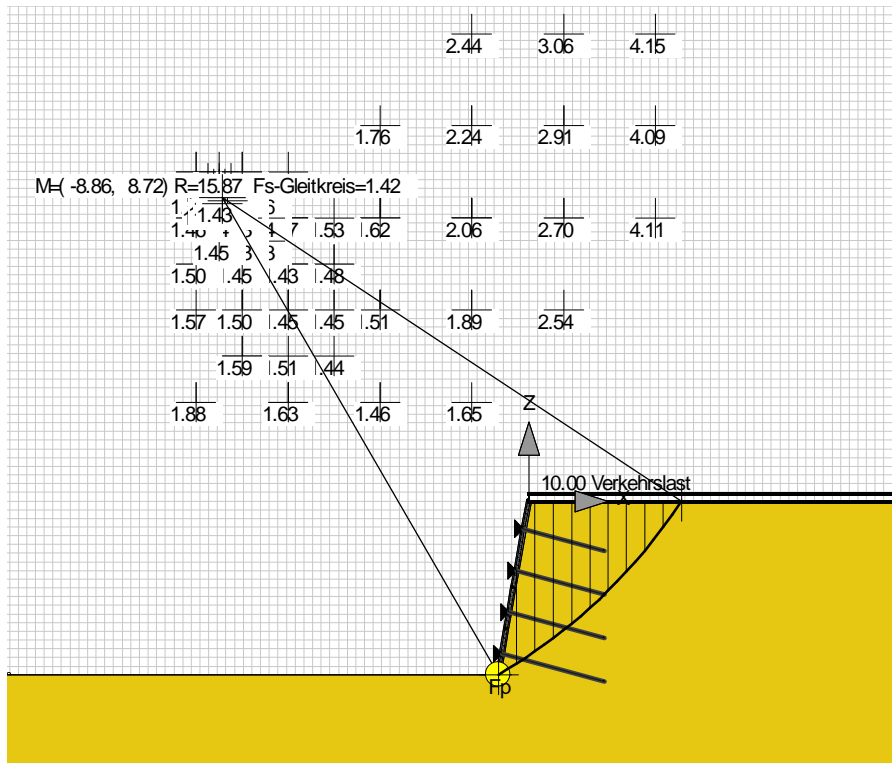


Abbildung 15: Böschungsbruch der Bodenvernagelung nach DIN 1054:1976

2.2.3.5 Nachweis der inneren Standsicherheit

Dieser Nachweis dient der Sicherheit gegen Herausziehen und Materialversagen der Bodennägel. Er wird nach *Gäßler* [19] an einem Starrkörperbruchtyp mit ebenen Gleitflächen aus zwei Bruchkörpern geführt. Da dieser mit relativ einfachen Mitteln geführt werden kann, und für diese Arbeit ausreichend genau ist. Alternativ gibt es noch einfach und mehrfach gekrümmte Gleitflächen.

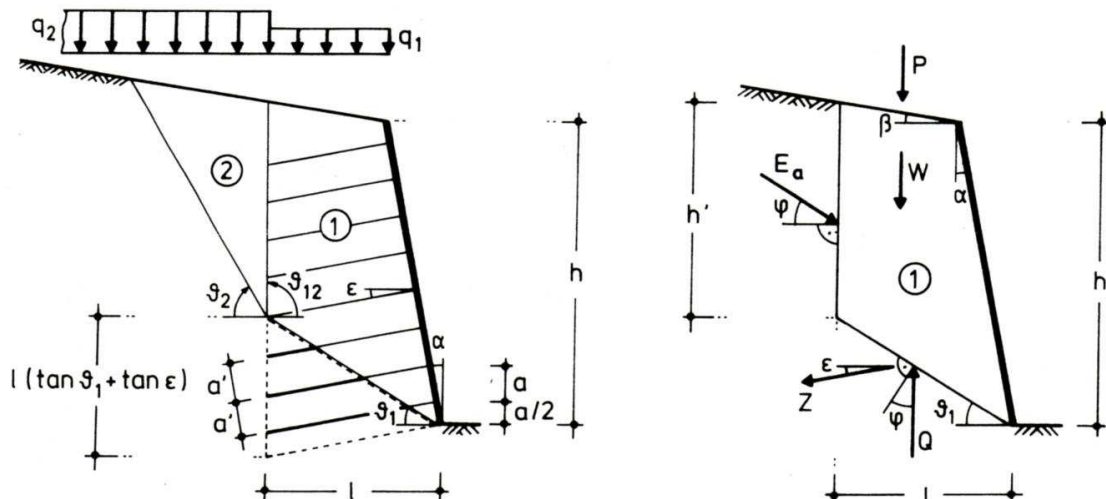


Abbildung 16: Kräfte am vernagelten Bodenkörper⁴⁵

⁴⁵ Quelle: [19], S.16, Abb. 2.3.2

Nach *Gäßler* Gl. (2.8):

$$Z = 0,5 \cdot l^2 \cdot (\tan \vartheta_1 + \tan \varepsilon) \cdot \frac{T_m}{a \cdot b} \cdot \frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha - \varepsilon)}$$

und Gl. (2.10):

$$Z \cdot \cos(\vartheta_1 - \varphi_{\text{mod}} - \varepsilon) - [(W + P) \cdot \sin(\vartheta_1 - \varphi_{\text{mod}}) + E_a \cdot \cos(\vartheta_1 - \varphi + \varphi_{\text{mod}})] = 0$$

und Gl. (2.10a - d)

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (l \cdot (2 \cdot h - l \cdot \tan \vartheta_1) - h^2 \cdot \tan \alpha)$$

$$P = q_1 \cdot (l - h \cdot \tan \alpha)$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot h' \cdot (\gamma \cdot h' + 2 \cdot q_2) \cdot k_a$$

$$h' = h - l \cdot \tan \vartheta_1$$

sowie einem gewählten Wert für die Mantelreibung $q_{s,1k}$ des Bodennagels von $q_{s,1k} = 0,1 \text{ MN/m}^2$.

$$T_m = q_{s,1k} \cdot U = 0,1 \cdot 0,314 \hat{=} 31,42 \text{ kN/lfm}$$

Aus diesen Gleichungen und der Annahme von T_m folgt die Ermittlung der Nagellänge. Der Nachweis wird durch Variation der beiden Parameter, Nagellänge l und Gleitflächenwinkel θ_1 , ermittelt. Der Nachweis ist erbracht, wenn sich bei steigender Variation der Nagellänge eine Mindestlänge der Bodennägel zu einem bestimmten Gleitflächenwinkel einstellt und dieser das Kräfteverhältnis ausgleicht. Die vollständige Berechnung befindet sich in Anhang A.

Die mindeste Nagellänge an der Basis der Wand ist $l = 3,27 \text{ m}$. Der dazugehörige Gleitflächenwinkel ist $\theta_1 = 41,41^\circ$.

3 Bemessung der Stützbauwerke

Die Berechnung der Schnittkräfte erfolgt mit dem Stabwerksprogramm IQ100 der TU Wien. Im untenstehenden Text werden die Ergebnisse präsentiert, sowie die notwendigen Massivbauberechnungen dargestellt.

3.1 1. Beispiel: Flach gegründete Winkelstützmauer

3.1.1 Berechnung des Erddrucks auf die Rückwand

Für die Bemessung der Winkelstützmauer werden zwei Lastfälle kombiniert:

1. Großflächige Auflast als Verkehrslast
2. Erdruhedruck mit Verdichtungserddruck als ständige Last

Es wird mit dem Erdruhedruck gerechnet, da die lotrechte Wand, auf die der Erddruck wirkt, gegenüber dem waagrechten Sporn, auf dem der Erdkeil ruht, als unnachgiebige Lagerung der Wand betrachtet werden kann. Diese Annahme ist berechtigt, da beide Wandteile monolithisch miteinander verbunden sind und so eine relative Verformung sehr gering ausfällt. Aufgrund dieser Annahme wird mit dem vollen Erdruhedruck und einem Wandneigungswinkel von $\delta_0 = 0^\circ$ gerechnet. Mit diesem Ansatz liegt man auf der sicheren Seite, weil die höchsten rechnerisch ansetzbaren Erddrücke verwendet werden.

Mit der Gleichung (56) aus DIN 4085 Abschnitt 6.4.1 und $\alpha = \beta = \delta_0 = 0^\circ$ gilt:

$$\begin{aligned}k_{0gh} &= 1 - \sin \varphi \\ \Rightarrow k_{0gh} &= 0,5000\end{aligned}$$

Die Verkehrslast wird nach der Gleichung (58) Abschnitt 6.4.2 mit dem k_{0ph} nach Gl. (59) angesetzt.

$$\begin{aligned}k_{0ph} &= \frac{\cos \alpha \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \cdot k_{0gh} \\ \alpha &= \beta = 0 \\ \Rightarrow k_{0ph} &= k_{0gh} = 0,5000\end{aligned}$$

Zur Abschätzung der Wandhöhe, für die wirkende Erddruckkraft, wird eine Sohlplattendicke von 30 cm vorgeschätzt. Hieraus ergibt sich eine effektive Wandhöhe, auf die die Erddruckspannung wirkt, bei einer vorgegebenen Gesamteinbindetiefe von $z = 4,80$ m, von $z = 4,50$ m.

Erdruhedruckspannung ⁴⁶ :	$e_{0gh} = \gamma \cdot z \cdot k_{0gh}$
bei $z = 4,50$ m	$= 19 \cdot 4,50 \cdot 0,5000$
	$= 42,75 \text{ kN/m}^2$
	$e_{0ph} = p \cdot k_{0gh}$
	$= 10 \cdot 0,5000$
	$= 5,00 \text{ kN/m}^2$

⁴⁶ [07] Gleichung (49) und (58)

Der Verdichtungserddruck auf die Wandrückseite wird mit dem Ansatz nach DIN 4085 6.6.1 und dem Erdruchdruck gebildet. Hiernach wirkt auf die Rückseite eine zusätzliche Erddruckspannung (e_{vh}) von 25 kN/m^2 (siehe [07] Tab. 3) bis zum Schnittpunkt (z_0) mit der Erdruchdruckspannung, für einen hinterfüllten Raum von $B \geq 2,5 \text{ m}^{47}$ (siehe Abbildung 17). Allerdings unter einem anfänglich linearen Anstieg bis zu einer Höhe von z_p , da der passive Erddruck durch die Verdichtungsarbeit nicht überschritten werden kann. Um die ständigen- und veränderlichen Lasten zu kombinieren, „werden die Erddruckanteile infolge Eigenlast des Bodens und infolge Oberflächenlast überlagert. Der Verdichtungserddruck bleibt dann nur in dem Umfang wirksam, wie er den Erddruck infolge Oberflächenlast übersteigt.“⁴⁸

Mit der Gleichung (82) der DIN 4085:

$$z_p = \frac{e_{vh}}{\gamma \cdot k_{pgh} (\delta_p = 0)}$$

$$= \frac{25}{19 \cdot 3,0000}$$

$$z_p = 0,44 \text{ m}$$

$$z_p' = z_0 - z_p = 1,67 \text{ m}$$

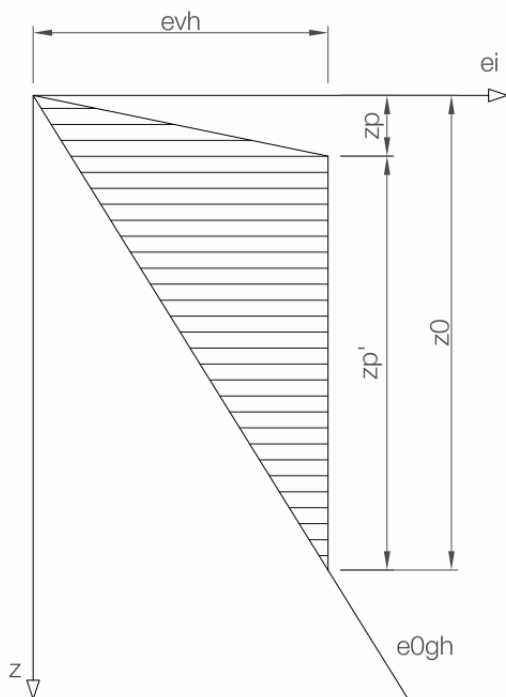


Abbildung 17: Ansatz des Verdichtungserddruckes⁴⁹

Aus der überlagerten Verdichtungsdruckspannung mit der Erddruckspannung aus Verkehrslast ergibt sich eine resultierende Verdichtungsspannung von $e_{vh} = 25 \text{ kN/m}^2 - 5,0 \text{ kN/m}^2 = 20 \text{ kN/m}^2$.

Für den Schnittpunkt zwischen Verdichtungserddruck und Erdruchdruck gilt:

⁴⁷ [07] Tabelle 3

⁴⁸ Zitat: [07], S.36, 3. Absatz

⁴⁹ Sinngemäß nach [07] Bild 19, S. 30

Es wird eine Mindestfußlänge x von 2,00 m in erster Näherung abgeschätzt, um eine Vordimensionierung der Betonkonstruktion zu ermitteln. Hieraus ergibt sich ein B von 2,50 m. Mit dem Steifemodul $E_s = 35 \text{ MN/m}^2$ aus den Bodenkennwerten folgt:

$$C = 1,443 \cdot \frac{35}{2,5}$$

$$= 20,20 \text{ MN/m}^3$$

Aus den Berechnungen ergeben sich folgende maximale Momente M_{ik} und Querkräfte Q_{ik} am Knoten der Stützwand. Die Schnittkraftverläufe sind in Abbildung 19 dargestellt, die Momentenlinie in rot und die Querkraftsline in grün.

	Ständig		veränderlich	
	M_{ik} [kNm]	Q_{ik} [kN]	M_{ik} [kNm]	Q_{ik} [kN]
aus Stab 1	225	-114	54	-23
aus Stab 2	-140	400	-33	94
aus Stab 3	84	328	21	80

Tabelle 6: Schnittgrößen für die Winkelstützwand

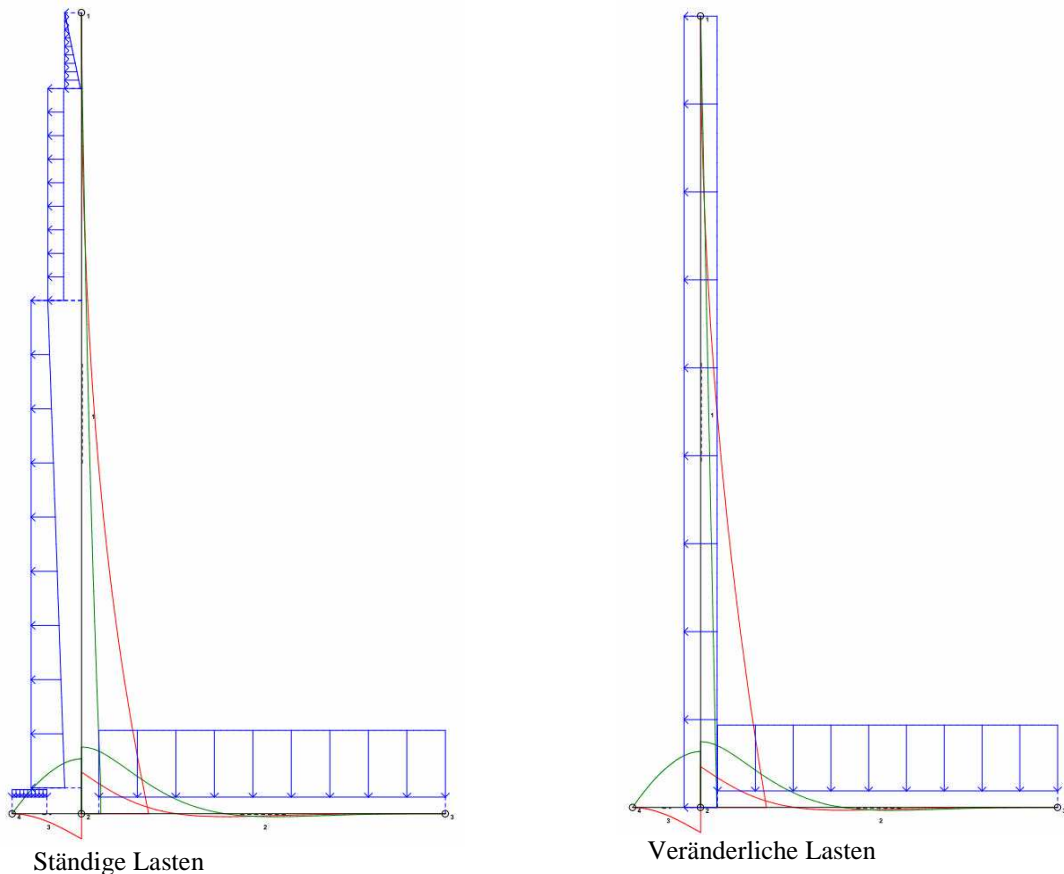


Abbildung 19: Schnittkräfteverlauf der Winkelstützwand

3.1.3 Berechnung der Massivbaukonstruktion

Die maßgebende Bewehrung ergibt sich aus der Betrachtung der Kräfte im Rahmenknoten der Stützwandkonstruktion. An dieser Stelle treten die größten Kräfte auf. Die Bemessung ist analog

einer Rahmenecke und wird für alle drei Fälle gleich durchgeführt, da die DIN 1045-1 unabhängig von der Erdbaunorm ist. Aus diesem Grund und der unabhängigen Gültigkeit der DIN 4085 und der somit gleichen Ansätzen der einwirkenden Kräfte ergibt sich eine einheitliche Massivbaubemessung.

Die Expositionsklassen für den Betonangriff ist XF1 für *Außenbauteile ohne Taumittel*. Für die Bewehrungskorrosion gilt XC2 für *Gründungsbauteile*. XC4 für *Außenbauteile mit direkter Beregnung* braucht hier nicht berücksichtigt zu werden, da sich der Schutz auf die Bewehrung bezieht und diese auf der Wandinnenseite liegt.

	Betonklasse	Betondeckung	
		c_{\min}	Δc
XF 1: Außenbauteil	C 25/30	--	--
XC 2: Gründungsbauteile	C 16/20	20	15

Tabelle 7: Betonklassen und –deckung der Winkelstützmauer

Eine herkömmliche Querkraftbemessung nach DIN 1045-1 ist wegen der großen auftretenden Querkräfte nicht zulässig, da es sich um einen D-Bereich handelt⁵¹. Die Berechnung des Rahmenknotens erfolgt daher nach DafStb 525:

Wandbewehrung (Beam) am Knoten:

$$M_{Eds} = \gamma_G \cdot M_{G1} + \gamma_Q \cdot M_{Q1} = 1,35 \cdot 225 + 1,5 \cdot 54 = 385 \text{ kNm}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0,385}{1,0 \cdot 0,3025^2 \cdot 14,2} = 0,296$$

$$\omega = 0,3643$$

$$\zeta = 0,813$$

$$A_{s1} = \frac{1}{f_{sd}} \cdot \omega \cdot d \cdot f_{cd} = \frac{1}{435} \cdot 0,3643 \cdot 0,3025 \cdot 14,2 = 35,97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Rightarrow \text{Ø}25/12,5 \hat{=} 39,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

(Werte für ω und ζ sind einschlägigen Tabellenwerken entnommen)

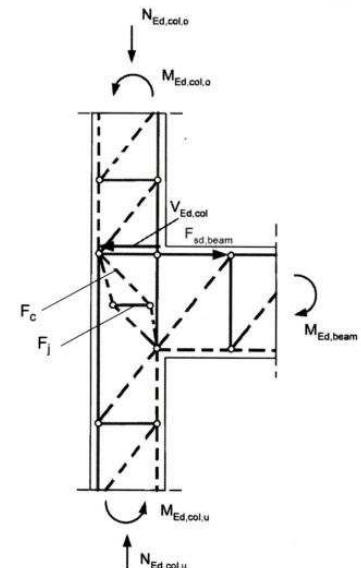


Abbildung 20: Stabwerksmodell des Rahmenknotens⁵²

⁵¹ vgl. auch [21] S. 206ff

⁵² Quelle: [21], S.206, Abb. 5.14

Knotenquerkrafttragfähigkeit:

$$V_{Ed,jh} \leq V_{j,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = V_{j,cd} + 0,4 \cdot A_{sj,eff} \cdot f_{yd} \leq \begin{cases} 2 \cdot V_{j,cd} \\ \gamma_N \cdot 0,25 \cdot f_{ck} / \gamma_c \cdot b_{eff} \cdot h_{col} \end{cases}$$

$$V_{j,cd} = 1,4 \cdot \left(1,2 - 0,3 \cdot \left(\frac{h_{Beam}}{h_{col}} \right) \right) \cdot b_{eff} \cdot h_{col} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)^{1/4}$$

$$V_{Ed,jh} = \frac{M_{Ed,Beam}}{z_{Beam}} - V_{Ed,col,r} \quad \text{gew. } \emptyset 25$$

$$b_{Beam} = b_{col} = 1,0 \text{ m} \quad h_{Beam} = 35 \text{ cm}$$

$$h_{col} = 30 \text{ cm} \quad d = 35 - \left(2,0 + 1,5 + \frac{2,5}{2} \right) = 30,25 \text{ cm}$$

$$z_{Beam} = d \cdot \zeta = 0,3025 \cdot 0,813 = 0,246 \text{ m} \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_G = 1,35 ; \gamma_Q = 1,5 ; \gamma_c = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 \quad (\text{LF "ständig"})$$

Knotenbewehrung (ohne Bügel):

$$M_{Eds,Beam} = 385 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,col,r} = \gamma_G \cdot Q_{G2} \cdot \gamma_Q \cdot Q_{Q2} = 1,35 \cdot 400 \cdot 1,5 \cdot 94 = 681 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,jh} = \frac{385}{0,246} - 681 = 884 \text{ kN}$$

$$V_{j,cd} = 1,4 \cdot \left(1,2 - 0,3 \cdot \frac{0,35}{0,30} \right) \cdot 1,0 \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{25}{1,5} \right)^{1/4} \\ = 0,721 \text{ MN} \hat{=} 721 \text{ kN} < 884 \text{ kN} = V_{Ed,jh}$$

Knotenbewehrung (mit Bügel):

$$V_{j,Rd} \geq V_{Ed,jh} = 0,884 \text{ MN}$$

$$0,884 = 0,721 + 0,4 \cdot A_{sj,eff} \cdot 435$$

$$\Rightarrow A_{sj,eff} \geq 9,37 \text{ cm}^2/\text{m} \quad s \leq 10 \text{ cm in Querrichtung}$$

Breite der Wand sind 35 cm mit Überdeckung bleiben ca. 25 cm für die Bügel.

$$\Rightarrow 4 \text{ Bügel: } 9,37 / 4 = 2,34 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \emptyset 8/20 \hat{=} 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Probe auf Erfüllung der Randbedingungen für $V_{j,Rd}$:

$$2 \cdot V_{j,cd} = 2 \cdot 0,721 = 1,442 \text{ MN}$$

$$\gamma_N \cdot 0,25 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_{eff} \cdot h_{col} =$$

$$\gamma_N = \gamma_{N1} + \gamma_{N2}$$

$$\gamma_{N1} = 1,5 \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \left(\frac{N_{Ed,col}^{(N_{Ed}=0)}}{A_{c,col}} \cdot f_{ck} \right) \right) \leq 1 \quad (\text{Längskrafteinfluss})$$

$$\gamma_{N1} = 1,0$$

$$\gamma_{N2} = 1,9 - 0,6 \cdot \frac{h_{Beam}}{h_{col}} \leq 1 \quad (\text{Schubslankheit})$$

$$\gamma_{N2} = 1,9 - 0,6 \cdot \frac{0,35}{0,3} = 1,2 \leq 1$$

$$\gamma_{N2} = 1,0$$

$$\gamma_N = 2$$

$$= 2 \cdot 0,25 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 1,0 \cdot 0,3 = 2,50 \text{ MN}$$

$$0,721 + 0,4 \cdot \frac{5,65 \cdot 4}{100^2} \cdot 435 = 1,114 \text{ MN} \leq \begin{cases} 1,442 \text{ MN} \\ 2,50 \text{ MN} \end{cases}$$

Bewehrung der Fußplatte (Column):

$$M_{Eds} = 1,35 \cdot 140 + 1,5 \cdot 33 = 239 \text{ kN}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{0,239}{1,0 \cdot 0,2525^2 \cdot 14,2} = 0,26 \quad d = 30 - 2,0 - 1,5 - 2,5/2 = 25,25 \text{ cm}$$

$$\omega = 0,3091$$

$$A_{s,col} = \frac{1}{435} \cdot 0,3091 \cdot 0,2525 \cdot 14,2 \hat{=} 25,48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Rightarrow \text{Ø}25/18,7 \hat{=} 26,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Damit ergibt sich eine erforderliche Bewehrung für die Wand von Ø25/12,5, für die Fußplatte Ø25/18,7 und der Knoten erhält eine rechnerisch erforderliche Bügelbewehrung von 4 Ø8/20 zur Querkraftübertragung. Zusätzlich sind ggf. konstruktive Bügel und Längseisen in der Konstruktion anzuordnen. Die rechnerisch erforderliche Bewehrungsanordnung ist der Abbildung 21 zu entnehmen.

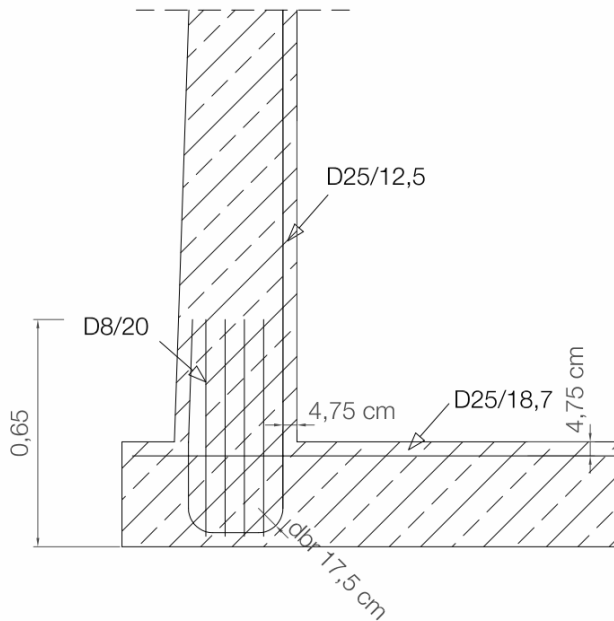


Abbildung 21: Bewehrungsskizze der Winkelstützmauer im Querschnitt

3.2 2. Beispiel: Spritzbeton vernagelte Baugrubensicherung

3.2.1 Berechnung des Erddruckes auf die Rückwand

Die Berechnung des Erddruckes erfolgt analog zu den Berechnungen der vorangegangenen Abschnitte. Nach Bauaufsichtlicher Zulassung⁵³ erfolgt kein Ansatz der Kohäsion und $\delta_a = \beta = 0^\circ$. Außerdem werden nur 85% des aktiven Erddruckes auf die Wand angesetzt, so wie eine rechteckförmige Verteilung. Dieses trägt der Tatsache Rechnung, dass sich durch den Spritzbetonverbau, die Nägel und der lagenweise wechselnden Aushub- und Ausbauphasen der Erddruck umlagern kann und von den Bodennägeln die horizontalen Spannungen des Bodens schon vor der Wand zum Teil abgefangen werden.

$$\Rightarrow k_{agh} = k_{aph} = 0,2346$$

Bodeneigengewicht:

$$e_{agh, unten} = 0,2346 \cdot 20 \cdot 5 = 23,46 \text{ kN/m}$$

$$E_{agh} = 23,46 \cdot 1/2 \cdot 5 = 58,65 \text{ kN}$$

$$e_{agh} = 58,65/5 = 11,73 \text{ kN/m}$$

$$e_{agh}^* = 0,85 \cdot 11,73 = 9,97 \text{ kN/m}$$

Rechteckverteilung nach BAZ

85% des aktiven Erddruck

Auflast:

$$e_{aph} = 0,2346 \cdot 10 = 2,35 \text{ kN/m}$$

⁵³ [01]

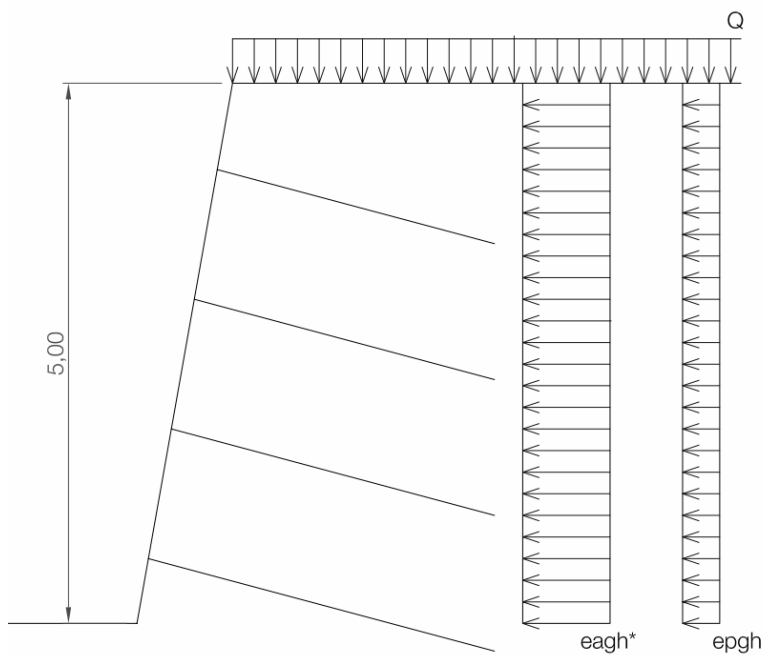


Abbildung 22: Darstellung der Erddruckspannung auf die Rückwand der Bodenvernagelung

3.2.2 Bestimmung der Schnittgrößen

Die Bestimmung der Schnittgrößen erfolgt mit dem Stabwerksprogramm IQ100. Für die Schnittgrößenbestimmung wird die Spritzbetonschale als Durchlaufträger angenommen. Daraus entsteht folgendes statisches System:

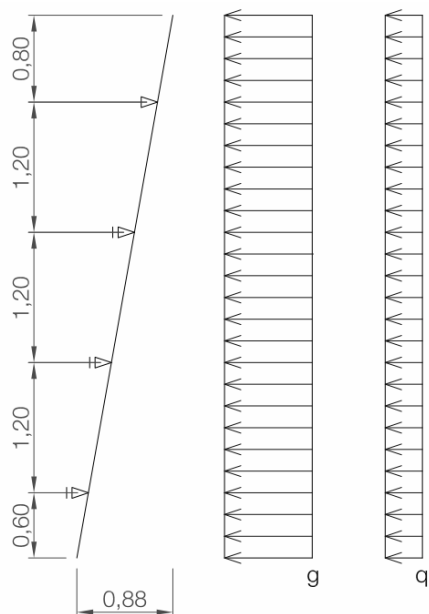


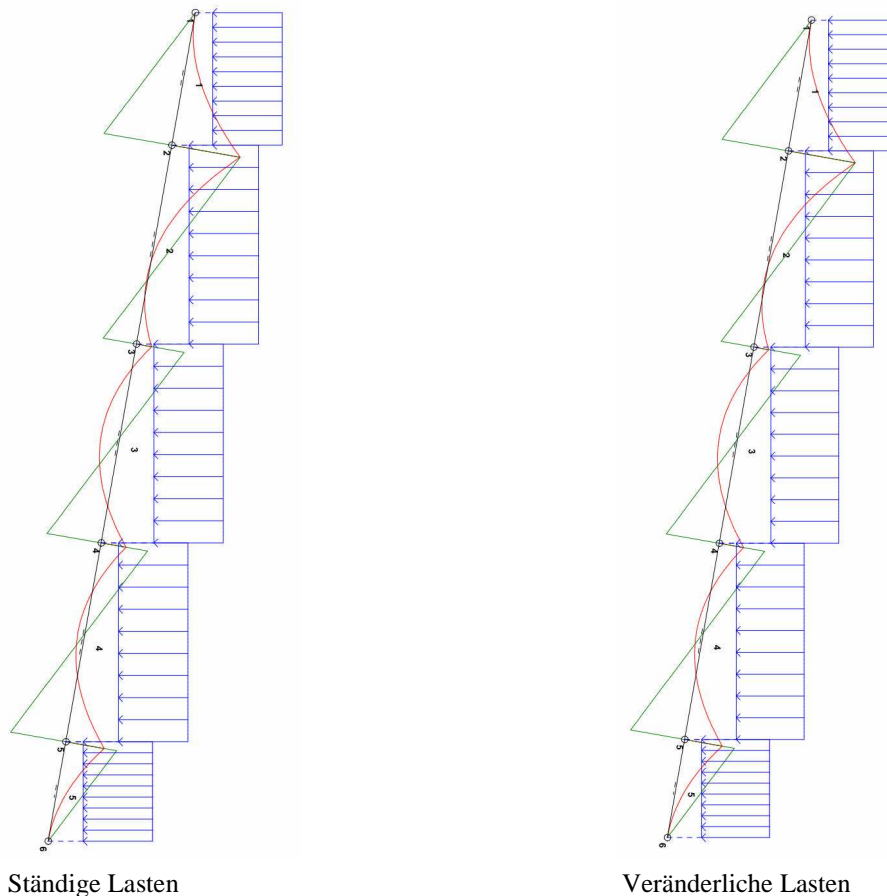
Abbildung 23: Darstellung der maßgebenden Kräfte im statischen System

Aus den Berechnungen ergeben sich folgende maximale Momente M_{ik} und Querkräfte Q_{ik} am Knoten 2 und dem Feld 3 der Stützwand.

	Ständig			veränderlich		
	M_{ik} [kNm]	Q_{ik} [kN]	A_k [kN]	M_{ik} [kNm]	Q_{ik} [kN]	A_k [kN]
aus Knoten 2	-3,19	7,92	15,78	-0,75	1,87	3,72
aus Stab 3	0,86	0,03	--	0,20	0,01	--

Tabelle 8: Schnittkräfte für die Bodenvernägelung

Der Schnittkraftverlauf ist in Abbildung 24 dargestellt. Jeweils in grün die Querkrafts- und in rot die Momentenlinie.



Ständige Lasten

Veränderliche Lasten

Abbildung 24: Schnittkräfteverlauf der Bodenvernägelung

3.2.3 Berechnung der Massivbaukonstruktion

Die maßgebende Bewehrung ergibt sich aus der Betrachtung der Kräfte am ersten Nagel, sowie im 3. Feld der Spritzbetonschale. An diesen Stellen treten die größten Kräfte auf (Abbildung 24). Die Bemessung am Nagel ist ein Durchstanznachweis nach DIN 1045-1 und ein Biege- und Querkraftnachweis. Der Nachweis im Feld ist eine reine Biegebemessung. Wie im 1. Beispiel werden auch in diesem Beispiel für alle drei Fälle dieselben Nachweise durchgeführt, da die DIN 1045-1 unabhängig von den Erdbaunormen ist. Aus diesem Grund und der unabhängigen Gültigkeit der DIN 4085 ergibt sich auch bei diesem Beispiel eine einheitliche Massivbaubemessung.

Die Expositionsklassen sind die selben wie bei der Winkelstützmauer, und der Tabelle 9 zu entnehmen.

	Betonklasse	Betondeckung	
		c_{\min}	Δc
XF 1: Außenbauteil	C 25/30	--	--
XC 4: Außen, direkte Beregnung	C 25/30	25	15

Tabelle 9: Betonklassen und –deckung der Spritzbetonschale

Für die Bemessungsschnittkräfte ergeben sich die in Tabelle 10 aufgeführten Kräfte. Diese werden mit den charakteristischen Schnittkräften aus Tabelle 8 und den zugehörigen Sicherheitsbeiwerten berechnet. Für ständige Kräfte gilt $\gamma_G = 1,35$ und für veränderliche Kräfte gilt $\gamma_Q = 1,5$.

	M_{Ed}	V_{Ed}	A_d
	[kNm]	[kN]	[kN]
aus Knoten 2	4,31	13,5	26,88
aus Stab 3	1,46	0,06	--

Tabelle 10: Bemessungsschnittkräfte

Knoten 1:

- Durchstanzen:

Die Nagelkopfplatte wird mit 20x20 cm gewählt

$$d = 10 \text{ cm}, l_c = 20 \text{ cm}$$

$$1,5 \cdot d = 15 \text{ cm}$$

$$U_c = 4 \cdot 0,20 + 0,15 \cdot 2 \cdot \pi = 1,74 \text{ m} \leq 11 \cdot d = 1,10 \text{ m}$$

$$\Rightarrow U_c = 1,10 \text{ m}$$

Einwirkung:

$$A_d = V_{Ed} = 15,78 \cdot 1,35 + 3,72 \cdot 1,5 = 26,88 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{\beta}{U_c} = 26,88 / 1,10 = 24,44 \text{ kN/m} \quad Gl.(100)$$

$$v_{Ed} = 24,44 \cdot a = 24,44 \cdot 1,5 = 36,66 \text{ kN/m}$$

$\beta = 1,0$ keine Lastausmitte möglich, da die Ankerplatte mittig belastet wird und annähernd gelenkig gelagert ist

$a = 1,5 \text{ m}$ horizontaler Abstand der Nägel

Bemessungswiderstand:

$$V_{Rd,ct} = \left(0,14 \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right) \cdot d \quad Gl.(105)$$

$$\eta_1 = 1 \quad \text{Normalbeton}$$

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{150}} = 2,15 \leq 2,0$$

$$d = 0,10$$

$$\rho_l = \sqrt{0,001^2} = 0,001 \leq \begin{cases} 0,02 \\ 0,4 \cdot f_{cd} / (\alpha \cdot f_{yd}) = 0,4 \cdot 14,2 / 369,8 = 0,015 \end{cases}$$

$$\sigma_{cd} = 0$$

$$= 0,038 \text{ MN/m} \hat{=} 38 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow V_{Rd,ct} = 38 \geq 36,66 = V_{Ed}$$

Es ist keine Durchstanzbewehrung notwendig.

- Biegung:

Mindest Moment nach DIN 1045-1 10.5.6:

$$m_{Ed} = \eta \cdot V_{Ed} = 0,125 \cdot 13,5 = 1,69 \text{ kNm}$$

$$\eta = 0,125 \text{ nach Tab. 14, Innenstütze}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0,00431}{1 \cdot 0,1^2 \cdot 14,2} = 0,030$$

$$\rightarrow \omega = 0,0306$$

$$\Rightarrow a_{s1} = 1,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

(Wert für ω ist einschlägigen Tabellenwerken entnommen)

- Querkraft:

$$V_{Rd,ct} = \left[0,1 \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad Gl.(70)$$

$$\kappa = 2,0$$

$$\rho_l = 0,001$$

$$\eta_1 = 1,0$$

$$\sigma_{cd} = 0$$

$$= 0,027 \text{ MN/m} \hat{=} 27 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow V_{Rd,ct} = 27 \geq 13,5 = V_{Ed}$$

Es ist keine Querkraftbewehrung erforderlich.

Feld 3:

Biegung:

$$d = 0,05 \text{ m, } b = 1,0 \text{ m}$$

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0,00146}{1 \cdot 0,05^2 \cdot 14,2} = 0,0411$$

$$\rightarrow \omega = 0,0410$$

$$\Rightarrow a_{s1} = 0,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

(Wert für ω ist einschlägigen Tabellenwerken entnommen)

Es wird eine Lagermatte Q 188A auf der Innenseite der Spritzbetonschale mit einem $d_1 = 5 \text{ cm}$ verlegt. Das entspricht einem Stahlquerschnitt von $a_s = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$ dies ist für die Knotenbewehrung ausreichend und erfordert keine zusätzlichen Stahlzulagen. Sie ist ebenfalls ausreichend, um die maximalen Momente im Feld aufzunehmen. Es wird daher keine zusätzliche Feldbewehrung angeordnet. Eine Zeichnung der rechnerisch erforderlichen Bewehrung ist in Abbildung 25 dargestellt.

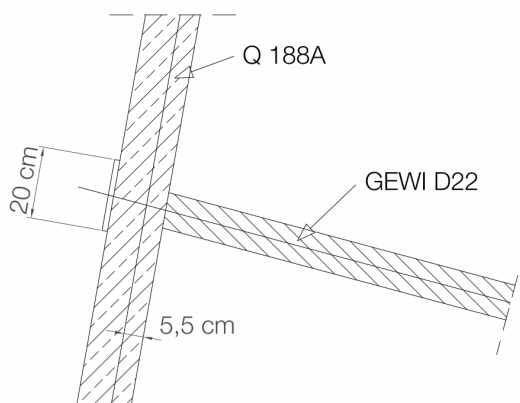


Abbildung 25: Bewehrungsskizze der Spritzbetonschale

Nachweis der Nägel:

Die Abbildung 26 enthält einen typischen Schnitt durch einen Kurzzeitbodennagel und die dazugehörigen Bauteile.

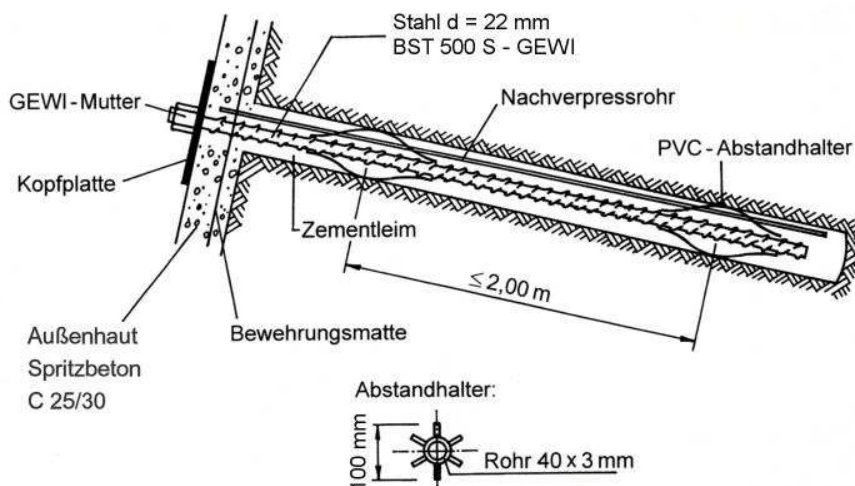


Abbildung 26: Systemskizze eines Kurzzeitbodennagels⁵⁴

Die Zugkraft aus dem inneren Stansicherheitsnachweis beträgt $Z_k = 79,59 \text{ kN}$. Diese Kraft wird nur von dem Stahl der GEWI-Nägel aufgenommen. Ihr Stahldurchmesser wird mit $\text{Ø}22$ gewählt.

⁵⁴ Quelle: [28], S. 445, Abb. 13-37, modifiziert

Widerstand nach DIN 1054:2005 9.4.2 Gl. (44) und (45) und Beanspruchung nach 10.4.5 (4) für LF 1, GZ 1B. Dies ist derselbe Nachweis der aus dem EC 7, 8.5.4 (2)P Gl. A(8.3) für den Widerstand und 8.5.5 A(2) für die Einwirkung hervorgeht.

$$A_s = 22^2/4 \cdot \pi = 380 \text{ mm}^2$$

$$R_{t,d} = R_{t,d} = \frac{A_s \cdot f_{t,0.1,k}}{\gamma_M} = \frac{380 \cdot 500}{1,15} \hat{=} 165,2 \text{ kN}$$

$$E_d = P_d = N_k \cdot \gamma_G = 79,59 \cdot 1,35 = 107,4 \text{ kN}$$

$$R_d = 165,2 \geq 107,4 = E_d$$

Der Nachweis ist mit einem Nagelabstand von $a = 1,5 \text{ m}$ ausreichend erfüllt.

4 Verformungsprognose mit PLAXIS

Mithilfe der Finite-Element-Methode im Programm PLAXIS 8.6 soll eine Verformungsabschätzung der beiden untersuchten Beispiele aus 2.1 und 2.2 erbracht werden. Ausschlaggebend für die Steifigkeiten der beiden Bauwerke sind die in 3.1 und 3.2 berechneten Querschnittsdimensionierungen.

Bei PLAXIS handelt es sich um ein 2D-FE Programm, welches mit Hilfe von Stoffgesetzen und Volume- bzw. Plattenelementen die Baugrundumgebung und die dort befindlichen Bauwerke abbilden kann.

Beide Beispiele werden als ebenes Problem berechnet (2D) und es werden in beiden Beispielen 15knotige Dreieckselemente verwendet.

4.1 1. Beispiel: Flach gegründete Winkelstützmauer

4.1.1 Modelgenerierung

Um eine möglichst reale Verschiebung der Wand zu erzeugen wird ein Model mit geeigneten Abmessungen, Systemeigenschaften und Stoffgesetzen benötigt.

Die Winkelstützwand, sowie der Bodenkörper werden mit Volumenelementen dargestellt. Die Wand wird nicht mit Plattenelementen dargestellt, wie es sonst bei Baugruben üblich ist, da die senkrechte Stützwand gevoutet ist und sich diese lineare Steifigkeitsveränderung besser durch die gewählten Volumenelemente darstellen lässt. Der Nachteil ist, dass sich keine Schnittkräfte ausgeben lassen, sondern nur Spannungen und Verformungen. Da nur die Verformungsprognose abgegeben werden soll, reicht dies vollkommen aus.

Der Ausschnitt, in dem sich der Verbau befindet soll, etwa 1,5 – 2mal der Wandhöhe nach außen und unter die Wand reichen. Der Ausschnitt wird mit 16 m in alle drei Richtungen gewählt. Die Ränder des Halbraumes sind parallel zu ihren Kanten verschieblich gelagert.

Es werden folgende Boden- und Wandparameter ergänzend zu den gegebenen Kenngrößen verwendet:

- Beton: C25/30, $E_{ref} = 30500 \text{ MN/m}^2$, $\nu = 0,2$; Stoffgesetz = linear-elastisch; undurchlässig
- Böden: Stoffgesetz = hardening soil
- Interface:

Wand	$R_{inter} = \tan(\delta = \frac{2}{3}\varphi)$
Boden	$R_{inter} = \tan(\delta = \varphi)$
Passiv	$R_{inter} = \tan(\delta = -\frac{1}{3}\varphi)$

Es werden 15 Berechnungsschritte erzeugt:

- 1. Phase: Geländeurzustand
- 2. Phase: Aushub der gesamten Baugrube mit einer Böschung von $\sim 40^\circ$
- 3. Phase: Bau der Ortbetonwand
- 4. – 13. Phase: Langenweise Hinterfüllung der Wand
- 14. Phase: Fertige Wand mit verdichteter Hinterfüllung
- 15. Phase: Aufbringen der Verkehrslast von 10 kN/m

Um den Verdichtungserddruck zu simulieren werden die Lagen der Hinterfüllung nacheinander in den einzelnen Berechnungsschritten (Phasen) aufgebracht.

Eine Simulation der dynamischen Verdichtungsarbeit einer Rüttelplatte ist nur mit einem unverhältnismäßig großen Aufwand zu bewerkstelligen. Daher wird auf eine statische Ersatzkraft zurückgegriffen. Die Bestimmung der Größe dieser Kraft ist nur iterativ möglich. Dies geschieht indem die Spannungen am Interface der vertikalen Wand mit denen der „Handrechnung“ bzw. dem Verdichtungserddruckansatz der DIN 4085 verglichen wird. Dies ist möglich, da *Spotka* [37] zeigt, dass sich die Erddruckspannungen nach Verdichten einem bestimmten Spannungsverlauf nähern. Dieser wird in der DIN 4085 als anzusetzender Verdichtungserddruck eingeführt. Daher ist es legitim die Lasten auf die einzelnen Lagen so zu wählen, dass sich der oben genannte Verlauf einstellt.

Unterhalb $z = 2,0$ m wird der allgemeine Verlauf der Erddruckspannung angenommen. In den oberen 2 m muss nun eine Verdichtungsspannung erzeugt werden.

Diese kann auf verschiedene Arten erzeugt werden. Einmal, indem eine vertikale Last auf die in dieser Phase eingebaute Lage aufgebracht wird, und gleichzeitig die Unterkante dieser Lage mit Hilfe einer vorgegeben Setzung ($s = 0$) festgehalten wird. Dies erwies sich als nicht möglich in PLAXIS. Da das Programm die schon eingprägten Verformungen wieder rückgängig macht und somit falsche Ergebnisse liefert. Die Möglichkeit, die Knotengeschwindigkeit herabzusetzen, wie dies in anderen FE-Programmen möglich ist, ist in PLAXIS nicht gegeben. Daher bleibt nur eine dritte Möglichkeit, eine entgegen gerichtete Kraft an der Unterkante zu erzeugen und somit die Wirkung der Last auf darunter liegende Schichten abzuschwächen.

Die nach oben gerichtete Last wird geringer angenommen als die Auflast auf die Schicht selbst. Da durch Reibung im Boden und an der Wand Last abgebaut wird und sonst unter Umständen eine lokale effektive Hubkraft auf einzelne Knoten entstehen könnte. Um dies zu verhindern, erwies sich ein Lastunterschied von 10 kN/m als wirksam. Die Kraft, mit der die einzelne Lage belastet wird, ist 30 kN/m. Diese Last bringt nicht die geforderte Spannungsverteilung der Norm, sie führt aber zu einer konstanten Spannungsverteilung auf den oberen 2 m. Größere Auflasten führen gleichzeitig zu größeren Spannungen auch im unteren Bereich der Wand, und haben eine erhebliche Spannungsspitze in der jeweils oberen Lage. So das eine Last von 30 kN/m von oben und eine 20 kN/m-Last von unten zum besten Ergebnis führen.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für den SLS sind in beiden Normen für alle Lasten 1,00. Die Neigung der Aushubsböschung beträgt 40° . Die Höhe der einzelnen Lagen sind jeweils 50 cm

4.1.2 Ergebnis

Die horizontalen Verschiebungen im Gesamtsystem sind in der Abbildung 27 für den Endzustand dargestellt. Sie zeigen deutlich eine parallele Verschiebung der Wand und eine Drehung um den linken Wandfuß. Eine Biegung der vertikalen Wand nach außen ist ebenso der Abbildung zu entnehmen.

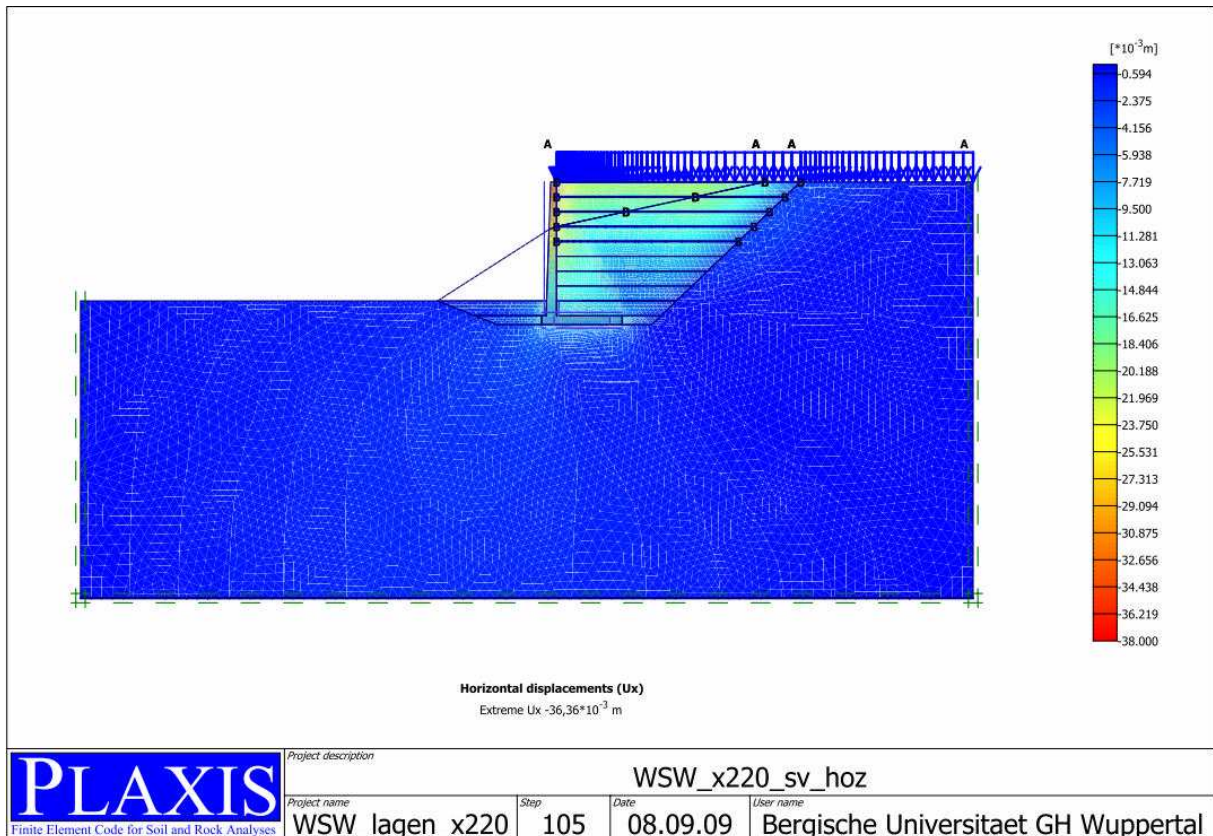


Abbildung 27: Horizontalverschiebung u_x der Winkelstützmauer

Die horizontale Wandverschiebung ist auch in Abbildung 28 dargestellt. Wandverformungen vom Bodenkörper weg (nach links) sind mit negativen Vorzeichen dargestellt.

In der Parameterstudie wurden jeweils die Steifigkeiten der Böden oder die Reibungswinkel um 10% verringert. Dies ist in der Legende mit „-10% Es“ und „-10%phi“ verdeutlicht. In der zweiten Graphenschar ist die Verschiebung u_x um die Knotenverdrehung φ am Wandfuß reduziert. Diese Wandverdrehung folgt aus der 1. Ableitung der Biegelinie ($\varphi = -w'$) der Bodenplatte an der Schnittstelle der Schwerelinie Wand - Bodenplatte. Die Abbildungen der Verschiebungen des gesamten Systems sind im Anhang B dargestellt.

Die maximale Auslenkung der Wand beträgt am Wandkopf 3,63 cm bzw. ohne Verdrehung 1,76 cm. Diese erhöhen sich, wenn die Bodeneigenschaften verschlechtert werden. Bei einer Abminderung des Steifemoduls auf 3,89 cm bzw. 2,01 cm und bei Abminderung des Reibungswinkels auf 3,81 cm bzw. 1,93 cm. Die Biegung der Wand infolge des Reibungswinkels müsste stärker ausfallen als hier dargestellt. Dies hängt damit zusammen, dass im letzten Verdichtungsschritt die Lasten auf 15 kN/m bzw. 10 kN/m vermindert wurden, und auch die großflächige Auflast nur mit 9,5 statt 10 kN/m angesetzt wird. Da PLAXIS mit der ursprünglichen Lastverteilung und dem schlechteren Reibungswinkel Konvergenzprobleme in seiner Laststeigerungskurve bekommt und es nur so zu einem Ergebnis kommt.

Betrachtet man die Verformungskurven, so fällt auf, dass sich bei einer Verschlechterung des Bodens eine größere Verformung einstellt. Diese hat aber einen ähnlichen Verlauf wie die ursprüngliche Verteilungskurve.

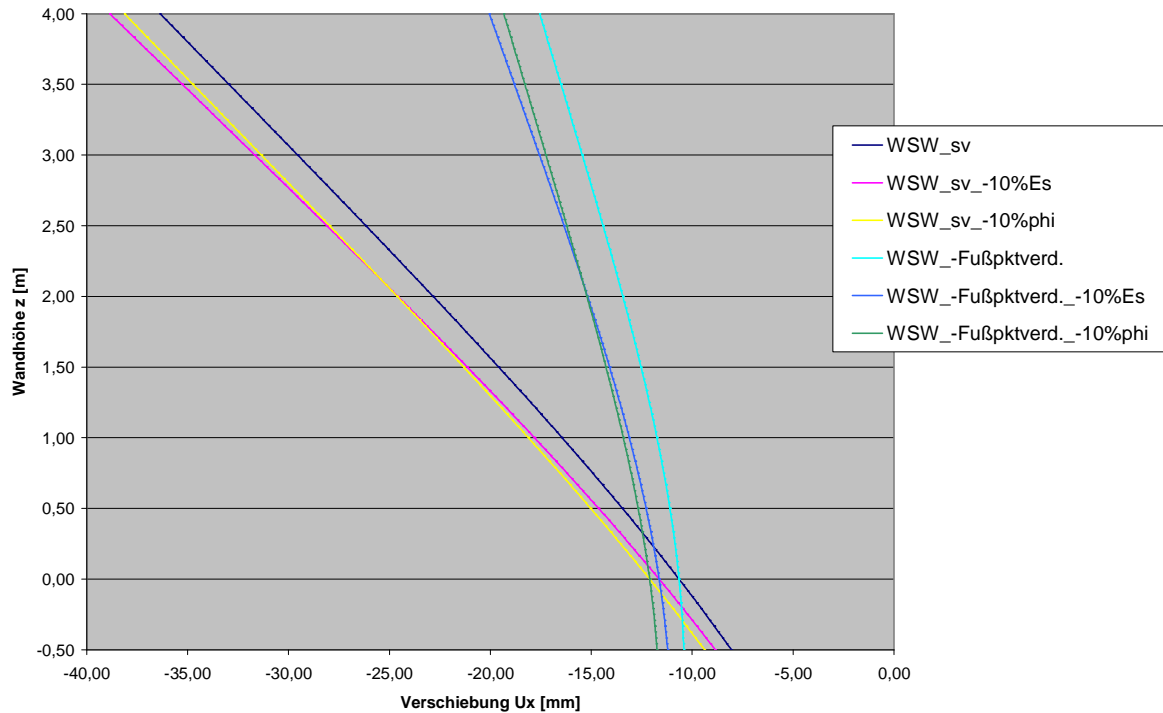


Abbildung 28: Wandverschiebung der WSW im Endzustand bei unterschiedlichen Parametern

4.2 2. Beispiel: Spritzbeton vernagelte Baugrubensicherung

4.2.1 Modelgenerierung

Auch dieses Beispiel wird in einem ebenen Halbraum modelliert. Der Boden wird wie oben mit Volumenelementen abgebildet. Die Spritzbetonschale wird als Plattenelemente und die Nägel in einer Näherung als Geotextil dargestellt.

Die äußeren Randbedingungen sind wie im 1. Beispiel 2mal Baugrubentiefe zu den Seitenrändern. Dies ist in diesem Beispiel 10 m. Aufgrund der größeren zu erwartenden Verformungen wird in Richtung oberhalb und in die Tiefe die 3fache Baugrubentiefe angesetzt. Dies sind 15 m von der Wand nach rechts und nach unten. Die Ränder des Systems sind parallel zu ihren Kanten verschieblich gelagert.

Der Boden hat dieselben Eigenschaften wie im 1. Beispiel, es gibt allerdings keinen angeschütteten Boden. Die Spritzbetonschale, mit einer Betonfestigkeit von C25/30 und einem E-Modul von $E_{cm} = 30500 \text{ MN/m}^2$, wird als Platte mit einem $EA = 4575 \text{ MN}$ und $EI = 8,578 \text{ MNm}^2$ erzeugt. Dies entspricht einer Dicke von 15 cm. Die Querdehnungszahl ist $\nu = 0,2$. Die Nägel werden als Geotextil abgebildet, da sie durch ihre große Schlankheit keine bis nur eine sehr geringe Quertragfähigkeit haben und sie somit nur über Längskraft bzw. ihre Mantelreibung tragen. Dadurch kann durchaus auf ein Geotextil-Element mit einer entsprechenden Zugfestigkeit zurückgegriffen werden, $EA = 53200 \text{ kN/m}$. Der Nagelabstand senkrecht zur Ebene ist $a = 1,5 \text{ m}$. Die Interfaces zwischen Beton – Boden und Nagel – Boden werden als linear-elastisch angenommen. Da beide direkt auf bzw.

in den Boden gespritzt und verpresst werden, wird der Neigungswinkel $\delta = \varphi$ gesetzt und somit ist $R_{\text{inter}} = \tan(\varphi)$.

Die Aushubsschritte betragen 60 cm. Um den Aushub und, das in einer darauf folgenden Phase, Verkleiden der Wand zu generieren, reicht die gegebene Kohäsion nicht aus. Die erste Möglichkeit ist, die Aushubsschritte zu verkleinern, diese sind mit 60 cm schon für ein realistisches Bauvorhaben sehr eng um noch wirtschaftlich zu arbeiten. Daher wird diese Option nicht weiter betrachtet.

Eine zweite Möglichkeit ist, mit einem räumlichen Erddruck zu arbeiten. Dieser wird auch in situ eintreten, da sich der Boden horizontal zwischen dem noch nicht ausgebauten Boden und der bereits verschalteten Wand verspannen und ein Gewölbe ausbilden kann. Er kann auch ein vertikales Gewölbe ausbilden. Außerdem wird in der Literatur auf einen abgeminderten Erddruck hinter der Wand verwiesen. Berücksichtigt man all dies kann eine horizontal stützende Kraft auf den freiliegenden Boden angesetzt werden. In Summe wird 25% des aktiven Erddrucks auf den jeweils freien Bodenkörper angesetzt, welcher wieder weggenommen wird sobald der Boden mit Spritzbeton verkleidet wird.

Es werden 22 Phasen erzeugt, in denen schrittweise die Baugruben ausgehoben, sowie die Wand und Nägel eingebaut werden (siehe Abbildung 29).

- 1. Phase: Gelände im Urzustand
- 2. Phase: Aushub der 1.+ 2. Schicht und Aktivierung der Stützkraft
- 3. Phase: Aushub der 3. Schicht und Aktivierung der Stützkraft
- 4. Phase: Setzen des 1. Nagel
- 5. Phase: Aufbringen der Betonschale auf die 1.+2.+3. Schicht, Deaktivierung der Stützkraft
- 6. Phase: Aushub der 4. Schicht und Aktivierung der Stützkraft
- 7. Phase: Aufbringen der Betonschale, Deaktivierung der Stützkraft
- 8. Phase: Aushub der 5. Schicht und Aktivierung der Stützkraft
- 9. Phase: Setzen des 2. Nagel
- 10. Phase: Aufbringen der Betonschale auf die 5. Schicht, Deaktivierung der Stützkraft
- 11. Phase: Aushub der 6. Schicht und Aktivierung der Stützkraft
- 12. Phase: Aufbringen der Betonschale, Deaktivierung der Stützkraft
- 13. Phase: Aushub der 7. Schicht und Aktivierung der Stützkraft
- 14. Phase: Setzen des 3. Nagel
- 15. Phase: Aufbringen der Betonschale auf die 7. Schicht, Deaktivierung der Stützkraft
- 16. Phase: Aushub der 8. Schicht und Aktivierung der Stützkraft
- 17. Phase: Aufbringen der Betonschale, Deaktivierung der Stützkraft
- 18. Phase: Aushub der 9. Schicht und Aktivierung der Stützkraft
- 19. Phase: Setzen des 4. Nagel
- 20. Phase: Aufbringen der Betonschale auf die 9. Schicht, Deaktivierung der Stützkraft
- 21. Phase: Fertige Baugrube ohne zusätzliche Lasten
- 22. Phase: Aufbringen der großflächigen Streckenlast von 10 kN/m

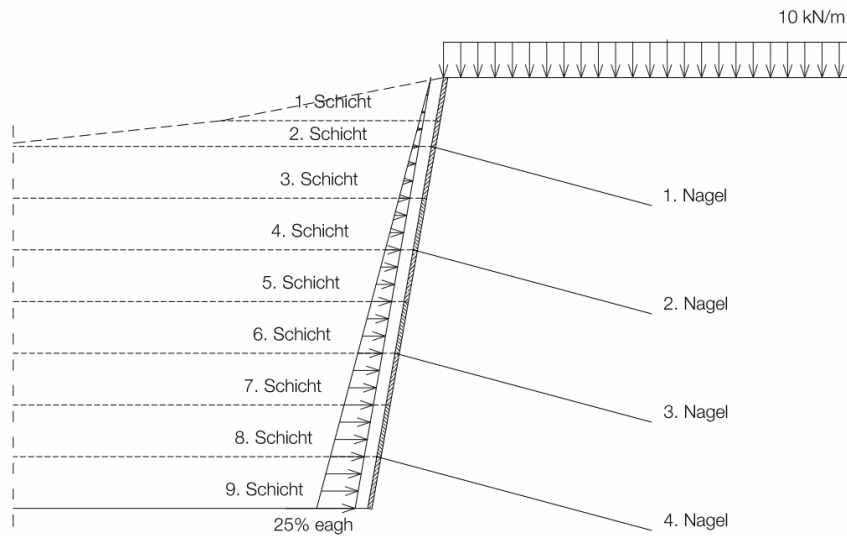


Abbildung 29: Systemskizze der Ausbauphasen

4.2.2 Ergebnis

Die horizontalen Verschiebungen sind für den Endzustand in Abbildung 30 dargestellt. Es ist zu sehen, dass die Bodenverschiebungsfigur ähnlich der Gleitfigur der inneren Standsicherheit ist. Die Verformungen der Wand selbst sind in einem außergewöhnliche Maß von der Herstellungsart und der Reihenfolge der Herstellung abhängig.

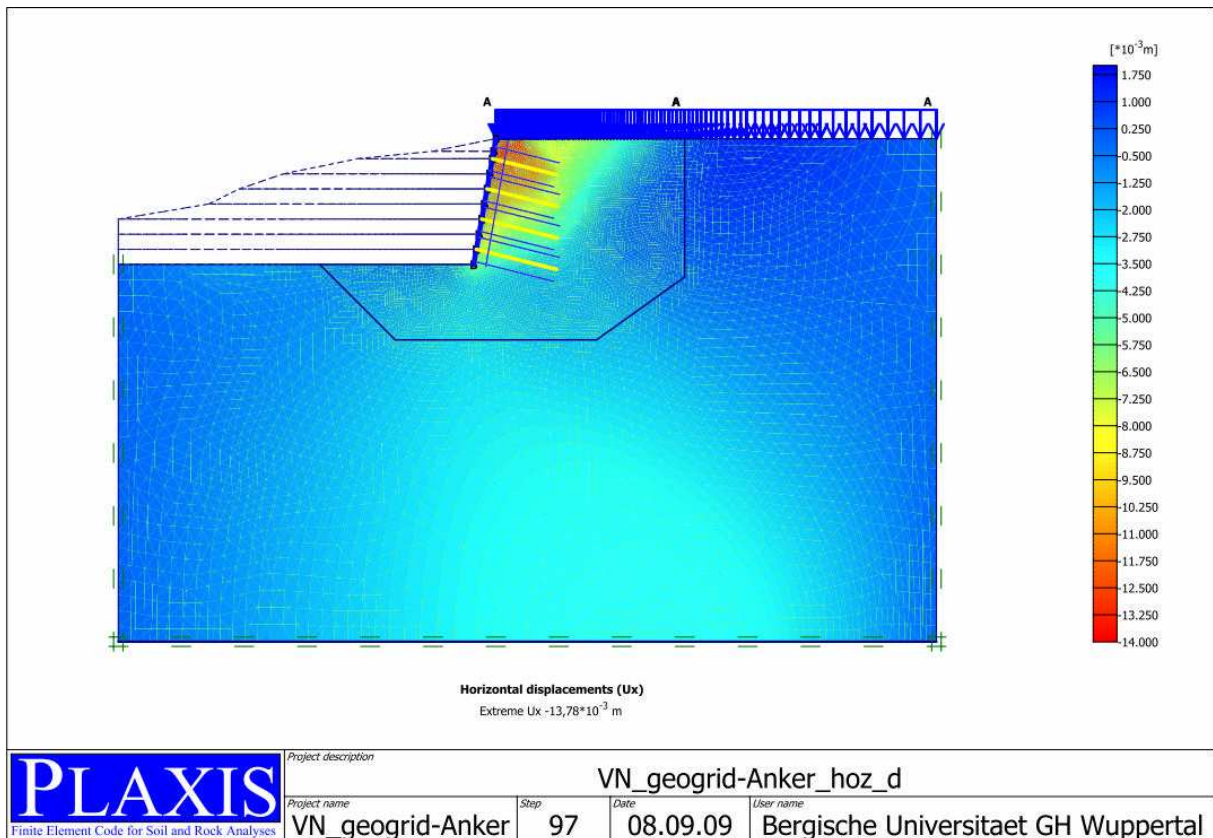


Abbildung 30: Horizontalverschiebung u_x der Bodenvernagelung

Die horizontalen Verschiebungen u_x werden in Abbildung 31 gezeigt. Daneben sind auch Parametervariationen, wie im 1. Beispiel, dargestellt. Wandverformungen vom Bodenkörper weg (nach links) sind mit negativen Vorzeichen dargestellt.

Es ist deutlich zu erkennen, dass die Änderung des Steifemoduls nur gering größere Verformungen erzeugt. Wohingegen die Verschlechterung des Reibungswinkel φ eine massiven Zuwachs der Verschiebung hervorruft. Welche sich aus einer, fast um das 3fache angewachsenen, parallelen Wandverschiebung und einer größeren Wandverdrehung zusammensetzt.

Die maximalen horizontalen Wandverformungen sind in allen drei Fällen an der Stelle $z = 3,30$ m. Die Größen sind 1,34 cm im „normalen“ Boden, 2,80 cm bei einem um 10% reduzierten φ und 1,50 cm bei einem reduzierten Steifemodul. Die horizontalen Wandkopfverschiebungen sind 1,31 cm beim gegebenen Boden, 2,69 cm bei -10% Reibungswinkel und 1,40 cm bei einem reduzierten E_s .

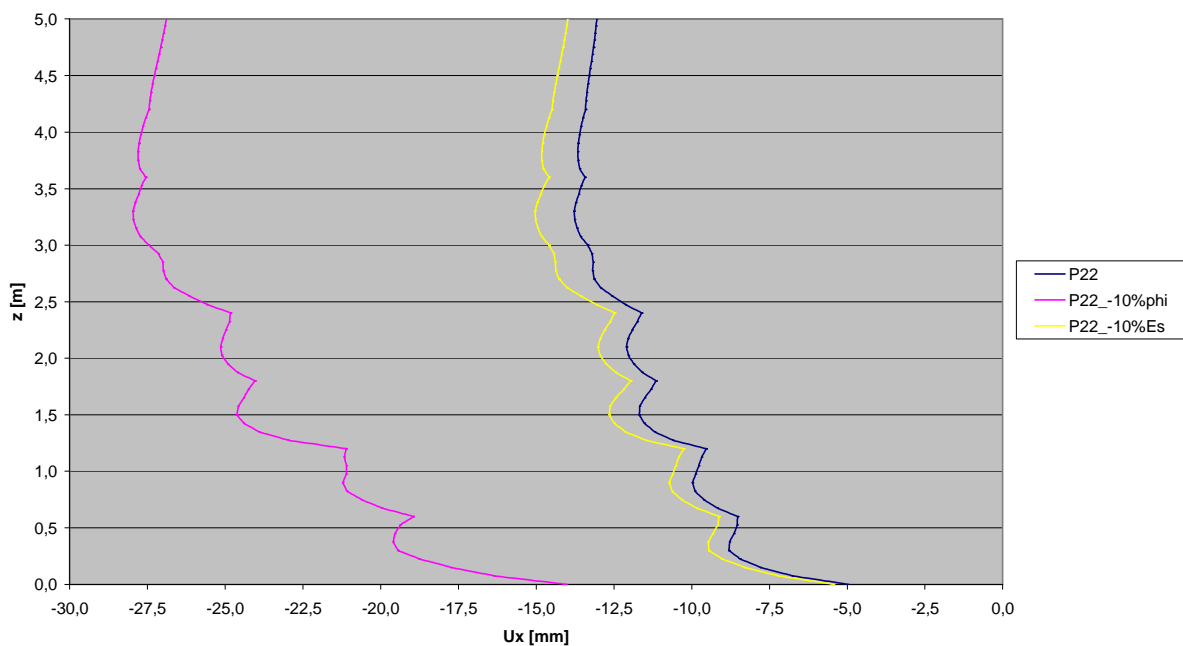


Abbildung 31: Wandverschiebung der VN im Endzustand bei unterschiedlichen Parametern

Die Abbildungen der Verschiebungen des gesamten Systems sind im Anhang B dargestellt.

5 **Schlussbemerkung**

Der ursprüngliche Gedanke der hinter der Einführung des Eurocodes steckt war gut. Auch die Umstellung hin zum Teilsicherheitsverfahren und weg vom globalen Sicherheitssystem. Die Umsetzung der Normen in Europa erzeugt aber viel Verwirrung. Da mit den einzelnen Eurocodes alleine nicht gerechnet werden kann und immer die nationalen Anwendungsdokumente und ggf. auch spezielle nationale Normen herangezogen werden müssen, ist es nicht möglich Berechnungen direkt auf andere Ländern der EU zu übertragen, wie es ursprünglich angedacht war. Durch die NAD ist die Normensituation der einzelnen Länder so, wie sie auch vor Einführung des EC 7 war.

Die Beispiele haben gezeigt, dass in der Berechnung kein Unterschied besteht, ob mit der alten DIN 1045:2005 oder mit dem neuen und ab nächstem Jahr verbindlichem Eurocode gerechnet wird. Die Unterschiede zum früheren globalen Sicherheitssystem sind vorhanden, aber haben auf die Geometrie und die Bemessung, wie in diesen Beispielen, der Wände, keine nennenswerten Auswirkungen.

Anhang A

Darstellung der Berechnungsergebnisse aus Kapitel 2.

Berechnungen zum 1. Beispiel

Berechnungen der Kippnachweise

Nachweis gegen Kippen

"ständige + veränderliche" Lasten		
	Hebelarme	Eigengewicht
G1	1,30	136,23
G2	0,08	1,43
G3	0,16	0,08
G4	0,40	22,50
G5	0,25	8,44
G6	1,05	15,70
Q _k	1,30	15,93
E _{agh}	1,60	72,96
E _{aph}	2,40	15,98
ΣV	0,35	200,32

	DIN 1054:2005	EC 7	DIN 1054:1976
e	≤b/3	≤b/3	≤b/3
x _{min}	1,59	1,59	1,59
c	0,35	0,35	0,35
ΣM	0,00	0,00	0,00
e	0,70	0,70	0,70

"ständige" Lasten					
	Hebelarme		Eigengewicht		
G1	1,56	182,07	1,56	182,07	
G2	0,08	1,43	0,08	1,43	
G3	0,16	0,08	0,16	0,08	
G4	0,40	22,50	0,40	22,50	
G5	0,25	8,44	0,25	8,44	
G6	1,31	19,72	1,31	19,72	
E _{agh}	1,60	72,96	1,60	72,96	
ΣV	0,88	234,24	0,88	234,24	

	≤b/6	≤b/6	≤b/6
x _{min}	2,13	2,13	2,13
c	0,88	0,88	0,88
ΣM	0,00	0,00	0,00
e	0,44	0,44	0,44

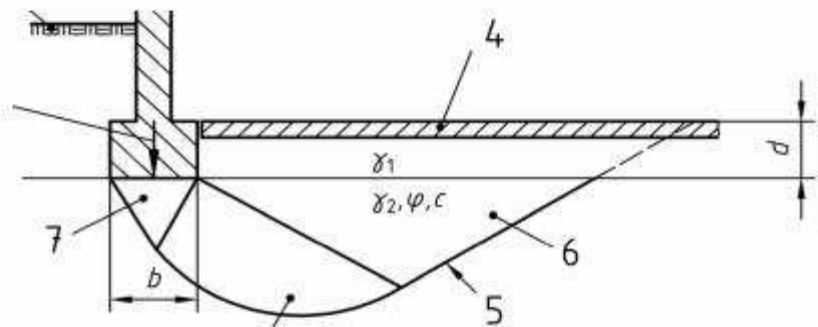
Grundbruchberechnungen

Berechnung nach DIN 1054:2005 und DIN 4017

	$R_{e,d} \geq N_d$	1,00		
Gl. (12)	$R_{e,d}$	324,22	$N_{G,k}$	218,19
Gl. (6)	N_d	323,90	$N_{Q,k}$	19,57
	γ_{Gr}	1,40	nach Tab. 3 (LF 1)	
	γ_G	1,35	nach Tab. 2 (LF 1)	
	γ_Q	1,50	nach Tab. 2 (LF 1)	
	γ_1	19,00	E_{sgh}	72,96
	γ_2	20,00	E_{sgh}	15,98
	α	0,00		
	β	0,00		
	φ	32,50		
	c	3,00		
	b	2,46		
	d	0,80		
	e_b	0,58		
	x_{min}	1,96		
	T	88,94		
	N	237,74		

Bestimmung des Grundbruchwiderstandes nach DIN 4017:2006

nach 7.2			
GL (1)	$R_{f,k}$	453,91	
	a'	1,00	
	b'	1,30	
nach 7.2.1			
GL (2)	N_b	4,51	
GL (3)	N_d	11,80	
GL (4)	N_c	16,96	
nach 7.2.2			
GL (5)	N_{b0}	15,03	
GL (6)	N_{d0}	24,58	
GL (7)	N_{c0}	37,02	
nach 7.2.3	Streifenfundament		
	u_b	1,00	
	u_d	1,00	
	$v_c (\neq 0)$	1,00	
nach 7.2.4			
GL (8)	$\tan \delta$	0,37	
	m	1,57	
	ω	0,00	
	i_b	0,30	für $\delta > 0; \varphi > 0; c \geq 0$
	i_d	0,48	
	i_c	0,46	
nach 7.2.5			
	λ_b	1,00	für $\varphi > 0; c \geq 0$
	λ_d	1,00	
	λ_c	1,00	
nach 7.2.6			
	ξ_b	1,00	für $\varphi > 0; c \geq 0$
	ξ_d	1,00	
	ξ_c	1,00	



Ermittlung von e_b

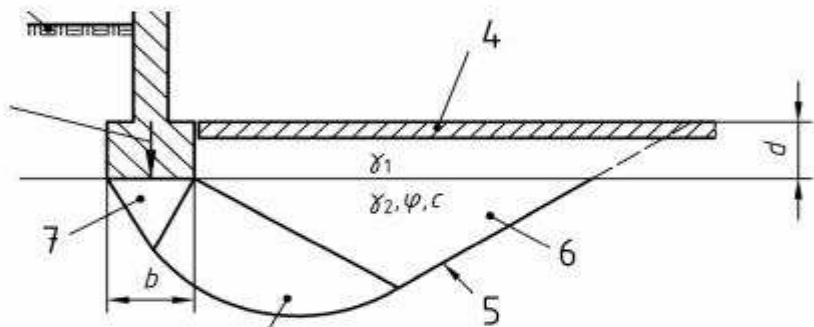
	Hebelarme	Eigengewicht
G1	1,48	167,30
G2	0,08	1,43
G3	0,16	0,08
G4	0,40	22,50
G5	0,25	8,44
G6	1,23	18,43
Q_k	1,48	19,57
E_{sgh}	1,60	72,96
E_{sgh}	2,40	15,98
ΣV	0,65	237,74
x_{min}	1,96	
e	0,65	

Berechnung nach EC 7 und DIN 4017

	$R_d \geq V_d$	1,00		
Gl. A (6.1a)	R_d	324,22	$V_{0,k}$	218,19
	V_d	323,90	$V_{0,k}$	19,57
	$\gamma_{R,s}$	1,40	nach Tab. A 2.3 (GEO-2, BS-P)	
	γ_G	1,35	nach Tab. A 2.1 (GEO-2, BS-P)	
	γ_Q	1,50	nach Tab. A 2.1 (GEO-2, BS-P)	
	γ_1	19,00	E_{ogh}	72,96
	γ_2	20,00	E_{ogh}	15,98
	α	0,00		
	β	0,00		
	φ	32,50		
	c	3,00		
	b	2,46		
	d	0,80		
	e_b	0,58		
	x_{min}	1,96		
	T	88,94		
	N	237,74		

Bestimmung des Grundbruchwiderstandes nach DIN 4017:2006

nach 7.2			
Gl. (1)	$R_{s,k}$	453,91	
	a'	1,00	
	b'	1,30	
nach 7.2.1			
Gl. (2)	N_b	4,51	
Gl. (3)	N_d	11,80	
Gl. (4)	N_c	16,96	
nach 7.2.2			
Gl. (5)	N_{b0}	15,03	
Gl. (6)	N_{d0}	24,58	
Gl. (7)	N_{c0}	37,02	



nach 7.2.3	Streifenfundament		
	v_b	1,00	
	v_d	1,00	
	$v_c (\varphi = 0)$	1,00	

nach 7.2.4			
Gl. (8)	$\tan \delta$	0,37	
	m	1,57	
	ω	0,00	
	i_b	0,30	für $\delta > 0; \varphi > 0; c \geq 0$
	i_d	0,48	
	i_c	0,46	

nach 7.2.5			
	λ_b	1,00	für $\varphi > 0; c \geq 0$
	λ_d	1,00	
	λ_c	1,00	

nach 7.2.6			
	ξ_b	1,00	für $\varphi > 0; c \geq 0$
	ξ_d	1,00	
	ξ_c	1,00	

Ermittlung von e_b

	Hebelarme	Eigengewicht
G1	1,48	167,30
G2	0,08	1,43
G3	0,16	0,08
G4	0,40	22,50
G5	0,25	8,44
G6	1,23	18,43
Q_k	1,48	19,57
E_{ogh}	1,60	72,96
E_{ogh}	2,40	15,98
ΣV	0,65	237,74
x_{min}	1,96	
c	0,65	

Böschungsbruchberechnung mit „FIDES-Gleitkreis“

Berechnung nach DIN 1054:2005 und EC7

F I D E S D V - P a r t n e r G m b H Dessauerstr. 9 D-80992 München
info@fides-dvp.de www.fides-dvp.de Tel:++49/89/143829-0

N o r m e n

Stahlbetonbemessung : DIN 1045-1

Geotechnische Nachweise : DIN 1054:2005

Sicherheitsbeiwerte Einwirkungen:

GZ 1A	Gamma-	LF 1	LF 2	LF 3
Günstig ständig	G, stb	0.90	0.90	0.95
Ungünst. ständig	G, dst	1.00	1.00	1.00
Strömkr. günstiger Boden	H, stb	1.35	1.30	1.20
Ungünst. veränderlich	Q, dst	1.50	1.30	1.00
GZ 1B	Gamma-	LF 1	LF 2	LF 3
Ständig allgemein	G	1.35	1.20	1.00
Ständig Erdruehr.	E0g	1.20	1.10	1.00
Ungünst. veränderlich	Q	1.50	1.30	1.00
Wasser (EAU)	W	1.35	1.20	1.00
GZ 1C	Gamma-	LF 1	LF 2	LF 3
Ständig	G	1.00	1.00	1.00
Ungünst. veränderlich	Q	1.30	1.20	1.00

Sicherheitsbeiwerte Widerstände:

GZ 1B	Gamma-	LF 1	LF 2	LF 3
Erdwdst. + Grundbruch	Ep, Gr	1.40	1.30	1.20
Gleiten	Gl	1.10	1.10	1.10
Ankerstahl	M	1.15	1.15	1.15
Anker Herausziehen	A	1.10	1.10	1.10
Geotextilien Reibung	Gtf	1.10	1.10	1.10
Geotextilien	Gt	1.40	1.30	1.20
GZ 1C	Gamma-	LF 1	LF 2	LF 3
Reibung tan(phi)	phi	1.25	1.15	1.10
Kohäsion	c	1.25	1.15	1.10
Nägel Herausziehen	N	1.40	1.30	1.20
Anker Herausziehen	A	1.10	1.10	1.10
Geotextilien Reibung	Gtf	1.40	1.30	1.20
Dübel, absch. Bauteile	cd	1.40	1.30	1.20

B a u z u s t a n d Nr. 1 Name: Endzustand LF: Endzus Typ: LF1

Schichtsystem mit 2 Schichten

Erdschichtwerte

Phi ..: wirksamer Reibungswinkel
 DeltaA ..: Wandreibungswinkel aktiv
 DeltaP ..: Wandreibungswinkel passiv
 PhiEW ...: Reibungswinkel auf eine Ersatzwand
 C ..: wirksame Kohäsion
 Gamma ..: Wichte in Z-Richtung
 GammaW ..: Wichte in Z-Richtung unter Auftrieb
 GammaR ..: Wichte in Z-Richtung wassergesättigt
 Es ..: Steifemodul

Num.	Bez.	Phi	DeltaA	DeltaP	PhiEW	C	Gamma	GammaW	GammaR	Es
		[°]	[°]	[°]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
1	Anschüttung	30.0	20.0	-20.0	0.0	0.0	19.0	19.0	19.0	32000
2	Gewachsener B	32.5	21.7	-21.7	0.0	3.0	20.0	20.0	20.0	14000

k ..: Durchlässigkeit

NSP ..: Nutzbarer Hohlraumanteil

Num.	Bez.	k	NSP
		[m/sec]	[%]
1	Anschüttung	1.00e-007	15.0
2	Gewachsener B	1.00e-007	15.0

Verläufe der Schichtbegrenzungen

Geländeverlauf (Anschüttung):

x [m] -0.25 0.00

z [m] -4.00 0.00

Verlauf Oberkante der 2. Schicht (Gewachsener Boden):

x [m] -3.00 -1.50 3.15 9.37

z [m] -4.00 -4.80 -4.80 0.00

Streifenlasten:

xA	zA	xE	zE	PxA	PzA	PxE	PzE	Art	Lastfall-	Bez.
[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	Name	Typ		
0.00	0.00	3.15	0.00	0.00	10.00	0.00	10.00	q	Endzus	LF1
3.15	0.00	9.37	0.00	0.00	10.00	0.00	10.00	q	Endzus	LF1
9.37	0.00	12.25	0.00	0.00	10.00	0.00	10.00	q	Endzus	LF1
12.25	0.00	16.50	0.00	0.00	10.00	0.00	10.00	q	Endzus	LF1
16.50	0.00	9999.99	0.00	0.00	10.00	0.00	10.00	q	Endzus	LF1

Winkelstützmauer:

Betongüte = C 25/30
 Stahltyp Bewehrung $f_{yk} = 500.00 \text{ N/mm}^2$
 Scherwiderstand = 2200.00 kN/m^2
 Wichte = 25.00 kN/m^3
 Fläche = 2.03 m^2
 Gewicht (ohne Wasser) .. = 50.81 kN/m

Punkte: Nr x z

	[m]	[m]
1	0.00	0.00
2	0.00	-4.50
3	2.15	-4.50

Winkelstützmauer
 Datum: 08.09.2009

Version 2007.339
 Seite 3

4	2.15	-4.80
5	-0.50	-4.80
6	-0.50	-4.50
7	-0.35	-4.50
8	-0.20	0.00

Gleitkreisnachweis LF: Endzus Typ: LF1 (GZ 1C)

Horizontale veränderliche Lasten wirken nur, falls sie ein rechtsdrehendes Moment erzeugen.

Vertikale veränderliche Lasten wirken nur, falls sie ein rechtsdrehendes Moment erzeugen und ausserhalb $R \cdot \sin(\phi)$ liegen.

Kreisgeometrie (alle Längen- und Koordinatenangaben in [m])

Mittelpunkt = (-0.00, -0.30), Radius = 4.99

Startpunkt = (-3.34, -4.00), Endpunkt = (4.99, 0.00)

Lamellengeometrie:

Nr	x	Breite	dxM	Gewicht	Auflast	Wasser-	u*b	phi	c	theta
		b	z-Ri.	z-Ri.	auflast					
	[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[°]	[kN/m ²]	[°]
1	-3.10	0.50	-3.09	2.1	0.0	0.0	0.0	27.01	2.40	-31.50*
2	-2.60	0.50	-2.60	5.5	0.0	0.0	0.0	27.01	2.40	-31.37
3	-2.10	0.50	-2.10	8.0	0.0	0.0	0.0	27.01	2.40	-24.87
4	-1.60	0.50	-1.60	9.9	0.0	0.0	0.0	27.01	2.40	-18.69
5	-1.10	0.50	-1.10	11.2	0.0	0.0	0.0	27.01	2.40	-12.74
6	-0.60	0.50	-0.60	12.3	0.0	0.0	0.0	27.01	2.40	-6.92
7	-0.10	0.50	-0.10	39.0	0.0	0.0	0.0	27.01	2.40	-1.18

8	0.40	0.50	0.40	51.1	0.0	0.0	0.0	27.01	2.40	4.56
9	0.89	0.50	0.90	50.4	0.0	0.0	0.0	27.01	2.40	10.34
10	1.39	0.50	1.39	49.3	0.0	0.0	0.0	27.01	2.40	16.23
11	1.89	0.50	1.89	47.5	0.0	0.0	0.0	27.01	2.40	22.30
12	2.39	0.50	2.39	44.3	6.5	0.0	0.0	24.79	3.34	28.65
13	2.89	0.50	2.89	41.4	6.5	0.0	0.0	24.79	0.00	35.41
14	3.39	0.50	3.39	37.5	6.5	0.0	0.0	24.79	0.00	42.80
15	3.89	0.50	3.89	32.4	6.5	0.0	0.0	24.79	0.00	51.21
16	4.39	0.50	4.39	25.3	6.5	0.0	0.0	24.79	0.00	61.58
17	4.81	0.35	4.81	10.8	4.6	0.0	0.0	24.79	0.00	74.74

Anteile vertikale Lasten:

Nr	Gewicht	$G \cdot \sin(\theta)$	$(G \cdot u \cdot b) \cdot \tan(\phi)$	$1/F_s \cdot \sin(\theta) \cdot \tan(\phi) + \cos(\theta)$	T
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[kN/m]
1	2.10	-1.30	2.27	0.679434	3.34
2	5.46	-2.84	3.98	0.681262	5.84
3	7.99	-3.36	5.27	0.767852	6.86
4	9.85	-3.16	6.22	0.840968	7.39
5	11.22	-2.47	6.91	0.902266	7.66
6	12.33	-1.49	7.48	0.952751	7.85
7	39.03	-0.80	21.09	0.992987	21.24
8	51.08	4.06	27.23	1.023191	26.61
9	50.43	9.05	26.90	1.043273	25.78
10	49.26	13.77	26.30	1.052820	24.98
11	47.52	18.03	25.42	1.051026	24.18

Nr	Gewicht	$G \cdot \sin(\theta)$	$(G \cdot u \cdot b) \cdot \tan(\phi)$	$1/F_s \cdot \sin(\theta) \cdot \tan(\phi) + \cos(\theta)$	T
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[kN/m]
12	50.82	24.37	25.14	1.021632	24.60
13	47.84	27.73	22.10	0.989114	22.34
14	44.00	29.90	20.32	0.937871	21.67
15	38.93	30.35	17.98	0.860652	20.89
16	31.82	27.98	14.70	0.740207	19.85
17	15.35	14.81	7.09	0.553096	12.82
		-----		-----	
		184.61		283.92	

Einwirkung $E_d = (184.6 \cdot 5.0)$

Widerstand $R_d = (283.9 \cdot 5.0 + 0.0)$

GLEITKREIS $E_d/R_d = 0.65 < 1.0$: Nachweis erbracht.

Berechnung nach DIN 1054:1976

F I D E S D V - P a r t n e r G m b H Dessauerstr. 9 D-80992 München
info@fides-dvp.de www.fides-dvp.de Tel:++49/89/143829-0

N o r m e n

Stahlbetonbemessung : DIN 1045

Geotechnische Nachweise : DIN 1054 (1976)

B a u z u s t a n d Nr. 1 Name: Endzustand LF: Endzus

S c h i c h t s y s t e m mit 2 Schichten

E r d s c h i c h t w e r t e

Phi: wirksamer Reibungswinkel

DeltaA ..: Wandreibungswinkel aktiv

DeltaP ..: Wandreibungswinkel passiv

PhiEW ...: Reibungswinkel auf eine Ersatzwand

C: wirksame Kohäsion

Gamma ..: Wichte in Z-Richtung

GammaW ..: Wichte in Z-Richtung unter Auftrieb

GammaR ..: Wichte in Z-Richtung wassergesättigt

Es: Steifemodul

Num.	Bez.	Phi	DeltaA	DeltaP	PhiEW	C	Gamma	GammaW	GammaR	Es
		[°]	[°]	[°]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
1	Anschüttung	30.0	20.0	-20.0	0.0	0.0	19.0	19.0	19.0	32000
2	Gewachsener B	32.5	21.7	-21.7	0.0	3.0	20.0	20.0	20.0	14000

k: Durchlässigkeit

NSP: Nutzbarer Hohlraumanteil

Num.	Bez.	k	NSP
		[m/sec]	[%]
1	Anschüttung	1.00e-007	15.0
2	Gewachsener B	1.00e-007	15.0

V e r l ä u f e d e r S c h i c h t b e g r e n z u n g e n

Geländeverlauf (Anschüttung):

x [m] -0.25 0.00

z [m] -4.00 0.00

Verlauf Oberkante der 2. Schicht (Gewachsener Boden):

x [m] -3.00 -1.50 3.15 9.37

z [m] -4.00 -4.80 -4.80 0.00

Streifenlasten:

xA	zA	xE	zE	PxA	PzA	PxE	PzE	Art	Lastfall-	Bez.
[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	Name	Typ		
0.00	0.00	3.15	0.00	0.00	10.00	0.00	10.00	q	Endzus	-
3.15	0.00	9.37	0.00	0.00	10.00	0.00	10.00	q	Endzus	-
9.37	0.00	12.25	0.00	0.00	10.00	0.00	10.00	q	Endzus	-
12.25	0.00	16.50	0.00	0.00	10.00	0.00	10.00	q	Endzus	-
16.50	0.00	9999.99	0.00	0.00	10.00	0.00	10.00	q	Endzus	-

Winkelstützmauer:

Betongüte = B 25
 Stahltyp Bewehrung fyk = 500.00 N/mm²
 Scherwiderstand = 2200.00 kN/m²
 Wichte = 25.00 kN/m³
 Fläche = 2.03 m²
 Gewicht (ohne Wasser) .. = 50.81 kN/m
 Punkte: Nr x z

	[m]	[m]
1	0.00	0.00
2	0.00	-4.50
3	2.15	-4.50
4	2.15	-4.80
5	-0.50	-4.80
6	-0.50	-4.50
7	-0.35	-4.50
8	-0.20	0.00

Horizontale veränderliche Lasten wirken nur, falls sie ein rechtsdrehendes Moment erzeugen.

Vertikale veränderliche Lasten wirken nur, falls sie ein rechtsdrehendes Moment erzeugen und ausserhalb R*sin(phi) liegen.

Kreisgeometrie (alle Längen- und Koordinatenangaben in [m])

Mittelpunkt = (-0.55, 1.42), Radius = 6.78

Startpunkt = (-4.62, -4.00), Endpunkt = (6.08, 0.00)

Lamellengeometrie:

Nr	x	Breite	dxM	Gewicht	Auflast	Wasser-	u*b	phi	c	theta
	[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[°]	[kN/m ²]	[°]
1	-4.28	0.68	-3.73	3.2	0.0	0.0	0.0	32.50	3.00	-28.75*
2	-3.61	0.68	-3.06	8.6	0.0	0.0	0.0	32.50	3.00	-26.80
3	-2.93	0.68	-2.38	12.6	0.0	0.0	0.0	32.50	3.00	-20.54

4	-2.25	0.68	-1.70	15.2	0.0	0.0	0.0	32.50	3.00	-14.53
5	-1.57	0.68	-1.02	16.9	0.0	0.0	0.0	32.50	3.00	-8.68
6	-0.89	0.68	-0.34	17.8	0.0	0.0	0.0	32.50	3.00	-2.92
7	-0.22	0.68	0.33	39.8	0.0	0.0	0.0	32.50	3.00	2.82
8	0.46	0.68	1.01	69.6	0.0	0.0	0.0	32.50	3.00	8.58
9	1.14	0.68	1.69	67.7	0.0	0.0	0.0	32.50	3.00	14.43
10	1.82	0.68	2.37	64.8	0.0	0.0	0.0	32.50	6.79	20.43
11	2.50	0.68	3.05	59.7	0.0	0.0	0.0	30.00	0.00	26.69
12	3.17	0.68	3.72	54.7	6.8	0.0	0.0	30.00	0.00	33.31
13	3.85	0.68	4.40	48.1	6.8	0.0	0.0	30.00	0.00	40.48
14	4.53	0.68	5.08	39.6	6.8	0.0	0.0	30.00	0.00	48.52
15	5.21	0.68	5.76	27.8	6.8	0.0	0.0	30.00	0.00	58.12
16	5.81	0.53	6.36	9.3	5.3	0.0	0.0	30.00	0.00	69.80

Anteile vertikale Lasten:

Nr	Gewicht [kN/m]	$G \cdot \sin(\theta)$ [kN/m]	$(G \cdot u \cdot b) \cdot \tan(\phi)$ [kN/m]	$1/F_s \cdot \sin(\theta) \cdot \tan(\phi) + \cos(\theta)$ [-]	T [kN/m]
1	3.24	-1.78	4.10	0.715926	5.72
2	8.57	-3.86	7.49	0.741863	10.10
3	12.56	-4.41	10.03	0.819128	12.25
4	15.24	-3.82	11.74	0.884155	13.28
5	16.90	-2.55	12.80	0.938118	13.64
6	17.78	-0.90	13.36	0.981701	13.61
7	39.76	1.95	27.36	1.015219	26.95
8	69.60	10.38	46.38	1.038675	44.65
9	67.74	16.88	45.19	1.051758	42.96
10	64.85	22.64	45.92	1.053793	43.57
11	59.75	26.83	34.49	1.029540	33.50
12	61.48	33.76	35.50	1.002107	35.42
13	54.93	35.66	31.71	0.957344	33.13
14	46.35	34.72	26.76	0.889385	30.09
15	34.62	29.40	19.99	0.785441	25.45
16	14.68	13.78	8.48	0.629653	13.46
	-----			-----	
	208.67			397.80	

STANDSICHERHEIT-GLEITKREIS=(397.8*6.8 +0.0)/(208.7*6.8)

STANDSICHERHEIT-GLEITKREIS=1.91

Berechnungen zum 2. Beispiel

Berechnungen der Kippnachweise

Nachweis gegen Kippen

"ständige + veränderliche" Lasten

	Hebelarme	Eigengewicht
G1	1,59	141,35
G2	0,59	44,00
G3	0,44	19,04
Q _k	1,59	14,14
E _{agh}	1,67	75,25
E _{aph}	2,50	15,05
ΣV	0,54	218,53

	DIN 1054:2005	EC 7	DIN 1054:1976
e	≤b/3	≤b/3	≤b/3
x _{min}	1,41	1,41	1,41
c	0,54	0,54	0,54
ΣM	0,00	0,00	0,00
e	1,08	1,08	1,08

"ständige" Lasten

	"ständige" Lasten		"ständige" Lasten	
	Hebelarme	Eigengewicht	Hebelarme	Eigengewicht
G1	2,18	260,51	2,18	260,51
G2	0,59	44,00	0,59	44,00
G3	0,44	19,04	0,44	19,04
E _{agh}	1,67	75,25	1,67	75,25
ΣV	1,48	323,55	1,48	323,55

e	≤b/6	≤b/6	≤b/6
x _{min}	2,61	2,61	2,61
c	1,48	1,48	1,48
ΣM	0,00	0,00	0,00
e	0,74	0,74	0,74

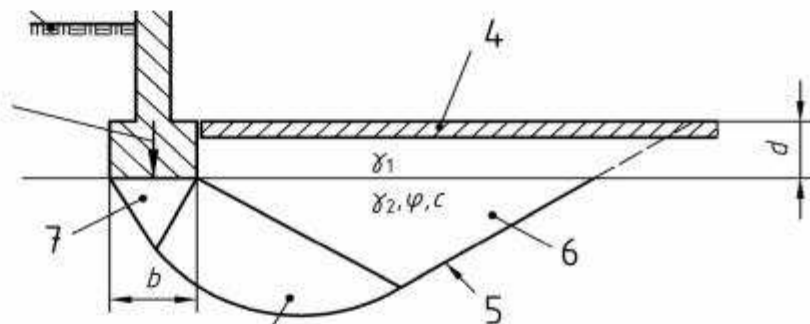
Grundbruchberechnungen

Berechnung nach DIN 1054:2005 und DIN 4017

	$R_{s,d} \geq N_d$	1,00		
Gl. (12)	$R_{s,d}$	382,96	N_{Gk}	261,61
Gl. (6)	N_d	382,96	N_{Qk}	19,86
	γ_{Gr}	1,40	nach Tab. 3 (LF 1)	
	γ_G	1,35	nach Tab. 2 (LF 1)	
	γ_Q	1,50	nach Tab. 2 (LF 1)	
	γ_1	20,00	E_{ogh}	75,25
	γ_2	20,00	E_{ogb}	15,05
	α	0,00		
	β	0,00		
	φ	32,50		
	c	3,00		
	b	3,81		
	d	0,00		
	e_b	0,91		
	x_{min}	1,99		
	T	90,30		
	N	281,47		

Bestimmung des Grundbruchwiderstandes nach DIN 4017:2006

nach 7.2			
Gl. (1)	$R_{s,k}$	536,14	
	a'	1,00	
	b'	1,99	
nach 7.2.1			
Gl. (2)	N_b	5,36	
Gl. (3)	N_d	12,91	
Gl. (4)	N_c	18,69	
nach 7.2.2			
Gl. (5)	N_{d0}	15,03	
Gl. (6)	N_{d0}	24,58	
Gl. (7)	N_{c0}	37,02	
nach 7.2.3	Streifenfundament		
	u_b	1,00	
	v_d	1,00	
	v_r ($\varphi = 0$)	1,00	
nach 7.2.4			
Gl. (8)	$\tan \delta$	0,32	
	m	1,67	
	ω	0,00	
	i_b	0,36	für $\delta > 0; \varphi > 0; c \geq 0$
	i_d	0,52	
	i_c	0,50	
nach 7.2.5			
	λ_b	1,00	für $\varphi > 0; c \geq 0$
	λ_d	1,00	
	λ_c	1,00	
nach 7.2.6			
	ξ_b	1,00	für $\varphi > 0; c \geq 0$
	ξ_d	1,00	
	ξ_c	1,00	



Ermittlung von e_b

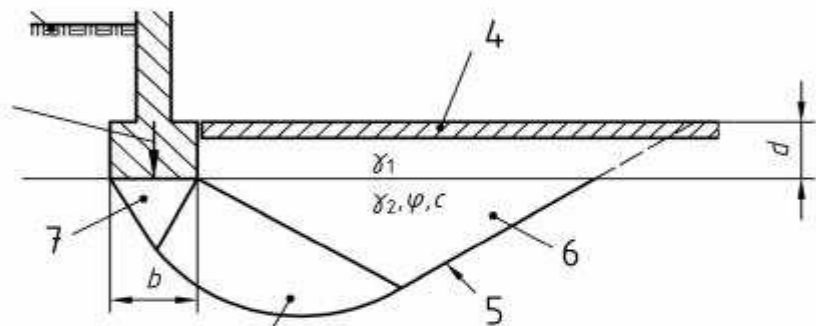
	Hebelarme	Eigengewicht
G1	1,87	198,57
G2	0,59	44,00
G3	0,44	19,04
Q_k	1,87	19,86
E_{ogh}	1,67	75,25
E_{ogb}	2,50	15,05
ΣV	1,00	281,47
x_{min}	1,99	
c	1,00	

Berechnung nach EC 7 und DIN 4017

	$R_{d \geq V_d}$	1,00		
GL A (6.1a)	R_d	382,96	V_{Gk}	261,60
	V_d	382,95	V_{Qk}	19,86
	γ_{Rs}	1,40	nach Tab. A 2.3 (GEO-2, BS-P)	
	γ_G	1,35	nach Tab. A 2.1 (GEO-2, BS-P)	
	γ_Q	1,50	nach Tab. A 2.1 (GEO-2, BS-P)	
	γ_1	20,00	E_{geb}	75,25
	γ_2	20,00	E_{orb}	15,05
	a	0,00		
	β	0,00		
	φ	32,50		
	c	3,00		
	b	3,81		
	d	0,00		
	e_b	0,91		
	x_{min}	1,99		
	T	90,30		
	N	281,46		

Bestimmung des Grundbruchwiderstandes nach DIN 4017:2006

nach 7.2		
GL (1)	$R_{s,k}$	536,07
	a'	1,00
	b'	1,99
nach 7.2.1		
GL (2)	N_b	5,36
GL (3)	N_d	12,91
GL (4)	N_c	18,69
nach 7.2.2		
GL (5)	N_{b0}	15,03
GL (6)	N_{d0}	24,58
GL (7)	N_{c0}	37,02
nach 7.2.3	Streifenfundament	
	v_b	1,00
	v_d	1,00
	$v_c (\varphi = 0)$	1,00
nach 7.2.4		
GL (8)	$\tan \delta$	0,32
	m	1,67
	ω	0,00
	i_b	0,36
	i_d	0,52
	i_c	0,50
		für $\delta > 0; \varphi > 0; c \geq 0$
nach 7.2.5		
	λ_b	1,00
	λ_d	1,00
	λ_c	1,00
nach 7.2.6		
	ξ_b	1,00
	ξ_d	1,00
	ξ_c	1,00
		für $\varphi > 0; c \geq 0$



Ermittlung von e_k

	Hebelarme	Eigengewicht
G1	1,87	198,56
G2	0,59	44,00
G3	0,44	19,04
Q_k	1,87	19,86
E_{geb}	1,67	75,25
E_{orb}	2,50	15,05
ΣV	1,00	281,46
x_{min}	1,99	
c	1,00	

Böschungsbruchberechnung mit „FIDES-Gleitkreis“

Berechnung nach DIN 1054:2005 und EC7

F I D E S D V - P a r t n e r G m b H Dessauerstr. 9 D-80992 München
info@fides-dvp.de www.fides-dvp.de Tel:++49/89/143829-0

N o r m e n

Stahlbetonbemessung : DIN 1045-1

Geotechnische Nachweise : DIN 1054:2005

Sicherheitsbeiwerte Einwirkungen:

GZ 1A	Gamma-	LF 1	LF 2	LF 3
Günstig ständig	G,stb	0.90	0.90	0.95
Ungünst. ständig	G,dst	1.00	1.00	1.00
Strömkr. günstiger Boden	H,stb	1.35	1.30	1.20
Ungünst. veränderlich	Q,dst	1.50	1.30	1.00
GZ 1B	Gamma-	LF 1	LF 2	LF 3
Ständig allgemein	G	1.35	1.20	1.00
Ständig Erdruhedr.	E0g	1.20	1.10	1.00
Ungünst. veränderlich	Q	1.50	1.30	1.00
Wasser (EAU)	W	1.35	1.20	1.00
GZ 1C	Gamma-	LF 1	LF 2	LF 3
Ständig	G	1.00	1.00	1.00
Ungünst. veränderlich	Q	1.30	1.20	1.00

Sicherheitsbeiwerte Widerstände:

GZ 1B	Gamma-	LF 1	LF 2	LF 3
Erdwdst. + Grundbruch	Ep,Gr	1.40	1.30	1.20
Gleiten	Gl	1.10	1.10	1.10
Ankerstahl	M	1.15	1.15	1.15
Anker Herausziehen	A	1.10	1.10	1.10
Geotextilien Reibung	Gtf	1.10	1.10	1.10
Geotextilien	Gt	1.40	1.30	1.20
GZ 1C	Gamma-	LF 1	LF 2	LF 3
Reibung tan(phi)	phi	1.25	1.15	1.10
Kohäsion	c	1.25	1.15	1.10
Nägel Herausziehen	N	1.40	1.30	1.20
Anker Herausziehen	A	1.10	1.10	1.10
Geotextilien Reibung	Gtf	1.40	1.30	1.20
Dübel, absch. Bauteile	cd	1.40	1.30	1.20

B a u z u s t a n d Nr. 1 Name: Vollaushub LF: Vollau Typ: LF2

Schichtsystem mit 1 Schichten

Erdschichtwerte

Phi ..: wirksamer Reibungswinkel
 DeltaA ..: Wandreibungswinkel aktiv
 DeltaP ..: Wandreibungswinkel passiv
 C ..: wirksame Kohäsion
 Cu.....: wirksame Kohäsion cu undrainierter Zustand
 GammaZ ..: Wichte in Z-Richtung
 GammaW ..: Wichte in Z-Richtung unter Auftrieb
 GammaR ..: Wichte in Z-Richtung wassergesättigt

Num.	Bez.	Phi	DeltaA	DeltaP	C	Cu	Gamma	GammaW	GammaR
		[°]	[°]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]
1	Gewachsener B	32.5	21.7	-21.7	3.0	3.0	20.0	20.0	20.0

k ..: Durchlässigkeit
 NSP ..: Nutzbarer Hohlraumanteil

Num.	Bez.	k	NSP
		[m/sec]	[%]
1	Gewachsener B	1.00e-007	15.0

Geländeverlauf (Gewachsener Boden):

x [m]	-0.88	0.00
z [m]	-5.00	0.00

Streifenlasten:

xA	zA	xE	zE	PxA	PzA	PxE	PzE	Art	Lastfall-	Bez.
[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	Name	Typ		
0.00	0.00	9999.99	0.00	0.00	10.00	0.00	10.00	q	Vollau	LF2 Verkehrspla

Wand

Wandverlauf

x	z	d
[m]	[m]	[cm]
0.00	0.00	15.0
-0.16	-0.80	15.0
-0.37	-2.00	15.0
-0.45	-2.50	15.0
-0.57	-3.20	15.0
-0.66	-3.70	15.0
-0.78	-4.40	15.0
-0.86	-4.90	15.0

-0.88 -5.00 15.0

N a g e l d a t e n (Aushub Vollaushub):

x-Kopf	z-Kopf	Neig	Länge	LVp	Abstand
[m]	[m]	[°]	[m]	[m]	[m]
-0.16	-0.80	15.0	2.42	2.42	1.50
-0.37	-2.00	15.0	2.64	2.64	1.50
-0.57	-3.20	15.0	2.85	2.85	1.50
-0.78	-4.40	15.0	3.07	3.07	1.50

Horizontale veränderliche Lasten wirken nur, falls sie ein rechtsdrehendes Moment erzeugen.

Vertikale veränderliche Lasten wirken nur, falls sie ein rechtsdrehendes Moment erzeugen und ausserhalb $R \cdot \sin(\phi)$ liegen.

Kreisgeometrie (alle Längen- und Koordinatenangaben in [m])

Mittelpunkt = (-8.78, 8.45), Radius = 15.59

Startpunkt = (-0.88, -5.00), Endpunkt = (4.33, 0.00)

Lamellengeometrie:

Nr	x	Breite	dxM	Gewicht	Auflast	Wasser-	u*b	phi	c	theta
	[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[°]	[kN/m ²]	[°]
1	-0.62	0.52	8.16	13.8	0.0	0.0	0.0	28.99	2.61	31.55
2	-0.10	0.52	8.68	39.6	1.9	0.0	0.0	28.99	2.61	33.82
3	0.42	0.52	9.20	43.2	6.3	0.0	0.0	28.99	2.61	36.16
4	0.94	0.52	9.72	39.0	6.3	0.0	0.0	28.99	2.61	38.57
5	1.46	0.52	10.24	34.5	6.3	0.0	0.0	28.99	2.61	41.06
6	1.98	0.52	10.76	29.6	6.3	0.0	0.0	28.99	2.61	43.65
7	2.50	0.52	11.28	24.1	6.3	0.0	0.0	28.99	2.61	46.36
8	3.03	0.52	11.81	18.2	6.3	0.0	0.0	28.99	2.61	49.21
9	3.55	0.52	12.33	11.5	6.3	0.0	0.0	28.99	2.61	52.23
10	4.07	0.52	12.85	4.1	6.3	0.0	0.0	28.99	2.61	55.48

Anteile vertikale Lasten:

Nr	Gewicht	$G \cdot \sin(\theta)$	$(G - u \cdot b) \cdot \tan(\phi)$	$1 / F_s \cdot \sin(\theta) \cdot \tan(\phi) + \cos(\theta)$	T
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[kN/m]
1	13.76	7.20	8.98	1.112969	8.07
2	41.53	23.12	24.37	1.108185	21.99
3	49.44	29.17	28.75	1.101450	26.10
4	45.30	28.24	26.45	1.092591	24.21
5	40.77	26.78	23.95	1.081391	22.14
6	35.82	24.73	21.20	1.067581	19.86

7	30.39	21.99	18.19	1.050815	17.31
8	24.40	18.48	14.88	1.030638	14.44
9	17.77	14.04	11.20	1.006437	11.13
10	10.33	8.51	7.08	0.977342	7.25
	-----			-----	
	202.26			172.50	

Moment aus Wandgewicht: 158.6 kN*m/m

Anteile aus Nägeln:

Summe Moment abtreibend : -580.0 kN*m/m

Summe Moment rückhaltend: $388.2/F_s = 349.2$ kN*m/m

Summe aus Nägeln+Ankern abtreibend : -580.0 kN*m/m

Summe aus Nägeln+Ankern+Pfählen+GeoTex rückh. : $388.2/F_s = 349.2$ kN*m/m

Einwirkung $E_d = (202.3*15.6-580.0+158.6)$

Widerstand $R_d = (172.5*15.6+349.2)$

GLEITKREIS $E_d/R_d = 0.90 < 1.0$: Nachweis erbracht.

Berechnung nach DIN 1054:1976

F I D E S D V - P a r t n e r GmbH Dessauerstr. 9 D-80992 München

info@fides-dvp.de www.fides-dvp.de Tel:++49/89/143829-0

N o r m e n

Stahlbetonbemessung : DIN 1045

Geotechnische Nachweise : DIN 1054 (1976)

B a u z u s t a n d Nr. 1 Name: Vollaushub LF: Vollau

S c h i c h t s y s t e m mit 1 Schichten

E r d s c h i c h t w e r t e

Phi ..: wirksamer Reibungswinkel

DeltaA ..: Wandreibungswinkel aktiv

DeltaP ..: Wandreibungswinkel passiv

C ..: wirksame Kohäsion

Cu.....: wirksame Kohäsion cu undrainierter Zustand

GammaZ ..: Wichte in Z-Richtung

GammaW ..: Wichte in Z-Richtung unter Auftrieb

GammaR ..: Wichte in Z-Richtung wassergesättigt

Num.	Bez.	Phi	DeltaA	DeltaP	C	Cu	Gamma	GammaW	GammaR
		[°]	[°]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]
1	Gewachsener B	32.5	21.7	-21.7	3.0	3.0	20.0	20.0	20.0

k: Durchlässigkeit

NSP: Nutzbarer Hohlraumanteil

Num.	Bez.	k	NSP
		[m/sec]	[%]
1	Gewachsener B	1.00e-007	15.0

Geländeverlauf (Gewachsener Boden):

x [m] -0.88 0.00

z [m] -5.00 0.00

Streifenlasten:

xA	zA	xE	zE	PxA	PzA	PxE	PzE	Art	Lastfall-	Bez.
[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	Name	Typ		
0.00	0.00	9999.99	0.00	0.00	10.00	0.00	10.00	q	Vollau	- Verkehrspla

W a n d

Wandverlauf

x z d

[m] [m] [cm]

0.00 0.00 15.0

-0.16 -0.80 15.0

-0.37 -2.00 15.0

-0.45 -2.50 15.0

-0.57 -3.20 15.0

-0.66 -3.70 15.0

-0.78 -4.40 15.0

-0.86 -4.90 15.0

-0.88 -5.00 15.0

N a g e l d a t e n (Aushub Vollaushub):

x-Kopf z-Kopf Neig Länge LVp Abstand

[m] [m] [°] [m] [m] [m]

-0.16 -0.80 15.0 2.42 2.42 1.50

-0.37 -2.00 15.0 2.64 2.64 1.50

-0.57 -3.20 15.0 2.85 2.85 1.50

-0.78 -4.40 15.0 3.07 3.07 1.50

Horizontale veränderliche Lasten wirken nur, falls sie ein rechtsdrehendes Moment erzeugen.

Vertikale veränderliche Lasten wirken nur, falls sie ein rechtsdrehendes Moment erzeugen und ausserhalb $R \cdot \sin(\phi)$ liegen.

Kreisgeometrie (alle Längen- und Koordinatenangaben in [m])

Mittelpunkt = (-8.86, 8.72), Radius = 15.87

Startpunkt = (-0.88, -5.00), Endpunkt = (4.40, 0.00)

Lamellengeometrie:

Nr	x	Breite b	dxM	Gewicht	Auflast z-Ri.	Wasser- auflast	u*b	phi	c	theta
	[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[°]	[kN/m ²]	[°]
1	-0.62	0.53	8.24	14.2	0.0	0.0	0.0	32.50	3.00	31.28
2	-0.09	0.53	8.77	40.6	1.7	0.0	0.0	32.50	3.00	33.54
3	0.44	0.53	9.30	43.8	5.3	0.0	0.0	32.50	3.00	35.86
4	0.97	0.53	9.83	39.6	5.3	0.0	0.0	32.50	3.00	38.25
5	1.50	0.53	10.36	35.0	5.3	0.0	0.0	32.50	3.00	40.72
6	2.02	0.53	10.88	29.9	5.3	0.0	0.0	32.50	3.00	43.28
7	2.55	0.53	11.41	24.4	5.3	0.0	0.0	32.50	3.00	45.96
8	3.08	0.53	11.94	18.3	5.3	0.0	0.0	32.50	3.00	48.78
9	3.61	0.53	12.47	11.6	5.3	0.0	0.0	32.50	3.00	51.77
10	4.14	0.53	13.00	4.1	5.3	0.0	0.0	32.50	3.00	54.96

Anteile vertikale Lasten:

Nr	Gewicht	$G \cdot \sin(\theta)$	$(G \cdot u \cdot b) \cdot \tan(\phi)$	$1/F_s \cdot \sin(\theta) \cdot \tan(\phi) + \cos(\theta)$	T
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[kN/m]
1	14.17	7.36	10.61	1.086930	9.77
2	42.31	23.37	28.54	1.080692	26.41
3	49.06	28.74	32.84	1.072537	30.62
4	44.84	27.76	30.15	1.062297	28.39
5	40.24	26.25	27.22	1.049765	25.93
6	35.21	24.14	24.02	1.034682	23.21
7	29.70	21.35	20.51	1.016718	20.17
8	23.63	17.77	16.64	0.995442	16.72
9	16.91	13.28	12.36	0.970273	12.74
10	9.40	7.69	7.57	0.940398	8.05
		-----		-----	
		197.72		201.99	

Moment aus Wandgewicht: 160.1 kN*m/m

Anteile aus Nägeln:

Summe Moment abtreibend : -763.1 kN*m/m

Summe Moment rückhaltend: $578.7/F_s = 406.4 \text{ kN*m/m}$

Summe aus Nägeln+Ankern abtreibend : -763.1 kN*m/m

Summe aus Nägeln+Ankern+Pfählen+GeoTex rückh. : $578.7/F_s = 406.4 \text{ kN*m/m}$

STANDSICHERHEIT-GLEITKREIS= $(202.0*15.9+406.4)/(197.7*15.9-763.1+160.1)$

STANDSICHERHEIT-GLEITKREIS=1.42

Nachweis der inneren Standsicherheit

	a =	1,2	
	b =	2	
	$T_m =$	31,42	
	$\gamma =$	20	
	h =	5	
nach Coulomb	$k_{agh} =$	0,301	
	q1 =	10	
	q2 =	10	
	$\gamma_N =$	1,3	
	$\gamma_\varphi =$	1,15	
	$\gamma_G =$	1	
	$\gamma_Q =$	1,2	
	$\varepsilon =$	15	
	$\varphi =$	32,5	
	$\alpha =$	10	
	$\beta =$	0	
	$\rho =$	0	
	$\theta_1 =$	41,42	
	$\varphi_{mod} =$	28,26	
	x =	3,27	0,65 * h an der Basis
[19] Gl. (2.8)	Z =	79,59	
[19] Gl. (2.10a)	W =	188,58	
[19] Gl. (2.10b)	P =	28,66	
[19] Gl. (2.10c)	$E_a =$	21,11	
[19] Gl. (2.10d)	h' =	2,12	
[19] Gl. (2.10)		0,16	≥ 0

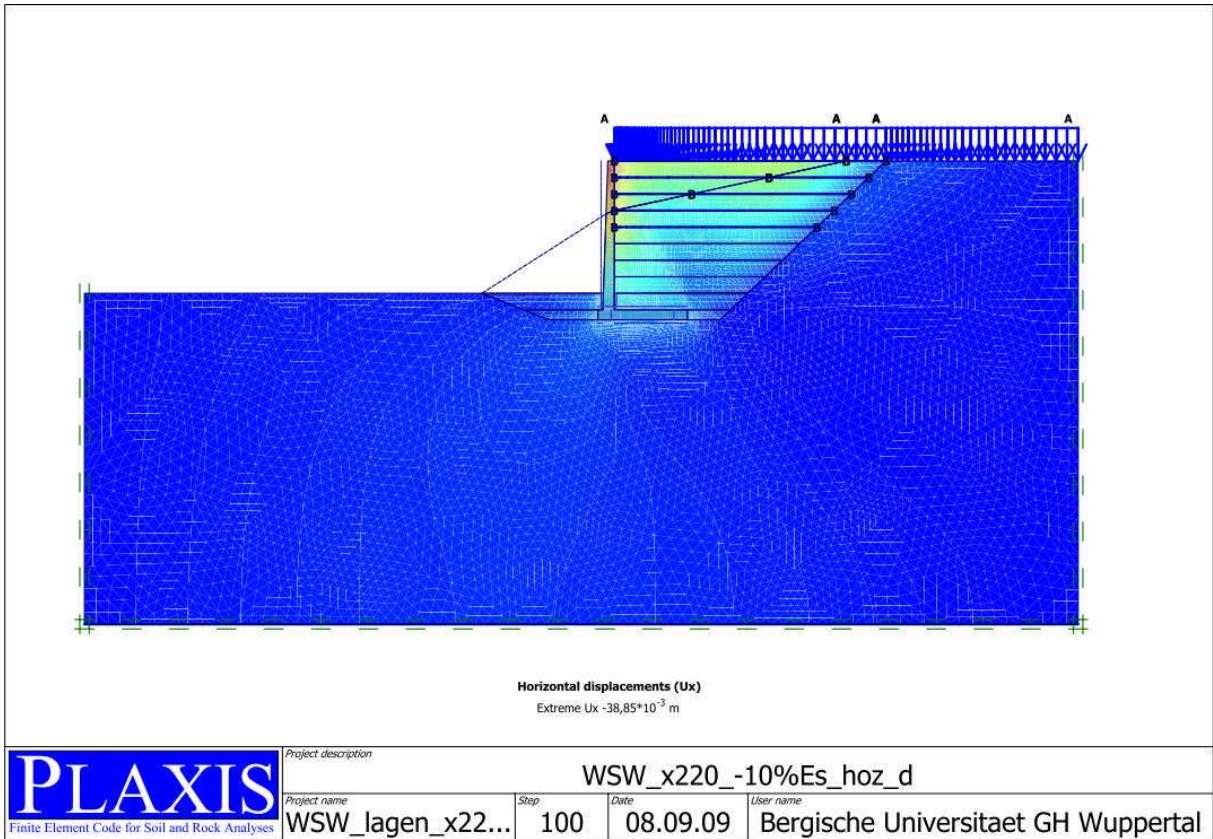
Anhang B

Darstellung der Parametervariation der PLAXIS-Eingabewerte.

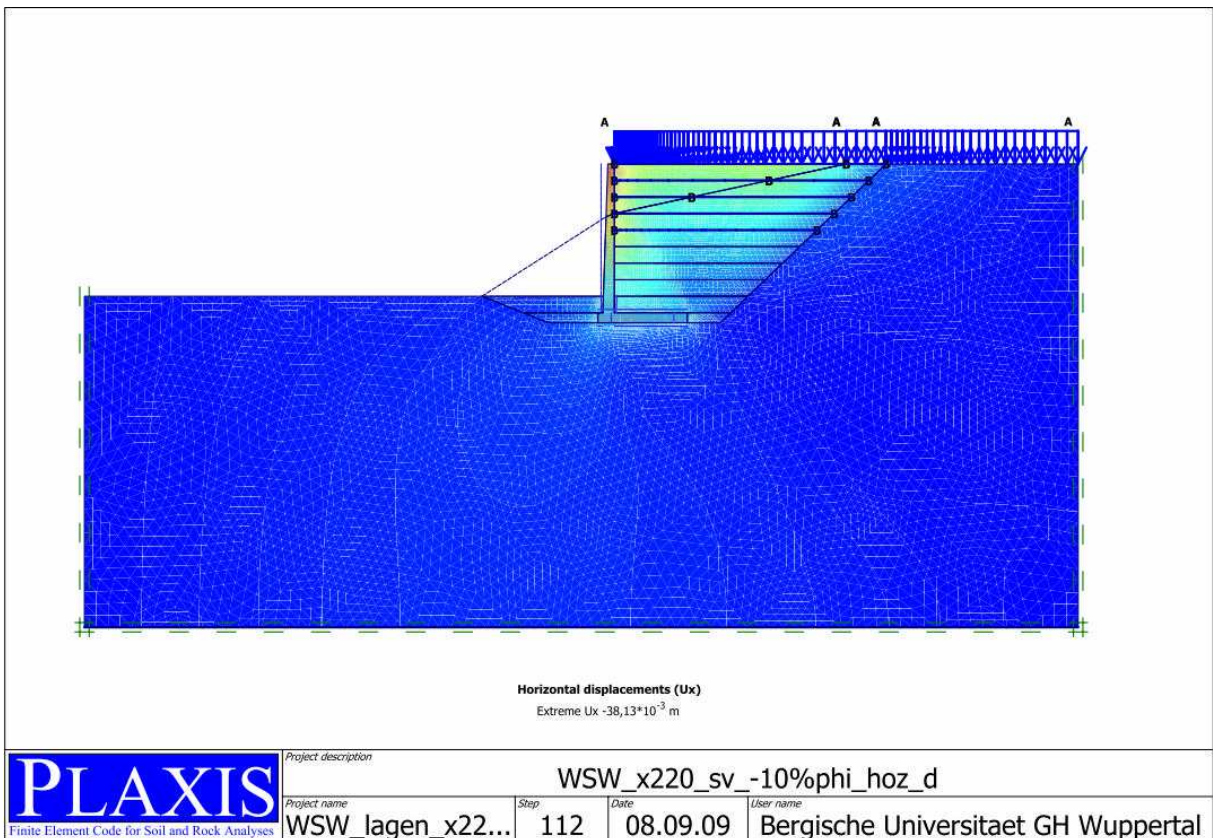
Es werden jeweils der Reibungswinkel φ und der Steifemodul E_s um 10% abgemindert, um festzustellen, wie sich eine Änderung der Bodenverhältnisse auf die Verformung auswirken wird. Die Untersuchung umfasst nur eine Abminderung, da sowohl beim Steifemodul als auch beim Reibungswinkel eine Verringerung zu schlechteren Verhältnissen für die Verformung führt. Eine Erhöhung würde den Boden steifer machen bzw. einen kleineren Erddruck mit sich bringen, daher wird er hier nicht untersucht.

Verformung der Winkelstützmauer

-10% Steifemodul

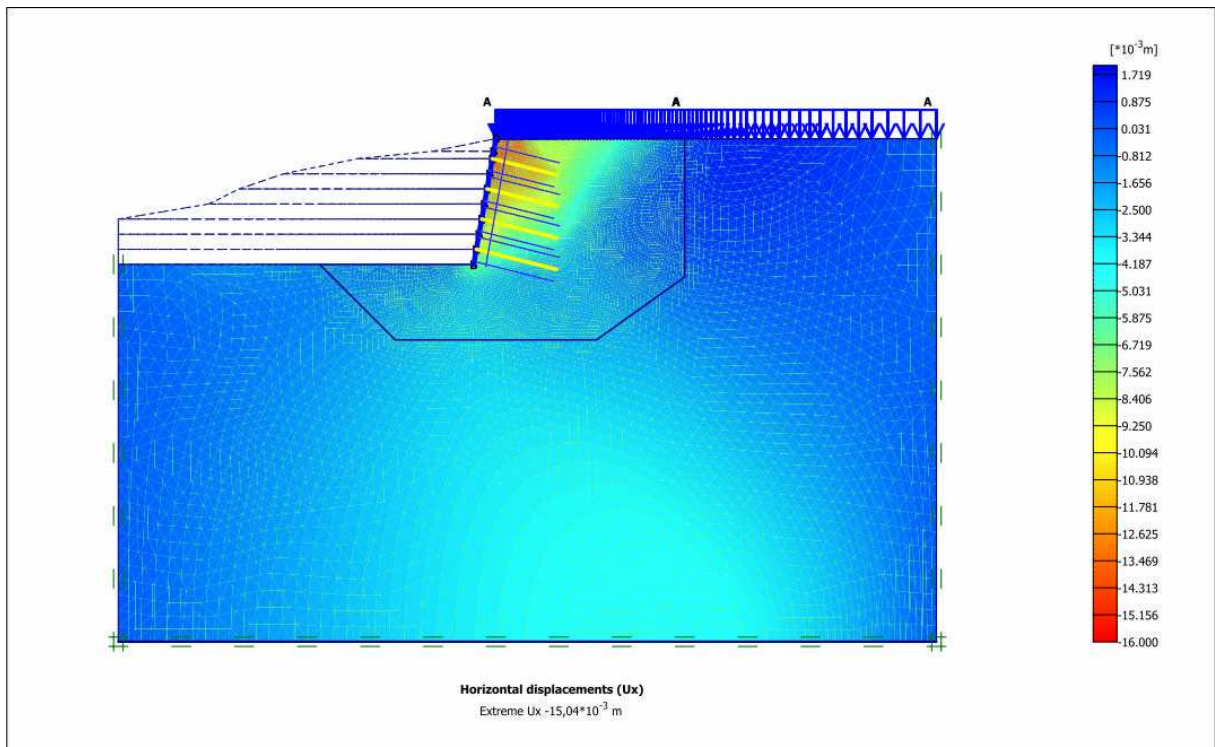


-10% Reibungswinkel



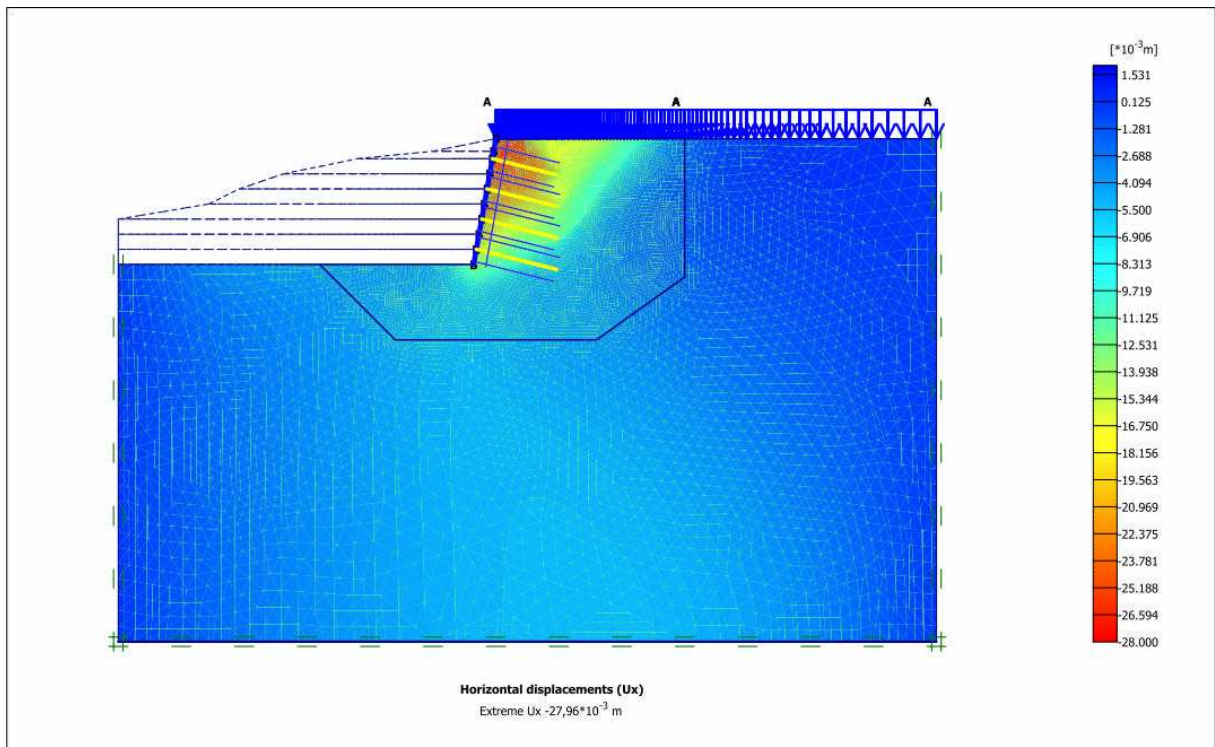
Verformung der Bodenvernagelung

-10% Steifemodul



 Finite Element Code for Soil and Rock Analyses	Project description			
	VN_geogrid-Anker_-10%Es_hoz_d			
Project name	Step	Date	User name	
VN_geogrid-Ank...	101	08.09.09	Bergische Universitaet GH Wuppertal	

-10% Reibungswinkel



 Finite Element Code for Soil and Rock Analyses	Project description			
	VN_geogrid-Anker_-10%phi_hoz_d			
Project name	Step	Date	User name	
VN_geogrid-Ank...	165	08.09.09	Bergische Universitaet GH Wuppertal	

Literaturverzeichnis:

- [01] BAUAUFSICHTLICHE ZULASSUNG: *Bodenvernagelung System „Preussag“*. Zulassungsnr.: Z-20.1-105, Berlin: Institut für Bautechnik, 18. Jan. 1988
- [02] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: *Erd- und Grundbau : Normen (Bauwesen 5)*. 8. Aufl., Stand d. abgedr. Normen: November 1990. Berlin : Beuth, 1991 (DIN-Taschenbuch 36)
- [03] DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK e.V. (Hrsg.): *Empfehlung des Arbeitskreises „Baugruben“*. 4. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, 2006
- [04] DIN 1054:2005-01: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
- [05] DIN 4017:2006-03: Baugrund – Berechnung des Grundbruchwiderstandes von Flachgründungen
- [06] DIN 4084:2009-01: Baugrund – Geländebruchberechnung
- [07] DIN 4085:2007-10: Baugrund – Berechnung des Erddrucks
- [08] DIN 1045-1:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion
- [09] E DIN EN 1054-101:2009-02: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau – Teil 101: Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1
- [10] DIN EN 1997-1:2008-10: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004
- [11] E DIN EN 1997-1/NA:2009-02: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln
- [12] EUROPÄISCHE KOMMISSION (Hrsg.): *Anwendung des Eurocodes*. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, 25.01.2002 (Leitpapier L). – URL: http://www.eurocode-online.de/sixcms_upload/media/2171/Leitpapier_L_Anwendung_EC.pdf (13.05.2009)
- [13] ACHMUS, Martin; ROUILI, Ahmed: *Untersuchung zur Erddruckbeanspruchung von Winkelstützwänden*. In: Bautechnik, 81 (2004), Nr. 12, S. 942-948
- [14] ARNOLD, Michael; FRANKE, Dietrich: *Modellversuche zum Erd- und Auflastdruck auf Winkelstützwände*. In: Bautechnik, 84 (2007), Nr. 12, S. 891-899
- [15] AUER, Michael: *Die Bodenvernagelung - ein variables statisches System mit Zukunft*. 7. Österreichische Geotechniktagung 2009. In: Felsbaumagazin, 9 (2009), Nr. 1, S. 45-56
- [16] BRINGGREVE, R. B. J. (Hrsg.): *PLAXIS Vers. 8 – Benutzerhandbuch*. Delft: PLAXIS BV, 2003
- [17] FINGERLOOS, Frank: *DIN 1045 Ausgabe 2008*. 3. Aufl. Berlin: Beuth, 2008
- [18] FRANKE, Dietrich: *Verdichtungserddruck bei leichter Verdichtung*. In: Bautechnik, 85 (2008), Nr. 3, S. 197-198

- [19] GÄBLER, Günter: *Vernagelte Geländesprünge – Tragverhalten und Standsicherheit*. Karlsruhe, Universität Fridericiana, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Dissertation (Heft 108), 1987
- [20] GÄBLER, Günter: *Planung, Ausschreibung und Überwachung von Vernagelungsprojekten*. In: TIS, 31 (1989), Nr. 10, S. 626-640
- [21] GORIS, Alfons: *Stahlbetonbau-Praxis nach DIN 1045 neu*. Band 2. 2. Aufl. Berlin: Bauwerk, 2006
- [22] HERTEN, Markus: *Räumlicher Erddruck auf Schachtbauwerke in Abhängigkeit von der Wandverformung*. Wuppertal, Bergische Universität GH Wuppertal, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Dissertation (Bericht-Nr. 22), Dezember 1999
- [23] HOCK, Kay; WALZ, Bernhard: *Berechnung des räumlichen aktiven Erddrucks mit der modifizierten Elementscheibentheorie*. In: Walz, Bernhard (Hrsg.): Bergische Universität GH Wuppertal, Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Bericht-Nr. 6, März 1987, S. 27-127
- [24] HOCK, Kay; WALZ, Bernhard: *Räumlicher Erddruck auf Senkkästen und Schächte – Darstellung eines einfachen Rechenansatzes*. In: Bautechnik, 65 (1988), Nr. 6, S. 199-204
- [25] MECKELBURG, L: *Erddruck nichtbindiger Hinterfüllungen nach der Verdichtung*. In: Bauzeitung, 34 (1980), Nr. 1, S. 47-49
- [26] MEIBNER, Helmut: Empfehlung des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ – Teil 1. In: geotechnik 14 (1991), S. 1-10
- [27] MEIBNER, Helmut: Empfehlung des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ – Teil 3. *Baugruben*. In: geotechnik 25 (2002), Nr. 1, S. 44-56
- [28] MÖLLER, Gerd: *Geotechnik – Grundbau*. Berlin: Ernst & Sohn, 2006
- [29] MÖLLER, Gerd: *Geotechnik kompakt – Grundbau*. 2. Aufl. Berlin: Bauwerk, 2006
- [30] MÜLLER-KIRCHBAUER, Hanno; KLAPPERICH, Herbert; ULRICH, Michael; WALZ, Bernhard: *Räumlicher Erddruck auf Senkkästen*. In: Bautechnik, 63 (1986), Nr. 12, S. 408-413
- [31] PULSFORT, Matthias; WALZ, Bernhard: *Grundbau 1 – Teil A*. aus: Skript zur Vorlesung. Wuppertal, Bergische Universität, D – Bauingenieurwesen, Institut für Geotechnik. WS 2002/2003
- [32] PULSFORT, Matthias; WALZ, Bernhard: *Grundbau 1 – Teil B*. aus: Skript zur Vorlesung. Wuppertal, Bergische Universität, D – Bauingenieurwesen, Institut für Geotechnik. WS 2004/2005
- [33] PULSFORT, Matthias; WALZ, Bernhard: *Grundbau 2*. aus: Skript zur Vorlesung. Wuppertal, Bergische Universität, D – Bauingenieurwesen, Institut für Geotechnik. WS 2003/2004
- [34] SCHANZ, Tom: Empfehlung des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ – Teil 4 *Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik*. In: geotechnik 26 (2006), Nr. 1, S. 13-17

- [35] SCHUPPENER, Bernd: *Eurocodes und DIN-Normen – Wie geht es weiter?* Powerpoint-Vortrag, BAW, Karlsruhe 2005
- [36] SCHUPPENER, Bernd; RUPPERT, Franz-Reinhard: *Zusammenführung von europäischen und deutschen Normen Eurocode 7, DIN 1054 und DIN 4020*. In: Bautechnik, 84 (2007), Nr. 9, S. 636-640
- [37] SPOTKA, Hans: *Einfluss der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttler auf den Erddruck einer Stütz wand bei Sand*. Stuttgart, Universität Stuttgart, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Dissertation (Mitteilung 9), 1977
- [38] TRIANTAFYLLIDIS, Th.: *Arbeitsblätter für Grundbau – Sicherheitsnachweise in Erd- und Grundbau*. Bochum, 2008
- [39] VOGT, Norbert; SCHUPPENER, Bernd; WEIBENBACH, Anton: *Nachweisverfahren des EC 7-1 für geotechnische Bemessungen in Deutschland*. In: geotechnik, 29 (2006), Nr. 3, S. 246-255
- [40] WALZ, Bernhard: *Vergleichende Berechnung von Stützbauwerken gemäß DIN 1054 mit Partial- und Globalsicherheiten anhand von vier Musterbauwerken*. Wuppertal, Bergische Universität, 11 – Bauingenieurwesen, Forschungsbericht (FE 05.128/2001/MRB), 2002
- [41] WICHTER, Lutz; MEININGER, Wolfgang: *Verankerungen und Vernagelungen im Grundbau*. Berlin: Ernst & Sohn, 2000
- [42] WITT, Karl Josef: *Aktuelle Entwicklungen bei den Sicherheitsnachweisen im Erd- und Grundbau*. Schriftenreihe Geotechnik Heft 9. Weimar, 2003
- [43] ZIEGLER, Martin: *Geotechnische Nachweise nach DIN 1054*. 2. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, 2006
- [44] ZIEGLER, Martin: *Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*. In: Witt, Karl Josef (Hrsg.): *Grundbau-Taschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen*. 7. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, 2008, S. 1-42