



Andrea Lumesberger, BSc

## **Untersuchungen zum Systemverhalten von bestehenden, schadhaften Gewichtsmauern**

### **MASTERARBEIT**

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieurin

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Geotechnik und Wasserbau

eingereicht an der

**Technischen Universität Graz**

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Marte

Institut für Bodenmechanik und Grundbau

betreuender Assistent

Bmst. Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Matthias Rebhan, BSc

Graz, Jänner 2017



## **EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG**

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

---

Datum

---

Unterschrift



## Danksagung

Zuerst gebührt mein Dank Herrn Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Roman Marte für die konstruktive Kritik und die Unterstützung durch sein Fachwissen beim Erstellen dieser Masterarbeit. Danke auch für die stets lehrreichen Vorlesungen und Diskussionen, welche zu meinem großen Interesse an der Geotechnik entscheidend beigetragen haben.

Besonders möchte ich mich bei Herrn Bmst. Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Matthias Rebhan, BSc für die hervorragende Betreuung beim Verfassen dieser Arbeit und der Unterstützung bei der Planung, Herstellung sowie der Durchführung des Laborversuches bedanken.

An dieser Stelle gilt auch ein besonderer Dank allen Unterstützern des Forschungsprojektes „SIBS“. Ohne sie wäre diese Masterarbeit nicht möglich gewesen.

Ebenfalls möchte ich Herrn Lukas Jantscher, BSc danken, der mich beim Aufbau und der Durchführung der Versuchsreihe im Rahmen seiner Bachelorarbeit tatkräftig unterstützt hat.

Ein besonderes Danke geht an meine Freunde und Studienkollegen, im Speziellen an jene des Stahlbauzeichensaals, für die lustigen Stunden, schöpferischen Kaffeepausen, konstruktiven Projektarbeiten und erfolgreichen Prüfungsvorbereitungen aber auch für die aufbauenden Worte, wenn diese einmal nötig waren. Sie haben meine Studienzeit zu einer der schönsten meines bisherigen Lebens gemacht und ich hätte viele Erfahrungen ohne sie mit Sicherheit noch nicht machen dürfen!

Abschließend möchte ich mich bei meinen Eltern Martha und Andreas Lumesberger bedanken, die mir das Studium sowie das beeindruckende Auslandssemester in Göteborg ermöglicht haben und mir beim Realisieren meiner Vorhaben stets beistehen. Ohne sie wäre die unvergessliche Zeit in Graz und Skandinavien in dieser Form nicht möglich gewesen. Danke für die finanzielle Unterstützung und vor allem den emotionalen Rückhalt!

Dankeschön!



## **Kurzfassung**

Im vergangenen Jahrhundert wurden zur Herstellung von Einschnitten oder zur Sicherung von Geländesprüngen bei der Errichtung und des Ausbaues der Verkehrsinfrastruktur in Europa häufig Gewichtsmauern eingesetzt. Aufgrund des hohen Alters einiger derartiger Stützbauwerke und den folglich teils mangelhaften Zuständen, ergeben sich eine Vielzahl von Fragestellungen hinsichtlich der Standsicherheit sowie des Systemverhaltens dieser. In der vorliegenden Arbeit wird versucht, das reale Tragverhalten durch Laborversuche besser zu erfassen, wobei der Fokus der Untersuchung auf den inneren Versagensmechanismen „Kipp- und Gleitversagen“ liegt.

Als Grundlage wurde hierfür zunächst eine ausführliche Literaturrecherche bezüglich Gewichtsmauern durchgeführt und neben der Beschreibung verschiedener Arten sowie Ausführungstypen, auch das innere und äußere Tragverhalten monolithischer Stützbauwerke behandelt. Darauf aufbauend erfolgte eine rechnerische Untersuchung durch Gleichgewichtsbetrachtungen an unterschiedlichen Gewichtsmauern. Hierfür wurde ein Berechnungsbeispiel zum Nachweis der Standsicherheit am vollständigen, unversehrten Mauerkörper unter Festlegung von Randbedingungen nach der aktuell gültigen Fassung der normativen Unterlagen erstellt.

Zur Planung der angedachten Versuchsreihen im Labor des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der TU Graz sowie zur generellen Untersuchung des zu erwartenden Systemverhaltens wurden weitere Kalkulationen des als monolithisch betrachteten Versuchskörpers entlang einer vorgegebenen Versagensfuge durchgeführt. Die aus den realisierten Versuchen erhaltenen Messdaten und deren Interpretation sollen Rückschlüsse auf das tatsächliche Systemverhalten von Gewichtsmauern zulassen sowie mögliche Unterschiede zu den Ergebnissen aus der Berechnung aufzeigen.

Die aus der vorliegenden Arbeit gewonnen Erkenntnisse fließen in das Forschungsprojekt „SIBS – Sicherheitsbewertung bestehender Stützbauwerke“ ein und dienen einerseits der weiterführenden Forschung sowie andererseits der praktischen Anwendung durch Ingenieure zur Erhaltung bestehender Gewichtsmauern.

### Keywords:

Bauen im Bestand, Gewichtsmauern, Infrastruktur, Ingenieurbauwerke, Laborversuche, Schadensmechanismen, Stützmauern, Systemverhalten, innere Standsicherheit



## **Abstract**

During the last century gravity walls were often used as retaining structures in order to preserve embankments or slopes near transport infrastructure from failure. Due to the relatively high age and the relating defective condition of some of those structures unresolved issues concerning safety and the expected system's behavior are existing. The purpose of this master thesis is to investigate the structural behavior and the internal stability of gravity walls by means of the performance of laboratory tests.

First of all, a detailed literature research concerning the different types of existing gravity walls as well as a specific description of the internal and external failure mechanisms was done. This theoretical basis was used for equilibrium considerations at different gravity walls with respect to currently valid standards and a defined framework.

In order to design and set up the different trial series in the laboratory of the Institute of Soil Mechanics and Foundation Engineering at the Graz University of Technology, further calculations concerning the internal stability of gravity walls were necessary. Therefore a fixed sliding plane through the wall was implemented. Along this joint, equilibrium considerations of the as monolithic assumed test subject were performed. Further on, the collected data from the accomplished laboratory test should help to draw conclusions about the real system's behavior as well as show the differences of the results in comparison to the calculations.

The gained knowledge from the here performed calculations and the laboratory tests is used in the research project "SIBS – Sicherheitsbewertung bestehender Stützbauwerke" (safety assessment of existing retaining structures) for further research. In addition to that, the first interpretations can be taken into account for the maintenance of gravity walls.

### Keywords:

construction in existing structures, gravity walls, infrastructure, civil engineering structures, laboratory tests, failure mechanisms, retaining structures, system's behavior, internal stability



# Inhalt

1	Einleitung .....	1
1.1	Motivation .....	1
1.2	Zielsetzung .....	3
2	Historischer Hintergrund .....	4
2.1	Baustoff Naturstein .....	4
2.2	Baustoff (Stahl-)Beton .....	6
2.3	Historische Stützmauern .....	7
2.3.1	Trockenmauern .....	7
3	Gewichtsmauern .....	9
3.1	Definition .....	9
3.2	Allgemeine Wirkungsweise .....	10
3.2.1	Bedeutung des Mauerquerschnittes .....	11
3.3	Konstruktionsarten von Gewichtsmauern .....	14
3.3.1	Gewichtsmauern aus Beton .....	14
3.3.2	Mauern mit zusätzlichen Konstruktionen zur Stabilisierung .....	24
3.3.3	Steinmauern .....	27
3.3.4	Sonderkonstruktionen von Gewichtsmauern .....	32
4	Versagens- und Schadensfälle .....	46
5	Versagensmechanismen .....	53
5.1	Grenzzustände .....	54
5.1.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (Ultimate Limit State) .....	54
5.1.2	Äußere Standsicherheit – ULS .....	56
5.1.3	Innere Standsicherheit – ULS .....	62
5.1.4	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Serviceability Limit State) .....	65
5.1.5	Äußere Standsicherheit – SLS .....	66
5.1.6	Innere Standsicherheit – SLS .....	68
5.2	Schäden an Stützmauern .....	70
5.3	Schadensbilder & Ursachen .....	71

5.3.1	Beton und Stahlbetonmauern .....	71
5.3.2	Steinmauern.....	79
5.3.3	Boden.....	83
6	Bemessung einer Gewichtsmauer .....	84
6.1	Entwurfsaspekte .....	84
6.2	Modell .....	86
6.3	Berechnung .....	88
6.3.1	Teilsicherheitsbeiwerte.....	88
6.3.2	Kalkulation der Einwirkungen.....	91
6.3.3	Kalkulation der Widerstände .....	92
6.3.4	Nachweisführung .....	93
6.4	Bemessungsbeispiel allgemeiner Fall .....	97
7	Versuchsreihe zur Untersuchung der inneren Standsicherheit einer Gewichtsmauer .....	99
7.1	Frühere Versuche zum Tragverhalten von Stützmauern.....	99
7.1.1	Versuchsreihe an Trockensteinmauerwerk (Burgoyne).....	99
7.1.2	Versuche zur Standsicherheit historischer Stützwände (Schwing).....	102
7.1.3	Numerische und praktische Standsicherheitsuntersuchung von Trockensteinmauern (Mundell 2009).....	104
7.2	Geplante Versuchsreihen .....	106
7.2.1	Gleitversagen .....	106
7.2.2	Kippversagen .....	108
7.2.3	Zentrale Fragestellungen .....	109
7.2.4	Rechnerische Untersuchung.....	110
7.2.5	Vergleichsdiagramm .....	125
7.3	Durchgeführte Versuchsreihe .....	129
7.3.1	Rechnerische Untersuchung.....	129
7.3.2	Versuchsstand .....	131
7.3.3	Versuchskörper .....	133

7.3.4	Stützkonstruktion .....	139
7.3.5	Hinterfüllung.....	140
7.3.6	Versuchsaufbau und Ablauf.....	141
7.3.7	Ergebnisse .....	146
7.3.8	Analyse und Interpretation.....	149
8	Erkenntnisse und Diskussion .....	152
8.1	Aufgetretene Probleme .....	152
8.2	Verbesserungsmaßnahmen .....	154
8.3	Erkenntnisse.....	155
9	Ausblick.....	159
10	Literatur.....	160
11	Anhang.....	1
11.1	Bemessungsbeispiel einer Gewichtsmauer (Grundfall) .....	1
11.2	Bemessungsbeispiel einer Gewichtsmauer (allgemeiner Fall).....	4
11.3	Rechnerische Untersuchung zur Versuchsreihe (Beispiel) .....	7
11.4	Berechnungen zur Erstellung des Vergleichsdiagrammes.....	9
11.4.1	Ohne Berücksichtigung einer zusätzlichen Auflast – grundlegende Untersuchung .....	9
11.4.2	Unter Berücksichtigung einer zusätzlichen Auflast.....	11
11.5	Pläne für den Versuchskörper .....	14



## Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Schadensbild des Wandverbruches, Mautstation Schönberg, Brennerautobahn (Marte et. al., 2013).....	1
Abb. 2: Antike Trockenmauer, Mykene, Ende 2. Jahrtausend v. Chr. (Maier, 2012).....	5
Abb. 3: Polygonmauerwerk, Delphi, 6. Jahrhundert v. Chr. (Maier, 2012) .....	5
Abb. 4: Kraggewölbe, Etruskisches Kammergrab, Vetulonia (Maier, 2012).....	5
Abb. 5: Terrassen in einem Weingarten, Unterloib, Österreich (Kalb, 2015).....	8
Abb. 6: Systemskizze Trockenmauer im Bahnbau (Mauerwerksnorm der Gotthardbahn, 1873).....	8
Abb. 7: Trockenmauer als Hangsicherung im Straßenbau (Jäger, 2014).....	8
Abb. 8: (a) Trockenmauer; (b) Querschnittsvarianten von Gewichtsmauern (Boley, 2012).....	9
Abb. 9: Allgemeine Kräfteverteilung an einer Gewichtsmauer (Kolymbas, 2011) .....	10
Abb. 10: Links: Grundform einer Gewichtsmauer (Schmidt et. al., 2014) Rechts: Empfehlung zur Querschnittsoptimierung einer Gewichtsmauer (Boley, 2012) .....	11
Abb. 11: Links: idealer Querschnitt (Schmidt et. al., 2014) Rechts: graphische Darstellung zur Ermittlung des idealen Querschnitts (Schmidt et. al., 2014).....	13
Abb. 12: An die rechnerisch ermittelte Idealform angenäherte unbewehrte Gewichtsmauer mit Verkleidung (Zentrum Geotechnik, 2016) .....	14
Abb. 13: Schema Schachtbauweise (Smoltczyk, 1992) .....	16
Abb. 14: Links: Ebene Fuge; Rechts: Beispiel für eine verzahnte Fuge (Smoltczyk, 1992).....	17
Abb. 15: Arbeitsfuge zwischen Mauer und Fundament (Smoltczyk, 1992) .....	18
Abb. 16: grundsätzlicher Aufbau von Entwässerungssystemen (Zentrum Geotechnik, 2016).....	19
Abb. 17: Entwässerungssysteme von Gewichtsmauern (Smoltczyk, 1992).....	20
Abb. 18: Oberflächenentwässerung bei Gewichtsmauern (Smoltczyk, 1992).....	21
Abb. 19: Links: Gewichtsmauer als Hangsicherung neben einer Straße (Baugeo, 2016); Rechts: Betonmauer bewehrt in Sichtbetonqualität (Willi Prangenberg GmbH, 2016).....	22
Abb. 20: Gewichtsmauer aus Betonfertigteilen (Steinbach-Starwalls, 2016).....	23
Abb. 21: Links: mögliche Anordnung von Spornen; Mitte: mögliche Anordnung von Konsolen; Rechts: Anordnung einer Rippe (Smoltczyk, 1992).....	24
Abb. 22: Winkelstützmauer inkl. schematischem Erddruckansatz (Schmidt. et. al., 2014).....	25

Abb. 23: Links: Stützmauer mit Talsporn; Mitte: bewehrte Stützmauer mit Berg- und Talsporn; Rechts: Stützmauer mit Auskragung und Talsporn (Schmidt. et. al., 2014)	.26
Abb. 24: schematische Erddruckverteilung bei einer Stützmauer mit hochliegendem Sporn (Zentrum Geotechnik, 2016)	.....26
Abb. 25: Links: schematischer Aufbau einer Trockensteinmauer (Die Umweltberatung, 2010-16); Rechts: Trockenmauer mit Hintermauerung (Jäger, 2015)	.....28
Abb. 26: Trockenmauer zur Terrassierung (Bieler, 2016)	.....29
Abb. 27: Schema einer gemörtelten Steinmauer (Wietek, 2011)	.....30
Abb. 28: Links: Steinmauer mit tief gesetztem Mörtelbett; Rechts: Gemörtelte Steinmauer (Wietek, 2011)	.....31
Abb. 29: Gemörtelte Steinmauer angebinden an eine Felsböschung (Wietek, 2011)	.31
Abb. 30: Schema einer Raumgitterkonstruktion (Marte, 2015)	.....32
Abb. 31: Grundrissvarianten von Raumgitterkonstruktionen (Brandl, 1992)	.....33
Abb. 32: System „Ebenseer“ (Schmidt et. al., 2014)	.....34
Abb. 33: System „Evergreen“ (Schmidt et. al., 2014)	.....34
Abb. 34: System „Neue Ebenseer Wand“ (Brandl, 1992)	.....35
Abb. 35: Krainerwand aus Beton zur Böschungssicherung (VÖB, 2016)	.....36
Abb. 36: Wildbachverbauung (Wasserwirtschaftsamt Kempten, 2001)	.....36
Abb. 37: Krainerwand aus Holz (Giehler, 2014)	.....36
Abb. 38: grundsätzlicher Aufbau einer bewehrten Erde Konstruktion (Boley, 2012)	....37
Abb. 39: Herstellungsablauf der bewehrten Erde (Marte, 2015)	.....38
Abb. 40: Zugbeanspruchung der Bewehrungsbänder (Marte, 2015)	.....39
Abb. 41: Zugkraftverlauf in einem Bewehrungsband (Boley, 2015)	.....39
Abb. 42: Links: begrünte Steilböschung (Virens, 2016); Rechts: Deponie Longsgraben, Semmering Basistunnel (INSITU Geotechnik ZT GmbH, 2015)	.....40
Abb. 43: Straßendamm (Bewehrte Erde GmbH, 2016)	.....40
Abb. 44: Böschungssicherung (Geotechnik Team GmbH, 2016)	.....40
Abb. 45: Schema von Gabionen zur Hangsicherung (Wietek, 2011)	.....41
Abb. 46: Beispiel einer rückverankerten Gabionenkonstruktion (Boley, 2012)	.....42
Abb. 47: Links: Herstellung von Gabionen vor Ort; Rechts: Vorgefertigte Gabione (Krismer, 2007)	.....43
Abb. 48 : Kräfteverteilung an einer Stützmauer aus Gabionen (Brandl, 1992)	.....44
Abb. 49: Stützmauer (Krismer, 2007)	.....45
Abb. 50: freistehende Wand (Krismer, 2007)	.....45
Abb. 51: abgetreppte Stützmauer aus Gabionen (Aquasol, 2016)	.....45
Abb. 52: Versagensbild des Wandverbruches (Die Presse, 2012)	.....46
Abb. 53: Versagensfall Gabionenstützwand (Volksfreund, 2012)	.....47

Abb. 54: Versagensfall Stützmauer Baltimore (DC Urban Moms and Dads, 2014).....	48
Abb. 55: Versagensfall Stützmauer Obertauern (salzburg.orf.at, 2007).....	48
Abb. 56: Versagensfall Stützmauer aus Betonformsteinen (Ruhnau, 2004) .....	49
Abb. 57: Links: ursprüngliche Konstruktion; Rechts: neu aufgebaute Stützmauer (Ruhnau, 2004).....	49
Abb. 58: Schadensfall Raumgitterkonstruktion (Ruhnau, 2004).....	50
Abb. 59: Schadensfall Steinmauer (Land Steiermark, 2012).....	50
Abb. 60: Schadensfall Steinmauer (Land Steiermark, 2016).....	51
Abb. 61: Schadensfall Geländebruch (Ruhnau, 2004) .....	52
Abb. 62: Bodenschichten (Ruhnau, 2004).....	52
Abb. 63: Versagensmechanismen - Geländebruch (ÖNORM EN 1997-1).....	56
Abb. 64 : Versagensmechanismen - Grundbruch (ÖNORM EN 1997-1) .....	59
Abb. 65 : Versagensmechanismus - Gleiten (ÖNORM EN 1997-1) .....	60
Abb. 66: Links: Versagensmechanismus - Kippen (Suda, Hofmann, 2009); Rechts: Kippkante (Boley, 2015).....	61
Abb. 67: Innere Versagensmechanismen von Gewichtsmauern (ÖNORM EN 1997-1, 2014).....	62
Abb. 68: Innere Versagensmechanismen von Gabionen (Müller-Kirchenbauer, 2016)	63
Abb. 69: Innere Versagensmechanismen von Bewehrter Erde (Müller-Kirchenbauer, 2016).....	64
Abb. 70 : Kernweiten bei einem rechteckigen Grundriss (Schmidt et. al., 2014).....	66
Abb. 71 : Sohlspannungsverteilung bei unterschiedlicher Lage der Resultierenden (Schmidt et. al., 2014).....	67
Abb. 72: Beispiele für Verformungen an einer Steinmauer (Jäger, 2015).....	69
Abb. 73: Schadensbilder Betonabsprengung. Links: (Stahr, 2015); Rechts: (Weber, 2013).....	72
Abb. 74: Einflussfaktoren, die zu einer Korrosion der Bewehrung führen (Stahr, 2015) .....	73
Abb. 75 : Alterungsprozess des Betons - Karbonatisierung (Stahr, 2015) .....	73
Abb. 76 : Zerstörung des Betons (Stahr, 2015) .....	74
Abb. 77: Ausblühungen am Beton. Links: (Bauemotion, 2016); Rechts: (Verein Deutscher Zementwerke e.V. 2016) .....	75
Abb. 78: Links: Schema lösender Angriff. (Weber, 2013); Rechts: Schadensbild Betonkorrosion. (Dolomitreaktor, 2014).....	76
Abb. 79: Links: Schema treibender Angriff (Weber, 2013); Rechts: Schadensbild Sulfattreiben (Wikipedia, 2013).....	76
Abb. 80: Biegerisse (Weber, 2013).....	77

Abb. 81: Sammelrisse (Weber, 2013) .....	77
Abb. 82: Schubrisse (Weber, 2013) .....	78
Abb. 83: Trennrisse (Weber, 2013) .....	78
Abb. 84: Verbundrisse (Weber, 2013) .....	78
Abb. 85: typische Schadensursachen bei Steinmauern (Stahr, 1999) .....	80
Abb. 86: typisches Schadensbild - Ausbauchung (data.umwelteinsatz.ch, 2014) .....	82
Abb. 87: Schadensbilder Boden Links: (kärnten.orf.at, 2012); Rechts: (Technisches Hilfswerk, 2015) .....	83
Abb. 88: Modell für das Berechnungsbeispiel (Grundfall) .....	86
Abb. 89: Eingabemaske im Berechnungsblatt in Microsoft Excel mit Beispielwerten ...	87
Abb. 90: Modell für das Berechnungsbeispiel mit Wand- und Geländeneigung .....	98
Abb. 91: Querschnitte der Gewichtsmauern (Jäger, 2015) .....	100
Abb. 92: Versagensbilder der Gewichtsmauern beim Versuch (Jäger, 2015) .....	101
Abb. 93: Versuch Nr. 2 - Links: Bruchkörper von oben; Rechts: Bruchbild im Querschnitt (Schwing, 1991) .....	103
Abb. 94: Versuch Nr. 7 – Klaffen in der ersten Lagerfuge (Schwing, 1991) .....	103
Abb. 95: Links: Ermittlung Stützlinie; Rechts: Blockrotation einzelner Steine (Jäger, 2015) .....	104
Abb. 96: Links: Wand 2 vor dem Versagen; Rechts: Wand 3 beim Versagen (Mundell, 2009) .....	105
Abb. 97: Versagen durch Schubbeanspruchung (ÖNORM EN 1997-1, 2014) .....	106
Abb. 98: Kippen – inneres Versagen (ÖNORM EN 1997-1, 2014) .....	108
Abb. 99: Skizze zur rechnerischen Untersuchung des Modellversuchs .....	111
Abb. 100: Standsicherheit bei $\mu = 0,60$ .....	115
Abb. 101: Erwartete Versagenshöhe bei $\mu = 0,60$ .....	115
Abb. 102: Standsicherheit bei $\mu = 0,55$ .....	118
Abb. 103: Erwartete Versagenshöhe bei $\mu = 0,55$ .....	118
Abb. 104: Standsicherheit bei $\mu = 0,65$ .....	119
Abb. 105: Erwartete Versagenshöhe bei $\mu = 0,65$ .....	119
Abb. 106: Standsicherheit bei $\mu = 0,40$ .....	121
Abb. 107: Erwartete Versagenshöhe bei $\mu = 0,40$ .....	121
Abb. 108: Standsicherheit bei $\mu = 0,35$ .....	122
Abb. 109: Erwartete Versagenshöhe bei $\mu = 0,35$ .....	123
Abb. 110: Standsicherheit bei $\mu = 0,15$ .....	124
Abb. 111: Erwartete Versagenshöhe bei $\mu = 0,15$ .....	124
Abb. 112: Vergleichsdiagramm – Gegenüberstellung von Gleit- und Kippversagen ..	126

Abb. 113: Vergleichsdiagramm – Gegenüberstellung von Kipp- und Gleitversagen unter Berücksichtigung einer zusätzlichen Auflast.....	128
Abb. 114: Vergleichsdiagramm der Detailuntersuchung.....	130
Abb. 115: Skizze des Versuchsstandes (Stahltraggerüst).....	131
Abb. 116: Abmessungen des Versuchsstandes [mm].....	132
Abb. 117: Produktdatenblatt Mauerstein (Leier, 2014).....	134
Abb. 118: Links: eingelegte Bewehrung; Rechts: fertige erste Reihe – ohne Glättung der Oberfläche .....	135
Abb. 119: erster Arbeitsabschnitt.....	136
Abb. 120: eingelegte Bewehrung vor dem letzten Betonierabschnitt .....	136
Abb. 121: fertige Mauer mit Kranlaschen – ohne geglätteter Oberfläche .....	137
Abb. 122: unterer Teil des Versuchskörpers – mit geglätteter Oberfläche .....	137
Abb. 123: oberer Teil des Versuchskörpers – mit geglätteter Mauerrück- und -unterseite .....	138
Abb. 124: Stützkonstruktion .....	139
Abb. 125: Material für die Hinterfüllung (Pejic, 2016) .....	140
Abb. 126: Messung des Reibungswinkels .....	142
Abb. 127: Versuchsaufbau voll hinterfüllt, ohne Zusatzbelastung .....	143
Abb. 128: Versuchskörper vor Hinterfüllung .....	144
Abb. 129: Versuchskörper bis zur Hälfte hinterfüllt.....	144
Abb. 130: Versuchskörper mit zusätzlicher Belastung auf der Hinterfüllung .....	145
Abb. 131: Festlegung der Bezugspunkte für die Messungen .....	146
Abb. 132: Skizze zur Berechnung des Gleitkeiles .....	148
Abb. 133: Versagensfuge .....	152



## Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (ÖNORM EN 1997-1, 2014) .....	88
Tabelle 2: Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen (ÖNORM EN 1997-1, 2014)	89
Tabelle 3: Reibungsbeiwerte (Schweizer, 2016) .....	111
Tabelle 4: Links: Bodenparameter; Rechts: Parameter des Versuchskörpers .....	112
Tabelle 5: Ergebnisse für Standsicherheit und erwartete Versagenshöhe mit $\mu = 0,60$ .....	114
Tabelle 6: Ergebnisse für Standsicherheit und erwartete Versagenshöhe mit $\mu = 0,55$ .....	117
Tabelle 7: Ergebnisse für Standsicherheit und erwartete Versagenshöhe mit $\mu = 0,65$ .....	117
Tabelle 8: Ergebnisse für Standsicherheit und erwartete Versagenshöhe mit $\mu = 0,40$ .....	120
Tabelle 9: Ergebnisse für Standsicherheit und erwartete Versagenshöhe mit $\mu = 0,35$ .....	122
Tabelle 10: Ergebnisse für Standsicherheit und erwartete Versagenshöhe mit $\mu = 0,15$ .....	123
Tabelle 11: Eingangparameter des Vergleichsdiagrammes .....	125
Tabelle 12: Eingangparameter des Vergleichsdiagrammes inklusive Auflast.....	127
Tabelle 13: Reibungskoeffizient $\mu$ für Beton-Beton (Maissen, 1993).....	129
Tabelle 14: Messwerte .....	147
Tabelle 15: Verschiebungen .....	149



# 1 Einleitung

## 1.1 Motivation

Basierend auf dem Umstand, dass Österreich hauptsächlich von den Alpen und deren Ausläufern bedeckt ist, besitzt das Land eine besondere Topographie. Diese erfordert bei der Verwirklichung von Bauvorhaben häufig die Herstellung von Geländesprüngen, welche durch Stützbauwerke zu sichern sind.

Aufgrund der Industrialisierung im 19./20. Jahrhundert und dem damit verbundenen enormen Infrastrukturausbau, wurde eine erhebliche Zahl von Stützmauern errichtet, die zum größten Teil noch heute bestehen. Ein weiterer Bauboom setzte im Zuge des Wirtschaftsaufschwunges ungefähr in der Zeit zwischen 1970 und 1990 ein, während der ebenfalls eine Vielzahl von Stützbauwerken errichtet wurden. Um die Standsicherheit dieser in die Jahre gekommenen Stützbauwerke gewährleisten zu können, sind eine regelmäßige Überprüfung und erforderlichenfalls Instandhaltungsmaßnahmen notwendig.

Dass der Zustand einzelner älterer Stützbauwerke durchaus kritisch ist, zeigen einige aktuelle Schadensfälle. Der plötzliche Verbruch einer ca. 10 m hohen Stützmauer bei der Mautstation Schönberg an der Brennerautobahn im Jahre 2012 (Abb. 1) ist ein Beispiel für die von einer derartigen, mit Mängeln behafteten Konstruktion ausgehenden Gefahr. Die detailliertere Beschreibung dieses Schadensfalles befindetet sich in Kapitel 4 „*Versagens- und Schadensfälle*“. (Marte et. al., 2013)



Abb. 1: Schadensbild des Wandverbruches, Mautstation Schönberg, Brennerautobahn (Marte et. al., 2013)

Dieses Ereignis war ausschlaggebend für vertiefte Untersuchungen von gefährdeten Stützbauwerken in Österreich. Das Forschungsprojekt „SIBS – Sicherheitsbewertung bestehender Stützbauwerke“ wurde ins Leben gerufen mit dem Ziel, neue Methoden zu entwickeln, um den Ist-Zustand effizienter festzustellen und gegebenenfalls Sanierungen so rasch wie möglich durchführen zu können. Einerseits findet im Rahmen dieses Projektes eine Zustandsbewertung und Beurteilung, andererseits eine Zustandserfassung von Stützbauwerken statt. Dazu werden unter anderem auch Laborversuche zur Untersuchung des Systemverhaltens durchgeführt, wobei sich die gegenständliche Arbeit im Konkreten auf die Konstruktionsart der Gewichtsmauer bezieht.

## 1.2 Zielsetzung

In der vorliegenden Arbeit wird im Besonderen auf die Standsicherheitseigenschaften von Gewichtsmauern eingegangen und das Tragverhalten mit Hilfe eines Versuchsstandes im Labor experimentell ermittelt. Die gewonnenen Erkenntnisse sollen zur effizienteren Sicherheitsbewertung sowie zu Sanierungskonzepten von bestehenden Mauern beitragen.

Das Kapitel 2 „*Historischer Hintergrund*“ soll zur Einführung einen knappen Einblick in den historischen Mauerwerksbau geben und die Bedeutung des Natursteins sowie des Betons als Baustoff kurz erläutern. Hierbei wird auf die Bauart der Trockenmauer besonders Bezug genommen, da diese früher wie auch heute (z.B. Steinschlichtung) eine wichtige Konstruktionsvariante von Gewichtsmauern darstellt.

In Kapitel 3 „*Gewichtsmauern*“ werden die hinsichtlich der äußeren Standsicherheit existenten Varianten von Gewichtsmauern bezüglich ihrer Herstellung, Form und Wirkungsweise grundlegend beschrieben, sowie deren mögliche Anwendungsgebiete vorgestellt.

Weiterführend behandelt das Kapitel 4 „*Versagens- und Schadensfälle*“ konkrete Schadensereignisse und die dazugehörigen Ursachen. Damit soll ein Überblick über die Versagensmöglichkeiten gegeben werden.

Auf die expliziten Versagensmechanismen, die zu Schadensfällen führen, wird in Kapitel 5 „*Versagensmechanismen an Gewichtsmauern*“ eingegangen. Diese werden zunächst nach Eurocode 7 beschrieben, analysiert und weiterführend die möglichen Ursachen erläutert.

Zum besseren Überblick und Verständnis über die Kräfteverteilung und Wirkungsweise einer Gewichtsmauer ist zusammenfassend ein Berechnungsbeispiel zur Bemessung einer Gewichtsmauer (Kapitel 6) dieser Arbeit beigefügt.

Diese ausführliche Literaturrecherche dient als Grundlage für die Planung, Durchführung und Auswertung des Versuchsstandes in Kapitel 7.

Im Kapitel 8 „*Erkenntnisse und Diskussion*“ werden die aufgetretenen Probleme, die Unsicherheiten und die äußeren Einflüsse auf den Versuch diskutiert, sowie Verbesserungsvorschläge für zukünftige Versuchsreihen gegeben.

## 2 Historischer Hintergrund

### 2.1 Baustoff Naturstein

Seit frühester Zeit wird neben Holz auch Naturstein als Baustoff eingesetzt. Je nach Kulturkreis und Zeitraum unterscheiden sich die verwendeten Steine sowie die Art der Schichtung. Die alten Ägypter errichteten beispielsweise bereits vor mehr als 5 000 Jahren ihre Pyramiden und Gottesstätten zunächst mit weicherem Gestein wie Tuff- oder weichem Kalkstein. Später fanden auch Granit, Quarzit oder Basalt Verwendung. In Europa war die Megalithkultur zur Erbauung von Grabstätten und Heiligtümern weit verbreitet. Charakteristisch dafür sind riesige Steinblöcke, welche ohne Verbindungsmittel in den Fugen aufeinander geschichtet wurden. Eines der berühmtesten Beispiele aus dieser Zeit ist das Bauwerk Stonehenge im Süden Großbritanniens.

Griechische Architekten und Baumeister entwickelten in Europa aus der Megalithkultur verschiedene Mauerwerksarten. Die teilweise sehr großen behauenen Kalksteine, welche in nahegelegenen Steinbrüchen ihren Ursprung hatten, wurden zu einer Mauer ohne Bindemittel, wie beispielsweise Mörtel, aufeinandergestellt. Hohlräume und größere Fugen verfüllten die Baumeister mit Erde und Zwickelsteinen (Abb. 2). Diese Bauart wird als Trockenmauer oder auch Trockensteinmauer bezeichnet, welche im Abschnitt 3.3.3.1 *Trockenmauern* näher beschrieben wird. Mit der Zeit wurden die Mauerwerke technisch sowie auch ästhetisch weiter verbessert, indem die einzelnen Steine immer exakter eingepasst wurden. Dabei entstand einerseits ein stärkerer innerer Verbund, andererseits war das allgemeine Erscheinungsbild regelmäßiger und glatter (Abb. 3).

Weiterführend waren die alten Griechen in der Lage runde Räume mit Naturstein einzudecken und entwickelten damit den Vorläufer von Gewölben - das Kraggewölbe (Abb. 4). Bei der Herstellung ließen sie die Steine rundherum übereinander auskragen. Durch das darauffolgende Angleichen der oberen Steine an die unteren und das Glätten der Oberfläche entstanden stabile Deckenstrukturen, die teilweise bis heute überdauert haben.

Anwendung fanden die Mauerkonstruktionen vor allem bei Umfassungsmauern und Sakralbauwerken aber auch als Stützmauern und im gewöhnlichen Hausbau.

(Maier, 2012)



Abb. 2: Antike Trockenmauer, Mykene, Ende 2. Jahrtausend v. Chr. (Maier, 2012)



Abb. 3: Polygonmauerwerk, Delphi, 6. Jahrhundert v. Chr. (Maier, 2012)



Abb. 4: Kraggewölbe, Etruskisches Kammergrab, Vetulonia (Maier, 2012)

## 2.2 Baustoff (Stahl-)Beton

Die Entstehungsgeschichte des Betons in der Form, wie er heute bekannt ist, reicht sehr weit zurück. Bereits vor 10 000 Jahren wurde zur kraftschlüssigen Verbindung von Steinen Mörtel aus gebranntem Kalk als Bindemittel verwendet. Um 1 000 v. Chr. revolutionierten die Phönizier – ein Volk, welches im Gebiet des heutigen Libanon und Syrien beheimatet war – die Herstellung des bekannten Kalkmörtels, indem sie vulkanisches Gestein hinzufügten. Dadurch war es nun möglich, dass das Bindemittel auch unter Wasser aushärtete und wasserbeständig war.

Die Griechen brachten das Wissen um diese Technik ungefähr im 3. Jahrhundert v. Chr. nach Italien in das damalige römische Reich. Vor ca. 2000 Jahren setzte sich letztendlich der römische Beton „Opus Caementitium“ durch, welcher als direkter Vorläufer des heute verwendeten Betons gilt. Für die Herstellung druckfester Bauteile wurden gebrochene Steine mit hydraulisch härtendem Mörtel gemischt und in eine Schalung eingebracht. Als einer der wichtigsten Baustoffe in der römischen Baukunst wurde dieser Beton zur Errichtung verschiedenster Bauwerke herangezogen. Wasserversorgungs- und Infrastrukturbauten wie beispielsweise Zisternen, Aquädukte, Thermen, Straßen, Hafenanlagen, oder Kulturstätten wie Tempel und Theater sind teilweise heute noch erhalten, was für die gute Qualität dieses frühen Betons spricht.

Im Mittelalter geriet dieser Baustoff jedoch wieder in Vergessenheit, da die wichtigen Bauwerke wie Burgen oder Kirchen vorwiegend aus Naturstein errichtet wurden. Erst um 1700 wiederentdeckt, wurde der Beton von nun an stetig weiterentwickelt, verändert und verbessert. Mitte des 19. Jahrhunderts erfand der Engländer *Isaac Charles Johnson* den heute bekannten Portlandzement, indem er eine Mischung aus Ton und Kalk brannte bis sie sinterte. Zur gleichen Zeit verwendete der Franzose *Joseph Monier* ein Stahlgeflecht in Verbindung mit Beton, um stabile Blumenkübel herzustellen und erfand somit den Stahlbeton. Dies waren unter anderem zwei wichtige Erfindungen, welche Beton zu einem beliebten Baustoff machten.

Mitte des 20. Jahrhunderts entstand die erste Spannbetonbrücke in Westdeutschland und nach dem 2. Weltkrieg eroberte der Transportbeton den Markt. Weitere Entwicklungen der letzten 40 Jahre waren beispielsweise Faserbeton, selbstverdichtender Beton oder ultra-hochfester Beton. Die Forschung in der Betontechnologie ist noch lange nicht abgeschlossen und wird auch in Zukunft noch einige verbesserte Rezepturen entwickeln.

(Informationszentrum Beton GmbH, 2016), (Externbrink et. al., 2014)

## 2.3 Historische Stützmauern

Historisches Mauerwerk besteht fast ausschließlich aus Natursteinen, welche vermörtelt mit Bindemittel oder unvermörtelt als Trockenmauer kraftschlüssig aufgeschichtet wurden. Die Römer verwendeten auch gebrannte Ziegel in Kombination mit römischem Beton. Dieses Kapitel bezieht sich jedoch hauptsächlich auf Trockenmauern. Der Grund dafür ist, dass diese am häufigsten hergestellt wurden bevor sich Mitte des 20. Jahrhunderts vorwiegend (Stahl-) Beton als Baustoff durchsetzte.

### 2.3.1 Trockenmauern

Trockenmauern wurden neben der griechischen Kultur auch in Europa errichtet. Vor etwa 3 000 v. Chr. schichteten die Kelten geringfügig bearbeitete Steine zu Wehrmauern auf. Erde oder Sand dienten dabei als Fugenverfüllung. In Kombination mit Holzbalken zur weiteren Stabilisierung entstand auf diese Weise ein dichtes Gefüge mit wenigen kleinen Fugen. Die dennoch vorhandenen Hohlräume wurden mit Zwickelsteinen ausgefüllt. (Maier, 2012)

Im Mittelalter wurde die Trockenmauer als optimal geeignetes Stützbauwerk entdeckt. Die Mauer wirkt ausschließlich mit ihrem Gewicht und der Reibung in der Sohlfuge sowie in den Fugen zwischen den Steinen, als Schwergewichtsmauer dem anstehenden Erddruck entgegen. Um ihre Wirkungsweise vollständig entfalten zu können, ist sehr hohes handwerkliches Geschick der Maurer erforderlich. Aus Gründen der Stabilität sollten grundsätzlich übereinanderliegende Stoßfugen vermieden werden. Des Weiteren erodiert das von hinten einsickernde Wasser die Fugenverfüllung, besonders bei Regenereignissen. Daher ist für die Gewährleistung der Formbeständigkeit bei ausgespülten Fugen eine kraftschlüssige Verbindung der Steine untereinander essentiell. (Maier, 2012)

#### 2.3.1.1 Anwendungen

Zunächst wurden Trockenmauern im Bereich der Terrassierung von Weinbergen verwendet und erreichten eine Höhe von bis zu 22 Metern. Es entstanden dabei Kulturlandschaften, die teilweise bis heute noch bestehen (Abb. 5).

Im Zuge der Industrialisierung des 19. Jahrhunderts wurden Eisenbahn- und Straßendämme als Trockenmauerwerke errichtet, da diese den enormen Verkehrslasten standhalten können und eine extrem lange Lebensdauer aufweisen. Im Alpen- und Mittelmeerraum existieren gegenwärtig Konstruktionen, welche noch immer

genutzt werden. Um diese Qualitätseigenschaften zu erreichen, musste erstmals eine Bemessung durchgeführt werden. Die damals entwickelten Regelwerke für die Errichtung von Trockenmauern besaßen über lange Zeit ihre Gültigkeit und dienen als Grundlagen für die aktuellen Normen und Richtlinien. (Jäger, 2015)



Abb. 5: Terrassen in einem Weingarten, Unterloib, Österreich (Kalb, 2015)

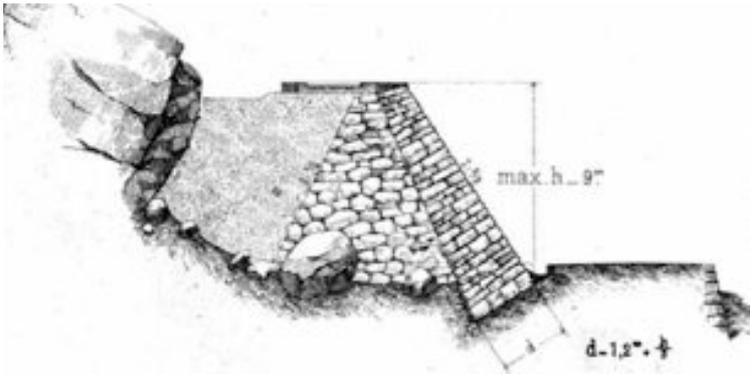


Abb. 6: Systemskizze Trockenmauer im Bahnbau (Mauerwerksnorm der Gotthardbahn, 1873)



Abb. 7: Trockenmauer als Hangsicherung im Straßenbau (Jäger, 2014)

### 3 Gewichtsmauern

#### 3.1 Definition

Gemäß Eurocode 7 sind Gewichtsmauern – hier als Gewichtsstützwände bezeichnet – wie folgt definiert:

*„Wände aus Stein oder Beton oder Stahlbeton auf einem Fundament, mit oder ohne Sporn, Fuß oder Stützpfiler. Das Wandgewicht selbst, gegebenenfalls einschließlich stabilisierender Boden-, Fels- oder Hinterfüllungsmassen, spielt bei der Stützwirkung eine wesentliche Rolle. Beispiele sind Gewichtsstützwände, aus Beton mit konstanter oder variabler Dicke, Winkelstützwände, Widerlagerwände.“* (ÖNORM EN 1997-1, 2014)

Wie der Definition im Eurocode 7 zu entnehmen ist, wird eine Gewichtsmauer aus Beton, Stahlbeton oder Steinen als massives, unverankertes Stützbauwerk errichtet. Das dadurch sehr hohe Eigengewicht ist neben den stabilisierenden Komponenten des anstehenden Bodens, wie beispielsweise der passive Erddruck bei Einbindung des Stützbauwerkes in den Untergrund, hauptverantwortlich für die Stabilität der Mauer. Zusätzlich trägt die Konstruktionsart des Stützbauwerkes einen Teil zur Standsicherheit bei. Die Gründung einer Gewichtsmauer wird frostfrei als Flachgründung ausgeführt. Abhängig vom Typ gibt es hierbei einige Unterschiede. Die meisten Varianten werden jedoch auf einem Beton-Streifenfundament errichtet. (Smoltczyk, 1992).

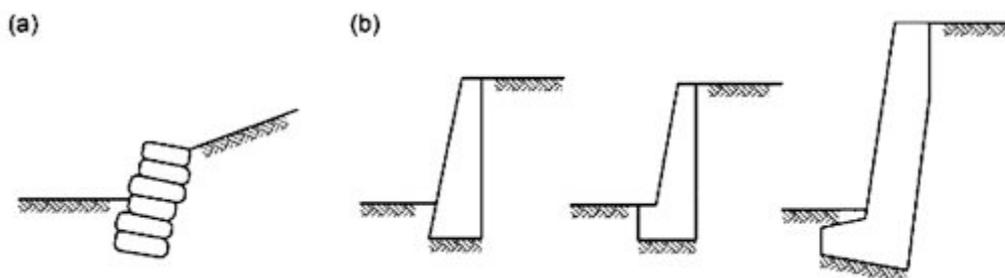


Abb. 8: (a) Trockenmauer; (b) Querschnittsvarianten von Gewichtsmauern (Boley, 2012)

Eine Gewichtsmauer wird neben anderen Stützkonstruktionsvarianten zur Stabilisierung von Geländesprüngen oder Böschungen eingesetzt. Diese können beispielsweise im Straßenbau durch Geländeeinschnitte oder Aufschüttung entstehen (Smoltczyk, 1992). Andererseits besteht die Möglichkeit, dass natürliche Böschungen ihre Stabilität zum Beispiel durch eine Änderung der Grundwasserverhältnisse verlieren. Dann ist das ursprünglich vorhandene Grenzgleichgewicht mit einer

Sicherheit von mindestens  $\eta = 1,0$  nicht mehr gegeben und der Hang beginnt zu rutschen (Kolymbas, 2011).

### 3.2 Allgemeine Wirkungsweise

Die Stabilität einer Gewichtsmauer ist grundsätzlich durch die Reibung in der Sohlfuge zwischen Baugrund und Mauerkörper bestimmt. Dabei hält die Mauer mit ihrem Eigengewicht den dahinter einwirkenden Erddruck. Bei Stützbauwerken, die nur vorübergehend ihren Zweck erfüllen müssen und für die eine gewisse Verformung zulässig ist, kann grundsätzlich bei der Bemessung der aktive Erddruck als Belastung angenommen werden. Bei dauerhaften Stützkonstruktionen ist gegebenenfalls mit dem erhöhten aktiven Erddruck bzw. dem Erdruchdruck zu kalkulieren, um Stabilitätsprobleme mit Sicherheit ausschließen zu können. In Kapitel 6 „Bemessung einer Gewichtsmauer“ wird dies ausführlicher erläutert. (Boley, 2012)

Nach Boley (2012) ist die Wirkungsweise folgendermaßen beschrieben:

*„Das in der Sohlfuge wirkende Moment aus horizontalen Erddrucklasten wird über das rückdrehende Moment aus vertikalen Eigengewichtslasten aufgenommen.“*

Neben einer ausreichend stabilisierenden Reibungskraft in der Sohlfuge, welche Gleiten verhindert, muss auch die Kippsicherheit der Mauer gegeben sein. Wie in Abb. 9 ersichtlich ist, sollte demzufolge die Resultierende aus Erddruck und Eigengewicht im Kern der Sohlfuge angreifen. Die exakte Definition des Kernes in der Grundfläche einer Gewichtsmauer befindet sich im Abschnitt 5.1.5.1 – Abb. 70. Die für die Gewährleistung der Standsicherheit erforderlichen Nachweise nach Eurocode 7 sind in Kapitel 5 „Versagensmechanismen“ beschrieben. (Kolymbas, 2011)

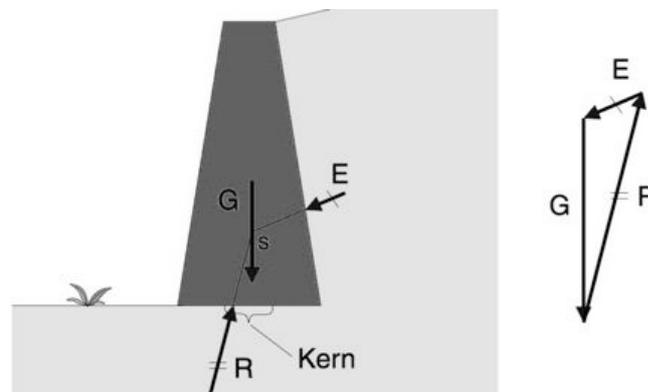


Abb. 9: Allgemeine Kräfteverteilung an einer Gewichtsmauer (Kolymbas, 2011)

### 3.2.1 Bedeutung des Mauerquerschnittes

Die Tragfähigkeit einer Gewichtsmauer bezogen auf deren Gesamtquerschnittsfläche kann durch eine bestimmte Gestaltung des Querschnittes effektiv erhöht werden. Hierfür gibt es unterschiedliche Ansätze. Eine konstante Breite wird nur bei sehr kleinen Höhen verwendet. In der Grundform einer Gewichtsmauer – siehe Abb. 10 Links – wird die Breite nach unten stetig größer, wobei die Neigung an der Luftseite liegen sollte, um den belastenden Erddruck nicht zu erhöhen (Schmidt et. al., 2014).

Nach der Empfehlung von Boley (2012) wird grundsätzlich die Luftseite im Verhältnis zwischen 4:1 und 8:1 geneigt. Durch eine Abschrägung oder Abtreppung der Rückseite ist es möglich, den einwirkenden Erddruck zu verringern. Die Einbindetiefe beträgt mindestens 1 m bzw. sollte frostfrei sein. Um eine ausreichende Sohlbreite zu erreichen, liegt diese im Bereich zwischen einem Drittel und der Hälfte der Höhe, welche von der Geländeoberkante bis zur Maueroberkante gemessen wird. Eine geneigte Sohlfläche kann die Gleitsicherheit hingegen nur geringfügig verbessern. Die in Abb. 10 Rechts dargestellte Skizze über die Abmessungen kann als Grundlage zur Vordimensionierung des Querschnittes verwendet werden. (Boley, 2012)

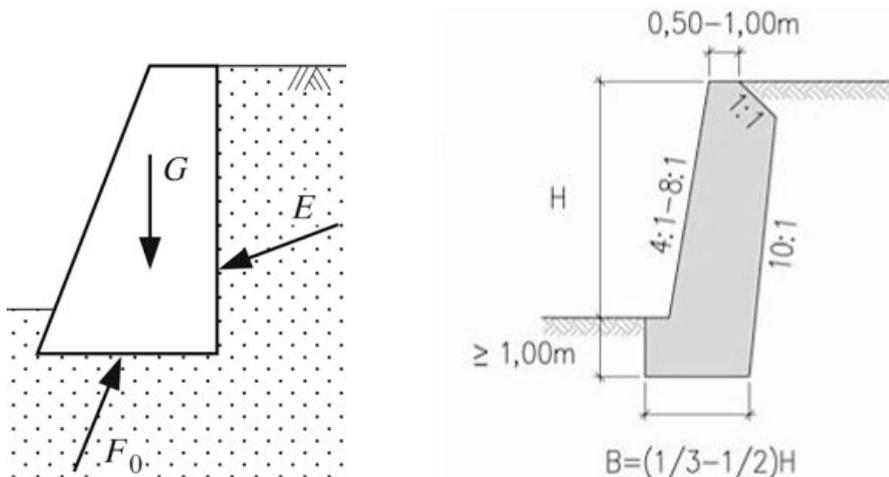


Abb. 10: Links: Grundform einer Gewichtsmauer (Schmidt et. al., 2014) Rechts: Empfehlung zur Querschnittsoptimierung einer Gewichtsmauer (Boley, 2012)

Des Weiteren besteht die Möglichkeit den idealen Querschnitt nach Bendel/Hugi (1971) mathematisch zu ermitteln. Unter der Bedingung, dass unter anderem die Resultierende innerhalb der 1. Kernweite (Definition der Kernweiten siehe Abb. 70) liegt, lässt sich eine gekrümmte Form ableiten, bei der die Breite mit der Tiefe zunimmt. Dem wird die Theorie des momentenfreien Mauerquerschnitts zu Grunde gelegt. Dabei wird angenommen, dass für jeden Punkt  $s(x;z)$  in der Mauerachse die Summe aller

Momente gleich null sein soll. Nach der Skizze in Abb. 11 Rechts ergibt sich folgendes Gleichgewicht:

$$\int_0^z g(x; z)(x - x_s) dz = \int_0^s e_a(x; z) h(x; z) ds$$

$x$                     *horizontaler Abstand vom Ursprung des gewählten Koordinatensystems*

$z$                     *vertikaler Abstand vom Ursprung des gewählten Koordinatensystems*

$g(x; z)$             *Funktion über die Verteilung des Eigengewichts*

$x_s$                 *Abstand zwischen Ursprung und Schwerpunkt*

$e_a(x; z)$         *Funktion über den aktiven Erddruck*

$h(x; z)$         *Funktion über die Höhe*

(Schmidt et. al., 2014)

Diese Momentenbedingung besitzt jedoch nur unter folgenden Voraussetzungen ihre Gültigkeit:

- Die Resultierende muss innerhalb der 1. Kernweite liegen. Bei rechteckiger Grundfläche darf diese demnach eine maximale Exzentrizität von 1/6 der jeweiligen Abmessungen nicht überschreiten.
- Der anstehenden Boden ist als kohäsionslos und homogen angenommen.
- Die Bergseite der Mauer ist senkrecht.
- Die Erddrucktheorie nach *Coulomb* besitzt bei der Ermittlung des Erddruckes Gültigkeit.

(Smolczyk, 1992)

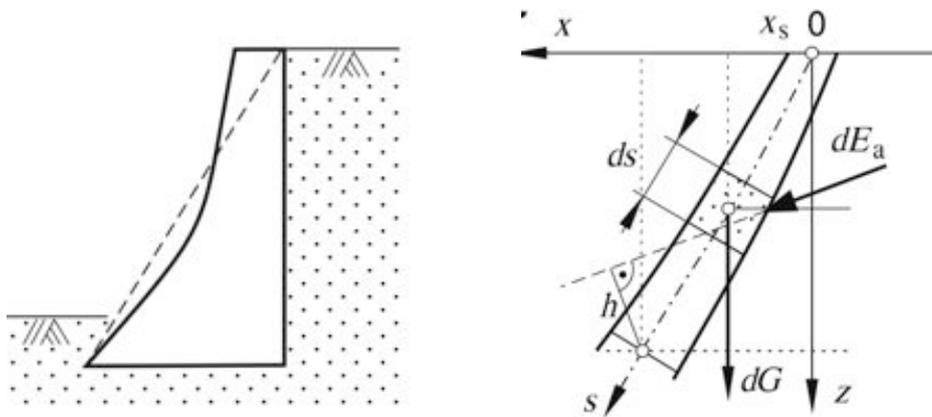


Abb. 11: Links: idealer Querschnitt (Schmidt et. al., 2014) Rechts: graphische Darstellung zur Ermittlung des idealen Querschnitts (Schmidt et. al., 2014)

Numerisch ausgewertet ergibt die Momentengleichung eine stetige Krümmung der Mauer, welche „*asymptotisch in eine Gerade übergeht*“ (Schmidt et. al., 2014). In der Praxis ist diese Form nur mit großem Aufwand ausführbar und besitzt keine signifikante Bedeutung. Aus diesem Grund wird – wie in Abb. 11 Links ersichtlich – der tatsächlich hergestellte Querschnitt dem berechneten Verlauf angenähert.

### 3.3 Konstruktionsarten von Gewichtsmauern

Gewichtsmauern sind zum einen durch ihre spezifische Formgebung als breite, massive und unverankerte Stützkonstruktionen in ähnlichen Ausführungsvarianten aus Stein oder Beton definiert. Andererseits wird die äußere Stabilität von Stützbauwerken, welche zwar auf den ersten Blick vom Erscheinungsbild keine Gewichtsmauer sind, aber statisch als solche wirken, auf dieselbe Art wie bei Gewichtsmauern nachgewiesen. Aus diesem Grund werden in diesem Abschnitt neben den üblichen Konstruktionsvarianten auch jene mit ähnlicher Wirkungsweise beschrieben.

#### 3.3.1 Gewichtsmauern aus Beton

Gewichtsmauern in klassischer Form, bei der die Breite der Sohle durchaus der halben Mauerhöhe entsprechen kann, werden in den meisten Fällen ausschließlich aus Beton ohne Bewehrung hergestellt. Um den damit verbundenen enormen Materialverbrauch zu senken, wird grundsätzlich die Querschnittsform der Mauer optimiert (siehe Abschnitt 3.2.1 „*Bedeutung des Mauerquerschnittes*“). Eine weitere durchaus übliche Methode ist die Herstellung einer mit Natursteinen besetzten Vorderschale. Dadurch wird nicht nur eine Einsparung von Beton erzielt, auch die Optik einer Natursteinmauer ist ansprechender als eine bloße Betonoberfläche. (Wietek, 2011)

Die Kombination aus beiden Lösungsansätzen ist in Abb. 12 veranschaulicht. Da die theoretisch optimale Querschnittsform nur mit sehr großem Aufwand herzustellen ist, ist die tatsächlich ausgeführte Form an die Berechnung angenähert. Diese als „Schöllenen-Mauer“ bezeichnete Gewichtsmauervariante wurde bei der Gotthard-Nordrampe mit einer Höhe von bis zu 22 m errichtet. (Smoltczyk, 1992)

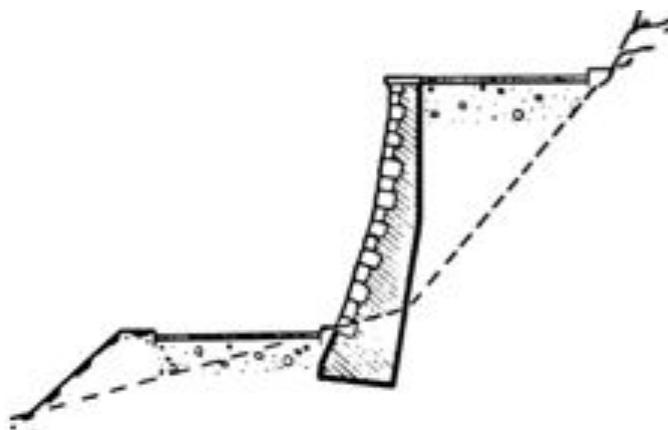


Abb. 12: An die rechnerisch ermittelte Idealform angenäherte unbewehrte Gewichtsmauer mit Verkleidung (Zentrum Geotechnik, 2016)

### **3.3.1.1 Wirkungsweise**

Die grundsätzliche Wirkungsweise von Gewichtsmauern ist in Abschnitt 3.2 - „Allgemeine Wirkungsweise“ beschrieben. Wie in Abb. 12 ersichtlich ist, besitzt diese Gewichtsmauer einen Knick auf der Erdseite. Grund dafür ist die bestmögliche Annäherung an die rechnerisch optimale Querschnittsform, was bei höheren Mauern mit einem Knick gelingt. Nach Erfahrungswerten aus schweizerischen Untersuchungen (VSS 1966) ist die bestmögliche Lage des Knicks im oberen Viertelpunkt. Durch den Knick an dieser Position ist die Masseneinsparung effektiver als bei einer durchgängigen Abschrägung. Unter den Annahmen, dass das Gelände eine Neigung von  $\beta = 2/3 \cdot \varphi$  aufweist und der Boden homogen ist, ergibt sich die minimale Querschnittsfläche. (Smolczyk, 1992)

Im Beispiel zur Bemessung einer Gewichtsmauer in Kapitel 6 ist die statische Wirkungsweise mit Hilfe einer detaillierten Berechnung lt. Eurocode 7 beschrieben.

### **3.3.1.2 Herstellung**

Die Herstellung einer Gewichtsmauer erfolgt in der Regel von unten nach oben in einer zuvor ausgehobenen Baugrube bzw. einem Böschungseinschnitt. Um dies durchführen zu können, muss eine ausreichende temporäre Standsicherheit des Bodens gegeben sein. Bei einem rutschgefährdeten Hang kann das durchaus problematisch werden. In diesem Fall besteht die Möglichkeit die Mauer mit Hilfe der Unterfangungstechnik zu bauen. Hierbei wird die Baugrube schrittweise ausgehoben und die Gewichtsmauer abschnittsweise hergestellt. Unabhängig vom Bauverfahren und bewehrter oder unbewehrter Ausbildung des Mauerkörpers, erfolgt die Gründung auf einem Betonfundament - vorzugsweise im frostfreien Bereich. (Smolczyk, 1992)

Eine weitere Variante für den Bau einer Gewichtsmauer bei wenig standfesten Böden ist die Technik der Schachtbauweise, bei der die Arbeitsrichtung von der Oberfläche aus nach unten verläuft. Bei diesem Verfahren werden die Schalelemente nacheinander abschnittsweise eingebaut. Als Voraussetzung für die Durchführbarkeit muss der Boden jedoch eine gewisse temporäre Standfestigkeit aufweisen, da dabei das obere Schalelement untergraben wird. In Abb. 13 (1) sind die Aushubelemente (ca. 1,5 – 2 m lang) des Schachtes inklusive der eingesetzten Tafelplatten (2), welche ursprünglich im Kanalbau verwendet werden, dargestellt. Diese Schalplatten werden in den ausgehobenen Schachtabschnitt hinabgelassen und zunächst mit Pressen auseinander gedrückt. Danach werden die Pressstempel durch Steifen ersetzt und der Hohlraum mit Beton ausgefüllt (siehe Abb. 13 (3)). Nach dem Aushärten wird die Böschung unterhalb der Mauer abgetragen (Abb. 13 (4)) und so ein Einschnitt

hergestellt. Als Abschluss wird eine Verkleidung aus Beton, Natur- oder Kunststein vorgesetzt (Abb. 13 (5)). Wenn der Boden eine höhere Standfestigkeit aufweist, genügen auch geringere Sicherungsmaßnahmen im Arbeitsraum, wie beispielsweise Steifen oder Brusthölzer. (Smoltczyk, 1992)

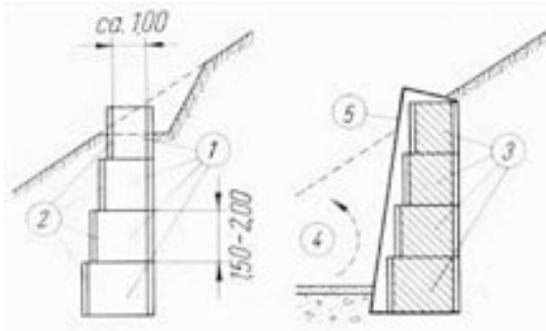


Abb. 13: Schema Schachtbauweise (Smoltczyk, 1992)

Bei natürlich gewachsenen Böschungen, die einer Sicherung bedürfen, ist es meist zielführender auch an der Bergseite eine Schalung anzubringen, anstatt direkt gegen den Boden zu betonieren. Nach Abschluss der Betonarbeiten wird der Arbeitsraum mit durchlässigem Material hinterfüllt und abhängig von den späteren Nutzungsanforderungen verdichtet oder locker geschüttet. Die Hinterfüllung sollte dabei nicht übermäßig verdichtet werden, um keinen unnötigen zusätzlichen Erddruck herbeizuführen. Dies kann weiterfolgend zu Schäden an der Stützkonstruktion führen. (Zentrum Geotechnik, 2016)

Die Errichtung von einer Gewichtsmauer kann neben der zuvor beschriebenen Ortbetonbauweise auch mittels Fertigteilen erfolgen. Hierbei werden die in einem Werk vorgefertigten Betonblöcke auf die Baustelle geliefert und dort zu einer Mauer zusammengefügt. Es besteht die Möglichkeit die Teile auch schon inklusive einer Verkleidung in Form von Natursteinen oder ähnlichem bei der Produktion auszustatten. In Abb. 19 Links – Abschnitt 3.3.1.3 „Anwendungen“ ist ein Beispiel für diese Ausführungsart mit einer Natursteinverkleidung dargestellt. (Steinbach-Starwalls, 2016)

### 3.3.1.2.1 Fugen

Die Errichtung von größeren Bauwerken wie Gewichtsmauern bringt zwingend die Herstellung von Fugen mit sich, welche verschiedene Funktionen übernehmen.

**Dehnungsfugen** sollen das Stützbauwerk so unterteilen, dass keine Schäden durch Temperaturspannungen, Schwinden des Betons oder sonstige ungleiche Bewegungen entstehen. Da sich Risse im Fundament bis in die Mauer ziehen können, sind die Fugen über die gesamte Höhe der Gewichtsmauer **vertikal** herzustellen. Grundsätzlich sollen Dehnungsfugen in einem Abstand von 8 bis 12 m angeordnet sein. Bei massigen Mauern sind kleinere, bei dünnen und folglich bewehrten Mauern, größere Abstände zu wählen. Für den Fall, dass die angrenzenden Elemente statisch mitwirken sollen, muss die Fuge verzahnt ausgeführt werden. Ansonsten liegen diese eben ohne Schubverbund nebeneinander. Um ein Durchsickern von Grundwasser zu verhindern, damit beispielsweise keine Feinteile aus der Hinterfüllung ausgespült werden, besteht die Möglichkeit, Dichtungen im Mauerkörper oder an der Bergseite anzuordnen. (Smolczyk, 1992)

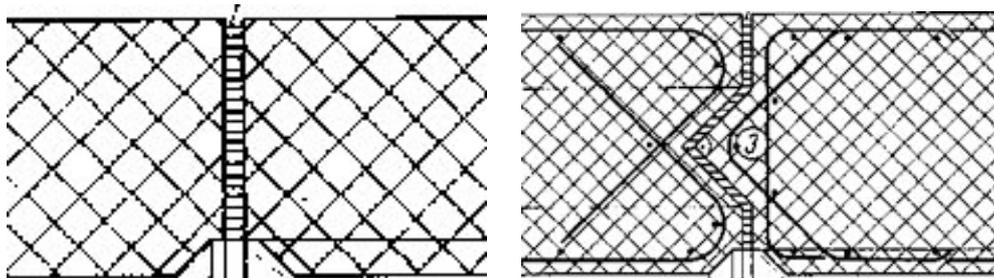
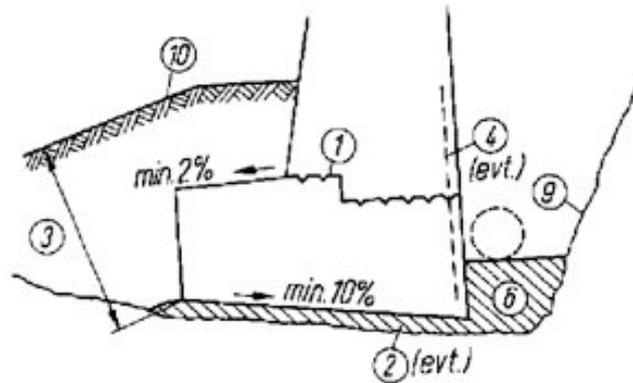


Abb. 14: Links: Ebene Fuge; Rechts: Beispiel für eine verzahnte Fuge (Smolczyk, 1992)

**Arbeitsfugen** entstehen in Folge des Herstellungsvorganges, der sich beispielsweise nach der Größe der Betonchargen oder der begrenzten Menge an vorgehaltener Schalung richtet. Wenn möglich sollten diese meist **horizontal** verlaufenden Fugen vermieden werden, da sie eine Schwächung des Mauerkörpers darstellen. Beträgt der zeitliche Abstand zwischen den einzelnen Betonvorgängen weniger als 15 Stunden, lässt sich die Mauer durch Beigabe von Abbindeverzögerern nahtlos betonieren. Lediglich zwischen Fundament und Mauer ist eine Arbeitsfuge unumgänglich. (Smolczyk, 1992)



(1) Arbeitsfuge; (2) Unterbeton; (3) Einbindetiefe; (4) Ankereisen; (6) Füll- oder Ausgleichsbeton; (9) Baugrube; (10) Geländeoberfläche

Abb. 15: Arbeitsfuge zwischen Mauer und Fundament (Smolczyk, 1992)

**Scheinfugen** werden aus ästhetischen Gründen erstellt, um große Sichtflächen in gleichmäßige Elemente zu unterteilen und somit optisch aufzulösen. So werden beispielsweise gleichzeitig Schalungsstöße oder Arbeitsfugen kaschiert. (Smolczyk, 1992)

### 3.3.1.2.2 Entwässerung

Die Herstellung von dauerhaft funktionierenden Entwässerungseinrichtungen ist von großer Bedeutung. Diese stellen sicher, dass das bergseitig im Boden vorhandene Grund-, Sicker-, Kluft- oder Niederschlagswasser durch kontinuierliche Drainage zur Talseite hin abgeleitet wird. Dadurch werden Wasserdrücke auf das Stützbauwerk weitestgehend verhindert, welche die Standsicherheit der Mauer ansonsten herabsetzen würden. (Smolczyk, 1992)

Grundsätzlich setzt sich ein Entwässerungssystem aus folgenden Teilen zusammen:

- Elemente zur Oberflächenentwässerung
- vertikale Drainageschicht (bestehend aus Dränsteinen, Drainageschotter oder Dränmatten aus Geotextilien), welche sich direkt an der Rückseite der Mauer befindet
- durchlässige Hinterfüllung
- Drainagerohr zum Sammeln und Ableiten des Wassers

(Zentrum Geotechnik, 2016)

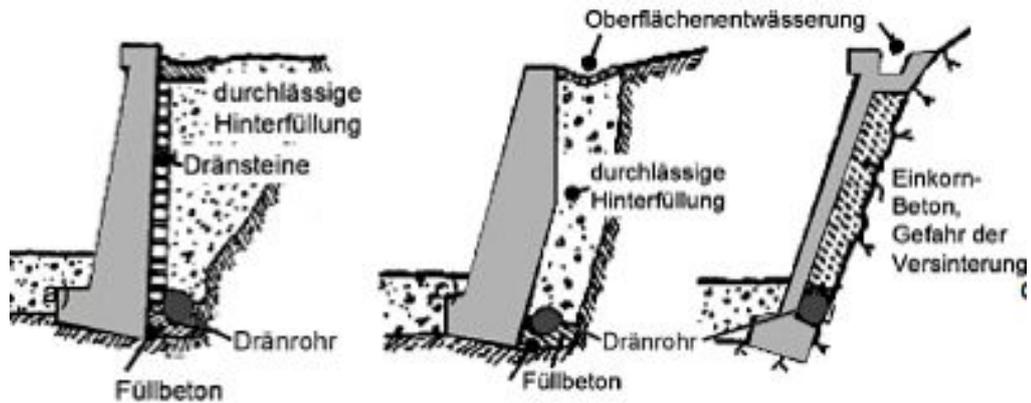
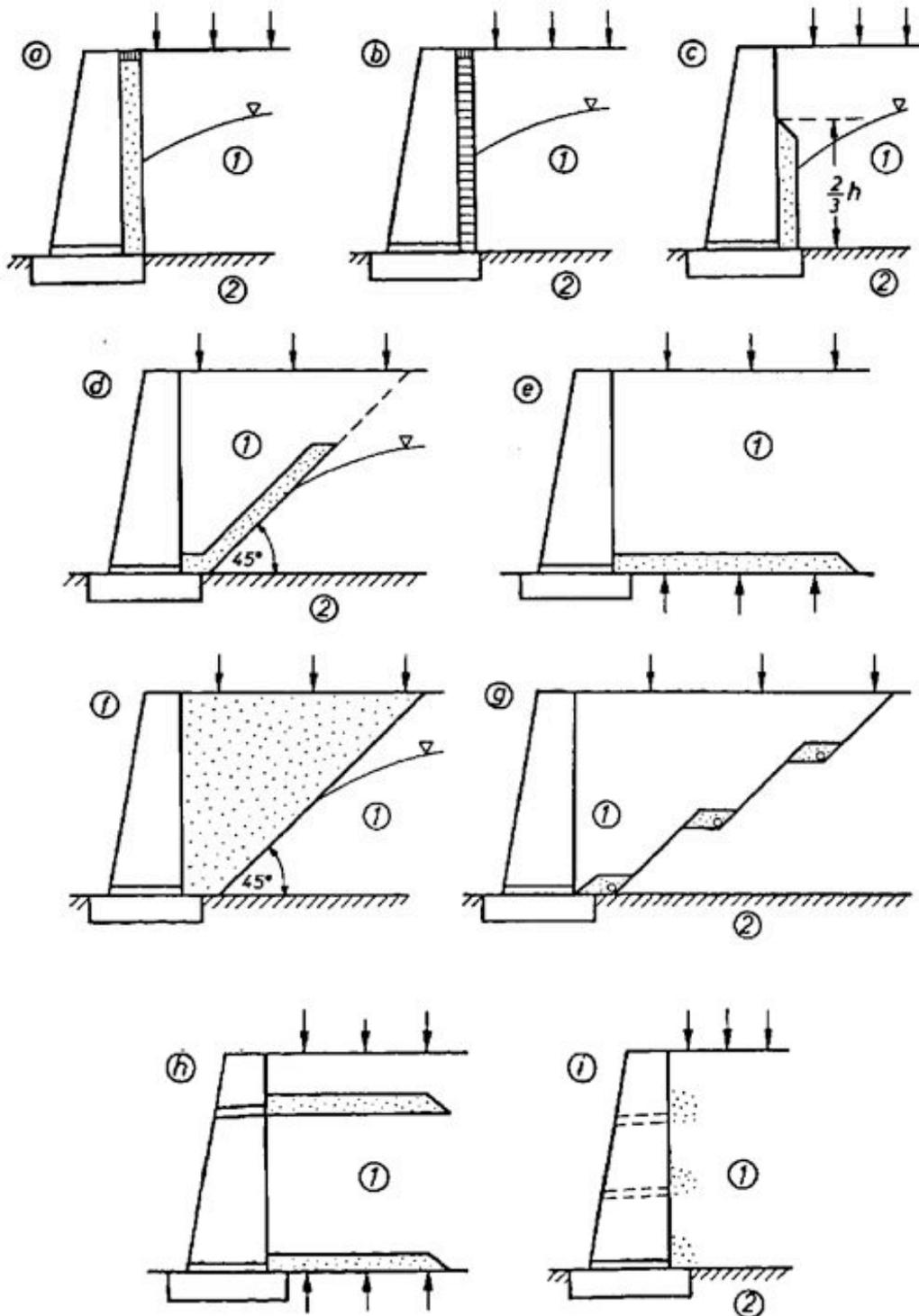


Abb. 16: grundsätzlicher Aufbau von Entwässerungssystemen (Zentrum Geotechnik, 2016)

Bei dieser Art der Drainage strömt das im Boden vorhandene Wasser zunächst durch eine durchlässige Hinterfüllung, wird in einem Dränrohr am unteren Ende gesammelt und abgeleitet. Wird wie in Abb. 16 Rechts eine Betonmischung als poröse Schicht verwendet, so sollte die Mischung mit der chemischen Zusammensetzung des Bergwassers abgestimmt werden, um einer Versinterung des Dränrohres durch Auslaugen des Betons vorzubeugen. (Zentrum Geotechnik, 2016)

Bei der Herstellung von Einschnitten in eher standfesten Böden, wird hingegen nur eine vertikale Dränschicht ohne Hinterfüllung ausgeführt (siehe Abb. 17 (a), (b), (c)). In der Regel ist eine solche Konstruktion ausreichend, da in diesen Böden oft geringe Wassermengen in Form von Sickerwasser und Quellwasser mit schmalen Quellhorizonten vorhanden sind. (Smoltczyk, 1992)

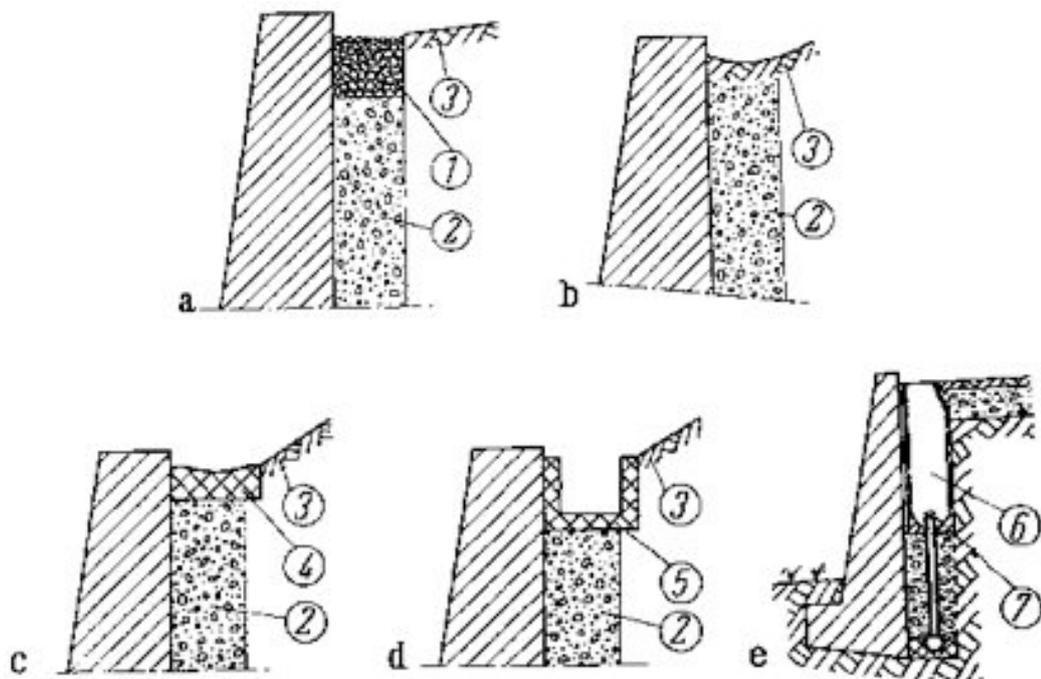
Des Weiteren besteht unter anderem auch die Möglichkeit horizontale Drainageschichten im anstehenden Boden einzubauen und in der Mauer Durchlässe für das dort einströmende Wasser herzustellen (siehe Abb. 17 (h), (i)). Solche Mauerdurchlässe werden bei Stützmauern jedoch nur als zusätzliche Maßnahme verwendet. Durch Begrünung in den Öffnungen kann die Mauer optisch aufgewertet werden. (Smoltczyk, 1992)



(1) bindiger, anstehender Boden, gewachsen oder hinterfüllt; (2) undurchlässiger Untergrund

Abb. 17: Entwässerungssysteme von Gewichtsmauern (Smoltczyk, 1992)

Das aus Niederschlägen herrührende Oberflächenwasser sollte möglichst rasch abgeführt werden, um nicht in großen Mengen in der Hinterfüllung zu versickern. Bei kleinem Wasseranfall und geringer Geländeneigung ist die Ausbildung einer Kiesschicht oder Rasenmulde direkt hinter der Mauerkrone ausreichend (siehe Abb. 18 (a),(b)), welche das Wasser unmittelbar durch die Drainageschicht in das Dränrohr leitet. Hierbei besteht die Gefahr der „Abdichtung“ beispielsweise durch Schmutz oder Laub. Eine Betonschale, die das Wasser direkt ableitet, wird bei mittlerer Geländeneigung und mittlerem Wasseranfall hergestellt (siehe Abb. 18 (c)). Um größere Wassermengen fassen und abführen zu können, ist eine Wasserrinne aus Beton erforderlich (siehe Abb. 18 (d)). Schlamm-sammler können bei der Oberflächenentwässerung durch Mulden, Schalen oder Rinnen eingesetzt werden, um die Sicker-elemente vor Verschmutzung zu schützen. Sie sollten so konstruiert werden, damit eine einfache Säuberung möglich ist ((siehe Abb. 18 (e)). Zusätzlich wirkt sich eine Bepflanzung der Böschung mit wasserziehenden Pflanzen positiv auf die Entwässerung aus. Wichtig ist, dass im Bauzustand darauf geachtet wird, die Drainageschichten frei von Verschmutzung zu halten, um eine dauerhaft einwandfreie Funktion garantieren zu können. (Smoltczyk, 1992)



(1) Rundkies; (2) Filter; (3) Erde; (4) Schale; (5) Wasserrinne; (6) Schlamm-sammler; (7) Sickerrohr

Abb. 18: Oberflächenentwässerung bei Gewichtsmauern (Smoltczyk, 1992)

Entwässerungseinrichtungen werden meist kaum gewartet, was in manchen Fällen durch eine fehlende Zugänglichkeit auch nicht möglich ist. Aus diesem Grund sollte die Drainage nicht nur auf die aufzunehmende Wassermenge dimensioniert werden. Ebenso sollte der über die Lebensdauer mögliche Verlust der ursprünglichen Leistungsfähigkeit durch Kalkabscheidungen oder Schmutzeintrag bei der Bemessung berücksichtigt werden. (Smoltczyk, 1992)

Da die Einwirkung von hydrostatischem Wasserdruck auf die Mauer deren Stabilität maßgeblich beeinflusst, ist es von Vorteil, die Funktion der Drainageeinrichtungen nach Möglichkeit regelmäßig zu überprüfen. Bei einem Ausfall der Entwässerung kann dies ansonsten zu Schäden aufgrund von erhöhtem Wasserdruck führen, auf den die Mauer nicht ausgelegt ist. Dafür sollte am besten schon beim Entwurf die Zugänglichkeit mitbedacht werden und ein Kontrollschacht oder Wanddurchlässe zum Dränrohr eingeplant werden. (Zentrum Geotechnik, 2016)

### **3.3.1.3 Anwendungen**

Gewichtsmauern aus Beton finden sehr vielfältige Anwendungen. Einerseits sind sie im Straßen- und Eisenbahnbau als Stützkonstruktionen von Geländesprüngen jeglicher Höhe äußerst beliebt. Andererseits werden sie in manchen Fällen auch im privaten Bereich zum Flächengewinn als Stützmauern eingesetzt. Bevorzugt werden hier jedoch Natursteinmauern oder Gabionen, da diese optisch ansprechender sind. Auch bei öffentlichen Bauten werden Betonmauern aus ästhetischen Gründen meist mit einer Verkleidung versehen oder sie sollten zumindest Sichtbetonqualität aufweisen.



Abb. 19: Links: Gewichtsmauer als Hangsicherung neben einer Straße (Baugeo, 2016); Rechts: Betonmauer bewehrt in Sichtbetonqualität (Willi Prangenberg GmbH, 2016)



Abb. 20: Gewichtsmauer aus Betonfertigteilen (Steinbach-Starwalls, 2016)

### 3.3.2 Mauern mit zusätzlichen Konstruktionen zur Stabilisierung

Die Ausbildung von zusätzlichen Konstruktionen an der Mauer erhöht durch eine günstige Verteilung des einwirkenden Erddruckes die Standsicherheit. Dadurch ist es möglich die Stützkonstruktion im allgemeinen schlanker zu gestalten und Material einzusparen. Grundsätzlich wird zwischen drei unterschiedlichen Elementen unterschieden (Smoltczyk, 1992):

- **Sporn**

Ein Sporn ist eine mit dem Stützbauwerk biegesteif verbundene **Fußplatte**. Abhängig von der Orientierung nach der Berg- oder Talseite wird diese als Bergsporn oder Talsporn bezeichnet.(Abb. 21 Links)

- **Konsole**

Eine Konsole ist eine mit dem Stützbauwerk biegesteif verbundene **Kragplatte**. Abhängig von der Orientierung nach der Berg- oder Talseite wird diese als Bergkonsole oder Talkonsole bezeichnet. (Abb. 21 Mitte)

- **Rippe**

Eine Rippe ist eine zum Stützbauwerk orthogonal gestellte Scheibe oder Pfeiler, welche parallel zum Hang steht. Diese kann sowohl an der Luftseite, als auch an der Bergseite ausgebildet werden.(Abb. 21 Rechts)

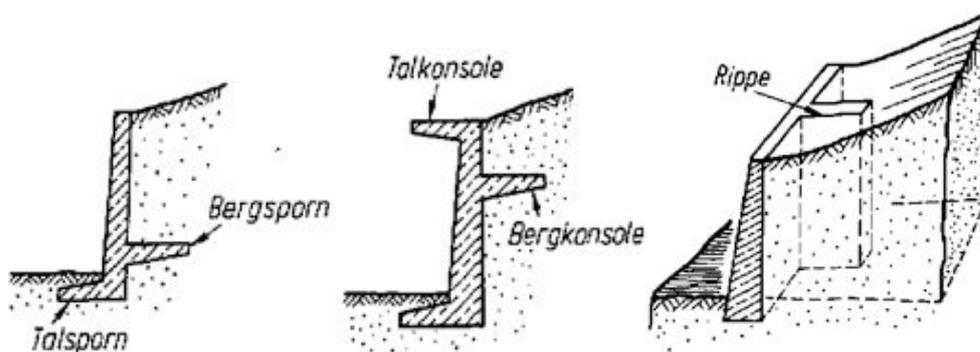


Abb. 21: Links: mögliche Anordnung von Spornen; Mitte: mögliche Anordnung von Konsolen; Rechts: Anordnung einer Rippe (Smoltczyk, 1992)

Durch die Ausbildung einer Stützmauer in Form eines Winkels, kommt die Resultierende nicht mehr in der ersten Kernweite zu liegen. Zuzufolge der Tatsache, dass die Bedingung des momentenfreien Mauerquerschnittes nicht erfüllt ist, fällt das Bauwerk nicht in die Kategorie der Gewichtsmauern und wird als Winkelstützmauer bezeichnet. Eine Bewehrung zur Aufnahme der Beanspruchungen ist angesichts der

Exzentrizität unbedingt erforderlich. So ist es möglich, den Betonkörper allgemein schlanker auszuführen. Aufgrund des geringeren Eigengewichtes im Vergleich zu Gewichtsmauern ist der Reibungswiderstand zwischen Bauwerk und Boden nicht maßgeblich entscheidend für die Standsicherheit. Zur Abtragung der horizontalen Lasten in den Baugrund ist die Aktivierung von Erdkeilen vor oder hinter der Mauer wesentlich. Bei der Bemessung ist der Erddruck auf die schräge Fläche C-F (siehe Abb. 22) anzusetzen (Schmidt et. al., 2014). Klassische Winkelstützmauern mit Bergsporn erfordern während der Herstellung wesentlich mehr Arbeitsraum, als Mauern mit Talsporn und kommen deswegen vor allem im Bereich von Dammschüttungen zum Einsatz. (Smolczyk, 1992)

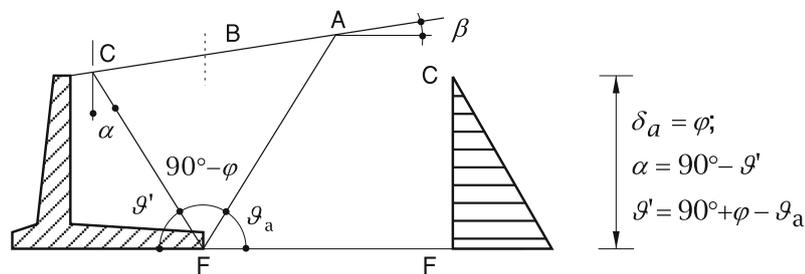


Abb. 22: Winkelstützmauer inkl. schematischem Erddruckansatz (Schmidt. et. al., 2014)

Aufgrund der differenten Wirkungsweise im Vergleich zu Gewichtsmauern werden Winkelstützmauern in der vorliegenden Arbeit nicht ausführlicher behandelt, da diese sich vordergründig mit Gewichtsmauern auseinandersetzt.

Sowohl an Gewichtsmauern wie auch an Winkelstützmauern können Rippen angefügt werden, welche grundsätzlich zur Aussteifung des Gesamtsystems dienen. In der Regel werden diese bei Gewichtsmauern luftseitig angeordnet, um die Mauer zusätzlich zu stützen. Angesichts der Gewölbewirkung kann dadurch Material eingespart werden. Vor allem bei höheren historischen Stützmauern ist die Ausbildung von Rippen sehr häufig. (Zentrum Geotechnik, 2016)

### 3.3.2.1 Wirkungsweise

Ob das Stützbauwerk eher wie eine Winkelstützmauer oder Gewichtsmauer wirkt, hängt unter anderem auch von der Länge des Sporns ab. Höhere Gewichtsmauern besitzen in der Regel einen kurzen Talsporn, um die Bedingung des idealen Mauerquerschnitts zu erfüllen und dabei sparsam im Materialverbrauch zu sein (siehe Abb. 23 Links). Ein bergseitig ausgerichteter Kragarm dient zur Abminderung der Erddruckeinwirkung (siehe Abb. 23 Mitte). Dieser kann auch als horizontale Konsole über die gesamte Länge der Mauer verlaufen, um eine Trasse zu schaffen, auf der

Kabel oder ähnliches verlegt werden können (Zentrum Geotechnik, 2016). Die Anchrägung der Sohle des Talsporns führt zur Verbesserung der Gleitsicherheit. Die in Abb. 23 Rechts dargestellte Auskrägung an der Mauerkrone wird aus Gründen des zusätzlichen Platzgewinnes beispielsweise für Verkehrsflächen hergestellt. (Schmidt. et. al., 2014)

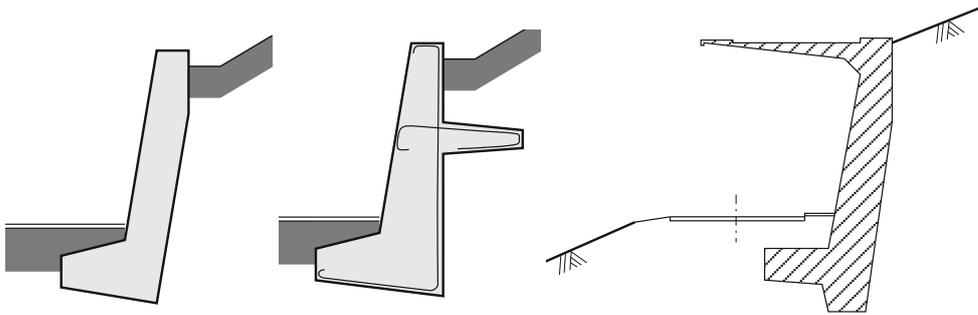


Abb. 23: Links: Stützmauer mit Talsporn; Mitte: bewehrte Stützmauer mit Berg- und Talsporn; Rechts: Stützmauer mit Auskrägung und Talsporn (Schmidt. et. al., 2014)

Ein höher liegender Bergsporn verbessert die Stabilität einer Stützmauer zum einen durch eine Erddruckabschirmung (Zentrum Geotechnik, 2016). Andererseits wird durch das auf den Kragarm lastende Gewicht ein Gegenmoment in die Mauer eingeleitet, welches stabilisierend wirkt (Wietek, 2011). Die Erddruckverteilung aufgrund von Abschirmung ist in Abb. 24 ersichtlich.

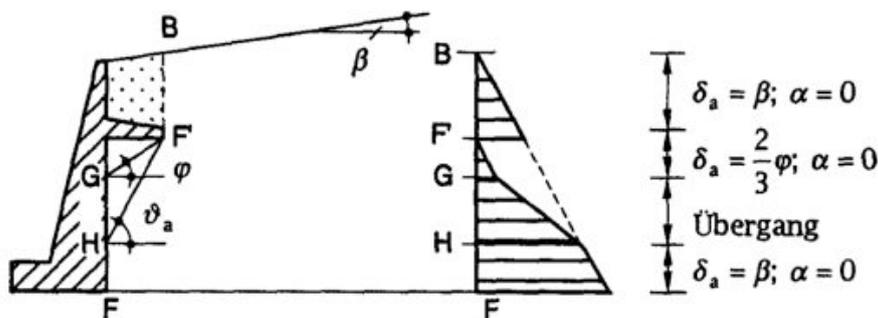


Abb. 24: schematische Erddruckverteilung bei einer Stützmauer mit hochliegendem Sporn (Zentrum Geotechnik, 2016)

### 3.3.3 Steinmauern

Neben der Herstellung von Gewichtsmauern aus Beton oder Stahlbeton, erfreuen sich auch Mauern aus Naturstein großer Beliebtheit. Prinzipiell wird zwischen zwei Arten von Steinmauern unterschieden: der Trockensteinmauer und der gemörtelten Steinmauer mit bindemittelhaltiger Fugenverfüllung.

#### 3.3.3.1 Trockenmauern

Eine Trockenmauer besteht ausschließlich aus passgenau aufeinandergeschichteten Natursteinen ohne bindemittelhaltiger Fugenverfüllung. Einerseits können diese zurechtgehauen sein, andererseits ist die Verwendung von unbearbeiteten Steinen möglich, welche jedoch nur zur Hintermauerung dienen und nicht an der Ansichtsfläche erscheinen. Unabhängig vom verwendeten Baumaterial müssen die Zwischenräume auf jeden Fall sorgfältig und möglichst eng verkeilt sein, sodass durch die Reibung zwischen den Mauersteinen ein starker Verbund gegeben ist. Durch diese Verspannung entsteht eine monolithisch wirkende Gewichtsmauer. Die Fugen können optional mit Sand oder Erde verfüllt werden. Jedoch ist die Gefahr groß, dass diese Materialien ausgespült werden. Dies darf nicht zu einer Minderung der Standfestigkeit führen. (Jäger, 2015)

##### 3.3.3.1.1 Herstellung

Eine Trockensteinmauer verfügt analog zu anderen Gewichtsmauervarianten über eine Flachgründung. Der Baugrund muss dafür eine ausreichende Tragfähigkeit besitzen, um später keine Schäden durch große Setzungen zu verursachen. Die unterste Mauerschicht besteht üblicherweise aus großen Fundamentsteinen, welche auf einem Schotterbett lagern oder direkt auf den vorbereiteten Baugrund gesetzt werden. Die Einbindung in den Untergrund muss hierbei in der frostfreien Tiefe liegen. Bei Mauern von größerer Höhe ist die Gründung auf einem Betonfundament notwendig.

Von einer breiten Basis ausgehend werden die Steine einzeln eingepasst und mit kleineren Zwickelsteinen die Verspannung in den Fugen geschaffen. Dieses Verzwickeln sollte gleichzeitig mit der Aufschichtung der Steine geschehen. Der Fuß der Mauer hat aus Gründen der Stabilität zumindest eine Breite von  $\frac{1}{3}$  der Höhe aufzuweisen. Um diese zusätzlich zu steigern, werden immer wieder sogenannte Anker- oder Bindersteine in größere Tiefe verlegt, die als Art Rückverankerung wirken. Die Neigung der Gewichtsmauer von 10 bis 20% an der Luftseite ist ein weiterer Faktor, welcher zur besseren Standsicherheit beiträgt.

Wie in Abb. 25 ersichtlich, besteht die Hinterfüllung mit wasserdurchlässigem Material an Unter- und Rückseite der Mauer aus einer Schotterschicht, zum anstehenden Boden hin aus feinerem Material. Der Filterkörper ist unter Umständen mittels eines Dränvlieses zu schützen, falls dieser schmaler ausgeführt wird. Diese Anordnung soll einerseits Frostschäden verhindern und zum anderen die Wasserdurchlässigkeit der Trockenmauer sicherstellen, um Wasserdrücke zu verhindern. Auf weitere Dräneinrichtungen, wie Rohre, kann verzichtet werden, da das Bauwerk an sich in der Lage ist, jegliches Wasser abzuführen.

Statt einer Hinterfüllung besteht auch die Möglichkeit eine Hintermauerung herzustellen (Abb. 25 Rechts). Diese ist im Grunde ein kontinuierlicher Übergang der Mauer in die Drainageschichten einer Hinterfüllung durch die immer kleiner werdenden Steine. Demzufolge entsteht eine Erhöhung der Mauerdicke, was zu mehr Stabilität führt. Hinsichtlich der Entwässerung funktioniert die Hintermauerung analog zur Hinterfüllung. (Jäger, 2015)

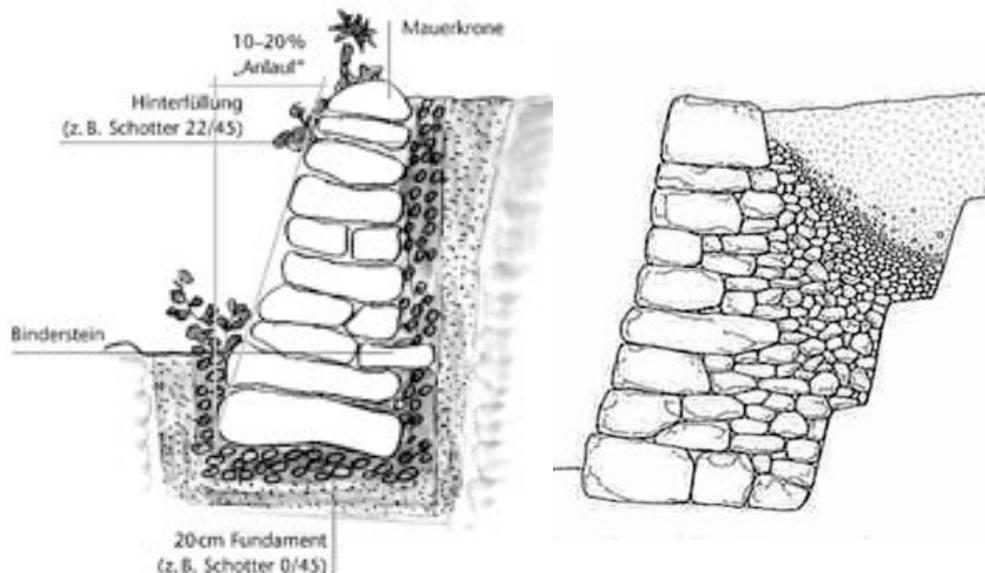


Abb. 25: Links: schematischer Aufbau einer Trockensteinmauer (Die Umweltberatung, 2010-16); Rechts: Trockenmauer mit Hintermauerung (Jäger, 2015)

Im Laufe der Zeit siedeln sich verschiedene Pflanzenarten von selbst in den Hohlräumen der Mauer an. Dies ist aus ästhetischen Gründen durchaus gewünscht. Zur Beschleunigung besteht die Möglichkeit schon während der Errichtung eine Begrünung durch beispielsweise Feldthymian oder Mauerpfeffer herzustellen. Die Wurzeln der Pflanzen sollten jedoch auf das Mauergefüge nicht schädigend wirken. (Die Umweltberatung, 2010-16)

### 3.3.3.1.2 Anwendungen

Da diese Bautechnik zu den ältesten der Menschheit zählt, sind Trockenmauern vor allem in der Landschaftsarchitektur zu finden und ein Teil der bäuerlichen Kulturlandschaft. Wie schon in Kapitel 1 „*Historischer Hintergrund*“ erwähnt, dienen Trockenmauern nach wie vor zur Terrassierung von landwirtschaftlich genutzten Arealen, um zusätzliche Flächen zu schaffen. Aber auch im Verkehrswegebau sind sie ein Bestandteil. Die Stützmauern der Gotthardbahn sind ein Beispiel dafür. Grundsätzlich finden Steinsätze jedoch als Hangsicherung bei nicht sehr hohen Böschungen, Uferverbauten und vereinzelt auch als Baugrubensicherung Anwendung.

Aus optischen Gründen wird häufig eine Schale aus Naturstein einer Betonmauer vorgesetzt, welche als eigentliches Stützbauwerk dient. Reine Trockensteinmauerwerke erleben in den letzten 25 Jahren wieder eine Renaissance. Der Grund dafür liegt in der hervorragenden Ökobilanz der Bauweise. Der Rückbau ist problemlos und die Altbaustoffe können restlos verwertet werden. In den Fugen ohne Verfüllung können sich bedrohte Kleintiere und Pflanzen in einem Ersatzlebensraum ansiedeln. Des Weiteren besteht keine Notwendigkeit einer starren Gründung, da die Mauer kleine Bewegungen aufnehmen kann. Auch thermische oder chemische Einflüsse fügen dieser Mauerart in der Regel keine Schäden zu. Nichtsdestotrotz werden Trockenmauern eher in der Landschaftsarchitektur verwendet. Bei Infrastrukturprojekten sind Gewichtsmauern aus Beton beliebter. (Jäger, 2015)



Abb. 26: Trockenmauer zur Terrassierung (Bieler, 2016)

### 3.3.3.2 Gemörtelte Steinmauern

Im Unterschied zu Trockenmauern wird der Verbund der einzelnen Steine im Mauerwerk durch eine Versetzung im Mörtelbett hergestellt, um größere Bauhöhen erreichen zu können. Die Gründung erfolgt grundsätzlich auf einem Stahlbeton – Fundament, welches unter Umständen gegen den Berg geneigt wird. Darauf werden abwechselnd Steine und Mörtel geschichtet. Die Steine müssen, anders als bei einem Trockenmauerwerk, nicht zwingend passgenau sein, da die Vermörtelung sämtliche Hohlräume ausfüllt und einen gänzlichen Verbund herstellt. Dadurch ist die statische Wirkung gesichert. Durch den gänzlichen Verbund zwischen Steinen und Mörtel ist die Wirkungsweise identisch einer klassischen Gewichtsmauer. Da durch die vollständige Fugenfüllung die Wasserdurchlässigkeit im Gegensatz zur Trockenmauer nicht mehr gegeben ist, ist eine Drainage unentbehrlich. In dem dargestellten Beispiel ist diese am Fuß der Mauer in Drainagebeton verlegt. Wie bei der ebenfalls dichten Gewichtsmauer aus Beton ist der Einbau einer durchlässigen Hinterfüllung von Vorteil.

Die Konsistenz der verwendeten Fugenverfüllung ist relativ trocken, um unter anderem die Mörteloberfläche bezüglich der Tiefe beliebig herstellen zu können. Demzufolge ist es möglich, das optische Erscheinungsbild unterschiedlich zu modellieren. Des Weiteren bietet die Anzahl der in der Ansichtsfläche verbauten Steine und deren Größe architektonischen Spielraum. (Wietek, 2011)

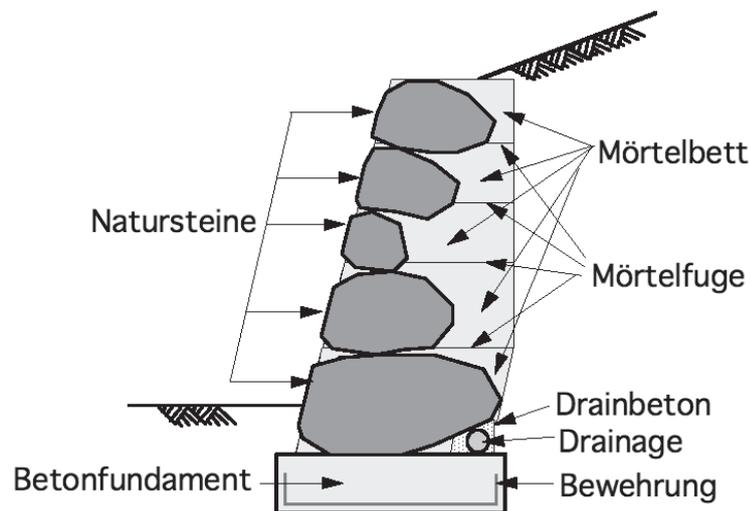


Abb. 27: Schema einer gemörtelten Steinmauer (Wietek, 2011)

#### 3.3.3.2.1 Anwendungen

In der folgenden Abb. 28 Links ist eine gemörtelte Steinmauer mit tiefer liegender Mörteloberfläche dargestellt. Aus optischen Gründen wurde hier auf eine harmonische

Abstimmung der Steine untereinander geachtet und diese quasi analog zur Trockenmauer im Verband geschichtet. Die Mauer befindet sich am Kreuzjoch bei Garmisch-Partenkirchen und dient dem Zweck der Sicherung einer Seilbahnstation. In alpinem Gelände kommt diese Art von Stützmauern häufig zum Einsatz, da diese sich hervorragend in die Landschaft einfügt. Die in Abb. 28 Rechts dargestellte Mauer dient als Absicherung eines Geländesprunges an der Wattentalstraße in Tirol. Hier ist die Oberfläche des Mörtelbettes um 1 bis 2 cm nach hinten gerückt. (Wietek, 2011)



Abb. 28: Links: Steinmauer mit tief gesetztem Mörtelbett; Rechts: Gemörtelte Steinmauer (Wietek, 2011)

Ein erheblicher Vorteil von gemörtelten Steinmauern ist deren Anpassungsfähigkeit an das jeweilige Gelände. Das in Abb. 29 dargestellte Beispiel dafür zeigt ebenfalls eine Stützmauer entlang der Wattentalstraße, welche bis zu 2 m Dicke aufweist und an den vorhandenen Fels angeglichen wurde. (Wietek, 2011)



Abb. 29: Gemörtelte Steinmauer angebunden an eine Felsböschung (Wietek, 2011)

### 3.3.4 Sonderkonstruktionen von Gewichtsmauern

Als Sonderformen werden hier jene Stützkonstruktionen beschrieben, welche von der statischen Wirkungsweise betrachtet Gewichtsmauern sehr ähnlich sind. Die Nachweisführung der äußeren Standsicherheit erfolgt für diese Konstruktionen analog zu einer Gewichtsmauer.

#### 3.3.4.1 Raumgitterkonstruktionen

Raumgitterkonstruktionen wirken im Verbund mit dem Boden als Stützmauern. Sie bestehen aus Fertigteilelementen, die im Baukastenprinzip aufeinander gelegt werden, sodass ein räumliches Gitter entsteht. Die Zwischenräume sind üblicherweise mit Bodenmaterial verfüllt, in manchen Fällen wird Beton oder Müllkompost eingebaut. Auf diese Weise entsteht ein tragfähiger Verbundkörper. Raumgitter-Stützmauern werden schon über Jahrhunderte hinweg im Alpenraum als sogenannte Krainerwände aus Holzbalken mit verdichteter Erdverfüllung hergestellt. Gegenwärtig werden die Gitterkonstruktionen vorwiegend aus Beton- oder Stahlbeton gefertigt. Aufgrund des Baukastensystems ist diese Konstruktion außerordentlich anpassungsfähig und nahezu beliebig zu verbreitern oder abzutrepfen. Dadurch sind Mauerhöhen von bis zu 50 m zu erreichen. Zur zusätzlichen Stabilisierung werden erforderlichenfalls Anker eingebaut. (Brandl, 1992)



Abb. 30: Schema einer Raumgitterkonstruktion (Marte, 2015)

In Abb. 30 ist das grundsätzliche Aufbauschema einer Raumgitterkonstruktion skizziert. Die Gründung erfolgt je nach Höhe entweder direkt auf dem Boden oder mittels eines

Betonfundamentes. Darauf wird das Raumgitter aus Lauern (parallel zur Böschung) und Bindern (rechtwinkelig zu den Lauern) nach den in Abb. 31 dargestellten Grundrissvarianten aufgebaut. (Marte, 2015)

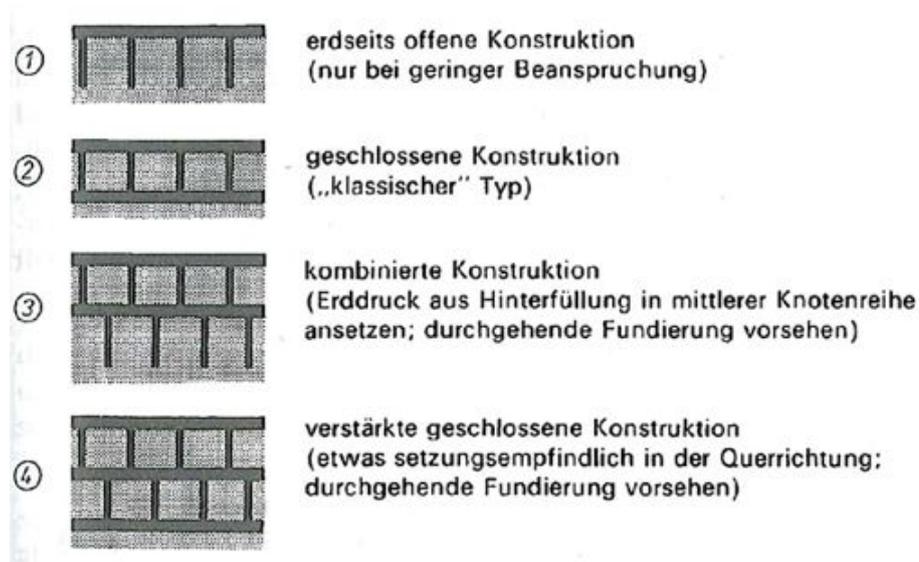


Abb. 31: Grundrissvarianten von Raumgitterkonstruktionen (Brandl, 1992)

Die Vorteile von Raumgitterkonstruktionen lassen sich folgendermaßen beschreiben:

- ausgeprägte Anpassungsfähigkeit an unregelmäßige Gelände-, Erddruck- und Auflastverhaltnisse durch die Möglichkeit der Abtreppung
- rasche, einfache Herstellung weitgehend unabhängig von Gelände oder Witterung
- hohe Flexibilität durch gelenkige Verbindung der Elemente
- gute Wasserdurchlässigkeit und hervorragende Eignung für durchnässte, rutschgefahrdete und steile Böschungen
- naturnahe Optik und begrunbar, in manchen Fällen völliger Verwuchs der Konstruktion
- Umweltfreundlichkeit
- Absorption von Emissionsstoffen des Verkehrs und Schallabsorption
- Verwertung von Recyclingstoffen in der Auffüllung bei relativ geringer Belastung

Neben den diversen Vorteilen existieren auch einige Nachteile bei Raumgitterkonstruktionen. Damit die Herstellung einer Raumgitterkonstruktion von unten nach oben möglich ist, muss eine temporäre Standsicherheit des Hanges gegeben sein. Des Weiteren ist die Herstellung des Bauwerks erst bei einer bestimmten Größe wirtschaftlich. Bei größeren Verformungen kommt es oftmals zur

Überbelastung der Konstruktion. Als Folge hiervon können Brüche in den Knotenpunkten auftreten. Raumgitterkonstruktionen, welche vor ca. 30 Jahren errichtet wurden, weisen eine geringere Betonüberdeckung als die heute geforderte Mindestbetondeckung auf. Dieser Umstand führt teilweise zu einem Korrosionsproblem der Bewehrung.

Da diese Konstruktion hinsichtlich der zahlreichen Vorteile in den letzten 40 Jahren immer beliebter wurde, wurden verschiedene Systeme entwickelt. Grundsätzlich wird jedoch zwischen zwei unterschiedlichen Standardsystemen unterschieden: System „Ebenseer“ und System „Evergreen“. Das System „Ebenseer“ stellt die klassische Bauweise aus gelenkig verbundenen Längselementen (Läufern) und Querelementen (Bindern) dar. Das System „Evergreen“ hingegen ist eine steife Rahmenkonstruktion. (Brandl, 1992)

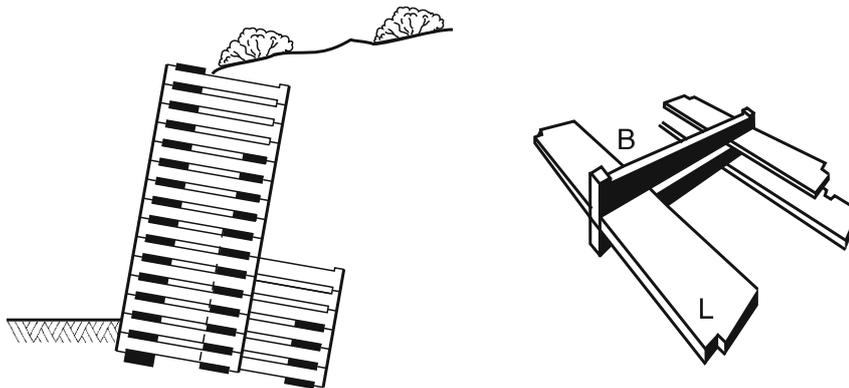


Abb. 32: System „Ebenseer“ (Schmidt et. al., 2014)

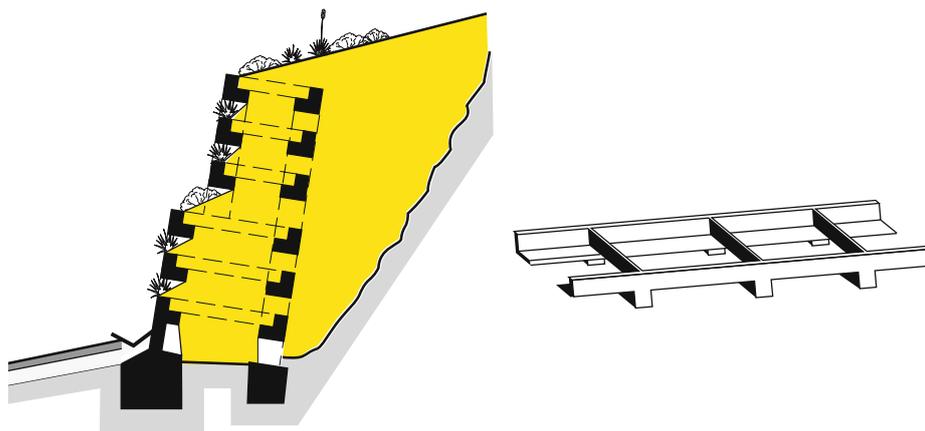


Abb. 33: System „Evergreen“ (Schmidt et. al., 2014)

Ende der 70er Jahre wurde das System NEW „Neue Ebenseer Wand“ entwickelt. Es stellt durch die Kombination mit Stahlschlaufen einen Übergang zur bewehrten Erde Konstruktion dar. Die winkelförmigen Wandelemente aus Stahlbeton werden aufeinandergeschichtet und mit einer Stahlschlaufe, welche durch ein Umlenkelement geführt wird, im verdichteten Füllmaterial verankert. Bei moderneren Systemen kommen Geogitter zur Verankerung zum Einsatz. (Brandl, 1992)

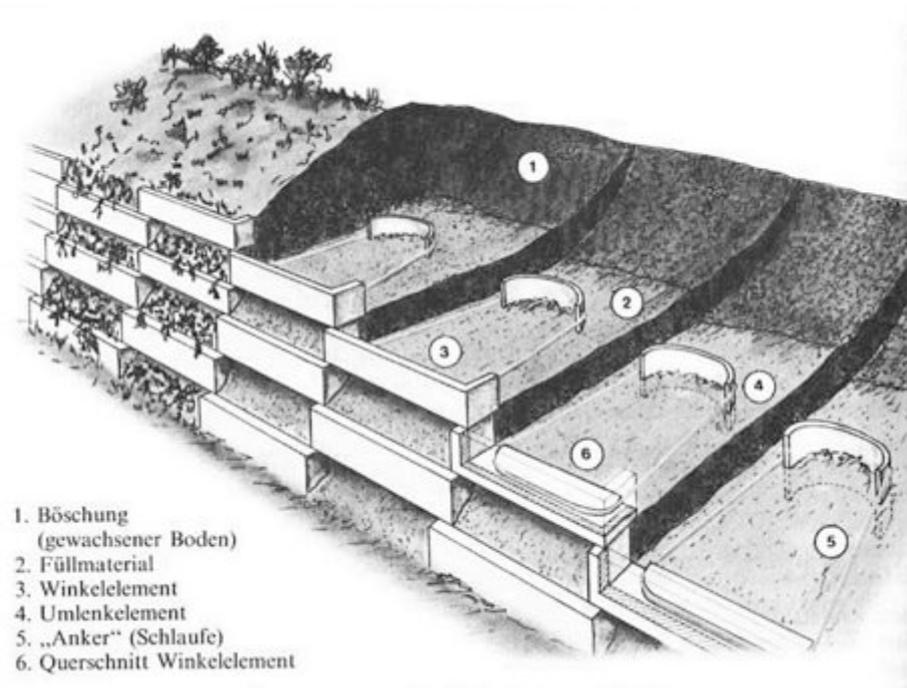


Abb. 34: System „Neue Ebenseer Wand“ (Brandl, 1992)

#### 3.3.4.1.1 Wirkungsweise

Grundsätzlich ist die Wirkungsweise von Raumgitterkonstruktionen analog zu Gewichtsmauern anzunehmen. Durch die Verfüllung in den Hohlräumen wird die Stützkonstruktion jedoch auch als eine Reihe von Silozellen gesehen, auf die der Erddruck und gegebenenfalls Verkehrslasten wirken.

Der Nachweis der äußeren Standsicherheit erfolgt wie bei Gewichtsmauern. Lediglich bei der Erddruckberechnung nach der Coulomb'schen Erddrucktheorie ist bei Raumgitterkonstruktionen ein größerer Wandreibungswinkel anzusetzen als üblich. Dieser basiert auf der konstruktiven Ausbildung der Wand und ist abhängig vom Verhältnis der Bodenfläche zur Fläche je Laufmeter erdseitiger Wand. Üblicherweise wird zur Berechnung ein Wert zwischen  $0,75 \cdot \varphi \leq \delta \leq \varphi$  verwendet. (Katzenbach, 2011)

### 3.3.4.1.2 Anwendungen

Raumgitterkonstruktionen werden vor allem als Stützbauwerke und Lärmschutzwände verwendet. Vor allem im alpinen Bereich sind sie in der Lawinen- und Wildbachverbauung sehr beliebt.



Abb. 35: Kraierwand aus Beton zur Böschungssicherung (VÖB, 2016)



Abb. 36: Wildbachverbauung (Wasserwirtschaftsamt Kempten, 2001)



Abb. 37: Kraierwand aus Holz (Giehler, 2014)

### 3.3.4.2 Bewehrte Erde

Die bewehrte Erde („Terre Armée“) wurde in den 60er Jahren vom französischen Ingenieur *Henri Vidal* entwickelt. Die Konstruktion ist ein Verbundkörper aus Boden und eingelegten Bewehrungsbändern aus Stahl- oder Kunststoffstäben, Injektionspfählen, Reibungsbändern, Matten oder Gittern. Aufgrund der Korrosion von Stahl wird gegenwärtig Kunststoff (Geogitter) als Material für die Bewehrung eingesetzt. Analog zur Wirkungsweise von Stahlbeton nimmt hier die eingelegte Bewehrung Zugspannungen auf. Über Reibung werden diese Kräfte dann in den Boden abgetragen. An der Luftseite ist die Konstruktion durch eine an die Bewehrung verbundene Außenhaut aus Stahlbeton-Fertigteilen oder Stahlgitter abgeschlossen. Des Weiteren ist die Begrünung eines vorgesetzten Gitters möglich, was die Konstruktion naturnaher erscheinen lässt. Der schematische Aufbau dieser Konstruktion ist in der folgenden Abb. 38 dargestellt. (Marte, 2015)

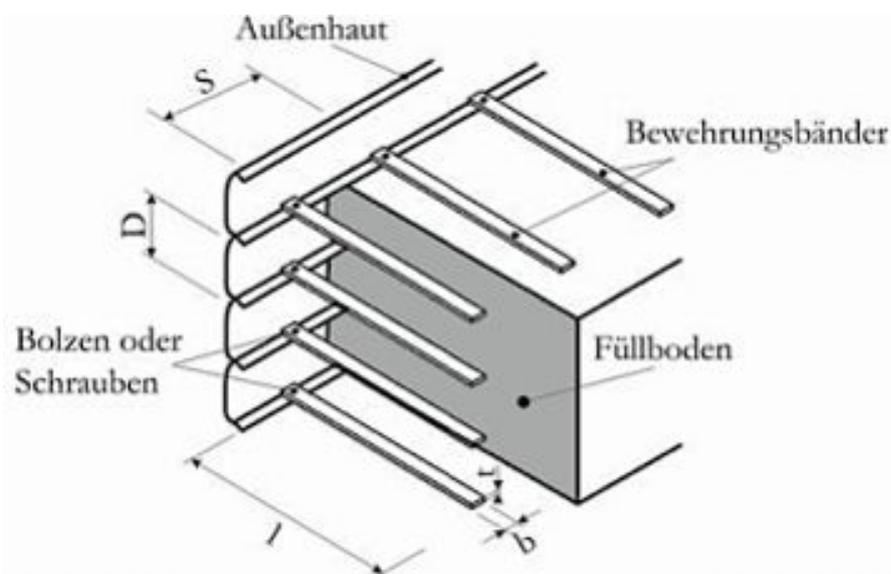


Abb. 38: grundsätzlicher Aufbau einer bewehrten Erde Konstruktion (Boley, 2012)

#### 3.3.4.2.1 Herstellung

In Abb. 39 ist der Bauablauf zur Herstellung einer bewehrten Erde Konstruktion mittels Geogitter dargestellt. Zunächst wird auf einem tragfähigen Planum ein winkelförmiges Stahlgitter positioniert und darauf eine Lage Geogitter verlegt. Darüber wird die erste Lage des Füllbodens mit einer Stärke von mindesten 20 cm gleichmäßig eingebracht und verdichtet. Direkt hinter der Außenhaut wird die zweite Schicht eingebracht. Das Geogitter wird danach nach hinten umgeschlagen. Die restliche Länge wird mit Erde hinterfüllt. Nach diesem Prinzip wird die Stützmauer lagenweise von unten nach oben

aufgebaut. (Marte, 2015) Direkt hinter der Außenhaut auf einer Breite von ca. 1 m wird der Boden nur leicht verdichtet, um den darauf wirkenden Erddruck nicht unnötig zu erhöhen. Die Außenhaut der bewehrten Erde ist erforderlichenfalls auf einem Streifenfundamenten aus Beton gegründet und an die Bewehrungsglieder angeschlossen. Diese dient dazu, dass aus der Konstruktion kein Füllmaterial herausfällt und eine stabile Böschung entsteht. Für den Fall, dass korrosive Wässer in den Erdkörper eindringen, sind die Zugglieder aus Stahl zusätzlich mittels einer Kunststoffolie davor zu schützen. (Brandl, 1992)

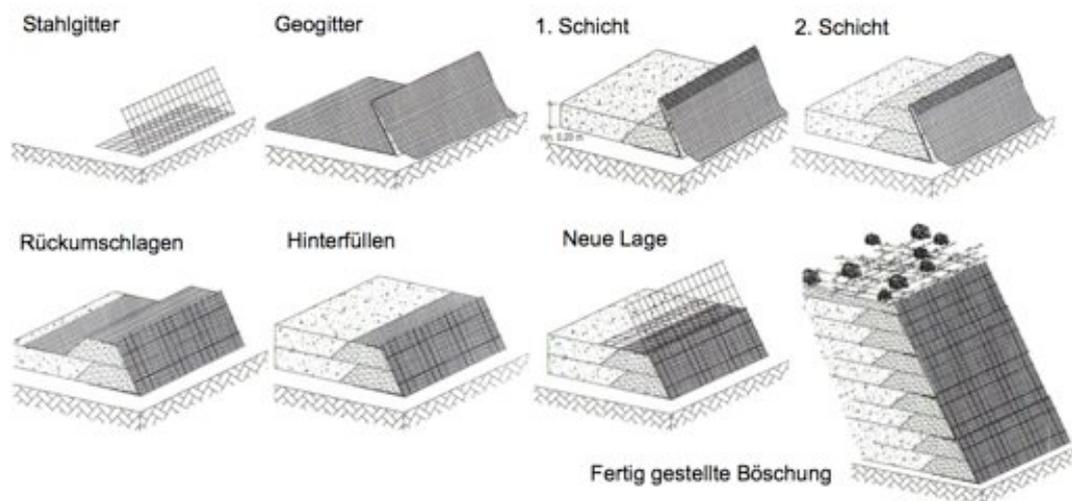


Abb. 39: Herstellungsablauf der bewehrten Erde (Marte, 2015)

#### 3.3.4.2.2 Wirkungsweise

Bezüglich der äußeren Standsicherheit gibt es beim Nachweis keine Unterschiede im Vergleich zu Gewichtsmauern. Die Überprüfung der inneren Standsicherheit umfasst aufgrund der Zugbeanspruchung das Herausziehen und den Bruch der Bänder.

Beim Nachweis der inneren Standsicherheit wird üblicherweise der Erddruck nach Coulomb berechnet. Hinter der Außenhaut bildet sich ein Keil, der aktiven Erddruck auf die Konstruktion ausübt (aktive Zone) und Schubspannungen auf die Bewehrung überträgt. Demzufolge entstehen in den Bändern Zugspannungen, welche im passiven Bereich über Reibung in den Boden abgetragen werden. In Abb. 41 ist die Verteilung der Zugbeanspruchung an den Bewehrungsbändern dargestellt. Am Übergang zwischen der aktiven und passiven Zone ist die größte Beanspruchung gegeben.

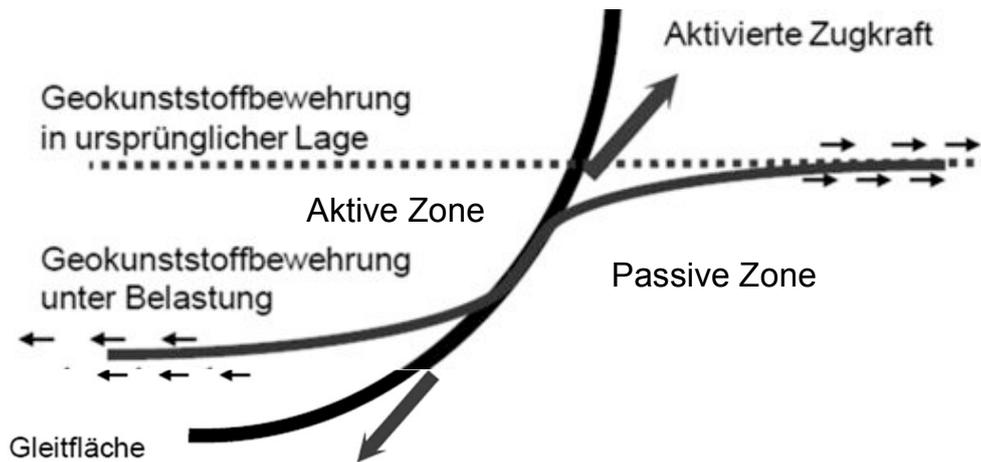


Abb. 40: Zugbeanspruchung der Bewehrungsbänder (Marte, 2015)

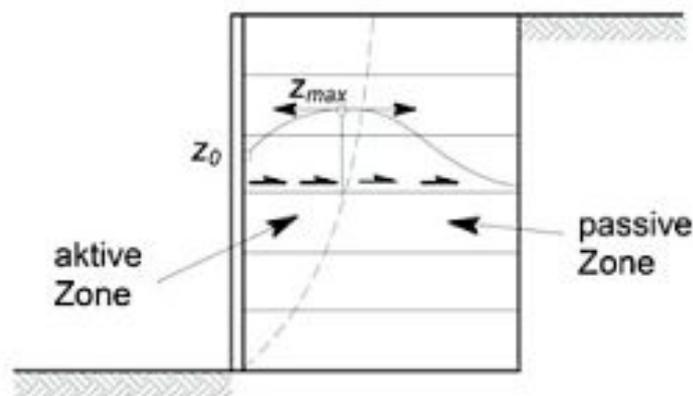


Abb. 41: Zugkraftverlauf in einem Bewehrungsband (Boley, 2015)

### 3.3.4.2.3 Anwendungen

Bewehrte Erde Konstruktionen eignen sich besonders als Stützmauern, Rampen, Brückenwiderlager, temporäre Bauten oder Steilböschungen. Anwendung finden diese Konstruktionen im Straßen- und Eisenbahnbau als Dämme oder Stützbauwerke. Zusätzlich werden sie zur Deponierung von Ausbruchsmaterial aus dem Tunnelbau verwendet. (Bewehrte Erde GmbH, 2016)



Abb. 42: Links: begrünte Steilböschung (Virens, 2016); Rechts: Deponie Longsgraben, Semmering Basistunnel (INSITU Geotechnik ZT GmbH, 2015)



Abb. 43: Straßendamm (Bewehrte Erde GmbH, 2016)



Abb. 44: Böschungssicherung (Geotechnik Team GmbH, 2016)

### 3.3.4.3 Gabionen

Gabionen (ital. „gabbia“ für Korb) - auch als Drahtschotter- oder Steinkörbe bezeichnet - sind mit Steinen gefüllte Gitterkörbe aus Draht- oder Stahlgeflecht, welche zu einem „monolithischen“ Mauerwerkskörper zusammen gefügt werden. Um das Metallnetz vor Korrosion zu schützen, ist dieses entweder feuerverzinkt oder von einer Kunststoffhülle mit einer Dicke von bis zu 3 mm überzogen. Die Steine für das Füllmaterial müssen witterungsbeständig sein und aus vorwiegend ästhetischen Gründen eine gleichmäßige Korngröße aufweisen, welche im Durchschnitt zwischen 80 und 200 mm liegt. Die quaderförmigen Körbe haben variierend nach Hersteller etwa folgende Abmessungen: (Brandl, 1992)

- Breite: ~ 1,0 m
- Höhe: ~ 0,5 m bis 1,0 m
- Länge: ~ 1,5 m bis 4,0 m

Gabionen sind als Stützbauwerke hervorragend geeignet, da sie sich unter anderem an unregelmäßige Geländeverläufe sehr gut anpassen. Im Allgemeinen zeichnen sie sich durch eine hohe Widerstandsfähigkeit gegen jegliche Art von Beanspruchung aus und weisen eine hohe Flexibilität auf, welche erhebliche Verformungen, wie beispielsweise Setzungen, zulässt. Durch die Konstruktion aus groben Steinen ergibt sich eine gute Durchlässigkeit. Die einfache und wirtschaftliche Herstellung von Gabionen, sowie die Begrünbarkeit aus ästhetischen Gründen sind weitere Vorteile.

#### 3.3.4.3.1 Herstellung

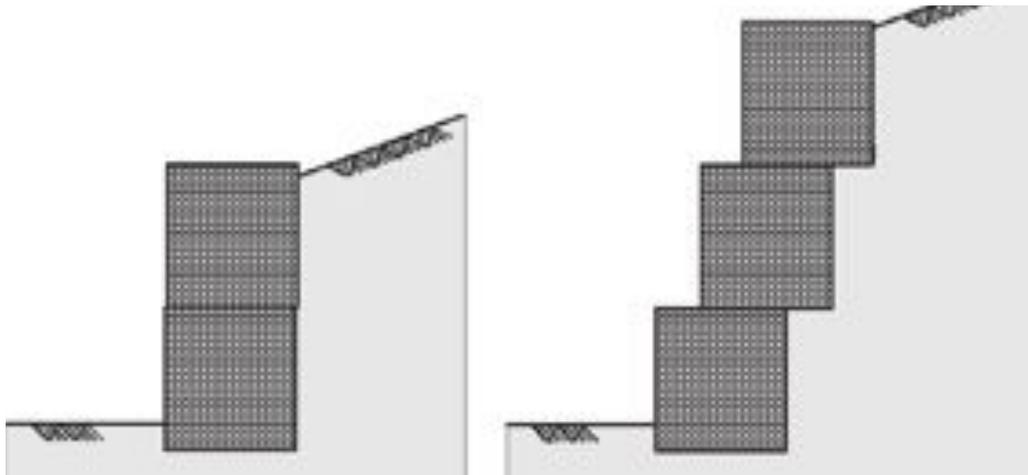


Abb. 45: Schema von Gabionen zur Hangsicherung (Wietek, 2011)

Wie in Abb. 45 ersichtlich, sind die Körbe bei geringer Höhe gerade aufgeschichtet. Ist der Geländesprung größer, erfolgt eine Abtreppung des Stützbauwerkes mit einem Versatz von ca. 10 – 15 cm. Diese Abstufung mit einer Neigung von bis zu 10° kann sowohl bergseitig, als auch luftseitig erfolgen. Als Fundierung der Konstruktion werden Streifenfundamente oder größere Gabionenkörbe auf Sand gelagert herangezogen. (Boley, 2012)

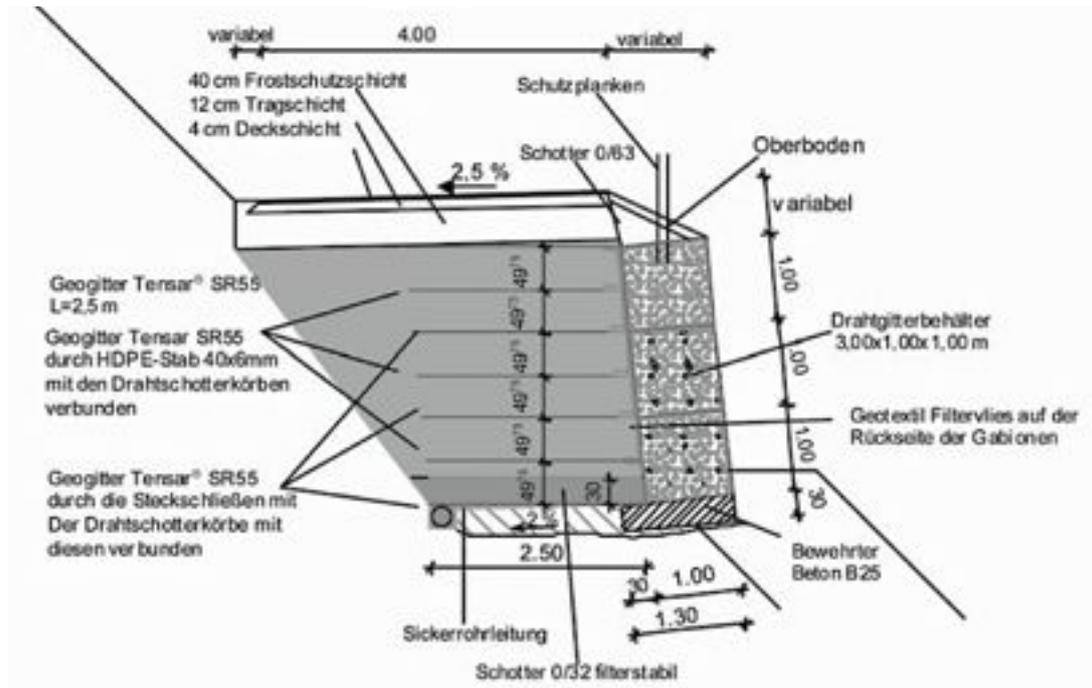


Abb. 46: Beispiel einer rückverankerten Gabionenkonstruktion (Boley, 2012)

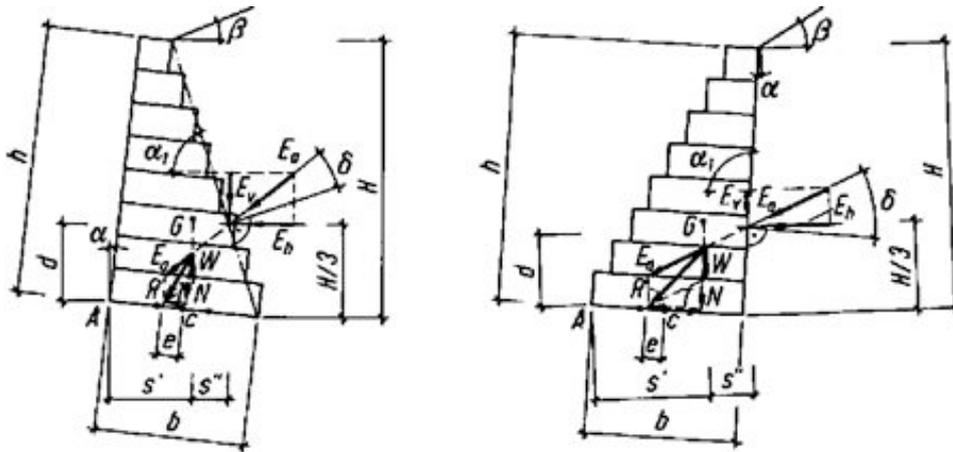
Die Herstellung von Gabionen erfolgt entweder direkt auf der Baustelle oder sie werden als fertige Elemente angeliefert, anschließend vor Ort aufeinander geschichtet und miteinander verbunden. Bei der Errichtung auf der Baustelle wird das fertig geschweißte Metallgeflecht in Matten angeliefert und an den Kanten zu Körben zusammengebunden, worauf die Verfüllung mit den Steinen folgt. Danach werden die Matten, welche als Deckel fungieren, umgelegt und an den Kanten befestigt. Um die Drainageeigenschaften der Gabionenwand zu erhalten, sind Geotextilien oder Schichten aus sandigem Kies an den Kontaktflächen zum Boden einzubauen. (Brandl, 1992)



Abb. 47: Links: Herstellung von Gabionen vor Ort; Rechts: Vorgefertigte Gabione (Krismer, 2007)

#### 3.3.4.3.2 Wirkungsweise und Bemessung

Aufgrund der Tatsache, dass Gabionenwände ähnlich wie Gewichtsmauern wirken, wird der Nachweis der äußeren Standsicherheit analog geführt. Der Zugwiderstand der Metallnetze wird vernachlässigt, was die Bemessung konservativer macht. Da die Stützkonstruktion Verformungen zulässt, kann im Allgemeinen mit dem Ansatz des aktiven Erddruckes gerechnet werden, sofern kein Hangkriechen vorherrscht. Durch die hervorragenden Drainageeigenschaften von Gabionen kann auf die Berücksichtigung von Wasserdruck verzichtet werden. Die erdseitige Abtreppung wird durch eine Gerade vereinfacht, worauf die Erddruckkraft einerseits unter einem bestimmten Wandreibungswinkel geneigt, andererseits durch die Wandneigung  $\alpha_1$  beeinflusst, auf die Mauer einwirkt. Ansonsten ist die Stützmauer grundsätzlich unter dem Winkel  $\alpha$  gegen den Geländesprung geneigt (Abb. 48). In der Skizze ist zu erkennen, dass die aus der Belastung stammende treibende Komponente  $T$  bei der erdseitig abgetreppten Gabionenwand wesentlich kleiner ist, als jene der luftseitig abgetreppten Mauer. Eine erdseitige Abstufung führt demnach zu einer Erhöhung der Standsicherheit, da das auf die Stufen wirkende Bodengewicht stabilisierend wirkt. (Brandl, 1992)



(a) erdseitige Abtreppung; (b) luftseitige Abtreppung

Abb. 48: Kräfteverteilung an einer Stützmauer aus Gabionen (Brandl, 1992)

Bei der Bemessung einer Gabionenwand sind folgende Nachweise der Standsicherheit zu führen:

- Sicherheit gegen Kippen um den Fußpunkt A (Abb. 48)
- Sicherheit gegen Gleiten in der Sohlfuge
- Sicherheit gegen Grundbruch
- Sicherheit gegen Gleiten sowie Kippen in den Fugen zwischen den Gabionen ist nur in Ausnahmefällen nachzuweisen. Beispielsweise bei einer Gleitzone im Kriechhang.
- Sicherheit gegen Bruch eines Elementes

### 3.3.4.3 Anwendungen

Neben der Funktion als Stützbauwerk zur Hang- und Böschungssicherung, werden Gabionen auch als freistehende Mauern verwendet. Besonderer Beliebtheit erfreuen sie sich dabei in der Landschaftsarchitektur als Designelement. Gabionen können beispielsweise als Grundstücksumgrenzung zur Erhöhung der Sicherheit und als Sichtschutz eingesetzt werden oder auch als Lärmschutzwand fungieren. (Krismer, 2007)



Abb. 49: Stützmauer (Krismer, 2007)



Abb. 50: freistehende Wand (Krismer, 2007)



Abb. 51: abgetrepte Stützmauer aus Gabionen (Aquasol, 2016)

## 4 Versagens- und Schadensfälle

Ist die Tragfähigkeit oder Nutzbarkeit des Stützbauwerkes durch das Erreichen bzw. Überschreiten eines Grenzzustandes nicht mehr gegeben, so wird dies als Versagens- oder Schadensfall bezeichnet. In diesem Kapitel werden einige Beispiele von aktuellen Versagens- und Schadensfällen bei Stützmauern sowie deren Ursachen kurz beschrieben.

- **Versagen einer Betonstützmauer an der A13 – Brennerautobahn**

Im März 2012 stürzte auf der A13 – Brennerautobahn bei der Mautstation Schönberg in Tirol plötzlich ein 10 x 7 m großer Abschnitt der Betonstützmauer auf die Fahrbahn und begrub einen LKW unter sich, wobei der Lenker ums Leben kam. Laut Gutachten von Experten war die Winkelstützmauer im Bereich des Sporns am Mauerfuß gebrochen. Der Verbruch trat nach einer Schneeschmelzphase in Kombination mit Niederschlägen auf. Die Ermittlung der ausschlaggebenden Ursachen ergab unter anderem, dass die zum Zeitpunkt der Bemessung vor rund 40 Jahren zu Grunde gelegten Standards für diesen Mauertyp nicht ausreichend waren. Vor allem die Annahme des aktiven Erddrucks trotz einer unverschieblichen Gründung der Mauer auf Fels war eine der Hauptursachen für das aufgetretene Versagen. (Marte, 2013)

Dieser Versagensfall war ausschlaggebend für die Untersuchung einer Vielzahl von Stützbauwerken im Straßennetz der ASFINAG und das darauffolgend initiierte Forschungsprojekt „SIBS“.



Abb. 52: Versagensbild des Wandverbruches (Die Presse, 2012)

- **Versagen einer Stützmauer aus Gabionen in Wincheringen (D)**

An einem als standsicher befundenen Hang versagte auf 20 m Länge ein Teil der vier Jahre alten vorgesetzten Stützwand aus Gabionen. 19 Monate vor dem Vorfall gab es bereits erkennbare Verformungen, welche von Experten untersucht und lediglich als optischer Mangel eingestuft wurden. Die Ursache für das Versagen waren vermutlich starke Niederschläge und dadurch angestautes Hangwasser, welches die Mauer nach vorne gedrückt hat. Weitere Untersuchungen ergaben, dass es sich möglicherweise um ein Rutschgebiet handelt. Dieser Umstand führte vermutlich zur Vorankündigung des Versagens. Versagensfälle von Gabionen sind selten, da diese eigentlich eine hohe Durchlässigkeit aufweisen und große Verformungen aufnehmen können. (Volksfreund, 2012)



Abb. 53: Versagensfall Gabionenstützwand (Volksfreund, 2012)

- **Versagen einer Steinmauer in Baltimore (USA)**

In Baltimore (USA) stürzte im April 2014 eine in den 1890er Jahren errichtete Steinmauer um und begrub die darunter befindliche Eisenbahntrasse unter sich. Laut Berichten von Anwohnern war die Mauer schon seit 15 Jahren sichtbar erodiert und in einem besorgniserregenden Zustand. Das Versagen kündigte sich schließlich Monate vorher durch Risse im Asphalt und Setzungen der daneben verlaufenden Straße an. Da unzureichende Maßnahmen zur Sicherung bzw. Sanierung der Mauer vorgenommen wurden, war der Kollaps schließlich nicht mehr abzuwenden. (Baltimore Brew, 2014)



Abb. 54: Versagensfall Stützmauer Baltimore (DC Urban Moms and Dads, 2014)

- **Versagen einer Betonstützmauer in Obertauern (Salzburg)**

Eine vier Jahre alte und rund 10 m hohe Stützmauer aus Beton konnte dem Erddruck nicht mehr standhalten und stürzte im April 2007 auf das davor befindliche Hotel in Obertauern. Dabei wurden die Wände von vier Zimmern eingedrückt und insgesamt sechs Angestellte teils schwer verletzt. Laut Zeitungsbericht ist der Grund dafür in der mangelhaften Herstellung der Mauer zu finden, da bereits vor einiger Zeit gravierende Baumängel entdeckt wurden und diesbezüglich ein Gerichtsverfahren lief. (salzburg.orf.at, 2007)



Abb. 55: Versagensfall Stützmauer Obertauern (salzburg.orf.at, 2007)

- **Versagen einer Stützmauer aus Betonformsteinen**

Nach einem heftigen Regenereignis stürzte eine rund 3 m hohe aus Betonformsteinen errichtete Stützmauer um. Die Gründe für dieses Versagen sind sehr vielfältig. Einerseits wurde keine statische Berechnung durchgeführt, andererseits war keine ausreichende Gründung vorhanden. Des Weiteren waren die Steine gerade und nicht

abgetrept gegen den Hang geschichtet. Hauptursache für den Einsturz war jedoch das Fehlen einer entsprechenden Drainage und der Einbau einer relativ undurchlässigen Hinterfüllung. Dadurch konnte ein Wasserstau entstehen, welcher die Stützmauer schließlich zum Einsturz brachte.



Abb. 56: Versagensfall Stützmauer aus Betonformsteinen (Ruhnau, 2004)

Abb. 57 zeigt links das Schema der ursprünglichen Mauer. Rechts ist die neu aufgebaute Konstruktion inklusive Drainageeinrichtung, Betonfundament und Abtreppung gegen den Hang dargestellt, welche ausreichend standsicher ist.

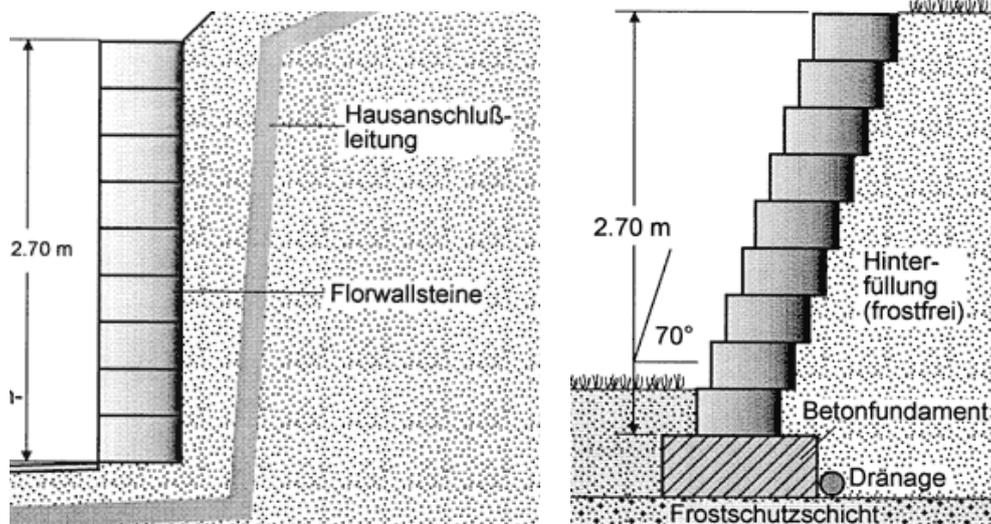


Abb. 57: Links: ursprüngliche Konstruktion; Rechts: neu aufgebaute Stützmauer (Ruhnau, 2004)

- **Schadensfall an einer Raumgitterkonstruktion**

An einer Raumgitterkonstruktion traten nach der Errichtung erhebliche Verformungen und Verschiebungen auf, welche zu Rissen in den Betonfertigteilen führten. Ursächlich für diese Schädigungen war eine nicht ausreichende Bemessung und möglicherweise fehlerhafte Herstellung mit unzureichender Verdichtung des Füllmaterials. (Ruhnau, 2004)



Abb. 58: Schadensfall Raumgitterkonstruktion (Ruhnau, 2004)

- **Schadensfall der Steinmauer an der L 416 im Raum St. Jakob im Walde (Steiermark)**

An den Stützmauern nahe der Reiherbachbrücke waren deutliche Schäden durch das Herausbrechen einzelner Steine zu erkennen. Eine erforderliche Sanierung der durch den Alterungsprozess gezeichneten Mauer wurde vorgenommen, um die Standsicherheit weiterhin gewährleisten zu können.



Abb. 59: Schadensfall Steinmauer (Land Steiermark, 2012)

- **Schadensfall der Stützmauer an der B 20 im Raum Plachhaus (Steiermark)**

Auf rund 275 m Länge wies die Steinmauer an der B 20 schwere Schäden auf, welche auf Unterspülungen durch den angrenzenden Bach zurückzuführen waren. Da die Straße in diesem Bereich bereits abgesichert werden musste, war eine rasche Sanierung dringend erforderlich. Hierfür wurde der angrenzende Aschbach auf 200 m Länge verlegt, die schadhafte Stützmauer abgetragen und der Straßenabschnitt neu errichtet. (Land Steiermark, 2016)



Abb. 60: Schadensfall Steinmauer (Land Steiermark, 2016)

- **Schadensfall Geländebruch inkl. Betonstützmauer**

Aufgrund von Niederschlägen nach einer längeren Trockenperiode rutschte ein Teil der 5 m hohen Betonmauer ungefähr 8 bis 10 m hangabwärts. Bei der Errichtung 10 Jahre zuvor befand sich im Bereich der Gründung kiesiges Material. Weitere Untersuchungen des Baugrunds wurden nicht durchgeführt. Spätere Analysen des Untergrunds ergaben, dass sich das Bauwerk in einem Rutschgebiet befindet. Unter der oberen Sand-Kies Schicht befindet sich undurchlässiger Schluff und Ton. Durch die Regenereignisse wurde diese Schicht aufgeweicht, wodurch die Scherfestigkeit vermindert wurde, was schlussendlich die Rutschungen verursachte. (Ruhnau, 2004)



Abb. 61: Schadensfall Geländebruch (Ruhnau, 2004)

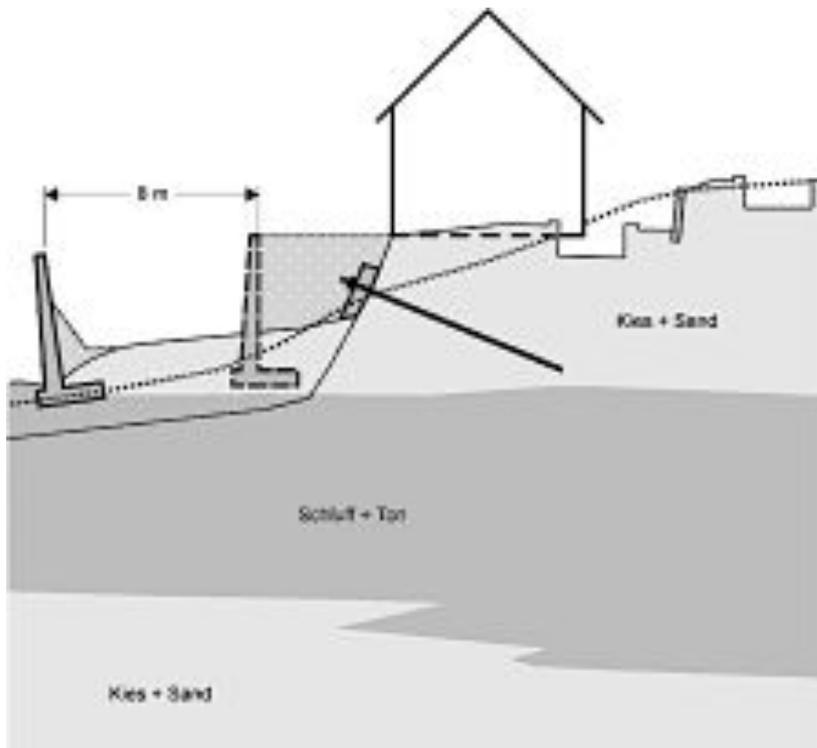


Abb. 62: Bodenschichten (Ruhnau, 2004)

Ortsangaben, welche bei den der hier beschriebenen Schadensfällen fehlen, wurden in den für die Literaturrecherche herangezogenen Unterlagen nicht angeführt.

## 5 Versagensmechanismen

Das Versagen von Teilen oder der gesamten Stützkonstruktion kann auf verschiedene Arten eintreten und findet immer in Bauwerksbereichen statt, an welchen das Bauwerk den geringsten Widerstand gegen die Beanspruchung aufweist. Beim Entwurf und der Bemessung von Stützbauwerken werden unterschiedliche Versagensszenarien angenommen, um die möglichen Schwachstellen zu identifizieren und um das Bauwerk optimal auf die vorliegenden Einwirkungen dimensionieren zu können. Da in der Geotechnik der Boden ebenfalls als Baustoff betrachtet wird, wird bei Stützbauwerken grundsätzlich zwischen zwei Formen der Standsicherheit unterschieden:

- **Innere Standsicherheit**

Die innere Standsicherheit bezieht sich auf die Stabilität des Stützbauwerkes in sich und dessen konstruktiven Bauteile. Die Bauteile und deren Verbund müssen den Einwirkungen standhalten können.

- **Äußere Standsicherheit**

Die äußere Standsicherheit bezieht sich auf die Stabilität des Bauwerks als Ganzes und dessen umgebenden Baugrund. Die einwirkenden Lasten müssen in den Untergrund abgeleitet werden können.

Die Berechnung der individuellen Versagensmechanismen und der Nachweis der äußeren Standsicherheit von Gewichtsmauern sind im *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik* (ÖNORM EN 1997-1) detailliert dargestellt. Für die Bemessungswerte werden die Teilsicherheitsbeiwerte der möglichen Grenzzustände (Erläuterung dieser siehe Kapitel 5.1 „Grenzzustände“) herangezogen, welche den Tabellen des jeweiligen Abschnittes der *ÖNORM B 1997-1 Teil 1: Allgemeine Regeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen* zu entnehmen sind.

Die innere Standsicherheit ist abhängig vom verwendeten Baustoff und in den dafür spezifischen Eurocodes geregelt. Für (Stahl-) Beton ist dies beispielsweise der Eurocode 2. Aus Gründen der besseren Verständlichkeit sind in diesem Kapitel ausgewählte Passagen aus den normativen Unterlagen zitiert.

## 5.1 Grenzzustände

Bei der statischen Berechnung einer Stützmauer muss die Stabilität mindestens in den für das Stützsystem relevanten Versagensmechanismen nachgewiesen werden. Diese werden in der Normung als Grenzzustände bezeichnet und müssen den statischen Nachweis erfüllen, um die Sicherheit des Bauwerkes zu gewährleisten. Im Allgemeinen wird als Grenzzustand jener Zustand bezeichnet, bei dessen Überschreitung die an die Stützkonstruktion gestellten Anforderungen nicht mehr erfüllt werden. Grundsätzlich ist der Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) zu erbringen. (Katzenbach, 2011)

Die in den normativen Unterlagen behandelten Grenzzustände beziehen sich jeweils auf einige häufig auftretende Möglichkeiten von Versagensmechanismen bei Stützbauwerken. Letztendlich sollten die Nachweise der Grenzzustände jedoch auf das individuelle Bauwerk angepasst werden. Für den Fall, dass andere Versagensmechanismen, als jene Beispiele im Eurocode zu erwarten sind, ist gegebenenfalls über die Mindestanforderungen hinauszugehen. Diese Szenarien sind darzustellen und mittels zusätzlichen Nachweisen zu untersuchen, ob eine ausreichende Standsicherheit vorliegt. (Boley, 2015)

### 5.1.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (Ultimate Limit State)

Wird der Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) rechnerisch überschritten, so würde das Stützbauwerk theoretisch einstürzen oder es kommt zu anderen Formen des Versagens, bei welchem die Stützwirkung nicht mehr gegeben ist. Durch die Nachweise in diesem Bereich sollen Sachschäden und die Gefährdung von Menschenleben verhindert werden. (Boley, 2012)

Im Eurocode 7 sind im Bereich der Geotechnik und des konstruktiven Ingenieurbaus fünf grundsätzliche Grenzzustände der Tragfähigkeit definiert. Beim Nachweis dieser werden unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte und teilweise auch verschiedene Nachweisverfahren angewendet. Die Grenzzustände sind folgendermaßen definiert:

- **EQU (equilibrium) – z.B. Kippen**

*„Verlust der Lagesicherheit des als starrer Körper angesehenen Bauwerks oder des Baugrunds, wobei die Festigkeiten der Baustoffe und des Baugrunds für den Widerstand nicht entscheidend sind“ (ÖNORM EN 1997-1, Kapitel 2, Abschnitt 2.4.7.1(1)P, 2014)*

- **STR (structural) – z.B. Bruch des Bauwerkes**  
*„inneres Versagen oder sehr große Verformung des Bauwerks oder seiner Bauteile, einschließlich der Fundamente, Pfähle, Kellerwände usw., wobei die Festigkeit der Baustoffe für den Widerstand entscheidend ist“ (ÖNORM EN 1997-1, Kapitel 2, Abschnitt 2.4.7.1(1)P, 2014)*
- **GEO (geotechnical) – z.B. Grundbruch**  
*„Versagen oder sehr große Verformung des Baugrunds, wobei die Festigkeit der Locker- und Festgesteine für den Widerstand entscheidend ist“ (ÖNORM EN 1997-1, Kapitel 2, Abschnitt 2.4.7.1(1)P, 2014)*
- **UPL (uplift) – z.B. Aufschwimmen**  
*„Verlust der Lagesicherheit des Bauwerks oder Baugrunds infolge Aufschwimmens (Auftrieb) oder anderer vertikaler Einwirkungen“ (ÖNORM EN 1997-1, Kapitel 2, Abschnitt 2.4.7.1(1)P, 2014)*
- **HYD (hydraulic) – z.B. hydraulischer Grundbruch**  
*„hydraulischer Grundbruch, innere Erosion und Piping im Boden, verursacht durch Strömungsgradienten“ (ÖNORM EN 1997-1, Kapitel 2, Abschnitt 2.4.7.1(1)P, 2014)*

### 5.1.2 Äußere Standsicherheit – ULS

Für den Nachweis der äußeren Standsicherheit sind nachfolgend jene Grenzzustände der Tragfähigkeit beschrieben, welche laut Eurocode 7 für Gewichtsmauern mindestens zu untersuchen sind:

- Gesamtstandsicherheit – Geländebruch
- Fundamentversagen
  - Grundbruch
  - Gleiten
  - Kippen

#### 5.1.2.1 Gesamtstandsicherheit - Geländebruch

Der Nachweis der Gesamtstandsicherheit von Böschungen, Hängen und Geländesprüngen fällt unter den in Kapitel 5.1.1 beschriebenen Grenzzustand „GEO“. Hier wird der das Stützbauwerk umgebende Baugrund betrachtet und auf dessen Stabilität hin untersucht. Findet ein Abrutschen des Erdkörpers einschließlich des Stützbauwerkes statt, so handelt es sich um einen Geländebruch. (Katzenbach, 2011)

Für Gewichtsmauern sind gemäß Eurocode 7 zumindest die in Abb. 64 dargestellten Versagensmechanismen eines Geländebruchs nachzuweisen.

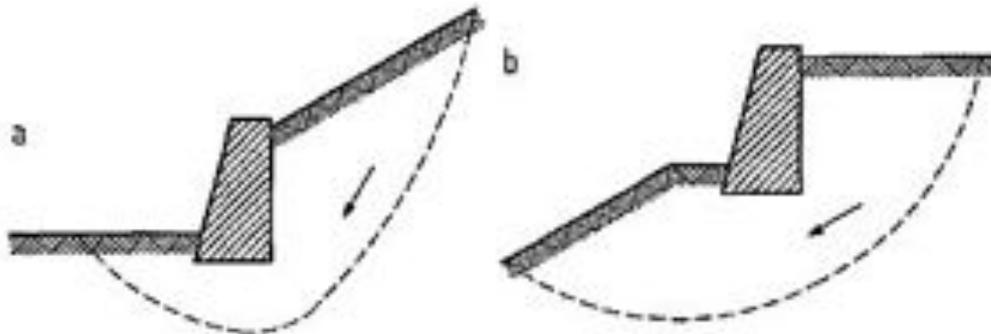


Abb. 63: Versagensmechanismen - Geländebruch (ÖNORM EN 1997-1)

Ein Versagen wird grundsätzlich durch das Überschreiten des Scherwiderstandes des Bodens hervorgerufen. Es bildet sich ein Gleitkörper aus, welcher entlang einer Gleitlinie bzw. Grenzfläche entweder als beinahe starrer Körper inklusive Stützbauwerk vollständig abrutscht oder sich derartig verformt, sodass die Stützwirkung der Konstruktion nicht mehr gegeben ist.

Die in den normativen Unterlagen dargestellten Varianten von Gleitlinien sind lediglich Beispiele. Für das individuell geplante Stützbauwerk sind beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit mehrere mögliche Versagensfiguren zu untersuchen, um den maßgebenden Bruchmechanismus zu ermitteln. Die Form der Gleitflächen kann hierbei von gerade bis kreisförmig gekrümmt variieren sowie aus zusammengesetzten Versagensmechanismen bestehen. (Katzenbach, 2011)

Nach Eurocode 7 ist des Weiteren *„der Nachweis der Gesamtstandsicherheit bei Gewichtsstützwänden insbesondere dann zu erbringen, wenn besondere Gegebenheiten das Auftreten eines Geländebruchs fördern, z.B. wenn*

- *die Rückseite der Wand stark zum Erdreich hin geneigt ist;*
- *das Gelände hinter der Wand ansteigt;*
- *das Gelände vor der Wand abfällt;*
- *unterhalb des Wandfußes ein Boden mit geringer Tragfähigkeit ansteht;*

*im Bereich des steilen Bereichs der möglichen Gleitflächen besonders große Lasten wirken.“* (ÖNORM EN 1997-1, Kapitel 9, Abschnitt 9.7.2 A(3), 2014)

Zur Ermittlung der Gesamtstandsicherheit einer Böschung hinsichtlich Geländebruch können einerseits analytische – wie beispielsweise Lamellenverfahren nach Janbu oder Bishop – , andererseits numerische Verfahren – wie die  $\phi/c$  – Reduktion – herangezogen werden.

Das Lamellenverfahren nach Bishop ist eine analytische Form zur Bestimmung der Standsicherheit einer Böschung, wobei angenommen wird, dass sich der Gleitkörper entlang einer kreisförmigen Gleitlinie ausbildet. Hierbei wird der Gleitkörper in Lamellen unterteilt und deren Abmessungen entsprechend der vorhandenen Bodenschichten sowie Geometrie des Geländes passend gewählt. Für den Nachweis der Standsicherheit wird an den einzelnen Lamellen ein Kräftegleichgewicht der Einwirkungen und Widerstände aufgestellt sowie das Momentengleichgewicht am gesamten Gleitkörper betrachtet. Durch eine Variation der Gleitkreismittelpunkte wird der ungünstigste Gleitkreis, bei welchem der Gleitkörper die geringste Sicherheit gegen Versagen aufweist, ermittelt. (Katzenbach, 2011)

Beim analytischen Verfahren nach Janbu ist im Vergleich zum Lamellenverfahren nach Bishop der Gleitkreis als nicht kreisförmig anzusehen. Die Sicherheit am Gleitkörper ist im Unterschied dazu nicht als Gegenüberstellung der globalen Momente definiert,

sondern das Verhältnis zwischen den treibenden und rückhaltenden Kräfte in der Gleitfuge. Die Kinematik ist somit als eine Translation des Gleitkörpers definiert und keine Starrkörperrotation wie bei Bishop. (Egger, 2012)

Bei der numerischen Kalkulation der Gesamtstandsicherheit mittels der Finiten-Elemente-Methode werden beispielsweise die Scherparameter des Bodens – der Reibungswinkel  $\varphi'$  und die Kohäsion  $c'$  – so lange reduziert, bis der Grenzzustand erreicht ist. Diese Methode wird als  $\varphi/c$  – Reduktion bezeichnet und beruht auf einem einfachen elastoplastischen Modell nach Mohr-Coulomb. Die  $\varphi/c$  – Reduktion wird im besonderen dann eingesetzt, wenn die Versagensmechanismen komplex sind, und mit analytischen Methoden eine Lösung bzw. Modellierung nicht möglich ist. (Wolffersdorff, 2016)

Ein wesentlicher Nachteil von Lamellenverfahren im Vergleich zur Finiten-Elemente-Methode ist jener, dass die Gleitlinie bzw. die Grenzfläche vorgegeben wird. Dies kann einerseits zu Abweichungen zwischen den Ergebnissen der verschiedenen Methoden führen und birgt andererseits eine gewisse Unschärfe der Berechnungsergebnisse.

#### **5.1.2.2 Fundamentversagen**

Gewichtsmauern sind in der Regel auf einem Fundament gegründet, welches in Relation zur gesamten Bauwerkshöhe nicht tief unter die Geländeoberfläche reicht, und tragen die Belastungen über Spannungen in der Sohlfuge (Sohlspannungen) in den Untergrund ab. Aus diesem Grund ist die Standsicherheit des Fundamentes nach Eurocode 7 als Flächengründung, im engeren Sinn Flachgründung, nachzuweisen. Für den Grenzzustand der äußeren Tragfähigkeit sind für Flachgründungen folgende Einzelnachweise zu führen, welche nachfolgend kurz beschrieben sind: (Katzenbach, 2011)

- Grundbruch
- Gleiten
- Kippen

##### **5.1.2.2.1 Grundbruch**

Die Standsicherheit gegen Grundbruch wird analog zum Geländebruch im Grenzzustand „GEO“ nachgewiesen, da die Versagensmechanismen sehr ähnlich sind, und die Bodenbeschaffenheit eine wesentliche Rolle spielt. Im Unterschied zur Gesamtstandsicherheit befinden sich jedoch die Gleitlinien des Erdkörpers unmittelbar an oder unter dem Fundament des Stützbauwerkes.

Grundbruch kann aus einer übermäßigen Belastung der Stützmauer resultieren, wodurch der Scherwiderstand des Bodens direkt an oder unter der Gründungssohle überschritten wird. Ursächlich für dieses Versagen können aber auch beispielsweise eine herabgesetzte Scherfestigkeit durch Porenwasserüberdrücke oder die Entfernung einer seitlichen Stützung sein.

Beim Versagen bildet sich ähnlich dem Geländebruch ein zusammengesetzter Gleitkörper aus. Der Boden unter dem Fundament wird weggeschoben, jener daneben nach oben gedrückt. Die Stützmauer sinkt ein und verursacht eine Hebung des Geländes. Die Form des entstehenden Gleitkörpers und der Verlauf der Gleitlinie sind bestimmt durch die Breite und Neigung der Fundamentsohle und dem Reibungswinkel des Bodens.

In Abb. 64 sind die im Eurocode 7 angeführten Versagensmechanismen für Grundbruch bei Gewichtsmauern dargestellt, welche beim Nachweis der Standsicherheit mindestens zu untersuchen sind.

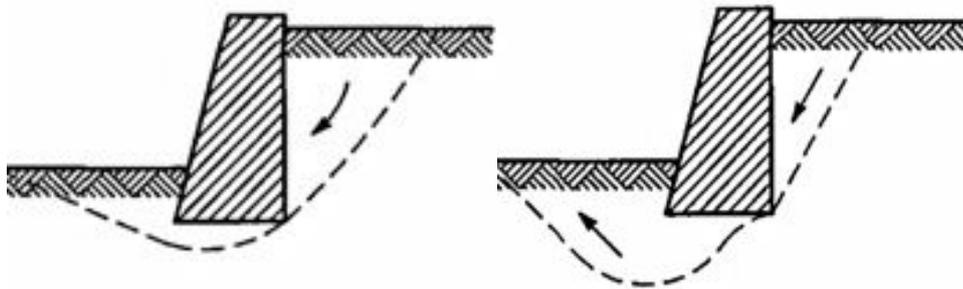


Abb. 64: Versagensmechanismen - Grundbruch (ÖNORM EN 1997-1)

Der Grundbruchnachweis für Flächengründungen ist laut Eurocode 7 – Kapitel 6 auch bei Stützkonstruktionen durchzuführen, welche wie Gewichtsmauern wirken:

*„Die Nachweise nach (1)P<sup>1</sup> sind auch für Raumgitterkonstruktionen und andere aus Einzelteilen zusammengesetzte Stützkörper, z.B. Gabionen (Draht-Schotter-Körbe) zu erbringen. Hierbei ist die untere Breite des Stützkörpers wie die Sohlbreite einer massiven Gewichtsstützwand anzusetzen.“*

<sup>1</sup> Die in Eurocode 7 - Kapitel 6 angeführten Grundsätze müssen in geeigneter Weise angewendet werden, um Fundamentversagen ausreichend ausschließen zu können und dass sich erwartete Verformungen in einem hinnehmbaren Rahmen befinden. Grundbruch und Gleiten sind nachzuweisen.

#### 5.1.2.2.2 Gleiten

Der Versagensmechanismus „Gleiten“ zählt in den normativen Unterlagen in gleichem Maße zum Fundamentversagen bei Gewichtsstützwänden, wie das in Abschnitt 5.1.2.2.1 beschriebene Versagen in Form eines Grundbruches. Dies beruht auf einem sehr ähnlichen Versagensmechanismus mit dem Unterschied, dass beim Gleiten vorwiegend eine translatorische Bewegung des Stützkörpers erfolgt. Bedingt durch eine übermäßige horizontale Belastung auf die Stützmauer oder ein zu geringer Widerstand in horizontale Richtung wird ein Gleitversagen ausgelöst. Dabei werden die rückhaltenden Scherkräfte in der Sohlfuge zwischen Mauer und Boden sowie der passive Erdwiderstand an der Stirnseite des Mauerfußes überwunden. Das gesamte Stützbauwerk wird einschließlich des davor befindlichen Bodens nach vorne verschoben. Der anstehende Boden dahinter bildet einen Erdkeil aus, welcher entlang einer Gleitfläche nach unten rutscht. (Zentrum Geotechnik, 2016)



Abb. 65: Versagensmechanismus - Gleiten (ÖNORM EN 1997-1)

Der Nachweis gegen Standsicherheitsverlust durch Gleiten in der Sohlfuge ist nach Eurocode 7 – Kapitel 6.5.3 dann zu führen, wenn die Resultierende aus Belastung und Widerstand nicht normal zur Sohlfläche steht - also eine horizontale Komponente des Kraftvektors vorhanden ist. (Suda, Hofmann, 2009)

#### 5.1.2.2.3 Kippen

Im Eurocode 7 wird der Grenzzustand „Kippen“ als Verlust der Lagesicherheit EQU bezeichnet. Der Gleichgewichtsverlust durch Kippen wird durch eine stark exzentrische Belastung des Fundaments verursacht. Während beim Nachweis gegen Gleiten die Gleichgewichtsbedingung der horizontalen Kräfte eingehalten werden muss, ist für den Nachweis gegen Kippen das Gleichgewicht des auf das Stützbauwerk einwirkende Momentes sicherzustellen. (Boley, 2012)

Unter der Annahme, dass sich der Boden starr verhält, wie es beispielsweise bei Fels der Fall ist, wird eine fiktive Kippachse, um welche sich das Fundament im Falle eines

Versagens dreht, an der Stirnseite des Fundaments angesetzt (Abb. 66 Rechts). Beim rechnerischen Nachweis gegen Gleichgewichtsverlust durch Kippen werden die Bemessungswerte der destabilisierenden und stabilisierenden Momente um die Kippkante gegenübergestellt. (Boley, 2012) (Boley, 2015)

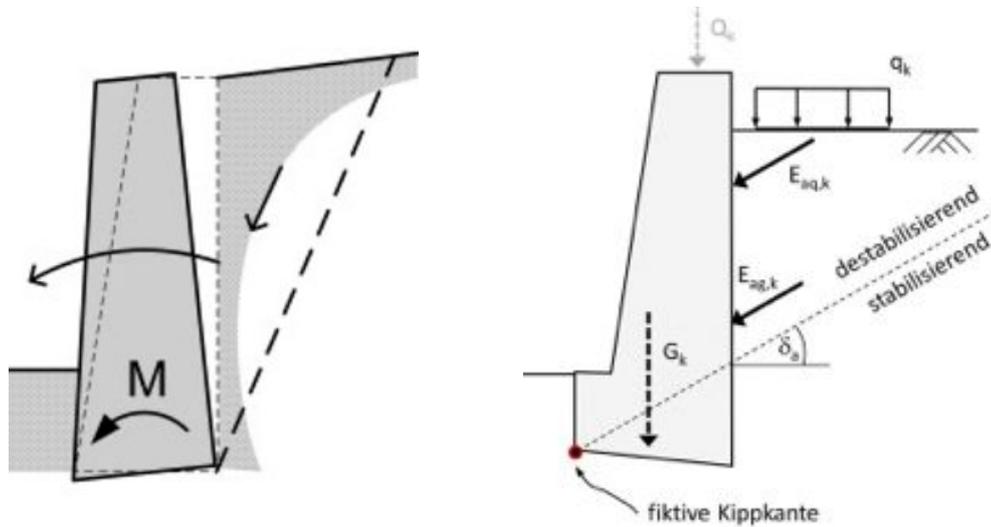


Abb. 66: Links: Versagensmechanismus - Kippen (Suda, Hofmann, 2009); Rechts: Kippkante (Boley, 2015)

Bei bindigen und nichtbindigen Böden ist es üblicherweise nicht möglich die Kippkante genau zu lokalisieren, da der Untergrund im Versagensfall nachgiebig wirkt und die Kante sich somit zur Fundamentmitte hin verschiebt. Demzufolge wird für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (ULS) gegen Kippen die zuvor beschriebene idealisierte Annahme eines unnachgiebigen Baugrundes angewandt. Diese ist jedoch für die Gewährleistung der Standsicherheit nicht ausreichend. Daher wird im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) zusätzlich der Nachweis der klaffenden Fuge für Flächengründungen geführt, welcher im Abschnitt 5.1.5.1 beschrieben ist.

### 5.1.3 Innere Standsicherheit – ULS

Beim Nachweis der inneren Standsicherheit werden jene Mechanismen untersucht, welche ein Versagen des Stützbaues selbst oder dessen Teile hervorrufen. In Abb. 67 sind die im Eurocode 7 angeführten möglichen inneren Versagensmechanismen von Gewichtsstützmauern dargestellt: (a) Bruch der Mauer durch Schubbeanspruchung; (b) Bruch aufgrund einer Biegebeanspruchung.

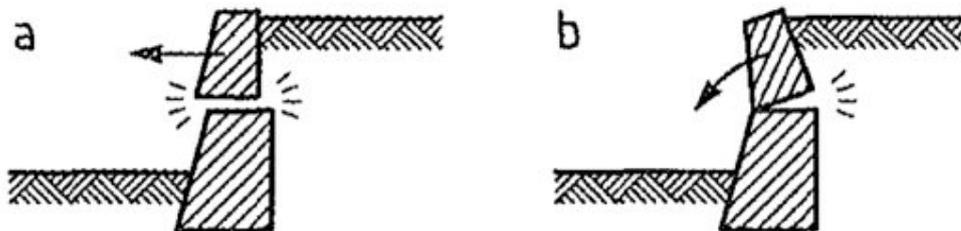


Abb. 67: Innere Versagensmechanismen von Gewichtsmauern (ÖNORM EN 1997-1, 2014)

Abhängig vom Baumaterial und der Ausführung variiert der Nachweis der inneren Standsicherheit zwischen Gewichtsmauern sehr stark. Wie in Abschnitt 3.3 „*Konstruktionsarten von Gewichtsmauern*“ beschrieben, wird diese Art der Stützbaue in unterschiedlichen Konstruktionsvarianten errichtet. Aus diesem Grund ist zur Berechnung neben dem Eurocode 7 die Regelung der baustoffspezifischen Normenwerke heranzuziehen:

- EN 1992 – Eurocode 2 – Betonbau
- EN 1993 – Eurocode 3 – Stahlbau
- EN 1995 – Eurocode 5 – Holzbau
- EN 1996 – Eurocode 6 – Mauerwerksbau

Für die Berechnung der inneren Standsicherheit sind zunächst die Schnittkräfte des Bauwerkes zu ermitteln, welche aus der einwirkenden Belastung und der gewählten Konstruktionsart resultieren.

#### 5.1.3.1 Betonmauern

Auf Basis der vorhandenen Schnittkräfte erfolgt bei Betonmauern grundsätzlich die Bemessung auf Querkraft und Biegung. Der gewählte Bewehrungsgrad richtet sich dabei nach der Höhe der Beanspruchung und der konstruktiven Ausbildung. Bei bewehrten Bauteilen ist zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit besonders die

Mindestbetondeckung und die Mindestbewehrung einzuhalten sowie auf die Wahl einer entsprechenden Betongüteklasse zu achten. (Suda, Hofmann, 2009)

### 5.1.3.2 Steinmauern

Zur Gewährleistung der inneren Standsicherheit von Steinmauern ist im Besonderen auf den festen, kraftschlüssigen Verbund der Steine untereinander zu achten, welcher einerseits durch Mörtelfugen erreicht wird. Bei Trockenmauern wird dieser andererseits durch eine sorgfältige Errichtung gewährleistet, sodass möglichst enge, versetzt angeordnete Fugen entstehen. (Marte, 2015) Im Unterschied zu Betonmauern besteht bei Steinmauern zusätzlich die Möglichkeit eines Knickversagens nach außen zufolge einer übermäßigen Ausbauchung. (Jäger, 2015)

### 5.1.3.3 Gabionen

Die innere Standsicherheit von Gabionen ist hinsichtlich folgender Versagensmechanismen (siehe Abb. 68) zu untersuchen:

- Gleiten in der Lagerfuge zwischen den Elementen
- Kippen in der Lagerfuge zwischen den Elementen
- Versagen eines Elements

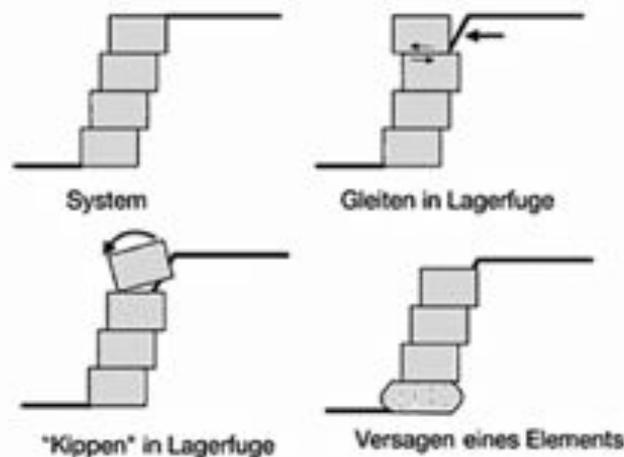


Abb. 68: Innere Versagensmechanismen von Gabionen (Müller-Kirchenbauer, 2016)

Um der Belastung standhalten zu können, bedarf es einer sorgfältigen Auswahl der Baustoffe hinsichtlich geeigneter Materialeigenschaften und ordentlichen Errichtung der Stahlkörbe sowie die kraftschlüssige Verbindung dieser untereinander. Dadurch sollen die oben angeführten inneren Versagensmechanismen weitgehend auszuschließen sein.

#### 5.1.3.4 Bewehrte Erde

Der Nachweis der inneren Standsicherheit von Bewehrte Erde Konstruktionen umfasst folgende Punkte (siehe Abb. 69):

- Bruch der Bänder
- Versagen des Anschlusses an die Außenhaut
- Herausziehen der Bänder
- Bruch der Außenhaut bzw. Gleiten in der Lagerfuge



Abb. 69: Innere Versagensmechanismen von Bewehrter Erde (Müller-Kirchenbauer, 2016)

Um die Sicherheit gegen diese genannten Versagensmechanismen zu gewährleisten, sind einerseits die Bewehrungsbänder lang genug hinter den sich ausbildenden Erdkörper einzulegen (statische Wirkungsweise siehe Abschnitt 3.3.4.2 „Bewehrte Erde“). Andererseits ist auf eine genügend hohe Materialfestigkeit sowie eine sorgfältige Ausbildung der Anschlüsse zu achten.

#### 5.1.4 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Serviceability Limit State)

Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) bezieht sich zum einen auf die Gewährleistung der Funktion des Bauwerks unter festgelegten Gebrauchsbedingungen. Zum anderen wird das Aussehen der Stützkonstruktion in Bezug auf große Durchbiegungen oder ungewollte Risse untersucht, wobei hier auch der eingesetzte Baustoff hinsichtlich Verformungsverhalten und Dauerhaftigkeit zu überprüfen ist. Das Einhalten des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit garantiert die Nutzbarkeit über die gesamte Lebensdauer des Bauwerks sowie das Wohlbefinden und die Sicherheit des Nutzers.

Für jedes Bauwerk werden die Bedingungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit individuell festgelegt. Dabei sind die Kriterien so realitätsnah wie möglich zu bestimmen, um die wirtschaftliche Gestaltung des Stützsystems gewährleisten zu können. (Boley, 2015)

Neben der grundsätzlich freien Definition der Grenzbedingungen für die Nutzbarkeit des Bauwerkes ist laut Eurocode 7 - Kapitel A 9.8.1.1 - Absatz A(1a) zusätzlich folgendes zu berücksichtigen:

*„Sofern im Einzelfall benachbarte Gebäude, Leitungen, andere bauliche Anlagen oder Verkehrsflächen gefährdet sein können, z.B.*

- *durch Setzungen bzw. Verkantung einer Gewichtsstützwand,*
- *durch große Verschiebungen bei geringer Steifigkeit des stützenden Bodens vor einem wandartigen Stützbauwerk oder*
- *durch Verschiebung und Verkantung eines durch Anker oder Zugpfähle zusammengehaltenen Bodenblocks*

*und zumindest dann, wenn mit einem höheren als dem aktiven Erddruck gerechnet wird, sind gesonderte Gebrauchstauglichkeitsnachweise zu führen.“*

Des Weiteren sind im Eurocode 7 – Anhang H Empfehlungen von Grenzwerten für Bauwerksverformungen und Fundamentbewegungen angeführt. Diese sind jedoch keine normativen Vorgaben, sondern als Empfehlung für die Bemessung anzusehen.

### 5.1.5 Äußere Standsicherheit – SLS

Für den Nachweis der äußeren Standsicherheit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind dem Eurocode 7 – Kapitel 6.6 (für Flächengründungen) sowie Kapitel 9.8 (für Stützbauwerke) die Richtlinien der zu untersuchenden Grenzzustände zu entnehmen. Darunter fallen Verschiebungen, Setzung, Hebung, Schwingungsberechnung bei dynamischen Einwirkungen und Fundamentverdrehung. Als Vervollständigung des Nachweises gegen Kippversagen im ULS wird nachstehend der Versagensmechanismus der Fundamentverdrehung ausführlicher erläutert.

#### 5.1.5.1 Begrenzung einer klaffenden Fuge (Fundamentverdrehung)

Der Nachweis gegen Fundamentverdrehung wird in Ergänzung zum Kippnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) geführt. Hierbei ist eine klaffende Fuge an der Fundamentsohle zu verhindern, indem bei der als ständig angenommenen Belastungssituation die Resultierende im Bereich der 1. Kernweite liegt. Das bedeutet, dass der Kraftvektor nahe am Schwerpunkt angreifen muss und die Ausmitte möglichst klein zu halten ist. Kommt eine zusätzliche Einwirkung, wie beispielsweise Wasserdruck, hinzu, so kann die Verlagerung der Resultierenden temporär in die 2. Kernweite zugelassen werden (Abb. 70). (Schmidt et. al., 2014)

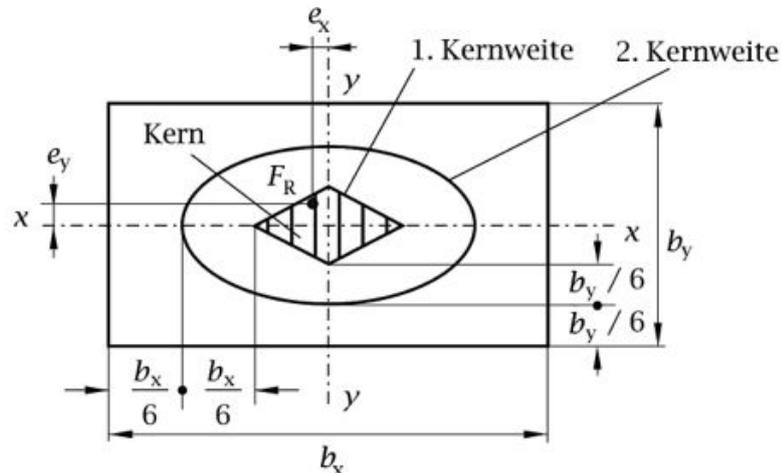


Abb. 70: Kernweiten bei einem rechteckigen Grundriss (Schmidt et. al., 2014)

Am Vergleich der Sohlspannungsverteilung (siehe Abb. 71) ist ersichtlich, wie sich die Ausmitte der Resultierenden auf die Standsicherheit der Stützmauer auswirkt. Greift der Kraftvektor außerhalb der Fundamentfläche an, so führt dies unmittelbar zum Kippen des Bauwerks, da im idealisierten Fall eines starren Bauwerkes auf starrem Untergrund keine Sohlspannung mehr vorhanden ist. (Abb. 71 Links). Befindet sich die

Resultierende innerhalb der 2. Kernweite, entsteht eine klaffende Fuge an der Sohlfläche – die Sohlspannung im Boden ist in diesem Bereich gleich Null, da die Belastung nicht mehr über die gesamte Fläche der Fundamentsohle in den Boden eingeleitet wird. (Abb. 71 Mitte). Die klaffende Fuge darf aus Gründen der Gefahr von Kippversagen jedoch nur maximal bis zum Schwerpunkt eintreten. Im Belastungsfall innerhalb der 1. Kernweite ist die Ableitung der Last in den Boden über die gesamte Sohlfläche garantiert. (Abb. 71 Rechts)

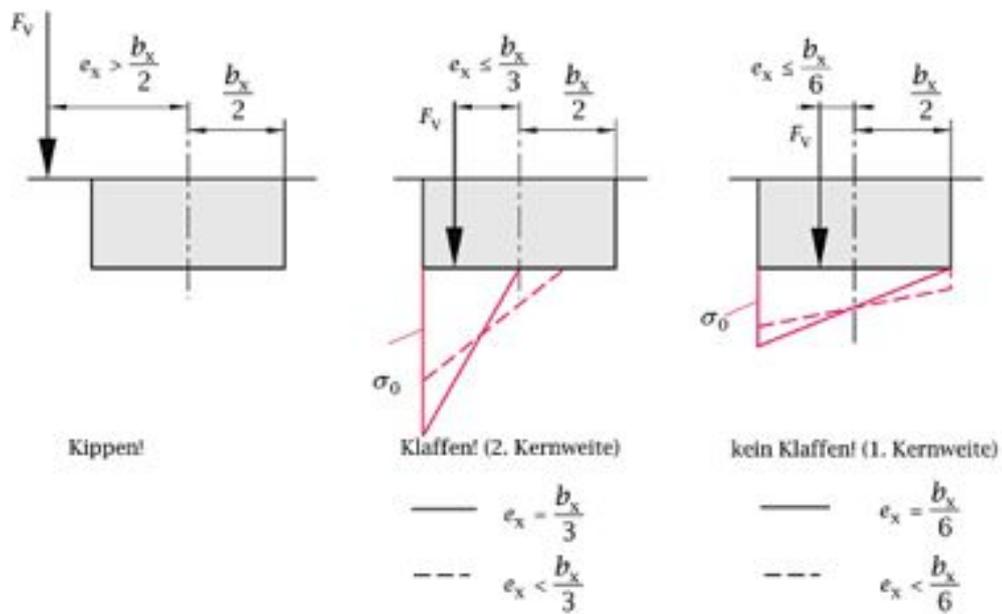


Abb. 71: Sohlspannungsverteilung bei unterschiedlicher Lage der Resultierenden (Schmidt et. al., 2014)

### 5.1.6 Innere Standsicherheit – SLS

Für den Nachweis der inneren Standsicherheit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist analog zum Grenzzustand der Tragfähigkeit individuell auf die ausgeführte Konstruktion sowie das verwendete Material einzugehen und für den konstruktiven Nachweis die dafür gültige Norm anzuwenden. Zu den Versagensmechanismen im SLS zählen vordergründig die Bildung von Rissen sowie die Verformung des Bauwerkes, sodass die Nutzbarkeit nicht mehr gegeben ist.

#### 5.1.6.1 Rissbreitenbeschränkung

Bei Betonmauern ist das Auftreten von Rissen an der Oberfläche nicht ungewöhnlich. Die Ursache hierfür sind Zugspannungen im Bauteil, welche die Zugfestigkeit des Betons überschreiten. Diese Spannungen treten infolge von ständiger oder veränderlicher Lasteinwirkung sowie innerem oder äußerem Zwang auf. Äußerer Zwang resultiert beispielsweise aus Schwinden des Betons, Temperaturschwankungen oder unterschiedlicher Setzung, innerer Zwang aus der abfließenden Hydrationswärme während des Abbindeprozesses. Zur Bemessung im SLS ist eine Rissbreitenbeschränkung sowohl in Mauerlängs- als auch in -querrichtung durchzuführen. Abhängig von der Expositionsklasse sind unterschiedliche Toleranzen für die maximale Rissbreite gültig. Bei der quasi-ständigen Einwirkungskombination gilt beispielsweise eine maximale Rissbreite von 0,3 mm, die Expositionsklasse XC1 erlaubt eine Breite von 0,4 mm. Sind die Anforderungen hinsichtlich Wasserundurchlässigkeit sowie Korrosionsschutz der Bewehrung höher, so sind die Rissbreiten geringer zu halten.

Die Rissbreitenbeschränkung kann entweder durch eine Ausbildung von Fugen erfolgen, welche eine gewisse Flexibilität erlauben oder die Zwangseinwirkung durch die Steifigkeit wird berücksichtigt und eine zusätzliche Bewehrung eingebaut. Bei der Bemessung ist zusätzlich der Nachweis der Mindestbewehrung zu führen. Diese soll die Zugkräfte beim Auftreten von Rissen aufnehmen und somit die geforderte Toleranz der Rissbreite sicherstellen. Dabei darf die Streckgrenze der Bewehrung nicht überschritten werden und es muss gewährleistet sein, dass diese die Risschnittgrößen aufnehmen kann. So soll ein duktiler Bauteilverhalten erreicht werden. Die genaue Berechnung der Rissbreitenbeschränkung ist im Eurocode 2 angeführt. (Jäger, 2015), (Rösler, 2016)

Auch bei Steinmauern ist in einigen Fällen eine Rissbreitenbeschränkung relevant, welche nach Eurocode 6 – Mauerwerksbau nachzuweisen ist. Durch Verformungen

können Risse entstehen, welche ebenso durch die Mauersteine verlaufen und letztendlich über den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit hinaus zum Versagen der Stützmauer führen können. Hauptsächlich hängen Risse in Steinmauern mit der Festigkeit der verwendeten Steine und dem Mauerwerksverband sowie Frosteinwirkungen zusammen. Je flexibler die Mauer ist, umso mehr Verformungen kann diese vor dem Verlust der Standsicherheit aufnehmen, was ein potentielles Versagen erkennbar macht. (Jäger, 2015)

### 5.1.6.2 Verformungen

Beim Nachweis der inneren Standsicherheit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist vor allem die Verformung des Stützbauwerkes ein wichtiger Aspekt. Abhängig von der Konstruktionsart ergeben sich unterschiedlich große Verformungen des Mauerkörpers. Beispielsweise baucht sich eine massive und dicke Betonmauer kaum aus im Vergleich zu einer flexibleren Gabionenkonstruktion, welche höhere Verformungen aufnehmen kann, ohne an den Grenzzustand der Tragfähigkeit zu gelangen.

In Abb. 72 sind mögliche Ausbauchungen an Steinmauern dargestellt. Hier ist das mit einer Versagensankündigung verknüpfte Verhalten von Steinmauern zu erkennen, welche teilweise große Verformungen aufweisen, bevor der Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht wird und ein Versagen eintritt.

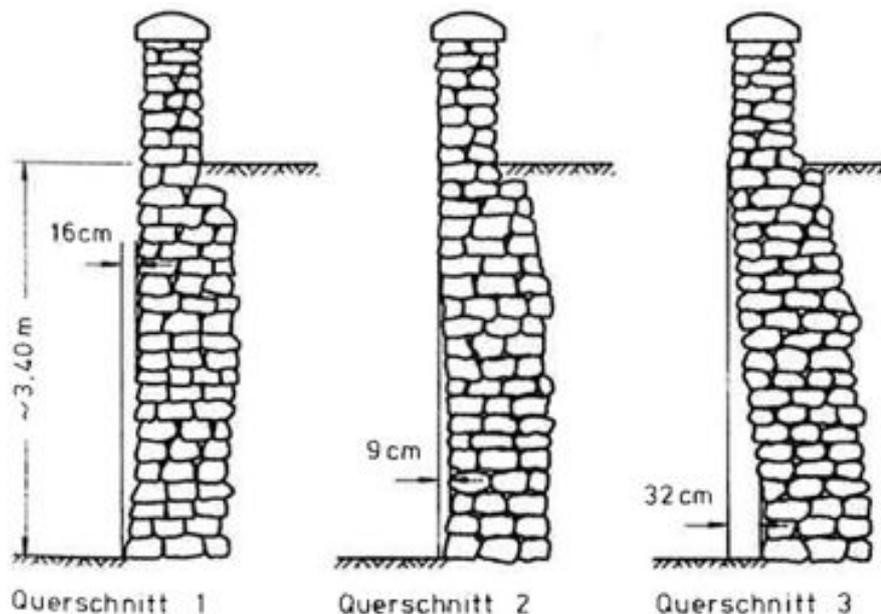


Abb. 72: Beispiele für Verformungen an einer Steinmauer (Jäger, 2015)

## 5.2 Schäden an Stützmauern

Unter Schäden an Stützmauern werden in diesem Kapitel Schadensbilder verstanden, welche eine fortschreitende Schwächung des Stützbauwerkes anzeigen und ohne Behandlung oder Beseitigung zum Versagen von Teilen oder der gesamten Stützkonstruktion führen können. Die Bandbreite von möglichen Ursachen für Schäden an Gewichtsmauern ist, wie die der Versagensmechanismen selbst, grundsätzlich sehr komplex und von vielen Faktoren beeinflusst. Je nach Lebenszyklusphase, in welcher der Auslöser für einen Schaden vorliegt, erfolgt die nachstehende Einteilung:

- Schäden, die aus der **Planung** resultieren

Ein Planungsfehler ist beispielsweise eine falsche Lastannahme und darauf folgend eine ungenügende Dimensionierung des Stützbauwerkes auf die reale Belastung. Dies führt zu einer unsachgemäßen Konstruktion, welche die Anforderungen hinsichtlich der Stabilität aber auch der Nutzbarkeit nicht erfüllt. Des Weiteren können durch die falsche Auswahl von Baustoffen, welche den Qualitätsanforderungen nicht genügen, Schäden entstehen.

- Schäden, die aufgrund der Art und Qualität der **Ausführung** auftreten

Die Wahl eines ungeeigneten Verfahrens oder eine unsachgemäße Vorgehensweise bei der Herstellung durch beispielsweise ungeschultes Personal kann zu Schäden führen. Außerdem kann der Fall eintreten, dass bei der Errichtung aus unterschiedlichsten Gründen Abweichungen von den Planungsunterlagen vorgenommen werden.

- Schäden, die anlässlich der **Nutzung** entstehen

Während der Nutzung können unvorhergesehene Ereignisse, welche bei der Planung nicht berücksichtigt wurden, Schäden hervorrufen. Diese sind beispielsweise außergewöhnliche Belastungen wie unerwartete Erosion oder eine höhere Belastung als ursprünglich angenommen. Beispielhaft hierfür sei ein erhöhtes Verkehrsaufkommen angeführt. Aber auch physikalisch und chemisch bedingte Einwirkungen infolge von Temperaturschwankungen oder Taumitteleinsetz können verantwortlich für die Beschädigung eines Stützbauwerkes sein.

(Weber, 2013); (Stahr, 1999)

### 5.3 Schadensbilder & Ursachen

In Bezug auf den durchgeführten Laborversuch (Kapitel 7) konzentriert sich die vorliegende Arbeit im Besonderen auf Schadensbilder und deren Ursachen bei (Stahl) - Beton- und Steinmauern sowie des anstehenden Bodens.

#### 5.3.1 Beton und Stahlbetonmauern

Beton ist einer der am häufigsten eingesetzten Baustoffe für die Herstellung von Stützbauwerken. Planung, Ausführung und Nutzung des Bauwerkes bergen ein hohes Fehlerpotential, welches durch herbeiführte Schäden die Dauerhaftigkeit signifikant beeinflussen kann. Nachfolgend sind einige mögliche Schadensursachen angeführt:

- Zu geringe Betondeckung und die Karbonatisierung des Betons im Bereich der Bewehrung kann zu Korrosionsschäden führen.
- mangelhafte oder keine Einhaltung der normativen Vorschriften hinsichtlich Qualität, Dauerhaftigkeit und konstruktive Ausbildung
- zu geringe oder mangelhaft definierte Anforderungen an die Konstruktion zum Zeitpunkt der Planung
- Wahl einer unzutreffenden Expositionsklasse
- inkorrekte Berechnung und/oder Anordnung der Bewehrung
- Fehler in der Betontechnologie beim Herstellen des Betons
- zu große Fallhöhe beim Einbau des Frischbetons → Entmischung
- Frost-Tauwechsel am durchfeuchteten Beton
- chemischer Angriff durch beispielsweise Taumittleinsatz
- Überbeanspruchung
- außergewöhnliche Belastungen wie zum Beispiel Erdbeben, Anprall, Erosion oder hoher Wasserdruck

(Stahr, 2015); (Weber, 2013)

Aufgrund der genannten Beispiele für Einflüsse auf (Stahl-)Betonmauern entwickeln sich häufig die nachfolgend beschriebenen Schadensbilder einzeln oder in Kombination. Werden diese ersten Anzeichen für einen Angriff auf das Materialgefüge ignoriert oder fehlerhaft behandelt, so kann durch die verminderten Festigkeits- und

Dauerhaftigkeitseigenschaften in weiterer Folge ein Verlust der inneren Standsicherheit eintreten.

### 5.3.1.1 *Betonabsprennung*

Ursächlich für Betonabsprennungen sind hauptsächlich die Korrosion der Bewehrung sowie Frost. Beispiele für Schadensbilder von Betonabplatzungen durch Bewehrungskorrosion (Links) und Frost (Rechts) sind in der untenstehenden Abbildung dargestellt.

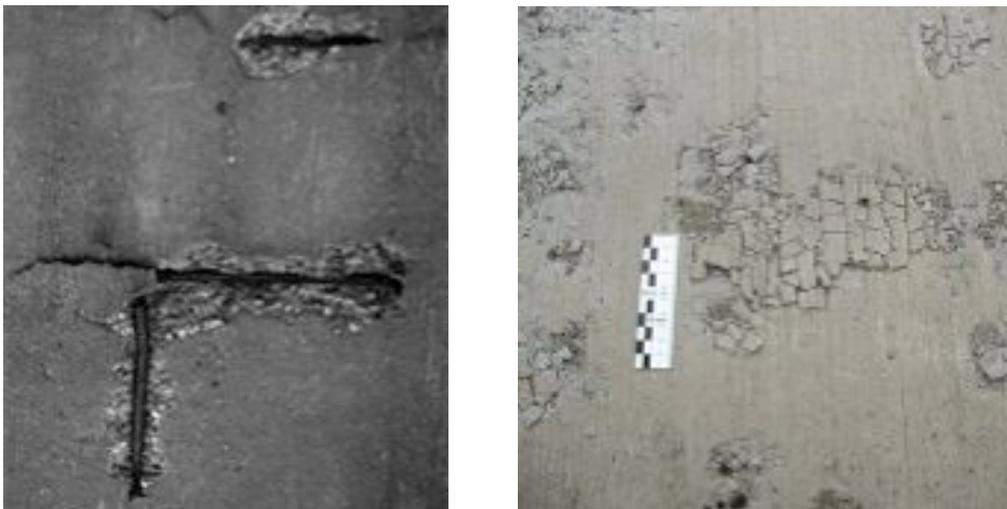


Abb. 73: Schadensbilder Betonabsprennung. Links: (Stahr, 2015); Rechts: (Weber, 2013)

- **Korrosion der Bewehrung**

Für die Korrosion der Bewehrung sind unterschiedliche Umwelteinflüsse verantwortlich. Hauptsächlich maßgebend für den Beginn von Bewehrungskorrosion sind jedoch folgende Faktoren:

- Betondeckung der Bewehrung
- Güteklasse/Festigkeitsklasse des Betons
- Sauerstoffzutritt (z.B. durch Risse)
- Feuchtigkeitsklasse
- Absinken des pH-Wertes unter 9
- Chlorideinwirkung (z.B. Taumittleinsatz)

(Stahr, 2015)

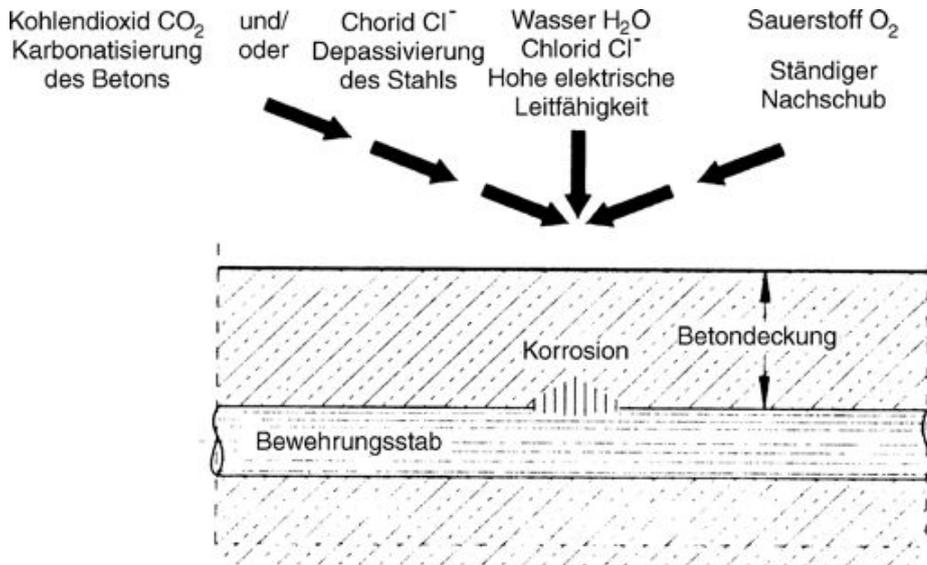


Abb. 74: Einflussfaktoren, die zu einer Korrosion der Bewehrung führen (Stahr, 2015)

Bewehrungskorrosion erfolgt dann, wenn die schützende Alkalität der umhüllenden Betonschicht mit einem pH-Wert  $> 9,5$  nicht mehr gegeben ist. Grund dafür ist einerseits **Karbonatisierung**, welche ein normaler Bestandteil des Alterungsprozesses von Beton ist. Bei diesem Vorgang wird im Betonstein Kalziumhydroxid  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  in Kalziumcarbonat  $\text{CaCO}_2$  durch das Einwirken von Kohlendioxid  $\text{CO}_2$  aus der Luft umgewandelt.

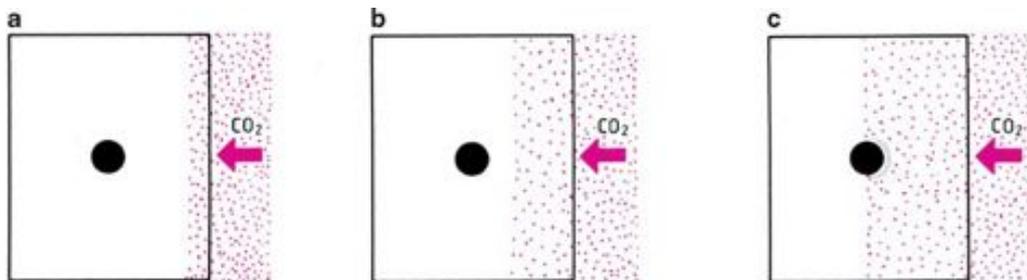


Abb. 75 : Alterungsprozess des Betons - Karbonatisierung (Stahr, 2015)

Die Karbonatisierungsgeschwindigkeit hängt dabei vor allem von den unten angeführten Faktoren während der Planungs- und Ausführungsphase ab: (Stahr, 2015)

- Betontechnologie (z.B. W/B Wert)
- Hydrationsgrad (Sorgfalt bei der Nachbehandlung)
- Umweltbedingungen
- Alter des Betons (Karbonatisierungsgeschwindigkeit nimmt mit der Zeit ab)

Beginnt der Bewehrungsstahl infolge der Karbonatisierung zu rosten, entwickelt sich ein Sprengdruck infolge einer Volumenvergrößerung durch die Rostschicht (2,5-faches Volumen im Vergleich zu Stahl). Da Beton eine geringe Zugfestigkeit aufweist und der entstehenden Kraft nicht ausreichend entgegenwirken kann, entstehen zunächst Risse. Die Karbonatisierung sowie die Korrosion des Stahls werden durch den vermehrten Eintritt von schädigenden Stoffen beschleunigt – die darüber liegende Betonschicht platzt schließlich ab. (siehe Abb. 76)

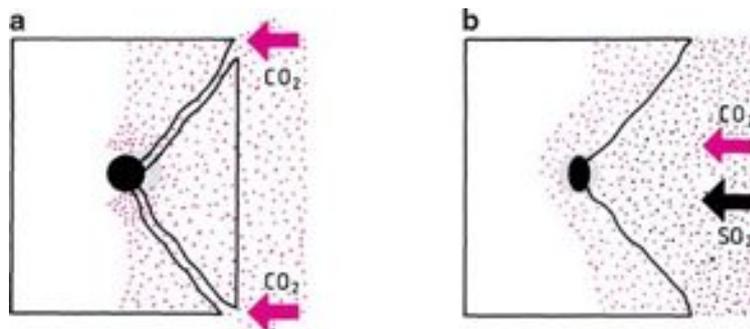


Abb. 76 : Zerstörung des Betons (Stahr, 2015)

Unabhängig von der Karbonatisierung können andererseits durch **Risse oder Poren** in der Oberfläche schädigende Stoffe, wie zum Beispiel Tausalzlösungen, in das Bauwerk eindringen. In Kombination mit Sauerstoffzufuhr kann dieser Umstand eine punktuelle Oxidation der Bewehrung verursachen. (Stahr, 2015)

- **Frost**

In einer durchfeuchteten Bausubstanz mit einem geringen Verdichtungsgrad kann Frost das Betongefüge an der Oberfläche aufgrund der Volumenzunahme von Eis und des dadurch entstehenden Kristallisationsdruckes zermürben und absprengen, da Wasser einfach und tief in die Poren eindringen kann. Abhängig von der Porosität der Gesteinskörnung kann diese bei ungenügender Beständigkeit gegen Frost ebenfalls zerstört werden. Die Oberfläche sandet ab und der Betonstein verliert an Festigkeit. Der Einsatz von Taumitteln verschärft dieses Phänomen noch zusätzlich. Des Weiteren sind Temperaturen um den Gefrierpunkt bei noch nicht (vollständig) abgebundenem Beton problematisch und können zu Schäden führen. (Weber, 2013); (Stahr, 2015)

### 5.3.1.2 **Betonausblühungen**

Betonausblühungen resultieren im Allgemeinen aus chemischen Einwirkungen und Reaktionen. Wasserlösliche Salze welche sich im Anmachwasser, Zuschlagsstoff oder Baugrund befinden oder durch hohen Taumittleinsatz eingetragen werden, lagern sich

an der Betonoberfläche ab, kristallisieren aus und führen so zu Schäden. Des Weiteren kann erhebliche Luftverschmutzung zu Reaktionsprodukten aus Kalzium an der Oberfläche führen. Ausblühungen am Beton sind in der Regel hauptsächlich ein optisches Problem und können auf Betonauslaugung hinweisen. (Stahr, 2015)

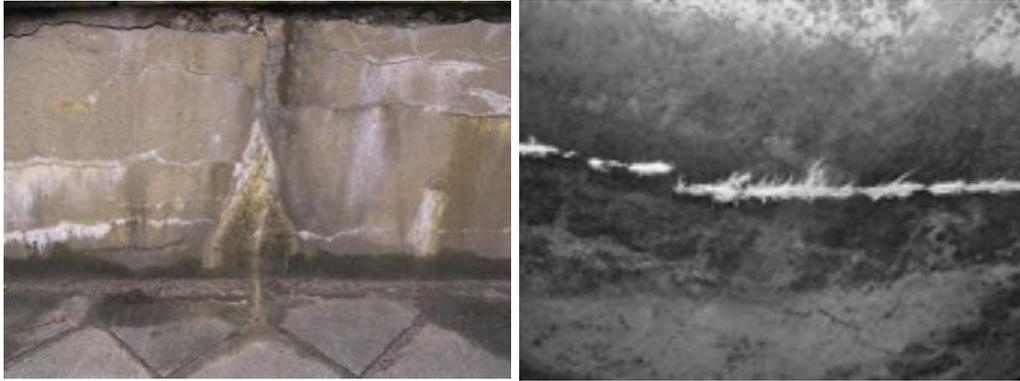


Abb. 77: Ausblühungen am Beton. Links: (Bauemotion, 2016); Rechts: (Verein Deutscher Zementwerke e.V. 2016)

#### **5.3.1.3 Betonauslaugung**

Betonauslaugung bedeutet die Auswaschung von im Beton enthaltenen wasserlöslichen Bestandteilen oder Verunreinigungen wie zum Beispiel Lehm, Ton oder Gips. In Folge dessen verliert der Betonstein an Festigkeit. Der gleiche Effekt entsteht, wenn beim Einbau des Frischbetons nicht sorgfältig verdichtet wurde oder das Betongemisch Inhomogenitäten aufweist.

Steht das Betonbauwerk unter ständiger Wassereinwirkung, können die im Sickerwasser gelösten Salze oder Säuren die Kalziumverbindungen im Betonbindemittel zu wasserlöslichen Stoffen umwandeln und auswaschen. Dieser chemische Angriff wird als Betonkorrosion bezeichnet. (Stahr, 2015)

#### **5.3.1.4 Betonkorrosion**

Betonkorrosion ist ein lösender Angriff auf die Betonoberfläche, wodurch es zu einem Abtrag des Zementsteins (Betonbindemittel) kommt. Säuren wandeln beispielsweise die vorhandenen Kalziumverbindungen in leicht lösliche Salze um. Laugen in hoher Konzentration greifen kieselsäurehaltige Gesteinskörnungen an, wodurch der Verbund zwischen Zuschlagsstoff und Zementstein geschwächt wird. Neben Säuren und Laugen sind auch weiches Wasser, Chloride wie Magnesium- oder Ammoniumsalze, sowie Fette oder Öle ursächlich für Betonkorrosion. (Weber, 2013)



Abb. 78: Links: Schema lösender Angriff. (Weber, 2013); Rechts: Schadensbild Betonkorrosion. (Dolomitreaktor, 2014)

#### 5.3.1.5 Treiben des Betons

Entsteht im Inneren des Betongefüges durch chemische Reaktionen ein Kristallwachstum, welches im vorhandenen Porenraum zu wenig Platz findet, führt dies zu Spannungen, die das Betongefüge zerstören. Dieser Vorgang wird als treibender Angriff bezeichnet. Verunreinigungen im Beton wie Kalk, Schwefelverbindungen oder Magnesiumoxid vergrößern bei Wasseraufnahme ihr Volumen und führen bei entsprechendem Vorkommen zur Zermürbung des Betons von innen heraus.

Das Sulfattreiben (auch Ettringittreiben genannt) ist hierbei besonders schädigend. Die in tonigen Böden oder Abwässern der Industrie enthaltenen Schwefelverbindungen bilden mit den Kalziumverbindungen im Zement nadelförmige Ettringitkristalle, welche ein 8-fach höheres Volumen aufweisen. Durch die Auffüllung des Porenraums wird zunächst eine höhere Betonfestigkeit erreicht. Die fortschreitende Reaktion führt jedoch in weiterer Folge zu einer Gefügezerstörung und Minderung der Druckfestigkeit. (Weber, 2013)



Abb. 79: Links: Schema treibender Angriff (Weber, 2013); Rechts: Schadensbild Sulfattreiben (Wikipedia, 2013)

### 5.3.1.6 Rissbildung

Rissbildung im Beton ist ein herkömmliches Phänomen, das infolge von Zugspannungen, welche die Zugfestigkeit des Betons überschreiten, auftritt. Solange die maximale Rissbreite nicht überschritten wird, ist dies nicht weiter problematisch. Diese ist nach unterschiedlichen Kriterien wie Korrosionsschutz der Bewehrung, Undurchlässigkeit gegen Flüssigkeiten, oder Ästhetik definiert. Werden die zulässigen Rissbreiten nicht eingehalten, so führt dies zu Schäden an der Bewehrung und des Betongefüges. Risse im Beton werden folgendermaßen charakterisiert:

- **Biegerisse**

Biegerisse verlaufen normal zur Biegezugbewehrung und enden im Bereich der Spannungsnulllinie, entlang welcher der Übergang von Zug- zu Druckbeanspruchung des Querschnittes stattfindet. Das Auftreten von Biegerissen ist häufig analog zum Biegemomentenverlauf im Bauteil.

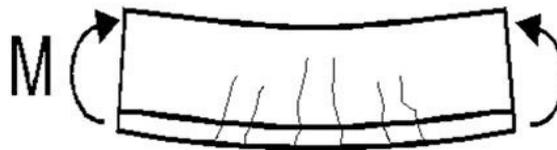


Abb. 80: Biegerisse (Weber, 2013)

- **Sammelrisse**

Sammelrisse sind vor allem bei stark bewehrten Randzonen aufgrund von großer Biegebeanspruchung oder bei massigen Bauteilen infolge von Zugbeanspruchung zu finden.

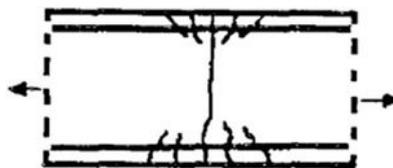


Abb. 81: Sammelrisse (Weber, 2013)

- **Zwischenrisse**

Zwischenrisse sind Haarrisse zwischen Biege- und Sammelrissen und treten vorwiegend im Bereich der Bewehrung auf.

- **Schubrisse**

Im Bereich einer hohen Querkraftbeanspruchung entstehen aus Biegerissen sogenannte Schubrisse, welche häufig schräg zur Stabachse verlaufen. Diese deuten häufig auf eine Biegeüberbeanspruchung des Bauteils in diesen Zonen hin.

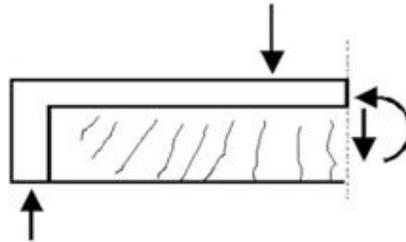


Abb. 82: Schubrisse (Weber, 2013)

- **Trennrisse**

Trennrisse verlaufen über den Gesamtquerschnitt. Ursächlich hierfür sind Zugspannungen im Beton.

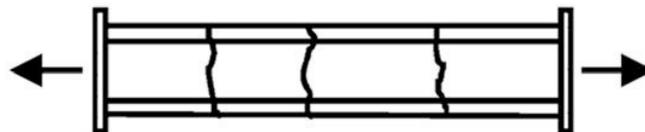


Abb. 83: Trennrisse (Weber, 2013)

- **Verbundrisse**

Verbundrisse treten parallel zur Bewehrung und hauptsächlich im Bereich der Verankerung auf.

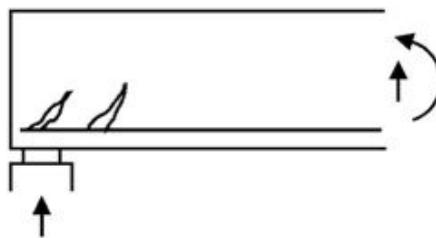


Abb. 84: Verbundrisse (Weber, 2013)

(Weber, 2013)

Die Ursachen für die Bildung von Rissen im Beton sowie deren Verlauf, Breite und Tiefe können sehr vielfältig sein und in allen Lebenszyklusphasen von der Planung bis zur Nutzung auftreten. Die oben beschriebenen Rissarten entstehen vor allem durch

Überbeanspruchung. Diese kann wiederum aus einer falschen Bemessung, mangelhafter Herstellung oder tatsächlich aus unvorhersehbaren Einwirkungen resultieren. Des Weiteren können Risse entweder eine Begleiterscheinung der zuvor beschriebenen Schadensbilder sein, diese durch ihr Entstehen begünstigen oder sogar hervorrufen.

### 5.3.2 Steinmauern

Grundsätzlich werden Umwelteinflüsse, welche ursächlich für Schäden an Stützmauern sind, folgendermaßen unterschieden:

- **physikalische Verwitterung**

Die physikalische Verwitterung umfasst alle Einwirkungen, welche **keine Mineralienumwandlung** im Gefüge vornehmen. Dazu zählen Temperatureinwirkungen (Frost-Tau-Wechsel), Winderosion oder Salzsprengung, welche zum Beispiel Risse oder Gefügelockerungen verursachen.

- **chemische Verwitterung**

Die chemische Verwitterung umfasst alle Einwirkungen, welche **eine Mineralienumwandlung** im Gefüge vornehmen. In Naturstein führt meist die Einwirkung von Säuren zum Abbau von Carbonaten und somit auch zum Festigkeitsverlust der Steine.

- **biologische Verwitterung**

Die biologische Verwitterung umfasst die Zerstörung des Gefüges durch Algen oder Flechtenwachstum, welche schädliche Substanzen produzieren oder durch den Sprengdruck von Pflanzenwurzeln.

(Stahr, 2015)

Diese drei Hauptarten der Verwitterung stehen in enger Verbindung miteinander und entsprechen dem natürlichen Alterungsprozess von Steinmauern. Kommen konstruktive Fehler hinzu, kann eines oder eine Kombination der folgend beschriebenen Schadensbilder auftreten.

Wie in Abb. 85 ersichtlich ist, wirkt sich Wasser besonders zerstörend auf das Mauerwerk aus, da es einfacher in das Gefüge eindringen kann, als in Betonoberflächen. Durch Wassereinwirkung hervorgerufene Korrosion des Mauergefüges ist eine der Hauptursachen für Schäden an Steinmauern. Einerseits sind dies Einwirkungen von Frost und Tauwechsel im durchfeuchteten Mauerwerk.

Andererseits wird durch eindringendes Sickerwasser im Besonderen der Verbund in den Fugen durch das Ausspülen des Mörtels oder der Bindemittel geschwächt. Als Folge dessen werden Bodenteilchen in die Fugen eingetragen aber auch die Aufstandsfläche wird durch das ständige Durchsickern von Wasser reduziert. Dies führt zu einer erheblichen Störung des Mauergefüges bis letztendlich ein Schaden entsteht. (Jäger, 2015)

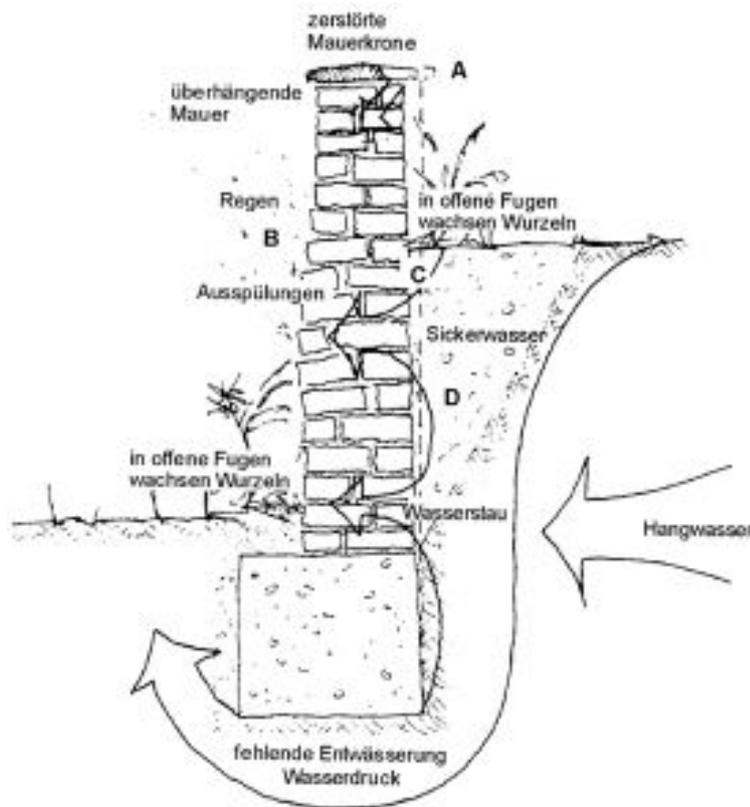


Abb. 85: typische Schadensursachen bei Steinmauern (Stahr, 1999)

### 5.3.2.1 Überhänge

Wie in Abb. 85 dargestellt, ist neben dem durchdringenden Sickerwasser auch ein Wasserstau hinter der Mauer problematisch. Ist die Mauer durch einen dichten Aufbau eher wasserundurchlässig und fehlt die dadurch nötige Entwässerung oder sind die Drainageeinrichtungen nicht funktionstüchtig bzw. fehlerhaft, führt angestautes Hangwasser zu Wasserdruck, welcher das Fundament unterspült und schwächt sowie die Belastung auf die Wand erhöht. Der Eintrag von Feinteilen in die Mauerfugen kann eine Verminderung der Wasserdurchlässigkeit hervorrufen. Tritt bei einem Wasserstau eine Frostphase auf, so kann aufgrund der Volumenzunahme von frierendem Wasser

die Mauer zur Luftseite hin gedrückt werden, um dem wachsenden Eisdruck auszuweichen. Bei älteren Steinmauern sind Überhänge ein häufiges Erscheinungsbild und müssen nicht zwingend einen Schaden darstellen. Sind diese Abweichungen der Mauer von der ursprünglichen Position nur geringfügig bzw. befinden diese sich innerhalb bestimmter Bauleranzen und ist die statische Stabilität nicht gefährdet, so handelt es sich lediglich um einen optischen Mangel. (Jäger, 2015)

#### **5.3.2.2 Risse**

Risse resultieren aus Verformungen wie Ausbauchungen oder Überhängen. Wann, wo und in welcher Breite bzw. Tiefe diese auftreten hängt vorwiegend von den Festigkeitseigenschaften der Steine selbst und des Mauerwerkverbundes ab. Je steifer eine Mauer ausgebildet ist, desto kleiner ist ihr Verformungspotential und somit die Schadensankündigung in Form von Rissen. (Jäger, 2015)

Des Weiteren können Risse aufgrund von Frosteinwirkung entstehen. Ist beispielsweise die Verfugung nicht korrekt ausgeführt oder sind bereits kleine Risse in den Steinen vorhanden, so wird der Vorgang der Rissbildung beschleunigt. Dies geschieht durch eingedrungenes Wasser, welches durch Volumenvergrößerung bei Eisbildung die Bauteile aufsprengt. (siehe Abb. 85 – zerstörte Mauerkrone) (Stahr, 1999)

#### **5.3.2.3 Herausbrechen von Steinen**

Charakteristisch für den Verlust der inneren Standsicherheit bei Steinmauern ist zum einen das Herausbrechen einzelner Steine, wodurch der Verbund nicht mehr gegeben ist. Eine mögliche Ursache für den allmählichen Verfall ist Bewuchs in den Fugen. Manche Pflanzen ziehen aus den verwendeten Baumaterialien Nährstoffe wie beispielsweise Kalk. Aufgrund ihres Wachstums entwickeln diese eine enorme Wurzelkraft, welche die Fugen erweitert und dadurch den Verband schwächt. (siehe Abb. 85)

#### **5.3.2.4 Ausbauchungen**

Ausbauchungen entstehen zum einen aufgrund von geschwächtem Mauergefüge beispielsweise durch Wassereinwirkung. Andererseits können Änderungen des Erddruckes die Ursache für ein derartiges Schadensbild sein. Aus dieser Änderung des Belastungszustandes ergibt sich eine Lastumlagerung, welche häufig durch Verformungen bis hin zur deutlichen Ausbauchung in Erscheinung tritt. Aus dieser Lastumlagerung ergibt sich eine wechselnde Erddruckbeanspruchung, welche aus Erddruckzunahme zufolge Umlagerung und Erddruckabbau zufolge Verformung

besteht. Dieser Zyklus kann sich über Jahre hinweg wiederholen, ohne dass Schäden entstehen, da sich die Mauer auch teilweise wieder selbst stabilisiert. Werden die Verformungen zu groß, sodass dadurch die innere Tragfähigkeit signifikant vermindert wird, kann schlussendlich ein Versagen der Stützkonstruktion eintreten. Der Prozess des Ausbauchens kann durch Frosteinwirkung zusätzlich beschleunigt werden. (Jäger, 2015), (data.umwelteinsatz.ch, 2014)



Abb. 86: typisches Schadensbild - Ausbauchung (data.umwelteinsatz.ch, 2014)

### 5.3.3 Boden

Der Boden, welcher die Stützmauer umgibt, zählt ebenfalls zum Bauwerk, da hier die bereits beschriebenen Versagensmechanismen wie Geländebruch und Grundbruch eintreten können. Neigt sich die Stützkonstruktion aufgrund der Belastung nach vorne, rutscht der anstehende Boden entlang einer sich ausbildenden Gleitlinie nach. Hierbei entstehen Risse, Setzungen oder ähnliche Veränderungen an der Oberfläche, welche ein Versagen der Böschung einschließlich Stützmauer ankündigen können. Ursachen hierfür können beispielsweise die Änderung der Grundwasserverhältnisse sein.



Abb. 87: Schadensbilder Boden Links: (kärnten.orf.at, 2012); Rechts: (Technisches Hilfswerk, 2015)

## 6 Bemessung einer Gewichtsmauer

In Bezug auf den Laborversuch zum Tragverhalten einer Gewichtsmauer wird in diesem Kapitel die statische Berechnung einer einfachen Gewichtsmauer durchgeführt. Als Grundlage wird hierfür der EC 7 herangezogen. Die Ausgangswerte für die Berechnung sowie die durchgeführten Nachweise orientieren sich am verwendeten Modell des Versuchs. Für die Kalkulation wurde in Microsoft Excel ein funktionales Berechnungsblatt erstellt, in welchem die Eingabewerte an unterschiedliche Bedingungen angepasst werden können.

### 6.1 Entwurfsaspekte

Vor der Bemessung eines Stützbauwerkes sind einige Parameter und Rahmenbedingungen bezüglich des Baugrundes und der Baustelle zu ermitteln bzw. zu erfassen:

- **Topographie**

Die genaue Kenntnis über die Beschaffenheit und den Verlauf des Geländes am Ort des Stützbauwerkes ist essentiell für die Planung. Zur Ermittlung werden einerseits vorhandene Aufzeichnungen herangezogen, andererseits werden im Rahmen von Begehungen, sowie durch Befragungen ortskundiger Personen die notwendigen Informationen gesammelt. Besonderer Fokus liegt auf den Eigenschaften des Baugrundes selbst, aber auch das Wissen über die hydrogeologische Situation ist für die Bemessung von Bedeutung.

Für die Auswahl der Konstruktionsform ist die Zugänglichkeit zur Baustelle, sowie die zur Verfügung stehende Bauzeit mitbestimmend. Ist das Baugebiet schwer zugänglich oder ist die Bauzeit beispielsweise aus klimatischen Gründen begrenzt, kommen nur bestimmte Konstruktionsarten in Frage. (Smolczyk, 1992)

- **Eigenschaften des Bodens**

Für ein einzelnes Stützbauwerk ist die Ermittlung der Bodenparameter im Labor meist verhältnismäßig aufwendig und teuer. Aus diesem Grund werden zur möglichst realistischen Abschätzung von Bodeneigenschaften, wie Scherwinkel und Wichte, Tabellen aus der Normung herangezogen. Hierbei wird zwischen Einschnitt und Auffüllung unterschieden. Während bei einem Geländesprung durch Auffüllung die erwarteten Setzungen des Untergrundes, Scherwinkel und Wichte des Füllmaterials, sowie die Wichte des Untergrundmaterials abgeschätzt werden, sind bei einem Einschnitt Untersuchungen am Baugrund notwendig. Durch

Erkundungsmaßnahmen wird der Bodenaufbau ermittelt. Außerdem sollte bekannt sein, ob Bewegungen des Hanges auftreten. (Smoltczyk, 1992)

- **Nutzungsanforderungen**

Vor der Planung eines Stützbauwerkes müssen die genauen Nutzungsbedingungen und Anforderungen an dieses definiert werden, um die darauf wirkenden Belastungen korrekt kalkulieren zu können und dieses somit möglichst wirtschaftlich zu gestalten. Des Weiteren sind Rahmenbedingungen wie beispielsweise Lichtraumprofile oder vorhandene Wege oder Leitungen zu berücksichtigen.

- **Sicherheit**

Ein Stützbauwerk ist nach der gültigen Norm zu bemessen, um eine ausreichende Standsicherheit garantieren zu können. Unter der Bedingung, dass ein Versagen keine Personen gefährdet und der Bauherr den potentiellen materiellen Schaden akzeptiert, kann in begründeten Fällen auch geringfügig davon abgewichen werden. Durch die Reduktion der Standsicherheit besteht die Möglichkeit von größeren Verschiebungen und Verformungen. Es ist zu prüfen, ob das Stützbauwerk die Deformationen aufnehmen kann, ohne seine Funktion zu verlieren. Hinsichtlich der Sicherheit ist auch die vorgesehene Lebensdauer zu berücksichtigen.

- **Grundwasserverhältnisse**

Ein weiterer wichtiger Punkt ist die Grundwasserverhältnisse richtig einzuschätzen und gegebenenfalls eine ausreichend dimensionierte Drainage herzustellen, um ein Versagen durch Wasserdruck aufgrund eines Staus an der Mauerrückseite zu vermeiden. Dafür besteht entweder die Möglichkeit einen Fachmann zu Rate zu ziehen, was oft mit hohen Kosten verbunden ist, oder die Befragung ortskundiger Personen wie Nachbarn oder Landwirte.

- **Gestalterische Forderungen**

Die Errichtung eines Bauwerks stellt immer einen Eingriff in das Landschaftsbild dar. Um die gestalterischen Forderungen adäquat umsetzen zu können, kommen entweder nur bestimmte Ausführungsarten in Frage, wie zum Beispiel Gabionen anstatt einer Betonmauer. Oder es kann durch Begrünung der gewünschte Effekt erreicht werden. Maßnahmen, welche die Stützmauer ästhetisch in die Umgebung einfügen sind jedoch in den meisten Fällen auch mit Mehrkosten verbunden. (Smoltczyk, 1992)

## 6.2 Modell

Das grundlegende Modell für das Berechnungsbeispiel der statischen Bemessung einer Gewichtsmauer ist aus Gründen der Vergleichbarkeit mit dem Laborversuch sehr einfach gehalten. Die Lagerung auf starrem Untergrund ist eine Idealisierung zur exakten Kalkulation der äußeren Versagensmechanismen „Kippen“ und „Gleiten“. Daher besitzt diese Berechnung keine Gültigkeit für Stützmauern mit einer Gründung auf nachgiebigem Untergrund. Eine Einbindung in den Boden ist nicht vorgesehen, daher entfällt die Stabilisierung durch passiven Erddruck an der Luftseite. Des Weiteren sind die Neigung der Mauerrückseite  $\alpha$  sowie jene des Geländes  $\beta$  gleich null. Der Boden wird als homogen und nicht kohäsiv angenommen, Grundwasser wird vernachlässigt.

Die Bemessung erfolgt auf den Erdruchdruck über die gesamte Höhe der Mauer und eine unbegrenzte, konstante Oberflächenlast  $p_v$ . Die Ergebnisse der Berechnung beziehen sich hierbei immer auf einen Laufmeter.

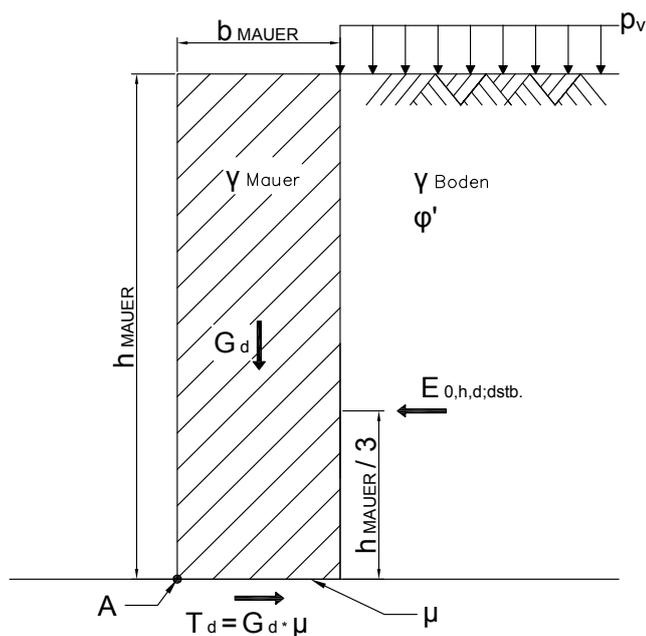


Abb. 88: Modell für das Berechnungsbeispiel (Grundfall)

Nachfolgend sind jene Parameter aufgelistet, welche zur Bemessung herangezogen und als Eingabewerte im Berechnungsblatt (siehe Abb. 89) variiert werden können:

**Mauer:**

- Wichte  $\gamma_{MAUER}$  [kN/m<sup>3</sup>]
- Breite  $b_{MAUER}$  [m]
- Höhe  $h_{MAUER}$  [m]
- Reibung in der Sohlfuge  $\mu$  [-]

**Boden:**

- Wichte  $\gamma_{BODEN}$  [kN/m<sup>3</sup>]
- Reibungswinkel  $\varphi_k'$  [°]

**Belastung:** - konstante Last  $p_v$  [kN/m]

Mauer		
$\gamma_{MAUER} =$	25,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
$b_{Mauer} =$	0,40	[m]
$h_{Mauer} =$	1,00	[m]
$\mu =$	1,00	[-]

Boden		
$\gamma_{k,BODEN} =$	16,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\varphi_k' =$	35,00	[°]

Oberflächenlast (konst.)		
$p_v =$	1,00	[kN/m]

Abb. 89: Eingabemaske im Berechnungsblatt in Microsoft Excel mit Beispielwerten

### 6.3 Berechnung

Die in diesem Kapitel durchgeführte statische Bemessung einer Gewichtsmauer erfolgt nach den in Abschnitt 6.2 „Modell“ beschriebenen Randbedingungen und Annahmen und ist explizit nur für dieses Beispiel vollends gültig. Eine davon abweichende Ausgangssituation bzw. ein unterschiedliches Modell erfordern möglicherweise eine Nachweisführung in anderen bzw. in mehr Punkten, als hier angeführt.

In den hier nachstehenden Unterpunkten ist die genaue Vorgehensweise der Kalkulation erläutert. Die vollständige Berechnung im Microsoft Excel-Tabellenblatt ist dem Anhang (11.1 und 11.2) dieser Arbeit beigelegt.

#### 6.3.1 Teilsicherheitsbeiwerte

Die statische Berechnung einer Gewichtsmauer erfolgt nach dem Nachweisverfahren 2, beziehungsweise dem Nachweisverfahren 3 für die Gesamtstandsicherheit des Eurocode 7, wobei hier die Teilsicherheitsbeiwerte einerseits auf die Bodenparameter (für Nachweisverfahren 3) und andererseits auf die kalkulierten stabilisierenden und destabilisierenden Einwirkungen angewandt werden. Den nachfolgend dargestellten Tabellen können die jeweiligen Beiwerte entnommen werden.

**Tabelle A.1 — Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen ( $\gamma_F$ )**

Einwirkung	Symbol	Wert
Ständige		
ungünstig <sup>a</sup>	$\gamma_{G,dst}$	1,1
günstig <sup>b</sup>	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Veränderliche		
ungünstig <sup>a</sup>	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
günstig <sup>b</sup>	$\gamma_{Q,stb}$	0
<sup>a</sup> Destabilisierend. <sup>b</sup> Stabilisierend.		

Tabelle 1: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (ÖNORM EN 1997-1, 2014)

Tabelle A.2 — Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen ( $\gamma_M$ )

Bodenkenngröße	Symbol	Wert
Wirksamer Reibungswinkel <sup>a</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Wirksame Kohäsion	$\gamma_{c'}$	1,25
Scherfestigkeit im undrÄnirten Zustand	$\gamma_{cu}$	1,4
Einaxiale Druckfestigkeit	$\gamma_{qu}$	1,4
Wichte	$\gamma_{\gamma}$	1,0
<sup>a</sup> Dieser Beiwert wird auf $\tan \phi'$ angewendet.		

Tabelle 2: Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen (ÖNORM EN 1997-1, 2014)

Da die Bodenparameter in der Eingabemaske als charakteristische Werte anzusehen sind, sind diese zunächst mit den Teilsicherheitsbeiwerten aus Tabelle A.2 abzumindern.

### 6.3.1.1 Wichte

Der Teilsicherheitsbeiwert der Wichte  $\gamma_{\gamma}$  besitzt den Wert 1,0. Somit besteht kein Unterschied zwischen dem charakteristischen und dem Designwert der Wichte des Bodens.

$$\gamma_{d,BODEN} = \gamma_{\gamma} * \gamma_{k,BODEN}$$

$\gamma_{d,BODEN}$       *Designwert der Wichte*

$\gamma_{\gamma}$               *Teilsicherheitsbeiwert der Wichte*

$\gamma_{k,BODEN}$       *charakteristischer Wert der Wichte*

### 6.3.1.2 Reibungswinkel

Der Designwert des effektiven Reibungswinkels des Bodens wird mit dem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{\varphi'} = 1,25$  wie folgt berechnet:

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_{\varphi'}}$$

$\varphi'_d$             *Designwert des effektiven Reibungswinkels*

$\gamma_{\varphi'}$             *Teilsicherheitsbeiwert des effektiven Reibungswinkels*

$\varphi'_k$             *charakteristischer Wert des effektiven Reibungswinkels*

### 6.3.2 Kalkulation der Einwirkungen

Die Belastung auf die Gewichtsmauer setzt sich einerseits aus dem einwirkenden Erdruchdruck und andererseits aus der konstanten Flächenlast  $p_v$  auf der Geländeoberfläche hinter der Mauer zusammen.

#### 6.3.2.1 Erddruck

Für die Kalkulation der Erddruckkraft wird angenommen, dass sich hinter der Gewichtsmauer der Erdruchdruck einstellt. Dies resultiert aus der Annahme einer unverschieblichen Mauer, welche als Randbedingung im Modell festgelegt wurde.

$$E_{0,h} = \left( \gamma_{d,BODEN} * \frac{h_{MAUER}^2}{2} + p_v \right) * K_{0,h}$$

mit:  $K_{0,h} = 1 - \sin \varphi'_d$

$E_{0,h}$  horizontale Erddruckkraft (Erdruchdruck)

$\gamma_{d,BODEN}$  Designwert der Wichte

$h_{MAUER}$  Gesamthöhe der Gewichtsmauer

$p_v$  konstante Oberflächenlast

$K_{0,h}$  horizontaler Erdruchdruckbeiwert

$\varphi'_d$  Designwert des effektiven Reibungswinkels

#### 6.3.2.2 Oberflächenlast

Der Wert für die konstante, unendliche Flächenlast  $p_v$  an der Geländeoberfläche hinter der Gewichtsmauer wird bereits in der Einheit [kN/m] angenommen und bedarf keiner weiteren Umrechnung.

### 6.3.3 Kalkulation der Widerstände

Da sich das Tragverhalten einer Gewichtsmauer primär durch deren Eigengewicht auszeichnet, erfolgt für die Kalkulation der Widerstände zunächst die Ermittlung der Gewichtskraft  $G_k$  (ohne Teilsicherheitsbeiwerte).

$$G_k = \gamma_{MAUER} * b_{MAUER} * h_{MAUER}$$

$G_k$             *charakteristische vertikale Gewichtskraft*

$\gamma_{MAUER}$         *Wichte der Mauer*

$b_{MAUER}$         *Breite der Mauer*

$h_{MAUER}$         *Höhe der Mauer*

### 6.3.4 Nachweisführung

Im vorliegenden Berechnungsbeispiel werden die äußeren Versagensmechanismen „Gleiten“ und „Kippen“ untersucht. Ein Nachweis hinsichtlich „Grundbruch“ wird hier nicht durchgeführt, da im Modell eine Gründung auf unnachgiebigem Untergrund besteht. Der Nachweis der Sicherheit gegen inneres Versagen wird hierbei vernachlässigt, da dieses Beispiel möglichst allgemein gehalten werden soll. Des Weiteren hängt die innere Standsicherheit von vielfältigen Faktoren ab, wie beispielsweise der ausgeführten Konstruktionsart oder der verwendeten Baustoffe. In Kapitel 7 „Versuchsreihe zur Untersuchung der inneren Standsicherheit“ erfolgt für den Laborversuch eine ausführliche rechnerische Untersuchung zum Versagen einer Gewichtsmauer entlang einer vorgegebenen Versagensfuge, welche die inneren Versagensmechanismen möglichst realitätsnah simulieren soll.

#### 6.3.4.1 Gleiten

Beim Nachweis gegen Gleitversagen werden die mit Sicherheitsfaktoren versehenen horizontalen Einwirkungen und Widerstände gegenübergestellt. Der Widerstand gegen Gleiten resultiert aus der durch Reibung in der Sohlfuge übertragenen Kraft des vertikal wirkenden Eigengewichtes des Mauerkörpers. Abhängig von der Oberflächenbeschaffenheit des Untergrundes bzw. der Sohle der Mauer ergeben sich unterschiedliche Reibungsbeiwerte  $\mu$ . Die horizontale Widerstandskraft wird wie folgt ermittelt:

$$T_d = G_k * \mu * \gamma_{G, stb}$$

$T_d$                     *Designwert der tangentialen Widerstandskraft*

$G_k$                     *charakteristische vertikale Gewichtskraft*

$\mu$                      *Reibungskoeffizient in der Sohlfuge*

$\gamma_{G, stb}$               *Teilsicherheitsbeiwert für ständige stabilisierende Einwirkungen (= 0,9)*

Die horizontale Einwirkung  $E_{0,h}$  setzt sich, wie in Abschnitt 6.3.2 beschreiben, aus der Erddruckkraft und dem Einfluss der konstanten Oberflächenlast zusammen und ist für die Nachweisführung mit dem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{G, dst}$  zu versehen.

$$E_{0,h,d,dstb} = E_{0,h} * \gamma_{G,dstb}$$

$E_{0,h,d,dstb}$       *Designwert der horizontalen Erddruckkraft*

$E_{0,h}$               *charakteristische horizontale Erddruckkraft*

$\gamma_{G,dstb}$           *Teilsicherheitsbeiwert für ständige destabilisierende Einwirkungen (=1,1)*

Die Sicherheit  $\eta$  gegen Gleitversagen ergibt sich als Folge der Gegenüberstellung der Einwirkungen und Widerstände aus dem Quotient der tangentialen Widerstandskraft  $T_d$  und der horizontalen Erddruckkraft  $E_{0,h,d,dstb}$ . Dieser Wert muss größer oder gleich 1,0 sein.

$$\eta_{Gleiten} = \frac{T_d}{E_{0,h,d,dstb}} \geq 1,0$$

$\eta_{Gleiten}$           *Sicherheit gegen Gleitversagen*

$T_d$                   *Designwert der tangentialen Widerstandskraft*

$E_{0,h,d,dstb}$       *Designwert der horizontalen Erddruckkraft*

### 6.3.4.2 Kippen

Die Sicherheit gegen Kippversagen wird durch die Gegenüberstellung der Summe der stabilisierenden und destabilisierenden Momente um den Punkt A (siehe Abb. 88) ermittelt. Hierzu wird als stabilisierende Komponente der Designwert der vertikalen Gewichtskraft, welche im Schwerpunkt angreift, mit der halben Mauerbreite multipliziert.

$$M_{stb,d} = G_k * \gamma_{G,stb} * \frac{b_{MAUER}}{2}$$

$M_{stb,d}$       *Designwert des stabilisierenden Momentes um A*

$G_k$             *charakteristische vertikale Gewichtskraft*

$\gamma_{G,stb}$         *Teilsicherheitsbeiwert für ständige stabilisierende Einwirkungen (= 0,9)*

$b_{MAUER}$        *Breite der Mauer*

Für das destabilisierende Moment wird der Designwert der horizontalen Erddruckkraft mit einem Drittel der Höhe der Mauer multipliziert. Dies resultiert aus der linearen Zunahme des Erddruckes mit der Tiefe, was zu einem Dreiecksverlauf der Spannungen führt und die Erddruckkraft somit im unteren Drittel – im Schwerpunkt – angreift.

$$M_{dstb,d} = E_{0,h,d,dstb} * \frac{h_{MAUER}}{3}$$

$M_{dstb,d}$        *Designwert des destabilisierenden Momentes um A*

$E_{0,h,d,dstb}$    *Designwert der horizontalen Erddruckkraft*

$h_{MAUER}$        *Höhe der Mauer*

Die Sicherheit  $\eta$  gegen Kippversagen ergibt sich aus dem Quotient des stabilisierenden und des destabilisierenden Momentes. Dieser Wert muss größer oder gleich 1,0 sein, damit die Gewichtsmauer eine ausreichende Standsicherheit aufweist.

$$\eta_{Kippen} = \frac{M_{stb,d}}{M_{dstb,d}} \geq 1,0$$

$\eta_{Gleiten}$       *Sicherheit gegen Kippversagen*

$M_{stb,d}$       *Designwert des stabilisierenden Momentes um A*

$M_{dstb,d}$       *Designwert des destabilisierenden Momentes um A*

## 6.4 Bemessungsbeispiel allgemeiner Fall

Diese Variante des Bemessungsbeispiels orientiert sich prinzipiell am Modell des Grundfalles, welcher im Kapitel 6.2 „Modell“ beschrieben ist. Im Unterschied dazu wurde zusätzlich die Änderung der Neigung der Mauer  $\alpha$  sowie jene des Geländes  $\beta$  berücksichtigt. Aufgrund der Geländeneigung ist der Erdruchdruckbeiwert  $K_0$  nicht nach dem Ansatz nach Jaky mit  $K_0 = 1 - \sin(\varphi)$ , sondern nach folgender Formel zu berechnen:

$$K_0 = \cos(\beta)^2 * \frac{\sin(\varphi) - \sin(\varphi)^2}{\sin(\varphi) - \sin(\beta)^2} * (1 + \sin(\beta)) * \sqrt{\frac{\sin(\varphi) * (1 - \sin(\varphi))}{\sin(\varphi) * (1 + \sin(\beta)^2) - \sin(\beta)^2 * (1 + \sin(\varphi)^2)}}$$

$K_0$             *Erdruchdruckbeiwert*

$\beta$               *Neigung des Geländes hinter der Gewichtsmauer*

$\varphi$               *Designwert des effektiven Reibungswinkels*

(ÖNORM B4434, 1993)

Die Nachweisführung gegen Kipp- und Gleitversagen erfolgt unter Berücksichtigung des neu kalkulierten Erdruchdruckbeiwertes  $K_0$  analog zum bereits beschriebenen Berechnungsbeispiel für den Grundfall. Ein Beispiel des Berechnungsblattes befindet sich im Anhang.

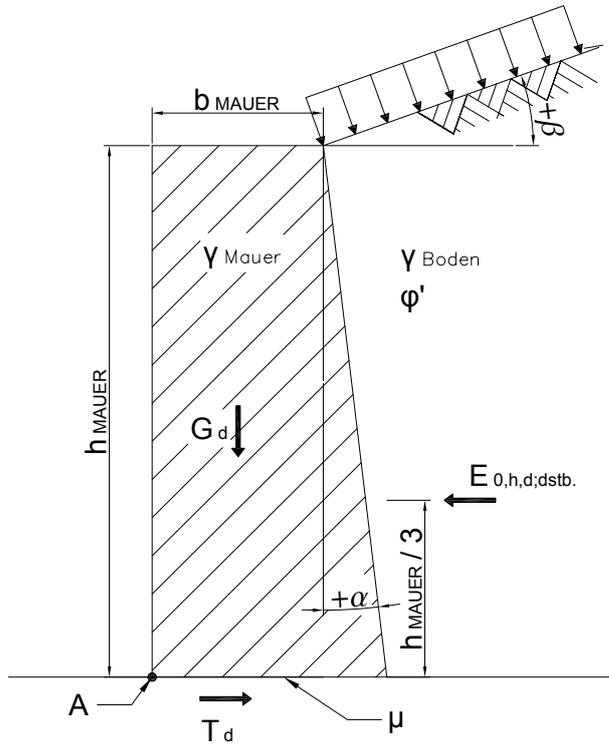


Abb. 90: Modell für das Berechnungsbeispiel mit Wand- und Geländeneigung

## 7 Versuchsreihe zur Untersuchung der inneren Standsicherheit einer Gewichtsmauer

Als Kernthematik dieser Arbeit wird anhand eines Modelles einer Gewichtsmauer im Versuchsstand deren Systemverhalten bezüglich der inneren Standsicherheit untersucht. Die daraus gewonnenen Erkenntnisse sollen der Sicherheitsbewertung existenter Stützbauwerke dienen und im Vergleich zur Nachweisführung laut Normung Rückschlüsse auf das tatsächliche Tragverhalten von Gewichtsmauern zulassen.

### 7.1 Frühere Versuche zum Tragverhalten von Stützmauern

Vor der Planung der vorliegenden Versuchsreihe wurde zunächst eine Recherche zu bereits abgeschlossenen Untersuchungen an Gewichtsmauern angestellt. Aus diesen früheren numerischen, physikalischen und theoretischen Versuchen zu Stützmauern ließen sich teilweise die heute in der Norm verankerten Bemessungskonzepte ableiten. Ein weiterer Grund für die Literaturstudie ist, aufgetretene Probleme bei Modellversuchen in der aktuellen Planung zu berücksichtigen und somit den bestmöglichen Versuchsaufbau zu erhalten.

#### 7.1.1 Versuchsreihe an Trockensteinmauerwerk (Burgoyne)

Bereits im Jahr 1834 führte Sir *John Burgoyne* eine Versuchsreihe an Trockenmauern aus rechteckig behauenen Granitsteinen durch. Dafür wurde die Querschnittsform des Mauerwerks variiert. Die grundlegenden Abmessungen sowie der verwendete Baustoff blieben hierbei gleich. Der Aufbau umfasste vier verschiedene Stützwände (siehe Abb. 91) mit je einer Länge und Höhe von rund 6,10 m und einer Breite von etwa 1,00 m. Nach dem vollständigen Herstellen der Mauern wurde die Hinterfüllung (Erde mit einer Wichte  $\gamma = 13,60 \text{ kN/m}^3$ ) lagenweise unverdichtet eingebaut. Während die Wände A und B der Belastung nach dem Auftreten bestimmter Verformungen stand hielten, stürzten die Wände C und D schon vor Erreichen der vollständigen Höhe der Hinterfüllung ein. Die aufgetretenen Schadensbilder sind in Abb. 92 dargestellt. Wie hier ersichtlich wird, bildet sich bei einschaligem Trockenmauerwerk keine gerade Versagensfuge aus. Dies erschwert es den Versuch von Burgoyne mit jenem in dieser Arbeit zu vergleichen. Bislang wurden noch keine physikalischen Versuche an Gewichtsmauern in vergleichbarer Größe durchgeführt. (Jäger, 2015)

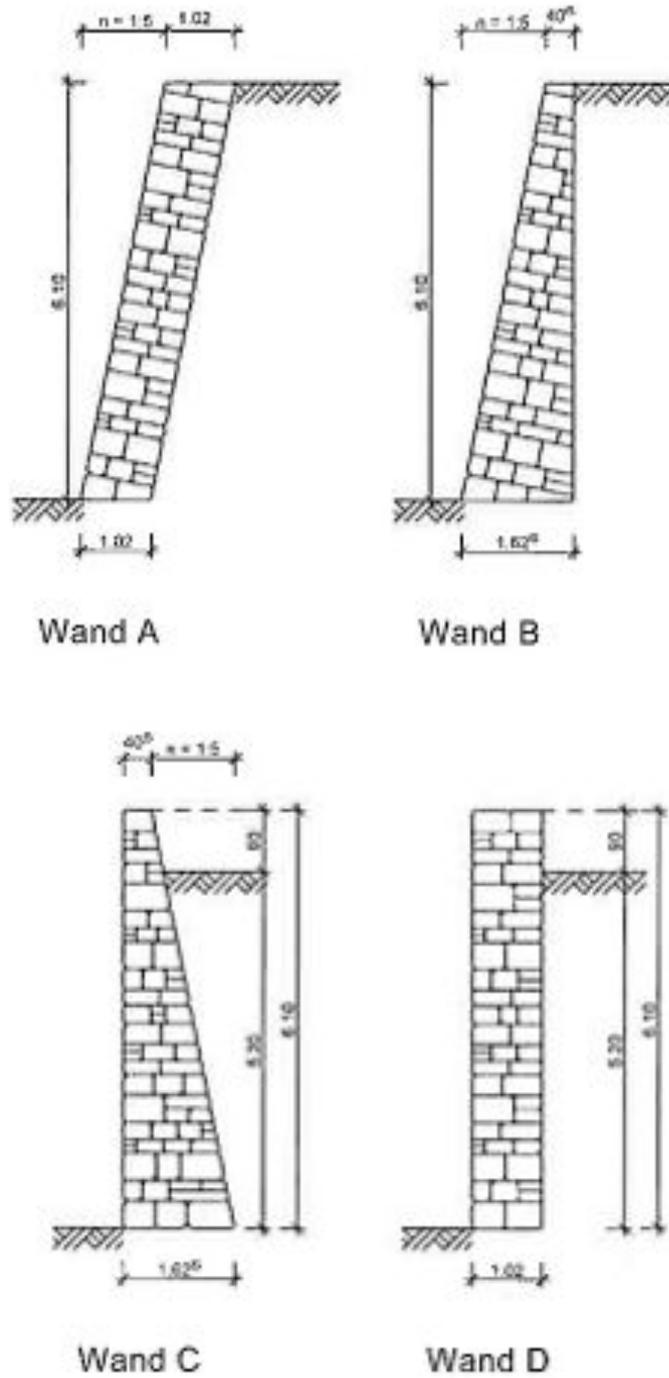
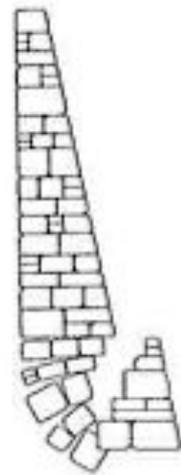
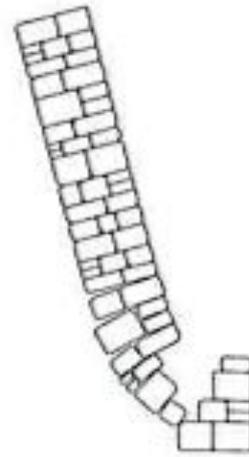


Abb. 91: Querschnitte der Gewichtsmauern (Jäger, 2015)



Wand C bei  
Versagen



Wand D bei  
Versagen

Abb. 92: Versagensbilder der Gewichtsmauern beim Versuch (Jäger, 2015)

### 7.1.2 Versuche zur Standsicherheit historischer Stützwände (Schwing)

1991 führte *Erwin Schwing* eine Versuchsreihe an Gewichtsmauern im kleinen Maßstab durch. Ziel war, das in den normativen Unterlagen angenommene Modell der Versagensmechanismen zur Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit zu verifizieren. Grundsätzlich wurden zwei verschiedene Standsicherheitsuntersuchungen durchgeführt:

- Grundbruch (4 Versuche)
- Kippen und Gleiten (Berechnung und 3 Versuche)

In einem Versuchskasten mit polierten Kristallglasscheiben wurde eine rund 4 cm breite und 24 cm hohe Mauer aus Buntsandsteinziegeln errichtet, wobei die Geometrie der Mauer je nach Versuchsreihe geringfügig in Höhe und Breite variierte. Die Fugen blieben unvermörtelt, da zum einen in situ die tatsächliche Festigkeit des Verbandes von historischen Stützmauern nur grob abgeschätzt werden kann und zum anderen in diesem Versuch geotechnische Versagensmechanismen im Vordergrund standen. Als Hinterfüllung diente trockener Sand unterschiedlicher Wichte, wobei die genauen Eigenschaften und Randbedingungen – wie beispielsweise der Reibungswinkel oder die Wandreibung im Versuchskasten – im Vorhinein bestimmt wurden. Das Versagen der Mauer im Modellversuch sollte nur durch das Eigengewicht des hinterfüllten Bodens herbeigeführt werden. Demzufolge wurde der Einfluss der einzelnen Parameter den Boden sowie auch die Mauer betreffend ermittelt.

Die nachstehend beschriebenen Versuchsreihen kamen zum dem Ergebnis, dass die zur statischen Berechnung angenommenen Modelle hinreichend korrekt sind. (Schwing, 1991)

#### 7.1.2.1 Versuche - Grundbruch

Für die Versuchsdurchführung wurde zunächst die gesamte Mauer errichtet sowie die Messtechnik angebracht und erst danach der Sand lagenweise in rund 4 cm dicken Schichten eingebaut. Zwischen den Lagen befanden sich feine Markierungsschichten aus schwarzem Quarzsand, um die Gleitflächen exakt erkennen zu können. Beim Erreichen der kalkulierten Versagenshöhe wurde der Sand nur mehr in dünnen Lagen von rund 2 mm eingerieselt bis ein Kollaps eintrat. Während des gesamten Hinterfüllprozesses wurden die Verschiebungen der Mauer kontinuierlich aufgezeichnet. Nach dem Versagen wurden zunächst Bodenproben außerhalb des Gleitkeils entnommen, um den tatsächlichen Reibungswinkel bestimmen zu können. Danach erfolgte eine Flutung und Entleerung des Versuchsstandes. Durch die

entstandene Kapillarkohäsion konnte die Bruchgeometrie freigelegt und analysiert werden. (Schwing, 1991)

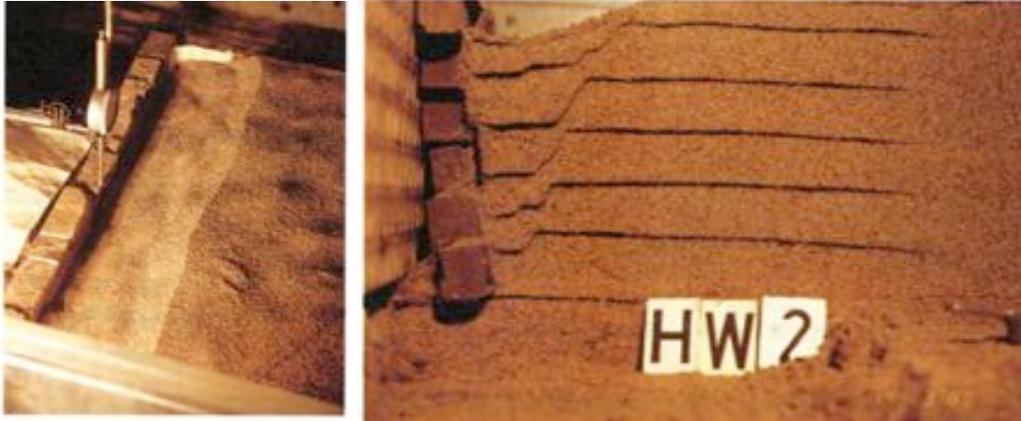


Abb. 93: Versuch Nr. 2 - Links: Bruchkörper von oben; Rechts: Bruchbild im Querschnitt (Schwing, 1991)

#### 7.1.2.2 Versuche - Gleiten und Kippen

In dieser Versuchsreihe wurde der Einfluss der Mauerbewegung auf die Neigung der resultierenden Erddruckkraft untersucht. Die Berechnung erfolgte einerseits mit, andererseits ohne Berücksichtigung der Seitenwandreibung.

Der Aufbau wurde hierbei auf starrem Untergrund vorgenommen. Die Abmessungen der Mauer betragen 25 cm in der Höhe und 3,8 cm in der Breite. Um ein Versagen nicht um den Fußpunkt, sondern in der ersten Lagerfuge zu implizieren, wies die unterste Reihe eine größere Breite (gesamt rund 4,2 cm) als die darauffolgenden Steine auf. Bei den Versuchen wurde die Rauigkeit der Sohlfuge variiert – mittels Schmierung bis Schleifpapier. (Schwing, 1991)



Abb. 94: Versuch Nr. 7 – Klaffen in der ersten Lagerfuge (Schwing, 1991)

### 7.1.3 Numerische und praktische Standsicherheitsuntersuchung von Trockensteinmauern (Mundell 2009)

Neben der Entwicklung einer numerischen Analyse für Gewichtsmauern gemäß der Gleichgewichtsmethode (Limit equilibrium method) führte *Chris Mundell* im Rahmen seiner Dissertation an der Universität Bath auch Feldversuche an Trockensteinmauern durch. Diese Untersuchungen dienten zur Verifizierung seiner Berechnungen sowie der gültigen theoretischen Grundlagen und der Lokalisierung der hierbei einflussreichsten Parameter.

#### 7.1.3.1 Numerische Analyse nach der Gleichgewichtsmethode

Bei diesem Kalkulationsprogramm handelt es sich um eine zweidimensionale Berechnung des Grenzgleichgewichtes für eine beliebig verformte Trockensteinmauer. Hierbei wird zunächst die Stützzlinie der Mauer bestimmt (Abb. 95 Links), welche aus der einwirkenden Erddruckkraft sowie den rückhaltenden Kräften in jeder Lagerfuge resultiert. Des Weiteren wird ein potentielles Gleitversagen der gesamten Mauer in den Fugen (translatorische Bewegung) und ein lokales Rotationsversagen einzelner Steine (Blockrotation) (Abb. 95 Rechts) analysiert. (Jäger, 2015)

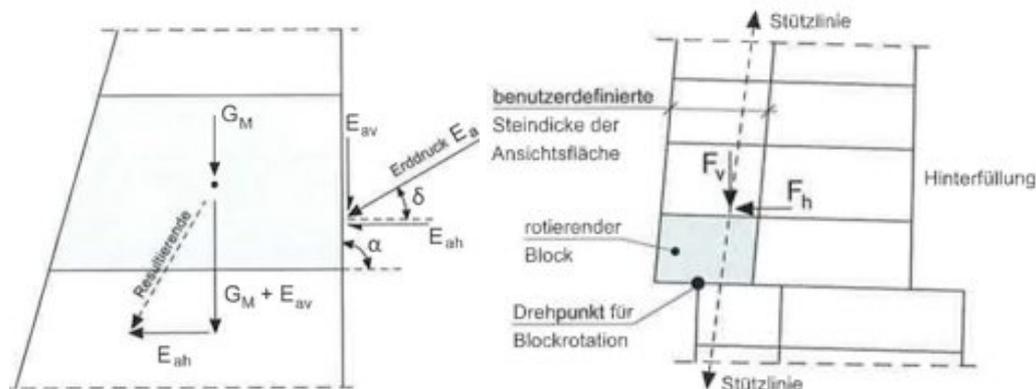


Abb. 95: Links: Ermittlung Stützzlinie; Rechts: Blockrotation einzelner Steine (Jäger, 2015)

#### 7.1.3.2 Praktische Versuchsreihe

Die Versuchskörper für die insgesamt 5 Versuchsreihen wurden aus Kalksteinziegeln, in Trockenbauweise errichtet. Die Höhe betrug bei allen rund 2,5 m, die Breite variierte zwischen 50 und 70 cm an der Basis, wobei die Mauer nach oben hin schmaler wurde. Mittels umfangreicher Messtechnik wie beispielsweise Inklinometer, Erddruckaufnehmer in der Hinterfüllung sowie Foto- und Videoaufnahmen wurden die gewünschten Daten hinsichtlich Verschiebungen bzw. Ausbauchungen erfasst und in Diagrammen dargestellt. (Mundell, 2009)



Abb. 96: Links: Wand 2 vor dem Versagen; Rechts: Wand 3 beim Versagen (Mundell, 2009)

All diese Versuche dienten ausschließlich zur Untersuchung des Systemverhaltens von Trockensteinmauern, weshalb auch hier der Vergleich mit der Versuchsreihe der vorliegenden Arbeit schwer fällt.

Da zwischen den einzelnen Versuchen die Methodik jedes Mal leicht abgeändert wurde, würde die genaue Darstellung dieser Untersuchungsreihe den Rahmen der vorliegenden Arbeit übersteigen. Eine ausführliche Beschreibung der durchgeführten Versuchsreihe und Kalkulationen zur Standsicherheit von Gewichtsmauern in Trockensteinbauweise befindet sich in der Dissertation von C. Mundell „*Large Scale Testing of Drystone Retaining Structures*“.

## 7.2 Geplante Versuchsreihen

Im Rahmen dieser Arbeit wurde zunächst von zwei hauptsächlichen Versuchsreihen ausgegangen. Zum einen soll reines Gleit-, zum anderen reines Kippversagen des Versuchskörpers herbeigeführt werden, um das tatsächliche Verhalten nach den in der ÖNORM EN 1997-1, Kapitel 9.7.6 (2)a,b beschriebenen inneren Versagensmechanismen zu untersuchen. Die Geometrie sowie das Eigengewicht des Versuchskörpers wurden hierzu in der rechnerischen Untersuchung (siehe Abschnitt 7.2.4) optimiert, um ein breites Spektrum an Versuchsreihen zu ermöglichen.

Unabhängig von den unterschiedlichen Versuchsreihen bleibt hierbei der Versuchsaufbau grundsätzlich immer gleich. Der Versuchskörper ist ein monolithischer Stützkörper mit einer vorgegebenen Versagensfuge. Dieser Körper wird in einen Versuchsstand eingebaut und mit einem nicht kohäsiven Material (Kies 4/8 – siehe Abschnitt 7.3.5) hinterfüllt. Durch den Erddruck und je nach Bedarf durch eine zusätzliche Belastung auf dem Hinterfüllungskörper soll die Gewichtsmauer zum Versagen in der vorgegebenen Fuge gebracht werden. Mittels unterschiedlicher Messtechnik sollen bereits während des Hinterfüllens die Verschiebungen bzw. Verdrehungen des Versuchskörpers erfasst werden, um das Systemverhalten möglichst exakt interpretieren zu können. Zwischen den einzelnen Versuchsreihen wird lediglich die Ausbildung der Versagensfuge variiert, um eine optimale Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu erhalten.

### 7.2.1 Gleitversagen

Die innere Standsicherheit einer Gewichtsmauer wurde hinsichtlich Gleitversagen entlang der vorgegebenen Gleitfuge innerhalb des Stützkörpers untersucht und die Sicherheit gegen „Schubversagen“ einer Stützmauer wurde rechnerisch ermittelt. Dies entspricht dem Versagensmechanismus nach ÖNORM EN 1997-1, Kapitel 9.7.6 (2)a (siehe Abb. 97).

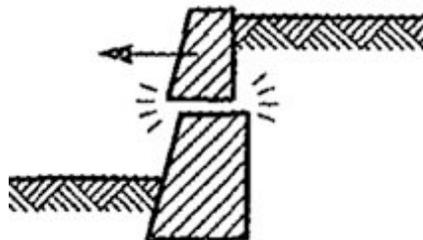


Abb. 97: Versagen durch Schubbeanspruchung (ÖNORM EN 1997-1, 2014)

Die Berechnung der Standsicherheit gegen Gleitversagen erfolgte zunächst durch eine einfache Gleichgewichtsbetrachtung an der Gleitfuge ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten:

$$\eta = \frac{R}{E_{0,h}} = \frac{\mu * G}{\frac{\gamma_{BODEN} * h_{FUGE}^2}{2} * K_0}$$

$R$             *horizontaler Reibungswiderstand in der Versagensfuge*

$E_{0,h}$         *einwirkende horizontale Erdruchdruckkraft*

$\mu$             *Reibungskoeffizient in der Fuge*

$G$             *Eigengewicht des Versuchskörpers über der Gleitfuge*

$\gamma_{BODEN}$     *Wichte der Hinterfüllung*

$h_{FUGE}$      *Höhe der Mauer über der Versagensfuge*

$K_0$          *Erdruchdruckbeiwert*

Es wurden unterschiedliche Werte für die Reibung in der Versagensfuge angenommen und die jeweilige Standsicherheit  $\eta$  dazu berechnet. Die Werte hierfür stammen aus Fachliteratur für Reibungskoeffizienten zwischen verschiedenen Werkstoffpaaren und wurden für folgende Ausbildungen der Versagensfuge herangezogen:

- Beton – Beton
- Beton – Beton geschmiert
- Beton – Stahl
- Stahl – Stahl

Die Wahl dieser Werkstoffpaare beruht auf mögliche Ausbildungen der Versagensfuge, welche zunächst grundlegend rechnerisch untersucht wurden.

### 7.2.2 Kippversagen

Hier wurde die innere Standsicherheit einer Gewichtsmauer hinsichtlich Kippversagen entlang der vorgegebenen Versagensfuge untersucht und die Sicherheit gegen „Kippen“ rechnerisch ermittelt. Dies entspricht dem Versagensmechanismus nach ÖNORM EN 1997-1, Kapitel 9.7.6 (2)b (siehe Abb. 98).

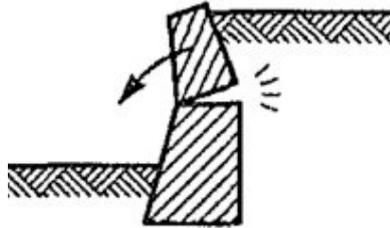


Abb. 98: Kippen – inneres Versagen (ÖNORM EN 1997-1, 2014)

Die Kalkulation der Standsicherheit gegen Kippversagen erfolgte durch eine einfache Gleichgewichtsbetrachtung der Momente um den äußeren Punkt A an der Luftseite der Versagensfuge (siehe Abb. 99) ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten:

$$\eta = \frac{G * \frac{b_{MAUER}}{2}}{E_{0,h} * \frac{h_{FUGE}}{3}}$$

$G$                       *Eigengewicht des Versuchskörpers über der Gleitfuge*

$b_{MAUER}$               *Breite der Mauer*

$E_{0,h}$                     *einwirkende horizontale Erdrückkraft*

$h_{FUGE}$                 *Höhe der Mauer über der Versagensfuge*

Hierbei hat die Reibung in der Fuge keinen Einfluss auf die Standsicherheit  $\eta$ . Diese ist vorwiegend von der Geometrie und dem Eigengewicht des Versuchskörpers abhängig.

### 7.2.3 Zentrale Fragestellungen

Ziel der geplanten Versuchsreihen ist es, die inneren Versagensmechanismen von monolithischen Stützbauwerken zu untersuchen und das Systemverhalten beim Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit zu ermitteln. Die Variation der Ausbildung der Versagensfuge soll ein großes Spektrum an Ergebnissen liefern, um aussagekräftige Rückschlüsse auf die tatsächlich auftretenden Versagensmechanismen bei Gewichtsmauern ziehen zu können. Diese Erkenntnisse dienen folglich zur Validierung der in den normativen Unterlagen festgelegten Nachweisführung der Standsicherheit von Stützbauwerken. Hierbei wird auf folgende zentrale Fragestellungen eingegangen:

- Ist plötzliches oder vorangekündigtes Versagen zu erwarten?
- Wie und unter welchen Rahmenbedingungen kündigt sich das Versagen an?
- Stimmen die Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung der Versagensmechanismen mit jenen der Versuchsreihe überein?
- Welche Abweichungen sind eingetreten und wie groß sind diese?
- Was ist der Grund für Abweichungen von den Ergebnissen aus der Berechnung?
- Wie groß ist der tatsächliche Einfluss der Variation des Reibungskoeffizienten in der Versagensfuge auf die Standsicherheit?
- Stimmen die angenommenen Werte für den Reibungskoeffizienten in der Literatur bzw. den normativen Unterlagen mit jenen, welche im Laborversuch ermittelt wurden, überein?
- Spiegeln die aktuell gültigen Normen zur Nachweisführung der Standsicherheit die tatsächlich auftretenden Versagensmechanismen wider? Kann ein Versagen von Gewichtsmauern durch die statische Berechnung auf Grundlage dieser gültigen Normen ausgeschlossen werden?
- Existieren die in der Norm beschriebenen Versagensmechanismen in reiner Form oder treten diese nur als Kombination auf?
- Für welchen Versagensmechanismus ist die Eintrittswahrscheinlichkeit größer: Gleiten oder Kippen? Was ist der Grund dafür und welche sind die größten Einflussfaktoren?

- Ist diese Simulation von Versagensmechanismen im Labor realitätsnah genug, um Rückschlüsse auf Problemstellungen in situ ziehen zu können?
- Welche Einflüsse könnten das Ergebnis verfälschen?

#### 7.2.4 Rechnerische Untersuchung

Die rechnerische Untersuchung war zunächst für die Planung des Versuchskörpers notwendig, um die für die Versuchsdurchführung optimalen Parameter der Mauer unter den gegebenen Rahmenbedingungen zu bestimmen. Die Berechnungen zur Standsicherheit hinsichtlich der im Eurocode 7 beschriebenen inneren Versagensmechanismen „Schub-“, bzw. „Gleitversagen“ und „Kippen“ sowie der hierbei erwarteten Versagenshöhe wurden dazu in Microsoft Excel mit nachstehenden Variablen durchgeführt. Diese werden als Eingabewerte verändert, um einen Versuchsaufbau zu ermitteln, bei dem die Mauer noch standsicher ist und um einen vollständigen Aufbau zu gewährleisten. Dadurch soll ein breites Spektrum an Versuchen, ein exakter Versuchsaufbau sowie die weiterführende Gewinnung repräsentativer Daten sichergestellt werden, ohne dass beispielsweise vorzeitiges Versagen des Versuchskörpers dies beeinträchtigt.

Für den Versuchsaufbau wurde als Hinterfüllung Kies 4/8 verwendet, dessen Parameter in vorhergegangenen Versuchen bereits teilweise bestimmt wurden und somit vorhanden sind. Die Beschreibung des Materials befindet sich in Abschnitt 7.3.5 „Hinterfüllung“.

<b>Boden:</b>	- Wichte	$\gamma_{BODEN}$	[kN/m <sup>3</sup> ]
	- Reibungswinkel	$\varphi'_k$	[°]
	- Kohäsion	<b>c</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]
	- Höhe über Fuge	$h_{FUGE}$	[m]
<b>Mauer:</b>	- Wichte	$\gamma_{MAUER}$	[kN/m <sup>3</sup> ]
	- Breite	$b_{MAUER}$	[m]
	- Länge	$l_{MAUER}$	[m]
	- Höhe Ziegel	$h_{ZIEGEL}$	[m]
	- Reibung in der Gleitfuge	$\mu$	[-]

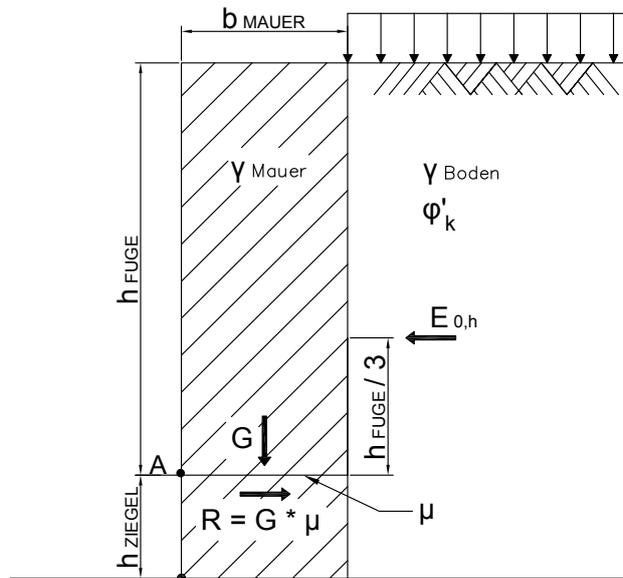


Abb. 99: Skizze zur rechnerischen Untersuchung des Modellversuchs

#### 7.2.4.1 Rahmenbedingungen

Für das Verhältnis zwischen Gleit- und Kippversagen sind hier einerseits die Breite der Mauer (für Kippen) und andererseits der Reibungskoeffizient  $\mu$  in der Versagensfuge (für Gleiten) die entscheidenden Einflussfaktoren. Für die globale Sicherheit  $\eta$  ist hauptsächlich das Eigengewicht der Mauer ausschlaggebend. Der Reibungskoeffizient  $\mu$  variiert mit dem Einsatz unterschiedlicher Materialien bzw. der unterschiedlichen Ausbildung der Flächen in der Versagensfuge zwischen den einzelnen Versuchsreihen. Für die grundlegende Untersuchung wurden zunächst folgende Abschätzungen für  $\mu$  herangezogen, welche sich an Angaben aus der Literatur orientieren.

Reibungsbeiwerte $\mu$	
Stahl-Stahl	0,15
Stahl-Beton	0,35
Beton-Beton	0,60
Beton-Beton geschmiert	0,40

Tabelle 3: Reibungsbeiwerte (Schweizer, 2016)

Die Geometrie der Mauer ist einheitlich festgelegt, um zum einen eine bestmögliche Vergleichbarkeit sicherzustellen, und zum anderen den Versuchsaufbau einfach zu gestalten. Die Abmessungen ergaben sich aus einer Variation der Werte innerhalb der

geometrischen Randbedingungen des Versuchsstandes, bis ein Optimum für die gesamte geplante Versuchsreihe erreicht werden konnte.

Für eine ausreichende Stabilität muss die Mauer neben einer genügend großen Breite ein verhältnismäßig hohes Eigengewicht aufweisen. Dadurch sollen ein vorzeitiges Versagen bzw. zu große Verformungen ausgeschlossen werden, um in situ vorgefundene Bauwerke aus Stein oder Beton abzubilden und demzufolge aussagekräftige Ergebnisse aus der Versuchsreihe ziehen zu können. Damit die Sicherheit gegen Gleit- und Kippversagen möglichst gleich große Werte aufweist, ist eine relativ hohe Breite im Verhältnis zur Höhe oberhalb der Versagensfuge erforderlich. Dadurch soll in allen Versuchsreihen Gleiten oder Kippen oder eine Kombination dieser Versagensmechanismen herbeigeführt werden. Für die Kalkulation der einwirkenden horizontalen Erddruckkraft wird der Erdruchdruck angenommen.

Die Berechnung in Excel wurde somit mit folgenden Parametern für Boden und Mauer durchgeführt. Für die einzelnen Versuchsreihen wurde aufgrund der unterschiedlichen Materialien in der Versagensfuge lediglich der Reibungskoeffizient  $\mu$  variiert.

Boden			Mauer		
$\gamma_{\text{BODEN}} =$	15,50	[kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{MAUER}} =$	24,20	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\varphi'_k =$	35,00	[°]	$\alpha =$	0,00	[°]
$c =$	0,00	[kN/m <sup>2</sup> ]	$\mu =$		[-]
$K_0 =$	0,43	[-]	$b_{\text{Mauer}} =$	0,40	[m]
			$l_{\text{Mauer}} =$	1,00	[m]
			$h_{\text{Ziegel}} =$	0,23	[m]

Tabelle 4: Links: Bodenparameter; Rechts: Parameter des Versuchskörpers

### 7.2.4.2 Gleitversagen

Die Berechnung des Gleitversagens erfolgt über die Gleichgewichtsbedingung zwischen einwirkender horizontaler Erddruckkraft  $E_{0,h}$ , welche hier aus dem Erdruchdruck über die Höhe  $h_{FUGE}$  oberhalb der Versagensfuge resultiert, und dem Reibungswiderstand  $R$  in der Gleitfuge. Die Standsicherheit gegen Gleitversagen errechnet sich somit folgendermaßen:

$$\eta = \frac{R}{E_{0,h}} = \frac{\mu * l_{MAUER} * b_{MAUER} * h_{FUGE} * \gamma_{MAUER}}{\frac{h_{FUGE}^2}{2} * \gamma_{BODEN} * (1 - \sin(\varphi'_k))}$$

Bei einer gegebenen Standsicherheit  $\eta$  wird zusätzlich die erwartete Versagensgesamthöhe  $h_{ges,GLEITEN}$  ermittelt, um die benötigte Höhe des Versuchskörpers besser abschätzen zu können. Hierbei gilt folgendes Verhältnis:

$$h_{ges,GLEITEN} = \frac{2 * \mu * l_{MAUER} * b_{MAUER} * \gamma_{MAUER}}{\eta * (1 - \sin(\varphi'_k)) * \gamma_{BODEN}} + h_{ZIEGEL}$$

### 7.2.4.3 Kippversagen

Das Kippversagen ermittelt sich aus dem Momentengleichgewicht zwischen dem Eigengewicht der Mauer  $G$  und der resultierenden Erddruckkraft über der Gleitfuge  $E_{0,h}$ , wobei die Berechnung um den äußersten Punkt  $A$  (siehe Abb. 99) an der Außenseite der Gleitfuge erfolgt. Die Standsicherheit gegen Kippen ergibt sich hierbei aus folgendem Verhältnis:

$$\eta = \frac{G * \frac{b_{MAUER}}{2}}{E_{0,h} * \frac{h_{FUGE}}{3}} = \frac{l_{MAUER} * b_{MAUER} * h_{FUGE} * \gamma_{MAUER} * \frac{b_{MAUER}}{2}}{\frac{h_{FUGE}^2}{2} * \gamma_{BODEN} * (1 - \sin(\varphi'_k)) * \frac{h_{FUGE}}{3}}$$

Wie bei der rechnerischen Untersuchung des Gleitversagens wird auch hier die erwartete Versagensgesamthöhe  $h_{ges,KIPPEN}$  bei gegebener Sicherheit  $\eta$  bestimmt:

$$h_{ges,KIPPEN} = \sqrt{\frac{3 * l_{MAUER} * b_{MAUER}^2 * \gamma_{MAUER}}{\eta * (1 - \sin(\varphi'_k)) * \gamma_{BODEN}}} + h_{ZIEGEL}$$

Das Tabellenblatt in Microsoft Excel zur rechnerischen Untersuchung des Versuchsstandes befindet sich im Anhang 11.3 mit Beispielwerten. Hierbei wurden die Werte so lange variiert, bis ein für den geplanten Versuch optimales Ergebnis vorlag

und die Entscheidung über das verwendete Material sowie das Herstellungsverfahren des Versuchskörpers getroffen werden konnte.

**7.2.4.4 Resultate der grundlegenden Untersuchung**

Zunächst wurden Kipp- und Gleitversagen mit den in Tabelle 3 dargestellten Reibungsbeiwerten  $\mu$  sowie der Variation der Parameter des Versuchskörpers untersucht. Dies diente einerseits zur Abschätzung des erforderlichen Gewichtes und der Größe des Mauerkörpers sowie andererseits zur Detailplanung der Versagensfuge.

Aus der rechnerischen Untersuchung wurde für die Versuche bei der Verwendung von Betonschalsteinen eine gesamte Mauerhöhe von 1,15 m (5 Steinreihen) gewählt, wobei sich die vorgegebene Versagensfuge zwischen der ersten und zweiten Steinreihe befindet. Die Höhe des Versuchskörpers über der Fuge beträgt somit 0,92 m. Die Länge der Mauer von 1,00 m ergibt sich aus den Abmessungen des Versuchsstandes.

Um die Vergleichbarkeit zu gewährleisten, werden nachstehend die Ergebnisse von jenen Berechnungen präsentiert, welche mit fixen Parametern bezüglich des Versuchskörpers und einzig der Variation von  $\mu$  gewonnen wurden.

**7.2.4.4.1 Beton – Beton**

Hier wurde die Reibung in der Fuge durch Beton auf Beton mit durchschnittlich  $\mu = 0,60$  angenommen, wobei die rechnerische Untersuchung zwischen  $\mu = 0,55$  und  $\mu = 0,65$  durchgeführt wurde. Der maßgebende Grund hierfür war die Tatsache, dass eine Abschätzung der exakt vorliegenden Reibungsbeiwerte nicht möglich war. Beispielsweise beeinflusst die Qualität der hergestellten Fuge im Labor das Ergebnis signifikant. Durch vergleichsweise kleine Unterschiede bezüglich der Rauigkeit könnte der Wert für den tatsächlichen Reibungskoeffizienten  $\mu$  stark variieren, wodurch die Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung dementsprechend voneinander abweichen.

Gleiten (Sicherheit)		Gleiten (Höhe)		Kippen (Sicherheit)		Kippen (Höhe)	
h [m]	1,15	$\eta$ [-]	1,00	h [m]	1,15	$\eta$ [-]	1,00
Höhe über Fuge	0,92	Höhe über Fuge	1,76	Höhe über Fuge	0,92	Höhe über Fuge	1,33
$\eta$ [-]	1,91	h [m]	1,99	$\eta$ [-]	2,08	h [m]	1,56

Tabelle 5: Ergebnisse für Standsicherheit und erwartete Versagenshöhe mit  $\mu = 0,60$

7 Versuchsreihe zur Untersuchung der inneren Standsicherheit einer Gewichtsmauer

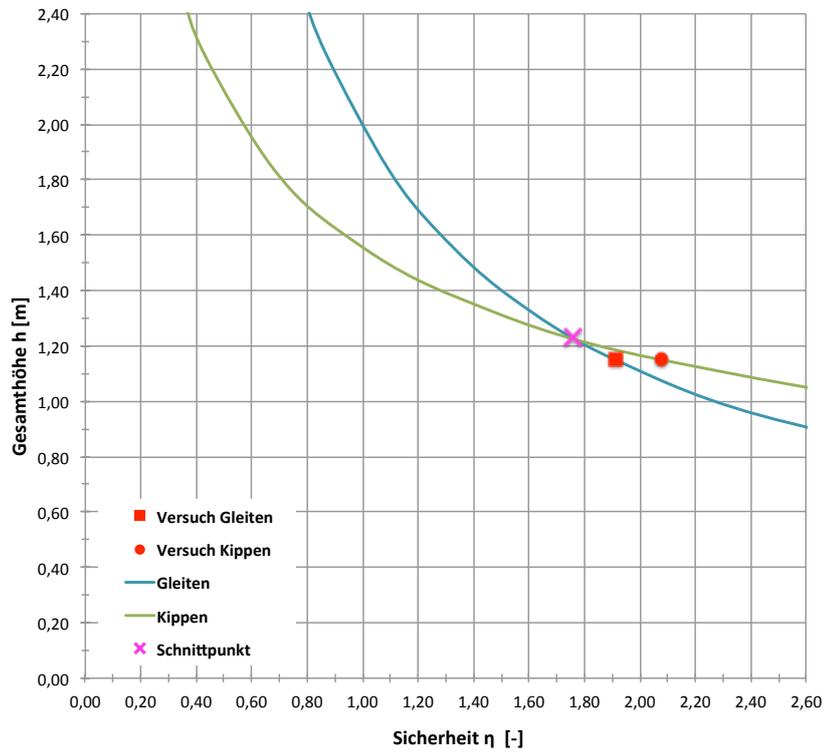


Abb. 100: Standsicherheit bei  $\mu = 0,60$

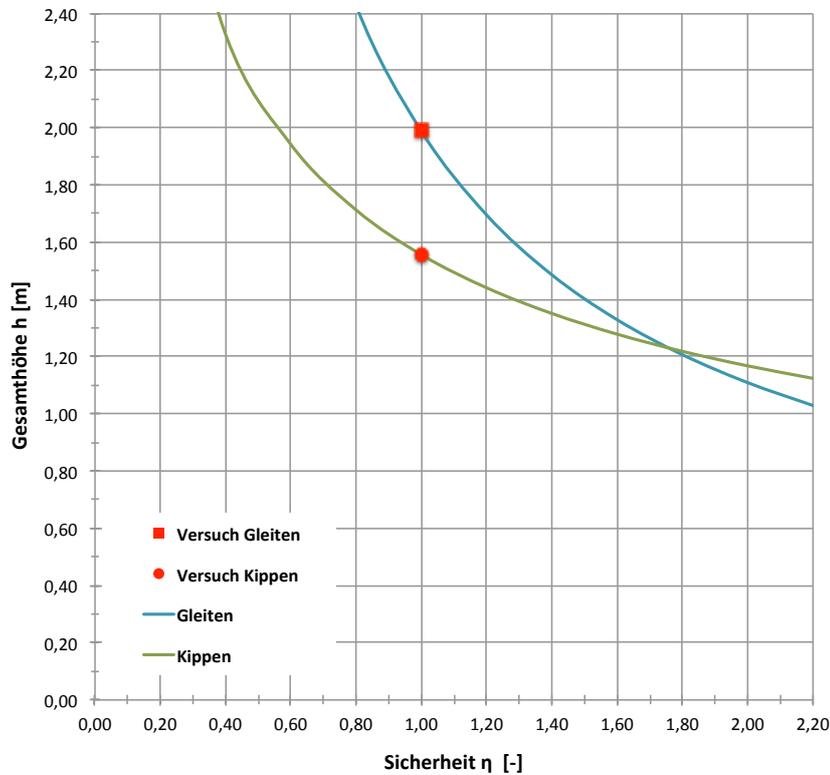


Abb. 101: Erwartete Versagenshöhe bei  $\mu = 0,60$

Im obenstehenden Diagramm der Abb. 100 ist ersichtlich, dass bei der gewählten Versuchshöhe von 1,15 m die Sicherheiten für Kipp- und Gleitversagen einerseits sehr nahe zusammen liegen (Differenz von rund 0,20) und andererseits sich die Graphen unweit davon schneiden (siehe Abb. 100 – Schnittpunkt). Der Schnittpunkt von Kippen und Gleiten stellt jenen Punkt dar, bei welchem theoretisch exakt eine Kombination beider Versagensmechanismen auftritt. Bei den hier gegebenen Parametern würde dies bei einer Mauerhöhe von 1,23 m mit einer Standsicherheit von rund  $\eta = 1,76$  eintreten. Dieses Ergebnis ist hierbei jedoch rein theoretischer Natur, da das System bei  $\eta = 1,75$  rechnerisch standsicher ist und kein Versagen eintritt. Der Versuchskörper ist bei dieser Konfiguration der Parameter allgemein als standsicher anzusehen.

Des Weiteren wurde in einer zweiten Berechnungstabelle für eine gegebene Standsicherheit  $\eta$  die dabei erwartete gesamte Versagenshöhe ermittelt. Beim Grenzzustand der Tragfähigkeit von  $\eta = 1,00$  beträgt hier für Gleitversagen die berechnete Versagenshöhe der Mauer 1,99 m, für Kippversagen 1,56 m (Abb. 101). Dies bedeutet, dass bei einer Reibung in der Fuge von  $\mu = 0,60$  und einer Mauerhöhe von über 1,56 m ein Versagen des Systems durch Kippen zu erwarten ist.

Nachfolgend sind die Tabellen sowie die Diagramme der Variation zwischen  $\mu = 0,55$  und  $\mu = 0,65$  dargestellt. Da Kippversagen von der Reibung  $\mu$  in der Versagensfuge unabhängig ist, bleiben die ermittelten Werte hierfür konstant. Kippen wird wesentlich durch das Verhältnis von Breite zu Höhe sowie der gewählten Mauerwichte bestimmt, was hier zur Untersuchung bereits einheitlich festgelegt wurde. Ob Gleit- vor Kippversagen eintritt, hängt hier somit primär von der Ausbildung der Versagensfuge ab. Je kleiner der Reibungskoeffizient  $\mu$ , desto kleiner wird die Standsicherheit gegen Gleitversagen. Für die gewählte Mauerhöhe von 1,15 m treten bei  $\mu = 0,65$  Kippen und Gleiten theoretisch gleichzeitig ein, jedoch ist unter diesen angenommenen Randbedingungen das System standsicher. Für jede Reibung  $\mu < 0,65$  ist theoretisch Gleit- vor Kippversagen, für  $\mu > 0,65$  Kipp- vor Gleitversagen zu erwarten.

Gleiten (Sicherheit)		Gleiten (Höhe)		Kippen (Sicherheit)		Kippen (Höhe)	
h [m]	1,15	$\eta$ [-]	1,00	h [m]	1,15	$\eta$ [-]	1,00
Höhe über Fuge	0,92	Höhe über Fuge	1,61	Höhe über Fuge	0,92	Höhe über Fuge	1,33
$\eta$ [-]	1,75	h [m]	1,84	$\eta$ [-]	2,08	h [m]	1,56

Tabelle 6: Ergebnisse für Standsicherheit und erwartete Versagenshöhe mit  $\mu = 0,55$

Gleiten (Sicherheit)		Gleiten (Höhe)		Kippen (Sicherheit)		Kippen (Höhe)	
h [m]	1,15	$\eta$ [-]	1,00	h [m]	1,15	$\eta$ [-]	1,00
Höhe über Fuge	0,92	Höhe über Fuge	1,90	Höhe über Fuge	0,92	Höhe über Fuge	1,33
$\eta$ [-]	2,07	h [m]	2,13	$\eta$ [-]	2,08	h [m]	1,56

Tabelle 7: Ergebnisse für Standsicherheit und erwartete Versagenshöhe mit  $\mu = 0,65$

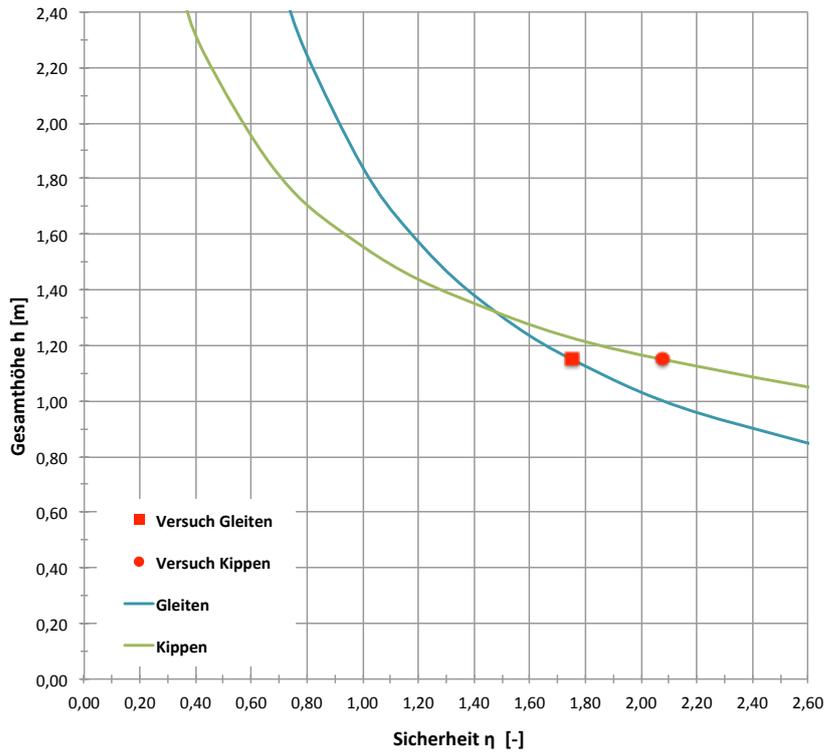


Abb. 102: Standsicherheit bei  $\mu = 0,55$

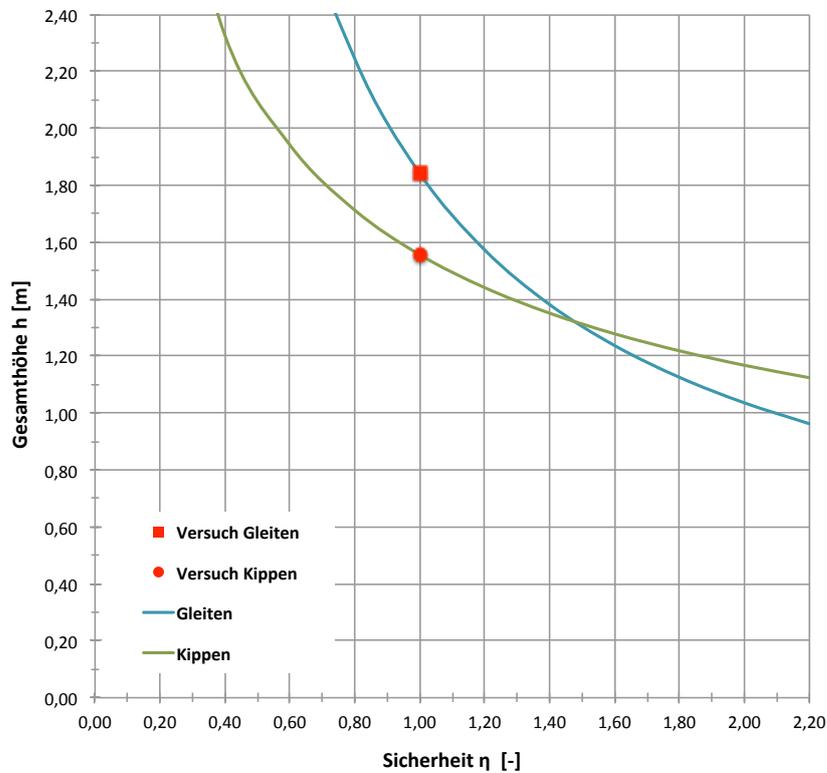


Abb. 103: Erwartete Versagenshöhe bei  $\mu = 0,55$

7 Versuchsreihe zur Untersuchung der inneren Standsicherheit einer Gewichtsmauer

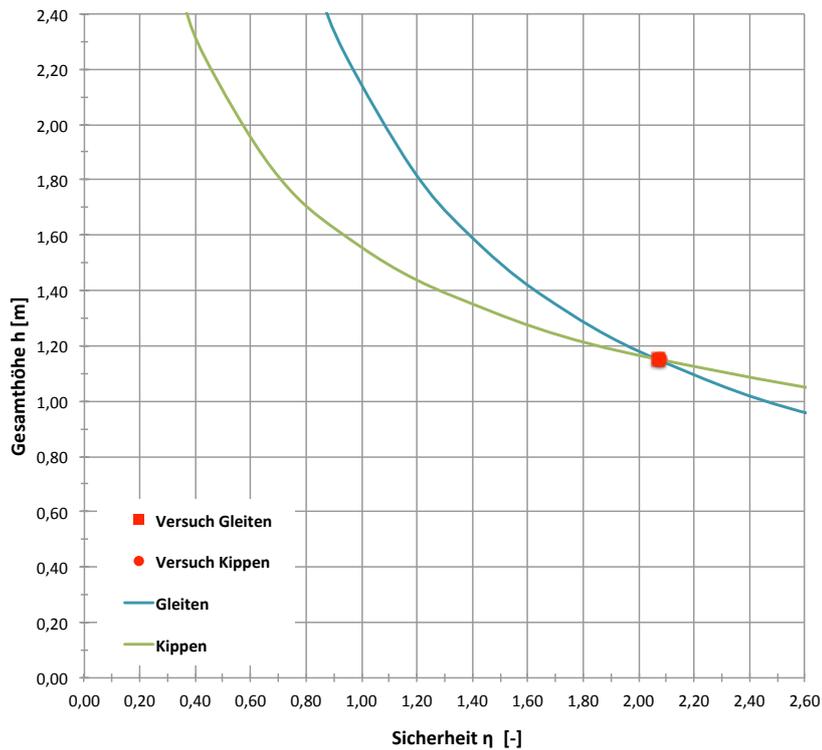


Abb. 104: Standsicherheit bei  $\mu = 0,65$

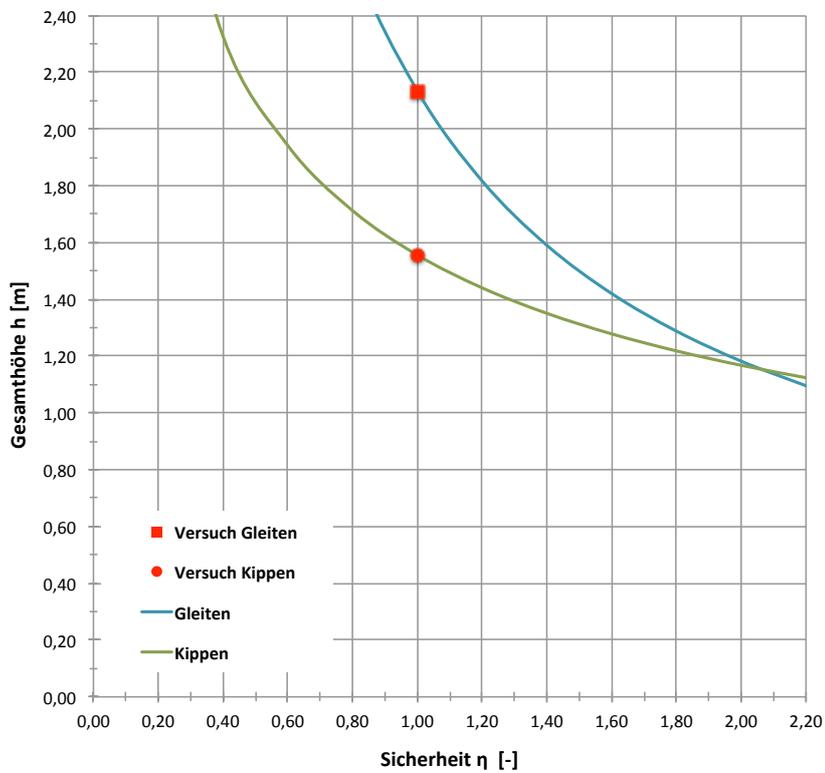


Abb. 105: Erwartete Versagenshöhe bei  $\mu = 0,65$

Aufgrund der jeweils hohen theoretischen Standsicherheit ist die Erfordernis für das Aufbringen einer zusätzlichen Auflast zu erwarten, um das System zum Versagen zu bringen. Dies birgt den Vorteil, dass eine vorzeitige Verschiebung beim Errichten der Versuchsreihe rein rechnerisch unwahrscheinlich ist und somit keine Störung der Messergebnisse erwartet wird.

**7.2.4.4.2 Beton – Beton geschmiert**

Hier ist die Versagensfuge ebenfalls durch die Reibung von Beton auf Beton charakterisiert, jedoch wird zusätzlich Schmiermittel eingebracht, um den Reibungskoeffizienten abzumindern. Für die Kalkulation wurde die Reibung in der Fuge mit  $\mu = 0,40$  gewählt.

Im folgenden Diagramm (Abb. 106) ist ersichtlich, dass bei einer gewählten Versuchshöhe von 1,15 m Gleiten ( $\eta = 1,27$ ) vor Kippen ( $\eta = 2,08$ ) erwartet wird, wobei das System rechnerisch gesehen standsicher ist. Die hier ermittelten Sicherheiten gegen Versagen bzw. der eingesetzte Reibungskoeffizient sind schon deutlich geringer als jene für Beton – Beton, jedoch noch ausreichend, um einen vollständigen Versuchsaufbau ohne erwartete vorzeitige Verschiebungen zu gewährleisten.

Gleiten (Sicherheit)		Gleiten (Höhe)		Kippen (Sicherheit)		Kippen (Höhe)	
h [m]	1,15	$\eta$ [-]	1,00	h [m]	1,15	$\eta$ [-]	1,00
Höhe über Fuge	0,92	Höhe über Fuge	1,17	Höhe über Fuge	0,92	Höhe über Fuge	1,33
$\eta$ [-]	1,27	h [m]	1,40	$\eta$ [-]	2,08	h [m]	1,56

Tabelle 8: Ergebnisse für Standsicherheit und erwartete Versagenshöhe mit  $\mu = 0,40$

7 Versuchsreihe zur Untersuchung der inneren Standsicherheit einer Gewichtsmauer

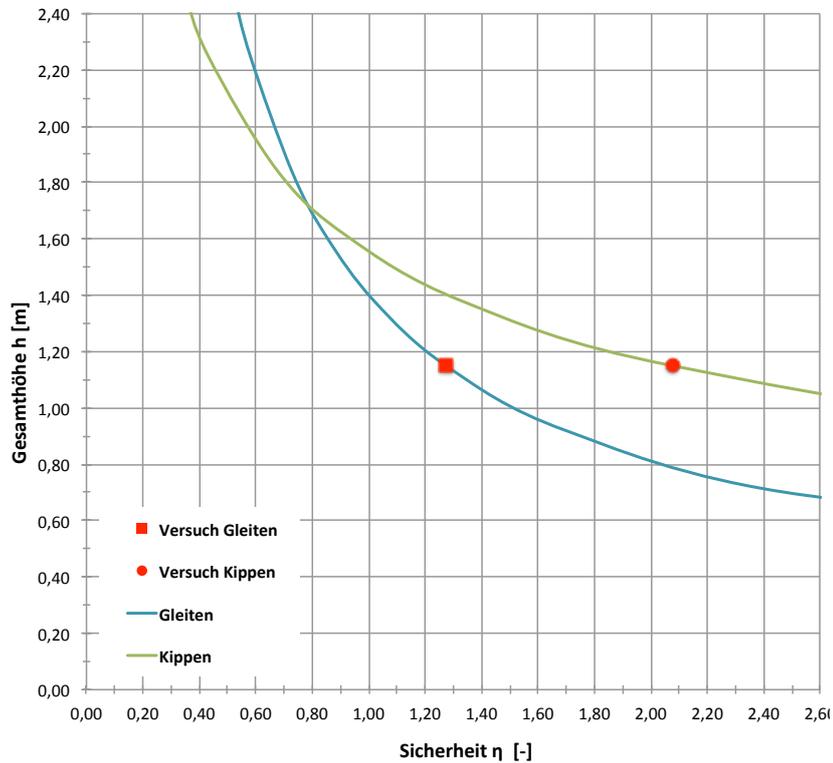


Abb. 106: Standsicherheit bei  $\mu = 0,40$

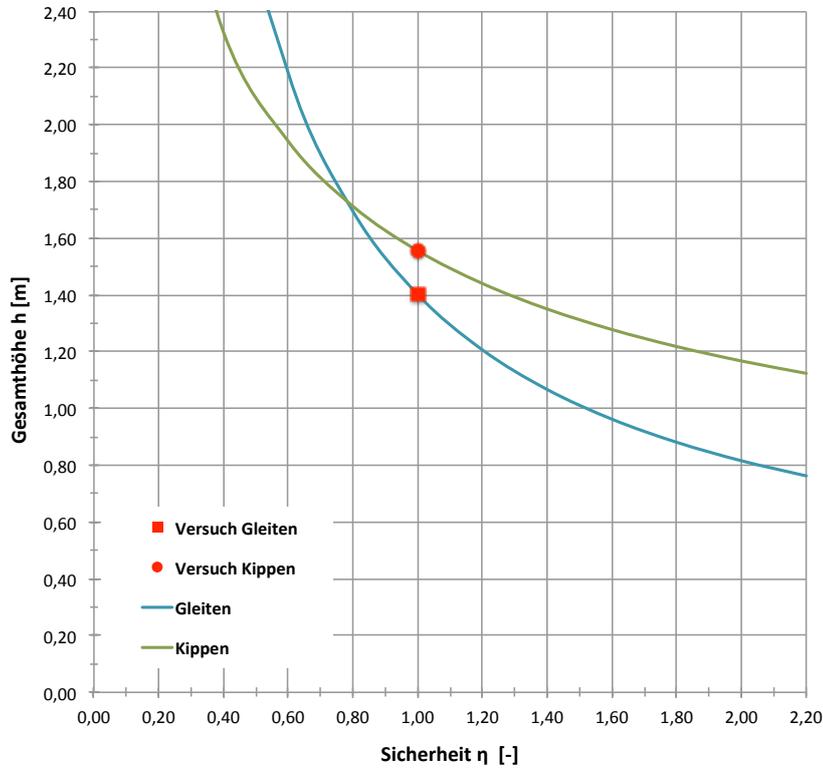


Abb. 107: Erwartete Versagenshöhe bei  $\mu = 0,40$

### 7.2.4.4.3 Beton – Stahl

Die Versagensfuge ist durch die Reibung von Beton auf Stahl charakterisiert. Für die Berechnung wurde der Reibungskoeffizient mit  $\mu = 0,35$  angenommen.

Bei einer Höhe von 1,15 m ist die Mauer somit gerade noch standsicher. Ist in der Realität die Reibung jedoch geringer oder treten während der Herstellung Erschütterungen auf, könnte die Mauer bereits vorzeitig versagen, beziehungsweise besteht die Gefahr größerer Verschiebungen bereits während des Hinterfüllens. Andererseits ist diese Variante interessant, da keine oder nur eine geringe Auflast benötigt wird, um einen Kollaps zu erreichen. Das Auftreten von reinem Gleitversagen ist außerdem hier sehr wahrscheinlich.

Gleiten (Sicherheit)		Gleiten (Höhe)		Kippen (Sicherheit)		Kippen (Höhe)	
h [m]	1,15	$\eta$ [-]	1,00	h [m]	1,15	$\eta$ [-]	1,00
Höhe über Fuge	0,92	Höhe über Fuge	1,03	Höhe über Fuge	0,92	Höhe über Fuge	1,33
$\eta$ [-]	1,11	h [m]	1,26	$\eta$ [-]	2,08	h [m]	1,56

Tabelle 9: Ergebnisse für Standsicherheit und erwartete Versagenshöhe mit  $\mu = 0,35$

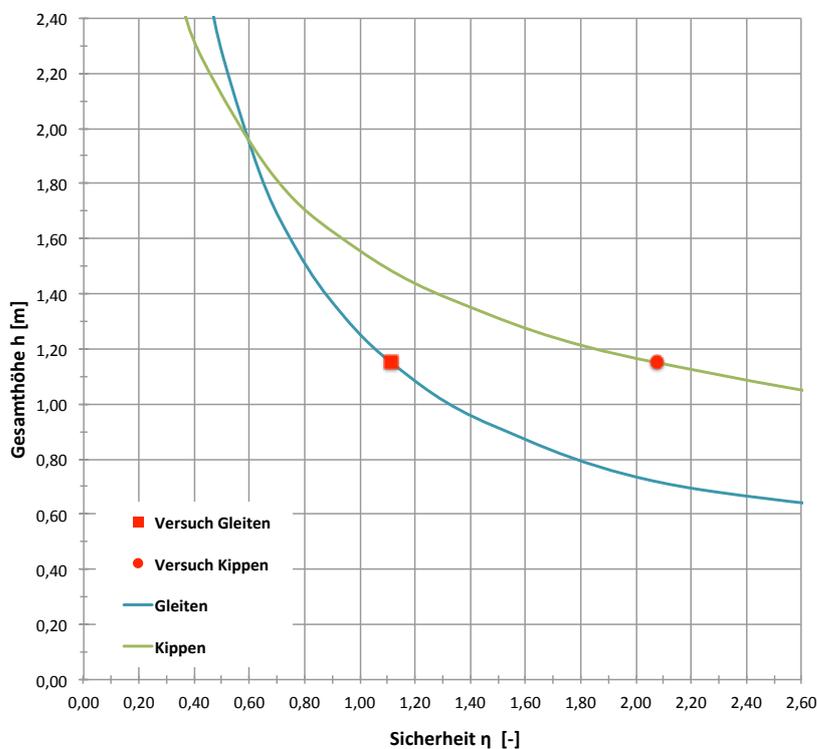


Abb. 108: Standsicherheit bei  $\mu = 0,35$

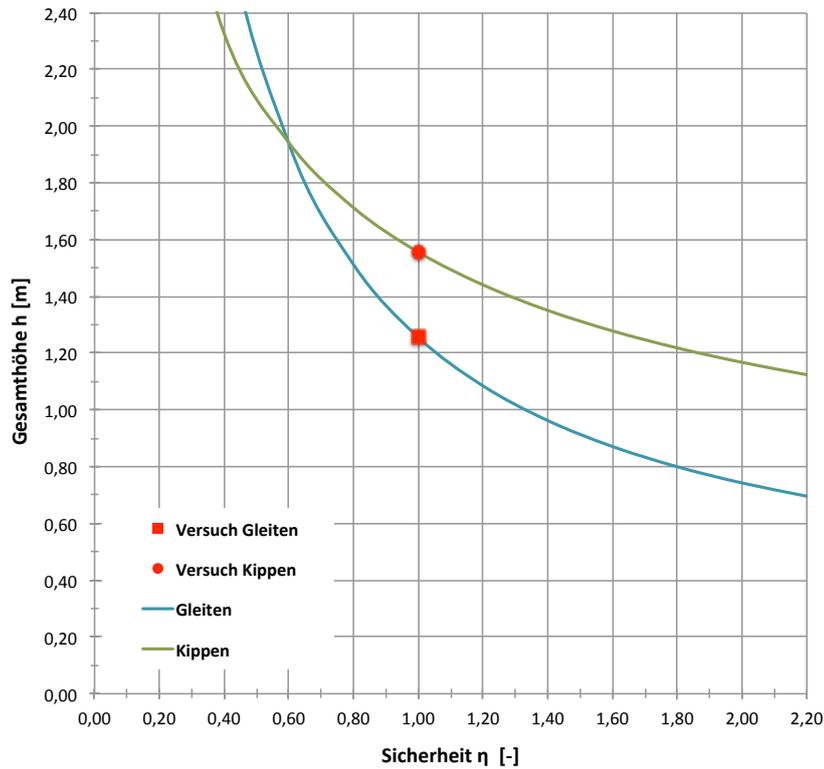


Abb. 109: Erwartete Versagenshöhe bei  $\mu = 0,35$

#### 7.2.4.4.4 Stahl – Stahl

Die Gleitfuge ist durch das Werkstoffpaar Stahl – Stahl charakterisiert. Im Vergleich zu den anderen Versuchsreihen führt dies zu einer deutlich geringeren Reibung. Aus diesem Grund ist die gleiche Umsetzung dieser Variante in der Versuchshöhe von 1,15 m sehr schwierig. Da die erwartete Versagenshöhe bei rund 0,70 m liegt, ist für die Realisierung des Versuches zu empfehlen, die Mauer lagenweise zu hinterfüllen bis ein Versagen eintritt. Analog zum Versuch Beton – Stahl ist auch hier ein Kippversagen quasi ausgeschlossen.

	Gleiten (Sicherheit)	Gleiten (Höhe)	Kippen (Sicherheit)	Kippen (Höhe)			
$h$ [m]	1,15	$\eta$ [-]	1,00	$h$ [m]	1,15	$\eta$ [-]	1,00
Höhe über Fuge	0,92	Höhe über Fuge	0,44	Höhe über Fuge	0,92	Höhe über Fuge	1,33
$\eta$ [-]	0,48	$h$ [m]	0,67	$\eta$ [-]	2,08	$h$ [m]	1,56

Tabelle 10: Ergebnisse für Standsicherheit und erwartete Versagenshöhe mit  $\mu = 0,15$

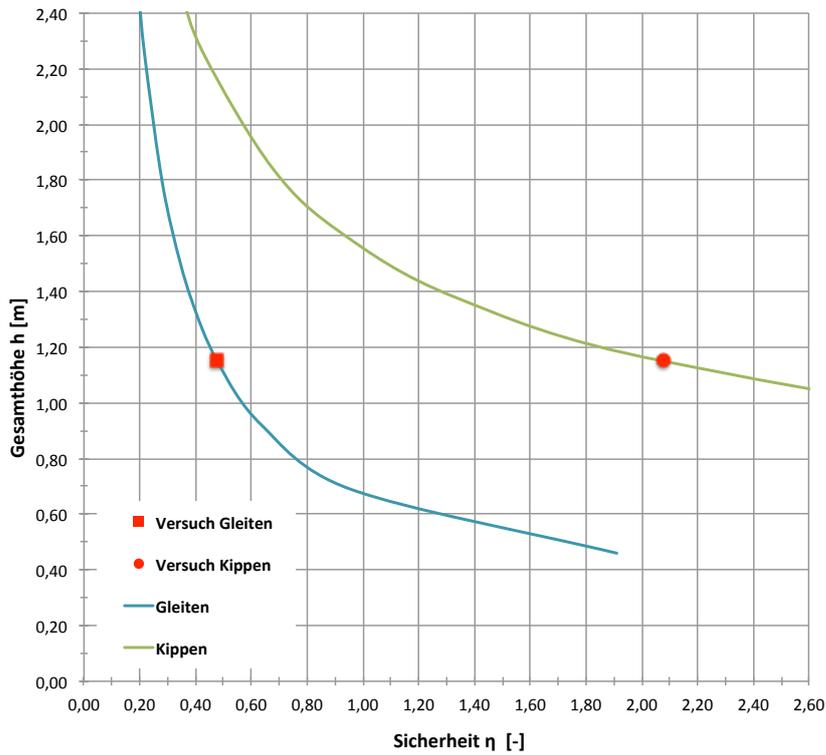


Abb. 110: Standsicherheit bei  $\mu = 0,15$

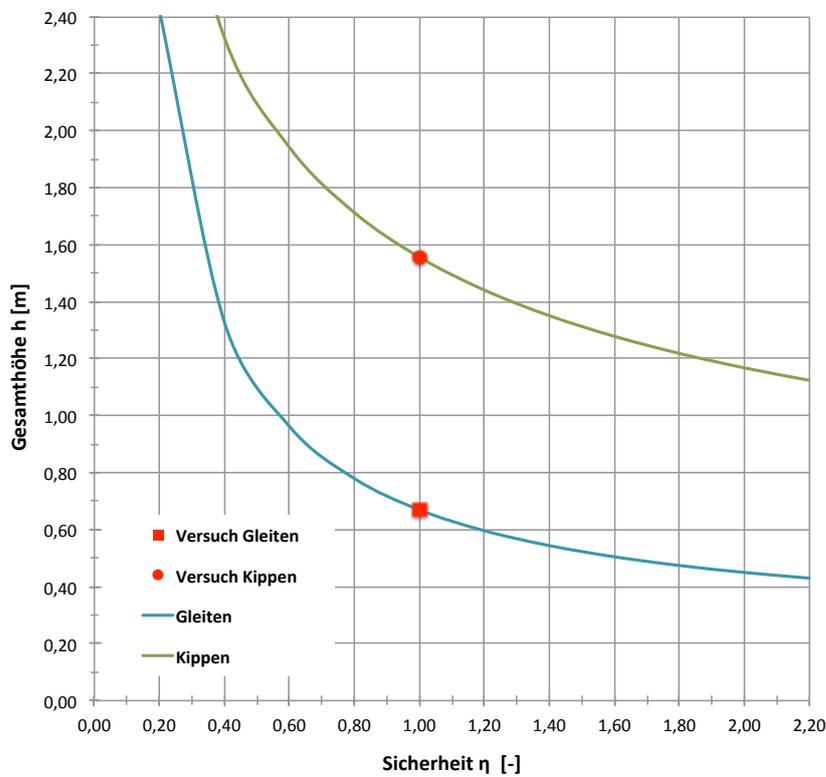


Abb. 111: Erwartete Versagenshöhe bei  $\mu = 0,15$

## 7 Versuchsreihe zur Untersuchung der inneren Standsicherheit einer Gewichtsmauer

Rein rechnerisch tritt bei den vorerst untersuchten Varianten der Gleitfuge und den gewählten Dimensionen des Versuchskörpers immer Gleit- vor Kippversagen ein. Da die Werte für den Reibungskoeffizienten  $\mu$  jedoch eine Abschätzung auf Basis der Literatur sind und noch keine eigenen Erfahrungswerte bezüglich dieser aus vergleichbaren Versuchsreihen vorliegen bzw. die Qualität der ausgebildeten Fuge einen signifikanten Einfluss auf das Ergebnis haben könnte, können hier durchaus abweichende Ergebnisse erwartet werden.

### 7.2.5 Vergleichsdiagramm

Nach der grundlegenden Untersuchung der Versuchsreihen wurde ein Diagramm erstellt, in welchem die Sicherheiten gegen Kipp- und Gleitversagen in Abhängigkeit der Mauerhöhe sowie verschiedener Reibungskoeffizienten dargestellt sind. Die Ergebnisse aus den durchgeführten Versuchen – im Speziellen aus der Bestimmung des Reibungskoeffizienten in der Fuge – sollen unter anderem hier eingetragen werden können, um einerseits eine Vergleichbarkeit zu den Berechnungen herzustellen und folglich aussagekräftige Rückschlüsse auf das tatsächliche Tragverhalten zu ermöglichen. Als Basis dient hierfür die nachfolgend dargestellte Tabelle mit den endgültigen Parametern des Versuchskörpers.

Für weiterführende Versuchsreihen wurde diese Berechnung auf Variablen aufgebaut (hier orange hinterlegt), sodass die Werte für Boden und Mauer beliebig dem jeweilig geplanten Versuch angepasst werden können.

#### Tabellen für gewählten Versuch ohne Auflast

Boden			Mauer		
$V_{\text{BODEN}} =$	15,50	[kN/m <sup>3</sup> ]	$V_{\text{MAUER}} =$	24,20	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\varphi_k =$	35,00	[°]	$b_{\text{MAUER}} =$	0,40	[m]
			$l_{\text{MAUER}} =$	1,00	[m]
			$h_{\text{ZIEGEL}} =$	0,23	[m]

Tabelle 11: Eingangsparameter des Vergleichsdiagrammes

Die Tabellen zur Erstellung der in Folge dargestellten Vergleichsdiagramme befinden sich im Anhang 11.4.

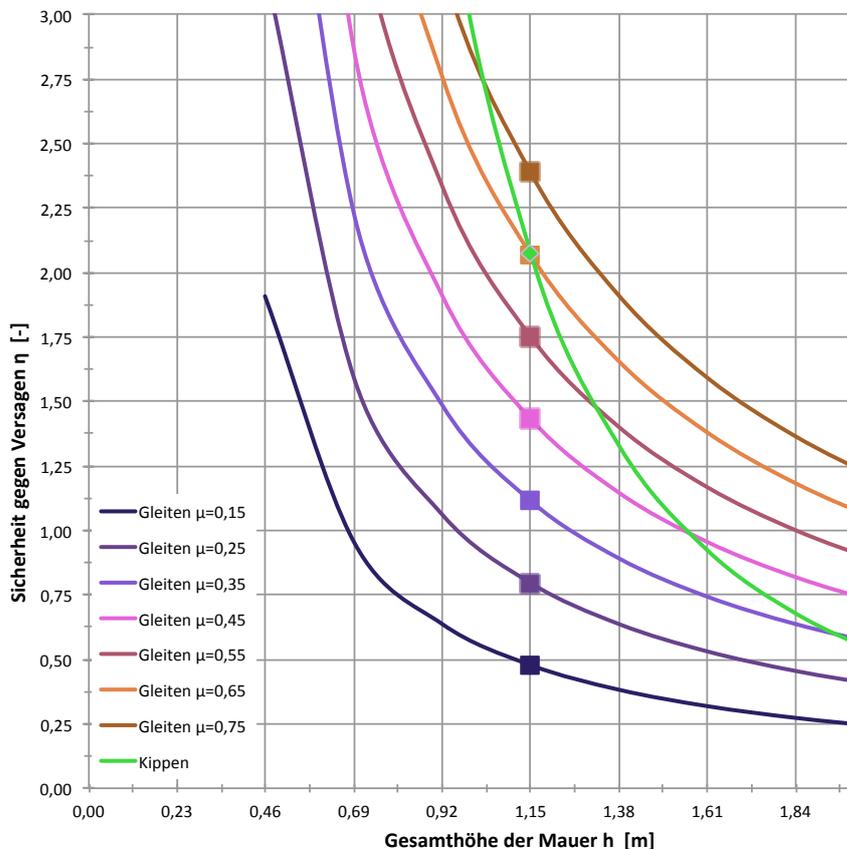


Abb. 112: Vergleichsdiagramm – Gegenüberstellung von Gleit- und Kippversagen

Im obenstehenden Diagramm ist die Sicherheit  $\eta$  gegen Gleitversagen in Abhängigkeit von unterschiedlichen Reibungsbeiwerten  $\mu$  sowie der Mauergesamthöhe  $h$  dargestellt. Der grüne Graph, welcher in diesem Ausschnitt des Diagrammes den Großteil der Kurven für Gleitversagen schneidet, ist der Graph des Kippversagens unter den selben Randbedingungen. Das Abstufungsintervall der Reibung  $\mu$  in der Fuge wurde aus Gründen der Übersichtlichkeit mit 0,10 gewählt und kann im Berechnungsblatt beliebig angepasst werden.

Da „Kippen“ von der Reibung  $\mu$  in der Fuge unabhängig ist, sondern hauptsächlich vom Eigengewicht sowie der Dicke des monolithischen Körpers bestimmt wird, existiert hier nur ein Graph. Die Punkte auf den einzelnen Kurven kennzeichnen einerseits die Gesamthöhe des hier verwendeten Versuchskörpers, welche bei 1,15 m liegt. Andererseits lässt sich an der Ordinate die Standsicherheit gegen Versagen bei gegebener Höhe sowie den verschiedenen Reibungskoeffizienten ablesen.

Der Schnittpunkt der Kurven für Kipp- und Gleitversagen liegt bei der gewählten Versuchshöhe von 1,15 m und einem Reibungskoeffizienten von  $\mu = 0,65$  in der Versagensfuge. Die errechnete Standsicherheit beträgt hierbei rund  $\eta = 2,08$ . Dies bedeutet, dass aufgrund der hohen Standsicherheit  $\eta$  bei einem Reibungskoeffizienten von  $\mu = 0,65$  in der Fuge ein Versagen bei der vorliegenden Belastung – einzig durch den Erddruck – nicht eintritt. Um ein gleichzeitiges Kipp- und Gleitversagen bei gleichbleibenden Parametern bezüglich des Versuchsaufbaues (Eigengewicht der Mauer, Reibungskoeffizient  $\mu$  in der Fuge sowie Parameter der Hinterfüllung) herbeizuführen, ist beim Versuchsaufbau eine zusätzliche Auflast auf der Hinterfüllung erforderlich, welche die Standsicherheit herabsetzt. Dazu wurde eine weitere rechnerische Untersuchung unter Berücksichtigung einer Auflast durchgeführt und die für das Diagramm eingesetzten Formeln sowie die Eingabemaske dementsprechend angepasst.

Als Auflast wurde zunächst  $p_v = 7,00$  kN/m angenommen, da dies schätzungsweise der Belastung durch einen mit Kies halb gefüllten Big Bag entspricht. Das Vergleichsdiagramm ändert sich somit wie nachstehend dargestellt.

**Tabellen für gewählten Versuch inkl. Auflast**

Boden			Mauer		
$\gamma_{BODEN} =$	15,50	[kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{MAUER} =$	24,20	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\varphi'_k =$	35,00	[°]	$b_{MAUER} =$	0,40	[m]
Auflast			$l_{MAUER} =$	1,00	[m]
$p_v =$	7,00	[kN/m]	$h_{ZIEGEL} =$	0,23	[m]

Tabelle 12: Eingangsparameter des Vergleichsdiagrammes inklusive Auflast

• **Gleitversagen**

$$\eta = \frac{R}{E_{0,h}} = \frac{\mu * l_{MAUER} * b_{MAUER} * h_{FUGE} * \gamma_{MAUER}}{\left(\frac{h_{FUGE}^2}{2} * \gamma_{BODEN} + p_v\right) * (1 - \sin(\varphi'_k))}$$

• **Kippversagen**

$$\eta = \frac{l_{MAUER} * b_{MAUER} * h_{FUGE} * \gamma_{MAUER} * \frac{b_{MAUER}}{2}}{(1 - \sin(\varphi'_k)) * \left(\frac{h_{FUGE}^2}{2} * \gamma_{BODEN} + p_v\right) * \frac{h_{FUGE}}{3}}$$

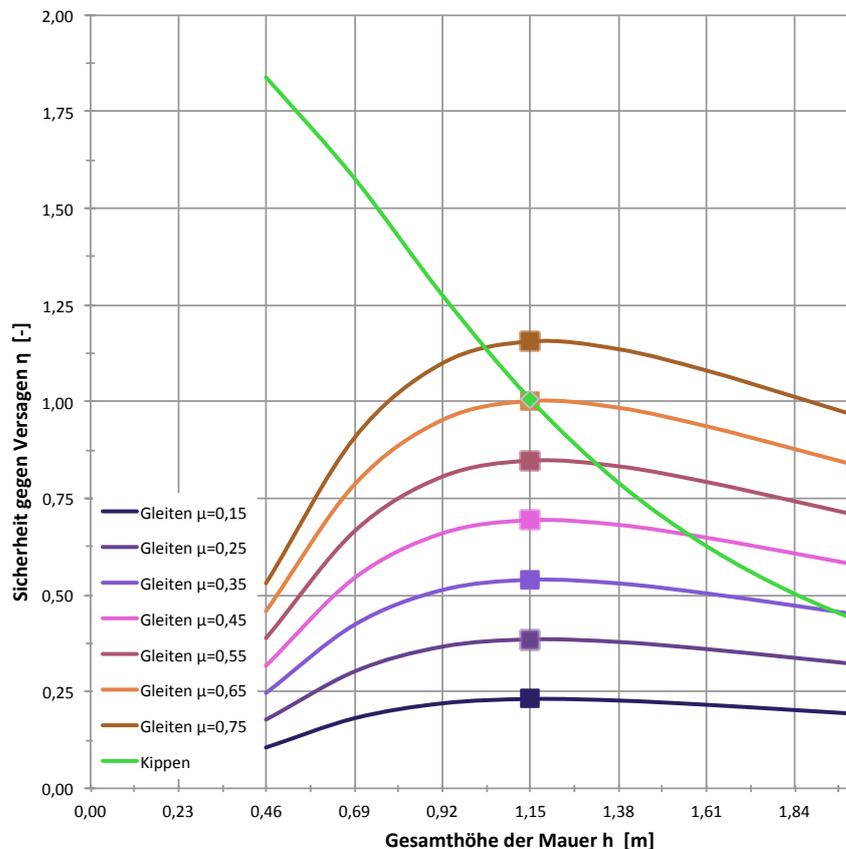


Abb. 113: Vergleichsdiagramm – Gegenüberstellung von Kipp- und Gleitversagen unter Berücksichtigung einer zusätzlichen Auflast

Der Schnittpunkt von Kipp- und Gleitversagen bei  $\mu = 0,65$  tritt bei der selben Mauerhöhe von  $h = 1,15$  m auf, die Standsicherheit  $\eta$  wird dabei wie zu erwarten geringer. Ein gleichzeitiges Auftreten von Kipp- und Gleitversagen kann nun erwartet werden, da die rechnerische Sicherheit gegen Versagen jeweils bei genau bei  $\eta = 1,00$  liegt.

Die veränderte Form der Graphen ist auf die verwendete Berechnungsmethode zurückzuführen. In der Berechnung ist die Höhe des monolithischen Mauerkörpers gleich jener der Hinterfüllung. Mit zunehmender Höhe steigt folglich der einwirkende Erddruck sowie der Widerstand durch die Mauer. Die Spannung durch eine zusätzliche Auflast verläuft unabhängig von der Gesamthöhe konstant und ist somit in den unteren Schalsteinreihen zum einwirkenden Erddruck, welcher aus der Hinterfüllung resultiert, verhältnismäßig groß. Gleichzeitig ist bei einer geringen Versuchskörperhöhe dessen Eigengewicht in gleichem Maße verringert, woraus der bogenförmige Verlauf der Graphen für Gleitversagen resultiert.

### 7.3 Durchgeführte Versuchsreihe

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde von den vorerst diskutierten Varianten (siehe Abschnitt 7.2.4 „*Rechnerische Untersuchung*“) lediglich die Versuchsreihe „Beton – Beton“ durchgeführt. Da sich bei bestehenden Stützbauwerken aus Beton durch einen Riss über die gesamte Mauerdicke eine vergleichbare Versagensfuge ausbilden kann und diese in situ ebenfalls durch die Reibung des Werkstoffpaares Beton – Beton charakterisiert ist, ist die durchgeführte Versuchsreihe hierzu sehr realitätsnah und wurde aus diesem Grund ausgewählt.

#### 7.3.1 Rechnerische Untersuchung

Die Bandbreite der Werte für den Reibungskoeffizienten  $\mu$  beim Werkstoffpaar Beton – Beton ist in der Fachliteratur sowie auch in den normativen Unterlagen zum Mauerwerksbau sehr groß. Aus diesem Grund ist es schwierig anhand einer rechnerischen Untersuchung der Versuchsreihe ein erwartetes Systemverhalten zu bestimmen.

An der ETH Zürich wurden von *Aluis Maissen* 1993 anhand einer Versuchsreihe die Reibungsbeiwerte von Werkstoffpaaren bestimmt, unter anderem auch von Beton – Beton. Die Ergebnisse dieser Studie sind in Tabelle 13 dargestellt und wurden für die weiteren rechnerischen Untersuchungen herangezogen.

Reibungsbeiwerte $\mu$	
Beton-Beton geschliffen	0,68-0,74
Beton-Beton glatt geschalt 1	0,63-0,72
Beton-Beton glatt geschalt 2	0,69-0,76
Beton-Beton geschliffen, nass	0,54-0,72

Tabelle 13: Reibungskoeffizient  $\mu$  für Beton-Beton (Maissen, 1993)

Mit den Werten für den Reibungskoeffizienten  $\mu$  aus Tabelle 13 wurde eine detaillierte Standsicherheitsuntersuchung der Versuchsreihe durchgeführt und die Ergebnisse in einem Vergleichsdiagramm eingetragen. Dieses Diagramm soll später mit den Versuchsergebnissen gegenübergestellt werden. Somit kann das reale Tragverhalten mit der Kalkulation verglichen und Aussagen über das Systemverhalten getroffen werden.

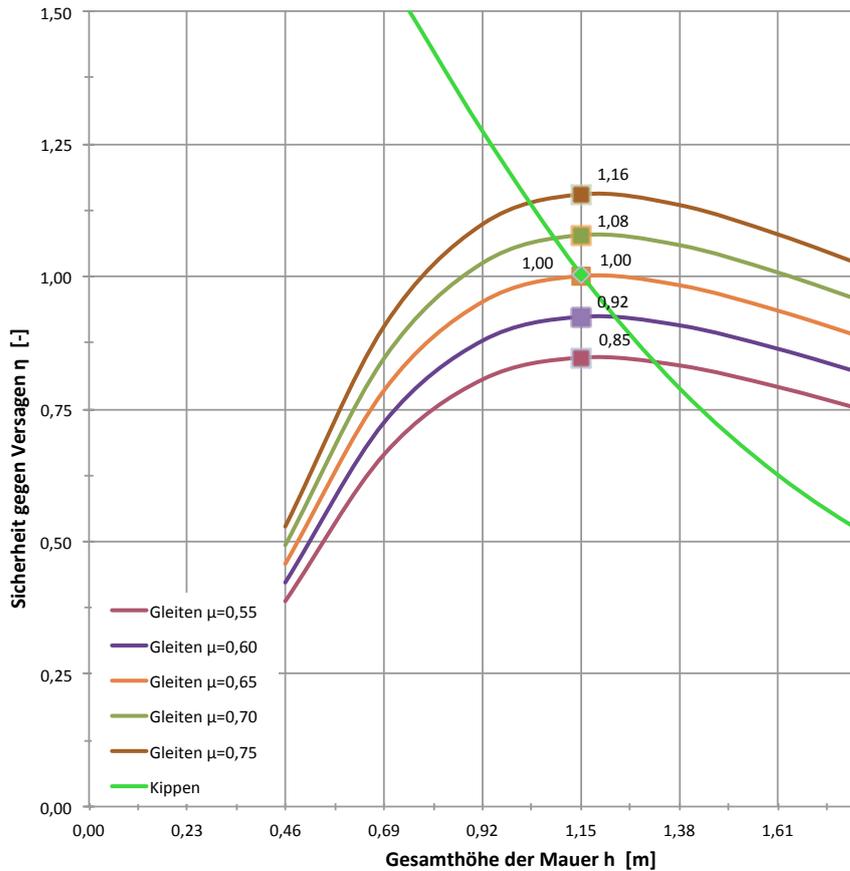


Abb. 114: Vergleichsdiagramm der Detailuntersuchung

Analog zur grundlegenden Berechnung in Abschnitt 7.2.4 wurde die Standsicherheit des Versuchskörpers unter Berücksichtigung einer zusätzlichen Belastung auf der Hinterfüllung berechnet. Im Unterschied hierzu wurde das Abstufungsintervall der Reibungsbeiwerte für die jeweilige Kurve des Gleitversagens im Rahmen der in Tabelle 13 aufgelisteten Werte verkleinert.

Jene Zahlenwerte, welche sich neben den Punkten zur Kennzeichnung der gewählten Versuchskörperhöhe befinden, geben die Standsicherheit der Mauer bei der jeweiligen Reibung  $\mu$  in der Versagensfuge an.

### 7.3.2 Versuchsstand

Die vorliegende Versuchsreihe wurde in einem Versuchsstand im Labor des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau, TU Graz, durchgeführt. Die Versuchsbox, in welche der Versuchskörper eingebaut und hinterfüllt wurde, setzt sich aus einem Traggerüst aus Stahlträgern (Abb. 115) sowie aus als Wände und Boden fungierenden Stahlplatten zusammen. Des Weiteren verfügt der Versuchsstand über eine durch vier Hydraulikzylinder sowohl translatorisch als auch rotatorisch verschiebbare integrale Rückwand, um unterschiedliche Situationen der Erddruckverteilung simulieren zu können. Eine detaillierte Beschreibung über den Aufbau der Versuchsanlage ist im Masterprojekt „Versuchsaufbau des mittelgroßen Versuches „Integrale Brücken““ (Pejic, 2015) zu finden.

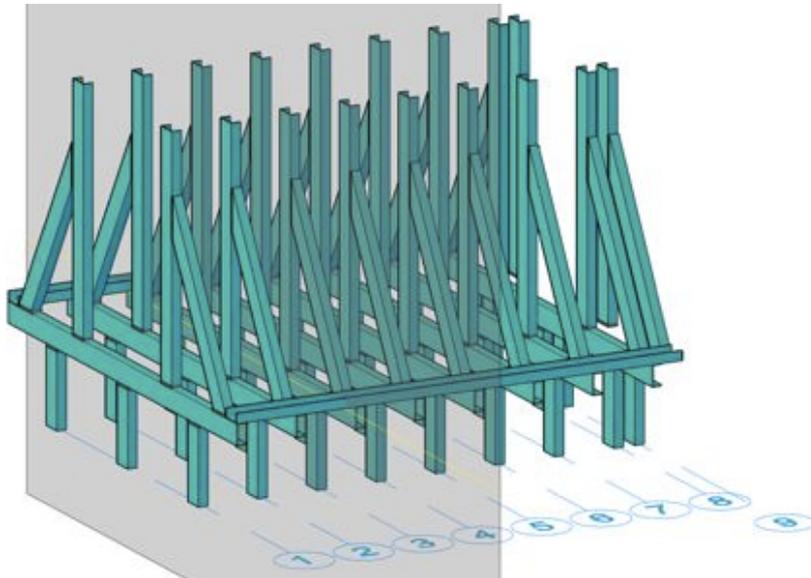


Abb. 115: Skizze des Versuchsstandes (Stahltraggerüst)

Durch die geometrischen Randbedingungen des Versuchsstandes sind die maximalen Abmessungen des Versuchskörpers hinsichtlich der Breite auf 1,00 m und der Höhe auf 1,50 m begrenzt. Die exakten Maße sind der Abb. 116 zu entnehmen. Diese beziehen sich jedoch nur auf das Stahltraggerüst ohne Seitenwände aus Stahl, welche eine Stärke von 1 cm aufweisen.



### 7.3.3 Versuchskörper

Der eingesetzte Versuchskörper ist eine Betonmauer, welche eine vorgegebene Versagensfuge zwischen erster und zweiter Schalungssteinreihe aufweist. Die gewählte Geometrie sowie das Material ergeben sich zum einen aus der räumlichen Begrenzung durch den Versuchstand und zum anderen aus der rechnerischen Untersuchung der zu erwartenden Versagensmechanismen. Auf Letztere wurde die Mauer in Höhe und Eigengewicht optimiert, um eine breitgefächerte Anzahl von Versuchsreihen zu ermöglichen.

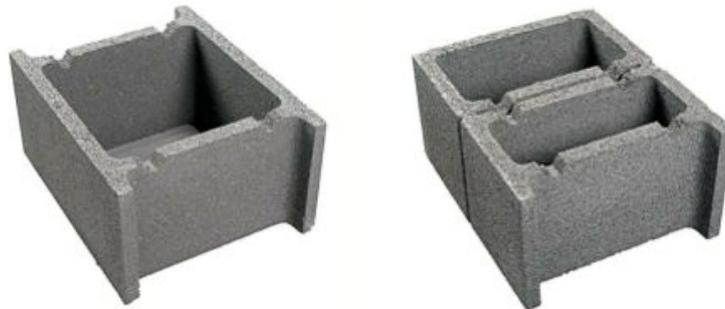
#### 7.3.3.1 Material

Zunächst war die Herstellung des Versuchskörpers aus Ziegelsteinen mit einer Breite von 50 cm angedacht. Sämtliche Berechnungen haben jedoch ergeben, dass die Mauer ein zu geringes Eigengewicht aufweisen würde und es im Zuge der Hinterfüllung höchstwahrscheinlich schon vor dem Erreichen der gewünschten Gesamthöhe von 1,15 m zu einem Versagen gekommen wäre. Als mögliche Maßnahme zur Erhöhung des Eigengewichts wurde der Einsatz von Ziegelsteinen, welche mit Beton ausgefüllt sind, rechnerisch untersucht. Die Wichte der ausbetonierten Ziegel wurde auf rund  $15 \text{ kN/m}^3$  geschätzt, welche jedoch immer noch zu gering war. Das Problem lag hierbei beim Volumen der Hohlräume, welches den Anteil an Beton im Ziegel limitiert, woraus kein höheres Gewicht erreicht werden konnte. Des Weiteren wäre das Ausbetonieren der Ziegel mit großen Aufwand verbunden gewesen. Das Erreichen eines monolithischen Mauerkörpers über der Versagensfuge sowie eine lückenlose Verfüllung ist in der geforderten Genauigkeit schwer in die Praxis umzusetzen.

Zufolge dieser Anforderungen an den Versuchskörper wurden als Material Schalungssteine (Abb. 117) mit einer Breite von 40 cm gewählt und mit Beton ausgefüllt. Das zusätzliche Einlegen von Bewehrung (Rippstahl  $\varnothing 8$ ) sichert die monolithische Wirkung der Mauer am Sockel sowie oberhalb der Versagensfuge, um möglichst akkurate Ergebnisse zu erzielen. Demzufolge konnte mit einer Wichte von rund  $24,20 \text{ kN/m}^3$  für die ausgefüllten Schalsteine ein relativ hohes Eigengewicht des Versuchskörpers erreicht werden. Die berechnete Standsicherheit ist somit für die angedachten und relevanten Versuche hinreichend gegeben.



## Schalungsstein SS40 – 50 x 40 x 23 cm



<b>Farbe</b>	Grau
<b>Steinmaß LxBxH (mm)</b>	500 x 400 x 230
<b>Wanddicke (mm)</b>	30
<b>Gewicht (kg/Stk)</b>	26
<b>Bedarf (Stk/m<sup>2</sup>)</b>	8,5
<b>Füllbeton (l/m<sup>2</sup>)</b>	296
<b>Kerndicke (mm)</b>	340
<b>Biegezugfestigkeit der Außenschalen</b>	≥ 2,5 N/mm <sup>2</sup>
<b>Flächenbezogene Masse (kg/m<sup>2</sup>) unverputzt</b>	855
<b>Bewertetes Schalldämmmaß R<sub>w</sub> (dB) unverputzt</b>	69
<b>Wasserdampfdiffusionswiderstand μ</b>	5/10
<b>Brennbarkeitsklasse ÖNORM B 3800-1</b>	A 1 (nicht brennbar)
<b>Brandwiderstandsklasse ÖNORM B 3800-4</b>	F 180 (beidseitig verfugt oder verputzt)

Ausgabe 01/14  
 PDBL Schalungsstein SS40 – 50 x 40 x 23cm

Abb. 117: Produktdatenblatt Mauerstein (Leier, 2014)

### 7.3.3.2 Herstellung

Der Versuchskörper wurde aufgrund der vorgegebenen Versagensfuge in zwei Teilen hergestellt – die unterste Schalsteinreihe und der durch die Versagensfuge getrennte darüber liegende monolithische Block aus vier Schalsteinreihen. Die Pläne hierzu befinden sich im Anhang 11.5 dieser Arbeit.

Für die unterste Reihe wurden zunächst zwei Schalungssteine à 50 cm Länge mit einem Spanngurt zusammengespannt, bewehrt und mit rund 70 Litern Beton verfüllt. Die erforderliche Bewehrung wurde zuvor zurechtgeschnitten und auf die gewünschte Form gebogen. Danach erfolgte die Glättung der Fugenoberfläche mittels Reparaturmörtel, um eine möglichst exakte Aufstandsfläche für den Mauerteil über der Fuge zu erhalten.



Abb. 118: Links: eingelegte Bewehrung; Rechts: fertige erste Reihe – ohne Glättung der Oberfläche

Der größere monolithische Block wurde in zwei Arbeitsschritten hergestellt, wobei zunächst die unteren zwei Reihen errichtet, verspannt, teilweise bewehrt und mit Beton verfüllt wurden. Danach erfolgte das Aufsetzen und Betonieren der oberen zwei Schalsteinreihen. Am Ende wurde erst jene Bewehrung in den Frischbeton eingesteckt, welche durch den gesamten Baukörper verläuft. Diese Vorgehensweise wurde aufgrund der einfacheren und besseren Verdichtung des Betons gewählt. Ein Versatz der Steine war nicht notwendig, da ausreichend Bewehrung eingelegt wurde. Nach dem vollständigen Aushärten wurde die Rück- sowie die Unterseite ebenfalls mit Mörtel

geglättet, um den Einfluss der Wandreibung an der Mauerrückseite zu mindern sowie eine ebene Versagensfuge sicherzustellen.



Abb. 119: erster Arbeitsabschnitt



Abb. 120: eingelegte Bewehrung vor dem letzten Betonierabschnitt



Abb. 121: fertige Mauer mit Kranlaschen – ohne geglätteter Oberfläche



Abb. 122: unterer Teil des Versuchskörpers – mit geglätteter Oberfläche



Abb. 123: oberer Teil des Versuchskörpers – mit geglätteter Mauerrück- und -unterseite

### 7.3.4 Stützkonstruktion

Um im Versagensfall die Mauer sowie eine etwaig installierte Messtechnik möglichst nicht zu beschädigen, wurde eine Kippsicherung aus Holz (siehe Abb.124) angefertigt, welche eine Verschiebung des Versuchskörpers um 5 cm nach vorne zulässt. Einerseits ist dieses Maß ausreichend, um das Eintreten sowie die Art des Versagens zu bestimmen. Andererseits ist ein Kippen der Wand so weit begrenzt, sodass keine Schäden entstehen können.



Abb. 124: Stützkonstruktion

### 7.3.5 Hinterfüllung

Als Hinterfüllung wurde Kies mit einer hauptsächlich Kornverteilung von 4 bis 8 mm verwendet. Dieser war für die Versuchsreihe bereits vorhanden. Somit erfolgte die Dimensionierung des Versuchskörpers unter Berücksichtigung der Materialparameter. Der Reibungswinkel wurde am Schüttkegel mit  $\varphi = 35^\circ$  gemessen und die Einbaudichte aus einer Fallhöhe von 10 cm mit  $\rho_d = 1,55 \text{ g/cm}^3$  (Pejic, 2016) bestimmt. Dies entspricht einer lockeren Lagerungsdichte, also einem unverdichteten Einbau, wie er in der vorliegenden Versuchsreihe durchgeführt wurde. Die lockerste Lagerungsdichte für das verwendete Material beträgt  $\rho_d = 1,52 \text{ g/cm}^3$  (Pejic, 2016), die dichteste Lagerung  $\rho_d = 1,72 \text{ g/cm}^3$  (Pejic, 2016).



Abb. 125: Material für die Hinterfüllung (Pejic, 2016)

Die Big Bags, welche als zusätzliche Belastung auf der Hinterfüllung aufgebracht werden können, sind ebenfalls mit diesem Material gefüllt.

### 7.3.6 Versuchsaufbau und Ablauf

Der Aufbau der Versuchsreihe erfolgte insgesamt zweimal. Zunächst diente der erste Aufbau hauptsächlich dem Erkennen von Faktoren, welche den Versuchsablauf sowie die Messergebnisse signifikant und teilweise negativ beeinflussen. Diese werden in Abschnitt 8.1 „*Aufgetretene Probleme*“ ausführlicher behandelt. Unter Berücksichtigung dieser Erkenntnisse wurde der zweite Versuchsaufbau hergestellt. Die aus der Messung erhaltenen Resultate des zweiten Versuches wurden für die weitere Auswertung herangezogen.

Für den Versuchsaufbau wurde zunächst die 1,00 m breite und 1,50 m lange Stützkonstruktion (Abb. 124) in die Versuchsbox gestellt, um den unteren Mauerkörper direkt schlüssig daran einbauen zu können. Dieser wurde durch späteres Verkeilen der Stützkonstruktion optimal gestützt und konnte sich nicht mehr verschieben.

Danach erfolgte das Einheben des unteren Teiles der Gewichtsmauer in den Versuchsstand. Da die untere Schalsteinreihe in der Berechnung für den Erddruck sowie des Eigengewichtes nicht berücksichtigt und als starrer, unverschieblicher Körper angenommen wurde, blieb diese nach dem ersten Aufbau inklusive Hinterfüllung über deren Höhe in der Versuchsbox.

Im Anschluss wurde der monolithische Körper auf der ersten Schalsteinreihe platziert. Hierbei war besonders zu beachten, dass der Mauerteil über der Versagensfuge keinen Kontakt zu den Wänden der Versuchsbox aufwies, um etwaige Verfälschungen der Verschiebungen durch Reibungswiderstände zwischen Mauerkörper und Stahlwand auszuschließen. An der Seite der Hinterfüllung des Versuchskörpers wurde der Spalt zwischen Mauer und Stahlwand an jeder Seite mit Papier abgedeckt, um ein Einrieseln des Materials zu verhindern (siehe Abb. 129). Gelangt Kies in diese Fugen, könnte dies eine Verkeilung des Körpers verursachen und die Ergebnisse durch das Verkanten der Mauer manipulieren. Um die späteren Verschiebungen möglichst nicht zu beeinträchtigen, wurde das Papier leicht befeuchtet und somit sichergestellt, dass dieses bei Belastung einfacher einreißt und keine Behinderung darstellt (Abb. 129).

Die Hinterfüllung wurde im ersten Versuchsaufbau in drei, im Zweiten in zwei Schritten mittels Big Bags eingebracht. Diese wurden hierfür mit einem Portalkran an den gewünschten Ort gehoben, an der Unterseite geöffnet und das Material somit jeweils einmal bis zur Hälfte und danach zur vollen Füllhöhe eingerieselt. Um die Reaktion des Versuchskörpers auf die relativ plötzliche Lastaufbringung zu bestimmen, erfolgte nach jedem Schritt der Hinterfüllung eine Messung der Verschiebungen an vier Punkten.

Beim zweiten Aufbau wurde hierfür ein Laser-Distanzmessgerät verwendet, da dieses sich als besser geeignete Messtechnik herausstellte, als jene im ersten Versuchsaufbau installierten analogen Wegaufnehmer.

Wie aus den Kalkulationen zu erwarten war, wies der Versuchskörper eine derart hohe Standsicherheit auf, sodass eine zusätzliche Belastung auf der Hinterfüllung aufgebracht werden konnte. Hierzu wurde der Kies zunächst mit Schalplatten abgedeckt, um eine gleichmäßige Lastverteilung zu gewährleisten. Darauf wurde eine Konstruktion aus zwei Schalsteinen und einer Holzpalette gesetzt, welche den Big Bag als Zusatzlast trug, ohne den Versuchskörper zu stören. Unmittelbar nach der Fertigstellung des Aufbaues sowie nach rund 17 Stunden erfolgte die dritte bzw. vierte Messung der Verschiebungen.

Beim Abbau des ersten Versuches wurde zunächst die Stützkonstruktion aus der Versuchsbox entfernt. Danach erfolgte das Herausheben des oberen Mauerteiles. Die Hinterfüllung rieselte hierbei über den unteren Teil hinweg in die Versuchsbox. An dem ausgebildeten Gefälle der Schüttung konnte der angenommene Reibungswinkel grob überprüft werden (Abb. 126), welcher sich bei  $\beta \approx 35^\circ$  einstellte. Der Kies wurde bis auf jenen, welcher sich hinter der unteren Schalsteinreihe befand, in zwei Big Bags zurückgeschaufelt und aus der Versuchsbox entfernt.



Abb. 126: Messung des Reibungswinkels

Die Maße des ersten sowie auch des zweiten Versuchsaufbaues sind in Abb. 127 dargestellt und wurden zwischen den zwei Versuchen nicht geändert. Der Versuchsstand fungierte hierbei lediglich als Behälter – die verschiebbare Rückwand wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht bewegt.

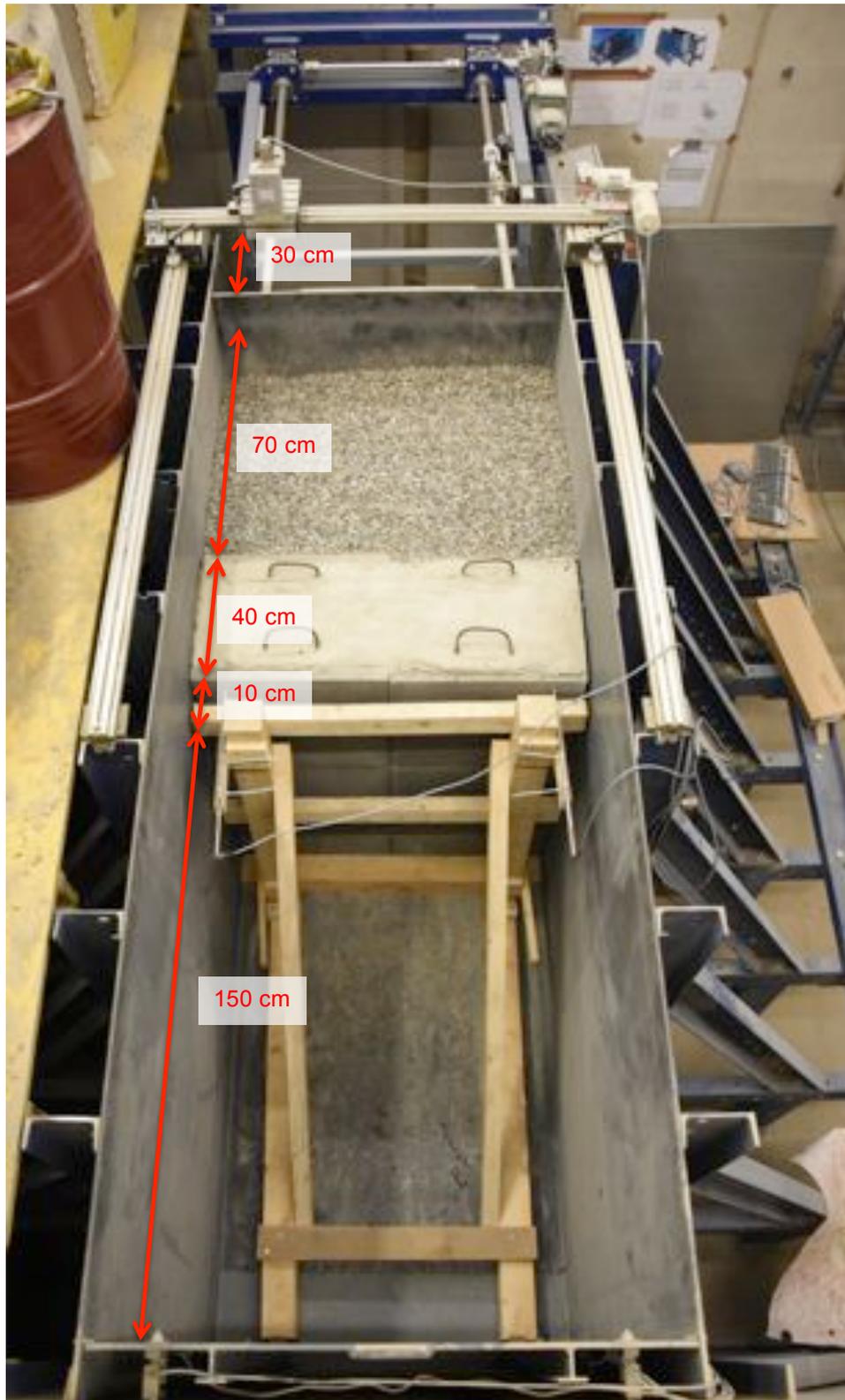


Abb. 127: Versuchsaufbau voll hinterfüllt, ohne Zusatzbelastung

**7.3.6.1 Fotodokumentation des 2. Versuchsaufbaues**

In der folgenden Abbildung ist der zweite Versuchsaufbau inklusive der Abdeckung der Fugen zwischen Mauer und Stahlwand mittels befeuchtetem Papier dargestellt. Jener Kies, welcher am Boden zu erkennen ist, reicht genau bis zur Unterkante der Versagensfuge.



Abb. 128: Versuchskörper vor Hinterfüllung



Abb. 129: Versuchskörper bis zur Hälfte hinterfüllt



Abb. 130: Versuchskörper mit zusätzlicher Belastung auf der Hinterfüllung

### 7.3.7 Ergebnisse

Sämtliche Distanzmessungen in der vorliegenden Versuchsreihe wurden mit einem Laser-Distanzmessgerät durchgeführt. Hierfür wurde zunächst die Ausgangsposition des Mauerteils über der Versagensfuge bestimmt, indem das Messgerät an der Stahlwand am vorderen Ende der Versuchsbox angelegt wurde, welche als fixe Ansatzfläche fungierte. Von dieser wurde die Distanz zu den Eckpunkten (Nummerierung siehe Abb. 131) des verschiebbaren Versuchskörpers bestimmt. Danach wurde je nach der halben und vollständigen Höhe der Hinterfüllung sowie unmittelbar nach dem Aufbringen der zusätzlichen Belastung eine Distanzmessung durchgeführt. Abschließend erfolgte nach rund 17 Stunden eine letzte Aufnahme der Verschiebungen. Um Messungenauigkeiten zu minimieren, wurden bei jeder Messung je drei Werte pro Punkt aufgenommen.

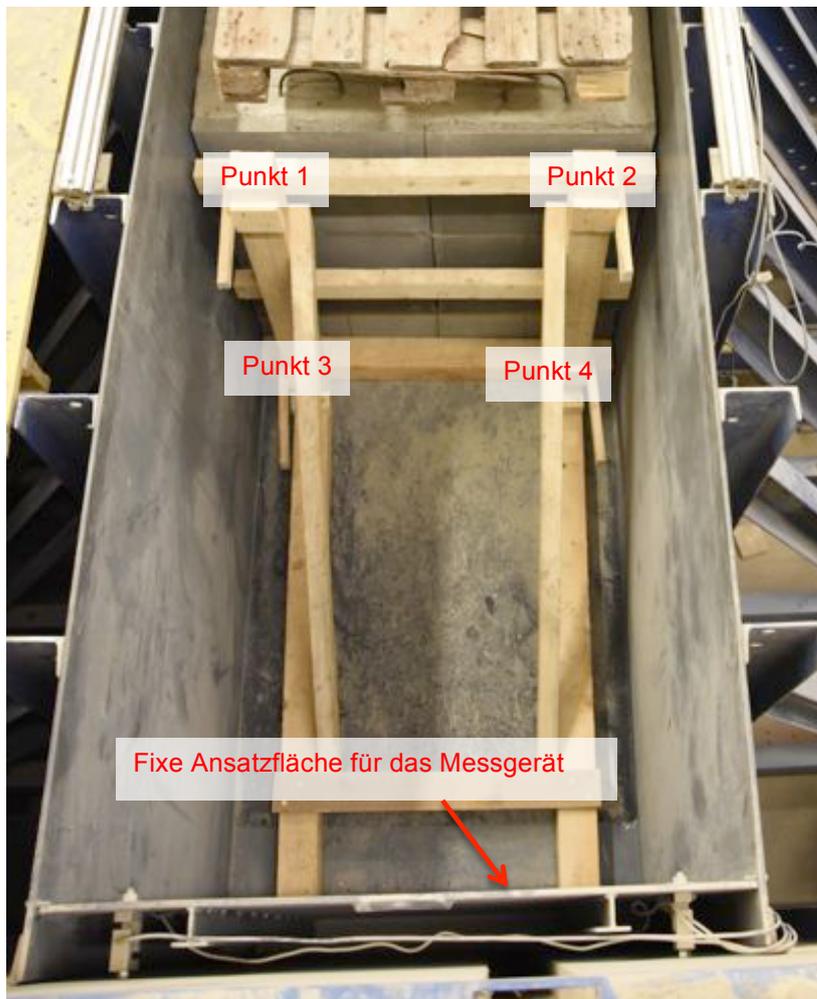


Abb. 131: Festlegung der Bezugspunkte für die Messungen

In Tabelle 14 sind die aufgenommenen Messwerte dargestellt und entsprechen der Distanz zwischen den Messpunkten an der Mauer und der vorderen Wand der Versuchsbox. Die Werte in der rechten Spalte sind das arithmetische Mittel aus jenen drei, welche die Messung ergab.

<b>Distanz: Luftseite Mauer - Wand Versuchsbox [m]</b>				
	Nullmessung			
Punkt 1	1,507	1,507	1,507	<b>1,507</b>
Punkt 2	1,497	1,497	1,497	<b>1,497</b>
Punkt 3	1,509	1,509	1,509	<b>1,509</b>
Punkt 4	1,499	1,499	1,499	<b>1,499</b>
	halb hinterfüllt			
Punkt 1	1,506	1,506	1,506	<b>1,506</b>
Punkt 2	1,497	1,497	1,497	<b>1,497</b>
Punkt 3	1,509	1,509	1,509	<b>1,509</b>
Punkt 4	1,499	1,499	1,499	<b>1,499</b>
	voll hinterfüllt			
Punkt 1	1,501	1,501	1,501	<b>1,501</b>
Punkt 2	1,492	1,492	1,492	<b>1,492</b>
Punkt 3	1,508	1,508	1,508	<b>1,508</b>
Punkt 4	1,498	1,498	1,498	<b>1,498</b>
	zusätzliche Belastung			
Punkt 1	1,496	1,496	1,496	<b>1,496</b>
Punkt 2	1,487	1,487	1,487	<b>1,487</b>
Punkt 3	1,507	1,507	1,507	<b>1,507</b>
Punkt 4	1,497	1,497	1,497	<b>1,497</b>
	nach rund 17 Stunden Belastung			
Punkt 1	1,495	1,495	1,495	<b>1,495</b>
Punkt 2	1,485	1,485	1,485	<b>1,485</b>
Punkt 3	1,506	1,507	1,506	<b>1,506</b>
Punkt 4	1,497	1,497	1,496	<b>1,497</b>

Tabelle 14: Messwerte

Wie in Tabelle 14 ersichtlich ist, wurden die Maße aus der geplanten Aufteilung im Versuchsstand nicht exakt eingehalten. Dieser Umstand ist auf Abweichungen der Stützkonstruktion zurückzuführen, hat jedoch keinen signifikanten Einfluss auf das Ergebnis, da der Gleitflächenwinkel mit  $\vartheta = 60^\circ$  angenommen werden kann. In der statischen Berechnung des Versuchsstandes wurde nur der Versuchskörperteil über

der Versagensfuge mit  $h = 0,92 \text{ m}$  berücksichtigt. Der rechnerisch ermittelte Gleitkeil bildet sich somit über folgende horizontale Länge aus:

$$l_{\text{GLEITKEIL}} = \frac{h_{\text{FUGE}}}{\tan \vartheta} = \frac{0,92 \text{ m}}{\tan 60^\circ} = 0,53 \text{ m}$$

$l_{\text{GLEITKEIL}}$  horizontale Länge des Gleitkeiles

$h_{\text{FUGE}}$  Höhe der Mauer über der Versagensfuge

$\vartheta$  Gleitflächenwinkel

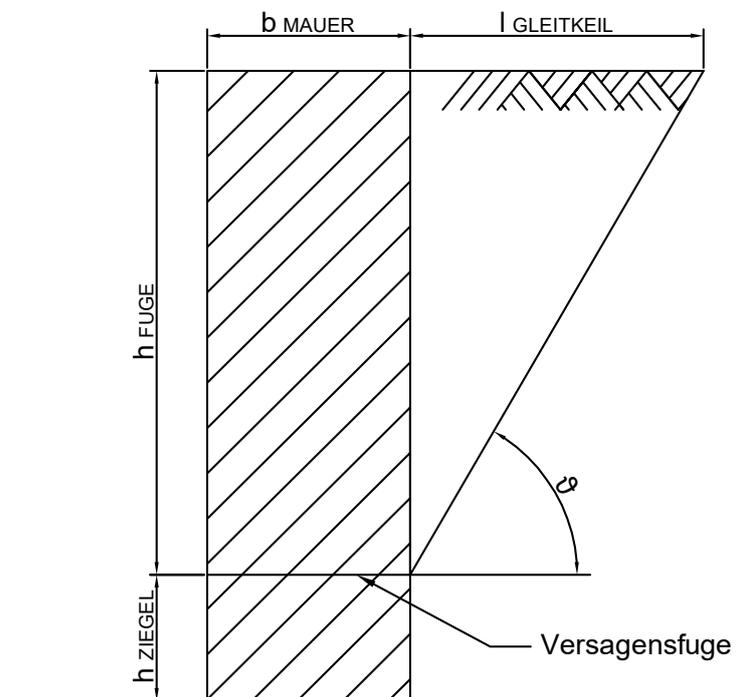


Abb. 132: Skizze zur Berechnung des Gleitkeiles

Des Weiteren ist aus den Werten der Nullmessung ersichtlich, dass der Mauerkörper nicht exakt gerade auf dem unteren Teil des Versuchskörpers steht. Dies ist einerseits auf Unregelmäßigkeiten in der Versagensfuge zurückzuführen, andererseits könnte auch die Bezugsfläche bzw. der gesamte Versuchsstand nicht genau im Lot sein. Da der Versuchskörper mittels Portalkran eingehoben und manuell ausgerichtet wurde, war eine Schwankungsbreite von 1 cm beim Einpassen festzustellen. Die daraus resultierenden Einflüsse auf das Ergebnis werden im Folgenden Abschnitt 7.3.8 „Analyse und Interpretation“ diskutiert.

### 7.3.8 Analyse und Interpretation

Die in Tabelle 15 dargestellten Verschiebungswerte ergeben sich aus der Differenz der Mittelwerte der Nullmessung und der jeweiligen Messergebnisse der Distanzen nach Lastaufbringung.

<b>Verschiebungen in Bezug auf Nullmessung [mm]</b>				
	halb hinterfüllt	voll hinterfüllt	zus. Belastung	nach 17 Stunden
Punkt 1	1	6	11	12
Punkt 2	0	5	10	12
Punkt 3	0	1	2	3
Punkt 4	0	1	2	2

Tabelle 15: Verschiebungen

Die Verschiebungen treten im Wesentlichen unmittelbar nach dem Einbringen der Hinterfüllung sowie der zusätzlichen Lastaufbringung auf, was aufgrund der Ergebnisse aus der rechnerischen Untersuchung zunächst nicht erwartet wurde (ausführliche Erläuterung in Kapitel 8.1). Nach dem ersten Schritt der Hinterfüllung (halb hinterfüllt) zeigte der Versuchskörper eine geringe Reaktion. Die Hinterfüllung bis zur vollständigen Höhe sowie die zusätzliche Belastung durch einen rund zu 75 % gefüllten Big Bag mit Kies riefen die größten Verschiebungen hervor. Am folgenden Tag konnten noch einmal relativ gleichmäßige jedoch vergleichsweise geringe, zusätzliche Bewegungen festgestellt werden.

Aus den Werten lässt sich erkennen, dass der Mauerkörper an der Seite von Punkt 1 und 3, welche in Fallrichtung gesehen die rechte Seite darstellt, geringfügig größere Verschiebungen aufweist, als an der linken Seite (Punkte 2 & 4). Dies deutet auf ein leichtes Verkeilen der Mauer in der Versuchsbox hin, da zum einen an der rechten Seite der Spalt zwischen Mauer und Seitenwand größer war, als an der linken. Zum anderen stand der bewegliche Mauerteil von Beginn an leicht schräg in der Versuchsbox, wobei sich die rechte Seite um 1 cm näher an der Stützkonstruktion befand. Da der Versuchskörper nahezu millimetergenau auf die Breite des Versuchsstandes eingepasst wurde und die mit Mörtel geglättete Versagensfuge dennoch einige Unregelmäßigkeiten aufwies, war das Auftreten eines leichten Reibungswiderstandes an einer Seite selbst durch sorgfältiges Einsetzen nicht zu beseitigen. Die Verschiebungen unterscheiden sich jedoch maximal um 1 mm, wodurch angenommen werden kann, dass der Einfluss dieses Umstandes von untergeordneter Bedeutung ist.

Der Vergleich der ermittelten Verschiebungswerte der Oberkante (Punkte 1 & 2) des Versuchskörpers mit jenen an der Unterkante (Punkte 3 & 4) lässt auf ein hauptsächliches Kippversagen in Kombination mit geringfügigem Gleiten in der Versagensfuge schließen. Bei der vorliegenden Versuchsreihe konnte jedoch kein vollständiges Versagen des Versuchsaufbaues mit der erzeugten Belastungssituation herbeigeführt werden. In Anbetracht der rechnerischen Untersuchung war dieses Verhalten durchaus zu erwarten. Nach den Reaktionen des Versuchskörpers und der dennoch vorhandenen Standsicherheit kann darauf geschlossen werden, dass der Reibungskoeffizient in der Versagensfuge im Bereich von zirka  $\mu = 0,65 - 0,70$  liegt. Bei zusätzlicher, möglicherweise lediglich geringer Belastung könnte ein Überschreiten des Grenzzustandes der Tragfähigkeit erreicht werden, da die rechnerisch ermittelte Standsicherheit hier bei rund  $\eta = 1,0 - 1,1$  liegt. Diese Aussage beruht jedoch nur auf dem Vergleich der Verschiebungswerte zur rechnerischen Untersuchung und die daraus gezogene Interpretation. Um eine exakte Aussage treffen zu können, müsste vorher der Reibungskoeffizient in der Fuge bestimmt werden und die genaue Belastung bekannt sein. Als Folge dessen können die gewonnenen Erkenntnisse aus der Versuchsreihe unmittelbar in das Vergleichsdiagramm der rechnerischen Untersuchung eingetragen und somit der direkte Vergleich hergestellt werden, was mit der einzigen Kenntnis über die Verschiebungswerte nicht möglich ist.

Bei der Analyse und Interpretation der Verschiebungen wurden einige Parameter vernachlässigt, deren Einfluss auf das Ergebnis nicht hinlänglich bekannt war. Das Einbringen der Hinterfüllung mittels Big Bags, wodurch der Kies sehr schnell hinter den Versuchskörper gefüllt wurde, könnte die Ergebnisse aufgrund der plötzlichen Lastaufbringung verfälscht haben.

Des Weiteren wird angenommen, dass sich der Erddruck nicht sofort nach dem Einbau konstant einstellt, da zwischen den Abschnitten des Hinterfüllvorganges (halb hinterfüllt & voll hinterfüllt) eine Verdrehung des verschieblichen Mauerkörpers um den Fußpunkt an der Versagensfuge stattfand (Differenz ca. 5 mm – siehe Tabelle 15) und die Hinterfüllung nach dem Einbau nicht zusätzlich verdichtet wurde. 17 Stunden nach dem vollständigen Versuchsaufbau wurden ebenfalls geringfügige Verschiebungen festgestellt (siehe Tabelle 15). Diese Umstände erschweren den Vergleich mit der rechnerischen Untersuchung, da in der Berechnung von einwirkendem Erddruck über die volle Höhe ausgegangen wurde und kein lagenweiser Einbau sowie Erschütterungen auf den Versuchskörper berücksichtigt wurden. Überdies kann durch

die Bewegungen der Mauer vermutlich von einer gewissen Abminderung des Erdruhedruckes ausgegangen werden.

Modellfaktoren wurden hierbei weder in der Berechnung noch bei der Auswertung der Ergebnisse berücksichtigt. Diese wurden im Rahmen dieser Arbeit vernachlässigt, da keine Erfahrungswerte von Versuchsaufbauten dieser Art vorlagen bzw. keine vergleichbaren Versuchsreihen in der Vergangenheit durchgeführt wurden. Um aussagekräftigere Interpretationen vornehmen zu können, sollten Modellfaktoren jedoch in zukünftige Versuchsreihen miteinbezogen werden.

## 8 Erkenntnisse und Diskussion

### 8.1 Aufgetretene Probleme

In diesem Abschnitt werden die im ersten Versuchsaufbau aufgetretenen Probleme erläutert. Es wurde versucht diese im zweiten Aufbau zu beheben, um möglichst unverfälschte Messdaten und Ergebnisse zu erhalten.

- **Verschiebungen bereits beim Hinterfüllen**

Beim ersten Versuchsaufbau stellten sich wider den Erwartungen bereits während der Hinterfüllung des Versuchskörpers Verschiebungen ein. Mit der berechneten hohen Standsicherheit mit rund  $\eta = 2$  wurde davon ausgegangen, dass erst nach Aufbringen der zusätzlichen Belastung Verschiebungen auftreten. Aufgrund dieses Verhaltens wurden die zunächst angedachten analogen Wegaufnehmer für die effizientere und einfachere Durchführung sowie Auswertung der gewonnenen Daten durch ein Laser-Distanzmessgerät ersetzt.

- **Unregelmäßige Versagensfuge**

Abb. 133 zeigt die Versagensfuge, welche rund 1 cm klafft, obwohl beide Flächen der Fuge mittels Mörtel geglättet wurden. Dies ist auf Imperfektionen durch die Herstellung zurückzuführen und bedeutet, dass die Mauer zumindest teilweise punktuell aufliegt und lediglich in der Auflagefläche bzw. in den Auflagepunkten der Reibungswiderstand mobilisiert werden kann. Die Lagerung der untersten Schalsteinreihe auf Holz war erforderlich, um das Entfernen der Tragegurte für den Einbau zu ermöglichen. Dies hat jedoch keinen Einfluss auf das Ergebnis, da der untere Teil ohnehin als starr angenommen wurde.



Abb. 133: Versagensfuge

- **Verkeilen der Mauer**

Beim ersten Versuchsaufbau zeigte sich, dass sich aufgrund der seitlichen Reibung zwischen Mauer und Stahlwand diese bei der Lastaufbringung verkeilte. Dieses Problem war zum einen auf die nicht exakt ausgeführte Gleitfuge zurückzuführen. Zum anderen musste der Versuchskörper möglichst genau mittig eingesetzt werden, da kaum Spielraum in der Breite durch die millimetergenaue Herstellung vorhanden war.

- **Eindringen von Kies in Fugen**

Ein weiteres Problem war das Eindringen von Kies in den Spalt zwischen Betonkörper und Stahlwand, was die Reibung darin erheblich vergrößerte und ebenfalls zum Verkeilen beitrug.

Obwohl die Versagensfuge einen Spalt aufweist, wird davon ausgegangen, dass aufgrund des vorwiegend flächigen Aufliegens des beweglichen Mauerteils auf der untersten Schalsteinreihe das Material nicht in die Fuge eindringt. Somit hat dies keinen Einfluss auf das Ergebnis.

## 8.2 Verbesserungsmaßnahmen

Für die Validierung der in diesem Versuchsaufbau erhaltenen Messdaten ist zunächst eine größere Anzahl von Versuchen mit gleicher Ausbildung der Versagensfuge durchzuführen. Somit können die Einflussparameter sowie deren Relevanz für das Ergebnis zuverlässig bestimmt und folglich berücksichtigt werden. Außerdem sollte das gänzliche Versagen des Versuchskörpers herbeigeführt werden, um eine vollständige Reihe an Messdaten über das Systemverhalten zu erhalten und dies folglich korrekt interpretieren zu können.

Um Unregelmäßigkeiten, welche auf den Versuchskörper selbst zurückzuführen sind, weitgehend als vernachlässigbar ansehen zu können, wird für die folgenden Versuchsreihen die Verwendung von Fertigteilen empfohlen. Diese können mit einer hohen Genauigkeit bezüglich der Maße hergestellt werden und ermöglichen dadurch einerseits eine hohe Passgenauigkeit im Versuchsstand und andererseits eine exakt ausgeführte Versagensfuge. Da der Einfluss der seitlichen Reibung erheblich ist und teilweise zum Verkeilen der Mauer im Versuchsstand führte, sollte der Versuchskörper für weitere Untersuchungen schmaler hergestellt werden, um dieses Problem zu beheben.

Des Weiteren sollte die Hinterfüllung lagenweise und gleichmäßig erfolgen, um den Einfluss der plötzlichen Lastaufbringung zu mindern. Hierbei ist die Verwendung von analogen Wegaufnehmern während des gesamten Vorganges an den vier Eckpunkten des beweglichen Teiles des Versuchskörpers sinnvoll, um das Systemverhalten kontinuierlich aufzuzeichnen. Die Installation zusätzlicher Messtechnik, wie beispielsweise Fotogrammetrie, ist ebenfalls anzuraten, um das Versagen besser dokumentieren und interpretieren zu können.

Für die weiteren Versuchsreihen ist aus Gründen der Vergleichbarkeit mit den zuvor durchgeführten Berechnungen zunächst der reale Reibungskoeffizient in der Fuge zu bestimmen. Außerdem ist die Kenntnis über das exakte Gewicht des Versuchskörpers, der Hinterfüllung sowie der zusätzlichen Oberflächenlast hierfür unerlässlich. Erst dadurch können die erhaltenen Messdaten in das in Abschnitt 7.3.1 „*Rechnerische Untersuchung*“ dargestellte Vergleichsdiagramm eingetragen und Rückschlüsse auf das tatsächliche Systemverhalten gezogen werden. Dies ermöglicht in Folge Aussagen über die Gültigkeit der aktuell verwendeten Normungen zur Nachweisführung der Standsicherheit von Stützbauwerken.

### 8.3 Erkenntnisse

Aus den Ergebnissen der durchgeführten Versuchsreihe lassen sich die zunächst festgelegten Fragestellungen zum Untersuchungsgegenstand teilweise beantworten. Diese Erkenntnisse spiegeln die Kernthematik des Untersuchungszweckes wider und dienen zum einen der Verbesserung darauffolgender Versuchsaufbauten. Zum anderen lassen sich bereits erste Aussagen über das Systemverhalten von Gewichtsmauern beim inneren Versagen entlang einer Gleitfuge treffen. Nachfolgend werden die in Abschnitt 7.2.3 aufgelisteten Fragestellungen diskutiert:

- **Ist plötzliches oder vorangekündigtes Versagen zu erwarten?**

Um eine Aussage treffen zu können, müsste nach dem vollständigen Versuchsaufbau die Lastaufbringung kontinuierlich bis zum Versagen gesteigert werden. Die hierbei möglicherweise auftretenden Reaktionen des Systems vor dem Kollaps während der stetig größer werdenden Belastung sind als Vorankündigung des Versagens zu deuten. Da in der vorliegenden Versuchsreihe kein vollständiges Versagen eingetreten ist, kann keine Aussage über das genaue Verhalten der Stützmauer beim Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit getroffen werden.

- **Wie und unter welchen Rahmenbedingungen kündigt sich das Versagen an?**

Ist die Reibung in der Gleitfuge durch das Werkstoffpaar Beton – Beton bestimmt, wird davon ausgegangen, dass sich ein Versagen primär durch fortschreitende Neigung der Mauer ankündigt. Des Weiteren erfolgt ein verhältnismäßig geringfügiges Gleiten entlang der Versagensfuge. Um dieses gleichmäßige Bild der Verschiebungen zu erhalten, sollte seitlich der Mauer keine Behinderung durch Widerstände, wie hier beispielsweise durch Reibung, erfolgen. Ansonsten kann daraus eine Verdrehung bzw. Verkeilung des Stützkörpers resultieren, was die Reaktionen auf die Belastung verändern sowie die Verschiebungen zum Stillstand bringen kann. Durch einen solchen Zwang der Mauer werden bei kontinuierlicher Erhöhung der Belastung Spannungen aufgebaut, welche in weiterer Konsequenz zu einem plötzlichen Versagen führen könnten. Durch die neue Lage besteht jedoch auch die Möglichkeit, dass diese in den Untergrund abgetragen werden und das Stützbauwerk somit ein neues Gleichgewicht findet. Dies wäre beispielsweise ein Untersuchungsgegenstand von weiteren Versuchsreihen.

- **Stimmen die Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung der Versagensmechanismen mit jenen der Versuchsreihe überein?**

Die gewonnenen Messdaten aus der Versuchsreihe spiegeln unter der Abschätzung des Reibungsbeiwertes in der hergestellten Versagensfuge mit  $\mu = 0,65 - 0,70$  teilweise wider. Ein genereller Vergleich kann hier jedoch nicht gezogen werden, da kein vollständiges Versagen des Versuchsaufbaues eingetreten ist und somit die tatsächliche Standsicherheit bei der vorliegenden Belastung unbekannt ist. Die fehlende Kenntnis über den realen Reibungskoeffizienten sowie über die tatsächlich aufgebrachte Belastung ist hierfür ein weiterer Grund.

- **Welche Abweichungen sind eingetreten und wie groß sind diese?**

Generell traten durch die Herstellung des Betonkörpers sicherlich einige Ungenauigkeiten und Abweichungen auf. Des Weiteren sind der exakt wirkende Erddruck und dessen Verteilung über die Höhe unbekannt. Die Größe dieser Einflüsse kann somit nicht genau abgeschätzt werden. Aufgrund der erhaltenen Ergebnisse, welche die rechnerischen Nachweise belegen, kann jedoch von einem relativ geringen Einfluss dieses Herstellungsverfahrens auf die Ergebnisse ausgegangen werden. Größer wird der Einfluss einer möglichen Verteilung im Spalt zwischen Betonkörper und Versuchswand eingestuft.

- **Spiegeln die aktuell gültigen Normen zur Nachweisführung der Standsicherheit die tatsächlich auftretenden Versagensmechanismen wider? Kann ein Versagen von Gewichtsmauern durch die statische Berechnung auf Grundlage dieser gültigen Normen ausgeschlossen werden?**

Da im Rahmen der vorliegenden Arbeit nur ein Versuch durchgeführt wurde, kann keine allgemein gültige Aussage über den Vergleich der Normen zu den tatsächlich auftretenden Versagensmechanismen getroffen werden. Des Weiteren wurde der Grenzzustand der Tragfähigkeit des Versuchsaufbaues nicht erreicht, wodurch auf die genau auftretenden Versagensmechanismen nicht geschlossen werden kann.

Aufgrund der Anwendung von Sicherheitsbeiwerten sowie der in den normativen Unterlagen relativ niedrig angenommenen Werte für Reibungskoeffizienten in der Gleitfuge (Eurocode 6 –  $\mu = 0,40$  für unvermörtelte Fugen), kann bei Erfüllen des Nachweises der Standsicherheit ein Versagen mit ausreichend großer Sicherheit ausgeschlossen werden.

- **Existieren die in der Norm beschriebenen Versagensmechanismen in reiner Form oder tritt nur eine Kombination dieser auf?**

Im hier durchgeführten Laborversuch konnte kein Versagen des Mauerkörpers herbeigeführt werden. Die Messdaten der Verschiebungen aufgrund der Belastung lassen jedoch auf kein explizites Kipp- oder Gleitversagen schließen. Bei weiterer Lastaufbringung bis zum Versagen könnte möglicherweise eine Kombination beider Versagensmechanismen erwartet werden, was jedoch durch weitere Versuche verifiziert werden müsste.

- **Ist die Wahrscheinlichkeit eines Gleit- oder eines Kippversagens größer? Was ist der Grund dafür und welche sind die größten Einflussfaktoren?**

Wie in der rechnerischen Untersuchung festgestellt wurde, sind das Eigengewicht und die Breite der Stützmauer sowie der vorhandene Reibungskoeffizient  $\mu$  in der Gleitfuge die größten Einflussfaktoren. Welche weiteren Einflüsse zusätzlich existieren und wie sich diese auf das Systemverhalten explizit auswirken, sollte Gegenstand weiterer Versuchsreihen sein und kann mit einem Versuch nicht hinreichend bestimmt werden.

- **Ist diese Simulation von Versagensmechanismen im Labor realitätsnah genug, um Rückschlüsse auf Problemstellungen in situ ziehen zu können?**

Wie bereits in Abschnitt 7.3.8 „*Interpretation und Analyse*“ erwähnt wurde, existieren einige Unterschiede des Versuchsaufbaues zu Gewichtsmauern in situ. Einerseits werden in der Versuchsreihe die Verschiebungen aufgrund der stufenweisen Lastaufbringung gemessen. In situ sind bestehende Gewichtsmauern bereits unter ständiger Belastung, einzig ein Wechsel in der Beanspruchung (z.B. durch zusätzliche Auflasten) stellt eine Änderung des statischen Belastungsansatzes dar. Des Weiteren wurde im Versuchsstand das Systemverhalten bei nachträglichem Aufbringen einer zusätzlichen Oberflächenlast beobachtet. Abgesehen von den hierbei nicht berücksichtigten Modellfaktoren wird davon ausgegangen, dass dieses Verhalten analog zu bestehenden Stützmauern interpretiert werden kann.

Der Laborversuch hierzu hat einige Parallelen zu einem in der Realität möglichen Szenario: Der untere Teil einer Betonstützmauer ist im Boden oftmals unverschieblich gegründet – beispielsweise in Fels oder auf gut tragfähigem Untergrund. Oberhalb bildet sich durch die Belastung ein Riss aus, welcher horizontal durch die gesamte Breite des Stützbauwerkes verlaufen kann und ergibt somit eine Gleitfuge, in welcher die Reibung durch Beton auf Beton charakterisiert ist. Entlang dieser „Fuge“ weicht der Stützkörper im Falle einer zu hohen Belastung (z.B. Erddruck) durch Verschiebungen aus, bis sich möglicherweise erneut ein Gleichgewichtszustand durch Lastumlagerung

einstellt. Durch diese Verformungen kommt es zu einer möglichen Abnahme des Erddruckes, welcher sich nach Abschluss der Verformungen über die Zeit möglicherweise wieder aufbaut. Dieser Vorgang kann sich wiederholen bis ein vollständiges Versagen eintritt. In der Versuchsreihe wurde dieses Szenario nicht genauso simuliert. Die Beobachtungen sowie die gewonnenen Werte lassen jedoch auf ein mögliches, derartiges Systemverhalten schließen.

- **Welche Einflüsse könnten das Ergebnis verfälschen?**

Unter Laborbedingungen sowie auch in situ haben Imperfektionen Einfluss auf das Systemverhalten. In dieser Versuchsreihe wurden beispielsweise der Einfluss von Wandreibung und Modellfaktoren aus Gründen der Vereinfachung nicht berücksichtigt. Es hat sich gezeigt, dass durch das nicht ganz exakte Ausführen und Einbauen des Versuchskörpers dieser sich in der Box verkeilen kann und in Folge dessen Bewegungen blockiert. Des Weiteren könnte die Geschwindigkeit, mit welcher die Hinterfüllung eingebracht wurde, die Messergebnisse beeinflussen. Ohne Vergleichsuntersuchungen kann jedoch keine zuverlässige Aussage über die Einflüsse und deren Gewichtung getroffen werden.

## 9 Ausblick

In Kapitel 7.2 „*Geplante Versuchsreihen*“ erfolgte bereits eine weit gefächerte rechnerische Untersuchung der Variation unterschiedlicher Reibungskoeffizienten in der Versagensfuge, um einen generellen Überblick zu erhalten. Hiervon wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit jene Versuchsreihe für den Aufbau im Labor ausgewählt, von welcher ausgegangen werden kann, dass diese Konfiguration in situ mit größter Wahrscheinlichkeit – im Vergleich zu den anderen geplanten Versuchsreihen – eintritt. Da hierzu nur zwei Versuchsaufbauten vorgenommen wurden, woraus eine Messreihe resultierte, ist zunächst das Durchführen weiterer Versuche „Beton – Beton“ unter der Berücksichtigung der Verbesserungsmaßnahmen (siehe Abschnitt 8.2) erforderlich.

In der vorliegenden Arbeit wurde des Weiteren der Einfluss dynamischer Belastungen auf das Stützbauwerk selbst sowie auf das Gelände dahinter nicht berücksichtigt. Da dieser entlang von Verkehrswegen, wo Stützbauwerke primär Anwendung finden, durchaus erheblich sein kann und nicht zu vernachlässigen ist, sollten dynamische Einwirkungen ebenfalls Gegenstand der weiteren Untersuchungen zu diesem Thema sein.

In der Planung der Versuchsreihen war ursprünglich angedacht, Kipp- und Gleitversagen nach den im Eurocode 7 beschriebenen inneren Versagensmechanismen gesondert voneinander und in reiner Form herbeizuführen, da diese rechnerisch ebenfalls separiert betrachtet werden. In den Berechnungen für den hier durchgeführten Versuch zeichnete sich bereits ab, dass eine Kombination beider Versagensmechanismen durchaus erwartet werden konnte und auch teilweise eintrat. Dieser Umstand ist hinsichtlich realer Versagensfälle bestehender Stützbauwerke zwar sehr wahrscheinlich, für die Erforschung und den Vergleich von rechnerisch und tatsächlich auftretendem Kipp- oder Gleitversagen sollten jedoch die Versagensmechanismen im Labor getrennt herbeigeführt werden. Da die Gestaltung der Versagensfuge hierbei den größten Einfluss auf den eintretenden Versagensmechanismus hat, ist der Fokus der Planung folgender Versuchsreihen primär zum einen auf den vorherrschenden Reibungskoeffizienten zu legen. Zum anderen sind Überlegungen zur praktischen Herstellung und zur geometrischen Ausbildung der Gleitfuge nicht zu vernachlässigen.

## 10 Literatur

Aquasol (2016) Online aufgerufen am 30.03.2016 unter:  
<http://www.aquasol.at/gabionen.html>

Baltimore Brew (2014) Online aufgerufen am 24.05.2016 unter:  
<https://baltimorebrew.com/2014/04/30/railroad-retaining-wall-collapses-in-charles-village/>

Bauemotion (2016) Online aufgerufen am 15.05.2016 unter:  
<http://www.bauemotion.de/baulexikon/schadensbehebung-bei-ausbluehungen-an-putzanstrichen/15374977/>

Baugeo – Baugrund Geotechnik GmbH (2016) Online aufgerufen am 23.03.2016 unter:  
<http://www.baugeo.de/de/referenzen/425/ref-118/2011-s-11-nerchauer-stra-e-in-grimma-erneuerung-der-schwergewichtsmauer>

Bewehrte Erde GmbH (2016) Online aufgerufen am 30.03.2016 unter:  
<http://www.bewehrte-erde.de/files/lesotho.jpg>

Bieler, C. (2016) Online aufgerufen am 26.03.2016 unter:  
<http://www.bieler-christian.at/natursteinmauer.htm>

Boley, C. (2015)  
Geotechnische Nachweise und Bemessung nach EC 7 und DIN 1054.  
Grundlagen und Beispiele. Wiesbaden: Springer Vieweg

Boley, C. (2012)  
Handbuch Geotechnik, Grundlagen-Anwendungen-Praxiserfahrungen. 1. Aufl.,  
Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag

Brandl, H. (1992)  
Konstruktive Hangsicherungen. aus Grundbau-Taschenbuch. 4.Aufl., Teil 3,  
Berlin: Ernst & Sohn Verlag

data.umwelteinsatz.ch, Schmidt, T. (2014)  
Online aufgerufen am 20.05.2016 unter: Geotechnik und Statik bei  
Trockenmauern. <http://data.umwelteinsatz.ch/T/Dimensionierung-Statik-Teil1.html>

DC Urban Moms and Dads (2014) Online aufgerufen am 24.05.2016 unter:  
<http://www.dcurbanmom.com/jforum/posts/list/381840.page>

Die Presse (2012) Online aufgerufen am 24.05.2016 unter:  
[http://diepresse.com/home/panorama/oesterreich/741678/Brennerautobahn\\_Last-er-unter-Betonmauer-begraben](http://diepresse.com/home/panorama/oesterreich/741678/Brennerautobahn_Last-er-unter-Betonmauer-begraben)

Die Umweltberatung (2010-16) Online aufgerufen am 25.03.2016 unter:  
<http://www.umweltberatung.at/die-trockensteinmauer>

Dolomitreaktor (2014) Online aufgerufen am 16.05.2016 unter:  
<http://www.dolomitreaktor.de/bildergalerie/betonkorrosion/>

- Egger, D. (2012)  
Masterprojekt: Stabilitätsuntersuchungen von Dammbauwerken. Institut für Bodenmechanik und Grundbau, TU Graz
- Externbrink, H., Müller, Ch. (2014) Online aufgerufen 10.01.2017 unter:  
Die Geschichte des Baustoffes Beton. <http://www.baustoffwissen.de/wissen-baustoffe/baustoffknowhow/grundstoffe/beton/baustoff-beton-geschichte/>
- Geotechnik Team GmbH (2016) Online aufgerufen am 30.03.2016 unter:  
<http://www.geotechnik-team.at/#!/services/ch6q>
- Giehler – Ingenieurbüro (2014) Online aufgerufen am 29.03.2016 unter:  
<http://www.ib-giehler.de/wasserbau.html>
- Informationszentrum Beton GmbH (2016) Online aufgerufen am 31.05.2016 unter:  
<http://www.beton.org/wissen/beton-bautechnik/geschichte-des-betons/>
- INSITU Geotechnik ZT GmbH (2016) Online aufgerufen am 30.03.2016 unter:  
<http://zt-forum.at/index.php?seitenId=12&seminareId=251>
- Jäger, W. (2015)  
Mauerwerk-Kalender 2015: Bemessung, Bauen im Bestand. Berlin: Ernst & Sohn Verlag
- Kalb, R. (2015) Online aufgerufen am 05.03.2016 unter:  
<http://www.robertkalb-photographien.at/p184338821/h42157255-h42157255>
- kärnten.orf.at (2012) Online aufgerufen 23.05.2016 unter:  
<http://kaernten.orf.at/news/stories/2560605/>
- Katzenbach, R. (2011)  
Online aufgerufen am 27.04.2016 unter: Studienunterlagen Geotechnik. Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik TU Darmstadt. [http://www.geotechnik.tu-darmstadt.de/studiumundlehre\\_2/musterloesungen/musterloesungen.de.jsp](http://www.geotechnik.tu-darmstadt.de/studiumundlehre_2/musterloesungen/musterloesungen.de.jsp)
- Kolymbas, D. (2011)  
Geotechnik – Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau. 3. Aufl., Innsbruck: Springer Verlag Berlin Heidelberg
- Krismer, J. (2007) Online aufgerufen am 15.03.2016 unter:  
Projektbericht–Gabionentragwerke.  
<http://www.krismer.at/01/downloads/Gabionenbauwerke.pdf>
- Land Steiermark (2012) Online aufgerufen am 24.05.2016 unter:  
<http://www.verkehr.steiermark.at/cms/beitrag/11722779/11160012/>
- Land Steiermark (2016) Online aufgerufen am 24.05.2016 unter:  
<http://www.verkehr.steiermark.at/cms/beitrag/11044103/11160012/>
- Leier. (2014) Online aufgerufen am 6.11.2016 unter:  
<http://www.leier.at/userfiles/db/datenblatt/PDBLSchalungssteinSS4050x40x23.pdf>

- Maier, J. (2012)  
Handbuch Historisches Mauerwerk, Untersuchungsmethoden und Instandsetzungsverfahren. 2. Aufl., Erlangen: Springer-Verlag Berlin Heidelberg
- Maissen, A. (1993)  
Festkörperreibung: Reibungszahlen verschiedener Werkstoffe. Artikel in Schweizer Ingenieur und Architekt. ETH Zürich
- Marte, R. (2015)  
Vorlesungsunterlagen – Lehrveranstaltung Bodenmechanik und Grundbau / SS15: Steinschichtungen und Krainerwände; Bewehrte Erde
- Marte, R., Kienreich, R., Scharinger, F., Stadler, Ch. (2013)  
Überprüfung und Bewertung des Ist- Zustandes älterer Stützbauwerke im Straßennetz der ASFINAG
- Müller-Kirchenbauer, A. (2016) Online aufgerufen am 25.09.2016 unter:  
Innovative Bauweisen zur Sicherung von Geländesprüngen  
  
[http://www.hs-owl.de/fb3/fileadmin/schloetzer\\_carsten/Sicherung\\_von\\_Gelaendespruengen\\_in\\_Gabionenbauweise.pdf](http://www.hs-owl.de/fb3/fileadmin/schloetzer_carsten/Sicherung_von_Gelaendespruengen_in_Gabionenbauweise.pdf)
- Mundell, C. (2009)  
Large Scale Testing of Drystone Retaining Structures. Universität Bath: Institut für Architektur und Bauingenieurwesen.
- ÖNORM B 4434. (1993)  
Erd- und Grundbau - Erddruckberechnung. Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖNORM EN 1996-1-1. (2013)  
Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Wien: Austrian Standards Institute.
- ÖNORM EN 1997-1. (2014)  
Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln. Wien: Austrian Standards Institute.
- Pejic, D. (2016)  
Versuchsbeschreibung des mittelgroßen Versuches „Integrale Brücken“. Masterprojekt. Institut für Bodenmechanik und Grundbau. TU Graz
- Rösler, M. (2016) Online aufgerufen am 27.09.2016 unter:  
Modul Massivbau 2 – Einführung Rissbreiten. Beuth Hochschule für Technik. Berlin.  
<http://public.beuth-hochschule.de/~roeslerm/Skript/Rissbreiten%20Einfuehrung.pdf>
- Ruhnau, R., Zimmermann G. (2004)  
Gründungsschäden. Schadensfreies Bauen, Band 34. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag
- salzburg.orf.at (2007) Online aufgerufen am 24.05.2016 unter:  
<http://sbgv1.orf.at/stories/184408>

- Schmidt H.-H., Buchmaier R.F., Vogt-Breyer C. (2014)  
Grundlagen der Geotechnik, Geotechnik nach Eurocode. 4. Auflage, Wiesbaden:  
Springer Vieweg
- Schweizer, A. (2016) Online aufgerufen am 20.11.2016 unter:  
<http://www.schweizer-fn.de/stoff/reibwerte/reibwerte.php>
- Schwing, E. (1991)  
Standicherheit historischer Stützbauwerke. Veröffentlichung des Institutes für  
Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana. Karlsruhe
- Smoltczyk, U.(1992)  
Stützmauern. aus Grundbau-Taschenbuch. 4.Auflage, Teil 3, Berlin: Ernst &  
Sohn Verlag
- Stahr, M. (2015)  
Bausanierung. Erkennen und Beheben von Bauschäden. 6. Auflage, Wiesbaden:  
Springer Fachmedien
- Stahr, M. (1999)  
Praxiswissen Bauschäden. Erkennen und Beheben von Bauschäden.  
Wiesbaden: Springer Fachmedien
- Steinbach-Starwalls (2016) Online aufgerufen am 23.03.2016 unter:  
<http://www.ais-online.de/firma/steinbach-gruppe/neuheit/steinbach-starwalls/15056502/>
- Suda, J., Hofmann, R. (2009)  
Beton- und Stahlbetonbau 104. Heft 4, Berlin: Ernst & Sohn Verlag
- Technisches Hilfswerk. Ortsverband Koblenz (2015)  
Online aufgerufen am 23.05.2016 unter: <http://ov-koblenz.ov-cms.thw.de/aktuelles/aktuelle-meldungen/artikel/technisches-hilfswerk-ueberwacht-drohenden-erdrutsch-mit-spezialausstattung/>
- Verein Deutscher Zementwerke. (2016) Online aufgerufen am 15.05.2016 unter:  
<http://www.beton.org/fileadmin/beton-org/media/Dokumente/PDF/Service/Zementmerkbblätter/B27.pdf>
- Virens (2016) Online aufgerufen am 30.03.2016 unter:  
<http://www.viresco.com/de/samenmatte/bewehrte-erde/>
- VÖB – Verband österreichische Beton- und Fertigteilewerke (2016) Online aufgerufen  
am 29.03.2016 unter:  
[http://www.wohnbeton.at/Seiten/wohnbauerelemente/08\\_aussenanlagen/08\\_6\\_stuetzwaende.asp](http://www.wohnbeton.at/Seiten/wohnbauerelemente/08_aussenanlagen/08_6_stuetzwaende.asp)
- Volksfreund (2012) Online aufgerufen am 23.05.2016 unter:  
<http://www.volksfreund.de/nachrichten/region/saarburg/aktuell/Heute-in-der-Saarburger-Zeitung-Achtung-Lebensgefahr;art803,3318120>
- Wasserwirtschaftsamt Kempten (2001) Online aufgerufen am 29.03.2016 unter:  
[http://www.wwa-ke.bayern.de/alpine\\_naturgefahren/schmidstobelbach/index.htm](http://www.wwa-ke.bayern.de/alpine_naturgefahren/schmidstobelbach/index.htm)

- Weber, S. (2013)  
Betoninstandsetzung. Baustoff – Schadensfeststellung – Instandsetzung. 2. Auflage, Wiesbaden: Springer Vieweg
- Wietek, B. (2011)  
Böschungen und Baugruben: mit und ohne Verbau. 1. Auflage, Innsbruck: Vieweg & Teubner Verlag
- Willi Prangenberg GmbH (2016) Online aufgerufen am 23.03.2016 unter:  
<http://www.bauunternehmung-prangenberg.de/index.php/leistungen/betonbau.html>
- Wikipedia (2013) Online aufgerufen am 16.05.2016 unter:  
<https://de.wikipedia.org/wiki/Sulfatreiben>
- Wolffersdorff, P.-A. (2016) Online aufgerufen am 27.09.2016 unter:  
Finite-Elemente-Berechnungen in der Geotechnik – Gedanken und Vorschläge zur Qualitätssicherung. Baugrund Dresden Ingenieurgesellschaft.  
[http://www.baugrund-dresden.de/de/publikationen/dokumente/DGK-Beitrag-QM-Numerische-Methoden\\_deutsch\\_A4.pdf](http://www.baugrund-dresden.de/de/publikationen/dokumente/DGK-Beitrag-QM-Numerische-Methoden_deutsch_A4.pdf)
- Wu, W. (2006)  
Online aufgerufen am 27.04.2016 unter: Vorlesung Geotechnik 2 – Bemessung von Stützbauwerken. Institut für Geotechnik - Universität für Bodenkultur Wien.  
[http://www.wau.boku.ac.at/fileadmin/data/H03000/H87000/H87300/Studienunterlagen/Geotechnik\\_II/Kap-3-Bemess-Mauer.pdf](http://www.wau.boku.ac.at/fileadmin/data/H03000/H87000/H87300/Studienunterlagen/Geotechnik_II/Kap-3-Bemess-Mauer.pdf)
- Zentrum Geotechnik – TU München. (2016) Online aufgerufen am 16.03.2016 unter:  
Vorlesungsskript: Grundbau und Bodenmechanik - Stützbauwerke und Verbau.  
[https://www.gb.bgu.tum.de/fileadmin/w00bpk/www/Lehre/Studienunterlagen/Vorlesungsskript/20\\_vorlg-q.pdf](https://www.gb.bgu.tum.de/fileadmin/w00bpk/www/Lehre/Studienunterlagen/Vorlesungsskript/20_vorlg-q.pdf)
- Zentrum Geotechnik – TU München. (2016) Online aufgerufen am 27.04.2016 unter:  
Vorlesungsskript: Grundbau und Bodenmechanik – Übung Flachgründungen.  
[https://www.gb.bgu.tum.de/fileadmin/w00bpk/www/Lehre/Studienunterlagen/UEbungsskript/I\\_Flachgruendungen.pdf](https://www.gb.bgu.tum.de/fileadmin/w00bpk/www/Lehre/Studienunterlagen/UEbungsskript/I_Flachgruendungen.pdf)

## 11 Anhang

### 11.1 Bemessungsbeispiel einer Gewichtsmauer (Grundfall)

Berechnungsbeispiel Gewichtsmauer - Grundfall mit Erdruhedruck und ohne Wand- & Böschungsneigung

Mauer	
$\gamma_{MAUER} =$	25,00 [kN/m <sup>3</sup> ]
$b_{Mauer} =$	0,40 [m]
$h_{Mauer} =$	1,00 [m]
$\mu =$	1,00 [-]

Boden	
$\gamma_{k,BODEN} =$	16,00 [kN/m <sup>3</sup> ]
$\varphi_k =$	35,00 [°]

Oberflächenlast (konst.)	
$p_v =$	1,00 [kN/m]

#### Designwerte der Bodenparameter

$\gamma_{d,BODEN} =$	16,00 [kN/m <sup>3</sup> ]
$\varphi_d =$	29,26 [°]

$$\gamma_{k,BODEN} = \gamma_{d,BODEN}$$

$$\varphi_d = \tan^{-1}(\tan \varphi_k / \gamma_{\varphi^i})$$

$\gamma_V =$	1,00 [-]
$\gamma_{\varphi^i} =$	1,25 [-]

aus Tabelle A.1 EN 1997-1

aus Tabelle A.1 EN 1997-1

### Berechnung der horizontalen Einwirkungen

$K_{0,h} =$	<b>0,51</b>	[-]
$E_{0,h,k} =$	<b>4,60</b>	[kN/m]

$$K_{0,h} = K_0 = 1 - \sin(\varphi_d)$$

$$E_{0,h,k} = (Y_{f,BODEN} * h_{MAUER}^2 * 0,5 + p_u) * K_{0,h}$$

### Berechnung der Widerstände

$G_k =$	<b>10,00</b>	[kN/m]
$T_k =$	<b>10,00</b>	[kN/m]

$$G_k = Y_{MAUER} * D_{MAUER} * h_{MAUER}$$

vertikal

$$T_k = G_k * \mu$$

horizontal

### NACHWEIS GLEITVERSAGEN

$E_{0,h,d,dstb}$	<b>5,06</b>	[kN/m]
$T_d =$	<b>9,00</b>	[kN/m]

$$E_{0,h,d,dstb} = E_{0,h} * Y_{G,dst}$$

$$T_d = T_k * Y_{G,stb}$$

$Y_{G,dst} =$	<b>1,10</b>	[-]
$Y_{G,stb} =$	<b>0,90</b>	[-]

aus Tabelle A.2 EN 1997-1

aus Tabelle A.2 EN 1997-1

$E_{0,h,d,dstb}$	$\leq$	$T_d$
5,06	$\leq$	9,00
$\eta$	$=$	1,78

**NACHWEIS KIPPVERSAGEN**

$E_{0,h,d;dstb}$	<b>5,06</b>	[kN/m]
$G_d =$	<b>9,00</b>	[kN/m]

$$E_{0,h,d;dstb} = E_{0,h} * \gamma_{G;dst}$$

$$G_d = G_k * \gamma_{G;stb}$$

$\gamma_{G;dst} =$	<b>1,10</b>	[-]
$\gamma_{G;stb} =$	<b>0,90</b>	[-]

$E_{0,h,d;dstb} * h_{MAUER}/3$	$\leq$	$G_d * b_{MAUER}/2$
1,69	$\leq$	1,80
$\eta$	$=$	1,07

## 11.2 Bemessungsbeispiel einer Gewichtsmauer (allgemeiner Fall)

### Berechnungsbeispiel Gewichtsmauer - allgemeiner Fall

Boden	
$\gamma_{k,BODEN} =$	15,50 [kN/m <sup>3</sup> ]
$\varphi_k =$	35,00 [°]
$\beta =$	10,00 [°]

Mauer	
$\gamma_{MAUER} =$	25,00 [kN/m <sup>3</sup> ]
$b_{MAUER} =$	0,75 [m]
$h_{MAUER} =$	3,00 [m]
$\alpha =$	10,00 [°]
$\mu =$	1,00 [-]

Oberflächenlast (konst.)	
$p_v =$	3,00 [kN/m]
$p_v =$	2,95 [kN/m]

$$p_v \cdot \cos(\beta)$$

#### Designwerte der Bodenparameter

$\gamma_{d,BODEN} =$	15,50 [kN/m <sup>3</sup> ]
$\varphi_d =$	29,26 [°]

$$\gamma_{k,BODEN} = \gamma_{d,BODEN}$$

$$\varphi_d = \tan^{-1}(\tan \varphi_k / \gamma_{\varphi^i})$$

$\gamma_V =$	1,00 [-]
$\gamma_{\varphi^i} =$	1,25 [-]

aus Tabelle A.1 EN 1997-1

aus Tabelle A.1 EN 1997-1

### Berechnung der Erddruckbeiwerte

Erdruckdruckbeiwert  $K_0$  bei geneigtem Gelände

$K_0 =$	<b>0,60</b>	[ - ]
---------	-------------	-------

$$K_0 = \cos^2 \beta \frac{\sin \varphi - \sin^2 \varphi}{\sin \varphi - \sin^2 \beta} \left( 1 + \sin \beta \sqrt{\frac{\sin \varphi (1 - \sin \varphi)}{\sin \varphi (1 + \sin^2 \beta) - \sin^2 \beta (1 + \sin^2 \varphi)}} \right)$$

### Berechnung der horizontalen Einwirkungen

Eigengewicht Boden

$E_{0,y,h} =$	<b>41,55</b>	[kN/m]
---------------	--------------	--------

$$E_{0,y,h} = \gamma_{d,BODEN} * h^2_{MAUER} * 0,5 * K_0$$

konstante Oberflächenlast

$E_{0,(p_w),h} =$	<b>1,76</b>	[kN/m]
-------------------	-------------	--------

$$E_{0,(p_w),h} = p_v * K_0$$

gesamte Erddruckkraft

$E_{0,h,k} =$	<b>43,31</b>	[kN/m]
---------------	--------------	--------

$$E_{0,h,k} = E_{0,y,h} + E_{0,(p_w),h}$$

### Berechnung der Widerstände

Gewicht Mauer = Widerstandskraft in der Gleitfuge

$G_k =$	<b>76,09</b>	[kN/m]
$T_k =$	<b>76,09</b>	[kN/m]

$$G_k = \gamma_{MAUER} * b_{MAUER} * h_{MAUER} + h^2_{MAUER} * \tan(\alpha) * 0,5$$

vertikal

$$T_k = G_k * \mu$$

horizontal

**NACHWEIS GLEITVERSAGEN**

$E_{0,h,d} =$	<b>47,64</b>	[kN/m]
$T_d =$	<b>68,48</b>	[kN/m]

$$E_{0,h,d} = E_{0,h,k} * \gamma_{Gdst}$$

$$T_d = T_k * \gamma_{Gstb}$$

$\gamma_{Gdst} =$	1,10	[-]
$\gamma_{Gstb} =$	0,90	[-]

aus Tabelle A.2 EN 1997-1

aus Tabelle A.2 EN 1997-1

$E_{0,h,d}$	$\leq$	$T_d$
47,64	$\leq$	68,48
$\eta$	=	1,44

**NACHWEIS KIPPVERSAGEN**

$E_{0,h,d} =$	<b>47,64</b>	[kN/m]
$G_d =$	<b>68,48</b>	[kN/m]

$$E_{0,h,d} = E_{0,h,k} * \gamma_{Gdst}$$

$$G_d = G_k * \gamma_{Gstb}$$

$\gamma_{Gdst} =$	1,10	[-]
$\gamma_{Gstb} =$	0,90	[-]

$X_s =$	<b>0,52</b>	[m]
---------	-------------	-----

Schwerpunkt

$E_{0,h,d} * h_{MAUER} / 3$	$\leq$	$G_d * X_s$
47,64	$\leq$	35,52
$\eta$	=	0,75

### 11.3 Rechnerische Untersuchung zur Versuchsreihe (Beispiel)

#### Versuch

Boden	
$\gamma_{\text{BODEN}} =$	15,50 [kN/m <sup>3</sup> ]
$\varphi'_k =$	35,00 [°]
$c =$	0,00 [kN/m <sup>2</sup> ]
$K_0 =$	0,43 [-]

Mauer	
$V_{\text{MAUER}} =$	24,20 [kN/m <sup>3</sup> ]
$\alpha =$	0,00 [°]
$\mu =$	0,60 [-]
$D_{\text{Mauer}} =$	0,40 [m]
$l_{\text{Mauer}} =$	1,00 [m]
$h_{\text{Ziegel}} =$	0,23 [m]
Stk/Reihe	2,00 [Stk]

ohne Versatz

Reibungsbeiwerte $\mu$	
Stahl-Stahl	0,15
Stahl-Beton	0,35
Beton-Beton	0,60
Beton-Beton geschm	0,40

Haftreibung

### Tabellen für Kippen/Gleiten Diagramm

### Versuch

#### Gleiten

#### Gleiten (Sicherheit)

h [m]	0,23	0,46	0,69	0,92	1,15	1,38	1,61	1,84	2,25	2,50	2,75
Höhe über Fuge	0,00	0,23	0,46	0,69	0,92	1,15	1,38	1,61	2,02	2,27	2,52
$\eta$ [-]	-	7,64	3,82	2,55	1,91	1,53	1,27	1,09	0,87	0,77	0,70

h [m]	1,15
Höhe über Fuge	0,92
$\eta$ [-]	1,91

#### Kippen

#### Kippen (Sicherheit)

h [m]	0,23	0,46	0,69	0,92	1,15	1,38	1,61	1,84	2,25	2,50	2,75
Höhe über Fuge	0,00	0,23	0,46	0,69	0,92	1,15	1,38	1,61	2,02	2,27	2,52
$\eta$ [-]	-	33,22	8,31	3,69	2,08	1,33	0,92	0,68	0,43	0,34	0,28

h [m]	1,15
Höhe über Fuge	0,92
$\eta$ [-]	2,08

#### Versagenshöhe Gleiten

#### Gleiten (Höhe)

$\eta$ [-]	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20
Höhe über Fuge	8,79	4,39	2,93	2,20	1,76	1,46	1,26	1,10	0,98	0,88	0,80
h [m]	9,02	4,62	3,16	2,43	1,99	1,69	1,49	1,33	1,21	1,11	1,03

$\eta$ [-]	1,00
Höhe über Fuge	1,76
h [m]	1,99

#### Versagenshöhe Kippen

#### Kippen (Höhe)

$\eta$ [-]	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20
Höhe über Fuge	2,96	2,10	1,71	1,48	1,33	1,21	1,12	1,05	0,99	0,94	0,89
h [m]	3,19	2,33	1,94	1,71	1,56	1,44	1,35	1,28	1,22	1,17	1,12

$\eta$ [-]	1,00
Höhe über Fuge	1,33
h [m]	1,56

## 11.4 Berechnungen zur Erstellung des Vergleichsdiagrammes

### 11.4.1 Ohne Berücksichtigung einer zusätzlichen Auflast – grundlegende Untersuchung

#### Tabellen für gewählten Versuch ohne Auflast

Boden	
$\gamma_{\text{BODEN}} =$	15,50 [kN/m <sup>3</sup> ]
$\varphi_k =$	35,00 [°]

Mauer	
$\gamma_{\text{MAUER}} =$	24,20 [kN/m <sup>3</sup> ]
$b_{\text{MAUER}} =$	0,40 [m]
$l_{\text{MAUER}} =$	1,00 [m]
$h_{\text{ZIEGEL}} =$	0,23 [m]

Reibungsbeiwerte $\mu$	
Beton-Beton	0,55 - 0,4
Beton-Beton vermm.	0,65
Stahl-Beton	0,35
Stahl-Beton geschm.	0,25

#### Gleiten

$\mu$ [-]	h [m]	0,23	0,46	0,69	0,92	1,15	1,38	1,61	1,84	2,07	2,30	2,53
0,15	$\eta$ [-]	-	1,91	0,96	0,64	0,48	0,38	0,32	0,27	0,24	0,21	0,19
0,25	-	-	3,18	1,59	1,06	0,80	0,64	0,53	0,45	0,40	0,35	0,32
0,35	-	-	4,46	2,23	1,49	1,11	0,89	0,74	0,64	0,56	0,50	0,45
0,45	-	-	5,73	2,87	1,91	1,43	1,15	0,96	0,82	0,72	0,64	0,57
0,55	-	-	7,00	3,50	2,33	1,75	1,40	1,17	1,00	0,88	0,78	0,70
0,65	-	-	8,28	4,14	2,76	2,07	1,66	1,38	1,18	1,03	0,92	0,83
0,75	-	-	9,55	4,78	3,18	2,39	1,91	1,59	1,36	1,19	1,06	0,96

## Kippen

h [m]	0,23	0,46	0,69	0,92	1,15	1,38	1,61	1,84	2,07	2,30	2,53
$\eta$ [-]	-	33,22	8,31	3,69	2,08	1,33	0,92	0,68	0,52	0,41	0,33

## 11.4.2 Unter Berücksichtigung einer zusätzlichen Auflast

## 11.4.2.1 Grundlegende Untersuchung

## Tabellen für gewählten Versuch unter Berücksichtigung einer zusätzlichen Auflast

Boden	
$\gamma_{\text{BODEN}} =$	15,50 [kN/m <sup>3</sup> ]
$\varphi'_k =$	35,00 [°]

Auflast	
$p_v =$	7,00 [kN/m]

Mauer	
$\gamma_{\text{MAUER}} =$	24,20 [kN/m <sup>3</sup> ]
$b_{\text{MAUER}} =$	0,40 [m]
$l_{\text{MAUER}} =$	1,00 [m]
$h_{\text{ZIEGEL}} =$	0,23 [m]

Reibungsbeiwerte $\mu$	
Beton-Beton	0,55 - 0,4
Beton-Beton verm.	0,65
Stahl-Beton	0,35
Stahl-Beton geschm.	0,25

## Gleiten

$\mu$ [-]	h [m]	$\eta$ [-]	0,23	0,46	0,69	0,92	1,15	1,38	1,61	1,84	2,07	2,30	2,53
0,15			-	0,11	0,18	0,22	0,23	0,23	0,22	0,20	0,19	0,18	0,16
0,25			-	0,18	0,30	0,37	0,39	0,38	0,36	0,34	0,31	0,29	0,27
0,35			-	0,25	0,42	0,51	0,54	0,53	0,50	0,47	0,44	0,41	0,38
0,45			-	0,32	0,54	0,66	0,69	0,68	0,65	0,61	0,57	0,53	0,49
0,55			-	0,39	0,66	0,81	0,85	0,83	0,79	0,74	0,69	0,64	0,60
0,65			-	0,46	0,79	0,95	1,00	0,98	0,94	0,88	0,82	0,76	0,71
0,75			-	0,53	0,91	1,10	1,16	1,14	1,08	1,01	0,94	0,88	0,82

## Kippen

h [m]	0,23	0,46	0,69	0,92	1,15	1,38	1,61	1,84	2,07	2,30	2,53
$\eta$ [-]	-	1,84	1,58	1,27	1,00	0,79	0,63	0,50	0,41	0,34	0,28

### 11.4.2.2 Reibungsbeiwerte für Beton – Beton (Maissen, 1993)

#### Reibungsbeiwerte $\mu$

Beton-Beton geschliffen	0,68-0,74
Beton-Beton glatt geschalt 1	0,63-0,72
Beton-Beton glatt geschalt 2	0,69-0,76
Beton-Beton geschliffen, nass	0,54-0,72

#### Gleiten

$\mu$ [-]	h [m]	0,23	0,46	0,69	0,92	1,15	1,38	1,61	1,84	2,07	2,30	2,53
0,50	-	0,35	0,60	0,73	0,77	0,76	0,72	0,67	0,63	0,58	0,54	
0,55	-	0,39	0,66	0,81	0,85	0,83	0,79	0,74	0,69	0,64	0,60	
0,60	-	0,42	0,73	0,88	0,92	0,91	0,86	0,81	0,75	0,70	0,65	
0,65	-	0,46	0,79	0,95	1,00	0,98	0,94	0,88	0,82	0,76	0,71	
0,70	-	0,49	0,85	1,03	1,08	1,06	1,01	0,94	0,88	0,82	0,76	
0,75	-	0,53	0,91	1,10	1,16	1,14	1,08	1,01	0,94	0,88	0,82	
0,80	-	0,56	0,97	1,17	1,23	1,21	1,15	1,08	1,01	0,93	0,87	

**Kippen**

h [m]	0,23	0,46	0,69	0,92	1,15	1,38	1,61	1,84	2,07	2,30	2,53
$\eta$ [-]	-	1,84	1,58	1,27	1,00	0,79	0,63	0,50	0,41	0,34	0,28

### 11.5 Pläne für den Versuchskörper (Maße in cm – Darstellung hier nicht maßstabsgetreu)

