



2015/1

IWB-Mitteilungen

Judit Tevesz

**Tragfähigkeit von Hinterschnitt-
verankerungen in Natursteinplatten
in Abhängigkeit der Materialeigen-
schaften**

Tragfähigkeit von Hinterschnittverankerungen in Natursteinplatten in Abhängigkeit der Materialeigenschaften

Von der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Universität Stuttgart
genehmigte Abhandlung zur Erlangung der Würde einer
Doktor-Ingenieurin (Dr.-Ing.)

Vorgelegt von
Judit Tevesz
aus Tata, Ungarn

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann
Mitberichter: Prof. Dr. techn. Dr. phil. Dr.-Ing.
Eh. Dipl.-Ing. K. Bergmeister
Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. H. Garrecht

Tag der mündlichen Prüfung: 17.06.2015

Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart

2015

Mitteilungen des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen; Band 2015/1

- Tevesz, J.: Tragfähigkeit von Hinterschnittverankerungen
in Natursteinplatten in Abhängigkeit der Materialeigenschaften
- Herausgeber: Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart
Prof. Dr.-Ing. Harald Garrecht
Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann
- Anschrift: Institut für Werkstoffe im Bauwesen
Pfaffenwaldring 4
70569 Stuttgart
oder:
Universität Stuttgart
Institut für Werkstoffe im Bauwesen
70550 Stuttgart
Telefon: (0711) 685 63324
Telefax: (0711) 685 63349
- Redaktion: Dipl.-Bibl. Monika Werner
Dr.-Ing. Joachim Schwarte

D93

© IWB; Stuttgart 2015

Alle Rechte vorbehalten

ISSN 0932-5921

ISBN 978-3-945773-02-4

Online: <http://www.iwb.uni-stuttgart.de/bibliothek/Publikationen/Dissertationen.html>

Kurzfassung

Heutzutage finden Natursteine zunehmend Verwendung in Fassaden. Aus Gründen der sicheren und wirtschaftlicheren Befestigung dieser Verkleidungselemente, ist die Kenntnis der Dübeltragfähigkeit unerlässlich. Zur Abschätzung der charakteristischen Ankertragfähigkeit nach den gültigen Richtlinien – europäische Zulassung ETA-05/0266 und ETA-06/0253 – sind allerdings aufwendige Auszugsversuche notwendig, da die Berechnungsgleichungen hauptsächlich geometrische Parameter berücksichtigen. Bei der Durchführung der Literaturrecherche konnte vergleichsweise wenig zur Ankertragfähigkeit des Hinterschnittdübels in Natursteinen gefunden werden. Das Ziel der vorliegenden Arbeit war es daher, auf Grundlage von einfach zu bestimmenden werkstoffspezifischen Materialeigenschaften, ein Vorhersagemodell der Dübeltragfähigkeit herzuleiten.

Vor dem Hintergrund einer möglichst allgemeingültigen Formulierung, welche für ein großes Spektrum heute eingesetzter Natursteine Gültigkeit besitzt, deckt das Versuchsprogramm eine geologische, sowie geographische Vielfalt ab. In Anlehnung an die weltweite Verwendung von Natursteinen nach MOSCH (2008), fiel die Wahl auf zwei Sandsteine aus Deutschland und Ungarn, auf drei Kalksteine aus Deutschland, Italien und Kroatien, auf einen Granit aus Italien und ein Granulit aus Indien. Die Probekörper stammten bei jeder Steinsorte aus einer Charge. Das Untersuchungsprogramm stellte eine umfassende Materialcharakterisierung sicher. Die Erstellung des Versuchsprogramms erfolgte basierend auf der Literaturrecherche. Um den Einfluss des Feuchtegehaltes auf die jeweilige Materialeigenschaft quantifizieren zu können, wurden die Gesteinsproben unter drei verschiedenen Lagerungsbedingungen konditioniert: Getrocknet bei 70 °C, Gleichgewichtsfeuchte bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte, sowie gesättigt durch freiwillige Sättigung bei Wasserlagerung. Die Messungen fanden immer nach Erreichen der Massenkonstanz normgerecht statt. Die Wahl des Lagerungszeitraumes erfolgte durch Anpassung an die Erfahrungen aus den Vorversuchen und an die Probekörpergeometrie. Die

Probekörpergeometrie- und Form wurde gemäß der Normen oder Empfehlungen, bzw. dem Größtkorn des jeweiligen Gesteins festgelegt. Zusätzlich zur Augenscheinprüfung wurde die Ultraschallgeschwindigkeit während der Arbeit zur Beurteilung der Schichtung der Gesteine ermittelt. Die Anzahl der Proben wurde für die jeweiligen Versuche relativ hoch gesetzt, um trotz der bei Natursteinen üblichen hohen Streuungen der Materialkennwerte die Anwendbarkeit der Daten sicherstellen zu können.

Der Einfluss der Genese wurde durch die petrographische Analyse, die Phasenanalyse und die Bestimmung der chemischen Zusammensetzung berücksichtigt. Im Rahmen der Beschreibung der physikalischen Eigenschaften wurden Reindichte und Rohdichte, offene Porosität, Gesamtporosität, Wasseraufnahme und Ultraschallgeschwindigkeit gemessen. Zur Beschreibung des Porensystems wurde Quecksilberporosimetrie herangezogen. Die Ultraschallgeschwindigkeitsänderung mit zunehmendem Feuchtegehalt der Proben wurde mit den Literaturangaben verglichen, wobei eine Übereinstimmung bestätigt werden konnte. Im Weiteren konnte mit einer Erweiterung der Zusammenhang zwischen der Rohdichte und der Ultraschallgeschwindigkeit aus anderen Werken übernommen werden.

Die Druckfestigkeit wurde indirekt durch Bestimmung des Punktlastindex und direkt durch den einachsigen Druckversuch ermittelt. Eine Umrechnung zwischen der Druckfestigkeit von zylinder- und würfelförmigen Proben und anhand des Punktlastindex wurde diskutiert. Im Weiteren wurde die Möglichkeit eines Zusammenhangs zwischen der Druckfestigkeit und der Scher-, Biege-, Spalt- und Oberflächenzugfestigkeit untersucht.

Die für die Modellbildung relevanten weiteren mechanischen Werkstoffparameter, wie Elastizitätsmodul (E-Modul), Querdehnung, spezifische Bruchenergie und Bruchzähigkeit, wurden bei ein, bzw. zwei Feuchtegehalten bestimmt. Die Querdehnungs- und E-Modul-Messung erfolgte mittels Dehnmessstreifen, wodurch sich die Querdehnungsänderung parallel zum Spannungsniveau darstellen ließ. An einem Großteil der Probekörper wurde die Ultraschallgeschwindigkeit nach Erreichen der Massenkonstanz in x-, y- und z-Richtung gemessen, was einen Vergleich der Ultraschallgeschwindigkeit mit anderen Werkstoffparametern ermöglichte. Nach der

Auswertung der experimentellen Untersuchungen wurden die empirischen Zusammenhänge der verschiedenen Werkstoffparameter mit den Literaturangaben verglichen.

Das Versuchsprogramm zur Bestimmung der Ankertragfähigkeit basiert auf Literaturangaben sowie auf Vorgaben zu Messungen der Tragfähigkeit von Hinterschnittdübel in Beton. Die Probekörpergeometrie wurde unter Beachtung des Aspektes so gewählt, dass bei jeder Versuchsart ein globales Materialversagen auftreten sollte. Die Messung der Ankertragfähigkeit wurde an bei drei Klimaten bis zum Erreichen der Massenkonzanz gelagerten Probekörpern durchgeführt. Die Messung der Ultraschallgeschwindigkeit erfolgte an jeder Probe vor den zerstörenden Versuche, wodurch ein Betrachtung des Zusammenhangs zwischen Ultraschallgeschwindigkeit und Ankertragfähigkeit des Hinterschnittdübels ermöglicht wurde. Die Bestimmung der zentrischen Zugtragfähigkeit erfolgte bei drei unterschiedlichen Verankerungstiefen von 10, 15 und 20 mm. Die größte Anzahl der Versuche wurde mit einer Verankerungstiefe von 15 mm durchgeführt. Durch die Messungen mit verschiedenen Setztiefen konnte bestätigt werden, dass eine Erhöhung der Verankerungstiefe zur Zunahme der Ankertragfähigkeit führt. Beim Querlastversuch wurde das Hauptaugenmerk auf die Vergleichbarkeit mit der Zugtragfähigkeit des Dübels gelegt, dafür wurde durch die Wahl des Versuchsaufbaus sichergestellt, dass die Versagensart Steinabbruch auf der lastabgewandten Seite auftrat. Die Versuche wurden an Probekörpern mit allen drei Feuchtegehalten bei einer Verankerungstiefe von 15 mm durchgeführt. Es wurden zusätzlich Querlastversuche mit Hebelarm durchgeführt, um den Einfluss des Hebelarms untersuchen zu können. Da sowohl bei den Zugversuchen als auch bei den Querlastversuchen globales Materialversagen auftrat, konnte der empirische Zusammenhang zwischen zentrischer Zug- und Quertragfähigkeit betrachtet werden.

In einem nächsten Schritt erlaubte die auf Basis der im Rahmen der experimentellen Untersuchungen erstellte Datenbank die Herleitung möglichen Umrechnungen zwischen den Materialeigenschaften der Natursteine, sowie der Ankertragfähigkeit. Die Ergebnisse deuten auf eine signifikante Korrelation zwischen den Festigkeitskennwerten, der Ultraschallgeschwindigkeit, sowie der Rohdichte auf der einen und der Dübeltragfähig-

keit auf der anderen Seite hin. Die Anwendbarkeit der darauf basierenden empirischen Berechnungsgleichungen an weiteren Steinsorten wurde abschließend durch von externer Stelle geprüfte Ankertragfähigkeiten, bzw. Festigkeitskennwerte und intern ermittelte Ultraschallgeschwindigkeiten und Rohdichten validiert. Die für die Modellbildung relevanten Eigenschaften konnten dadurch definiert werden und die daraus erhaltenen Berechnungsgleichungen stimmen mit den empirischen Ergebnisse gut überein.

Abstract

The use of natural stone in facades has been increasing. To ensure safe and economical anchorage, knowledge of the anchor capacity is essential. In order to estimate the characteristic anchor capacity according to the current guidelines – European technical approval ETA-05/0266 and ETA-06/0253 – several complex pull-out tests have to be conducted, since the calculation equations consider almost only geometrical parameters. The aim of the thesis was to create a model that predicts the anchor capacity as a function of easily measured material properties. The state of the art provided only little information about the capacity of undercut anchors in natural stone. Therefore, in order to get a basic concept, experimental results from fastening systems in concrete were included.

Considering the need for a general formulation that applies for a variety of natural stones used today, the experimental program covered a wide range geologically and geographically as well. In agreement with the worldwide use of natural stones according to MOSCH (2008), two types of sandstone, three types of limestone, a granite and a granulite were chosen. The sandstone were from Germany and Hungary, the limestone were from Germany, Italy and Croatia, the granite from Italy and the granulite from India. The samples for each type of stone were taken from the same batch. The research program ensured a broad characterisation of the material. The stone selection was based on the state of the art. In order to quantify the influence of the moisture content on the respective material property, stone samples were stored under three different moisture conditions: Dried at 70 °C, equilibrium moisture content at 20 °C and 65 % relative humidity, as well as saturated by under water storage. The tests always took place after constant mass was reached. The duration of storage was determined by adjustments to the experiences learnt from former experiments and by the sample geometry. The geometry and shape of the samples were determined according to the norms and recommendations, respective to the biggest grain size of each particular type of stone. In addition to the visual

examination, the speed of the ultrasonic wave was measured as a means to judge the bedding of the samples. To overcome the statistical spread of material properties that is common for natural stones and ensure the applicability of the data, the tests were repeated on a high number of samples.

The influence of the difference in rock types, igneous, sedimentary and metamorphic, was investigated by petrographical analysis, phase analysis and the determination of the chemical composition. Within the scope of describing the physical properties, bulk and pure density were measured, as well as open and closed porosity, water absorption capacity and ultrasonic wave speed. The pore system was investigated by mercury intrusion porosimetry. The change of the ultrasonic wave speed at different moisture content levels was compared to the values given in the literature, which confirmed analogies. Furthermore the correlation between bulk density and the ultrasonic wave speed was taken from other works with the inclusion of an extension.

The compressive strength was measured by determining the point load strength index and by the uniaxial compression test. A translation of the compressive strength of cylindrical and cubical-shaped samples was discussed. In Addition the possibility of a correlation between the compressive strength on one side and the shear, bending, splitting tensile and surface tensile strength on the other, was analysed.

The mechanical material properties relevant for the modeling, such as the Young's modulus, the lateral extension, the specific fracture energy and the fracture toughness were determined at two moisture content levels. The lateral extension and the Young's modulus were measured with strain gauges, allowing to describe the change of lateral extension parallel to the stress level. For most samples the ultrasonic wave speed was measured in x, y and z direction after constant mass was reached, which allowed a comparison of the ultrasonic wave speed to other material properties. After the evaluation of the experimental analysis, the empirical correlations between the various material properties were compared to the state of the art.

The test program for the determining the anchor capacity was based upon bibliographical reference as well as requirements of the measurement of

the capacity of undercut anchors in concrete. The global material failure was taken into account when the samples sample geometry was chosen for every test. The anchor capacity was measured at samples that have been stored at three different humidity conditions until constant mass was reached. The ultrasonic wave speed was measured at each sample before destructive tests were conducted, allowing the examination of the correlation between the ultrasonic wave speed and the capacity of the undercut anchors. The axial tensile capacity was measured at three different embedment depths of 10, 15 and 20 mm. The majority of the tests were conducted at an embedment depth of 15 mm. Measurements at various embedment depths confirm that an increase of the embedment depth lead to an increase of the anchor capacity. The comparability to the tensile capacity was vital for the shear load test, thus the experimental setup was configured such that a pry-out failure would occur. The shear load tests were conducted on samples at all three moisture content levels at an embedment depth of 15 mm. Furthermore shear load tests were conducted to analyse the influence of the lever arm. Since both the pull-out tests and the shear load tests caused global material failure, the empirical correlation between the axial tensile capacity and the shear capacity could be examined.

The database that was created in the course of the experiments made it possible to determine the correlation between material properties and the anchor capacity. The results suggest a strong dependence of anchor capacity on the strength parameters, the ultrasonic wave speed and the bulk density. The applicability of the empirical equations, derived from those correlations, was validated by ultrasonic wave speed and bulk density measurements as well as anchor capacity and strength parameters measured by external partner. The properties relevant for the modeling were thus defined and the resulting equations are in good agreement with the empirical data. With the new model, the anchor capacity can be estimated from basic material properties.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart. Für die Anregung und Betreuung zum hier behandelten Thema gilt mein herzlicher Dank Herrn Prof. J. Hofmann, ohne dessen wertvolle Ratschläge, Überlegungen und Unterstützung diese Arbeit nicht möglich gewesen wäre. Herrn Prof. H. Garrecht und Herrn Prof. K. Bergmeister gilt mein Dank für die Übernahme des Mitberichtes und dem damit entgegen gebrachten Interesse. Frau Dr.-Ing. V. Malárics gilt besonderer Dank für ihre Diskussionsbereitschaft und ihr Interesse an dieser Arbeit. Durch ihre kritischen Anregungen und ihre Unterstützung, trug sie wesentlich zum Gelingen der Arbeit bei. Besonderer Dank geht ebenfalls an Frau Dipl.-Bib. M. Werner, für ihre ständige Bereitschaft, auch die am besten versteckte Literatur der Welt ausfindig zu machen und zur Verfügung zu stellen. Für die Diskussionsbereitschaft und das entgegen gebrachte Interesse, bzw. Korrekturvorschläge möchte ich mich bei Herrn Prof. H.-W. Reinhardt, Frau Dr. rer. nat. J. Zöldföldi, Frau Dipl.-Ing S. Reeb und Herrn Dr.-Ing. W. Fuchs bedanken. Im Weiteren geht mein Dank auch an Herrn Dr.-Ing. J. Schwarte, Herrn Dr.-Ing. A. Assmann, Herrn Dr. F. Grüner, Frau Dr. Zs. Józsa, Frau Dr. N. Fischer, Frau Dipl.-Ing. D. Ullmann, Herr M.Sc. C. Blatt und Herrn Dipl.-Ing. D. Sándor. Dank geht auch an alle Wissenschaftlichen Hilfskräfte, sowie Abschlussarbeiter, deren Arbeit wesentlich zur vorliegenden Arbeit beigetragen hat. Besonderer Dank geht hierbei an Herrn MSc. N. Vita. Ich möchte mich ebenfalls bei Herrn E. Lindenmeier, Herrn O. Konrad, Frau S. Kunze, Herrn G. Bahr, Frau C. Lutz und Herrn T. Scheu, ebenso wie bei allen Kollegen und Techniker am Institut und an der MPA für ihre Unterstützung bedanken. Im Weiteren bedanke ich mich bei den Firmen fischerwerke GmbH & Co. KG und Johann Neumeyer & Brigl GmbH & Co. KG für die Bereitstellung von Arbeits- und Versuchsmaterialien. Meinem Partner Herr. Dipl.-Ing. C. Stan danke ich für seine Geduld und Unterstützung während der Entstehung dieser Arbeit, sowie für das mehrmalige Korrekturlesen. Ich möchte mich auch bei meinen Eltern dafür bedanken, dass sie mich stets das Gefühl gegeben haben, dass ich alles schaffen kann, was ich mir vornehme. Meinem Bruder A. Tevesz danke ich für die wiederholte technische Unterstützung bei kleineren und größeren IT-Projekten im Rahmen dieser Arbeit.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung

Abstract

Vorwort

Abbildungsverzeichnis

Abkürzungsverzeichnis

Symbolverzeichnis

Tabellenverzeichnis

1 Einleitung

1.1	Problemstellung und Zielsetzung	1
1.2	Vorgehensweise	1

2 Stand des Wissens

2.1	Natursteine	4
2.1.1	Entstehung und Klassifikation der Gesteine	4
2.1.1.1	Magmatische Gesteine	5
2.1.1.2	Metamorphe Gesteine	6
2.1.1.3	Sedimentgesteine	6
2.1.2	Materialcharakteristika	7
2.1.2.1	Petrographische Untersuchungen	7
2.1.2.2	Physikalische Eigenschaften	8
2.1.2.3	Mechanische Werkstoffparamter	22
2.1.2.4	Grundlagen der Bruchmechanik	28

2.1.2.5	Zusammenhänge zwischen den einzelnen Materialcharakteristika	35
2.2	Befestigungstechnik	37
2.2.1	Hinterschnittdübel-System für Natrusteinfassadenplatten	37
2.2.2	Kenntnisstand bezogen auf die Tragfähigkeit des Hinterschnittdübels	40
2.2.3	Dübelsysteme in Beton	46
2.3	Folgerungen für die eigenen Untersuchungen	55

3 Materialien und Probekörper

3.1	Materialien	58
3.1.1	Sedimentgesteine	61
3.1.1.1	Sandsteine	61
3.1.1.2	Kalksteine	62
3.1.2	Metamorphgestein: Kashmir White	63
3.1.3	Tiefengestein: Bianco Sardo	63
3.2	Probekörpergeometrie und Anzahl	64
3.3	Lagerung und Feuchtegehalt	67

4 Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Materialeigenschaften von Natursteinen

4.1	Zusammensetzung und Gefüge	69
4.1.1	Gefüge, Textur und Struktur	69
4.1.2	Petrographische Analyse und Phasenanalyse	70
4.1.3	Chemische Zusammensetzung	74
4.2	Physikalische Eigenschaften	75
4.2.1	Dichte	75
4.2.2	Porosität	78
4.2.3	Feuchtetransport	89
4.2.4	Ultraschallgeschwindigkeit	101
4.2.5	Zusammenhänge zwischen Porosität, Rohdichte und Ultraschallgeschwindigkeit	111
4.3	Mechanische Werkstoffparameter	114
4.3.1	Druckfestigkeit	114
4.3.1.1	Einachsige Druckfestigkeit	116
4.3.1.2	Punktlastindex	120
4.3.2	Zugfestigkeit	125
4.3.2.1	Biegezugfestigkeit	125

4.3.2.2	Spaltzugfestigkeit	128
4.3.2.3	Oberflächenzugfestigkeit	130
4.3.2.4	Zusammenhang zwischen gemessenen Zugfestigkeitskennwerten	137
4.3.3	Scherfestigkeit	138
4.3.4	Zusammenhänge zwischen den ermittelten Festigkeitskennwerten	141
4.3.5	Elastizitätsmodul und Querdehnung	144
4.3.6	Spezifische Bruchenergie und Spannungsintensitätsfaktor	149
4.4	Zusammenhänge zwischen den Werkstoffparametern . .	154
4.5	Vergleich des Einflusses verschiedener Feuchtegehalte auf die Werkstoffparameter	158

5 Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der charakteristischen Dübeltragfähigkeit

5.1	Versuchsprogramm	164
5.2	Beschreibung der verwendeten Plattenanker	166
5.3	Versuchsvorrichtung und -vorbereitung	168
5.4	Zentrische Zugtragfähigkeit	169
5.4.1	Versuchsaufbau	170
5.4.2	Versagensart und Bruchbilder	173
5.4.3	Darstellung und Diskussion der Ergebnisse	174
5.5	Quertragfähigkeit	188
5.5.1	Versuchsaufbau	188
5.5.2	Versagensart und Bruchbilder	191
5.5.3	Darstellung und Diskussion der Ergebnisse	193
5.6	Empirischer Zusammenhang zwischen zentrischer Zug- und Quertragfähigkeit	199

6 Zusammenhang zwischen der Materialeigenschaften und der Dübeltragfähigkeit

6.1	Bestimmung empirischer Umrechnungen anhand eigener Untersuchungen	202
6.1.1	Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von den physikalischen Materialeigenschaften	203
6.1.2	Zusammenhang zwischen Dübeltragfähigkeit und Festigkeit der Natursteine	206

6.1.3	Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von mehreren Werkstoffparametern	210
6.1.4	Modifizierung des Modells nach Sawade zur Anwendung an Natursteinen	212
6.1.5	Vergleich des Einflusses verschiedener Feuchtegehalte auf Dübeltragfähigkeit und Werkstoffparameter	215
6.2	Validierung der Umrechnungen	218
6.3	Analytisches Modell	221
6.3.1	Untersuchungen zum Risswachstum	223
6.3.2	Analytisches Modell für Natursteine	224

7 Zusammenfassung und Ausblick

Litaturverzeichnis

Anhang

Abbildungsverzeichnis

1.1	Problemstellung, Zielsetzung und Vorgehensweise der vorliegenden Arbeit	3
2.1	Kreislauf der Gesteinsentstehung nach (MARKL u. a. 2004)	5
2.2	Schematische Darstellung der Schüttdichte, der Rohdichte und der Reindichte	8
2.3	Beispiele für Sorptionsisothermen von Natursteinen nach HÄUPL u. a. (2013)	12
2.4	Schematische Darstellung des Feuchtegehaltes einer Probe abhängig von der relativen Luftfeuchte und vom Porenradius (KIESSL 1983; KOTAN 2011)	15
2.5	Prinzip der Laufzeitmessung (VITA 2014; WWW.GEOTRON.DE o.D.)	20
2.6	Schematische Darstellung der Belastungsrichtung rechtwinklig und parallel zur Schichtung nach DIN EN 1926	24
2.7	Einfluss der Schlankheit der Probe auf die Druckfestigkeit (THURO u. a. 2001)	26
2.8	Schematische Darstellung der Rissöffnungsarten abhängig von der Beanspruchungsart (ALFES 1993)	30
2.9	Spezifische Bruchenergie abhängig vom Versuchsaufbau für die Dreipunktbiegung (l.) und den zentrischen Zugversuch (r.)	33
2.10	Probekörper mit Kerbe für die Bestimmung der Bruchzähigkeit nach den Empfehlungen vom ISRM	34
2.11	Zusammenhänge zwischen verschiedenen Werkstoffeigenschaften	36
2.12	Hinterschnittdübel: Fischer-Dübel und Keil-Dübel (STEIN 2000)	37
2.13	Hinterschnittdübel-System von Keil nach ETA-06/0253	38

2.14	Hinterschnittdübel-System von Fischer nach ETA-05/0266	39
2.15	Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus für die Bestimmung der Ausbruchlast nach STEIN (2000)	40
2.16	Schematische Darstellung einer typischen Last-Verschiebungskurve von Sandsteinen	43
2.17	Annahme der Spannungsverteilung entlang des Ausbruchkörpers, maximale Spannung (σ_{\max}) und mittlere Spannung (σ_{tm}) nach R. S. CAMPOSINHOS u. a. (2013)	44
2.18	Annahme des Ausbruchkörpers und des Neigungswinkels (α) abhängig von der Setztiefe (h_v) nach R. S. CAMPOSINHOS u. a. (2013)	45
2.19	Metallspreizdübel: drehmomentkontrolliert (a) und wegkontrolliert (b) nach ELIGEHAUSEN, MALLÉE und REHM (1997)	47
2.20	Hinterschnittdübel mit Hinterschneidung zur Bohrlochtiefe hin nach ELIGEHAUSEN, MALLÉE und SILVA (2006)	47
2.21	Auf eine Stahlplatte geschweißter Kopfbolzen nach G. ZHAO (1993)	48
2.22	Schematische Darstellung der Versagensarten mit den jeweiligen Last-Verschiebungskurven (FUCHS u. a. 1995)	48
2.23	Spannungsverteilung entlang der Ausbruchkegelmantelfläche in Beton (ELIGEHAUSEN und OŽBOLT 1990)	52
2.24	Von G. ZHAO (1993) angenommene Spannungsverteilung entlang der Mantelfläche	53
2.25	Schematische Darstellung des Tragmechanismus eines Kopfbolzens nach G. ZHAO (1993)	54
3.1	Makroskopische Aufnahmen der zwei Sandsteinsorten	61
3.2	Makroskopische Aufnahmen der drei Kalksteinsorten	62
3.3	Kashmir White (G1)	63
3.4	Bianco Sardo (G2)	63
3.5	Überblick der Probekörpergeometrien	65
4.1	Überblick der experimentellen Untersuchungen	68
4.2	Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie: „Sandstein 1“	71
4.3	„Sandstein 1“ Dünnschliffaufnahmen	72
4.4	Rohdichte (ρ_b) abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt	78
4.5	Überblick der Untersuchungen zur Porosität	79

4.6	Mit dem Mikroskop erstellte Teilaufnahmen über die Kalkstein- und Granitdünnschliffe	81
4.7	Mit dem Mikroskop erstellte Teilaufnahme von „Sandstein 2“	81
4.8	Ermittelte Gesamtporosität und offene Porosität abhängig von der Steinsorte	83
4.9	Kumulatives Eindringvolumen abhängig von der Steinsorte (Hg-Porosimetrie)	84
4.10	Volumenverteilung über Porenradius (Hg-Porosimetrie)	85
4.11	Mikroskopteilaufnahmen der beiden Sandsteine	87
4.12	Porenanzahl der Sandsteine in Abhängigkeit des Bildstellungsverfahrens	88
4.13	Einteilung der Untersuchungsmethoden zur Wasseraufnahme	90
4.14	Verlauf der Untersuchungen zur Wasseraufnahme	91
4.15	Vakuumpumpe und -exikkator	94
4.16	Sorptions- und Desorptionsisotherme der Sandsteine	96
4.17	Massenänderung abhängig von den Lagerungsbedingungen	98
4.18	Sättigungsgrad abhängig von den Lagerungsbedingungen	99
4.19	Kapillaren Wasseraufnahme abhängig von der Steinsorte	100
4.20	Ultraschallgeschwindigkeitsmessung: Geotron-System	102
4.21	Überblick der durchgeführten Ultraschallgeschwindigkeitsmessungen	103
4.22	FreshCon-System	105
4.23	Ultraschallgeschwindigkeit abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt	107
4.24	Zusammenhang zwischen der Ultraschallgeschwindigkeit an getrockneten und gesättigten Proben gemessen, abhängig von der Genese der Steine	108
4.25	Ultraschallgeschwindigkeit, Sättigungsgrad und Massenänderung abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt	109
4.26	Änderung der Ultraschallgeschwindigkeit (USG) während der kapillaren Wasseraufnahme	110
4.27	Zusammenhang zwischen Porosität und Rohdichte	111
4.28	Einfluss der Porosität auf die Ultraschallgeschwindigkeitszunahme an gesättigten Probekörpern	113
4.29	Mögliche Zusammenhänge zwischen Ultraschallgeschwindigkeit und Rohdichte	114

4.30	Überblick der ermittelten Werkstoffparameter	115
4.31	Bestimmung der einachsigen Druckfestigkeit: Prüfmaschine und Bruchbilder	118
4.32	Würfeldruckfestigkeit ($f_{c,c}$) abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt	119
4.33	Zusammenhang zwischen Würfel- und Zylinderdruckfestigkeit ($f_{c,c}$ und $f_{c,zyl}$)	120
4.34	Versuchsaufbau zur Ermittlung des Punktlastindex (THURO 2010)	121
4.35	Punktlastindex abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt	122
4.36	Typische Versagensbilder beim Punktlastversuch für liegende Zylinder	123
4.37	Punktlastindex abhängig von Steinsorte und Probekörpergeometrie	124
4.38	Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Punktlastindex	124
4.39	Bestimmung der Biegezugfestigkeit: Versuchsaufbau und Bruchbilder	126
4.40	Einfluss der Berücksichtigung der Belastungsrichtung, Biegezugfestigkeit	127
4.41	Biegezugfestigkeit abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt	128
4.42	Bestimmung der Spaltzugfestigkeit: Versuchsaufbau und Bruchbilder	129
4.43	Spaltzugfestigkeit abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt	130
4.44	Schematischer Versuchsaufbau: Oberflächenzugfestigkeit	131
4.45	Messung der Oberflächenzugfestigkeit	132
4.46	Ungültige (r., m.) und gültige Bruchbilder (l.) mit einem Stempeldurchmesser von 20 mm	133
4.47	Oberflächenzugfestigkeit abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt	133
4.48	Oberflächenzugfestigkeit abhängig von Stempelgröße und Feuchtegehalt für die Sandsteinsorten	134
4.49	Gegenüberstellung der verschiedenen Zugfestigkeitswerte	138
4.50	Schematische Darstellung der Schereinrichtung ÖNORM B 3124 TEIL 6	139

4.51	Bestimmung der Scherfestigkeit: Versuchsaufbau und Bruchbild	140
4.52	Fehlversagen, „Kalkstein 1“	140
4.53	Scherfestigkeit abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt	141
4.54	Spalt- und Biegezugfestigkeit abhängig von der Druckfestigkeit	142
4.55	Punktlastindex und Druckfestigkeit über Scherfestigkeit . .	143
4.56	Schematische Darstellung der E-Modul Messung	145
4.57	Lage der Dehnmessstreifen während der E-Modul-Messung	146
4.58	Probekörper mit SB Abdeckschicht für Schutz vor Wassereindringen	147
4.59	E-Modul abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt . . .	148
4.60	Querdehnung abhängig vom Belastungsniveau	149
4.61	Schematische Darstellung der Probekörper	149
4.62	Versuchsaufbau für die Messung der spezifischen Bruchenergie	150
4.63	Errechnete spezifische Bruchenergie	151
4.64	Kritische Spannungsintensitätsfaktor abhängig von der Steinsorte	152
4.65	Vergleich der unterschiedlich ermittelten Zugfestigkeiten .	153
4.66	E-Modul abhängig von der Steinsorte, ermittelt bei unterschiedlichen Belastungsarten	154
4.67	Druckfestigkeit abhängig von der Rohdichte	155
4.68	Kritische Spannungsintensitätsfaktoren abhängig von der Rohdichte	156
4.69	Werkstoffparameter abhängig von der Ultraschallgeschwindigkeit	157
4.70	Einfluss verschiedener Feuchtegehalte auf die physikalischen Werkstoffparameter	159
4.71	Einfluss verschiedener Feuchtegehalte auf die mechanischen Werkstoffparameter	160
4.72	Einfluss verschiedener Feuchtegehalte auf die mechanischen Werkstoffparameter von Beton	161
5.1	Untersuchungsschwerpunkte	163
5.2	Belastungsrichtungen: Zentrischer Zug (l.), Querlast (m.), Querlast mit Hebelarm (r.)	164

5.3	Versuchsüberblick: Auszugsversuche	165
5.4	Die verwendeten Anker: Hinterschnittdübel (Typ B) 13x26 M8/SO/17 AL (l.), Typ B 13x20 M8 A4 (m.), Typ B 13x15 M8/15 A4 (r.)	167
5.5	Teile eines Typ B-Dübels	168
5.6	Für die Versuchsvorbereitung verwendete Kleingeräte . . .	169
5.7	Dreibeinaufbau, schematische Darstellung	170
5.8	Versuchsaufbau Zentrischer Zug	171
5.9	Eingehängter Messkorb mit Probekörper	172
5.10	Halterung der Wegaufnehmer	172
5.11	Charakteristische Ausbruchsbilder vom zentrischem Zug .	173
5.12	Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt	174
5.13	Relativer Einfluss des Feuchtegehaltes auf die zentrische Zugtragfähigkeit	175
5.14	Schematische Darstellung des Ausbruchskörpers und des ermittelten Winkels	176
5.15	Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von Verankerungs- tiefe und Feuchtegehalt	177
5.16	Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von Hinterschnitt- durchmesser und Feuchtegehalt	178
5.17	Verschiebung bei Höchstlast bei zentrischer Zugtragfähig- keit abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt	179
5.18	Quotient aus der Verschiebung und der zentrischen Zug- tragfähigkeit bei Höchstlast abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt, E-Modul (getrocknetem Zustand)	180
5.19	Last-Verschiebungskurven von Versuchen in zwei Kalk- steinen, Belastungsrichtung: zentrischer Zug – Beispiel . .	181
5.20	Last-Verschiebungskurve bei zentrischer Zugbelastung ab- hängig vom Feuchtegehalt für G1 (l.) und S1 (r.)	182
5.21	Einfluss der Verankerungstiefe abhängig von der Steinsorte	184
5.22	Einfluss der Verankerungstiefe abhängig vom Feuchtegehalt	184
5.23	Einfluss der Verankerungstiefe auf die Höchstlast abhängig vom Feuchtegehalt bei Granit und Granulit	186
5.24	Versuchsaufbau zur Bestimmung der Quertragfähigkeit . .	189
5.25	Verwendeter Querlast-Versuchsaufbau	190
5.26	Kalibrierter Drehmomentschlüssel	191

5.27	Unerwünschte Ausbruchbilder bei Querlastversuchen	191
5.28	Charakteristische Ausbruchbilder bei Querlastversuchen	192
5.29	Quertragfähigkeit abhängig von Steinsorte, Feuchtegehalt und Hebelarm	193
5.30	Relativer Einfluss des Feuchtegehaltes auf die Quertragfä- higkeit	194
5.31	Relativer Einfluss des Feuchtegehaltes auf die Quertragfä- higkeit mit Hebelarm	195
5.32	Last-Verschiebungskurve für „Sandstein 1“ bei Querlast	196
5.33	Last-Verschiebungskurven für „Sandstein 2“ bei Querlast mit Hebelarm, Einfluss des Drehmoments	197
5.34	Quertragfähigkeit abhängig von Verankerungstiefe und Feuch- tegehalt	198
5.35	Quertragfähigkeit abhängig von Hinterschnittdurchmesser, Steinsorte und Feuchtegehalt	199
5.36	Quertragfähigkeit über zentrische Zugtragfähigkeit	200
5.37	Quertragfähigkeit über Quertragfähigkeit mit Hebelarm	201
6.1	Übersicht der durchgeführten Arbeiten	203
6.2	Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von der Rohdichte	204
6.3	Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von der Ultraschall- geschwindigkeit	205
6.4	Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von der Spaltzug- festigkeit	206
6.5	Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von der Biegezug- festigkeit	207
6.6	Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von der Druckfes- tigkeit der Natursteine	208
6.7	Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig vom kritischen Span- nungsintensitätsfaktor	209
6.8	Zentrische Zugtragfähigkeit [kN] abhängig von Festigkeit [N/mm ²], Porosität [%] und E-Modul [GPa] bei $h_{ef} = 16 \text{ mm}$	211
6.9	Kritischer Spannungsintensitätsfaktor abhängig von der Bie- gezugfestigkeit	214
6.10	Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von Biegezugfestig- keit und kritischem Spannungsintensitätsfaktor	214

6.11	Vergleich des Feuchtegehalteinflusses auf die zentrische Dübeltragfähigkeit und die physikalische Werkstoffparameter	216
6.12	Vergleich des Feuchtegehalteinflusses auf die zentrische Dübeltragfähigkeit und die mechanische Werkstoffparameter	217
6.13	Vergleich der errechneten und von fischerwerke GmbH & Co. KG (fischerwerke) gemessenen zentrische Zugtragfähigkeiten	219
6.14	Verhältnis der errechneten und der von fischerwerke gemessenen zentrischen Zugtragfähigkeiten	220
6.15	Neigungswinkel des Ausbruchkegels	223
6.16	Pennyförmiger Riss mit gleichmäßig verteilter Spannung nach KARIHALOO (1996)	224
6.17	Form des Ausbruchkegels bei „Granit 1“	225
6.18	Spannungsverteilung entlang der Ausbruchkegelmantelfläche	227
6.19	Zugtragfähigkeit abhängig von der Spaltzugfestigkeit mit empirischen und analytischen Berechnungsgleichungen . .	230
6.20	Zugtragfähigkeit abhängig von der Druckfestigkeit mit Berechnungsgleichungen	231
6.21	Ausbruchbild bei Querlast, SSandstein 1"	233
A.2	Spannungsverteilung abhängig von der Kerbenform, Haupt- und Nebenchase: e_1 und e_2	263
A.3	Risemodelle mit Spannungsverlauf für jeweils eine Riss-hälfte, dargestellt nach ALFES (1993)	263
A.4	Spannungsverteilung entsprechend dem kohäsiven Rissmodell bei Biegebeanspruchung abhängig von den Geometrieverhältnissen nach REMMEL (1994)	265
A.5	„Size effect“ – Einfluss abhängig von der Belastung und den Spannungsgradienten (ALFES 1993; BAŽANT und PFEIFFER 1987)	266
A.6	Querlastversuchaufbau nach ETAG 001 (2013)	273
B.1	Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie: „Sandstein 2“ . . .	275
B.2	Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie: „Kalkstein 1“ . . .	276
B.3	Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie: „Kalkstein 2“ . . .	276

B.4	Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie: „Kalkstein 3“	277
B.5	Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie: „Granit 1“	277
B.6	Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie: „Granit 2“	278
B.7	„Sandstein 2“ Dünnschliffaufnahmen	279
B.8	„Kalkstein 1“ Dünnschliffaufnahmen	280
B.9	„Kalkstein 2“ Dünnschliffaufnahmen	281
B.10	„Kalkstein 3“ Dünnschliffaufnahmen	282
B.11	„Granit 1“ Dünnschliffaufnahmen	283
B.12	„Granit 2“ Dünnschliffaufnahmen	284
B.13	Porenanzahl der Sandsteinsorten abhängig vom Bilderstellungsverfahren, Vergleich mit Gesamtbild	285
B.14	Sättigungsgrad abhängig von der Feuchtezuführung	286
B.15	Einfluss der Berücksichtigung der Belastungsrichtung, Sandsteine und „Kalkstein 1“	287
C.1	Last-Verschiebungskurve bei zentrischer Zugbelastung abhängig von der Steinsorte	288
C.2	Last-Verschiebungskurven, Belastungsrichtung: zentrischer Zug	289
C.3	Einfluss der Verankerungstiefe unabhängig vom Feuchtegehalt	290
C.4	Einfluss der Verankerungstiefe abhängig vom Feuchtegehalt bei Sandsteine	291
C.5	Einfluss der Verankerungstiefe abhängig vom Feuchtegehalt bei Kalksteine	292
C.6	Last-Verschiebungskurven der beiden Sandsteinsorten	293
C.7	Last-Verschiebungskurven von den drei Kalksteinsorten	294
C.8	Last-Verschiebungskurven von Granit und Granulit	294
C.9	Mittlere Verschiebung bei Querlast und Querlast mit Biegung abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt, ohne Abzug des Lochspiels	295
C.10	Querlast mit Hebelarm abhängig von Verankerungstiefe und Feuchtegehalt	295
C.11	Quertlast mit Hebelarm abhängig von Hinterschnittdurchmesser, Steinsorte und Feuchtegehalt	296
D.1	Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von der Oberflächenzugfestigkeit	297

D.2	Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig vom Punktlastindex	298
D.3	Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig vom E-Modul	298
D.4	Vergleich des Feuchtegehalteinflusses auf die Rohdichte und die zentrische Zugtragfähigkeit	299
D.5	Vergleich des Feuchtegehalteinflusses auf die Ultraschallgeschwindigkeit und die zentrische Zugtragfähigkeit . . .	300
D.6	Vergleich des Feuchtegehalteinflusses auf die Druckfestigkeit und die zentrische Zugtragfähigkeit	301
D.7	Vergleich des Feuchtegehalteinflusses auf die Biegezugfestigkeit und die zentrische Zugtragfähigkeit	302
D.8	Vergleich des Feuchtegehalteinflusses auf die Spaltzugfestigkeit und die zentrische Zugtragfähigkeit	303
D.9	Vergleich des Feuchtegehalteinflusses auf die Quertragfähigkeit und die physikalischen Werkstoffparameter	304
D.10	Vergleich des Feuchtegehalteinflusses auf die Quertragfähigkeit und die mechanischen Werkstoffparameter	305
D.11	Vergleich des Feuchtegehalteinflusses auf die Quertragfähigkeit mit Hebelarm und die physikalischen Werkstoffparameter	306
D.12	Vergleich des Feuchtegehalteinflusses auf die Quertragfähigkeit mit Hebelarm und die mechanischen Werkstoffparameter	307

Abkürzungsverzeichnis

DVS	dynamische Wasserdampf-Sorption
E-Modul	Elastizitätsmodul
fischerwerke	fischerwerke GmbH & Co. KG
HuN-Maschine	Hoch- und Niederdruck Maschine
IWB	Institut für Werkstoffe im Bauwesen
LAS	LAS Image Analysis
LEBM	linear-elastische Bruchmechanik
MPA Universität Stuttgart	Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart
s	Standardabweichung
Typ B	Hinterschnittdübel
USG	Ultraschallgeschwindigkeit
USGM	Ultraschallgeschwindigkeitsmessung
v	Variationskoeffizient

Symbolverzeichnis

Symbol	Einheit	Beschreibung
a_0	mm	Anfangsrisslänge
A_D	mm^2	Dübelsystemspezifische Lastübertragungsfläche
A	mm^2	Querschnittsfläche
A_{ON}	mm^2	Projektionsfläche des idealisierten Ausbruchkegels bei Zugbeanspruchung
A_{OV}	mm^2	Projektionsfläche bei Querbeanspruchung (Ausbruchsoberfläche)
B_s		Geometrieabhängige Konstante für die Beschreibung des Spannungsniveaus
B		Sprödigkeitsziffer
c_l	km/s	Geschwindigkeit der Longitudinalwelle
$c_{l,cal}$	km/s	Errechnete Longitudinalwellengeschwindigkeit
c_t	km/s	Geschwindigkeit der Transversalwelle
d	mm	Bauteildicke
d_{max}	mm	Größtkorndurchmesser
λ_0		Geometrieabhängige Konstante des "size effect"-Modells
d_s	mm	Ankerstangennendurchmesser
E	$10^3 \cdot \text{N}/\text{mm}^2$	Elastizitätsmodul
e_i	mm	beliebig gewählter Hebelarm für Querlast mit Abstand
e_{max}	mm	In dieser Arbeit für Querlast mit Abstand verwendeter Hebelarm

Symbol	Einheit	Beschreibung
f	Hz	Frequenz
f _{c,c}	N/mm ²	Würfeldruckfestigkeit
f _{sh}	N/mm ²	Scherfestigkeit
f _{cd}	N/mm ²	Druckfestigkeit an getrockneten Proben gemessen
f _{t,SZ}	N/mm ²	Spaltzugfestigkeit
f _{t,ZZ}	N/mm ²	Zentrische Zugfestigkeit
f _{cw}	N/mm ²	Druckfestigkeit an gesättigten Proben gemessen
f _{c,zyl}	N/mm ²	Zylinderdruckfestigkeit
f _t	N/mm ²	Betonzugfestigkeit
f _{t,BZ}	N/mm ²	Biegezugfestigkeit
f _{t,OZ}	N/mm ²	Oberflächenzugfestigkeit
γ	J	Materialabhängige Oberflächenenergie
G _f	N/m	Spezifische Bruchenergie
h _{ef}	mm	Verankerungstiefe
h _{v1}	mm	Grenztiefe für Versagensart "lokales Versagen" bei Sandsteinen
h _{v2}	mm	Grenztiefe für Versagensart "Durchziehen" bei Sandsteinen
h _{ef,test}	mm	Die für die Versuche verwendete Verankerungstiefe
I _{s,50}	N/mm ²	Punktlastindex
k ₀		Faktor, der den Zusammenhang zwischen der zentrischen Zugtragfähigkeit und der Quertragfähigkeit beschreibt
k _{h_{ef},Feuchte}		Konstante, durch die der Einfluss des Feuchtegehaltes berücksichtigt werden kann

Symbol	Einheit	Beschreibung
K_c	$N/mm^2 \cdot m^{0,5}$	Kritischer Spannungsintensitätsfaktor, Bruchzähigkeit
K k_i	$N/mm^2 \cdot m^{0,5}$	Spannungsintensitätsfaktor Faktor, der den Zusammenhang zwischen der zentrischen Zugtragfähigkeit und der Quertragfähigkeit mit Hebelarm beschreibt
K_I	$N/mm^2 \cdot m^{0,5}$	Spannungsintensitätsfaktor, Modus I
K_{IC}	$N/mm^2 \cdot m^{0,5}$	Kritische Spannungsintensitätsfaktor, Modus I
K_{IIC}	$N/mm^2 \cdot m^{0,5}$	Kritischer Spannungsintensitätsfaktor, Modus II
K_{II} k_l	$N/mm^2 \cdot m^{0,5}$	Spannungsintensitätsfaktor, Modus II Dübelsystemspezifische Konstante für die rechnerische Bestimmung der Last zwischen Bereich 1 und 2 bei zentrischer Zugbeanspruchung an niedrigfesten Sandsteinen
k_{max}		Faktor, der den Zusammenhang zwischen der zentrischen Zugtragfähigkeit und der Quertragfähigkeit mit dem hier verwendeten Hebelarm beschreibt
k_u		Spannungskonzentrationfaktor
l	mm	Bauteillänge
W	$km^{-1} s^{-3}$	Schallwiderstand
λ	mm	Wellenlänge
l_{ch}	mm	Charakteristische Länge
ϕ_h	mm	Hinterschnittdurchmesser
m	kg	Masse
N_{1-2}	N	Last zwischen Bereich 1 und 2 bei zentrischer Zugbeanspruchung an niedrigfesten Sandsteinen

Symbol	Einheit	Beschreibung
N_u	N	Zentrische Zugtragfähigkeit
$N_{u,cal}$	N	Rechnerische Höchstlast bei zentrischer Zugbeanspruchung
$N_{u5\%}$	N	5 %-Fraktile der zentrischen Zugbeanspruchung
ν		Querdehnung
$N_{u(h_{ef}=16mm)}$	N	Zentrische Zugtragfähigkeit für eine Verankerungstiefe von 16 mm
N_v	N	Bei Querlast im Bolzenschaft wirkende Normalkraft
η_{NV}		Verhältnis von Querlast zu im Bolzenschaft wirkender Normalkraft, Beton
$\eta_{NV_{Stein}}$		Verhältnis von Querlast zu im Bolzenschaft wirkender Normalkraft, Naturstein
O_i	m^2/g	Innere Oberfläche
p_G	%	Gesamtporosität
γ_d	kN/m^3	Wichte an trockenen Proben gemessen
γ_w	kN/m^3	Wichte an gesättigten Proben gemessen
γ	kN/m^3	Wichte
p_o	%	Offene Porosität
z	mm	Höhe des Hinterschnittbereiches
t_s	mm	Plattendicke
r_0	mm	Hinterschnittradius
r_{in}	mm	Ausbruchradius, instabiles Risswachstum
r_k	mm	Ausbruchradius
ρ_b	g/cm^3	Rohdichte
$\rho_{b,l}$	g/cm^3	Rohdichte an lufttrockenen Proben gemessen
$\rho_{b,w}$	g/cm^3	Rohdichte an gesättigten Proben gemessen
ρ_k	g/cm^3	Kornrohichte
ρ_r	g/cm^3	Reindichte

Symbol	Einheit	Beschreibung
r_s	mm	Ausbruchradius, stabiles Risswachstum
s	mm	Messweg
σ	N/mm ²	Spannung
σ_N	N/mm ²	Netto Bruchspannung
a_c	mm	Kritische Risslänge
σ_c	N/mm ²	Kritische Bruchspannung
σ_{ef}	N/mm ²	Wirksame Bruchspannung
t	s	Messzeit
U	J	Energie
u_f	%	Freiwillige Sättigung
u_ϕ	%	Gleichgewichtsfeuchte
u_{max}	%	Maximale Sättigung oder Sättigungsfeuchte
V	m ³	Volumen
V_u	N	Quertragfähigkeit
$V_{u,cal}$	N	Rechnerische Höchstlast bei Querbeanspruchung
v_{us}	km/s	Ultraschallgeschwindigkeit
Δv_{us}	km/s	Differenz der an gesättigten und getrockneten Proben gemessenen Ultraschallgeschwindigkeiten
$v_{us,d}$	km/s	Ultraschallgeschwindigkeit an getrockneten Proben gemessen
$v_{us,l}$	km/s	Ultraschallgeschwindigkeit an lufttrockenen Proben gemessen
$v_{us,w}$	km/s	Ultraschallgeschwindigkeit an gesättigten Proben gemessen

Tabellenverzeichnis

2.1	Porenteilung nach Größe und kapillarer Aktivität (WEBER 2008)	10
2.2	Typische Werte für die Porosität und für die Rohdichte von Natursteinen	11
2.3	Beispiele für den Feuchtegehalt bei Sättigungsfeuchte (u_{\max}), freier Sättigung (u_f) und bei 50 und 95 % relativer Luftfeuchte (u_{50} und u_{95}) abhängig von der inneren Oberfläche (O_i) nach HÄUPL u. a. (2013) und LUTZ u. a. (2002)	13
2.4	Einstufung der Wasseraufnahmefähigkeit anhand des Wasseraufnahmekoeffizienten nach HÄUPL u. a. (2013) und ZÜRCHER u. a. (2004)	14
2.5	Einstufung der Wasseraufnahmefähigkeit anhand des Wasseraufnahmekoeffizienten nach HÄUPL u. a. (2013)	16
2.6	Materialabhängige Ultraschallgeschwindigkeit und Rohdichte DEUTSCH (2002), RZHEVSKY u. a. (1971), WEIMANN u. a. (1995) und J. ZHAO (o.D.)	21
2.7	Messmethoden und Normen für die Bestimmung der Druckfestigkeit (f_c), der Scherfestigkeit ($f_{s, ch}$), der Zugfestigkeit (f_t), des E-Moduls (E) und der Querdehnung (ν)	23
2.8	Richtwerte für die Druckfestigkeit ($f_{c, c}$), die Biege- und Spatzugfestigkeit $f_{t, BZ}$, $f_{t, SZ}$), den E-Modul (E) und der Querdehnung (ν)	28
2.9	Richtwerte für Bruchzähigkeit (K_{IC}), spezifische Bruchenergie (G_f) und charakteristische Länge (l_{ch})	33
2.10	Abschätzfaktoren für die Tragfähigkeit des Hinterschnittdübels anhand der Dorntragfähigkeit (STEIN 2000)	42
3.1	Natursteine: Verwendete Sorten	58
3.2	Steinsortenmaterialkennwerte – Richtwerte	60

3.3	Verwendeten Probekörper, Abmessungen und Anzahl	66
3.4	Lagerungsbedingungen (Klimate)	67
4.1	Chemische Zusammensetzung anhand glühverlustfreier Mes- sung	75
4.2	Reindichtewerte gemäß He-Pyknometrie	76
4.3	Mittels Bildanalyse ermittelte Gesamtporosität (p_G) abhän- gig von der Erstellung der Aufnahmen	86
4.4	Messzeitpunkte während der Messung der kapillaren Was- seraufnahme	95
4.5	Vergleich der errechneten und gemessenen Ultraschallge- schwindigkeitswerte für trockene Probekörper	106
4.6	Oberflächenzugfestigkeit der Sandsteine abhängig von der Stempelgröße	136
4.7	Diskutierte empirische Zusammenhänge	162
5.1	Überblick der verwendeten Typ B-Dübelsorten	167
5.2	Ausbruchwinkel und Rundheit des Ausbruchkegels abhän- gig von der Verankerungstiefe	177
5.3	Einfluss des Feuchtegehaltes auf die zentrische Zugtragfä- higkeit, beschreibende Faktoren: $k_{h_{ef,Feuchte}}$	187
6.1	Natursteine: Abkürzungen, Verankerungstiefe und Dübel- sorten	221
6.2	Ermittlung der zentrischen Zugtragfähigkeit $N_{u,cal}$ in [N] .	232
A.1	Liste der in der Fachliteratur diskutierten Zusammenhänge zwischen den unterschiedlichen Materialeigenschaften . .	268

1. Einleitung

1.1. Problemstellung und Zielsetzung

Zur Ermittlung der Ankertragfähigkeit stehen aktuell drei Vorgehensweisen zur Verfügung. Der auf empirischen Ergebnissen basierende Vorschlag von STEIN (2000) kann für Kalksteine, Granite und Sandsteine angewandt werden. Hierbei wird der bei Beton gängige Zusammenhang (2.18) als Grundlage herangezogen und mit den empfohlenen steinsortenabhängigen Konstanten versehen. R. S. CAMPOSINHOS u. a. (2013) beschreibt ein Verfahren, bei dem die Ankertragfähigkeit abhängig von der Spannungsverteilung entlang der Mantelfläche und abhängig von der Biegezugfestigkeit bestimmt werden kann. Das Modell verwendet numerisch ermittelte materialabhängige Spannungskonzentrationsfaktoren. Basierend auf den beiden vorhandenen Zulassungen kann die charakteristische Ankertragfähigkeit anhand des Mittelwertes von zehn Auszugsversuchen unter Berücksichtigung der Abnahme der Biegezugfestigkeit infolge von Bewitterung errechnet werden. Bei den Versuchen müssen die tatsächlichen Geometrieverhältnisse, wie Plattendicke und Verankerungstiefe, verwendet werden. Im Weiteren ist bisher keine Berechnungsgleichung bekannt, die den Einfluss der Verankerungstiefe in Natursteinen beschreibt. Daraus folgend ist es das Ziel dieser Arbeit, einen Lösungsweg zu finden, durch den die Ermittlung der Dübeltragfähigkeit abhängig von den Materialcharakteristika des verwendeten Gesteins ermöglicht wird. Hierbei soll geklärt werden, mit welchen Konsequenzen die Ermittlung steinsortenübergreifend erfolgen kann. Das zu entwickelnde Modell soll neben den Materialcharakteristika des Gesteins, auch die Verankerungstiefe berücksichtigen können.

1.2. Vorgehensweise

Die in dieser Arbeit gewählte Vorgehensweise stellt die Abbildung 1.1 dar. Der Versuchsplan zur Bestimmung der Materialcharakteristika basiert auf

dem aktuellen Kenntnisstand. Dementsprechend wurden Steinsorten verschiedener Genese gewählt. Die Wahl der Probekörperform und der Probeabmessungen lagen die Normen und Empfehlungen, bzw. der Größtkorn der jeweiligen Gesteine zugrunde.

Die Untersuchungen zur Schichtung wurden neben der Augenscheinprüfung mit Ultraschallgeschwindigkeitsmessungen ergänzt. Da der Feuchtegehalt des Gesteins einen Einfluss auf dessen Materialkennwerte hat, wurden die Versuche bei drei verschiedenen Feuchtegehalten (getrocknet, mittlerer Feuchtegehalt, gesättigt) durchgeführt. Wegen der üblicherweise beträchtlichen Streuungen der Materialkennwerte wurden relativ hohe Probenzahlen pro Versuch festgelegt.

Es wurden Versuche zu verschiedenen gesteinsphysikalischen Eigenschaften durchgeführt. Diese werden im Weiteren in drei Hauptgruppen aufgeteilt betrachtet: Zusammensetzung, physikalische Eigenschaften und mechanische Werkstoffparameter. Bei der Auswertung der experimentellen Untersuchungen zu den Materialcharakteristika lag der Fokus auf der Überprüfung der möglichen Zusammenhänge zwischen den verschiedenen Materialkennwerten und dem Vergleich dieser mit den Literaturangaben.

Die Aspekte der experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten des Hinterschnittdübels waren die Analyse des Einflusses der Belastungsrichtung, der Verankerungstiefe und des Feuchtegehaltes am Verankerungsgrund. Durch die erzielte Versagensart „globales Materialversagen“ wurde ein Vergleich zwischen Zug- und Quertragfähigkeit des Dübels gewährleistet.

Die relevanten Gesteineigenschaften werden basierend auf den empirischen Ergebnissen definiert. Die Validierung der daraus formulierten Zusammenhänge erfolgt durch externe Bestimmung der Dübeltragfähigkeit an weiteren Steinsorten als Verankerungsgrund. Die mit diesem Vorgehen ausgewählten Eigenschaften fließen abschließend in das analytische Modell ein.

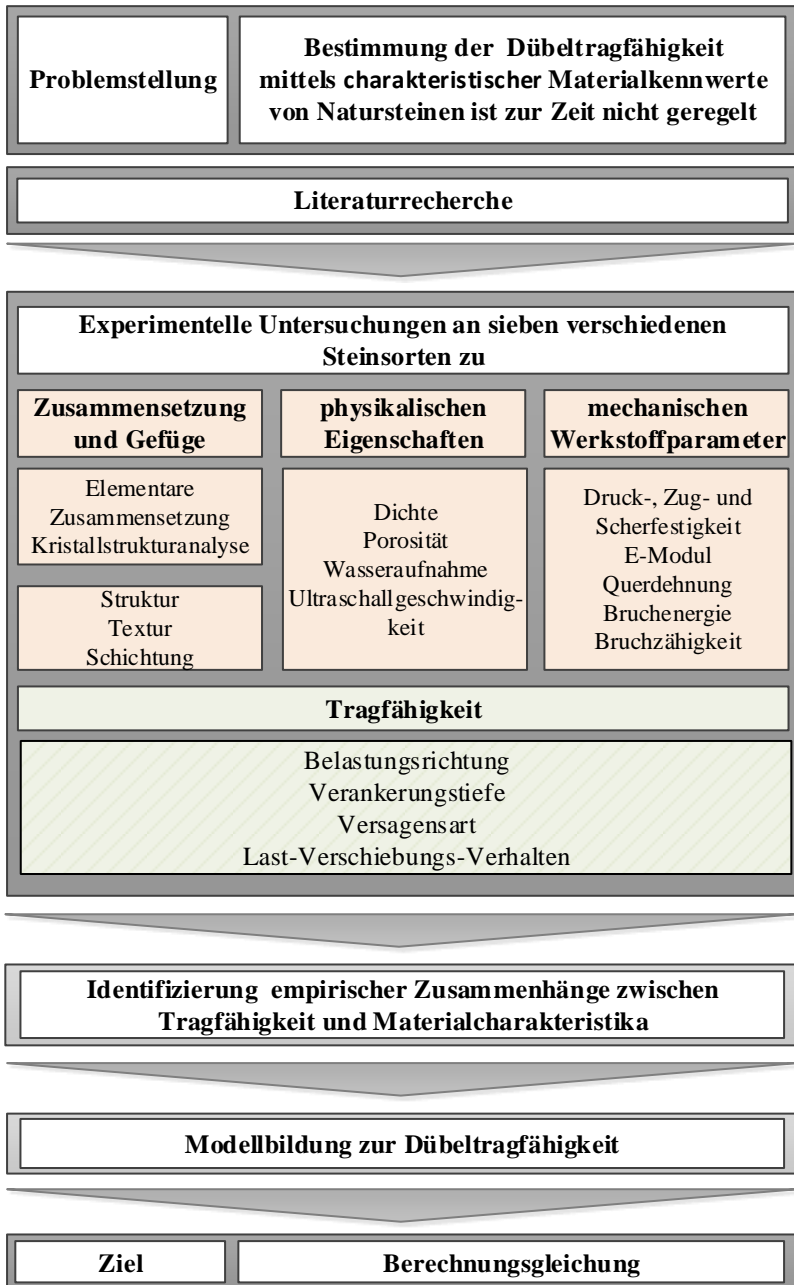


Abb. 1.1.: Problemstellung, Zielsetzung und Vorgehensweise der vorliegenden Arbeit

2. Stand des Wissens

2.1. Natursteine

Die Materialcharakteristika von Natursteinen wird maßgeblich durch ihre Entstehung beeinflusst. Der verbreiteten Einteilung in vier Klassen liegen die geologischen Prozesse, die ihre Entstehung maßgebend beeinflussen, zugrunde. Die Klassen sind bezeichnet als Sedimentgesteine oder Sedimentite, magmatische Gesteine oder Magmatite, metamorphe Gesteine oder Metamorphite und Hydrothermalbildungen (MARKL u. a. 2004). Im Weiteren werden die ersten drei Klassen ausführlicher diskutiert.

2.1.1. Entstehung und Klassifikation der Gesteine

Der folgende Überblick der Entstehung und der Klassifikation der Gesteine wurde anhand MARKL u. a. (ebd.) erstellt. Die Entstehung der Gesteine wird mit einem Kreislauf – siehe Abbildung 2.1 – dargestellt. Die magmatische Gesteine kristallisieren sich aus einer Schmelze heraus, danach gehen sie die in der Abbildung gezeigten Schritte als Teil des Gesteinskreislaufes durch. Wenn sie die Oberfläche erreichen, entstehen aus diesen die Sedimentite durch Verwitterung. Durch physikalische Verwitterung entstehen die klastischen Sedimentite, während bei der Umwandlung durch chemische Verwitterung die chemischen Sedimentgesteine entstehen. Die Verwitterung wird stark durch die klimatischen Bedingungen und tektonische Prozesse beeinflusst. Dagegen entstehen biogene Sedimentite durch Umlagerung, Sedimentierung und Verfestigung von Schalen und Skelettteilen. Werden die an der Oberfläche liegenden Sedimentite oder Magmatite durch Ablagerung von weiteren Schichten von Sedimenten bedeckt, führt dies zur Versenkung, sowie zu Druck- und Temperaturerhöhungen. Diese Änderungen leiten die Diagenese ein. Während der Diagenese nimmt das Porenvolumen ab und abhängig von Umgebungstemperatur und -druck beginnen sich die alten Minerale aufzulösen und neue Minerale entstehen. Man spricht bei zwischen 200 und 1050 °C von einer Metamorphose oder

Umwandlung. Tiefere Versenkungen führen zum Verschmelzen und zur Entstehung neuer magmatischer Gesteine, die durch Hebung und Verwitterung zur Bildung neuer Sedimentgesteine führt.

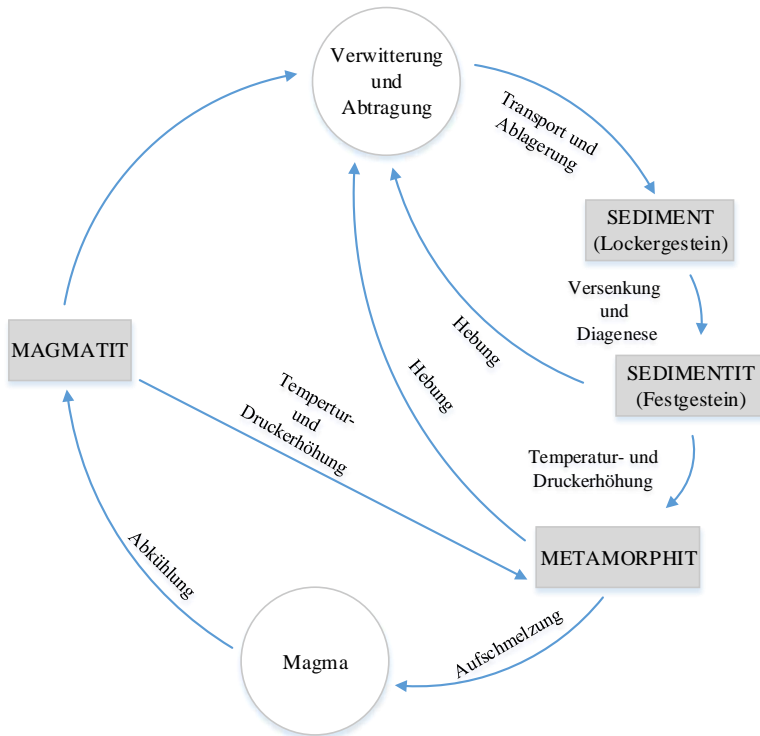


Abb. 2.1.: Kreislauf der Gesteinsentstehung nach (MARKL u. a. 2004)

Da die einzelnen Stufen ununterbrochen durch Versenkung oder Hebung, Aufschmelzung oder Verwitterung in andere Stufen übergehen, werden die Materialeigenschaften eines Gesteines auch durch seine „Vorgeschichte“ maßgeblich beeinflusst.

2.1.1.1. Magmatische Gesteine

Die magmatischen Gesteine entstehen durch Abkühlung der Schmelze. Die Geschwindigkeit dieses Prozesses beeinflusst die mikroskopische Struktur des Gesteines. Während zum Beispiel beim Austreten von Lava in der Tiefe des Meeres durch rasche Abkühlung und Erstarren kein weiteres

Kristallwachstum ermöglicht wird, bedeutet eine langsame Abkühlung die Bildung von Gesteinen mit Kristallen in Millimeterbereich. Eine Unterteilung erfolgt dem Ort der Abkühlung nach: findet sie an der Erdoberfläche (Vulkanite) oder im Erdinneren (Plutonite) statt.

Die Klassifikation und Namensgebung der magmatischen Gesteine erfolgt jeweils einer Nomenklatur entsprechend, die Anhang A.1 entnommen werden können. Das System basiert neben der Körnigkeit des Gesteines auf dem Anteil der Minerale: Quarz, Feldspäte (Alkalifeldspat oder Plagioklas) und Foide. Die sonstigen vorkommenden Minerale bezeichnet man als mafische Gemengteile. Dazu gehören unter anderem die Pyroxene, Glimmer und Erzminerale. Es gibt magmatische Gesteine, die mit dieser System nicht klassifiziert werden können, wie glasige oder mikrokristalline Gesteine.

2.1.1.2. Metamorphe Gesteine

Die Metamorphite entstehen durch Umwandlung von Gesteinen in festem Zustand durch erhöhten Druck- und Temperatur. Die Umwandlung bedeutet eine Mineralneubildung, wobei Kornvergrößerung und Schieferung (Einregelung der Minerale) dennoch auftreten können. Die Mineralneubildung wird durch die Verschmelzung von bei den vorhandenen Druck- und Temperaturbedingungen instabilen Mineralen im Porenfluid verursacht. Dies bedeutet, dass das Vorhandensein von Porenwasser maßgebend für die Art der entstehenden Metamorphite ist. Das Aussehen dieser Gesteine wird durch ihre chemische Zusammensetzung und die Rekristallisationsbedingungen bestimmt und wird durch eine stark ausgeprägte Vielfalt charakterisiert.

2.1.1.3. Sedimentgesteine

Wie bei der Beschreibung des Gesteinskreislaufes erwähnt, können die Sedimente anhand ihrer Entstehung in klastische, chemische und biogene Sedimentite unterteilt werden.

Die klastischen Sedimentite entstehen durch Verwitterung, Ablagerung und Wiederverfestigung von Gesteinen. Diese Art der Entstehung führt zur für Sedimentite charakteristischen Schichtung. Ihre Klassifizierung erfolgt

nach ihren Hauptbestandteilen. Es werden Quarz, Feldspäte, Gesteinsbruchstücke, Calcit und Tonminerale beachtet. Die chemischen Sedimentite entstehen durch Auffällung von Mineralen und Verfestigung. Durch ihre Entstehung bedingt sind sie meistens dicht und feinkörnig. Biogene Sedimentite entstehen durch die Ablagerung und Verwitterung von pflanzlichen Stoffen oder Schalen und Skeletteilen.

2.1.2. Materialcharakteristika

Die üblicherweise durchgeführten Untersuchungen können in petrographische Analyse und Bestimmung der physikalischen Eigenschaften unterteilt werden. Die mechanischen Werkstoffparameter, wie die Festigkeitskennwerte, gehören auch zu den physikalischen Eigenschaften. Wegen ihrer wichtigen Rolle in dieser Arbeit werden sie jedoch getrennt diskutiert. Wenn keine Norm oder Empfehlung für Natursteine zur Verfügung steht, wird häufig auf Betonnormen zurückgegriffen. Im Folgenden werden bei jeder Materialeigenschaft Richtwerte für Natursteine angegeben. Um einen Vergleich zu ermöglichen, werden jeweils auch charakteristische Werte für Beton aufgelistet.

2.1.2.1. Petrographische Untersuchungen und chemische Eigenschaften

Die verwendeten Messmethoden werden üblicherweise nach der Klassifikation der Gesteine (Magmatit, Sedimentit oder Metamorphit) gewählt und setzen sich mit der chemischen und mineralogischen Zusammensetzung, sowie mit den Phasen und Komponenten auseinander. Die Phasen (Minerale) besitzen jeweils eine definierte chemische Zusammensetzung und bestehen aus mehreren Komponenten (Elementen) (MARKL u. a. 2004).

Die petrographische Analyse zur Bestimmung der mineralogischen Zusammensetzung erfolgt unter Verwendung von Dünnschliffen. Bei diesen handelt es sich um auf Glasträger aufgeklebte 20 bis 40 μm dicke Gesteinsplättchen. Die Untersuchung wird unter einem Polarisationsmikroskop durchgeführt, da Gesteine mit dieser Dicke meist durchsichtig sind, bzw. weil die Anwendung von verschiedenen Filtern die optische Zuordnung der meisten Minerale erlaubt (ebd.).

Die Bestimmung der chemischen Zusammensetzung erfolgt meistens durch Röntgenfluoreszenzanalyse und die Phasenanalyse durch Röntgendiffraktometrie. Die genaue Beschreibung der beiden Methoden kann ALLMAN u. a. (2002) und HAHN-WEINHEIMER u. a. (1995) entnommen werden.

2.1.2.2. Physikalische Eigenschaften

Dieses Kapitel befasst sich mit der Bedeutung und der Untersuchung der Rohdichte, der Porosität, des Feuchtetransportes und der Ultraschallgeschwindigkeit von Natursteinen.

Dichte Die Dichte der Gesteine kann in Schüttdichte, Rohdichte und Reindichte unterteilt werden. Da die Schüttdichte eher bei der Gesteinskörnung Verwendung findet, wird sie hier nicht weiter behandelt. Die Rohdichte ist der Quotient aus Masse und Gesamtvolumen, Porenvolumen eingeschlossen. Im Falle der Reindichte wird das Volumen ohne Porenvolumen verwendet (s. Abb. 2.2). Typische Rohdichtewerte unterschiedlicher Steinsorten können auch Tabelle 2.2 entnommen werden.

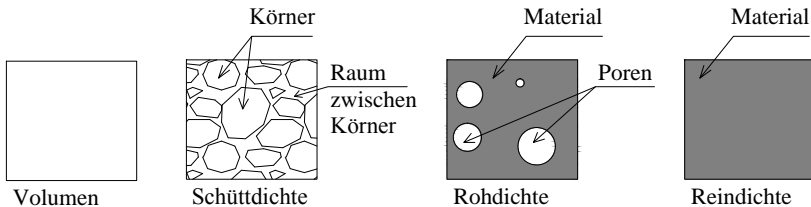


Abb. 2.2.: Schematische Darstellung der Schüttdichte, der Rohdichte und der Reindichte

Das Vorgehen zur Bestimmung der Rohdichte und der Reindichte schreibt die DIN EN 1936 vor. Die Rohdichte der Gesteine kann starke Abweichungen zeigen. Bei den im Bauwesen verwendeten Steinsorten fällt sie in einen Bereich von etwa $1,4$ bis $3,2 \text{ g/cm}^3$ (MOSCH 2008). Die Vorteile bei der Verwendung der Rohdichte liegen unter anderem in der einfachen Messmethode zu deren Bestimmung. Zusätzlich kann die Abhängigkeit weiterer Werkstoffparameter von der Rohdichte erwähnt werden. In der Fachliteratur sind etliche Gleichungen zu finden, die solche Zusammenhänge beschreiben. Eine Auswahl stellt Tabelle A.1 dar.

Porosität Das Porensystem der Gesteine wird durch ihre Entstehung und Struktur beeinflusst. Die Charakteristika des Porenraumes, bzw. die Porosität hat einen maßgebenden Einfluss auf die weiteren Werkstoffparameter und die physikalischen Eigenschaften, wie dem Feuchteverhalten (FITZNER u. a. 1994; GARRECHT 1992; KIESSL 1983; KOTAN 2011; MOSCH 2008) oder andere gesteinsphysikalische Eigenschaften (KOCH u. a. 2001). Zwischen Rohdichte und Porosität kann auch ein linearer Zusammenhang angenommen werden. Die Beschreibung des Systems erfolgt durch Berücksichtigung mehrerer Eigenschaften. Zusätzlich zum Anteil der vorhandenen Poren am Feststoffvolumen können Porengrößen- und Porenvolumenverteilung, spezifische Porenoberfläche und Porenform herangezogen werden. Die Einteilung der Poren kann nach ihrer Genese – primäre und sekundäre Porosität –, nach ihrer Permeabilität – offener und geschlossener Porosität – und nach ihrem Ort im Gestein – interpartikel, intrapartikel und intrakristalline Porosität – durchgeführt werden (FITZNER u. a. 1994). Im Bauingenieurwesen findet die Einteilung nach der Permeabilität am häufigsten Verwendung.

Unter Gesamtporosität werden alle sich im Gestein – im untersuchten Volumen – befindlichen Hohlräume berücksichtigt. Unter offener Porosität versteht man die Poren, die miteinander verbunden sind und die für gasförmige und flüssige Phasen zugänglich sind. Entsprechend wird unter geschlossener Porosität das für gasförmige und flüssige Phasen unzugängliche Porenvolumen verstanden. Sandsteine weisen in der Regel ein offenes Porensystem auf, während bei Kalksteinen, Granit und Granulit auch geschlossene Poren zu finden sind. Für die Untersuchung des Porensystem werden verschiedene Methoden genutzt, die abhängig von ihrem Messbereich Verwendung finden können. Die Poreneinteilung ihrer Größe und kapillaren Aktivität nach kann Tabelle 2.1 entnommen werden. Diese Einteilung ist von besonderer Bedeutung, weil die Feuchtetransportmechanismen im Baustoff stark von der Porengröße abhängig sind.

Direkte oder optische Methoden sind unter anderem die Lichtmikroskopie (ab etwa $8 \mu\text{m}$) und die Raster-Elektronenmikroskopie (ab $0,1 \mu\text{m}$). Die indirekten Methoden sind die Quecksilberporosimetrie (zwischen ca. $0,05 \mu\text{m}$ und $150 \mu\text{m}$) und die Gassorption (abhängig von der Atomgröße) (ebd.). Zur Gassorption gehören beispielsweise die Heliumpyknometrie und die

BET-Analyse. Während die direkten Methoden eine zweidimensionale Betrachtung erlauben, wird durch die indirekte Messung, zum Beispiel mittels Quecksilberporosimetrie, eine Betrachtung des Volumens unter bestimmten Annahmen möglich.

Tabelle 2.1.: Poreneinteilung nach Größe und kapillarer Aktivität (WEBER 2008)

Name nach Größe	Radius	Kapillare Leitfähigkeit
Mikroporen	$\leq 0,1 \mu\text{m}$	Kapillarkondensation (Sorption)
Kapillarporen	$\geq 0,1 \mu\text{m}$ und $100 \mu\text{m} \leq$	kapillar leitfähig Kondensation Hygroskopizität
Makroporen	$\geq 100 \mu\text{m}$	Sickerwasser Wasseraufnahme unter Druck Kondensation Hygroskopizität

Die Porosität kann indirekt auch durch Wasseraufnahme und durch NMR-Messungen bestimmt werden. Mittels NMR-Messung können jedoch nur die mit Wasser gefüllten Poren, (Mikro- bis Makroporen) samt ihrer Größenverteilung erfasst werden.

Für die Untersuchung der Porengrößen- und Volumenverteilung wird üblicherweise die Quecksilberporosimetrie verwendet. Da Quecksilber als nicht benetzende Flüssigkeit betrachtet werden kann, können anhand des unter vorgegebenem Druck (p) eingepressten Quecksilbervolumens Rückschlüsse gezogen werden. Der Porenradius kann mittels der Washburn-Gleichung (s. Gl. 2.1) ermittelt werden (METZ 1992).

$$p = \frac{2 \cdot \sigma_{\text{Hg}} \cdot \cos(\theta)}{r_p} \quad (2.1)$$

Die Gleichung zeigt, dass der aufgebrauchte Druck größer sein muss, je

kleiner der Porenradius ist, um das Quecksilber in die Porenräume einpressen zu können. Abhängig von der Annahme der Wertes für den Kontaktwinkel (θ), die Oberflächenspannung (σ_{Hg}) und den maximal aufzubringenden Druck, kann der kleinste zu ermittelnde Porenradius (r_p) von etwa 0,002 bis 0,004 μm errechnet werden.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Quecksilberporosimetrie, die Heliumpyknometrie und eine erweiterte Anwendung der Lichtmikroskopie verwendet. Eine ausführliche Beschreibung dieser Methoden kann GREER (2009), HALL und HOFF (2012), KOTAN (2011), LÜNZ (1990), REEB (2006) und VITA (2012) entnommen werden.

Einen Überblick typischer Porositäts- und Rohdichtenwerte der Gesteine nach ihrer Genese stellt Tabelle 2.2 dar.

Tabelle 2.2.: Typische Werte für die Porosität^a und für die Rohdichte^b von Natursteinen

Klassifizierung	Porosität V%	Rohdichte g/cm ³
Granite	0,5 ... 1,5	2,5 ... 2,8
Metamorphite	0,5 ... 2	2,6 ... 3,0
Sedimentgesteine	5 ... 25	1,7 ... 2,7
Kalksteine		2,3 ... 2,9
Beton	8 ... 15	2,0 ... 2,6

^aPENG u. a. 2007; WITTMANN o.D.

^bBERGMEISTER u. a. 2012; R. S. CAMPOSINHOS u. a. 2013; PENG u. a. 2007.

Feuchtespeicherung In den Porenräumen von porösen Baustoffen, wie Natursteinen, kann Feuchte in festem, flüssigem und gasförmigem Zustand vorhanden sein. Es kann zwischen hygroskopischem Feuchtegehalt und Wassergehalt unterschieden werden. Wird Naturstein an der Luft gelagert, stellt sich nach einer gewissen Zeit ein Gleichgewichtszustand ein, der dazu gehörende Feuchtegehalt wird Gleichgewichtsfeuchte (u_ϕ) genannt. Die Anlagerung der Wassermoleküle an der Porenoberfläche wird durch die Van-der-Waals'schen Bindungskräfte geregelt (HAUFFE u. a. 1974). Die

Menge der gespeicherten Feuchte hängt daher von den Porensystemcharakteristika und von der relativen Luftfeuchte ab (TIMOFEJEV 1967). Zu einer höheren relativen Luftfeuchte gehört bei der gleichen Steinsorte ein höherer Feuchtegehalt. Dabei spielt die Umgebungstemperatur auch eine Rolle. Der Einfluss der Temperatur kann jedoch bei den im Bauwesen üblichen Temperaturen vernachlässigt werden (HALL 1989; HÖRENBAUM 2005; KAST 1988; KOTAN 2011; KÜNZEL 1991). Den Zusammenhang zwischen relativer Luftfeuchte und Gleichgewichtsfeuchte bei konstanter Temperatur stellen die Sorptionsisothermen dar (BRUNAUER u. a. 1938). Die Sorptionsisothermen geben auch Aufschluss über das Porensystem des untersuchten Natursteines und haben bei porösen Baustoffen allgemein einen s-förmigen Verlauf. In FRANZEN u. a. (2004) wurde die Erstellung der Sorptionsisothermen von verschiedenen Steinsorten untersucht und die Ergebnisse diskutiert. Es wurde gezeigt, dass die Sorptionsisotherme für die Bestimmung des Feuchtegehaltes bei bekannter Luftfeuchte Verwendung finden kann. Einige Beispiele für Sorptionsisothermen von Natursteinen stellt Abbildung 2.3 dar.

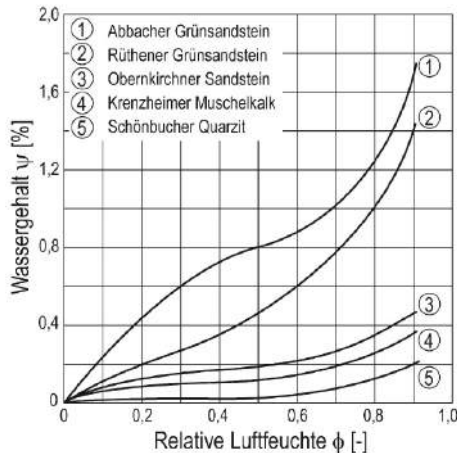


Abb. 2.3.: Beispiele für Sorptionsisothermen von Natursteinen nach HÄU-PL u. a. (2013)

Die Abbildung 2.4 stellt der Einfluss des Porenradius auf den Feuchtegehalt des Baustoffes unter Berücksichtigung des Einflusses der relativen Luftfeuchte schematisch dar. Wie der Abbildung entnommen werden kann,

wird der Übergang vom hygroskopischen zum überhygroskopischen Bereich bei 95 % relativer Luftfeuchte angenommen werden. Der überhygroskopische Bereich wird dadurch charakterisiert, dass die im Porenraum des Baustoffes befindliche Feuchte die aus der Umgebungsluft aufnehmbare Menge überschreitet. Im überhygroskopischen Bereich ist der Anteil der kapillaraktiven Poren (s. Tab. 2.1 und Abb. 2.4 r.) von Bedeutung. Wird ein Probekörper ins Wasser gestellt oder unter Wasser gelagert, nimmt er durch kapillare Prozesse Wasser in flüssiger Form auf. Der dadurch maximale erreichbare Feuchtegehalt wird als freie oder freiwillige Sättigung (u_f) bezeichnet und ist nicht gleichbedeutend mit der Sättigungsfeuchte (u_{\max}), die nur durch äußere Einwirkung (Druck) oder über einen sehr langen Zeitraum erreicht werden kann. Jeweilige Richtwerte für Beton und Naturstein können Tabelle 2.3 entnommen werden.

Tabelle 2.3.: Beispiele für den Feuchtegehalt bei Sättigungsfeuchte (u_{\max}), freier Sättigung (u_f) und bei 50 und 95 % relativer Luftfeuchte (u_{50} und u_{95}) abhängig von der inneren Oberfläche (O_i) nach HÄUPL u. a. (2013) und LUTZ u. a. (2002)

Baustoff	u_{\max} [-]	u_f [-]	u_{50} [-]	u_{95} [-]	O_i m ² /g
Schlaitdorfer Sandstein	0,16	0,11	0,006	0,002	1,5
Rüthener Sandstein	0,22	0,16	0,016	0,005	4,3
Obernkirchner Sandstein	0,17	0,11	0,0050	0,0014	1,2
Krenzheimer Muschelkalk	0,14	0,07	0,0050	0,0020	0,4
Klinker	0,17	0,16	0,05	0,040	0,2
Kalksandstein ($\rho = 2$)	0,21	0,2	0,050	0,023	25
Beton, alkalisch C30/37	0,15	0,12	0,72	0,027	31
Porenbeton	0,72	0,40	0,050	0,010	38

Um ein vollständiges Bild zu erhalten, ist es daher notwendig, den Einfluss der hygri-schen Feuchte und der kapillaren Wasseraufnahme zu untersuchen. Diese Untersuchung hängt stark mit dem Porensystem zusammen, wie auch Tabelle 2.1 zeigt.

Für diese Arbeit waren neben den Sorptionsisothermen zur Analyse der hy-

grischen Feuchteaufnahme, auch die Untersuchungen zur kapillaren Wasseraufnahme von großer Bedeutung. Die kapillare Wasseraufnahme kann durch die Wasseraufnahmekoeffizienten beschrieben werden, die nach DIN EN 13755 ermittelt werden sollen. Der Tabelle 2.4 kann eine Einstufung gemäß dieser Koeffizienten entnommen werden.

Wasseraufnahmekoeffizient von Beton kann mit $1 \text{ kg m}^{-2} \text{ h}^{-0,5}$ (ZÜRCHER u. a. 2004) angenommen werden. Bei Natursteinen kann man abhängig vom Porensystem Werte von nahe 0 bis in den zweistelligen Bereich ermitteln. Richtwerte sind in Tabelle 2.5 angegeben.

Zusätzlich zur Bestimmung der verschiedenen Parameter für die Beschreibung des Feuchtegehaltes, muss der Einfluss des Tongehaltes bei der Arbeit mit Natursteinen beachtet werden.

Tabelle 2.4.: Einstufung der Wasseraufnahmefähigkeit anhand des Wasseraufnahmekoeffizienten nach HÄUPL u. a. (2013) und ZÜRCHER u. a. (2004)

Wasseraufnahmefähigkeit	Wasseraufnahmekoeffizient [$\text{kg m}^{-2} \text{ h}^{-0,5}$]
stark saugend	≥ 2
wasserhemmend	≤ 2
wasserabweisend	$\leq 0,5$
wasserdicht	$\leq 0,001$

Es ist bekannt, dass Tonminerale – z.B.: Kaolinit, Smektit und Illit – bei Feuchteaufnahme stark quellen. Dieser Prozess kann auf Osmose an der Tonmineraloberfläche oder auf Hydratation durch Anlagerung von Kationen mit bis zu vier Wassermolekularschichten an der Oberfläche der Elementarschichten – interkristalline Wasseraufnahme – zurückgeführt werden (DOBROWOLSKY 2008; JASMUND u. a. 1993). Das osmotische Quellen kann unter Druck rückgängig gemacht werden, das interkristalline Quellen nur bei sehr hohen Temperaturen. Tonminerale zeigen dementsprechend eine erhöhte Wasseraufnahmefähigkeit verglichen mit anderen Mineralen. Die Wasseraufnahme kann in eine innerhalb weniger Minuten auftretende, rasche, anfänglich kapillare und in die lang anhaltende interkris-

talline Wasseraufnahme aufgeteilt werden.

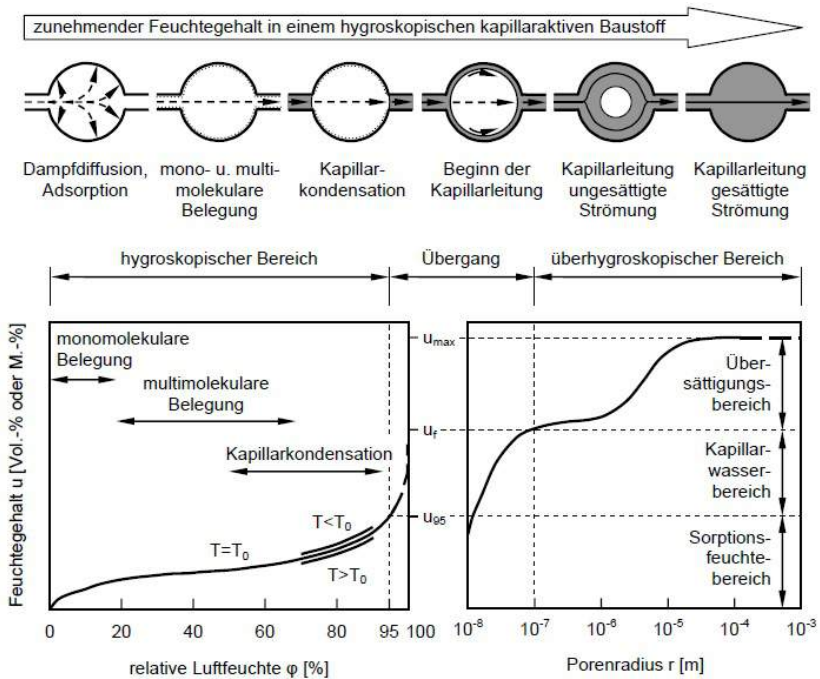


Abb. 2.4.: Schematische Darstellung des Feuchtegehaltes einer Probe abhängig von der relativen Luftfeuchte und vom Porenradius (KIESSL 1983; KOTAN 2011)

Zweitere hängt von der Art und Menge der Tonminerale ab und ist mit erheblicher Volumenzunahme verbunden (DIENG 2006; DOBROWOLSKY 2008; WHITE u. a. 1959). Als Beispiel können auch die Messergebnisse von IBERG (1954) betrachtet werden, bei denen die Tonminerale in den ersten fünf Minuten der Messung etwa 100 % ihres Trockengewichtes an Wasser aufgenommen haben. Zu ähnlichen Ergebnissen (bis zu 160 %) kam WHITE u. a. (1959), wobei die Tonminerale gemäß seiner Messungen innerhalb der ersten Minute das meiste Wasser aufnahmen, worauf eine zweite, deutlich langsamere Phase mit weiterer Aufnahme folgte. Bei der Anwendung von Natursteinen mit Tongehalt müssen die Messergebnisse an wasserhaltigen Probekörpern auch immer unter der Berücksichtigung dieses Einflusses ausgewertet werden.

Der Feuchtegehalt von Natursteinen beeinflusst die Ultraschallgeschwindigkeit, die Festigkeit und sonstige Werkstoffcharakteristika. Auf diesen Einfluss wurde in der Fachliteratur häufig eingegangen (KAHRAMAN 2007; TÖRÖK u. a. 2010; TUĞRUL und ZARIF 1999; VASCONCELOS u. a. 2008). Für die Beschreibung der Änderung von verschiedenen Werkstoffparametern in trockenem und gesättigtem Zustand wurden Gleichungen vorgeschlagen, die Tabelle A.1 entnommen werden können.

Tabelle 2.5.: Einstufung der Wasseraufnahmefähigkeit anhand des Wasseraufnahmekoeffizienten nach HÄUPL u. a. (2013)

Baustoff	Wasseraufnahmekoeffizient [kg m ⁻² h ^{-0,5}]
Kalksandstein	2,5...10
Schlaitdorfer Sandstein	1,5
Rüthener Sandstein	6...15
Obernkirchner Sandstein	1,5...3,0
Krenzheimer Muschelkalk	1,5
Klinker	0,5...5
Hochlochziegel	5...10
Zementbeton	0,1...1,0
Porenbeton	2...8
Gips, Gipsmörtel	20...70
Kalkzementputz	0,5...4,0
Zementputz	0,1...2,0

Mit zunehmendem Feuchtegehalt nimmt die Festigkeit in der Regel ab, während die Ultraschallgeschwindigkeit sich erhöht. Die Änderung hängt stark mit dem Porensystem und somit der Genese der Steinsorte zusammen und wird ausführlicher unter der Beschreibung der jeweiligen Werkstoffcharakteristika diskutiert. Der Quotient aus den Festigkeitskennwerten in gesättigtem und getrocknetem Zustand wird Erweichungskoeffizient genannt (METZ 1992).

Ultraschallgeschwindigkeit Die Messung der Ultraschallgeschwindigkeit basiert auf der Ausbreitung von mechanischen Wellen in elastischen

Medien und kann nach KRAUTKRÄMER u. a. (1966) mit einem Federmodell abgebildet werden. Die Stoffteilchen (Atome) sind durch Federn miteinander verbunden, wodurch die Schwingungen verzögert an die mit ihnen in Verbindung stehenden Teilchen weitergeleitet werden. Als Schallwelle versteht man die Gesamtheit dieser zeitversetzten Schwingungen in elastischen Stoffen FLEISCHER (2002). Für die Ausbreitung von Schall ist immer das Vorhandensein eines Mediums notwendig. Elastische Stoffe können Gase, Flüssigkeiten (Newton'sche Fluide) und Festkörper sein. Zum Ultraschall gehören die für menschliche Ohren nicht hörbare Frequenzen von zwischen 20 kHz und 1 GHz. Je nach Art ihrer Ausbreitung kann zwischen Raumwellen (Longitudinal- und Transversalwellen) und Oberflächenwellen (Rayleigh, Lamb- und Love-Wellen) unterschieden werden (KRAUTKRÄMER u. a. 1966). Im Rahmen der Werkstoffprüfung findet die Longitudinalwelle am häufigsten Anwendung. Bei dieser ist die Fortpflanzungsrichtung immer parallel zur Ausbreitungsrichtung der Welle. Diese Wellen besitzen – mit den anderen Wellenarten verglichen – in der Regel die höchste Geschwindigkeit und werden dementsprechend auch Primär- oder P-Wellen genannt.

Im Folgenden werden die für die Beschreibung von elastischen Wellen notwendigen physikalischen Kenngrößen und Zusammenhänge vorgestellt. Die Anzahl der Schwingungen eines Teilchens innerhalb einer Sekunde wird durch die Frequenz (f) in [Hz] angegeben. Die verschiedenen Schwingungszustände werden Phasen genannt (DEUTSCH 2002). Der kürzeste Abstand zwischen Teilchen mit gleicher Phase ist die Wellenlänge (λ). Die Gleichung 2.2 beschreibt den Zusammenhang zwischen Schallgeschwindigkeit, Wellenlänge und Frequenz.

$$c = \lambda \cdot f \quad (2.2)$$

Nach KRAUTKRÄMER u. a. (1966) ist es möglich die Wellengeschwindigkeit anhand einiger physikalischer Materialkennwerte zu errechnen. Die Gleichung 2.3 zeigt diesen Zusammenhang für die Longitudinal- und die Transversalwelle (c_l und c_t).

$$c_l = \sqrt{\frac{E}{\rho_b} \cdot \frac{1 - \nu}{(1 - \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}} \quad (2.3)$$

$$c_t = \sqrt{\frac{E}{\rho_b} \cdot \frac{1}{2 \cdot (1 + \nu)}} = c_l \cdot \sqrt{\frac{1 - 2 \cdot \nu}{2 \cdot (1 - \nu)}}$$

Ein wichtiger Kennwert ist der Schallwiderstand (W), der sich aus der Schallgeschwindigkeit und der Rohdichte bestimmen lässt (FLEISCHER 2002).

$$W = \rho_b \cdot c \quad (2.4)$$

Eine ausführliche Beschreibung verschiedener Aspekten der Wellenausbreitung in Medien und an Grenzflächen, wie Beugung, Brechung, Reflexion, Schwächung, Streuung, Dämpfung, Interferenz und Absorption, kann DEUTSCH (2002), FLEISCHER (2002), KRAUTKRÄMER u. a. (1966) und WENDRICH (2009) entnommen werden. Bei der Verwendung von Ultraschall ist es wichtig zu beachten, dass eine ungehinderte Ausbreitung in einem Medium nicht möglich ist. Die Wellen werden immer durch Streuung und Absorption geschwächt. Die Streuung wird durch Inhomogenität des Materials (Mediums) verursacht. Wenn der Schall auf Grenzflächen zwischen zwei verschiedenen Stellen trifft (Inhomogenität), verändert sich unter anderem seine Geschwindigkeit. Korngrenzen, Poren und Kristallanisotropien können solche Streuzentren bedeuten (WENDRICH 2009). Durch die Wahl der Frequenz (Veränderung der Wellenlänge) kann der Einfluss der Streuung auf gewisse Grenzen reduziert werden. Unter Absorption (Dissipation) versteht man eine Schwächung ohne Richtungsänderung. Der Einfluss dieser Absorption kann durch erhöhte Sendeleistung und Verstärkung, bzw. durch niedrigere Frequenzen verringert werden. Die Ausbreitung des Ultraschalls in Baustoffen wird daher neben der Inhomogenität, der Porosität und der Dichte des Stoffes, auch durch die eventuell vorhandenen Risse und den Feuchtegehalt beeinflusst.

Für die Erzeugung und den Empfang der Ultraschallwellen werden am häufigsten auf den piezoelektrischen Effekt basierende Sensoren verwendet. Weitere Möglichkeiten bieten sich durch die Anwendung von mechanischen, thermischen, elektrostatischen, elektrodynamischen, magne-

tostriktiven und optischen Verfahren an (KRAUTKRÄMER u. a. 1966; SORGE 2002). Der piezoelektrische Effekt basiert darauf, dass an der Oberfläche bestimmter Materialien, wie Quarz oder Blei-Zirkonat-Titanat, infolge einer mechanische Verformung elektrische Spannungen (und umgekehrt) auftreten (WENDRICH 2009). Bei der Ultraschalltechnik wird die Umkehrbarkeit dieses Effektes verwendet. Die Erzeugung der Ultraschallwelle geschieht durch die Anregung eines piezoelektrischen Stoffes durch elektrische, hochfrequente Wechselspannung in der Nähe der Resonanzfrequenz des Stoffes DEUTSCH (2002), KRAUTKRÄMER u. a. (1966) und VITA (2014). Durch die Anregung im Prüfkopf entstehen mechanische Schwingungen die an den Körper weitergegeben werden.

Abhängig von der Anwendung werden verschiedene Prüfköpfe eingesetzt. Die Unterschiede können zum Beispiel im Einschallwinkel liegen, oder darin dass sich Geber und Empfänger in einem oder zwei Gehäusen befinden.

Die Ultraschallwellen werden in verschiedenen Verfahren zur zerstörungsfreien Materialprüfung verwendet, wie zum Beispiel bei der Resonanzmessung, der Intensitätsmessung, dem Impuls-Echo-Verfahren oder der Laufzeitmessung. Eine Beschreibung dieser Methoden kann FLEISCHER (2002), KRAUTKRÄMER u. a. (1966) und VITA (2014) entnommen werden. Im Weiteren wird die Laufzeitmessung durch direkte Durchschallung ausführlicher beschrieben. Eine schematische Darstellung kann Abbildung 2.5 entnommen werden.

Bei der Laufzeitmessung werden zwei Prüfköpfe – ein Sender und ein Empfänger – verwendet. Sie befinden sich während der Messung an entgegengesetzten Seiten der Probe. Mit Hilfe des Senders werden Ultraschallimpulse durch die Probe gesendet und vom Empfänger aufgenommen. Entscheidend ist hier der Zeitpunkt des ersten Eintreffens des Impulses beim Empfänger. Bei bekanntem Abstand zwischen Sender und Empfänger (Messweg: s) und ermitteltem Ersteintreffen (Messzeit: t) kann die Schallgeschwindigkeit nach Gleichung 2.5 bestimmt werden.

$$c_l = \frac{s}{t} \quad (2.5)$$

Die Genauigkeit der ermittelten Messzeit wird durch Messtechnik, Mess-

software und Messpersonal beeinflusst.

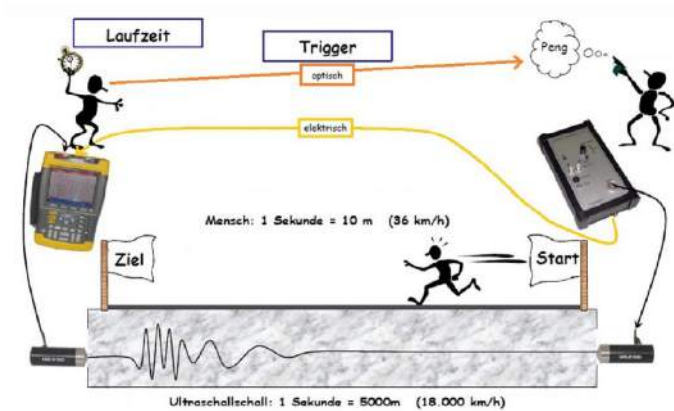


Abb. 2.5.: Prinzip der Laufzeitmessung (VITA 2014; WWW.GEOTRON.DE o.D.)

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Höhe und die Genauigkeit der ermittelten Ultraschallgeschwindigkeit von der Probe und der Messtechnik abhängig ist. Von Seiten der Probe können neben der Inhomogenität des Materials noch weitere Faktoren, wie Porosität, Risse, Feuchtegehalt, Anisotropie, Probekörperabmessungen, Korngröße, Kornausrichtung und Oberflächenbeschaffenheit eine Rolle spielen. Von der Messtechnik her können die Sensoren, die Verwendung eines Kopplungsmittels, der aufgebrauchte Anpressdruck und der gewählte Messaufbau einen Einfluss haben.

Ein Überblick der Ultraschallgeschwindigkeit abhängig vom Material kann Tabelle 2.6 entnommen werden. Sedimentite weisen sehr häufig eine richtungsbehaftete Anisotropie auf, eine Schichtung. Verschiedene Schichten haben in der Regel verschiedene Korngrößen, Porositäten und oft gibt es einen Unterschied in der Zusammensetzung. Da diese Eigenschaften auch die Ultraschallgeschwindigkeit beeinflussen, erhält man in Richtung der Schichtung, bzw. rechtwinklig zur Schichtung gemessen, verschiedene Ultraschallgeschwindigkeiten.

Tabelle 2.6.: Materialabhängige Ultraschallgeschwindigkeit und Rohdichte DEUTSCH (2002), RZHEVSKY u. a. (1971), WEIMANN u. a. (1995) und J. ZHAO (o.D.)

Baustoff	Ultraschallgeschwindigkeit [km/s]	Rohdichte [g/cm ³]
Luft (20 °C)	0,344	$1,24 \cdot 10^{-3}$
Destilliertes Wasser	1,497	0,999
Granit	3,950 ... 6,500	2,8 ... 4,1
Basalt	5,400 ... 5,930	2,86
Kalkstein	3,200 ... 6,500	2,3 ... 3,0
Marmor	3,810 ... 6,500	2,5 ... 2,8
Sandstein	2,000 ... 4,600	2,1 ... 2,9
Stahl	5,530 ... 6,140	7,7 ... 7,9
Beton	3,00 ... 4,830	1,8 ... 2,5

Für den Unterschied der Ultraschallgeschwindigkeiten verursacht durch Anisotropie, kann Holz als Beispiel verwendet werden, da die Anisotropie hierbei besonders stark ausgeprägt ist. Der Unterschied zwischen parallel und rechtwinklig zur Schichtung gemessener Ultraschallgeschwindigkeit kann in diesem Fall einen Faktor von drei bis vier bedeuten (BUCUR 2006). Die Messungen an dolomitischen Karbonatproben von H. T. DÜRRAST u. a. (1999) bestätigen diese Erfahrung soweit, dass rechtwinklig zur Vorzugsorientierung niedrigere Geschwindigkeiten gemessen wurden. Die Einregelung der Minerale, eine Vorzugsorientierung der Mikrorisse und unterschiedliche mineralogische Zusammensetzung der Schichten wurde hier als verantwortlich für die richtungsabhängigen Ultraschallgeschwindigkeiten angegeben. Ähnliche Ergebnisse ergaben sich nach WEIMANN u. a. (1995) an Savoniere-Kalksteinen. RZHEVSKY u. a. (1971) haben die Longitudinalwellengeschwindigkeit an Kalksteinen, Sandsteinen, Serpentin und an Mergel parallel und rechtwinklig zur Schichtung gemessen und bei jeder Steinsorte eine Abnahme der Geschwindigkeit – um zwischen 4 und 18 % – rechtwinklig zur Schichtung festgestellt. In KOCH u. a. (2001) wurde an Sandsteinen nachgewiesen, dass eine zunehmende Anisotropie größere Streuungen der gemessenen Ultraschallgeschwindigkeiten mit sich

bringt. In H. DÜRRAST u. a. (2002) wurde an einigen Sandsteinproben rechtwinklig zur Schichtung eine niedrigere Longitudinalwellengeschwindigkeit ermittelt, als parallel dazu.

Der Feuchtegehalt der Probe beeinflusst die ermittelte Ultraschallgeschwindigkeit (WYLLIE u. a. 1955). Dies ergibt sich aus der Änderung der relevanten Eigenschaften der Probe, wie Dichte und Inhomogenität. Die vom Feuchtegehalt abhängigen Ultraschallgeschwindigkeitsänderungen in Natursteinen wurden von VASCONCELOS u. a. (2008) an verschiedenen Graniten, von KAHRAMAN (2007) und MOSCH (2008) an Sedimentiten, Metamorphiten und Magmatiten und von TÖRÖK u. a. (2010) an Travertin gemessen. Die Erfahrungen zeigen, dass sich die Ultraschallgeschwindigkeit bei Steinsorten mit niedriger Porosität stärker erhöht. Die Zunahme der Ultraschallgeschwindigkeit von Steinsorten mit hoher Porosität (Sandsteine) fällt geringfügig aus.

Die Möglichkeit der Anwendung der Ultraschallgeschwindigkeitsmessung wurde in der Fachliteratur häufig diskutiert. Der Vorteil dieser Messung kennzeichnet sich eindeutig dadurch aus, dass sie zerstörungsfrei und auch vor Ort einsetzbar ist. Es wurde untersucht, wie weit die Verwitterung der Natursteine durch die Ultraschallgeschwindigkeit zu bestimmen oder zu beschreiben ist (CHRISTARAS 2009). Viele Untersuchungen widmeten sich dem Zusammenhang zwischen gesteinsphysikalischen Eigenschaften und der Ultraschallgeschwindigkeit (BUR u. a. 1970; CERRILLO u. a. 2014; D'ANDREA u. a. 1965; DEERE u. a. 1966; GARDNER u. a. 1974; GAVIGLIO 1989; KAHRAMAN 2007; KING u. a. 2012; KOCH u. a. 2001; LAMA u. a. 1978; SHERAZ u. a. 2014; TÖRÖK u. a. 2010; VASCONCELOS u. a. 2008; WEIMANN u. a. 1995; YASAR u. a. 2004). Ein Teil der vorgeschlagenen Zusammenhänge kann Tabelle A.1 entnommen werden. Wegen der weiten Bandbreite der Messergebnisse, die sich sogar bei Proben einer einzigen Steinsorte zeigt, ist die Frage weiterhin offen, wie weit diese Zusammenhänge in die Anwendung einfließen können.

2.1.2.3. Mechanische Werkstoffparameter

Zu den mechanischen Werkstoffparametern gehören die Festigkeitskennwerte, der E-Modul (E), die Querdehnung (ν), die spezifische Bruchener-

gie (G_f) und die kritischen Spannungsintensitätsfaktoren (K_{IC}). Die Betrachtung der bruchmechanischen Kennwerte erfolgt im Kapitel 2.1.2.4. Die Tabelle 2.7 gibt einen Überblick der am häufigsten verwendeten mechanischen Werkstoffparameter mit der entsprechenden deutschen Norm oder Empfehlung. Es wurden DIN-Normen oder Empfehlungen von der DGGT angegeben, soweit vorhanden.

Tabelle 2.7.: Messmethoden und Normen für die Bestimmung der Druckfestigkeit (f_c), der Scherfestigkeit (f_{sch}), der Zugfestigkeit (f_t), des E-Moduls (E) und der Querdehnung (ν)

Kennwert	Versuchsart			
	Direkt		Indirekt	
	Bezeichnung	Norm	Bezeichnung	Norm
f_c	Einachsiger Druckversuch	DIN EN 1926	Punktlastindex	DGGT Empfehlung ^a
f_{sch}^b	Scherversuch	ÖNORM B 3124 TEIL 6	Biegezugversuch	DIN EN 12372; DIN EN 13161
f_t	Zentrsicher Zugversuch		Spaltzugversuch	ÖNORM B 3124 TEIL 4
			Haftzugversuch	
E und ν	Einachsiger Druckversuch	DIN EN 14580	USG	DIN EN 14146

^aTHURO (2010)

^bFür Bodenproben: Direkter Scherversuch nach DIN 18137-3 und Indirekt nach DIN 18137-2

Bei der Verwendung der verschiedenen Werkstoffparameter muss immer beachtet werden, nach welcher Norm oder Empfehlung diese ermittelt worden sind. In der englischsprachigen Literatur sind die Kennwerte häufig

nach ISRM-Empfehlungen gemessen worden. Eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse muss immer im Einzelfall basierend auf den Versuchsaufbauten überprüft werden. Im Allgemeinen können vier Hauptaspekte in Erwägung gezogen werden: Berücksichtigung der Schichtung oder Orientierung und des Feuchtegehaltes, der Form der Proben und der Prüfgeschwindigkeit, bzw. Regelungsart.

Nach den Empfehlungen und Normen soll eine vorhandene Schichtung immer berücksichtigt werden. Die Belastungsrichtung muss immer rechtwinklig oder parallel zur Schichtung erfolgen. Falls genügend Proben zur Verfügung stehen, wird es grundsätzlich empfohlen, in jede Richtung 10 bis 15 Proben (abhängig von der jeweiligen Norm) zu prüfen. Eine schematische Darstellung der Belastungsrichtungen bei einem Druckversuch kann Abbildung 2.6 entnommen werden. Der Einfluss des Neigungswinkels zwischen der Schichtung und der Belastungsrichtung wurde unter anderem von BROWN u. a. (1977) für die Druckfestigkeit untersucht und nachgewiesen.

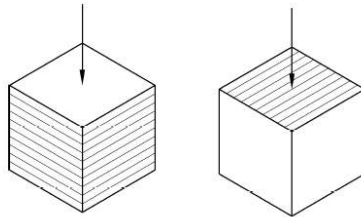


Abb. 2.6.: Schematische Darstellung der Belastungsrichtung rechtwinklig und parallel zur Schichtung nach DIN EN 1926

Wie in Kapitel 2.1.2.2 beschrieben, beeinflusst der Feuchtegehalt der Gesteinsproben die mechanischen Werkstoffparameter. Der Einfluss kann mit dem Erweichungskoeffizienten (METZ 1992) angegeben werden, der als Quotient der gesättigten und getrockneten Kennwerte errechnet wird. Nach METZ (ebd.) liegt dieser Wert bei Zug- und Druckfestigkeit zwischen 1 (keine Festigkeitsabnahme) und 0,39 (60 % Abnahme) für die untersuchten Kalk- und Sandsteine. WENG u. a. (2005) gibt bei Sandsteinen für die Druckfestigkeit Werte zwischen 0,14 und 0,84 und für den E-Modul zwischen 0,37 und 0,85. In HAWKINS (1998) wurden 5 Sandsteinsorten un-

tersucht. Die Abnahme der Druckfestigkeit lag abhängig von der Sandsteinsorte zwischen 25 und 85 %, es konnte jedoch zwischen der offenen Porosität und der Druckfestigkeitsabnahme kein Zusammenhang bestätigt werden. Etliche Werke haben sich damit beschäftigt, den Einfluss des Feuchtegehaltes für verschiedene Werkstoffparameter beschreiben zu können. Eine Auswahl der vorgeschlagenen Zusammenhänge kann Tabelle A.1 entnommen werden. Die Empfehlungen und Normen geben in der Regel vor, bei welchem Feuchtegehalt die Proben geprüft werden sollten. Es muss jedoch bei „gesättigten“ Proben beachtet werden, ob freie Sättigung, vollständige Sättigung oder eine Teilsättigung durch kurzzeitige kapillare Wasseraufnahme vorliegt. Falls die Gesteinsproben einen Tongehalt aufweisen, muss dessen Einfluss auf die Wasseraufnahme berücksichtigt werden, da die Dauer der Wasseraufnahme maßgeblich durch den Tongehalt beeinflusst wird (s. Kap. 2.1.2.2).

Um die Vergleichbarkeit der ermittelten Kennwerte gewährleisten zu können, muss wegen des Maßstabeffektes (s. Kap. 2.1.2.4 und A.2) bei der Wahl der Probekörperabmessungen der Größtkorn des Gesteines beachtet werden. Die Vorgaben hängen jeweils vom Versuch ab und liegen in der Regel zwischen $[2 \dots 10]$ -Größtkorndurchmesser. Hierbei muss jedoch berücksichtigt werden, dass an Proben mit verschiedenen Geometrien und Abmessungen ermittelte Kennwerte nur bedingt vergleichbar sind.

Druckfestigkeit abhängig von der Probekörpergeometrie Am Anfang des letzten Jahrhunderts wurde schon untersucht, wie der Probekörperform die ermittelten Kennwerte beeinflusst, bzw. worauf dieser Unterschied basiert (HIRSCHWALD 1912). Während des üblichen einachsigen Druckversuches wird durch die Metallplatten die Querdehnung durch die Haftung zwischen der Probekörperoberfläche und der Metallplatte verhindert. Die dreiaxige Druckspannung erhöht bei gedungenen Proben, wie Würfeln, die Druckfestigkeit (BERGMEISTER u. a. 2012). Der Einfluss dieser Verhinderung ist begrenzt. Je kleiner das Verhältnis zwischen Durchmesser und Höhe der Probe, desto geringer der Einfluss der Querdehnungsbehinderung. Dies bedeutet, dass mit zunehmender Schlankheit der Probe niedrigere Festigkeiten gemessen werden (s. Abb. 2.7). Es wurden viele Untersuchungen durchgeführt, um das Durchmesser-Höhe-Verhältnis zu untersuchen. Die Erfahrungen gehen auseinander und lassen die Frage der

Vergleichbarkeit an würfelförmigen und zylindrischen Proben gemessener Druckfestigkeiten offen.

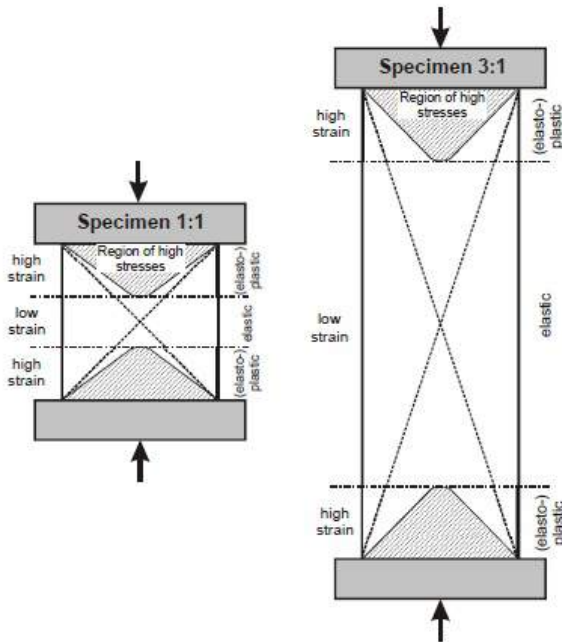


Abb. 2.7.: Einfluss der Schlankheit der Probe auf die Druckfestigkeit (THURO u. a. 2001)

HAWKINS (1998) und HOEK u. a. (1980) haben eine Abhängigkeit von der Schlankheit bestätigt, die Erfahrungen von THURO u. a. (2001) deuten auf keinen Einfluss hin. Als Vergleich kann Beton betrachtet werden. Die Verhältniswerte zwischen Würfel- und Zylinderdruckfestigkeit wurde für Schlankheiten von zwischen 0,5 und 4,0 bestimmt (BERGMEISTER u. a. 2012).

Die Messung des Punktlastindex hat sich als indirekte Druckfestigkeitsmessmethode verbreitet. Die Vergleichbarkeit der Ergebnisse abhängig von der Probekörperform und Steinsorte ist ausführlich diskutiert worden (BIENIAWSKI 1975; BRÄUTIGAM u. a. 1998; BROCH u. a. 1972; BROOK 1985; CHAU u. a. 1996; FENER u. a. 2005; GREMINGER 1982; HASSANI u. a. 1980; KAHRAMAN u. a. 2005; YILMAZ 2009). Nach mehreren Jahrzehnten der Anwendung sind etliche Vorschläge für die Umrechnung in der

Literatur zu finden. Eine Liste kann FENER u. a. (2005) und KAHRAMAN u. a. (2005) entnommen werden.

Zugfestigkeit Die Zugfestigkeit kann im direkten Zugversuch ermittelt werden, da dieser jedoch sehr aufwendig ist, wird häufig auf Biegezug- oder Spaltzugfestigkeit ausgewichen. Die Anwendbarkeit der Spaltzugfestigkeit wurde in der Fachliteratur oft diskutiert. Einen zusammenfassenden Überblick dessen liefert die Arbeit von LI u. a. (2013). In den meisten Arbeiten wird das Verhältnis der Spaltzugfestigkeit zur zentrischen Zugfestigkeit ($f_{t,ZZ}$) diskutiert. In einigen der Arbeiten sind auch Angaben zum Zusammenhang zwischen Spaltzugfestigkeit und Biegezugfestigkeit zu finden. Die Ergebnisse sind jedoch für beide Verhältnisse widersprüchlich. PANDEY u. a. (1986) sagt, dass die Spaltzugfestigkeit ($f_{t,SZ}$) etwa zweimal und die Biegezugfestigkeit ($f_{t,BZ}$) dreimal so hoch sind, wie die zentrische Zugfestigkeit. Dies bedeutet, dass folgender Zusammenhang zwischen Spalt- und Biegezugfestigkeit angenommen werden kann:

$$f_{t,SZ} = 1,5 \cdot f_{t,BZ} \quad (2.6)$$

Dagegen steht in FAIRHURST (1964) und YU u. a. (2009), dass die zentrische Zugfestigkeit durch die Spaltzugfestigkeit unterschätzt wird. Ein Vergleich der Messwerte aus unterschiedlichen Quellen in LI u. a. (2013) deutet darauf hin, dass dieses Verhältnis steinsortenübergreifend mit großen Streuungen behaftet anzunehmen ist. Im Mittel ist das Verhältnis:

$$f_{t,ZZ} = 1,19 \cdot f_{t,SZ} \quad (2.7)$$

Der Variationskoeffizient der Näherung liegt jedoch bei 39 %. Weitere in der Fachliteratur vorgeschlagene Zusammenhänge können Tabelle A.1 entnommen werden.

Für die Messung der Oberflächenzugfestigkeit von Natursteinen gibt es keine Norm oder Regelung. Die Methode wird bevorzugt im Bereich des Denkmalschutzes wegen der geringen Zerstörung angewendet (TEVESZ u. a. 2011). Die Vergleichbarkeit der Messergebnisse ist jedoch wegen der auf verschiedene Weisen durchgeführten Versuche erschwert. Haftzugfestigkeitswerte können METZ (1992) entnommen werden. Diese wurden an Sandsteinen und Kalksteinen mit 50 mm Stempeldurchmesser gemessen.

E-Modul und Querdehnung Die Messung des statischen und dynamischen E-Moduls kann nach DIN erfolgen. Für die Bestimmung des statischen E-Moduls ist die Nutzung von Dehnmessstreifen und Wegaufnehmern erlaubt. Bei der Verwendung von Dehnmessstreifen muss der Einfluss der Querdehnungsbehinderung und der damit verbundenen Spannungszustände beachtet werden. Die Länge der Dehnmessstreifen muss so gewählt werden, dass sie in der „Mitte“ der Probe – zwischen die beiden Randbereiche – aufgeklebt werden kann THURO u. a. (2001). Zusätzlich ist zu beachten, dass die Probekörpergeometrie und die Schlankheit der Probe, ebenso wie bei der Druckfestigkeit, einen Einfluss auf die Messergebnisse hat.

Vergleichswerte Der Tabelle 2.8 können Richtwerte für verschiedenen Steinsorten entnommen werden. Die Querdehnung der Natursteine liegt zwischen 0,01 und 0,4, bei Beton zwischen 0,15 und 0,25.

Tabelle 2.8.: Richtwerte^a für die Druckfestigkeit ($f_{c,c}$), die Biege- und Spatzugfestigkeit $f_{t,BZ}$, $f_{t,SZ}$) und den E-Modul (E)

Gesteinsart [N/mm ²]	$f_{c,c}$ [N/mm ²]	$f_{t,BZ}$ [N/mm ²]	$f_{t,SZ}$ [N/mm ²]	E [10 ³ · N/mm ²]
Granit	80 ... 300	10 ... 40	4,5 ... 17	30 ... 83
Sandstein ^b	15 ... 190	3 ... 18	1,5 ... 10	
Sandstein ^c	60 ... 290	7 ... 33	3,5 ... 14,5	12 ... 71
Kalkstein	12 ... 240	2,5 ... 30	2,5 ... 15,5	
Granulit	145 ... 345	13,5 ... 50	7,5 ... 21,5	
Normalbeton	10 ... 60	$\frac{f_{c,c}}{5 \dots 8,5}$	$\frac{f_{c,c}}{8 \dots 15}$	27 ... 37
Hochfesten Beton	67 ... 115	$\frac{f_{c,c}}{9 \dots 12}$	$\frac{f_{c,c}}{16 \dots 21}$	38 ... 44

^a ADAM 2001; BERGMESTER u. a. 2012; PESCHEL 1983; J. ZHAO o.D.

^b karbonatisch oder tonig gebunden

^c kieslieg gebunden

2.1.2.4. Grundlagen der Bruchmechanik

Kerben in einer unendlich großen Scheibe führen nach der Kerbspannungstheorie zur Veränderung der Spannungsverteilung (s. Anhang A.2). Die

Erhöhung der Spannung im Verhältnis zur in der ungekerbten Scheibe wirkenden Spannung beträgt bei kreisförmigem Riss das Dreifache. Bei einer elliptischen Kerbe hängt die Spannungserhöhung vom Quotient der Achsenlängen ab (BRAMESHUBER 1988).

$$\sigma_{\max} = \sigma \left(1 + 2 \cdot \frac{a}{b} \right) \quad (2.8)$$

Bei einem fast linienförmigen scharfen Riss ergibt sich aus dem Verhältnis der Achsen: $a/b \rightarrow \infty$. Daher führt die Anwendung der Kerbspannungstheorie zu unendlichen Spannungen am Kerbrand. Um dieses Problem zu überwinden, können verschiedene bruchmechanische Konzepte angewandt werden. Einen Auszug der Grundlagen der Bruchmechanik kann Anhang A.2 entnommen werden.

Anwendungsmöglichkeiten der linear-elastischen Bruchmechanik Es kann keine klare Trennung zwischen nichtlinearer und linear-elastischer Bruchmechanik angesetzt werden. Es kann angenommen werden, dass die Ansätze der linear-elastische Bruchmechanik (LEBM) verwendet werden können, wenn die Größe der Bruchprozesszone bezogen auf die Bauteilgröße klein ist und der ansteigende Ast der Spannungsdehnungslinie als linear angenommen wird (HILLERBORG 1983). Die Größe der Bruchprozesszone ist abhängig vom Material, den Abmessungen der Probe und dem Spannungsgradienten. Die verwendeten Konzepte können in Spannungs- und Energiekonzepte unterschieden werden, die jeweils für verschiedene Zwecke optimal sind.

Energiekonzept Dieser Ansatz basiert auf den Arbeiten von GRIFFITH (1920). Er arbeitete mit der Annahme einer dünnen, unendlich großen Scheibe mit ellipsenförmiger Kerbe in der Mitte, die durch eine Spannung beansprucht wird. Er hat für den Rissfortschritt vorausgesetzt, dass die für die Rissbildung verfügbare Energie gleich oder größer ist, als es für die Rissoberflächenvergrößerung notwendig wäre. Bei einer Risslänge von „ $2a$ “ werden also Verformungs- und Rissbildungsenergie (U_V und U_R) verglichen.

$$U_V = \frac{\pi \circ a^2 \cdot \sigma^2}{2 \cdot E} \quad (2.9)$$

$$U_R = 2 \cdot a \cdot \gamma \quad (2.10)$$

Die kritische Bruchspannung (σ_c), die zur kritischen Risslänge (a_c) gehört, kann ermittelt werden. Wenn die Risslänge die kritische Länge erreicht, ist die Verformungsenergie höher, als die, die für die Rissbildung verbraucht wird. Dies bedeutet, dass sich der Riss ohne weitere Energiezufuhr verlängert und somit ein instabiles Risswachstum mit letztentlichem Bruch eintritt.

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{2 \cdot \gamma \cdot E}{\pi \cdot a_c}} \quad (2.11)$$

Spannungskonzepte Die LEBM arbeitet mit der Annahme, dass ein linear-elastisches Materialverhalten angenommen werden kann. Um das Spannungsfeld in der Umgebung der Risspitze beschreiben zu können, hat IRWIN (1957) den sogenannten Spannungsintensitätsfaktor (Bruchzähigkeit) eingeführt. Der Spannungsintensitätsfaktor ist abhängig von der Geometrie des Risses und der Belastungsrichtung. Es wird mit drei Modi gearbeitet, die Abbildung 2.8 entnommen werden können.

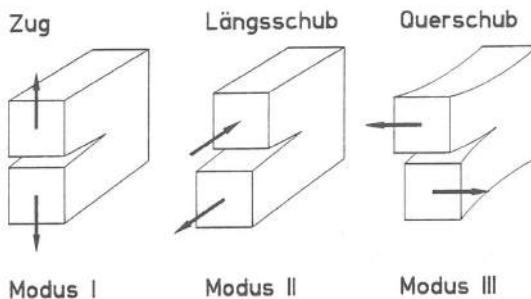


Abb. 2.8.: Schematische Darstellung der Rissöffnungsarten abhängig von der Beanspruchungsart (ALFES 1993)

Bei Anwendung der Spannungsintensitätsfaktoren wird in der Nähe der Risspitze die Berücksichtigung des Einflusses der Mikrorisszone ermöglicht. Dieser Ansatz kann nur verwendet werden, wenn die Prozesszone/Rissgröße-, bzw. Prozesszone/Probengröße-Verhältnisse klein sind.

Die Spannungen an der Risspitze können aus den Spannungsintensitäts-

faktoren ermittelt werden:

$$\sigma_{ij} = \frac{K_{I,II,III}}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot r}} \cdot f_{ij}(\phi) \quad \text{wobei } i, j = x, y, z \quad (2.12)$$

Die Spannungsintensitätsfaktoren sind während des stabilen Risswachstums geometrieabhängig und nicht materialabhängig. Aus der kritischen Spannung, die bei Erreichen der kritischen Risslänge auftritt, kann der materialabhängige kritische Spannungsintensitätsfaktor (K_C) ermittelt werden. Die Spannungsintensitätsfaktoren sind jeweils für eine Beanspruchungsart vorgesehen. In der Wirklichkeit liegt aber meistens eine Kombination mehrerer Beanspruchungsarten vor. Diese kann durch Superposition der verschiedenen Faktoren beschrieben werden und wird „mixed mod“ genannt.

Bei Annahme einer „mixed mod“-Belastung stellt sich die Frage der Risswachstumsrichtung. Es kann hierfür die von HOFMANN (2005) auf Beton angewandte – auf COTTERELL u. a. (1980), HAYASHI u. a. (1981) und KARIHALOO (1996) basierende – Methode zur Bestimmung des Weiterreißwinkels verwendet werden. Mit dieser Methode können bei bekanntem materialspezifischen K_{IC} und bekannter Geometrie die Rissentwicklung während des stabilen Risswachstums und die dazugehörige Risslänge errechnet werden.

Nach COTTERELL u. a. (1980) kann die Weiterreißrichtung am Ende des Risses bei bekannten Spannungsintensitätsfaktoren K_I und K_{II} errechnet werden. Die Geometriefunktionen für den angenommenen Beanspruchungsfall und die Rissform müssen jedoch vorliegen, da die Spannungsintensitätsfaktoren hängen von Belastungsfall, der Körper- und Rissgeometrie ab. Unter Annahme einer Achsensymmetrie kann vereinfachend mit einem zweidimensionalen Halbraum gearbeitet werden. Dadurch wird es möglich, die Spannungsintensitätsfaktoren K_I und K_{II} mit der Matrix 2.13 nach Gleichung 2.14 in Richtung des Risswinkels zur Körperkante hin zu transformieren. Die Matrix 2.13 konnte für die hier relevanten Winkel bis 45° aus HOFMANN (2005) entnommen werden.

$$C = \left\{ \begin{array}{cc} 1/4 [3 \cos(\Theta/2) + \cos(3\Theta/2)] & -3 [\cos(\Theta/2)]^2 \cdot \sin(\Theta/2) \\ \sin(\Theta/4) \cdot \sin(\Theta) & 1/2 [\cos(3\Theta/2) + \cos(\Theta/2)] \end{array} \right\} \quad (2.13)$$

$$\begin{Bmatrix} K_I(\Theta) \\ K_{II}(\Theta) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} c_{11}(\Theta) & c_{12}(\Theta) \\ c_{21}(\Theta) & c_{22}(\Theta) \end{Bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} K_I \\ K_{II} \end{Bmatrix} \quad (2.14)$$

Nach KARIHALOO (1996) kann unter „mixed mode“ Bedingungen eine Weiterreißung angenommen werden, wenn die Gleichung 2.15 mit $K_{IC} = E \cdot G_f$ erfüllt wird.

$$\left(\frac{K_I}{K_{IC}} \right)^2 + \left(\frac{K_{II}}{K_{IIC}} \right)^2 = 1 \quad (2.15)$$

Es wird angenommen, dass da Weiterreißung erfolgt, wenn $K_{II}(\Theta) = 0$ gilt und ein instabiles Risswachstum eintritt, wenn $K_I(\Theta) = K_{IC}$. Die Weiterreißbedingung kann für einen Winkel $\Theta = \alpha_i$ mit der Gleichung 2.16 erfasst werden.

$$c_{21}(\alpha_i) \cdot K_I - c_{22}(\alpha_i) \cdot K_{II} = 0 \quad (2.16)$$

Die Ermittlung des Winkels erfolgt mit dem Verfahren nach KARIHALOO (ebd.) durch Iteration. Es muss wie folgt vorgegangen werden:

1. Es wird die Anfangsgeometrie angenommen, die K_I - und K_{II} -Faktoren bestimmt und ein Winkel (α_0) für die Anfangsrisslänge ($2 \cdot a_0$) errechnet.
2. Die Risslänge wird ab hier bei jedem Iterationsschritt mit einem Δa -Wert verlängert, der, um die Gültigkeit der Methode zu gewährleisten, sehr klein gewählt werden muss.
3. Für die neue Risslänge ($2 \cdot (a_{i-1} + \Delta a)$) werden die zur neuen Geometrie gehörenden K_I - und K_{II} -Faktoren bestimmt. Der neue Weiterreißwinkel (α_i) kann mit Gleichung 2.16 errechnet werden.

Um das Risswachstum zu untersuchen wird der zu $2 \cdot (a_{i-1} + \Delta a)$ ermittelte K_I -Faktor in Weiterreißrichtung α_i transformiert: $K_I(\alpha_i)$. Es wird überprüft, ob $K_I(\alpha_i) \geq K_{IC}$ zutrifft. Falls ja, wird instabiles Risswachstum angenommen. Falls nein, werden die Schritte wiederholt, bis der Riss fast die Oberfläche erreicht. Kurz vor dem Erreichen der Oberfläche kann das Verfahren nicht mehr angewandt werden, da die Prozesse in diesem Bereich durch die Geometriefunktionen nicht mehr genau berücksichtigt werden.

Ein Überblick typischer bruchmechanischer Kennwerte kann Tabelle 2.9 entnommen werden.

Tabelle 2.9.: Richtwerte^a für Bruchzähigkeit (K_{IC}), spezifische Bruchenergie (G_f) und charakteristische Länge (l_{ch})

Baustoff	K_{IC} [N/mm ² · m ^{0,5}]	G_f [N/m]	l_{ch} [mm]
Granit	0,7-2,4	100-230	
Kalkstein	0,9-2,2	20-80	
Sandstein	0,3-2,1	40-200	110-450
Normalbeton	0,4-2,4	120-200	100-400

^aALFES 1993; GUNSALLUS u. a. 1984; HOFMANN 2005; NASSERI und MOHANTY 2008; NASSERI, MOHANTY und ROBIN 2005; OUCHTERLONY 1982; SAWADE 1994; SLOWIK 1995.

Messmethoden zur spezifischen Bruchenergie und zu den kritischen Spannungsintensitätsfaktoren Das Ziel der verschiedenen experimentellen Untersuchungen ist es, die spezifische Bruchenergie und die kritischen Spannungsintensitätsfaktoren zu ermitteln. Die Bruchenergie wird in weg- oder verformungsgesteuerten Versuchen aus der Last-Verschiebungskurve oder aus der Spannungs-Verschiebungskurve errechnet. Die für das vollständige Durchtrennen einer Probe notwendige Arbeit ist die Brucharbeit.

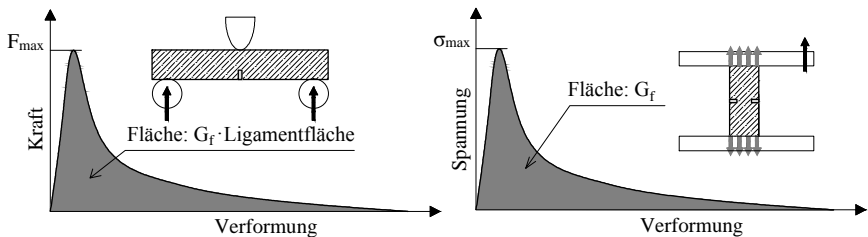


Abb. 2.9.: Spezifische Bruchenergie abhängig vom Versuchsaufbau für die Dreipunktbiegung (l.) und den zentrischen Zugversuch (r.)

Die spezifische Bruchenergie kann theoretisch als Quotient aus Bruchar-

beit und der Rissfläche parallel zur Rissrichtung errechnet werden (SLOWIK 1995), wie Abbildung 2.9 zeigt. Für die Bestimmung der Bruchenergie werden am häufigsten der zentrische Zug-, der Keilspalt- und der Biegezugversuch verwendet. Um eine definierte Bruchfläche sicherstellen zu können, wird mit durch Kerben geschwächten Proben gearbeitet. Der Versuch muss durchgehend mit stabilem Risswachstum durchgeführt werden, um das Entfestigungsverhalten mitmessen zu können.

OUCHTERLONY (1982) diskutierte die Frage der Vergleichbarkeit der ermittelten kritischen Spannungsintensitätsfaktoren abhängig von der Messmethode. Für die Bestimmung der Bruchzähigkeit werden bei Natursteinen auch entsprechend seiner Erfahrungen bevorzugt drei Verfahren verwendet. Für alle drei Versuchsarten gibt es eine Empfehlung vom ISRM (OUCHTERLONY 1988) und FOWELL (1995). Durch diese Regelung wurde die Vergleichbarkeit der auf verschiedene Weisen ermittelten Bruchzähigkeiten erhöht. Ein Überblick der drei Probekörpergeometrien kann Abbildung 2.10 entnommen werden.

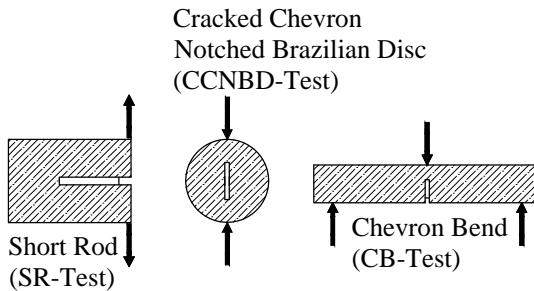


Abb. 2.10.: Probekörper mit Kerbe für die Bestimmung der Bruchzähigkeit nach den Empfehlungen vom ISRM

Im Short-Rod-Test wird eine zylinderförmige Probe mit einer dreieckigen, spitzen Kerbe versehen und entsprechend dem Modus I – wie die Abbildung auch zeigt – belastet. Beim Chevron-Bend-Verfahren wird auch eine zylinderförmige Probe mit ähnlicher, dreieckiger Kerbe (s. Abb. 4.61) verwendet. Der Versuchsaufbau entspricht in diesem Fall einem Dreipunktbiegeversuchsaufbau. Die Bruchhälfte vom CB-Test können auch im SR-Test verwendet werden, wodurch die Berücksichtigung der Anisotropie er-

möglichst werden kann (OBARA u. a. 1992). Das dritte Verfahren basiert auf dem Spaltzugversuch. Die Modifikation ist eine Kerbe in der Mitte des Probekörpers. Dieses Verfahren hat den erheblichen Vorteil der einfachen Handhabung, die Vergleichbarkeit der ermittelten Werte wurde jedoch häufig in der Literatur diskutiert. IQBAL u. a. (2006) hat die Erfahrungen von DWIVEDI u. a. (2000) bestätigt, wonach die im CCNBD-Test ermittelten Bruchzähigkeiten um 30 bis 60 % niedriger ausfallen, als die mit dem CB-Test gemessenen Werte. Die Untersuchungen von NASSERI und MOHANTY (2008) an homogenen feinkörnigen Granitsorten haben einen starken Einfluss mit einem Faktor von 1,3 bis 2,4 abhängig von der Anisotropie der Mikrostruktur ergeben. Das CCNBD-Verfahren wird weiterhin mit dem Ziel der Optimierung untersucht (ALIHA u. a. 2014; WANG 2010).

2.1.2.5. Zusammenhänge zwischen den einzelnen Materialcharakteristika

Im letzten Jahrhundert wurde die Frage durchgehend untersucht, ob eine Möglichkeit besteht, den Zusammenhang zwischen verschiedenen Materialkennwerten von Natursteinen zu beschreiben. Die Zusammenhänge wurden in der Regel auf empirischen Messergebnissen basierend formuliert. Bei der Erstellung und der Verwendung solcher Zusammenhänge musste auch bedacht werden, ob es möglich ist, diese unabhängig von der Genese allgemein zu formulieren, oder ob sie nur für einen begrenzten Bereich – meistens abhängig von der Genese – festgelegt werden können. Zusätzlich muss der Einfluss des Feuchtegehaltes auf die Materialcharakteristika berücksichtigt werden. Die Tabelle A.1 gibt einen Überblick der bisherigen Erkenntnisse in Form von Zusammenhängen aus der Fachliteratur wieder. Einen Überblick einer Auswahl der Zusammenhänge stellt Abbildung 2.11 dar. Die jeweiligen Umrechnungen können den im Diagramm angegebenen Zahlen entsprechend aus der Tabelle A.1 entnommen werden.

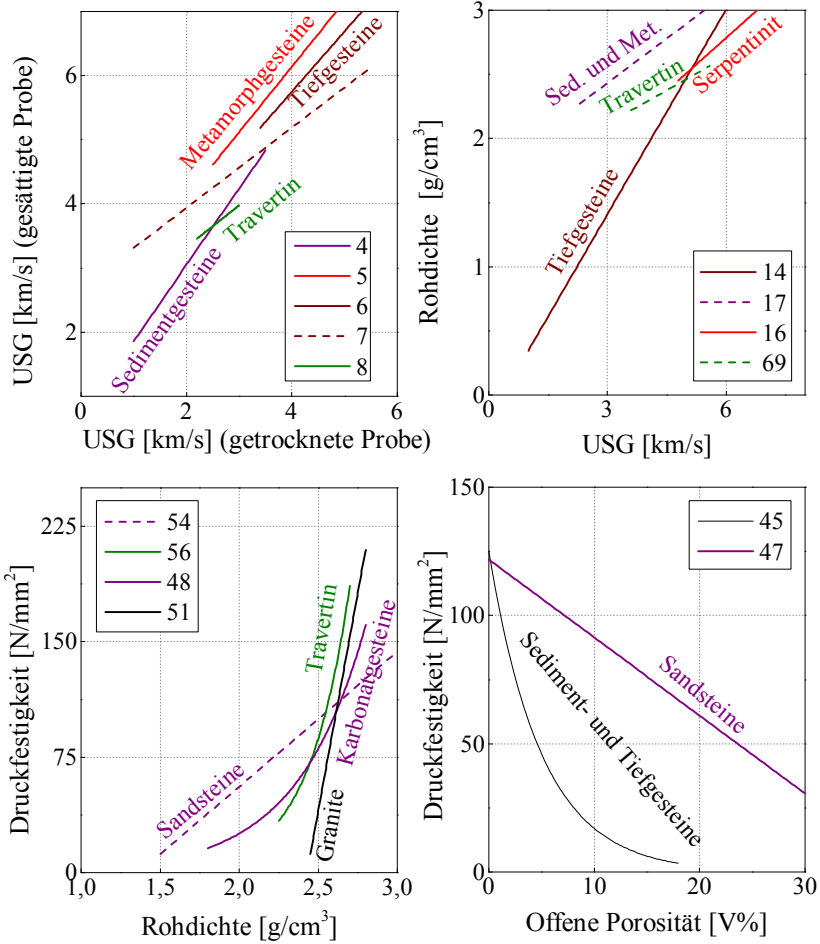


Abb. 2.11.: Zusammenhänge zwischen verschiedenen Werkstoffeigenschaften

2.2. Befestigungstechnik

Als Verankerung in Naturstein können Einmörtelanker, Anschraubanker, Ankerdorn, Steckdorn, Nutlagerung und Hinterschnittdübel für das Abtragen der Lasten im Rohbau verwendet werden. In den letzten Jahrzehnten hat sich die Anwendung von Natursteinfassadenplatten verstärkt, da diese auch architektonisch sehr viele Möglichkeiten bieten. Eine ausführliche Beschreibung dieser kann STEIN (2000) entnommen werden. Eines der neueren Befestigungssysteme, das an Natursteinen verwendet wird, ist das Hinterschnittsystem. Die Abbildung 2.12 stellt die beiden zugelassenen Systeme dar, das von Keil (Typ A) und von Fischer (Typ B).

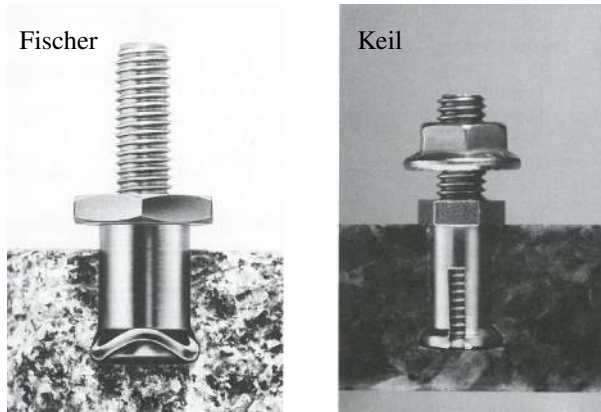


Abb. 2.12.: Hinterschnittdübel: Fischer-Dübel und Keil-Dübel (STEIN 2000)

Die Beschreibung der Bestandteile kann den Abbildungen 2.13 und 2.14 entnommen werden. Die Dübel werden bei beiden Systemen aus nichtrostendem Stahl nach DIN EN 10088 hergestellt.

2.2.1. Hinterschnittdübel-System für Natursteinfassadenplatten

Der Vorteil des Hinterschnittsystems zeichnet sich durch ein größeres Tragvermögen als das von Dornbefestigung aus. Die Verwendung des Hinterschnittsystems verursacht eine geringere Plattenbeanspruchung. Die geringere Beanspruchung ermöglicht die Verwendung von dünneren Fassadenplatten (ebd.). Zusätzlich kann die „unsichtbare“ Befestigung auf der

Rückseite der Fassadenplatte als Vorteil angesehen werden. Die Anwendung mit Leibungsplatten wird mittels frei wählbarer Länge ermöglicht. Eine schematische Darstellung der beiden Systeme kann Abbildung 2.13-2.14 jeweils für Bündig- und Abstandsmontage entnommen werden.

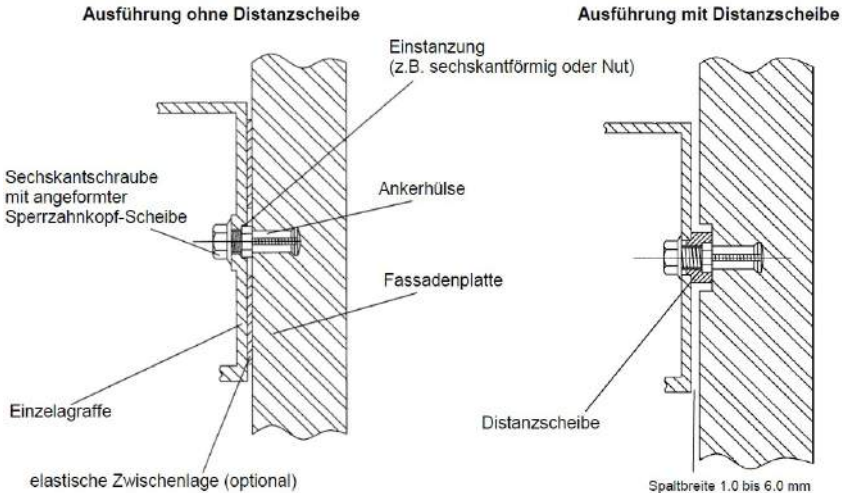


Abb. 2.13.: Hinterschnittdübel-System von Keil nach ETA-06/0253

Beide Systeme sind für alle vier Gesteinsgruppen¹ zugelassen. Die Sandsteine müssen eine Mindestrohdichte von $2,1 \text{ g/cm}^3$ aufweisen, damit sie die Vorgaben erfüllen.

Der Hinterschnitt wird jeweils mit einer speziell für diesen Zweck optimierten Bohrmaschine erstellt. Der Formschluss wird durch Spreizen des Spreizringes, bzw. der Ankerhülse erreicht. Ein Unterschied besteht lediglich im Vorgehen zum Erreichen des Spreizens. Bei dem Fischer-System wird der Spreizring durch Einschlagen der Hülse, bei dem Keil-System des unteren Teils der Ankerhülse durch Eindrehen der Sechskantschraube gespreizt (KLUGE 1998). Dübel vom Fischer-System müssen dafür mit dem vorgesehenen Setzgerät gesetzt werden. Neben dem System beeinflusst das Lochspiel die Größe der wirksamen Auflagerfläche, über die die

¹ Plutonite, Metamorphite mit „Hartgesteins-Charakter“, Vulkanite und Sedimentgesteine mit „Hartgesteins-Charakter“

Lastübertragung erfolgt. Es wird angenommen, dass durch Teilflächenpressung höhere Druckspannungen im Hinterschnittbereich erreicht werden können, als die Druckfestigkeit (STEIN 2000). Die Lastübertragung geschieht bei beiden System nach den gleichen Prinzipien, unter ähnlichen geometrischen Bedingungen, mittels Formschluss, daher werden die beiden Systeme im Weiteren zusammen behandelt.

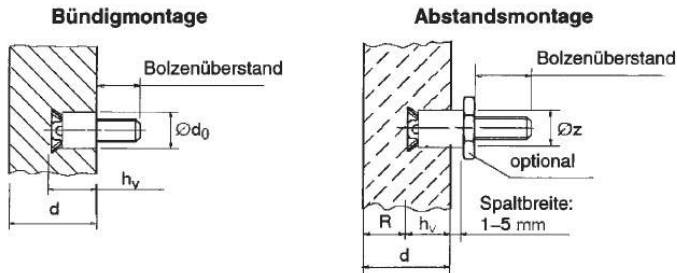


Abb. 2.14.: Hinterschnittdübel-System von Fischer nach ETA-05/0266

Die Ermittlung der charakteristischen Ankertragfähigkeit kann jeweils nach der ETA Zulassung erfolgen. Die Vorgehensweise ist für zentrische Zugtragfähigkeit und Quertragfähigkeit von den Schritten her gleich. Der untere Erwartungswert der Ankertragfähigkeit ist in Abhängigkeit der Plattendicke, der Verankerungstiefe und des Randabstandes anhand von mindestens zehn Auszugsversuchen unter vorgegebenen geometrischen Verhältnissen zu bestimmen. Die Plattendicke kann zwischen 20 und 70 mm betragen. Die Verankerungstiefe sollte zwischen 12 und 25 mm liegen. Die Probekörperabmessungen für die Bestimmung der Zugtragfähigkeit sollten 200·200 mm und für die Quertragfähigkeit 200·400 mm betragen. Die Dübel können von beiden Seiten in der Mitte oder am Rand der Platte mit einem Randabstand von 100 oder 50 mm positioniert werden. Es ist auch möglich von einer Seite in die Mitte, und von der anderen Seite am Rand mit einem Randabstand von 50 und 100 mm zu bohren.

Der Versuchsaufbau für zentrischen Zug und für Querlast kann Abbildung 2.15 entnommen werden. Die Querlast mit Hebelarm (Abstandsmontage) wird nach gleicher Geometrie, wie die Querlast ohne Hebelarm geprüft. Der Unterschied liegt lediglich darin, ob die Kraftübertragung direkt über der Steinoberfläche erfolgt oder ein Abstand zwischen der Achse der

Krafteinleitung und der Steinoberfläche vorhanden ist.

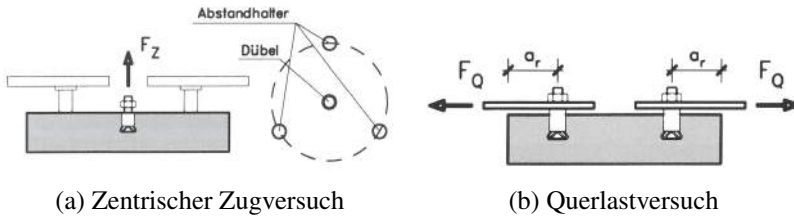


Abb. 2.15.: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus für die Bestimmung der Ausbruchlast nach STEIN (2000)

Es muss hierbei erwähnt werden, dass der für die Bestimmung der Quertragfähigkeit vorgegebene Versuchsaufbau sich von dem bei Beton und Ziegelsteinen verwendeten unterscheidet. Der Querlastversuchsaufbau für Beton schreibt die Belastung von einem Dübel vor (ETAG 001 2013; ETAG 029 2013), wie in Anhang A.4 dargestellt. Mehrere Dübel werden bei Gruppenverankerungen untersucht, diese sind in dem Fall jedoch durch ein Anbauteil miteinander verbunden.

Der Einfluss des Verankerungsgrundes wird durch die experimentellen Untersuchungen (unterer Erwartungswert) und zusätzlich durch einen Expositionsfaktor berücksichtigt. Der Expositionsfaktor ist abhängig von der Biegezugfestigkeit und von der Biegezugfestigkeitsminderung infolge von Bewitterung. Nach Norm oder Zulassung, besteht die Möglichkeit, die Ankertragfähigkeit anhand der Materialkennwerte ohne durchgeführte Auszugsversuche abschätzen zu können, nicht.

2.2.2. Kenntnisstand bezogen auf die Tragfähigkeit des Hinterschnittdübels

In WINDBACHER (1993) wurden die Vorteile des Systems erfasst. Das System verwendet statisch nachweisbare Verbindungen mit Dübeln, die eine höhere Belastbarkeit haben, als die davor üblicherweise verwendeten. Wegen der fehlenden Mörtelung oder Injektion gibt es nach dem Setzen keine Wartezeiten, verbunden mit einer relativ kurzen Montagezeit. Das Montieren der Leibungsplatten ist auf der Baustelle möglich, und

es können bis zu drei Eckwinkel pro Platte befestigt werden. Es wurde nachgewiesen, dass die Tragfähigkeit des Systems von den Natursteincharakteristika des Natursteins abhängt, und ähnliche Vorgehensweisen wie bei der Verwendung von Ankerdornen anwendbar sind (STEIN 1994b). Die Tragfähigkeit des Hinterschnittdübels beträgt jedoch das Mehrfache von der Tragfähigkeit des Ankerdorns, was dazu führt, dass die Anwendung der bis in die neunziger Jahre verwendeten Bemessungsverfahren für Fassadenplatten für das Hinterschnitt-System nicht wirtschaftlich anwendbar sind (STEIN 1994a). Es konnte auch nachgewiesen werden, dass ein Kopfmoment keinen Einfluss auf die Ankertragfähigkeit hat, sofern die statisch wirksame Breite der Verankerung kleiner ist, als die Hälfte des Ausbruchkegeldurchmessers. Daher kann angenommen werden, dass Zwänge aus Eigenlast oder Temperatur die Tragfähigkeit auch nicht beeinflussen.

Die größten Biegezugspannungen treten in einer Natursteinfassadenplatte im Bereich der Verankerungen auf, nach STEIN (1995b) hat die Biegespannung jedoch keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit und umgekehrt. Nach STEIN (1995a) kann angenommen werden, dass die Ausbruchslast von der Dicke der Fassadenplatte unabhängig ist. Es wird jedoch empfohlen, die relevante Plattendicke wegen der maßgebenden Versagensart bei Querlastversuchen zu beachten. Zusätzlich werden Versuchsaufbauten für die Bestimmung der Ausbruchslast bei zentrischem Zug, Querzug und Querdruck vorgeschlagen. Für die Abminderung der Ausbruchslast bei geringem Rand- und Achsenabstand wird die Verwendung des Kappa-Verfahrens empfohlen.

Nach STEIN (2000) kann die Tragkraft anhand der Dornausbruchversuche entsprechend Gleichung 2.17 abgeschätzt werden. Die „k“-Werte listet Tabelle 2.10 auf. Die Verankerungstiefe des Hinterschnittdübels muss gleich dem Achsrandabstand des Dorns gewählt werden.

$$N_u = k \cdot N_{u,Dorn} \quad (2.17)$$

Als weitere Option wird die Übertragung der Betonmodelle auf empirischen Ergebnissen basierend diskutiert. Hierbei wird der Zusammenhang, der auf Biegezugfestigkeit und Setztiefe beruht, in gleicher Form aber

Tabelle 2.10.: Abschätzfaktoren für die Tragfähigkeit des Hinterschnittdübels anhand der Dorntragfähigkeit (STEIN 2000)

Naturstein	Faktor
	[-]
Sandstein	2,0
Kalkstein	2,5
Granit	3,0

mit steinsortenspezifischer Konstante (k) übernommen. Für die Konstante kann 45,7 für Granit, 37,9 für Kalkstein und 15,5 für Sandstein angesetzt werden.

$$N_u = k \cdot \sqrt{f_{t,BZ}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (2.18)$$

Für Materialien mit niedriger Rohdichte und Biegezugfestigkeit konnte die Analogie empirisch nicht nachgewiesen werden, die Konstante mit 15,5 wurde anhand von Experimenten ausgewählt. Dieser Unterschied beruht auf lokalem Versagen im Lasteinleitungsbereich, wodurch die Tragfähigkeit begrenzt wird. Es werden hier zum üblichen Versagen mit Steinausbruch zwei weitere Versagensformen für Materialien mit niedrigerer Rohdichte und Biegezugfestigkeit erwähnt: durch das Überschreiten der Festigkeit im Hinterschnittbereich tritt örtliches Materialversagen und dadurch lokales Dübelversagen auf oder es kann zum Durchziehen durch Hinterschnittversagen kommen. Es wurde beobachtet, dass der Einfluss des Dübeldurchmessers bei geringen Setztiefen hoch ist und mit zunehmenden Verankerungstiefen abnimmt.

Um die Versagensarten bei niedrigerer Biegezugfestigkeit und Rohdichte weiter zu untersuchen wurden Versuche mit enger Abstützung mit einem Durchmesser von 50 mm unter Verwendung beider Systeme durchgeführt. In der Regel trat Steinversagen mit 50 mm Durchmesser auf. Im Hinterschnittbereich konnte zusätzlich örtliches Steinversagen nachgewiesen werden. Die Abbildung 2.16 stellt schematisch eine während eines Zugversuches aufgenommene Last-Verschiebungskurve für eine Steinsorte mit niedriger Rohdichte und Biegezugfestigkeit dar (STEIN 2000). Ob sich ein Ausbruchkörper bildet, hängt von der Durchzugslänge ab (3).

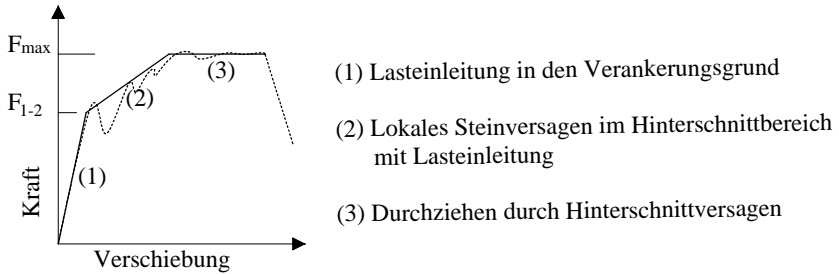


Abb. 2.16.: Schematische Darstellung einer typischen Last-Verschiebungskurve von Sandsteinen

Das Versagen kann für Sandsteine basierend auf der Darstellung abhängig von Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit, Trockenrohddichte, Hinterschnittfläche, Dichtigkeitsgrad und Dübel-Formfaktor ermittelt werden. Auch bei Steinsorten mit niedriger Rohddichte wurde festgestellt, dass das durch lokales Versagen geprägte Verhalten mit zunehmenden Setztiefen in globales Versagen übergeht. Von STEIN (ebd.) wird eine Gleichung für die Bestimmung von N_{1-2} für Sandsteine vorgeschlagen.

$$N_{1-2} = 11,3 \cdot k_l \cdot f_{c,c} \cdot A_D \cdot \frac{\rho_b}{\rho_k} \quad (2.19)$$

Da lokales Versagen von der Festigkeit und nicht von der Verankerungstiefe abhängig ist, kann jeweils eine Grenztiefe (2.20-2.21) aus 2.18 und 2.19 definiert werden, bei der die maximale Tragfähigkeit erzielbar ist. Die Konstante „k“ ist eine materialspezifische Konstante, die nach STEIN (ebd.) anhand experimenteller Untersuchungen für jede Steinsorte bestimmt werden muss.

$$h_{v1} = \left(\frac{11,3 \cdot k_l \cdot \sqrt{f_{t,BZ}} \cdot A_D \cdot \rho_b}{k \cdot \rho_k} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.20)$$

$$h_{v2} = \left(\frac{1,5 \cdot 11,3 \cdot k_l \cdot \sqrt{f_{t,BZ}} \cdot A_D \cdot \rho_b}{k \cdot \rho_k} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.21)$$

Im Weiteren konnte bestätigt werden, dass mit Einmörtelung in porösen Materialien, wie Tuffstein, häufig eine Erhöhung der Tragfähigkeit erreicht werden kann. Eine Abhängigkeit von der Verankerungstiefe im Bereich von 10 bis 20 mm ergab sich nach den empirischen Ergebnissen nicht.

Zusätzlich wurde festgestellt, dass eine Dauertraglast keine Abnahme der Tragfähigkeit mit sich bringt. Als Mindestrandabstand wurde $2 \cdot h_{ef}$ vorgeschlagen (STEIN 2000).

Die Arbeit von R. D. S. CAMPOSINHOS (2012) und R. S. CAMPOSINHOS u. a. (2013) beschäftigt sich ausführlich mit den Untersuchungen zur Ankertragfähigkeit an verschiedenen Steinsorten. Entgegen der Zulassungen wird hierbei eine Mindestplattendicke von 25 mm empfohlen. R. D. S. CAMPOSINHOS (2012) untersucht den Zusammenhang zwischen der Biegezugfestigkeit und der Ausbruchlast an Sandsteinen, Graniten, Kalksteinen und an Marmor. Es wird mit Spannungskonzentrationsfaktoren gearbeitet, die als Quotient der auftretenden maximalen Spannung und der mittleren Spannung errechnet werden (s. Abb. 2.17). Die maximale Spannung wurde mittels FE-Berechnung materialabhängig ermittelt.

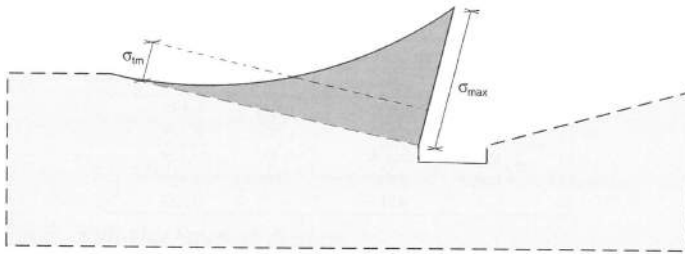


Abb. 2.17.: Annahme der Spannungsverteilung entlang des Ausbruchkörpers, maximale Spannung (σ_{max}) und mittlere Spannung (σ_{tm}) nach R. S. CAMPOSINHOS u. a. (2013)

Die projizierte Ausbruchfläche wird mit einer Kreisfläche mit seitlicher und mittlerer Aussparungen angenommen, wie der Abbildung 2.18 entnommen werden kann. Als mittlerer Neigungswinkel (α) des Ausbruchkegels konnte unabhängig von der Steinsorte ein Wert von 18° bestimmt werden. Es wird anhand einer semi-empirischen Gleichung (s. Gl. 2.22) für die Beschreibung der maximal auftretenden Zugspannung (σ_{tmax}) nachgewiesen, dass mit zunehmender Verankerungstiefe die Tragfähigkeit zunimmt. Es wird, ähnlich wie bei STEIN (2000), ein Zusammenhang zwischen der Ausbruchlast von Hinterschnittdübeln und vom Ankerdorn untersucht. Hier wird jedoch als Richtwert unabhängig von der Steinsorte die dreifache Last vorgeschlagen.

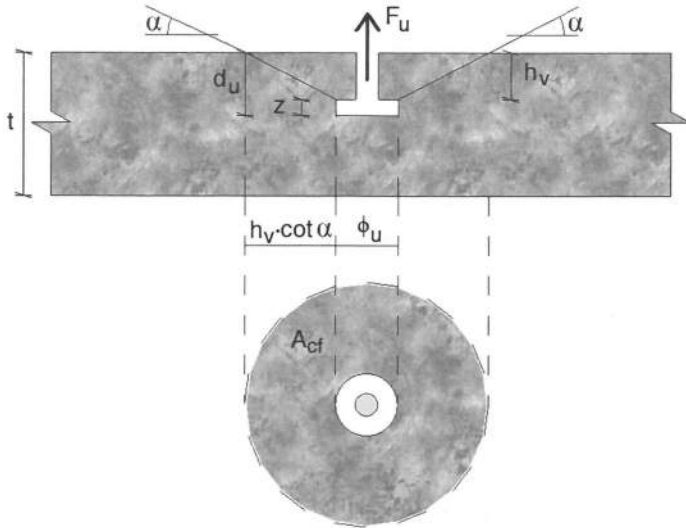


Abb. 2.18.: Annahme des Ausbruchkörpers und des Neigungswinkels (α) abhängig von der Setztiefe (h_v) nach R. S. CAMPOSINHOS u. a. (2013)

$$\sigma_{\text{tmax}} = \frac{N_u \cdot k_u}{\pi \cdot (h_{\text{ef}}^2 \cdot \cot(\alpha)^2 + h_{\text{ef}} \cdot \cot(\alpha) \cdot \phi_h)} \quad (2.22)$$

Es wird eine „ideale“ Verankerungstiefe (h_{ef}) abhängig von Plattendicke (t_s) und Höhe des Hinterschnittbereiches (z) vorgeschlagen, die nach Gleichung 2.23 ermittelt werden kann.

$$h_{\text{ef}} = \frac{3}{5} \cdot t_s - z \quad (2.23)$$

In STREETER u. a. (2008) wurde auf einen möglichen Zusammenhang zwischen der Ankertragfähigkeit und der Ultraschallgeschwindigkeit des Steines hingewiesen, die untersuchten Anker waren jedoch keine Hinterschnittdübel. In der Fachliteratur wurde so ein Zusammenhang für Hinterschnittdübel bisher nicht diskutiert.

2.2.3. Dübelsysteme in Beton

In Deutschland wird seit 1975 mit verschiedenen Dübelsystemen mit Zulassung gearbeitet. Die ersten Zulassungen wurden auf Einzeldübel basierende Systeme in der Druckzone von ungerissenem Beton ausgestellt (ELIGEHAUSEN und MALLÉE 2000). Da diese Dübelsorten – Metallspreiz-, Verbund- und Kunststoffdübel – seit längerem eine Zulassung haben und erforscht werden, ist die vorhandene Datenmenge und die Erfahrung breitflächig. Die erste Zulassung für Hinterschnittdübel in ungerissenem Beton in der Druckzone wurde in Deutschland 1982 ausgegeben und damit mehr als zehn Jahre früher als die Zulassung von Hinterschnittdübeln für Naturstein erschien. Für die Bestimmung der Tragfähigkeit von Dübeln in Beton haben sich in den letzten Jahrzehnten mehrere Verfahren – Kappa-Verfahren und CC-Verfahren – etabliert, die stetig verbessert werden. Der üblichen Vorgehensweise folgend wird untersucht, ob eine Anwendung des bei Beton vorhandenen Wissens für die Befestigungen in Naturstein möglich ist.

Im Weiteren werden die Beton-Dübelsysteme betrachtet, die nach gleichem Lastabtragungsprinzip über eine mechanische Verzahnung zwischen Dübel und Ankergrund (Formschluss) arbeiten, wie die Hinterschnittdübel-Systeme in Naturstein. Es muss hierbei beachtet werden, dass die Lastübertragung bei vielen dieser Systeme gleichzeitig nach mehreren Wirkungsprinzipien erfolgt. Die hierfür relevanten Systeme sind Kopfbolzen und Hinterschnittdübel. Zusätzlich können die Metallspreizdübel herangezogen werden. Das Wirkungsprinzip dieser ist der Reibschluss. Durch das Spreizen entsteht eine Reibkraft zwischen Befestigungselement und Ankergrund, bzw. Bohrlochwand (ELIGEHAUSEN, MALLÉE und SILVA 2006). Ein Überblick der drehmomentkontrollierten und wegkontrollierten Metallspreizdübel kann Abbildung 2.19 entnommen werden.

Bei den drehmomentkontrollierten Metallspreizdübeln werden die Spreizschalen durch das Einziehen des Konus an die Bohrlochwand gepresst. Das Einziehen erfolgt durch das Anziehen der Mutter mit vordefiniertem Drehmoment. Bei den wegkontrollierten Metallspreizdübeln wird der Konus in die Dübelhülse geschlagen, wodurch sie sich spreizt. Hierbei werden relativ hohe Spreizkräfte angenommen. Die Abbildung 2.20 stellt Hinterschnittdübel dar.

Bei Hinterschnittdübeln wird der vergrößerte Spreizbereich, der sogenannte Hinterschnitt mit einem Spezialbohrer erzeugt. Der Vorteil dieser Sorte besteht darin, dass beim Spreizen des Dübels während und nach dem Setzen kein großer Verformungswiderstand des Ankergrundes zu erwarten ist. Daher kann angenommen werden, dass dieses Dübelssystem nahezu spreizdruckfrei verankert werden kann (LEHMANN 1994). Die Abbildung 2.21 stellt einen auf eine Stahlplatte geschweißten Kopfbolzen dar.

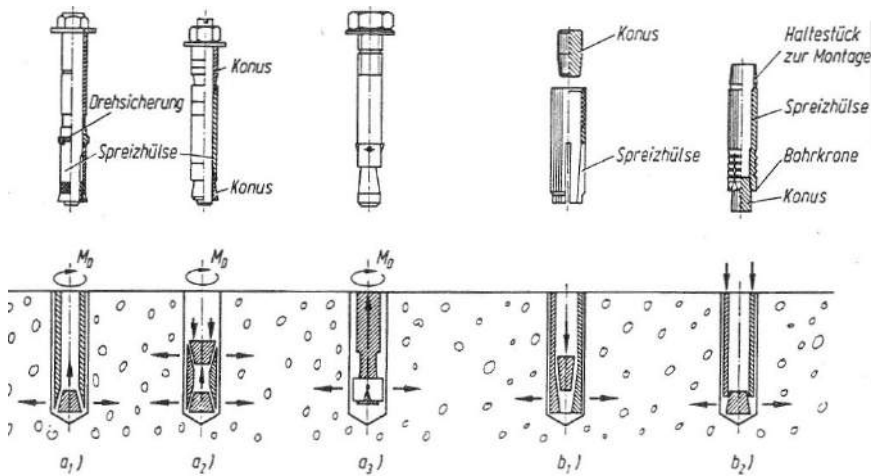


Abb. 2.19.: Metallspreizdübel: drehmomentkontrolliert (a) und wegkontrolliert (b) nach ELIGEHAUSEN, MALLÉE und REHM (1997)

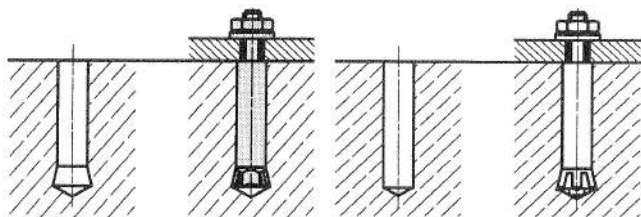


Abb. 2.20.: Hinterschnittdübel mit Hinterschneidung zur Bohrlochtiefe hin nach ELIGEHAUSEN, MALLÉE und SILVA (2006)

Bei zentrischer Zugbeanspruchung können grundsätzlich Stahlversagen,

Betonausbruch, Herausziehen oder Durchziehen und Spalten als Versagensart erwartet werden. Die Abbildung 2.22 stellt schematisch die verschiedenen Versagensarten und die dazugehörigen Last-Verschiebungskurven dar.

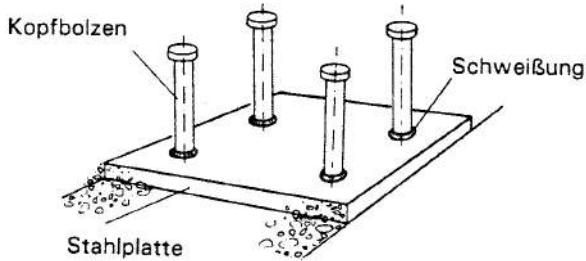


Abb. 2.21.: Auf eine Stahlplatte geschweißter Kopfbolzen nach G. ZHAO (1993)

Die „a₁“-Kurve stellt ein Herausziehen mit oberflächennaher Materialschädigung von einem Einschlagdübel dar (ELIGEHAUSEN und MALLÉE 2000).

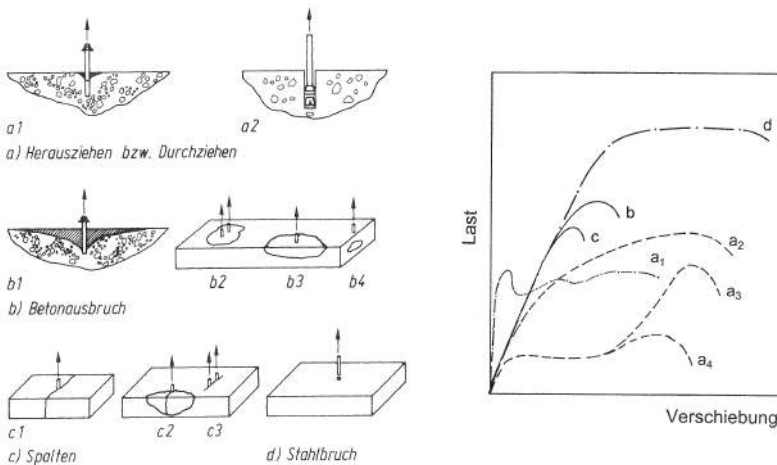


Abb. 2.22.: Schematische Darstellung der Versagensarten mit den jeweiligen Last-Verschiebungskurven (FUCHS u. a. 1995)

Die „a₂“-Kurve zeigt den schematischen Verlauf des Herausziehens we-

gen zu geringer Verzahnung bei Kopfbolzen und Hinterschnittdübeln, bzw. kann der gleiche Verlauf beim Versagen durch Durchziehen von ordnungsgemäß funktionierenden drehmomentkontrollierten Metallspreizdübeln auftreten. Die „a₃“ und „a₄“-Kurven stellen ein Herausziehen von nicht ordnungsgemäß gespreizten drehmomentkontrollierten Metallspreizdübeln dar. Die weiteren Kurven stellen einen Betonausbruch (b), einen Kantenbruch, einen gemeinsamen Betonausbruch oder Spalten (c) und Stahlversagen (d) dar. Bei Querlast können die Versagensarten Stahlversagen, Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite und Betonkantenbruch in Randnähe auftreten.

Bestimmung der Ankertragfähigkeit abhängig von der Versagensart

Im Folgenden werden die Vorgehensweisen geschildert, mit denen die Ankertragfähigkeit bei Betonausbruch (zentrischer Zug) und bei Betonausbruch an der lastabgewandten Seite (Querlast) ermittelt werden können.

Tragfähigkeit bei der Versagensart Betonausbruch Bei dieser Versagensart bildet sich ein nahezu kegelförmiger Ausbruchkörper mit sich veränderndem Neigungswinkel entlang der Mantelfläche. Dies ist die häufigste Versagensart und die Ausbruchkörper verschiedener Dübel sind ähnlich. Der mittlere Neigungswinkel kann mit 30° bis 40° angenommen werden und steigt mit zunehmender Verankerungstiefe (ELIGEHAUSEN und MALLÉE 2000; G. ZHAO 1993).

$$\tan(\alpha) = 0,2 \cdot h_{ef}^{0,25} \quad (2.24)$$

Es sind verschiedene Ansätze für die Bestimmung der Tragfähigkeit zu finden, die basierend auf empirischen Ergebnissen erstellt worden sind, ein Überblick kann ELIGEHAUSEN, MALLÉE und SILVA (2006) entnommen werden. UTESCHER (1978) nimmt einen hyperbolischen Verlauf der Zugspannung entlang der Mantelfläche an. In ACI 349 (1985) wurde mit einem konstantem Zugspannungsverlauf gearbeitet. In beiden Arbeiten wurde die Form der Ausbruchskegel so gewählt, dass das Berechnungsergebnis die empirischen Erfahrungen widerspiegeln. BRAESTRUP u. a. (1976) nahm plastisches Verhalten an, was eine niedrig angesetzte Betonzugfestigkeit notwendig macht. PUSILL-WACHTSMUTH u. a. (1982) arbeitet mit nichtlinearem Verhalten. Die Zugspannung wird basierend auf Basis der

Elastizitätstheorie ermittelt. Die Zugspannung muss innerhalb eines vorgegebenen Volumens die Zugfestigkeit überschreiten, damit der Bruch eintreten kann. Die repräsentative Volumeneinheit muss jedoch in Versuchen ermittelt werden, wodurch die allgemeine Anwendbarkeit erschwert wird.

Anhand HEILMANN (1969) kann die Betonzugfestigkeit aus der Druckfestigkeit abgeschätzt werden. Der von ihm angegebene Zusammenhang wurde durch die Arbeit von REMMEL (1994) erweitert, da die Gleichung 2.25 für Betone mit einer Druckfestigkeit von über 60 N/mm^2 zu hohe Zugfestigkeiten ergibt. Die von REMMEL (ebd.) vorgeschlagene Form lautet gemäß Gleichung 2.25.

$$f_{t,ZZ} = 2,12 \cdot \ln \left(1 + \frac{f_{c,c}}{10 \text{ N/mm}^2} \right) \quad (2.25)$$

Die relativ kleine Lasteinleitungsfläche der Dübel führt zu hohen lokalen Spannungen und Verformungen. Diese verursachen eine Mikrorissbildung, die mit linear-elastischem Verhalten nicht mehr berücksichtigt werden kann, da die Hauptspannungen bei Gebrauchslast über der Betonfestigkeit liegen (PUSILL-WACHTSMUTH u. a. 1982; WEYERHÄUSER 1977). Basierend auf dieser Erkenntnis und auf der Annahme, dass das Verhalten nichtlinear besser beschrieben werden kann, wurden numerische Untersuchungen durchgeführt, ein Überblick dieser kann ELIGEHAUSEN, MALLÉE und SILVA (2006) und ELIGEHAUSEN und SAWADE (1989) entnommen werden.

SAWADE (1994) entwickelte ein energetisches Materialmodell, das im Riss mit einem nichtlinearen und in unmittelbarer Nähe des Risses mit linear-elastischem Materialverhalten arbeitet. Das Modell basiert auf der Veränderung der spezifischen Oberflächenenergie bezogen auf die Rissweite, mit den mechanischen Variablen: Rissverlauf und -weite, sowie plastische und elastische Verformungen. Für Beton wurde das Risswachstum in mehreren Arbeiten experimentell und numerisch untersucht, unter anderem bei ELIGEHAUSEN und SAWADE (1985), OŽBOLT u. a. (1990) und SAWADE (1994), da der Bruchvorgang maßgeblich durch die Rissentwicklung beeinflusst wird. Bei unter 50 % der Höchstlast bildet sich ein Anriss, der parallel zur Laststeigerung wächst. Die Oberfläche wird vom Riss nicht vor der Höchstlast erreicht. Nach SAWADE (ebd.) spielt die Annahme einer Risslänge von 40 oder 60 % der Gesamtrisslänge bei Höchstlast nur

eine geringfügige Rolle. Dies zeigt, dass das stabile Risswachstum gemäß LEBM von Bedeutung ist, während das nichtlineare Verhalten eine weniger wichtige Rolle spielt. Gemäß der Ergebnisse von SAWADE (ebd.) konnte daher bestätigt werden, dass das Tragverhalten für Verankerungstiefen von über 80 mm in der Regel nach Vorgaben der LEBM beschrieben werden kann. Er setzt eine punktuelle Lasteinleitung an, da dies durch die bei Beton üblichen Verhältnisse der Verankerungstiefe und des Kopfbolzendurchmessers – der in der Regel deutlich kleiner ist – erlaubt wird. Seinem Modell entsprechend kann die Ankertragfähigkeit nach Gleichung 2.26 für Beton errechnet werden.

$$N_{u,cal} = 2,1 \cdot \sqrt{EG_f} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (2.26)$$

SAWADE (ebd.) nimmt in Gleichung 2.26 eine $h_{ef}^{1,5}$ -Abhängigkeit an. Diese Annahme lässt sich auf den Maßstabseffekt zurückführen (s. Kap. 2.1.2.4).

Nach ELIGEHAUSEN, MALLÉE und SILVA (2006) ist die optimale Lösung eine analytische Herleitung, die auf den empirischen Ergebnisse basierend erstellt wird. Dadurch kann die Berücksichtigung des nichtlinearen Verhaltens ohne zeitaufwendige FE-Berechnungen ermöglicht werden. Die Erfahrungen der FE-Berechnungen aus der Fachliteratur können in die Formulierung der Zusammenhänge einfließen. Diese Ansicht führte zur Entwicklung der CC-Verfahrens (FUCHS u. a. 1995). Die Berechnungsgleichung nach dem CC-Verfahren lautet wie folgt (2.27):

$$N_{u,cal} = k_1 \cdot f_{c,c}^{0,5} \cdot k_2 \cdot h_{ef}^2 \cdot \frac{k_3}{h_{ef}^{0,5}} = k \cdot f_{c,c}^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (2.27)$$

$k_1 \cdot f_{c,c}^{0,5}$ stellt den Einfluss der Zugfestigkeit dar, $k_2 \cdot h_{ef}^2$ berücksichtigt die Oberfläche des Ausbruchkörpers und $k_3/h_{ef}^{0,5}$ den Maßstabseffekt (s. Kap. 2.1.2.4). Die Konstante „k“ kann für Metallspreizdübel mit $13,5 N^{0,5}/mm^{0,5}$ und für Kopfbolzen und Hinterschnittdübel mit ausreichend großer Hinterschnittfläche mit $15,5 N^{0,5}/mm^{0,5}$ angenommen werden (ELIGEHAUSEN und MALLÉE 2000). Die Gültigkeit wurde bis $h_{ef} \leq 525$ mm für Normalbetone nachgewiesen. Für hochfeste Betonen ist die Annahme des Einflusses der Zugfestigkeit mit $f_{c,c}^{0,5}$ zu hoch (ELIGEHAUSEN, MALLÉE und SILVA 2006; PRIMAVERA u. a. 1997; REMMEL 1994). Die Untersuchungen

an hochfesten Betonen von AL-TAAN u. a. (2011) bestätigen die Abhängigkeit von der Wurzel der Druckfestigkeit.

Der 2.27-Zusammenhang wurde durch das Modell von G. ZHAO (1993) bestätigt. Der Ausbruchkörper wurde vereinfacht als stumpfer Kegel angenommen und der Neigungswinkel mit 38° . Basierend auf empirischen und numerischen Untersuchungen, bzw. auf der Fachliteratur wurde eine Abhängigkeit des Neigungswinkels von der Setztiefe mit der Gleichung 2.24 beschrieben. Die Spannungsverteilung entlang der Mantelfläche wurde nach OŽBOLT u. a. (1990) mit einer Dreieckform angenähert, wie die Abbildung 2.23 darstellt. Die Höhe des Dreiecks ist gleich der Zugfestigkeit.

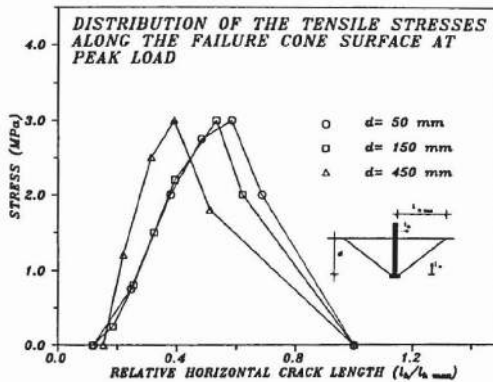


Abb. 2.23.: Spannungsverteilung entlang der Ausbruchkegelmantelfläche in Beton (ELIGEHAUSEN und OŽBOLT 1990)

Nach SAWADE (1994) wurde angenommen, dass bis 45 % der auf den Ausbruchkegelradius bezogenen Risslänge ein stabiles Risswachstum auftritt. Ab dann wird ein instabiles Risswachstum angenommen. Die Spannungsverteilung entlang der Mantelfläche mit der auf den Ausbruchradius bezogenen stabilen und instabilen Risslänge (r_F und r_{UR}) kann Abbildung 2.24 entnommen werden. Die Ausbruchslast wurde als Volumen der Spannung über der Mantelfläche im Augenblick des Versagens angesetzt. Anhand der Abbildung 2.24 kann das Volumen in Abhängigkeit der Zugfestigkeit, des Neigungswinkels, des stabilen und instabilen Risswachstums und der geometrischen Verhältnisse mit einfachen Funktionen erfasst werden. Nach der Integration ergibt sich die Ankertragfähigkeit abhängig von der Zug-

festigkeit, der Ausbruchkörpergeometrie und der Länge der stabilen Rissentwicklung, wie folgt:

$$N_{u,cal} = f_{t,ZZ} \cdot A_{ON} \cdot F(r_i/r_k, \cos(\alpha)) \quad (2.28)$$

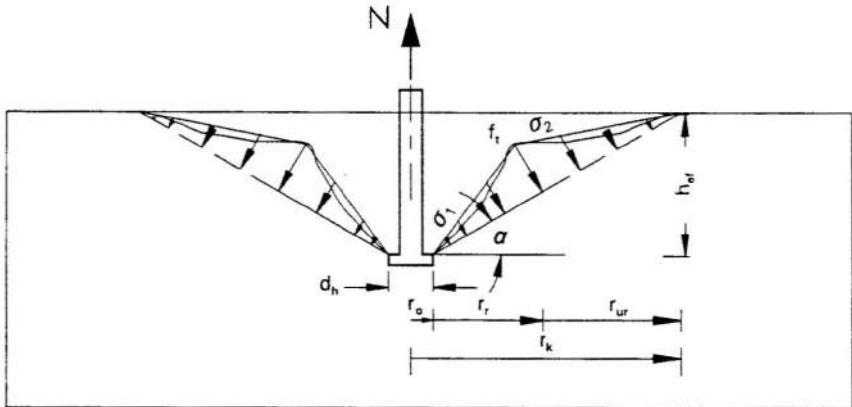


Abb. 2.24.: Von G. ZHAO (1993) angenommene Spannungsverteilung entlang der Mantelfläche

Es werden von G. ZHAO (1993) auf die empirische und numerische Untersuchungen und der Fachliteratur basierend folgende Annahmen berücksichtigt:

1. Der Kopfbolzendurchmesser (r_o) kann vernachlässigt werden, da dieser einen geringen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat.
2. Die Länge des stabilen Risswachstums (r_r) bezogen auf den Ausbruchkegelradius (r_k) liegt zwischen 0,35 und 0,55. Die Länge des instabilen Risswachstums (r_{ur}) bezogen auf r_k liegt zwischen 0,65 und 0,45.
3. Der Neigungswinkel ist im Mittel 38° .
4. Nach Gleichung 2.25 kann die Zugfestigkeit aus der Druckfestigkeit errechnet werden. G. ZHAO (ebd.) setzt für die Konstante einen Wert von 0,5 ein.

$$5. A_{ON} = r_k^2 \cdot \pi = \left(5 \cdot h_{ef}^{0,75}\right)^2 \cdot \pi$$

Unter Berücksichtigung dieser Punkte ergibt sich aus der Gleichung 2.28 für Kopfbolzen:

$$N_{u,cal} = (14 \dots 16) \cdot \sqrt{f_{c,c}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (2.29)$$

Dieser Zusammenhang stimmt mit der Gleichung 2.27 überein. G. ZHAO (1993) beschreibt die Quertragfähigkeit nach gleichen Ansätzen. Hierbei wird die Ausbruchkörperform mit einer Halbpypamide angenähert. Die Abbildung 2.25 stellt schematisch das von G. ZHAO (ebd.) verwendete Tragmechanismus-Modell dar.

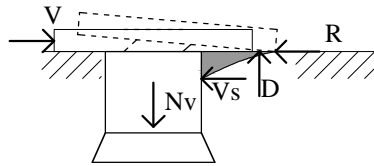


Abb. 2.25.: Schematische Darstellung des Tragmechanismus eines Kopfbolzens nach G. ZHAO (1993)

Die analytische Herleitung der Tragfähigkeit kann in folgenden Schritten zusammengefasst werden:

1. Annahme: Form des Ausbruchs ist eine Halbpypamide $\rightarrow A_{OV}$
2. Annahme: Zusammenhang zwischen Ausbruchwinkel und Verankerungstiefe $\rightarrow \tan(\alpha_V) = k_v \cdot h_{ef}^{0,25}$
3. Bestimmung der Projektionsfläche (Ausbruchoberfläche) anhand der Punkte 1-2 direkt aus der Verankerungstiefe $\rightarrow A_{OV} = h_{ef}^{1,5} / k_v^2$
4. Annahme: Maximale tragbare Zugkraft in Bolzen (Querlastbeanspruchung mit Pry-out Versagen) ist gleich dem Produkt aus Ausbruchoberfläche und der in vertikaler Richtung wirkenden effektiven Betonbruchspannung $\rightarrow N_v = A_{OV} \cdot \sigma_{ef}$
5. Die effektive Betonbruchspannung entspricht 30 % der Betonzugfestigkeit, was sich aus dem Verhältnis der idealisierten Ausbruchkörperoberflächen (Stumpfe Kegel und Pyramide) herleiten lässt $\rightarrow \sigma_{ef} = 0,3 \cdot f_t$

6. Annahme (nach FUCHS (1990)): Zusammenhang zwischen den im Bolzenschaft wirkenden Zugkraft und der Bruchlast bei Querbeanspruchung ist konstant (0,3-0,4; abhängig vom Verankerungssystem)
 $\rightarrow V_u = \frac{N_v}{\eta_{NV}}$
7. Der Zusammenhang zwischen Zugtragfähigkeit und Quertragfähigkeit ist konstant, gleich 2

Nach G. ZHAO (1993) kann daher die Quertragfähigkeit aus der Zugtragfähigkeit ermittelt werden:

$$V_{u,cal} = 2 \cdot N_{u,cal} = k \cdot N_{u,cal} \quad (2.30)$$

Nach ELIGEHAUSEN, MALLÉE und SILVA (2006) wird die Konstante abhängig von der Verankerungstiefe basierend auf den Ergebnissen von ELIGEHAUSEN und LEHR (1993) definiert: $k = 2$ wenn $h_{ef} \geq 60$ mm und $k < 2$ wenn $h_{ef} < 60$ mm. Für die Bestimmung der Dübeltragfähigkeit bei Betonversagen werden die Zusammenhänge 2.27 und 2.30 verwendet. WELZ (2012) hat die verschiedenen Versagensarten unter Querlast für Injektionsdübel in Mauerwerk untersucht und einen von Beton abweichenden Vorschlag für den Faktor „k“ formuliert: $k = 2$ wenn $h_{ef} \geq 60$ mm und $k = 1$ wenn $h_{ef} < 60$ mm, falls $h_{ef}/d_s \leq 4$ und eine voller Einspannung im Anbauteil erfüllt wird.

Die aktuelle Forschung beschäftigt sich mit dem Einfluss der Betonvorbeanspruchung auf die Dübeltragfähigkeit (PICCININ, BALLARINI u. a. 2012; PICCININ, CATTANEO u. a. 2013), bzw. mit dem Einfluss der Inhomogenität des Betons (XU u. a. 2011).

2.3. Folgerungen für die eigenen Untersuchungen

Die Problemstellung kann in zwei große Themenbereiche – Materialcharakteristika der Natursteine und Tragverhalten des Dübelsystems – aufgeteilt werden. Auf Grundlage der dargestellten Literatursichtung ergeben sich folgende Punkte für die Untersuchungen zu den Materialcharakteristika:

- Die Gesteinseigenschaften hängen wesentlich von der Genese der Steinsorte ab, deswegen sind Untersuchungen an Gesteinsarten verschiedener Genese sinnvoll.

- Die ermittelten Kennwerte sind abhängig von Feuchtegehalt, Probekörpergeometrie, Verhältnis vom Größtkorn zu den Abmessungen, Neigungswinkel zwischen Belastungsrichtung und Schichtung des Gesteins. Diese Aspekte müssen bei den experimentellen Untersuchungen berücksichtigt werden.
- Die Vergleichbarkeit der Ergebnisse kann sogar bei gleicher Steinsorte problematisch sein. Um die Anwendung und Vergleichbarkeit der Materialkennwerte gewährleisten zu können, müssen alle Kennwerte an Proben gleicher Charge bei gleichbleibenden Bedingungen (Umgebungs-klima, Probekörpergeometrie, Versuchsaufbau- und Versuchsdurchführung) ermittelt werden.
- Oft fehlen zur Bestimmung von Werkstoffparametern die entsprechenden normativen Vorschriften, was die Vergleichbarkeit und Verwendbarkeit der Ergebnisse aus der Fachliteratur erschwert.
- Die Streuung der ermittelten Kennwerte ist hoch, eine höhere Anzahl der Proben pro Versuchsart ist entsprechend sinnvoll.

Im Weiteren können folgende Aspekte für die Untersuchungen zum Tragverhalten aufgelistet werden:

- Die bisher bekannten empirischen Ansätze sind abhängig von der Steinsorte und können nicht allgemein verwendet werden. Der analytische Ansatz, basierend auf den Spannungskonzentrationsfaktoren, erfordert einen hohen Aufwand, da die Faktoren materialabhängig numerisch bestimmt werden müssen.
- Biegezugspannungen, Kopfmomente und Plattendicke haben keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Dübels.
- Die Dübeltragfähigkeit nimmt mit zunehmender Verankerungstiefe zu, eine Beschreibung des Einflusses ist jedoch nicht bekannt.
- Abhängig von den Festigkeitskennwerten und der Rohdichte sind zwei verschiedene Versagensarten zu erwarten: Steinausbruch mit Bildung eines Ausbruchkörpers, bzw. ein Mischversagen mit lokalem Steinversagen und Durchziehen des Dübels mit abschließender Bildung eines Ausbruchkörpers.

- Der Neigungswinkel des Ausbruchkörpers kann steinsortenunabhängig mit 18° angenommen werden.
- Die Betonmodelle können unter Berücksichtigung der Unterschiede beider Materialien Verwendung finden.

3. Materialien und Probekörper

3.1. Materialien

Im Rahmen dieser Arbeit wurden sieben Natursteinsorten untersucht. Nach MOSCH (2008) ist der Anteil der Sedimentgesteine an der Weltproduktion 40 %, der Plutonite etwa 25 % und der Metmorphe etwa 30 %. Angelehnt an diese Verteilung und der üblichen Namensgebung wurden drei Kalksteinsorten, zwei Sandsteinsorten, ein Granulit (Handelsname Granit) und ein Granit ausgewählt. Somit stehen Sedimentgesteine, ein magmatisches und ein metamorphes Gestein zur Untersuchung. Ein Überblick der ausgewählten Steinsorten und der jeweils für die in der vorliegenden Arbeit verwendeten Abkürzungen ist in Tabelle 3.1 dargestellt.

Tabelle 3.1.: Natursteine: Verwendete Sorten

Name	Herkunftsland	Steinorte	Abkürzung
Kanfanar ^a	Kroatien		K1
Jura Gelb ^b	Deutschland	Kalkstein	K2
Aurisina Chiara ^a	Italien		K3
Budakeszier Sandstein ^a	Ungarn	Sandstein	S1
Postaer Sandstein ^a	Deutschland		S2
Kashmir White ^a	Indien	Granulit	G1
Bianco Sardo ^a	Italien	Granit	G2

^aLieferant: Épkő Kft., www.epko.hu

^bLieferant: Johann Neumeyer & Brigl GmbH & Co. KG, www.nb-limestone.com

Als Handelsname werden oft Namen verwendet, die auf die Art der Genese hindeuten, aber geologisch nicht zutreffend sind. Um dies berücksichtigen zu können wurde der Granulit (Kashmir White) ausgewählt und seine Kennwerte werden stets mit denen vom Granit verglichen². Die Materia-

²Die Auswahl der Steine erfolgte mit Unterstützung von Herrn Dr. rer. nat. F. Grüner, Ma-

lien Kanfanar und Jura gelb besitzen jeweils das CE-Kennzeichen. Buda-keszier Sandstein, Aurisina Chiara und Bianco Sardo haben jeweils einen ÉME-Qualitätsnachweis. Der Postaer Sandstein hat einen deutsche Qualitätsnachweis aus dem Jahr 1996. Es ist bekannt, dass die Genese einen Einfluss auf die Materialcharakteristika hat (s. Kap. 2.1.1). Es muss daher grundsätzlich beachtet werden, dass die untersuchten Steinsorten wegen ihrer unterschiedlichen Entstehung große Diskrepanzen in den Materialeigenschaften aufweisen. Allerdings ist es nicht ausreichend, die Genese der Steinsorte zu kennen, da die Unterschiede der gemessenen Materialkennwerte nicht nur bei unterschiedlichen Steinsorten auftreten, sondern auch bei unterschiedlichen Probekörpern der gleichen Steinsorte. Dies ist in einigen Fällen auf Anisotropie und Inhomogenität der Steinsorte zurückzuführen, in anderen Fällen kann es auch an Vorschädigungen liegen. Die Vorschädigungen können durch Abbau, Lieferung oder während des Sägens oder Bohrens des Probekörpers entstehen. Es führt auch dazu, dass bei Untersuchungen zu Natursteinen typischerweise größere Streuungen der Materialkennwerte zu erwarten sind. Diese Charakteristika wurden nicht nur bei der Materialauswahl, sondern auch bei der Anzahl der Proben, bzw. der Probekörperform, dem Versuchsaufbau und der Versuchsdurchführung berücksichtigt.

Bei der Planung der Arbeit wurden als Richtwerte die Materialkennwerte aus Tabelle 3.2 für die Materialkennwerte herangezogen. Es muss hier auch bedacht werden, dass erfahrungsgemäß innerhalb eines Steinbruchs Unterschiede bei den ermittelten Kennwerten gegeben sind, was die Vergleichbarkeit erschwert. Um den Einfluss dieser Faktoren reduzieren zu können, stammen die untersuchten Probekörper jeweils aus einer Charge.

Tabelle 3.2.: Steinsortenmaterialkennwerte – Richtwerte

Materialeigenschaft	Steinsorte ^d					Einheit		
	K1 ^b	K2 ^e	K3	S1 ^c	S2 ^{d e}		G1 ^f	G2
Rohdichte	2,640	2,630	2,630	1,930	2,090-2,130	2,608	2,630-2,680	g/cm ³
Porosität	2,6			11,80	20-24			V%
Wasseraufnahme u. a. D.	0,80	0,70		8,47	6,3-12,5	0,42	0,28-0,31	m%
Ultraschallgeschwindigkeit					2,530-3,340 ^g			km/s
Druckfestigkeit	133		181	20,96	40-66	173	198-204	N/mm ²
Biegezugfestigkeit	12,1	18,6	14,8	4,73	3,4-6,4 ^g	9,35	13-13,5	N/mm ²
Spaltzugfestigkeit					2,4-3,5 ^g			
E-Modul	60,08				15,4	10,99		10 ³ ·N/mm ²
Ausbruchslast am Ankerdorn	2150	1603			780			N

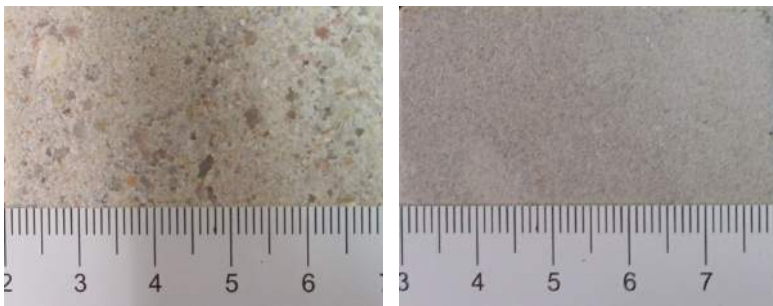
^dNach Angaben des Lieferanten^bWerte aus der CE-Kennzeichnung vom Steinbruch Kamen d.d. Pazin, gemäß EN^cGemäß ungärische Normen (MSZ)^dGRUNERT 2007, S. 1.^eGemäß DIN bzw. EN Normen^fGemäß ASTM-Standards^gSenkrecht zur Schichtung

3.1.1. Sedimentgesteine

Von den sieben untersuchten Steinsorten gehören fünf zu den Sedimentgesteinen. Sie können nach ihrer Entstehung in zwei weiteren Gruppe unterteilt werden: die Sandsteine gehören zu den klastischen Sedimentiten, während die Kalksteine zu den biogenen Sedimentgesteine zugeordnet werden.

3.1.1.1. Sandsteine

Die zwei Sandsteinsorten wurden so gewählt, dass ihre Materialeigenschaften möglichst unterschiedlich sind. Dies zeigt sich gleich in der makroskopischen Erscheinung, wie Korngröße oder Farbe, wie in Abbildung 3.1 zu sehen ist.



(a) Budakeszier Sandstein S1

(b) Postaer Sandstein S2

Abb. 3.1.: Makroskopische Aufnahmen der zwei Sandsteinsorten

Budakeszier Sandstein Der Budakeszier Sandstein (s. Abb 3.1a) ist in Ungarn, in Transdanubien, insbesondere in der Nähe von Budapest (Üröm, Budakeszi) sehr verbreitet. Er gehört zur „Hárshegyi“ Sandsteinformation. Er ist ein heller, homogener Sandstein aus der frühen Oligozän (28-33 Millionen Jahre alt). Diese Steinsorte besitzt laut Angaben der Lieferanten die höchste Porosität und die niedrigsten Festigkeitskennwerte der hier untersuchten Steinsorten.

Postaer Sandstein Die Abbildung 3.1b zeigt den Postaer Sandstein. Er wird in der Nähe von Posta am rechten Elbufer, im Elbsandsteingebiet in Ostdeutschland abgebaut. Er gehört neben dem Cottaer Sandstein zu

Elbsandsteinen. Dieser Sandstein ist bräunlich-gelb, mittel- bis feinkörnig, kieselig gebunden und hat einen hohen Quarzanteil (über 90 %). Er unterscheidet sich im wesentlichen vom Cottaer Sandstein in seiner Korngröße, der Cottaer Sandstein ist feinkörniger.

3.1.1.2. Kalksteine

Es wurden drei Kalksteinsorten mit unterschiedlichen Herkunft, Zusammensetzungen und Eigenschaften untersucht. Der Kanfanar (K1) stammt aus der unteren Kreidezeit, der Jura Gelb (K2) aus der oberen Jurazeit und der Aurisina (K3) aus der oberen Kreidezeit. Im folgenden werden die drei Kalksteinsorten kurz im einzelnen vorgestellt.

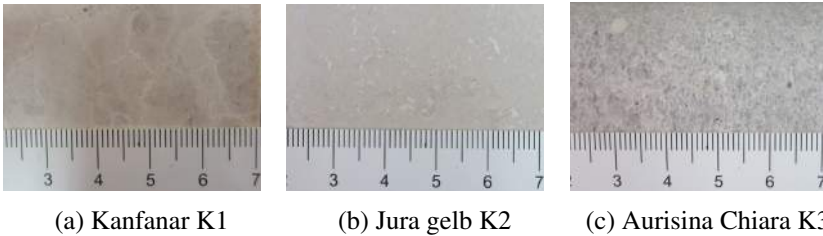


Abb. 3.2.: Makroskopische Aufnahmen der drei Kalksteinsorten

Kanfanar Der Kanfanar (s. Abb. 3.2a) ist ein gelbbrauner Kalkstein aus den Steinbrüche Istriens, Kroatien. Er stammt aus der unteren Kreidezeit (unteres Aptium). Somit beträgt sein geologisches Alter etwa 125 bis 112 Millionen Jahren. Die häufig auftretenden Stylolithen entstanden durch geophysikalisch bedingte Drucklösungsvorgänge.

Jura Gelb Der Jura Gelb wird auch Jurakalk, Jura Marmor, bzw. Jura-Kalkstein genannt. Seine Farbe ist hellgelb bis blaugrau (s. Abb. 3.2b) und stammt aus Bayern, Deutschland. Die gelbe Farbe wird durch den Anteil an Limonit hervorgerufen. Diese Steinsorte ist fossilreich und stammt aus der oberen Jurazeit (obere Malm), und ist somit etwa 163-142 Millionen Jahre alt.

Aurisina Chiara Der Aurisina (s. Abb. 3.2) wurde in der Nähe von Triest in den Karinthischen Alpen abgebaut. Er stammt aus der oberen Kreidezeit (Turonium und spätes Santonium), sein geologisches Alter beträgt etwa 84-94 Millionen Jahre. Bereits mit bloßen Augen sind Fossilien im Gestein zu sehen.

3.1.2. Metamorphgestein: Kashmir White

Der Kashmir White (s. Abb. 3.3) ist dem Handelsnamen nach ein Granit, petrographisch jedoch ein Granulit. Er ist ein metamorphes Gestein aus Tamil Nadu in Indien. Er ist ein heller, fein- bis mittelkristalliner Granulit und beinhaltet mit bloßen Augen sichtbare rote idiomorphe Granate.

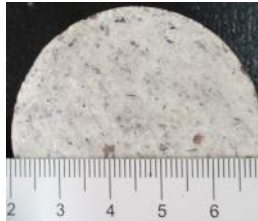


Abb. 3.3.: Kashmir White (G1)

Dieser Stein hat sich im Präkambrium, vor etwa 1,4 Milliarden Jahren im Zuge einer Regionalmetamorphose aus silikatreichen Gneisen und Glimmerschiefer gebildet.

3.1.3. Tiefengestein: Bianco Sardo

Die Abbildung 3.4 zeigt den Bianco Sardo (G2).

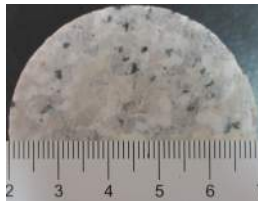


Abb. 3.4.: Bianco Sardo (G2)

Er ist ein S-Typ Granit, der durch entschmelzen von Sedimentiten entstand. Er stammt aus der italienischen Granitregion Gallura, der im Gebirgsmassiv Monte Limbara im Norden Sardinien abgebaut wird. Sein geologisches Alter beträgt etwa 330 Millionen Jahre (Karbon).

3.2. Probekörpergeometrie und Anzahl

Wie in Kapitel 3.1 erwähnt, stammen alle Probekörper jeweils aus einer Charge. Die Auswahl der Probekörpergeometrien und -anzahl erfolgte jeweils Normgemäß unter Berücksichtigung der Materialeigenschaften wie Korn- oder Kristallgröße und der Festigkeitskennwerte. Vor der Bestellung mussten jegliche Parameter (Anzahl, Form, Schichtung) entsprechend des in Kapitel 4-5 folgenden Versuchsplans festgelegt werden. Dies führte dazu, dass die dem Versuchsplan entsprechend ausgewählten Geometrien und Probekörpermengen zur Verfügung standen. Jede Änderung oder Anwendung von neuen Probekörpern hätte dazu geführt, dass Steine aus einer andere Charge verwendet worden wären. Die Abbildung 3.5 zeigt einen Überblick der Probekörpergeometrien.

Die Richtung der möglichen Anisotropie wurde so gewählt, dass die Belastung immer rechtwinklig zur Schichtung aufgetragen werden sollte. Die Berücksichtigung der Anisotropie - falls vorhanden - war durch Augenscheinprüfung nicht ausreichend. Es hat sich bei den ersten Druckfestigkeitsversuchen gezeigt, dass dies bei den in dieser Arbeit verwendeten Probekörpergrößen nicht zuverlässig möglich ist. Um trotzdem rechtwinklig zur Schichtung belasten zu können, bzw. die Schichtung bei Bedarf markieren zu können, wurde zusätzlich die Messung der Ultraschallgeschwindigkeit als Hilfe herangezogen (siehe: Kapitel 2.1.2.2). Die Tabelle 3.3 enthält die Probekörpernamen, ihre Abmessungen und die Anzahl pro Steinsorte.

Als Beispiel kann der Probekörper mit dem Namen „P1“ (aus Prisma 1) betrachtet werden. Die P1-Proben haben eine prismatische Form mit den Abmessungen von $15 \cdot 15 \cdot 6$ cm. Von diesen Proben standen pro Steinsorte 240 Stück zur Verfügung. Für die Probekörpergeometrie gibt es in einigen Natursteinnormen³ Vorgaben bezogen auf die Mindestabmessung

³Z.B.: DIN EN 1926 und DIN EN 12372

abhängig von der Korn- oder Kristallgröße (s. Kap. 2.1.2.3).

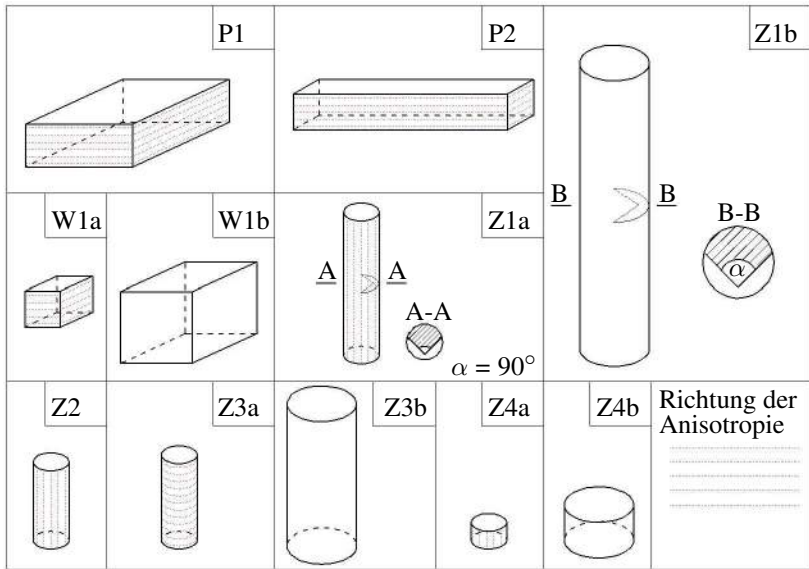


Abb. 3.5.: Überblick der Probekörpergeometrien

Die strengste Regelung ist die in DIN EN 1926 mit zehn mal dem Größtkorn als kleinste Abmessung. Wenn die sonstigen Angaben der Normen es erlaubt haben, wurde die Geometrie anhand dieser Vorgabe festgelegt. Dadurch ergaben sich die größeren Probekörper der Steinsorte G2.

Die Auszugsversuche (s. Kap. 5) wurden jeweils an P1 Probekörpern gemessen. Die Aufschlüsselung, welche Eigenschaft an welchem Probekörper ermittelt wurde, stellt Abbildung 4.30 dar. Während der Durchführung des Versuchsplans wurden anhand der Ergebnisse einige Erweiterungen vorgenommen. Es wurde unter anderem von nicht verwendeten „Z3“-Probekörpern weitere „Z4“-Probekörper gesägt.

Es wurden jeweils 10 Dünnschliffe von jeder Steinsorte hergestellt. Mit Hilfe dieser Dünnschliffe wird zusätzlich zu den petrographischen Analysen die Plausibilität der Messergebnisse bei unerwarteten Abweichungen überprüft.

Tabelle 3.3.: Verwendeten Probekörper, Abmessungen und Anzahl

Name	Abmessungen cm	Anzahl						
		K1	K2	K3	S1	S2	G1	G2
P1 ^a	15 · 15 · 6	240	305	240	240	240	240	240
P2 ^a	30 · 5 · 5	61	63	60	63	61	60	63
Z1a ^b	5 · 5 · 20	20	20	20	20	20	20	-
Z1b ^b	10 · 10 · 40	-	-	-	-	-	-	20
Z2 ^c	5 · 5 · 11	30	30	30	30	30	30	30
Z3a ^c	5 · 5 · 12	36	36	36	36	36	36	-
Z3b ^c	10 · 10 · 20	-	-	-	-	-	-	36
Z4a ^c	5 · 5 · 2,5	31	31	34	33	33	35	-
Z4b ^c	10 · 10 · 5	-	-	-	-	-	-	36
W1a ^d	5 · 5 · 5	66	66	69	65	69	65	-
W1b ^d	10 · 10 · 10	-	-	-	-	-	-	65

^aPrisma: $a \cdot b \cdot h$

^bZylinder mit Kerbe: $d_1 \cdot d_2 \cdot h$

^c $d_1 \cdot d_2 \cdot h$

^dWürfel: $a \cdot b \cdot h$

Diese wurden mit einer Dicke von etwa $30 \mu\text{m}$ hergestellt⁴. Die Porenräume wurden mit blauem Epoxidharz imprägniert. Dadurch wird die Erkennung der Porenräume verbessert. Die mit Glas abgedeckten Dünnschliffe besitzen jeweils Abmessungen von 27·38 mm.

Systematik der Benennung Nach Erhalt der Probekörper wurde jede Probe beschriftet. Dadurch wurde eine Zuordnung verschiedener Messungen zu dem jeweiligen Probekörper und zueinander gewährleistet. Die Benennung setzt sich aus der Abkürzung der Steinsorte, dem Kürzel der Geometrie und einer ganzen Zahl zusammen. Ein Beispiel lautet „S1-Z2-23“. Dieser Probekörper gehört zur Steinsorte „Budakeszier Sandstein“, hat eine zylindrische Form mit 50 mm Durchmesser, einer Höhe von 110 mm und die Laufnummer 23. Somit ist die Möglichkeit die Ergebnisse den

⁴Herstellung: Dipl.-Ing. T. Beckmann

jeweiligen Probekörpern, Steinsorten und Geometrien zuzuordnen, sichergestellt. Die Dünnschliffe sind mit der Abkürzung der Steinsorte und einer Laufnummer(z.B.: „S1-10“) versehen.

3.3. Lagerung und Feuchtegehalt

Bei Natursteinen muss der Einfluss des Feuchtegehaltes bei der Messung von Materialkennwerten immer berücksichtigt werden (s. Kap. 2.1.2.3). Um die tatsächliche Auswirkung des Feuchtegehaltes untersuchen zu können, wurden die Versuche mit wenigen Ausnahmen bei drei Feuchtegehalten durchgeführt.

Tabelle 3.4.: Lagerungsbedingungen (Klimate)

Name	Temperatur °C	Feuchtegehalt V%	Abkürzung
Getrocknet	70	≈ 0	T
Mittlerer Feuchtegehalt	20	65	M
Gesättigt	20 ^a 5-25 ^c	100 ^b	F

^aIm Innenraum gelagert

^bWasserlagerung

^cIm Freien gelagert

Die gewählten Lagerungsbedingungen und die dazugehörigen Abkürzungen sind in Tabelle 3.4 aufgelistet. Die Probekörper wurden jeweils mindestens bis zur Massenkonstanz unter der geplanten Lagerungsbedingung aufbewahrt. Das Erreichen der Massenkonstanz wurde jeweils normgemäß festgestellt.

4. Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Materialeigenschaften von Natursteinen

Dieses Kapitel befasst sich mit den an den sieben Natursteinsorten durchgeführten experimentellen Untersuchungen. Das Ziel dieses Abschnittes der Arbeit war es, eine umfassende Datenbank der Materialeigenschaften von den untersuchten Steinsorten zu erstellen. In der Fachliteratur werden die verschiedenen Messmethoden und die Zusammenhänge zwischen den unterschiedlichen Materialkennwerten öfters behandelt. Es ergibt sich ein breites Feld von behandelten Themen, aber der übergreifende Vergleich der Ergebnisse wird durch die Unterschiede der verwendeten Messmethoden und der untersuchten Materialien doch erschwert. Um eine gute Vergleichbarkeit der ermittelten Kennwerte zu erzielen, wurden im Rahmen dieser Arbeit sieben Steinsorten mit teils verschiedener Genese untersucht. Jede gewählte Untersuchungsmethode wurde bei jeder Steinsorte nach Möglichkeit auf gleiche Weise durchgeführt und soweit es die Empfehlungen und die Normen erlaubt haben, auch an Probekörpern mit gleicher Geometrie. Ein Überblick der untersuchten Materialcharakteristika stellt die Abbildung 4.1 dar.

Experimentelle Untersuchungen	
Zusammensetzung	Gefüge: Struktur, Textur, Schichtung
	Petrographische Analyse Phasenanalyse Chemische Zusammensetzung
Physikalische Eigenschaften	Dichte, Porosität, Wasseraufnahme, Ultraschallgeschwindigkeit
Mechanische Werkstoffparameter	Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Scherfestigkeit E-Modul, Querdehnung, Bruchenergie

Abb. 4.1.: Überblick der experimentellen Untersuchungen

Wichtig war es weiterhin, die Ergebnisse den jeweiligen Probekörpern zu-

ordnen zu können, da mehrere Versuche pro Probe durchgeführt worden sind. Durch die Zuordnung wurde ein direkter Vergleich verschiedener Materialkennwerte ermöglicht. Zusätzlich musste diese Vorgehensweise wegen der teilweise großen Inhomogenität innerhalb einer Gesteinsart eingeführt werden. Die Entscheidung, Steinsorten mit unterschiedlicher Genese zu untersuchen, führte zu einer reduzierten Anzahl von herangezogenen Steinsorten gleicher Entstehung. Es ermöglichte aber gleichzeitig die Überprüfung, ob ein steinsortenübergreifender Vergleich sinnvoll ist. Wie im vorigen Kapitel erläutert, muss der Feuchtegehalt des Probekörpers immer berücksichtigt werden. Um den Einfluss des Feuchtegehaltes analysieren zu können, wurde ein großer Teil der Untersuchungen an Probekörpern mit unterschiedlich eingestellten Feuchtegehalten (getrocknet, mittlerer Feuchtegehalt und gesättigt) nach Lagerung bei verschiedenen Klimaten durchgeführt.

4.1. Zusammensetzung und Gefüge

Gemäß der zur Verfügung gestellten Materialien (ZÖLDFÖLDI 2014) werden im Folgenden die petrographischen Eigenschaften, die Phasenanalyse und die chemische Zusammensetzung der einzelnen Steine kurz vorgestellt.

4.1.1. Gefüge, Textur und Struktur

Sandsteine Der Budakeszier Sandstein (S1) ist hellgrau, feinkörnig mit einer Korngröße von bis zu 0,5 mm und homogen, eine Schichtung ist nicht erkennbar. In einigen Probekörpern sind weiße Zwischenschichten von etwa 2 mm Stärke mit bloßem Auge erkennbar.

Der Postaer Sandstein (S2) ist bräunlich, fein- bis mittelkörnig mit einer Korngröße von bis zu 2 mm. An manchen Probekörpern ist eine auf unterschiedliche Korngröße und Farbe basierende Schichtung deutlich erkennbar. Diese Steinsorte weist eine mit bloßem Auge erkennbare hohe Porosität auf.

Kalksteine Bei den Kalksteinen ist keine Schichtung vorhanden. Der „Kalkstein 1“ und der „Kalkstein 2“ (K2) sind homogen, weisen aber

makroskopisch sichtbare Stylolithen auf. Bei K2 ist bei den Stylolithen ein Farbunterschied zu erkennen, der durch den unterschiedlichen Eisengehalt verursacht wird. In seltenen Fällen sind bei K2 bis zu 2 cm große Kalkitknollen zu sehen und die Bioklasten weisen teilweise höhere Porositäten auf als der Rest des Gesteins.

Das makroskopische Erscheinen der „Kalkstein 3“ (K3) Probekörper ist inhomogen. Ein Teil der Proben ist teilweise homogen mit einer feinkristallinen Matrix, in der bis zu 2 mm große Kalkitkristalle eingebettet sind. Der andere Teil hat mit bloßem Auge erkennbare große Bioklasten (bis zu 4 cm Durchmesser), die sich ebenfalls in einer feinen Matrix befinden. Die Porosität der Probekörper mit großen Bioklasten ist merkbar höher.

Granulit Das Gestein weist eine helle Matrix aus Quarz (3 bis 4 mm) und Feldspat (2 bis 4 mm) auf. Es sind homogen verteilte rote idiomorphe Granate mit einem Durchmesser von (2 bis 3 mm) zu sehen. Die homogen verteilten mafischen Gemengteile (z.B.: dunkle Glimmer) sind auch makroskopisch erkennbar. An einigen Probekörpern ist eine leichte Orientierung sichtbar.

Granit Diese Steinsorte ist ein grobkristalliner Granit, bestehend aus Quarzkörnern von bis zu 5 mm Durchmesser und rosafarbenen Kalifeldspäten von bis zu 15 mm Durchmesser. Die einzelnen Kristalle sind gut erkennbar, die Steinsorte weist keine Orientierung auf. Die mafischen Gemengteile sind auch hier makroskopisch erkennbar und homogen verteilt.

4.1.2. Petrographische Analyse und Phasenanalyse

Die petrographischen Analysen wurden mittels eines Orthoplan-Pol-Polarisationsmikroskops von der Firma Lecia durchgeführt. Für die Erstellung der Aufnahme stand eine am Mikroskop angebrachte HD-Kamera zur Verfügung. Die Aufnahmen wurden jeweils mit plan-parallem Licht (II), mit gekreuzten Prismen (+) und einem λ -Filter (λ) erstellt. Am Beispiel von „Sandstein 1“ wird das Ergebnis dargestellt. Die weiteren Diagramme und Mikroskopaufnahmen können Anhang B.1 entnommen werden.

Die Phasenanalyse wurde mit Hilfe von Röntgendiffraktometrie durchgeführt. Teilproben wurden röntgenfein gemahlen und mit Röntgenbeugung auf ihre Phasenzusammensetzung untersucht (Bruker AXS D8 mit Cu-K α -Strahlung). Die Auswertung erfolgte mit der Software Diffracplus von Bruker und der JCPDS-Kartei des ICDD.

Budakeszier Sandstein Dieser Sandstein ist fein- bis mittelkörnig (0,1 bis 0,2 mm) und seine Eigenschaften werden dadurch stark geprägt, dass er tonig (kaolinitisch) gebunden ist. Er besteht hauptsächlich aus Quarz (Q) und Kaolinit (K), mit einem geringen Anteil an Feldspat (FSP) und Glimmer, wie Muskovit. Der Tonanteil zeigt sich einerseits in Form von vereinzelt auftretenden Tonlinsen, andererseits als Kaolinit-Nester zwischen den Quarz-Körnern (s. Abb. 4.3). Ihre Größe liegt im Zentimeterbereich. Diese Steinsorte hat eine relativ hohe Porosität, mit homogen verteilten Poren. Die Ergebnisse der Phasenanalyse zeigt die Abbildung 4.2.

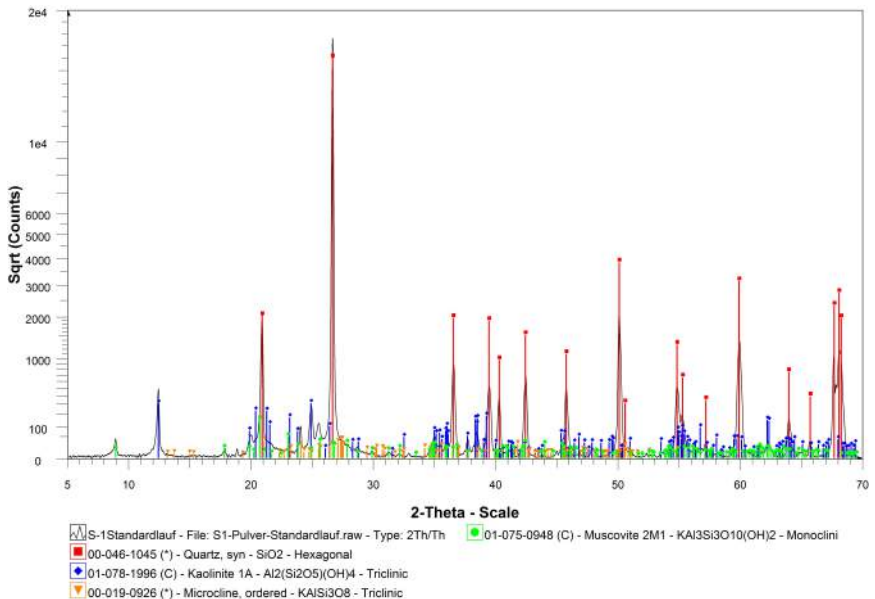
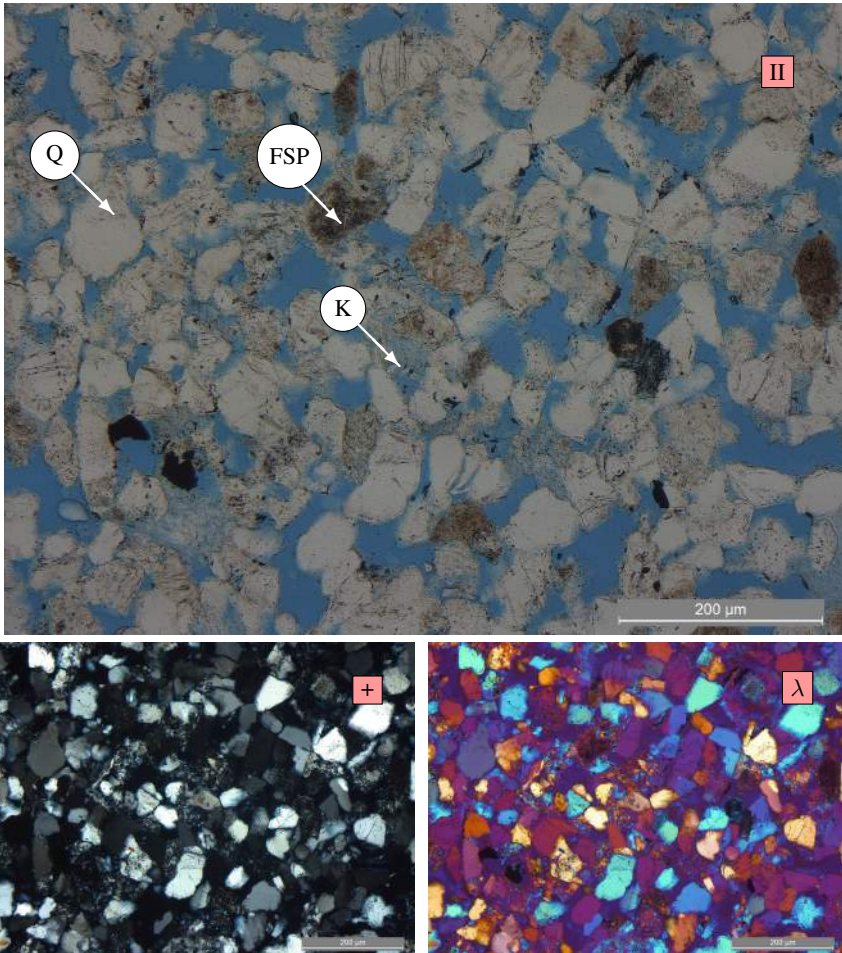


Abb. 4.2.: Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie: „Sandstein 1“



Q: Quarz
 FSP: Feldspat
 K: Kaolinit

Aufnahmen
 II: mit parallelem Licht
 +: mit gekreuzten Prismen
 λ : mit einem λ -Filter

Abb. 4.3.: „Sandstein 1“ Dünnschliffaufnahmen

Postaer Sandstein Der Postaer Sandstein besteht aus einem fest verbundenen Skelett aus Quarzkörnern, zwischen denen die Porenräume frei sind. Zwischen den Quarzkristallen (Q) kann vereinzelt Muskovit und Mikroklin gesehen werden. An manchen Stellen sind die Quarzverwachsungen (1) gut erkennbar. Die Farbe des Gesteins ist gelb bis braun und wird durch charakteristische dunkelbraune Eisenhydroxidkonkretionen (2) oder hellgraue kavernöse Einschlüsse (3) durchsetzt (s. Abb. B.7). Tonminerale sind nicht zu erkennen. Die Ergebnisse der Phasenanalyse zeigt die Abbildung B.1.

Kanfana Dieser Stein hat einen hohen Anteil an Stylolithen (4) und Onkoiden (5). Die stark vertretenen Stylolithen sind feinlineare und welligzackige Strukturen mit rötlicher, gelblicher oder grauer Farbe. Ihr Vorkommen ist aderförmig. In diesem Kalkstein sind Onkoide mit einer Hülle um einen Kern herum oft zu finden. Sie sind unregelmäßig, teils diskontinuierlich durch Mikroorganismen (6) angelagert. Sie haben meistens eine unregelmäßige Form mit Ausbuchtungen und sind nur selten kugelig. Ihre Größe reicht von einigen Millimetern bis hin zu mehreren Zentimetern. Zur besseren Sichtbarkeit wurde in Abbildung B.8 als Erstes die Aufnahme mit gekreuztem Prisma genommen. Die Ergebnisse der Phasenanalyse zeigt die Abbildung B.2.

Jura gelb Bei diesem Kalkstein (s. Abb. B.9) sind in der mikritischen Matrix einzelne große Kalzitkristalle (7) zu sehen. Es ist ein feinkörniger Kalkstein mit häufigem Vorkommen an Fossilien. Die typischen Fossilien (8) in dieser Steinsorte sind Algen, Kieselschwämme, Ammoniten und Belemniten. Es können vereinzelt auch Pyriteinschlüsse vorkommen. Es können oft sekundäre Verfüllungen (9) von ursprünglichen Rissen gesehen werden. Die Ergebnisse der Phasenanalyse zeigt auch dass es sich um einen kalitischen Kalkstein mit geringem Quarzanteil handelt (s. Abb. B.3).

Aurisina Chiara Die Ergebnisse der Phasenanalyse von „Kalkstein 3“ zeigt die Abbildung B.4. Es handelt sich um einen kalitischen Kalkstein mit meist geringem Anteil an Quarz. Die Textur dieses Kalksteins (s. Abb. B.10) ist organogen, klastisch und kristallin (10), manchmal mikritisch (11). Die frühere Zementation fehlt, dadurch ist die Kompaktion dieses Kalksteins gut. Die Kalzitkristalle sind meistens gut miteinander

verwachsen, die Poren sind in der Regel gleichmäßig verteilt, Kluftzonen sind sehr selten zu finden. Es sind Fragmente vorhanden, die im Durchmesser meistens größer sind, als 2 mm. Diese sind meistens Bioklasten von Rudisten (12), die sich in einer mikritischen Matrix befinden. Es wurden nur vereinzelt Reste von Stachelhäutern, Algen und Bryozoen (13) beobachtet. Der intergranulare Zement wird aus größeren sparitischen Kalzit-Kristallen gebildet, die intragranulare Matrix aus mikritischem Kalzit.

Kashmir White Der „Granit 1“ (s. Abb. B.11) besteht größtenteils (insgesamt 90 %) aus Feldspat (Plagioklas, Orthoklas) und Quarz. Er beinhaltet noch Granate (14), Glimmer und mafische Gemengteile (15) wie Pyrotin. Er ist ein aus überwiegend wasserfreien Silikaten entstandener felsischer Granulit und besteht aus etwa 60 % Feldspäten (Plagioklase wie Orthoklas und Mikroklin, bzw. Kalifeldspätne wie Albit) und 60 % Quarz. Weiterhin beinhaltet er die bis zu 5 mm großen Almandin-Granate, Glimmer und mafische Gemengteile. In den Schliften ist eine Orientierung nicht zu erkennen. Die Porosität ist sehr gering und kann mit den Feldspäten in Verbindung gebracht werden. Die Ergebnisse der Phasenanalyse zeigt die Abbildung B.5.

Bianco Sardo Die Hauptbestandteile der grobkristallinen „Granit 2“ (s. Abb. B.12) sind Quarz (Q) und Feldspat (FSP: Plagioklas und Orthoklas), die etwa 90 % der Masse ausmachen. Dazu kommen noch akzessorische Minerale, Granate und mafische Gemengteile (15), wie Glimmer (Phlogopit und Biotit). Eine Porosität, die durch blauen Harz verfüllt wäre, ist nicht zu erkennen. Die Ergebnisse der Phasenanalyse zeigt die Abbildung B.6.

4.1.3. Chemische Zusammensetzung

Die chemische Zusammensetzung wurde mit Hilfe der Röntgenfluoreszenzanalyse ermittelt (ZÖLDFÖLDI 2014). Die Ergebnisse stellt die Tabelle 4.1 dar. Teilproben wurden röntgenfein gemahlen, der Glühverlust wurde bei 1150 °C bestimmt. Aus dem Pulver wurden Schmelztabletten hergestellt, die mit dem Bruker Pioneer S4 Gerät untersucht worden sind.

Tabelle 4.1.: Chemische Zusammensetzung anhand glühverlustfreier Messung

Einheit		Steinsorte						
		S1	S2	K1	K2	K3	G1	G2
SiO ₂	[%]	91,91	95,12	0,51	0,37	0,23	75,33	78,02
TiO ₂	[%]	0,67	0,04	0,00	0,00	0,00	0,06	0,12
Al ₂ O ₃	[%]	6,81	3,48	0,32	0,21	0,08	14,66	12,49
Fe ₂ O ₃	[%]	0,21	0,22	0,09	0,18	0,03	0,56	1,13
MnO	[%o]	0	91	0	0	0	115	246
MgO	[%]	0,06	0,15	0,62	0,97	1,09	0,08	0,18
CaO	[%]	0,06	0,15	99,33	98,10	99,99	1,61	1,47
Na ₂ O	[%]	0,00	0,09	0,00	0,00	0,00	4,41	2,75
K ₂ O	[%]	0,47	2,01	0,01	0,02	0,00	4,72	5,38
P ₂ O ₅	[%o]	0	0	0	0	0	0	263
SO ₃	[%o]	194	0	575	0	905	0	0
SrO	[%o]	34	56	223	0	764	148	68
Summe	[%]	100,21	101,27	100,97	99,86	102,26	101,46	101,59

4.2. Physikalische Eigenschaften

In diesem Kapitel werden Dichte, Porosität, Wasseraufnahme und Ultraschallgeschwindigkeit, sowie deren Zusammenhang behandelt.

4.2.1. Dichte

Zunächst wurden Rein- und Rohdichte der Natursteine bestimmt. Die Ermittlung der Reindichte erfolgte durch Heliumpyknometrie an der MPA Universität Stuttgart⁵, während die Rohdichte jeweils nach Erreichen der Massenkonstanz (Trocknung, Gleichgewichtsfeuchte, bzw. freiwillige Sättigung) gemessen wurde.

Reindichte Für die Messung mit dem Heliumpyknometer wurden von jeder Steinsorte drei genügend kleine Bruchstücken (etwa 8 ml), sowie auch dreimal eine kleine Menge an fein gemahlenem Steinpulver verwendet. Die Messungen wurden in Anlehnung an DIN EN ISO 1183-3 mit

⁵Die Messungen wurden von Frau C. Luz durchgeführt, MPA Universität Stuttgart, Referat Denkmalschutz

einem AccuPyc 1330 von Micromeritics durchgeführt. Die untersuchten Proben wurden 24 Stunden bei 70 °C (die Sandsteine), bzw. bei 105 °C getrocknet und vor der Messung wieder auf 20 °C abgekühlt. Die Proben wurden auf 0,0001 g genau eingewogen, und es wurde jeweils eine Dreifachbestimmung durchgeführt.

Während der Messung an den Bruchstücken wurde das vordefinierte Volumen um das Bruchstück herum und zusätzlich die Porenräume des Bruchstückes mit Heliumgas gefüllt. Dadurch wurde das Steinmaterialvolumen zu dem vorher gemessenen Gewicht durch die Messung der Druckveränderung bestimmt. Es kann angenommen werden, dass das tatsächliche Volumen bei beiden Probenarten ohne jegliches Porenraumvolumen bestimmt wurde. Es muss natürlich beachtet werden, dass Poren, die so klein sind, dass das He-Gas nicht in diese eindringen kann, nicht in die Messung miteinbezogen werden. Es wird angenommen, dass Poren mit einem Durchmesser ab 0,1 nm (REEB 2006) berücksichtigt werden können. Die Messergebnisse fasst die Tabelle 4.2 zusammen. Die an Pulver gemessene Reindichte ist außer bei den Sandsteinen etwas höher, als die an den Bruchstücken ermittelten Werte.

Tabelle 4.2.: Reindichtewerte gemäß He-Pyknometrie

	Reindichte [g/cm ³]							
	Bruchstück				Pulver			
	Mittelw.	Mittelw.	Mittelw.	Mittelw.	Mittelw.	Mittelw.	Mittelw.	Mittelw.
S1	2,686	2,702	2,691	2,691	2,703	2,703	2,689	2,689
S2	2,674	2,692	2,690	2,685	2,657	2,658	2,652	2,656
K1	2,724	2,709	2,715	2,716	2,761	2,774	2,780	2,772
K2	2,712	2,712	2,698	2,707	2,780	2,780	2,785	2,782
K3	2,699	2,712	2,704	2,705	2,757	2,737	2,759	2,751
G1	2,628	2,643	2,602	2,624	2,667	2,669	2,650	2,662
G2	2,632	2,603	2,624	2,620	2,666	2,650	2,647	2,654

Bei „Sandstein 1“ ist jedoch der am Bruchstück ermittelte Wert höher. Da die Porenverteilung der Sandsteine als relativ homogen angenommen werden kann (s. Dünnschliffaufnahmen in Kap. 4.1.2), ergibt sich unabhängig vom Messstück (Pulver oder Bruchstück) etwa das gleiche Ergebnis. Die Kalksteine, der Granulit und der Granit haben jeweils inhomogenere Porenverteilungen. In einigen der Dünnschliffe konnte man mehrere kla-

re Poren erkennen, während an anderen Stücken keine Poren „geschnitten“ wurden. Zusätzlich zur natürlichen Inhomogenität des Steines führt dieser Unterschied bei unter gleichen Bedingungen durchgeführten Messungen dazu, dass sich die ermittelten Reindichtewerte von der gleichen Steinsorte unterscheiden. Im Weiteren wurden die ermittelten Reindichtemittelwerte für die Bestimmung der Gesamtporosität verwendet, wobei die an Bruchstücken gemessenen Werte als „Gesamtporosität 1“ und die an Pulver gemessenen Werte als „Gesamtporosität 2“ bezeichnet werden (s. Kap. 4.2.2).

Rohdichte Die Bestimmung der Rohdichte erfolgte in Anlehnung an die DIN EN 1936. Die Rohdichte wurde nicht nur - wie sonst üblich - an den getrockneten Probekörpern ermittelt, sondern auch an Probekörpern nach Wasserlagerung und nach Lagerung im Klimaraum. Dadurch war es möglich, nicht nur die Trockenrohddichte zu erhalten, sondern zu jedem lagerungsartabhängig erzielten Feuchtegehalt einen typischen Rohdichterwert zu ermitteln.

Die genauen Abmessungen der Probekörper wurden vor der jeweiligen Messung mit einer digitalen Schieblehre auf 0,01 mm genau bestimmt, um daraus das Volumen errechnen zu können. Nach Erreichen der Massenkonzanz wurde das Gewicht auf Zehntel, bzw. bei kleineren Probekörpern (weniger als 100 g) auf Hundertstel Gramm genau bestimmt. Die Rohdichte wurde aus den gemessenen Werten gemäß Gleichung 4.1 errechnet.

$$\rho_b = \frac{m}{V} \quad (4.1)$$

Die Mittelwerte mit Standardabweichung (s. Kap. A.5) abhängig von Feuchtegehalt und Steinsorte stellt das Diagramm 4.4 dar. Sie wurden pro Steinsorte und Lagerungsart unabhängig von der Probekörpergeometrie aus 65 bis 115 Werten errechnet. Die Mittelwerte liegen im für Natursteinen üblichen Bereich (s. Kap. 2.1). Die Variationskoeffizienten liegen unabhängig von Steinsorte und Lagerungsart unter 2 %. Die Rohdichte nimmt erwartungsgemäß mit zunehmendem Feuchtegehalt zu. Eine Ausnahme zeigt der „Kalkstein 2“ bei mittlerem Feuchtegehalt, da dieser Mittelwert kleiner ist, als nach Trockenlagerung. Der Unterschied liegt aber deutlich unterhalb der Standardabweichung, und ergibt sich somit aus der normalen Streuung der Materialkennwerte der Natursteine.

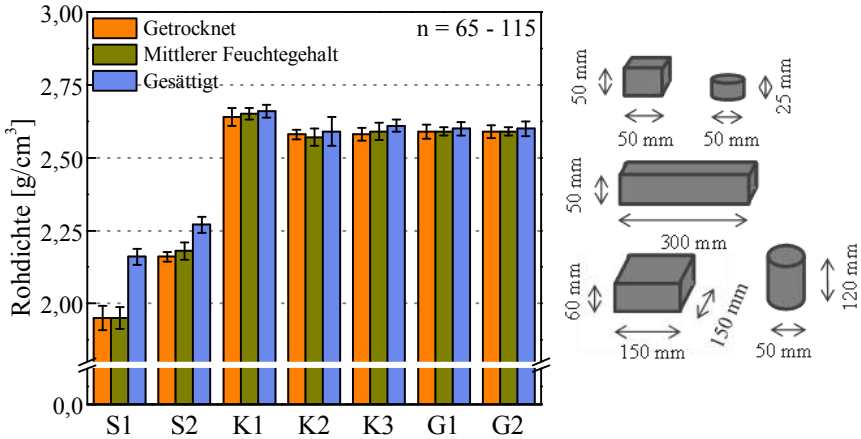


Abb. 4.4.: Rohdichte (ρ_b) abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt

4.2.2. Porosität

Die Porensystemcharakteristika haben Einfluss unter anderem auf die Festigkeitskennwerte und auf die Ultraschallgeschwindigkeit und beeinflussen zusätzlich zum Umgebungsklima auch den Feuchtegehalt des Probekörpers. Es spielt nicht nur die Höhe der Porosität eine Rolle, sondern auch sämtliche Eigenschaften des Porensystems, wie Porengrößenverteilung, Verbindung zwischen den einzelnen Poren und der Porenform (s. Kap. 2.1.2.2). Ziel der Untersuchungen zur Porosität war es, neben der Bestimmung der Porosität auch weitere Informationen über die Porensysteme der Steinsorten zu erhalten. Einen Überblick über die durchgeführten Versuche und der jeweils dadurch untersuchten Eigenschaften gibt die Abbildung 4.5.

Offene Porosität Die offene Porosität wurde aus der Differenz zwischen Reindichte und Rohdichte ermittelt. Das Porenvolumen kann, wie in Gleichung 4.2 aufgeschrieben, ermittelt werden. Das bei gibt $\frac{m}{\rho_b}$ das Volumen des Probekörpers mit Porenvolumen und $\frac{m}{\rho_r}$ das Volumen der Probe ohne Porenvolumen an.

$$V_{\text{Poren}} = \frac{m}{\rho_b} - \frac{m}{\rho_r} \quad (4.2)$$

Die Gesamtporosität (in Volumenprozent) ist der Anteil des Porenvolumens am Gesamtvolumen und kann entsprechend der Gleichung 4.3 er-

rechnet werden.

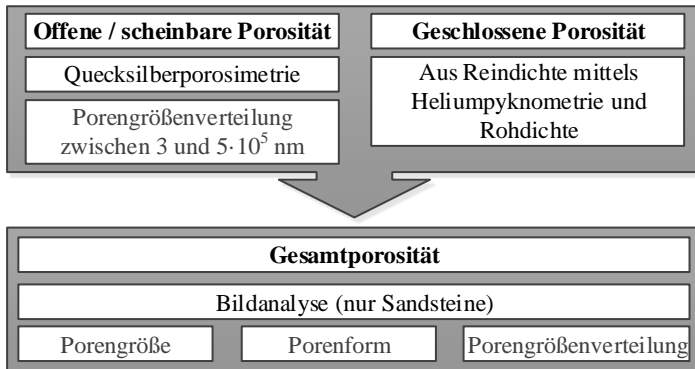


Abb. 4.5.: Überblick der Untersuchungen zur Porosität

$$p_G = \frac{V_{\text{Poren}}}{V_{\text{Poren}} + \frac{m}{\rho_r}} = \frac{V_{\text{Poren}}}{\frac{m}{\rho_b}} = 1 - \frac{\rho_b}{\rho_r} \quad (4.3)$$

Die Trockenrohddichte wurde als Mittelwert aus 65 bis 115 Werten pro Steinsorte ermittelt und die Reindichte wurde mittels Heliumpyknometrie gemessen (s. Kap. 4.2.1). Die Heliumpyknometrie erfolgte an Bruchstücken und an Pulver. Das Ergebnis der Messung kann als wahre Reindichte ohne Porenvolumen angenommen werden und bei der Verwendung erhält man die Gesamtporosität (p_G). Die auf diese Weise ermittelten Werte wurden als Referenzwerte bei der Bildanalyse verwendet.

Quecksilberporosimetrie Ein großen Teil der offenen Porosität kann mit Quecksilberdruckporosimetrie erfasst werden. Dies hat den Vorteil, dass die Messergebnisse abhängig von der Komplexität des Porensystems auch Informationen über die Porengrößenverteilung liefern (s. Kap 2.1.2.2). Die Proben wurden im Ofen bei 105 °C bis zur Massenkonstanz getrocknet⁶. Die Messungen wurden mit den Geräten „Pascal 140 Series“ und „Pascal 440 Series“ von der Firma Porotec nach DIN 66133 durchgeführt. Bei der Auswertung wurde eine Oberflächenspannung von 0,485 N/m², mit einem Kontaktwinkel von 141,3° berücksichtigt. Der aufgebrauchte

⁶Interne Prüfbericht: ULLMANN u. a. (2014)

Druck betrug zwischen 0 und 200 N/mm^2 mit dem 440er und $0,4 \text{ N/mm}^2$ mit dem 140er Gerät. Die Poren konnten zwischen etwa 10 und $100\,000 \text{ nm}$ erfasst werden.

Wegen einem Ausfall der Maschine wurde bei „Granit 1“ nur ein Druck von bis zu 100 N/mm^2 aufgebaut. Der größte Teil der Poren konnte in diesem Bereich jedoch erfasst werden.

Bildanalyse Die Anwendung der Bildanalyse wurde im Rahmen einer Bachelorarbeit⁷ mit zwei Hauptzielen untersucht. Eines der Ziele war es, zu überprüfen, ob diese Methode geeignet ist, die Gesamtporosität zuverlässig zu bestimmen. Unter anderem im Bereich Denkmalschutz ist es sehr verbreitet, dass Dünnschliffe zwar zur Verfügung stehen, aber keine weiteren oder größeren Proben für zerstörende Prüfungen. Die Gesamtporosität wird an Dünnschliffen oft mit Porenzählen nach DIN EN 480-11 bestimmt, die Durchführung der Bildanalyse hat sich als schnellere Methode bewährt. Im Rahmen der Bachelorarbeit wurden die zwei Sandsteinsorten untersucht und geprüft. Nach Abschluss der Arbeit wurde die Anwendbarkeit an den Kalksteinen und Graniten getestet. Es hat sich gezeigt, dass diese zu geringe Mengen an Poren aufweisen und diese auch einen zu kleinem Durchmesser haben, wie es in Abbildung 4.6 zu sehen ist. Diese Poren fielen mit der hier verwendeten Ausrüstung somit außerhalb des Messbereiches. Es wird aber angenommen, dass die Anwendung mit maschineller Unterstützung und höherer Auflösungen ermöglicht werden könnte.

Die zur Auswertung verwendeten Aufnahmen wurden mit einem Orthoplan-Pol-Polarisationsmikroskop der Firma Lecia (ausgerüstet mit einer HD-Kamera) und mit einem Nikon Super Coolscan ED Scanner erstellt. Die Erstellung der Bilder mit dem Diascanner wurde jeweils in einem Schnitt über den gesamten Dünnschliff gemacht. Die Erfahrung und weitere Tests dieser Methode haben gezeigt, dass einseitig verglaste Dünnschliffe besser geeignet sind, da mit diesen bei gleicher Auflösung eine deutlich höhere Bildqualität erreicht werden kann. Die Mikroskopaufnahmen wurden nicht in einem Schritt erstellt. Mit einer vorher geplanten Bewegung des Tisches

⁷Bilder und verwendete Daten entstanden während der Bachelorarbeit VITA (2012)

(auf dem der Dünnschliff lag) wurden 32 Aufnahmen pro Dünnschliff mit jeweils 40 % Flächenüberdeckung erstellt.

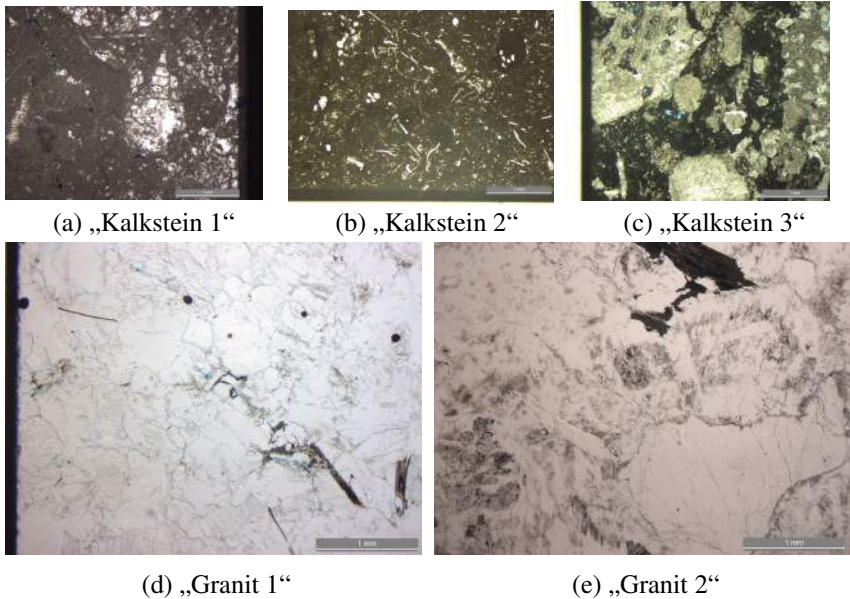


Abb. 4.6.: Mit dem Mikroskop erstellte Teilaufnahmen über die Kalkstein- und Granitdünnschliffe

Die Abbildung 4.7 stellt so ein Bild von „Sandstein 2“ dar.

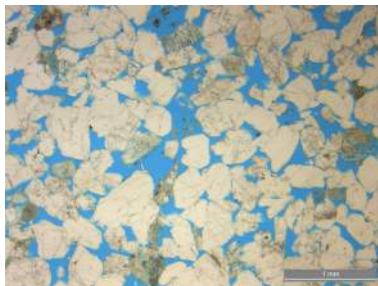


Abb. 4.7.: Mit dem Mikroskop erstellte Teilaufnahme von „Sandstein 2“⁷

Anschließend wurden diese Teilaufnahmen mit einem Bildbearbeitungsprogramm durch Markierung gleicher Punkte zusammengesetzt. Da die Er-

stellung der Teilaufnahmen händisch durchgeführt wurde, wurden wegen des sehr hohen Zeitaufwandes jeweils 20 % der Dünnschliffoberfläche abgebildet. Um prüfen zu können, ob die gescannten Aufnahmen die gleiche Güte für die Auswertung aufweisen, wurde für diese exakt der mit dem Mikroskop aufgenommene Bereich ausgeschnitten. Dadurch standen für die beiden Sandsteinsorten jeweils 30 Bilder⁸ zur Verfügung.

Die Auswertung wurde mit der Software LAS Image Analysis (LAS) durchgeführt. Die Auswertung basiert auf der farblichen Erkennbarkeit der Poren durch das blaue Epoxidharz. Es wurden vor der Bachelorarbeit mehrere Programme getestet. LAS wurde wegen drei Hauptaspekten ausgewählt. Es hat eine benutzerfreundliche Oberfläche und kann die durch den Maßstab definierten Abmessungen übernehmen und dadurch die ermittelten Informationen in SI-Einheiten statt in Pixel ausgeben. Als größter Vorteil wurde die Möglichkeit der Serienauswertung angesehen. Die erwünschten Einstellungen können getroffen werden und es kann angegeben werden, bei welchem Schritt der Auswertung, die Software bei jedem Bild anhalten soll. Dadurch werden weitere Korrekturen die bei einigen Bilder notwendig sein können, ermöglicht. Diese Vorgehensweise beschleunigt die Auswertung enorm. Durch die Serienauswertung kann die Verwendung gleicher Einstellungen sichergestellt werden, wodurch die Vergleichbarkeit der Ergebnisse sich verbessert.

Als Referenzwert für die Gesamtporosität wurden die durch die Differenz der Reindichte und Rohdichte ermittelten Werte genommen. Pro Steinsorte wurde eine Aufnahme zum Kalibrieren der Auswertung ausgewählt. Anhand dieser Aufnahme wurden die Einstellungen (Wahl des Schwellenwertes und der Bildvorverarbeitung) ausgesucht, und mit den so festgelegten Werten wurden die weiteren Aufnahmen der Steinsorte ausgewertet. Mit den verwendeten Geräten wurde es ermöglicht, die Poren ab einem Mindestdurchmesser von 16 μm zu berücksichtigen.

Darstellung der Ergebnisse Die Abbildung 4.8 stellt die ermittelte offene Porosität und Gesamtporosität pro Steinsorte dar. Es ist gut erkennbar, dass die offene Porosität bei den Sandsteinsorten höher ausfällt als

⁸ 10 Bilder mit dem Mikroskop aufgenommen, 10 Ausschnitte aus den gescannten Bildern und 10 vollständige Scanbilder der Dünnschliffe

die ermittelte Gesamtporosität. Der Unterschied ergibt sich daraus, dass die Messungen an verschiedenen Proben durchgeführt wurden. Es zeigt die Streuung der Materialeigenschaften auch innerhalb einer Charge. Granulit und Granit besitzen jeweils eine niedrige offene Porosität von etwa 20 % der Gesamtporosität. Bei den Kalksteinen beträgt dieser Wert 70 bis 80 %. Die auf zweierlei Weise bestimmten Porositätswerte stimmen teilweise gut überein. Dies zeigt, dass mit dem Messbereich der Quecksilberporosimetrie ein hoher Anteil der vorhandenen Porengrößen bei den Steinen abgedeckt werden konnte. Je größer die Inhomogenität der Porensysteme ist, desto größer der Unterschied in den ermittelten Gesamtporositäten (an Bruchstücken und Pulver) durch He-Pyknometrie.

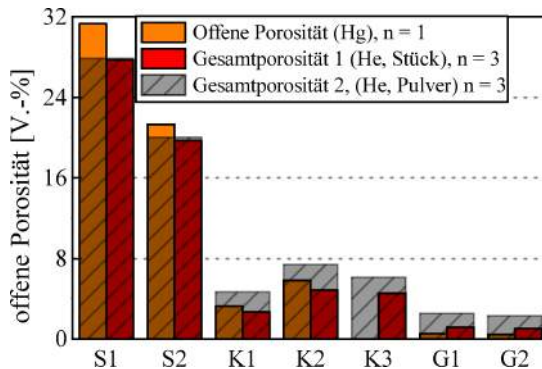


Abb. 4.8.: Ermittelte Gesamtporosität und offene Porosität abhängig von der Steinsorte

Die Abbildung 4.9 stellt das kumulative Porenvolumen anhand der Quecksilberporosimetrieergebnisse dar. Die Ergebnisse spiegeln die durch He-Pyknometrie ermittelten Gesamtporositätsverhältnisse wieder. Die Sandsteine besitzen die höchste Porosität, wobei „Sandstein 1“ eine merkbar höhere Porosität aufweist als „Sandstein 2“. Die Kalksteine haben etwa gleich hohe offenen Porositäten und den niedrigsten, nahezu gleichen Wert weisen Granit und Granulit auf.

Die Abbildung 4.10 stellt die Volumenverteilung über dem Porenradius der Steinsorten dar, ermittelt durch die Quecksilberporosimetrie. Zu den kapillaraktiven Poren gehören etwa die Porenweiten zwischen 10 und 10^5 nm,

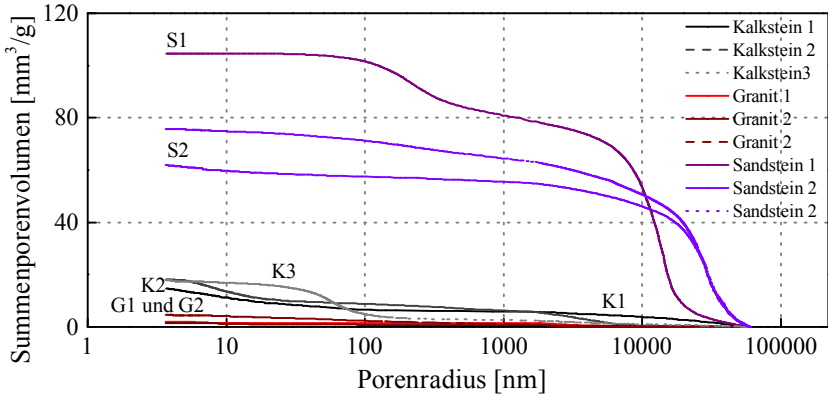


Abb. 4.9.: Kumulatives Eindringvolumen abhängig von der Steinsorte (Hg- Porosimetrie)

während die Poren beim Sorptionsverhalten unter etwa 10 nm eine wichtige Rolle spielen (s. Tab. 2.1). Es ist gut sichtbar, dass die Granite und Kalksteine geringe Porenanteile im Bereich der kapillaraktiven Poren aufweisen. Deswegen kann es angenommen werden, dass diese jeweils niedrige kapillare Wasseraufnahmekoeffizienten haben. Zwischen Granulit und Granit ist ein geringfügiger Unterschied im Bereich um 10 nm zu sehen, was darauf hindeutet, dass das Sorptionsverhalten von „Granit 1“ etwas ausgeprägter ist. Zwar ist der Anteil der Poren um 10 nm noch immer gering, aber deutlich höher, als bei Granit und Granulit. Der Anteil der kapillaraktiven Porenweiten ist auch höher, daher kann angenommen werden, dass die Kalksteine zwar deutlich geringere kapillare Wasseraufnahmekoeffizienten haben, als die Sandsteine, aber etwas höhere als die Granite. Im nächsten Kapitel (Feuchtetransport) werden diese Ergebnisse mit den ermittelten Wasseraufnahmekoeffizienten und Sorptionsisothermen verglichen.

Die Bildanalyse wurde an den beiden Sandsteinen im Rahmen einer Bachelorarbeit⁷ durchgeführt. Die ermittelten Gesamtporositätswerte können der Tabelle 4.3 entnommen werden. Die Mittelwerte sind aus den Ergebnissen der jeweils 10 ausgewerteten Bilder errechnet worden. Der Unterschied der Ergebnisse ist unabhängig von der Erstellung der Bilder (Mi-

kroskop mit HD Kamera oder Diascanner).

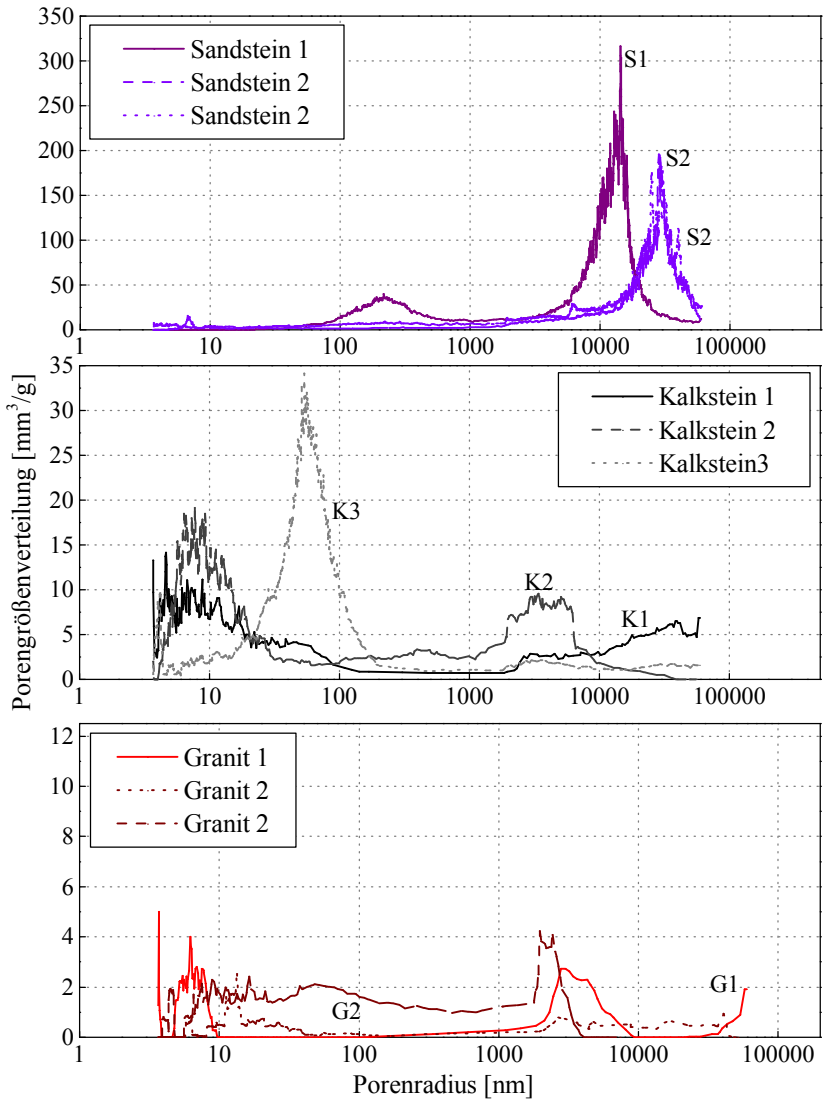


Abb. 4.10.: Volumenverteilung über Porenradius (Hg-Posimetrie)

Die Unterschiede sind bei beiden Sandsteinsorten kleiner oder gleich der jeweils zugehörigen Standardabweichungen. Dies zeigt, dass die erläuterten

te Vorgehensweise eine reproduzierbare Ermittlung der Gesamtporosität ermöglicht.

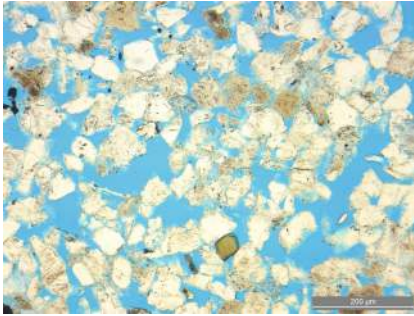
Tabelle 4.3.: Mittels Bildanalyse ermittelte Gesamtporosität (p_G) mit Standardabweichung (s) und Variationskoeffizient (v) abhängig von der Erstellung der Aufnahmen ⁷

Aufnahme		Sandstein 1			Sandstein 2		
		Mittelwert [%]	s [%]	v [-]	Mittelwert [%]	s [%]	v [-]
Teil	Mikroskop	29,97	1,75	0,06	20,13	0,66	0,03
	Scan	29,74	1,78	0,06	19,89	0,89	0,05
Gesamt	Scan	29,63	1,59	0,05	19,58	0,93	0,05

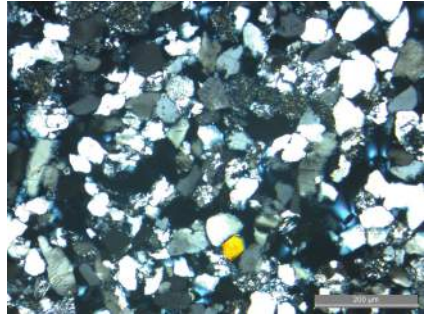
Für die hier untersuchten Dünnschliffe können die Scanbilder als gleichwertig mit den Mikroskopaufnahmen betrachtet werden. Dies kann die Anwendung des Verfahrens deutlich beschleunigen und die Untersuchung der gesamten Dünnschliffoberfläche erlauben. Bei der Wahl der Einstellungen zur Auswertung müssen aber mehrere Aspekte beachtet werden. Beispiele zeigt die Abbildung 4.11.

Der wichtigste Punkt ist, zu klären, welcher Teil des blauen Bereiches (Epoxidharz) tatsächlich zum Porenraum gehört. Die Dünnschliffebene und die „geschnittenen“ Poren schließen oft einen Winkel ein. Dies führt dazu, dass sich die gesamte Dünnschliffstärke teils aus Epoxidharz und teils aus dem Steinmaterial ergibt. Das Verhältnis der beiden Komponenten beeinflusst die sichtbare Farbe. Es muss bei der Kalibrierung untersucht und entschieden werden, bis zu welchem Verhältnis (welche Farbtiefe) es als Porenraum betrachtet werden soll. Für diese Entscheidung sollte bei der Anwendung der Bildanalyse immer ein Richtwert oder Referenzwert der Gesamtporosität zur Verfügung stehen, um die Genauigkeit der Ergebnisse gewährleisten zu können. Ein weiterer Punkt ergibt sich aus den Fehlern des Epoxidharzes, wie Luftblasen in der Mitte des Porenraums. Diese sind weiß oder hellgrau, und werden somit nicht als Porenraum erkannt. Diese Fehler können per Hand markiert werden, betragen aber bei einer Gesamtporosität von 30 % etwa 0,06 %. Daher kann die Berücksichtigung solcher Fehler bei hohen Gesamtporositäten vernachlässigt werden.

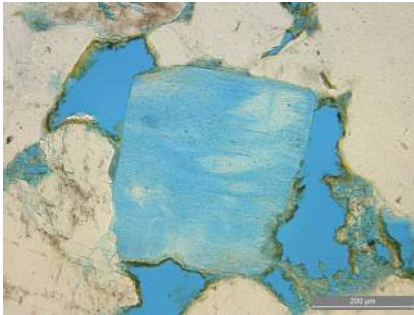
Am Rand einer Aufnahme sind grundsätzlich Poren zu finden, bei denen ein Teil außerhalb des Bildbereiches fällt.



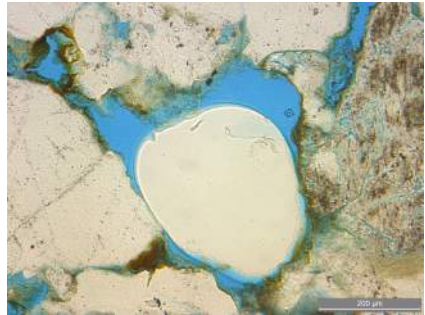
(a) „Sandstein 1“



(b) „Sandstein 1“, gekreuzte Prisma



(c) „Sandstein 2“, Epoxidharz über Steinmaterial



(d) „Sandstein 2“ Luftblase in Epoxidharz

Abb. 4.11.: Mikroskopteilaufnahmen der beiden Sandsteine⁷

Das Mitzählen oder Vernachlässigen dieser Poren führte bei 30 % Gesamtporosität bei den hier untersuchten Steinsorten zu einem Unterschied von etwa 1 %. Mit der Bildanalyse wurde es möglich, zusätzliche Informationen über die Porensysteme zu erhalten. Die Abbildung 4.12 zeigt ein Beispiel hierfür. Sie stellt die einem bestimmten Durchmesser zugehörige Porenanzahl für die beiden Teilaufnahmen (Mikroskop und Diascanner) dar.

Der Vergleich mit den Ergebnissen des Gesamtbildes kann Anhang B.1 entnommen werden. Für die Darstellung wurden die Poren in 28 Klassen, gemäß ihrem Durchmesser nach DIN EN 480-11 eingeteilt. Ab der

Klasse mit einem mittleren Durchmesser von $27,5 \mu\text{m}$ stimmen die Porenzahlen nahezu perfekt überein. Da die mit dem Mikroskop erstellten Aufnahmen eine höhere Auflösung besitzen, kann davon ausgegangen werden, dass diese Werte die „Richtigen“ sind. An den mit dem Diascanner erstellten Bildern kann daher die Gesamtporosität realitätsnah ermittelt werden, ist aber für die Untersuchung weiterer Porencharakteristika erst ab einem Grenzwert von $27 \mu\text{m}$ geeignet. Der Unterschied in den unteren Bereichen liegt daran, dass die kleineren Poren und Pixelfehler nicht mehr zuverlässig unterschieden werden konnten. Diese Grenze kann mit einem Gerät mit höherer Auflösung und mit einseitig verglasten Dünnschliffen weiter nach unten verschoben werden.

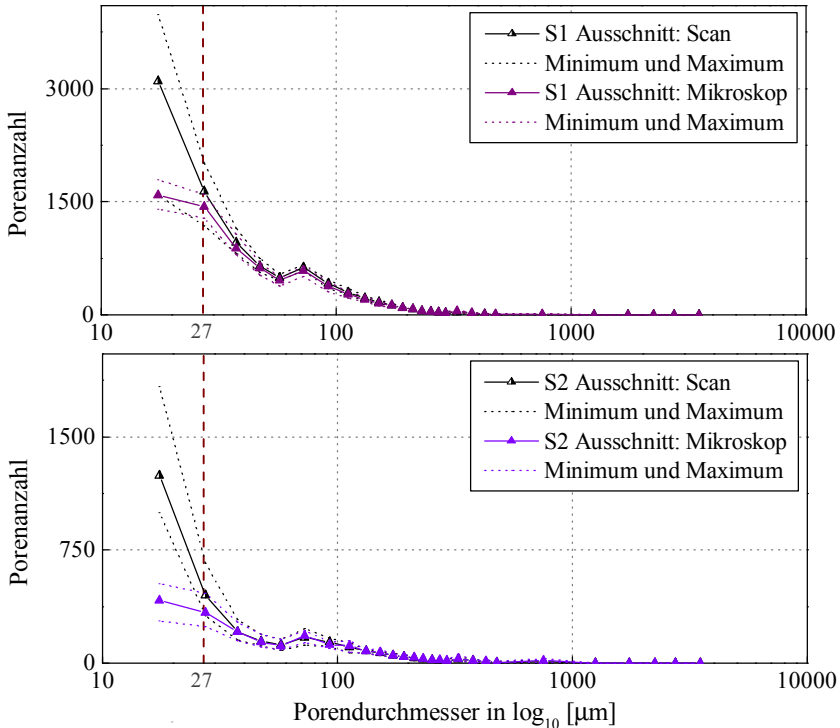


Abb. 4.12.: Porenanzahl der Sandsteine in Abhängigkeit des Bilderstellungsverfahrens⁷

Ein Vergleich des Verlaufes mit den Ergebnissen der Quecksilberporosimetrie ist problematisch. Die Bildanalyse liefert die Porenverteilung in ei-

ner Ebene der Steinsorte, zweidimensional. Es sind Porenradialen und Flächen zu enthalten. Durch die Hg- porosimetrie wird das Porenvolumen gefüllt und anhand der zylindrischen Porenformannahme errechnet. Es zeigen sich die Grenzen der Bildanalyse mit der hier verwendeten Messapparatur. Der Messbereich ist kleiner ausgefallen, als es bei der Quecksilberporosimetrie der Fall war. Um einen Vergleich zu ermöglichen, sollte der Messbereich durch eine neue Apparatur erhöht werden. Zusätzlich wäre es eine Option, von einem Probekörper mehrere Dünnschliffe in x- y- und z- Richtung herzustellen, wodurch das Porenvolumen vermutlich abgeschätzt werden könnte.

4.2.3. Feuchtetransport

Es ist bekannt, dass der Feuchtegehalt des Probekörpers einen Einfluss auf die ermittelten Festigkeitskennwerte hat (s. Kap. 2.1.2.2). Der Feuchtegehalt wird durch die Luftfeuchte der Umgebung und das Porensystem, besonders durch Porengröße und Porosität (KURS 1995) beeinflusst. Es wurden Untersuchungen zu den hygrischen Feuchtespeichereigenschaften und zur kapillaren Wasseraufnahme durchgeführt. Die Charakterisierung des hygrischen Feuchtehaushaltes erfolgte durch die Bestimmung der Sorptions- und Desorptionsisothermen. Zusätzlich wurde die Einstellung der Gleichgewichtsfeuchte bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte beobachtet. Die Wasseraufnahme wurde durch die Untersuchung der kapillaren Wasseraufnahme, der freien Wassersättigung und weiterer Sättigung unter Vakuum untersucht. Die Abbildung 4.13 stellt die verwendeten Methoden zur Untersuchung der Wasseraufnahme dar. Die Zuordnung erfolgt abhängig vom benutzten Verhältnis zwischen Wasseroberfläche und Oberkante des Probekörpers.

Hygrische Feuchte Die Messung der Sorptionsisothermen erfolgte durch eine Messung der dynamische Wasserdampf-Sorption (DVS) (ULLMANN u. a. 2014). Die Proben wurden vor der Messung 2 Wochen lang im Exikator bei einem Umgebungsklima von 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte gelagert. Die verwendete Probenmasse betrug jeweils 70 bis 100 mg. Die Wahl der Umgebungsfeuchten erfolgte nach DIN EN ISO 12571. Die zweite Untersuchung zur hygrischen Feuchte wurde im Rahmen der Versuche zur Wasseraufnahme durchgeführt und wird entsprechend im nächsten

Abschnitt diskutiert.

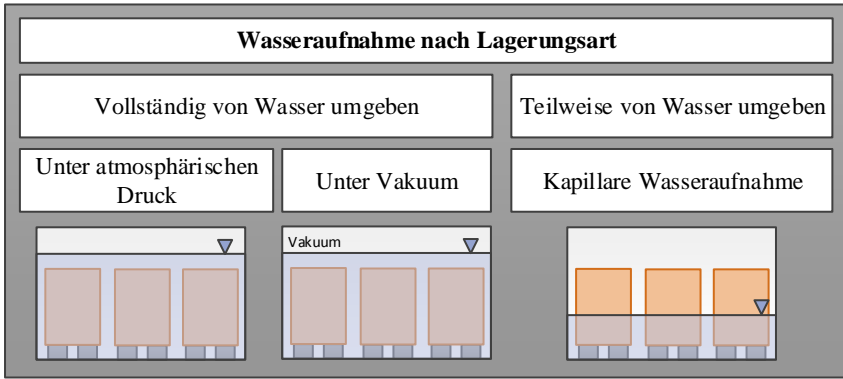


Abb. 4.13.: Einteilung der Untersuchungsmethoden zur Wasseraufnahme

Wasseraufnahme Der größte Teil folgender Versuche zur Wasseraufnahme wurde im Rahmen einer Masterarbeit⁹ durchgeführt. Die Versuchsplanung wurde durch zwei Aspekte beeinflusst. Der erste Aspekt war, die Analyse des Einflusses des Feuchtegehaltes auf die Ultraschallgeschwindigkeit (s. Kap. 4.2.4 und 2.1.2.2). Der Zweite war die Untersuchung des hygrischen und kapillaren Wasseraufnahmeprozesses.

Die Versuche können nach ihrer Art in zwei Gruppen aufgeteilt werden. Die Messungen, bei denen jeweils eine mehrwöchige Lagerung bis zum Erreichen der Gleichgewichtsfeuchte vorausgesetzt wurde, gehören in die erste Gruppe. Die Messungen der zweiten Gruppe sind die, bei denen Änderungen und deren Einfluss innerhalb von wenigen Stunden bis wenigen Tagen untersucht worden sind. Die Abbildung 4.14 stellt einen Überblick der Messungen dar.

Wasseraufnahmeversuche der Gruppe (I) Für diese Versuchsreihe wurden von jeder Steinsorte 3 bis 6 Probekörper verwendet (jeweils „Z3a“). Die Lagerung begann im Ofen mit Trocknung bei 70 °C bis zur Massenkonstanz. Die Masse der Probekörper wurde direkt vor Einlagerung gemessen.

⁹VITA 2014.


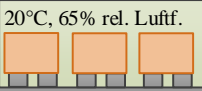
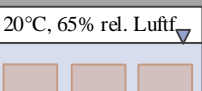

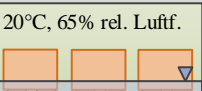
D.		Lagerungen	Messungen
		Gruppe (I)	
bis 9 Wochen		Trockenlagerung	Gewicht und Ultraschallgeschwindigkeit
	Bis zur Massenkonstanz ($\Delta m \leq 0,1 \text{ m\%}$)		Am Ende
6 Monate		Klimaraum	Gewicht und Ultraschallgeschwindigkeit
	Bis nach Massenkonstanz ($\Delta m \leq 0,1 \text{ m\%}$)		Monatlich Am Ende
6 Monate		Wasserlagerung	Gewicht und Ultraschallgeschwindigkeit
	Bis nach Massenkonstanz ($\Delta m \leq 0,1 \text{ m\%}$)		Wöchentlich bis monatlich Am Ende
Gruppe (II)			
6 bis 12 Stunden		Unter Vakuum	Gewicht und Ultraschallgeschwindigkeit
	Bis nach Massenkonstanz ($\Delta m \leq 0,1 \text{ m\%}$)		Am Ende
Bis 9 W.	Trockenlagerung: Neue Probekörper		Gewicht und Ultraschallgeschwindigkeit:
	Bis zur Massenkonstanz ($\Delta m \leq 0,1 \text{ m\%}$)		Am Ende
21 Stunden bis 7 Tage		Klimaraum	
		Kapillare Wasseraufnahme	
	Gewicht: Vorgegebene Zeitabstände		Gewicht: Am Ende
	Ultraschallgeschwindigkeit: Am Ende Mit Geotron-Gerät		Ultraschallgeschwindigkeit: Durchgehend Mit FreShCon-System
Wasser an der Oberkante sichtbar oder Versuchsdauer wurde überschritten			

Abb. 4.14.: Verlauf der Untersuchungen zur Wasseraufnahme

Für die Bestätigung der Massenkonzanz wurde die Masse nach 6 Wochen Lagerungszeit regelmäßig überprüft. Nachdem die Differenz zwei nacheinander gemessener Massenwerte 0,1 m% nicht mehr überschritt, wurde der Probekörper als trocken angesehen. Die Genauigkeit der Wiegung betrug 0,00 g. Nachdem alle 37 Probekörper diesen Zustand erreicht haben, wurden sie für die Bestimmung des Trockengewichtes in einem Exsikkator auf 20 °C abgekühlt. Nach Abkühlen wurden neben der Masse auch die Abmessungen mit 0,00 mm Genauigkeit mit einer Schieblehre gemessen und die Ultraschallgeschwindigkeitsmessungen durchgeführt. Die Lagerungszeit betrug etwa 6 bis 9 Wochen.

In der nächsten Phase wurden die gleichen Probekörper direkt nach den Ultraschallgeschwindigkeitsmessungen im Klimaraum bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte eingelagert. Dank vorheriger Erfahrungen konnte die Lagerungszeit von 6 Monaten so festgelegt werden, sodass sich die Massenkonzanz (Gleichgewichtsfeuchte) bis Ende dieser Zeit bei jedem Probekörper einstellen konnte. Die Gewichts- und Ultraschallgeschwindigkeitsmessungen wurden in dieser Phase monatlich durchgeführt. Die hier ermittelten Werte werden im weiteren als „Werte bei mittlerem Feuchtegehalt“ bezeichnet.

In der dritte Stufe wurden die Probekörper in Wasser eingelagert, das Raumklima entsprach dem vom Klimaraum. Die Sättigung erfolgte in Anlehnung an DIN EN 13755, aber ohne eine nochmalige Trocknung der Probekörper. Um den Einfluss der Anfangslagerung auf die endgültige Wasseraufnahme überprüfen zu können, wurde etwa die Hälfte der Proben sofort unter Wasser gelegt. Die andere Hälfte der Proben wurde erst ins Wasser getaucht (Wassertiefe: 50 mm) und nach 24 Stunden vollständig ins Wasser gelegt. Im ersten Fall könnte das eindringende Wasser Luft im Porenraum einschließen, die entweder nicht mehr oder nur nach sehr langer Zeit entweichen kann. Bei den weiteren Messungen hat dieser Unterschied in der Vorgehensweise keinen Einfluss gezeigt. In den ersten 2 Wochen dieser Phase hat sich gezeigt, dass die wöchentlichen Messungen nicht ausreichend sind und die von DIN EN 13755 empfohlene tägliche Messung geeigneter gewesen wäre. Der größte Teil der gesamten Massenänderung trat innerhalb einer Woche bei jeder hier untersuchten Steinsorte ein. Die Messungen am FreshCon-System von der Gruppe (II) wurde zu-

sätzlich an anderen Probekörpern durchgeführt, um genau diesen Zeitfenster auch abdecken zu können. Der Fokus dieser Versuche lag aber darauf, den Einfluss der Wasseraufnahme auf die Ultraschallgeschwindigkeitsänderung zu untersuchen. Deswegen erfolgte bei diesem Versuch zwar die Ultraschallgeschwindigkeitsmessung durchgehend, aber die Masse wurde nur am Anfang und am Ende bestimmt. Dieser Versuch wird im weiteren im Kapitel 4.2.4 ausführlicher behandelt.

Bei langer Wasserlagerung werden bei Natursteinen in der Regel einige Verbindungen ausgelöst, wodurch sich auch die ermittelte Masse ändern kann. Um diesen Einfluss so gering wie möglich zu halten, wurde während der gesamten Wasserlagerung das gleiche Wasser verwendet. Es musste nach einigen Wochen gesättigt sein und konnte keine weiteren Stoffe aus den Proben auslösen. Um die möglicherweise ausgelösten Stoffe identifizieren zu können wäre eine chemische Analyse des Wassers notwendig gewesen. Da die Lagerung der Probekörper unabhängig von der Steinsorte in dem gleichen Wasserbad erfolgte, hätte eine Analyse eine sichere Zuordnung trotzdem nicht ermöglicht und wurde deswegen nicht durchgeführt.

Wasseraufnahmeversuche der Gruppe (II) Die Messungen von Gruppe (I) wurden mit einer Untersuchung von Gruppe (II) an den gleichen Probekörpern abgeschlossen. Es wurde untersucht, ob die mit Wasserlagerung unter atmosphärischem Druck gesättigten Probekörper unter Vakuum weiter Wasser aufnehmen können. Dies entspricht nicht der üblichen Vorgehensweise, bei der getrocknete Probekörper unter Vakuum gesättigt werden. Bei der hier verwendeten Vorgehensweise muss beachtet werden, dass auf diese Weise nur ein Teil des noch mit Luft gefüllten Porenraumvolumens weiter mit Wasser gesättigt werden kann. Der Grund dafür, den Versuch so durchzuführen, war dass zur Masseänderung parallel auch die Ultraschallgeschwindigkeitsänderung gemessen wurde. Mit der „Weiter-sättigung“ der verwendeten Probekörper war es möglich, genau zu untersuchen, ob eine weitere Sättigung auch zu Ultraschallgeschwindigkeitänderungen führt, was bei nochmaligem Trocknen und Sättigen mit Vakuum nicht so genau möglich gewesen wäre. Die hierfür verwendete Gerätschaft bestehend aus einer Vakuumpumpe und einem dicht geschlossenen Vakuumexikator stellt die Abbildung 4.15 dar.



Abb. 4.15.: Vakuumpumpe und -exikkator¹⁰

Der Exikkator besaß am Deckel einen Anschluss zum Evakuieren, der durch einen Gummischlauch mit der Vakuumpumpe verbunden wurde. Die Probekörper (jeweils 3 bis 6 der gleichen Steinsorte) wurden unter Wasser gelegt. Der Abstand zwischen Oberkante der Probekörper und Wasserspiegel wurde auf etwa 10 mm eingestellt. Mit dem Einschalten der Vakuumpumpe konnte die Luft aus dem luftdicht geschlossenen Exikkator evakuiert werden, wodurch ein Unterdruck unter dem Wasserspiegel entstand. Um diese Druckdifferenz auszugleichen entweicht ein Teil der im Porenraum der Probekörper noch gelagerten Luft, wodurch eine weitere Sättigung ermöglicht wird. Der Versuch wurde in 6-Stunden-Phasen durchgeführt. Der aufgebaute Druck betrug dadurch bis zu etwa 100 N/m^2 . Der Versuch wird als erfolgreich eingestuft, wenn dem Wasser nicht mehr sichtbar Luftblasen entweichen. Es wurden als Kontrolle zusätzliche Messungen durchgeführt, um zu sehen, ob nach „Beruhigung“ des Wassers noch eine weitere Sättigung erreichbar ist. Dies war bei den hier untersuchten Steinsorten nicht der Fall.

Die weiteren Messungen aus Gruppe (II) zielten auf die Untersuchung der kapillaren Wasseraufnahme ab. Es wurden an unterschiedlichen Probekörpern („P1“ und aus „P1“ gesägte rechteckige Proben) durchgeführt. Diese wurden ebenso getrocknet, wie die in Gruppe (I) untersuchten Proben. Nach Erreichen der Massenkonstanz und der Abkühlung auf 20°C wurden Masse und Ultraschallgeschwindigkeit gemessen. Im Folgenden wird

¹⁰Bilder und verwendete Daten entstanden während einer Masterarbeit (VITA 2014)

der Versuchsaufbau beschrieben, mit dem die im weiteren dargestellten kapillaren Wasseraufnahmewerte ermittelt wurden. Die kapillare Wasseraufnahme wurde angelehnt an DIN EN 1925 bestimmt. Das Gewicht wurde zu den jeweils in Tabelle 4.4 aufgelisteten Zeitpunkten bestimmt.

Tabelle 4.4.: Messzeitpunkte während der Messung der kapillaren Wasseraufnahme¹⁰

Minuten	Stunden	Tagen
0	1	1
1	2	2
2	3	3
3	4	4
5	6	5
10		7
15		
30		

Die verwendeten Probekörper wurden aus „P1“-Proben mit einer Kantenlänge von 70 ± 5 mm gesägt. Nach Auswahl der Seite, die ins Wasser gelegt wird, wurde die exakte Fläche bestimmt und die Seiten bis zu einer Höhe von etwa 20 mm mit Wachs bestrichen. Das Wasserniveau bei der Messungen lag bei $10 \pm 0,2$ mm. In einer Messreihe wurden jeweils 6 Probekörper von einer Steinsorte untersucht. Die Messung wurde nach Erreichen des siebten Tages abgeschlossen. Der Versuch wurde abgebrochen, wenn das Wasser die Oberseite der Probe erreicht hat, was bei den zwei Sandsteinsorten der Fall war. Die zweite Messreihe mit dem FeshCon-Ultraschallsystem wird in Kapitel 4.2.4 behandelt.

Darstellung der Ergebnisse Die Abbildung 4.16 stellt die Sorptions- und Desorptionsisotherme abhängig von den beiden Sandsteinsorten dar. Es ist gut erkennbar, dass die farblich unterschiedlichen Bereiche beim Postaer Sandstein (S2) auch leicht unterschiedliche hygrische Feuchtspeichereigenschaften haben. Die Desorptionsisotherme von „Sandstein 1“ endet unterhalb von 0. Dies liegt vermutlich an dem Tongehalt dieser Steinsorte. Dieser könnte am Anfang der Messung noch Feuchte angelagert gehabt haben, die vom Gerät nicht berücksichtigt wurde. Die Verhältnisse der Sorptionsisothermen bestätigen die durch Quecksilberporosimetrie ermit-

telte Porenverteilung. Wie der Abbildung 4.10 entnommen werden kann, weist der „Sandstein 2“ einige Poren im Bereich von 10 nm Porenradius auf. Dies deutet darauf hin, dass auch weitere kleine Poren vorhanden sind, die mit der Hg- porosimetrie nicht erfasst wurden. Dagegen ist der Anteil der Poren im gleichem Bereich bei „Sandstein 1“ nahezu Null. Das Verhältnis der Sorptionskurven spiegelt dies wieder, beide Sorptionsisothermen von „Sandstein 2“ weisen etwas höhere Werte auf, als die Kurve von „Sandstein 1“. Die Messung an den Kalksteinen und den Graniten konnte nicht erfolgreich durchgeführt werden.

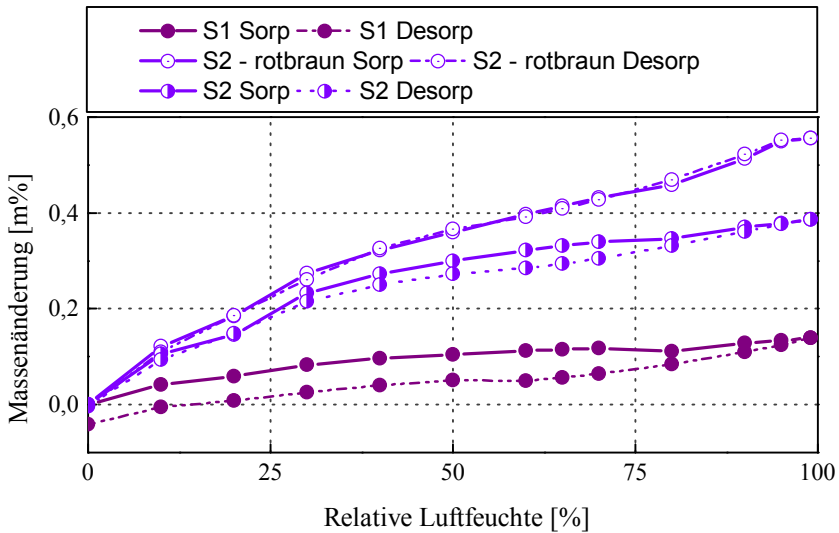


Abb. 4.16.: Sorptions- und Desorptionsisotherme der Sandsteine

Die Abbildung 4.17 stellt für die Wasseraufnahmeuntersuchungen der Gruppe (I) die hygrische und kapillare Wasseraufnahme der Steinsorten über die Zeit dar. Die Änderung der Hintergrundfarbe gibt jeweils den Zeitpunkt an, an dem die Lagerungsbedingungen der Probekörper geändert wurden. Vor der Trocknung waren die Probekörper in einer Lagerhalle von den Klimabedingungen her entsprechend dem Außenklima, vor Regen geschützt, gelagert. Während der Trocknung wurde die Massenänderung nicht aufgezeichnet und ist somit auch nicht im Diagramm gekennzeichnet. Als Tag 0 wird der Zeitpunkt der Einlagerung im Klimaraum angesetzt. Der größte

Anteil der Massenänderung wurde während der Lagerung im Klimaraum (20 °C, 65 % rel. Luftf.) innerhalb des ersten Monats beobachtet. Die Werte von der jeweiligen Sorptionsisothermen bei 65 % relativer Luftfeuchte decken sich relativ gut mit den Messwerten dieser Lagerung. Es kann angenommen werden, dass die Unterschiede durch die Messungenauigkeit und die Streuung innerhalb einer Steinsorte zu erklären sind. Spätestens nach drei Monaten stellte sich die Massenkonstanz bei jeder Steinsorte ein. Es muss aber beachtet werden, dass dieser Wert nicht nur steinsortenabhängig ist, sondern auch stark von Probekörpervolumen und -geometrie beeinflusst wird. Bei Probekörpern mit größerem Volumen muss bis zum Erreichen der Gleichgewichtsfeuchte mit einem längeren Zeitraum gerechnet werden. Eine hohe Massenänderung ist bei jeder Steinsorte am Anfang der Wasserlagerung zu sehen. Etwa 80 bis 90 % der gesamten Massenänderung, die zu der Wasserlagerung gehört, zeigt sich bei jeder Steinsorte in den ersten 5 bis 10 Lagerungstagen. Dies ist in Abbildung 4.18 auch gut erkennbar. Sie stellt den Sättigungsgrad abhängig von der Lagerungsdauer dar. Als Sättigungsgrad mit 100 % wurde jeweils die maximal erreichte Wasseraufnahme (nach zusätzlicher Sättigung unter Vakuum) angenommen. Es muss beachtet werden, dass diese Vorgehensweise zwei Fakten vernachlässigt. Zum Einen, dass die offenen Porenräume nur nach sehr langer Zeit (länger als 6 Monate) vollständig gesättigt werden können und zum Zweiten, dass die Porenräume auch nicht durch die zusätzliche Vakuumsättigung ohne vorherige Trocknung vollständig gesättigt werden können. Diese Aspekte wurden bei der Erstellung dieses Diagramms vernachlässigt.

Für die Darstellung wurden Bezierkurven verwendet. Es ist gut sichtbar, dass sich die Gleichgewichtsfeuchte während der Lagerung im Klimaraum nach der Hälfte der Lagerungszeit (3 Monate) bei jeder Steinsorte eingestellt hat.

Anteilmäßig weisen die Steinsorten mit der niedrigsten offenen Porosität (K1, G1 und G2) die höchste Sättigung während der Klimalagerung und der Lagerung im Wasser unter atmosphärischem Druck auf. Dies kann vermutlich auf zwei Effekte zurückgeführt werden. Als erstes kommt eine Feuchteanlagerung in Frage, da die nassgesägten Probekörper bei 70 °C teilweise nur nach langer Trocknungszeit tatsächlich als wirklich trocken angesehen werden können. Zusätzlich stellt sich das Problem Lagerung im Klimaraum.

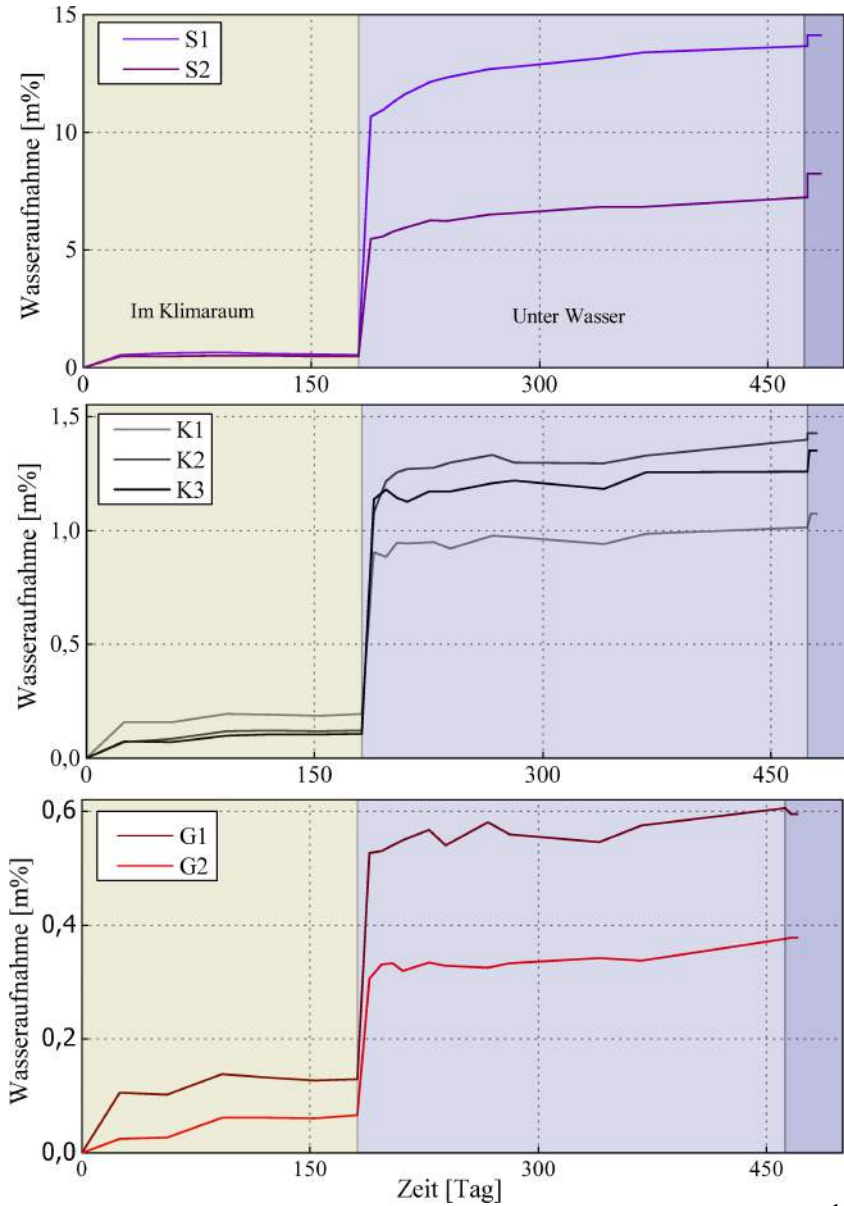


Abb. 4.17.: Massenänderung abhängig von den Lagerungsbedingungen¹⁰

Wegen der großen Anzahl der Probekörper konnte es nicht gewährleis-

tet werden, dass sie jeweils der absolut gleichen Umgebungsfeuchte und Luftzirkulation ausgesetzt wurden. Abhängig von der Nähe der jeweiligen Probekörper zum Regulierungssystem kann sich so ein Unterschied ergeben, wie im Diagramm zu sehen. Als dritter Aspekt muss der Einfluss der Normierung beachtet werden, da sich die 100 % auf die tatsächlich erreichte Sättigung und nicht auf die offene Porosität beziehen. Die Verteilung kann in Kreisdiagrammform Anhang B.2 entnommen werden, wobei in diesem Diagramm der 100 %ige Sättigungsgrad erst als angenommen erreicht wird, wenn die gesamte offene Porosität mit Wasser gefüllt wurde.

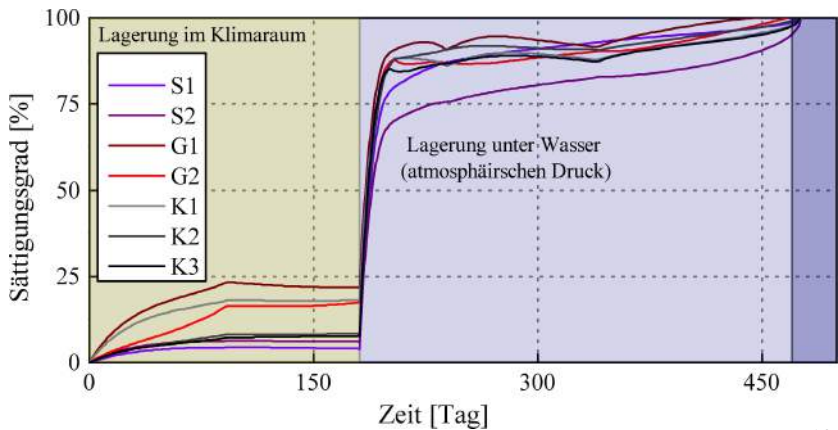


Abb. 4.18.: Sättigungsgrad abhängig von den Lagerungsbedingungen¹⁰

Nach DIN EN 13755 kann die Massenkonstanz so definiert werden, dass der Massenunterschied innerhalb von 24 ± 2 Stunden kleiner ist als 0,1 m%. Dies war bei jeder Steinsorte nach maximal drei Wochen Wasserlagerung der Fall. Somit wären die Probekörper nach Norm als gesättigt zu betrachten, obwohl eine weitere Wasseraufnahme noch möglich war. Dies ist ein Aspekt, der bei jeglichen Untersuchungen mit eingestelltem Feuchtegehalt beachtet werden sollte, da sich abhängig von der gewählten Lagerungszeit (normgerecht oder länger) Unterschiede in den Messergebnissen ergeben können, bzw. die Vergleichbarkeit beeinflusst werden kann. Beide Diagramme zeigen auch das Ergebnis von der Vakuumsättigung mit dunklerem blauen Hintergrund. Es ist gut erkennbar, dass bei den beiden Sandsteinsorten eine relativ hohe weitere Sättigung mit etwa 0,5 bis 1 m% erzielt werden konnte.

Die Abbildung 4.19 stellt die Wasseraufnahmekoeffizienten (l) und die maximale Wasseraufnahme in Massenprozent (r), jeweils durch die kapillare Wasseraufnahmemessung (Gruppe II) ermittelt, dar. Die Steinsorte „Sandstein 1“ hat einen Tongehalt von etwa 10 % (Kaolinit). Da die Tonminerale eine hohe spezifische Oberfläche haben (s. Kap. 2.1.2.2), können sie auch im Vergleich mit anderen Mineralen, eine höhere Menge an Wasser anbinden. Diese Effekte spiegeln sich bei den hier dargestellten Messergebnissen von „Sandstein 1“ in der hohen Wasserspeicherfähigkeit wieder. Der Granulit (G1) und der Granit (G2) weisen etwa gleich hohe offene Porositäten auf, dementsprechend liegen die Wasserkapazitätswerte sehr nahe aneinander.

Dass die beiden Steinsorten trotzdem nicht die gleichen Materialeigenschaften besitzen, zeigt gut erkennbar den Unterschied im Wasseraufnahmekoeffizienten. Der Granulit erzielt einen deutlich höheren Wert, der sich aus den Unterschieden der Porensysteme und der Porengröße ergibt.

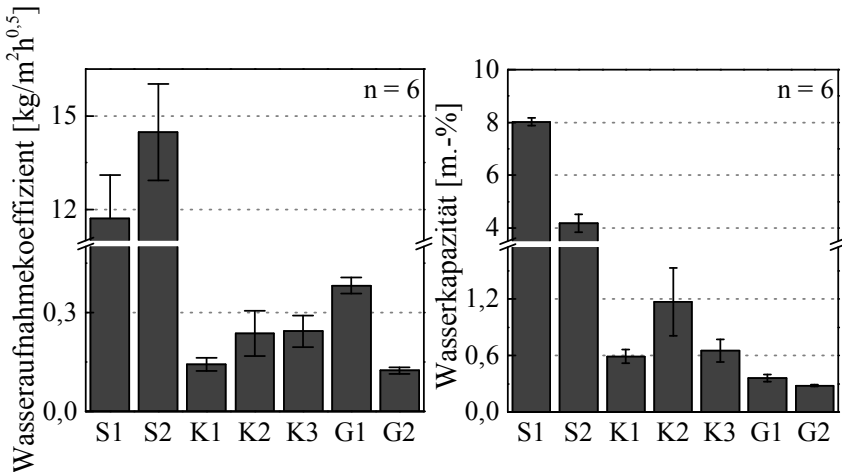


Abb. 4.19.: Kapillare Wasseraufnahme abhängig von der Steinsorte¹⁰

In Abbildung 4.10 ist gut erkennbar, dass der „Granit 1“ einen höheren Anteil von Poren mit einem Durchmesser von zwischen 1000 und 10 000 nm hat, als der „Granit 2“. Der Wasseraufnahmekoeffizient von „Kalkstein 1“

fällt etwas kleiner aus als bei den anderen beiden Kalksteinen, was unter anderem am kleineren Anteil von kapillaraktiven Poren liegt (s. Abb. 4.10). Es muss aber für die Kalksteine und Granite beachtet werden, dass die Messwerte in der Größenordnung der Messfehler liegen. Sie eignen sich daher eher für einen quantitativen Vergleich.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Sandsteine jeweils als stark saugend eingestuft werden können, während die Kalksteine, der Granulit und der Granit wasserabweisend sind (s. Tab. 2.4). Im weiteren können die hier diskutierten Ergebnisse in die Untersuchung der Änderung der Materialkennwerte abhängig vom Feuchtegehalt einfließen.

4.2.4. Ultraschallgeschwindigkeit

Die Messung der USG wurde in den Versuchsplan während der Durchführung der geplanten experimentellen Untersuchungen aufgenommen. Der Grund dafür war die Anisotropie der Steine. Falls eine Schichtung vorhanden ist, muss diese beim Aufbringen der Belastung berücksichtigt werden, da der Lastwinkel zur Schichtung einen Einfluss auf die ermittelten Festigkeitskennwerte hat (s. Kap. 2.1.2.2). Die Richtung der Schichtung wurde, falls vorhanden, bei der Auswahl der Probekörpergeometrien festgelegt, konnte aber nicht ausnahmslos eingehalten, bzw. musste vor der Messung ausgesucht werden (z.B.: Würfel). Wegen der relativ kleinen Abmessungen der Probekörper erwies sich die Bestimmung der Schichtung mit Augenscheinprüfung als problematisch. Als ergänzendes Hilfsmittel wurde die Ultraschallgeschwindigkeitsmessung (USGM) durchgeführt, wodurch es möglich wurde, die vorhandene Schichtung zuverlässig nach Plan zu berücksichtigen. Nach Durchführung einiger Vorversuche haben sich weitere Anwendungsmöglichkeiten angedeutet, weswegen die Durchführung der USGM auf alle weiteren Probekörper ausgedehnt wurde. Es wurde dadurch unter anderem möglich, stark vorgeschädigte Probekörper relativ zuverlässig auszuschließen.

Bei der Messung der USG an Natursteinen müssen viele Aspekte berücksichtigt werden, die Einfluss auf die Messergebnisse haben können (s. Kap. 2.1.2.2). Um deren Einfluss reduzieren zu können, wurden die Versuche durchgehend mit einem Gerät durchgeführt. Dieses Messgerät stellt

die Abbildung 4.20 dar. Das verwendete System ist von der Firma Geotron Elektronik und wurde von der MPA Universität Stuttgart, Referat Denkmalschutz zur Verfügung gestellt.



Abb. 4.20.: Ultraschallgeschwindigkeitsmessung: Geotron-System

Das System arbeitet mittels eines Senders und Empfängers mit Durchschallen des Probekörpers. Zum System gehört ein Rahmen mit einer beweglichen Halterung für die beiden Sensoren (UPE-D und UPE-G). Die Probekörper wurden auf diesem Tisch in den Rahmen gestellt, und die Prüfköpfe mit manuell aufgebrachtem Druck (durch Drücken des Gumpipumpe) an den Probekörper gepresst. Die Prüfköpfe haben eine spitze Form, dadurch wurde der Verzicht auf ein Kopplungsmittel ermöglicht. Der Probekörper wird mit Schallsignalen vom Ultraschall-Generator (USG-30) mehrmals (mindestens 8 mal) durchschallt und im Weiteren wird der Mittelwert des Signals betrachtet. Das Signal wird durch einen Scopemeter (FLUKE 99B) empfangen. Auf dem Bildschirm dieses Gerätes kann das Signal überprüft werden und falls nötig, können weitere Einstellungen vorgenommen werden. Das Ergebnis wird auf dem Messrechner in das Messprogramm (LightHouse 2000-SM) importiert. Nach händischer Auswahl und Markierung des Ersteinsatzes und der Angabe des Messweges kann das Programm die Ultraschallgeschwindigkeit in km/s errechnen. Eine ausführliche Beschreibung des Systems kann VITA (2014) entnommen werden.

Neben der Wahl des Messsystems und der Messart haben weitere Faktoren einen Einfluss. Im Rahmen der Vorversuche wurde der Einfluss der Anpresskraft überprüft. Für die weiteren Messungen wurde festgelegt, wie oft die Pumpe gedrückt werden muss, damit der Mindestdruck erreicht wer-

den kann. Ab Erreichen dieses Drucks spielt der aufgebrachte Anpressdruck keine Rolle mehr. Um die weiteren Untersuchungen nicht zu beeinflussen, müssten die Versuche ohne Kopplungsmittel durchgeführt werden. Dies wurde durch die Form der Sensoren ermöglicht. Es muss aber beachtet werden, dass dies zu einer höheren Streuung der Messergebnisse führen kann. Die Probekörper wurden jeweils in x- y- und z- Richtung durchschallt. Dadurch konnte der Einfluss der Inhomogenität des Materials berücksichtigt werden. Der Mittelwert der drei Messungen wurde als Ultraschallgeschwindigkeitswert genommen. Zusätzlich konnte durch die niedrigste Geschwindigkeit – falls vorhanden – die Schichtung markiert werden (s. Kap. 2.1.2.2).

Die USGM wurden an etwa 80 % aller im Rahmen dieser Arbeit geprüften Probekörper durchgeführt. Einen Überblick der Messungen gibt die Abbildung 4.21.

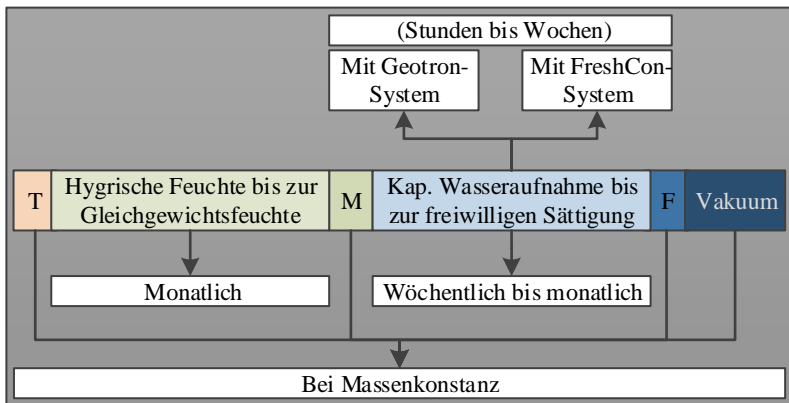


Abb. 4.21.: Überblick der durchgeführten Ultraschallgeschwindigkeitsmessungen

Die Probekörper wurden für alle Versuche unter den geplanten Klimabedingungen eingelagert und nach Erreichen der Massenkonstanz (T, M, F) wurde die USG bestimmt. Da die meisten geplanten Messungen zu den zerstörenden Prüfungen gehören, war eine wiederholte Messung nach neuer Lagerung nicht mehr möglich. Bei Massenkonstanz gemessene USGM gehören immer zu unterschiedlichen Probekörpern. Um den Einfluss der Feuchtegehaltsänderung auf die USG überprüfen zu können, wurden wei-

tere Versuche im Rahmen einer Masterarbeit¹⁰ durchgeführt. Diese Messungen wurden mit dem Zweck durchgeführt, den Einfluss der Feuchtegehaltsänderung begleitend messen zu können. Diese Versuche sind in den Kapitel 4.2.3 ausführlich beschrieben, somit folgt hier nur eine kurze Zusammenfassung. Es wurden 3 bis 6 zylindrische Probekörper pro Steinsorte ausgewählt. Diese wurden bis zur Massenkonstanz getrocknet, danach im Klimaraum (20 °C, 65 % relative Luftfeuchte) bis zur Einstellung der Gleichgewichtsfeuchte gelagert. Nach dem Klimaraum wurden die Probekörper ins Wasser gestellt und nach einem Tag vollständig unter Wasser gelagert. Die Lagerungsdauer betrug in beidem Fällen 6 Monate. Nach der freiwilligen Sättigung (unter atmosphärischem Druck) wurden die Probekörper unter Vakuum weiter gesättigt. Die USGM erfolgten jeweils vor Wechsel der Lagerungsart, während der Lagerung im Klimaraum monatlich und während der Wasserlagerung wöchentlich bis monatlich.

Es hat sich gezeigt, dass die wöchentliche Messung nicht ausreichend häufig war, um den Einfluss der kapillaren Wasseraufnahme beobachten zu können. Daher wurde zusätzlich die kapillare Wasseraufnahme nach DIN EN 1925 gemessen. Die Messung der USG mit dem Geotron-System war nur am Anfang (getrocknete Probekörper) und am Ende der Messung möglich. Durch eine weitere kapillare Wasseraufnahmeprüfung mit dem FreshCon-System (s. Abb. 4.22) wurde es möglich, die Änderung der USG während der kapillaren Wasseraufnahme zu messen. Dieses System arbeitet auch mit direktem Durchschallen. Eine ausführliche Beschreibung des Systems kann VITA (2014) entnommen werden. Es wurden Vorversuche durchgeführt, um überprüfen zu können, ob die mit den beiden Systemen ermittelten Ultraschallgeschwindigkeiten übereinstimmen. Die Abweichung der Ergebnisse lag innerhalb der Streuung der Messungen des Geotron-Systems.

Mit dem FreshCon-System war es möglich, die USG während der kapillaren Wasseraufnahme zu messen. Das Gewicht wurde vor dem Versuch und nach Abschluss der Messung gewogen. Die Abmessungen des Prüfgefäßes haben es nicht erlaubt, die gleichen zylindrischen Probekörper, wie in den vorigen Messungen, zu verwenden. Es wurden die prismatischen „P1“-Probekörper herangezogen. Die Probekörper wurden vor der Messung bis zur Massenkonstanz getrocknet und nach Abkühlen in einem Exikkator

wurde ihre Seiten mit Wachs abgedichtet. Während der Messung wurden sie auf einem Kunststoffnetz ins Wasser gestellt. Das Wasserniveau entsprach dem Niveau der anderen kapillaren Wasseraufnahmemessung.

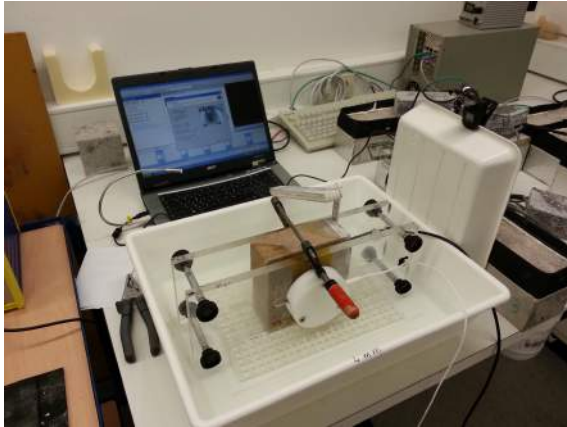


Abb. 4.22.: FreshCon-System

Die Dauer der Messung wurde jeweils anhand der ermittelten kapillaren Wasseraufnahmekoeffizienten vorher abgeschätzt. Die Messungen wurden an den Sandsteinen (1 Tag), dem Granit und dem Granulit (3 Tage) durchgeführt. Bei den Kalksteinen hat sich dieser Versuchsaufbau als nicht sinnvoll erwiesen, da das Wasserniveau die Sensorhöhe auch nach einer Woche nicht erreicht hat.

Darstellung der Ergebnisse Die Güte der ermittelten USG konnte nach der Durchführung der E-Modul-Messungen anhand der Gleichung 2.3 überprüft werden. Angesetzt wurden die Querdehnung (ν), der E-Modul (E) und die Rohdichte (ρ_b). Ein Vergleich der errechneten und ermittelten Werte kann der Tabelle 4.5 entnommen werden. Die USG wurde für die Lagerungsart „Getrocknet“ (T) errechnet. Der Unterschied zwischen der errechneten und gemessenen Werten ist für 5 von 7 Steinsorten kleiner als der Standardabweichung und für die anderen zwei kleiner als die Streuung der Messung mit dem Geotron-System. Dies betrug etwa ± 5 bis 10 % abhängig von der Durchführung, Auswertung und Geometrie der Steinsorte.

Die Abbildung 4.23 stellt die mit dem Geotron-System ermittelten Ultra-

schallgeschwindigkeiten abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt dar. Für jeder Steinsorte und jeden Feuchtegehalt wurden 60 bis 100 Probekörper untersucht. An jedem Probekörper wurden drei Messungen (in x- y- und z-Richtungen) durchgeführt und deren Mittelwert gebildet.

Tabelle 4.5.: Vergleich der errechneten und gemessenen Ultraschallgeschwindigkeitswerte für trockene Probekörper

Steinsorte [km/s]	$c_{l,cal}$ [km/s]	v_{us} [km/s]	s^a [km/s]	$\Delta c_1 = c_{l,cal} - v_{us} $
S1	2,811	3,215	0,211	0,404
S2	2,921	3,130	0,300	0,209
K1	6,072	5,706	0,399	0,366
K2	6,060	5,491	0,250	0,569
K3	6,117	5,634	0,505	0,483
G1	2,870	3,042	0,173	0,172
G2	4,463	4,190	0,179	0,273

^aStandardabweichung

Die dargestellten Ergebnisse wurden als Mittelwert dieser Werte errechnet. Bei den Sandsteinen und Kalksteinen führt der zunehmende Feuchtegehalt zur leichten Erhöhung der Ultraschallgeschwindigkeit, während bei dem Granit und dem Granulit ein 30 bis 50 %iger Unterschied zu sehen ist. Dieser Unterschied beruht auf der Differenz der Porensysteme der Steinsorten. Nach WYLLIE u. a. (1955) und KAHRAMAN (2007) ist die Änderung der USG umgekehrt proportional zur offenen Porosität der Steinsorte. Der Granit und der Granulit haben von den untersuchten Steinsorten die kleinste offene Porosität. Der „Kalkstein 1“ hat als nächstes etwa die dreifache offene Porosität. Bei dieser Steinsorte ist der Unterschied etwa gleich der Standardabweichung. Dies gilt auch für die anderen Kalksteinsorten und die beiden Sandsteinsorten. Diese Ergebnisse deuten darauf hin, dass die Grenze bei etwa unter 1 bis 2 % offener Porosität liegt. Unterhalb dieses Wertes ist die Änderung der Ultraschallgeschwindigkeit nach der Sättigung sehr hoch.

KAHRAMAN (ebd.) legte einen Zusammenhang zwischen der an getrock-

neten und gesättigten Probekörpern gemessenen USG abhängig von der Genese der Steinsorten fest. In VASCONCELOS u. a. (2008) wurde ein von Kahramans Arbeit leicht abweichender Zusammenhang für magmatische Gesteine angegeben. Die Abbildung 4.24 stellt die gemessenen USGen abhängig von der Genese dar, zusätzlich wurden die Zusammenhänge beider Autoren aufgetragen.

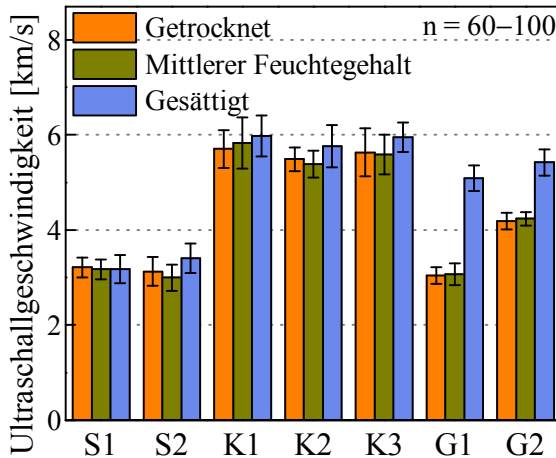


Abb. 4.23.: Ultraschallgeschwindigkeit abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt

Unter der Annahme, dass die Zusammenhänge zutreffend sind, müssen diese für zwei unterschiedliche Proben gleicher Steinsorte und Charge auch zutreffen. Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Probekörper in den meisten Fällen entweder getrocknet (T) oder unter Atmosphärendruck gesättigt (F). Die Ergebnisse wurden pro Steinsorte nach Zufallsprinzip in Wertpaare gesetzt, diese Wertpaare zeigt das Diagramm mit den Punkten ohne farbliche Füllung. Im Rahmen der Masterarbeit von VITA (2014) wurde die Ultraschallgeschwindigkeit der gleichen Probekörper im getrockneten und im gesättigten (freiwillige Sättigung) Zustand gemessen. Diese Wertpaare stellen die gefüllten Punkte dar. Abgesehen von einer gewissen Streuung, die an der deutlich höheren Anzahl der Wertpaare liegt, gibt es zwischen den auf verschiedene Weise ermittelten Wertpaaren keinen signifikanten Unterschied. Für den metamorphen „Granit 1“ und den „Granit 2“ (Tiefgestein) stimmen die in der Literatur angegebenen Zusammenhänge relativ gut überein. Für die Sandsteine kann man feststellen, dass die

Steigung übereinstimmt, aber die empfohlene Gleichung die „gesättigten“ USG-Werte etwas überschätzt. Die Ungenauigkeiten könnten für alle hier untersuchten Steinsorten mit der Angabe eines „±Streubereiches“ behoben werden.

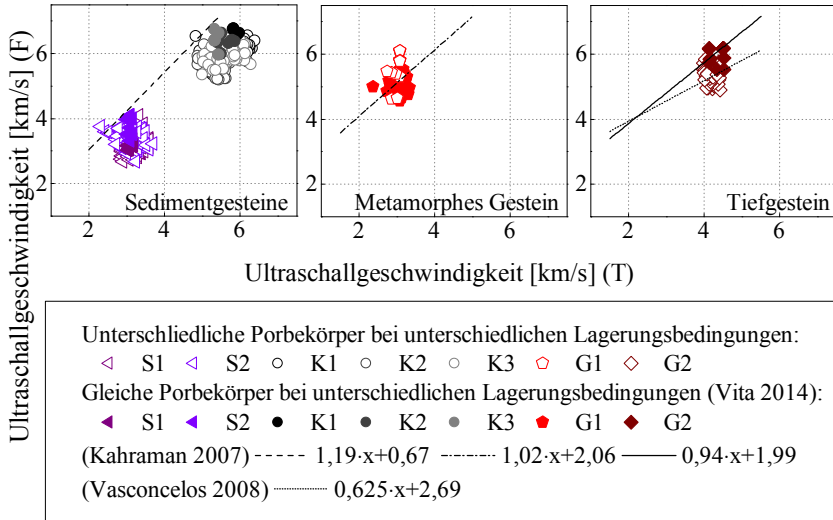


Abb. 4.24.: Zusammenhang zwischen der Ultraschallgeschwindigkeit an getrockneten und gesättigten Proben gemessen, abhängig von der Genese der Steine

Die Abbildung 4.25 stellt die Änderung der USG abhängig von Feuchtegehalt (Lagerungsart) und Sättigungsgrad dar. Der in der Literatur erwähnte umgekehrt proportionale Zusammenhang kann dieser Abbildung entnommen werden. Die zum Granulit (G1) und zum Granit (G2) gehörende Massenänderung ist erheblich kleiner als es bei den Kalksteinen zu sehen ist, die selbst eine relativ niedrige offene Porosität aufweisen. Es ist gut sichtbar, dass der größte Teil der Feuchteaufnahme (und die dadurch hervorgerufene Massen- und Ultraschallgeschwindigkeitsänderung) innerhalb der ersten zwei Wochen der Wasserlagerung stattfindet. Trotzdem gibt es noch einen nicht vernachlässigbaren Unterschied zwischen den Werten nach zwei Wochen und nach sechs Monaten Lagerungszeit. Dies bestätigt, dass der Feuchtegehalt im Falle der weiteren Verwendung der USG-Messwerte genau eingestellt werden oder bekannt sein sollte. Dies bekräftigt

tigt das Diagramm 4.26 deutlich. Es stellt die mit dem FreshCon-System gemessene Ultraschallgeschwindigkeit abhängig von der Zeit dar.

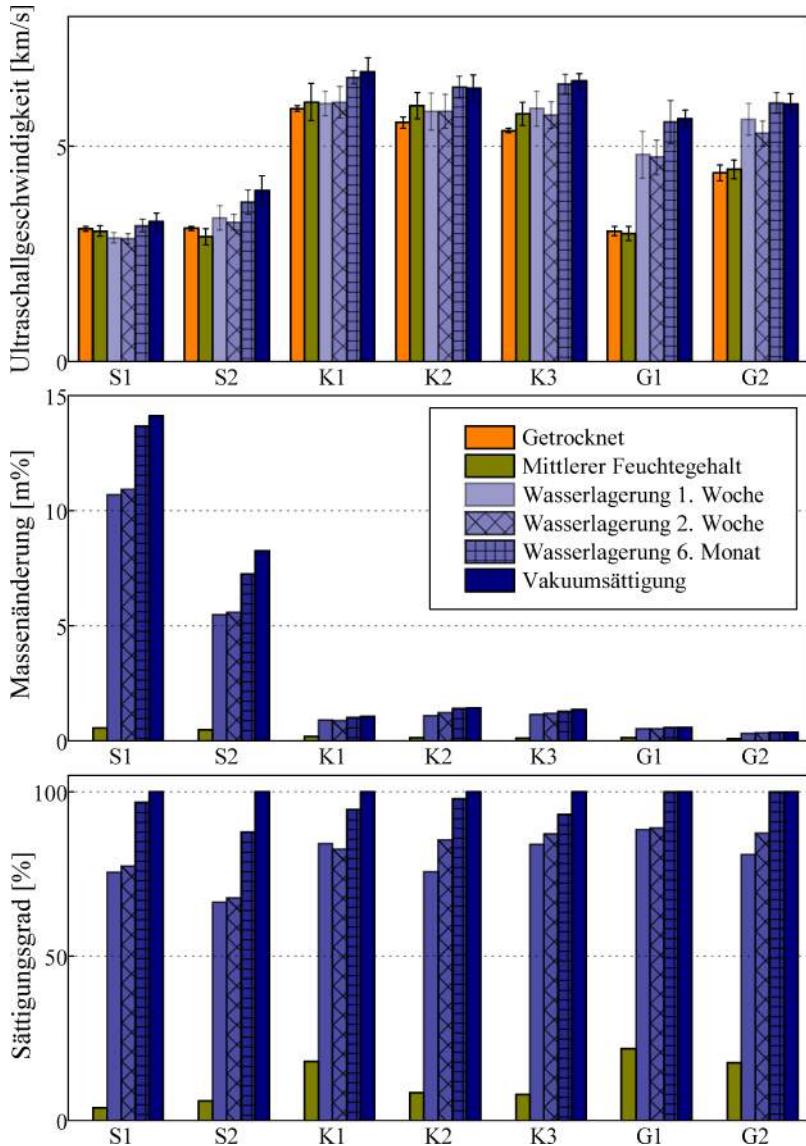


Abb. 4.25.: Ultraschallgeschwindigkeit, Sättigungsgrad und Massenänderung abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt¹⁰

Sogar innerhalb einer Steinsorte gibt es wegen der Inhomogenitäten einen Unterschied in der Lagerungsdauer, wonach die Ultraschallgeschwindigkeit sich das erste Mal auf ein gewisses Niveau einstellt.

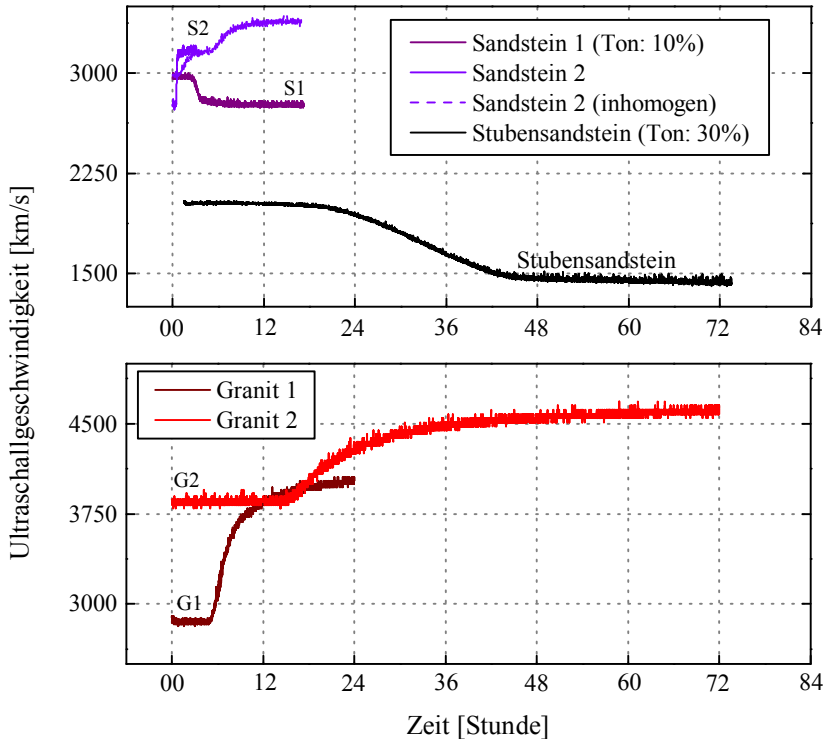


Abb. 4.26.: Änderung der USG während der kapillaren Wasseraufnahme¹⁰

Die Ergebnisse von „Sandstein 1“ – an mehreren Probekörpern überprüft – zeigten eine Abnahme der Ultraschallgeschwindigkeit mit zunehmendem Feuchtegehalt. Dies entsprach nicht den Erwartungen. Es wurde angenommen, dass dies durch die Änderung der inneren Struktur des Materials (Quellen der Tonminerale) hervorgerufen wird. Um diese Annahme überprüfen zu können, wurde ein Stubensandstein mit etwa 30 % Tongehalt auch unter gleichen Bedingungen untersucht. Bei dieser Steinsorte ist die Abnahme der USG deutlich höher und beträgt etwa 30 %. Dies deutet darauf hin, dass diese Abnahme der USG am Anfang der Lagerung tatsächlich durch die Tonminerale verursacht wird. Sie zeigt sich nach längerer Lage-

rungszeit nicht, was wiederum darauf hindeutet, dass die Lagerungsdauer sorgfältig gewählt werden sollte. Anhand der durchgeführten Messungen kann bestätigt werden, dass der Feuchtegehalt des Probekörpers bei jeder Steinsorte einen Einfluss auf die ermittelten Ultraschallgeschwindigkeiten hat.

Dieser Unterschied hängt von den Materialcharakteristika der jeweiligen Steinsorte ab, kann aber gut mit den Zusammenhängen von KAHRAMAN (2007) und VASCONCELOS u. a. (2008) abgeschätzt werden. Bei der Arbeit mit unterschiedlichen Feuchtegehalten sollten Lagerungsdauer und -bedingungen auf die jeweilige Steinsorte angepasst gewählt werden.

4.2.5. Zusammenhänge zwischen Porosität, Rohdichte und Ultraschallgeschwindigkeit

Die bisher untersuchten physikalischen Eigenschaften der Natursteine hängen stark miteinander zusammen. Einige dieser Zusammenhänge sind sofort ersichtlich, wie der Zusammenhang zwischen Porosität und Rohdichte. Je höher die Gesamtporosität der Steinsorte ist, desto niedriger fällt seine Rohdichte aus, wie auch in Abbildung 4.27 zu sehen ist. Hier deutet sich erwartungsgemäß ein linearer Zusammenhang an. Ein ähnlicher Verlauf kann bei MOSCH (2008) mit Berücksichtigung von Plutoniten, Vulkaniten, Sandsteinen, Kalksteinen und Metamorphiten beobachtet werden.

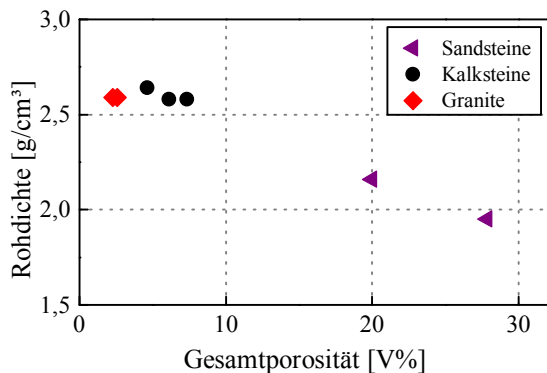


Abb. 4.27.: Zusammenhang zwischen Porosität und Rohdichte

In anderen Fällen ist es zwar bekannt, dass Zusammenhänge bestehen, deren Beschreibung bleibt aber problematisch. Zu diesen gehört die Abhängigkeit der Ultraschallgeschwindigkeit von Porosität und Rohdichte. Eine erhöhte Porosität führt zwangsläufig zur Abnahme der Ultraschallgeschwindigkeit, da der Schallweg sich verlängert. Die USG hängt aber zusätzlich von weiteren Faktoren ab, wie z.B. Mikrorisse im Gefüge, Inhomogenität, Schichtung oder dem Aufbau des Gefüges. Die möglichst genaue Beschreibung dieser Zusammenhänge ermöglicht eine Abschätzung der jeweils unbekanntenen Materialkennwerte, bzw. eine Kontrolle der gemessenen Werte.

KAHRAMAN (2007) hat den Zusammenhang zwischen offener Porosität und Differenz der Ultraschallgeschwindigkeiten (an getrockneten und gesättigten Probekörpern gemessen) an mehreren Steinsorten unterschiedlicher Genesen untersucht. Die Abbildung 4.28 zeigt den von ihm angegebenen Zusammenhang im Vergleich mit den hiesigen Messergebnissen. Die schwarzen Quadrate wurden aus an unterschiedlichen Probekörpern ermittelten USG errechnet, die nach dem Zufallsprinzip in Paare gestellt wurden. Die roten Kreise repräsentieren an gleichen Probekörpern ermittelte USG (entnommen aus VITA (2014)). Die Steinsorten stammen aus der gleichen Charge. Die Tendenz der abnehmenden USG-Differenz mit zunehmender offener Porosität kann bestätigt werden. Die vorgeschlagene Berechnungsgleichung für die Beschreibung des Zusammenhangs kann für die hier untersuchten Steinsorten nicht angewendet werden. Es muss auch beachtet werden, dass die ermittelte offene Porosität stark vom Messbereich der verwendeten Methode abhängt. Dies zeigt die Differenz des Verlaufes für offene Porosität mittels Quecksilberporosimetrie ermittelt und für Gesamtporosität mittels Heliumpyknometrie ermittelt. In KAHRAMAN (2007) wurde die offene Porosität durch Wasseraufnahme bestimmt. Die Diskrepanz der Ergebnisse deutet darauf hin, dass höchstens eine Obergrenze der USG-Differenz abschätzbar ist.

Die Abbildung 4.29 stellt die Ultraschallgeschwindigkeit abhängig von der Rohdichte dar. Dafür wurde der Mittelwert der an einem Probekörper ermittelten Ultraschallgeschwindigkeiten verwendet. Die Bestimmung der Rohdichte erfolgte am gleichen Probekörper. Jeder Punkt steht somit für Messungen an einem Probekörper. Der von YASAR u. a. (2004) vor-

geschlagene Zusammenhang wurde als Vergleich aufgetragen. Im Fall der Annahme eines linearen Zusammenhanges kann die Steigung der Geraden bestätigt werden.

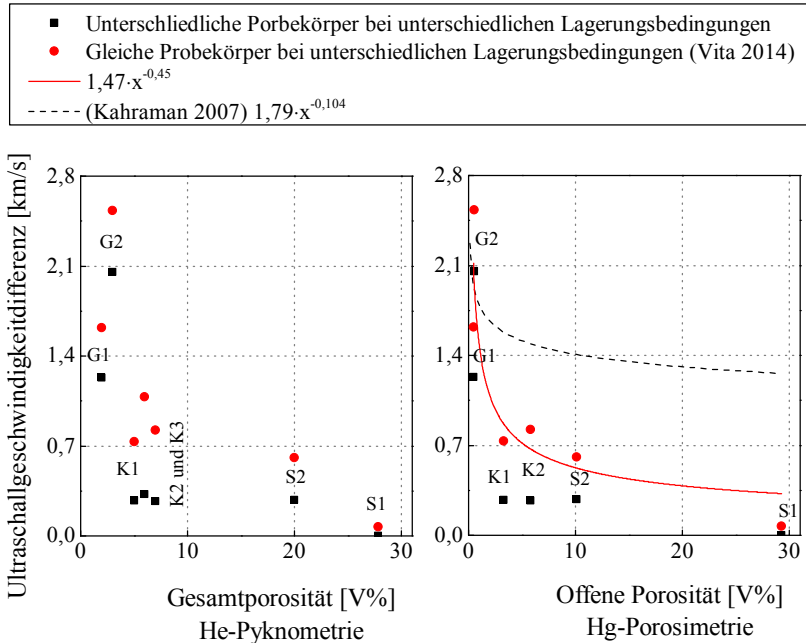


Abb. 4.28.: Einfluss der Porosität auf die Ultraschallgeschwindigkeitszunahme an gesättigten Probekörpern

Es ist jedoch zu sehen, dass es sinnvoller ist, eine Bandbreite festzulegen. Dadurch wäre auch die Berücksichtigung der Streuung der Natursteinkennwerte möglich. Anhand der hier untersuchten Steinsorten wäre es somit: $v_{US} = 4,2 \cdot \rho_b - 6,7 \pm 2$. Im Weiteren muss noch beachtet werden, dass der Zusammenhang nur für ein Rohdichte-Intervall gültig ist, da zu der Rohdichte von Luft $0,001 \text{ g/cm}^3$ auch eine Ultraschallgeschwindigkeit von $0,344 \text{ km/s}$ gehören muss. Dieses Intervall sollte mit dem Intervall der Rohdichte der untersuchten Steinsorten gleich gesetzt werden und kann hier folglich als $[1,9 \dots 7]$ angegeben werden. Es sind noch zwei weitere Zusammenhänge jeweils von VASCONCELOS u. a. (2008) und CHRISTENSEN (2004) eingezeichnet. Ersterer bezieht sich auf Granite, der Zweite auf

Serpentinite. Es ist gut erkennbar, dass die Werte beiden Angaben nach in der vorher festgelegten Bandbreite fallen.

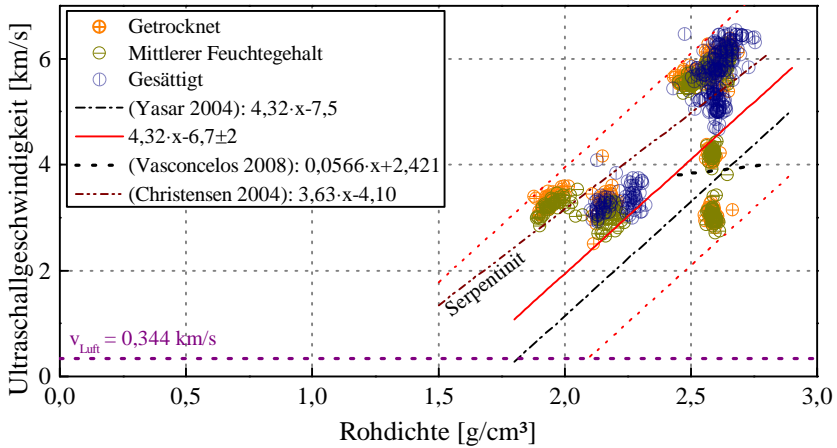


Abb. 4.29.: Mögliche Zusammenhänge zwischen Ultraschallgeschwindigkeit und Rohdichte

4.3. Mechanische Werkstoffparameter

Um die mechanischen Werkstoffparameter der Natursteine ermitteln zu können steht eine Vielzahl unterschiedlicher Verfahren zur Verfügung. Ein Teil dieser Verfahren ist durch Normen geregelt, für andere existieren verschiedene Empfehlungen. Es gibt aber auch Messmethoden, die ohne Vorschrift oder Empfehlung zur Einsatz kommen, was die Vergleichbarkeit der Ergebnisse und die Einschätzung ihrer Güte deutlich erschwert. Im Rahmen dieser Arbeit wurden mit einer Ausnahme Verfahren gewählt, die durch Normen oder Empfehlungen geregelt sind. Einen Überblick der untersuchten Werkstoffparameter gibt die Abbildung 4.30.

4.3.1. Druckfestigkeit

Die Bestimmung der Druckfestigkeit erfolgt direkt durch Messung der einachsigen Druckfestigkeit und indirekt durch Bestimmung des Punktlastindex.

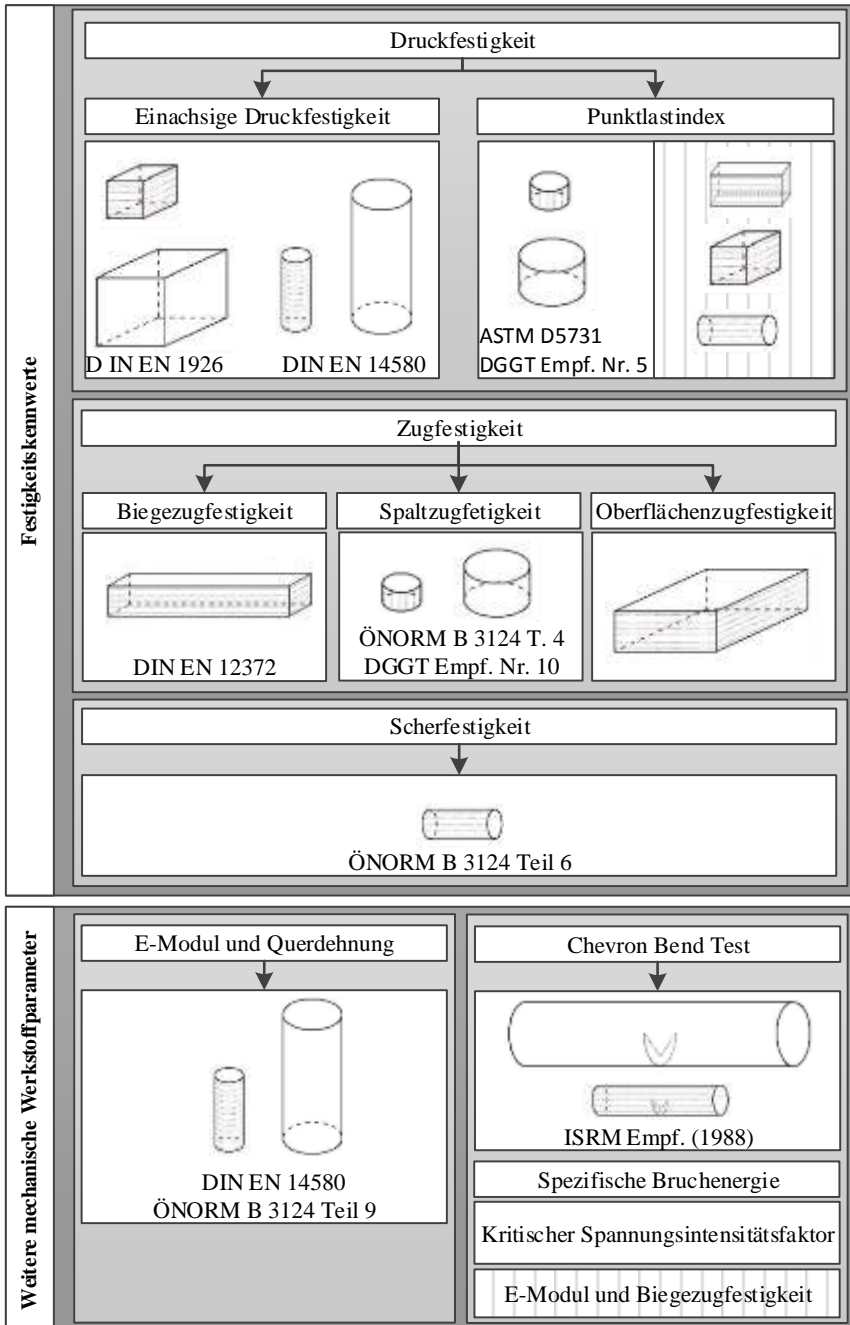


Abb. 4.30.: Überblick der ermittelten Werkstoffparameter

4.3.1.1. Einachsige Druckfestigkeit

Die Bestimmung der einachsigen Druckfestigkeit erfolgte in Anlehnung an DIN EN 1926. Es wurden Würfel (W1a und W1b) mit 50 mm und 100 mm¹¹ Kantenlänge verwendet. Während der Ermittlung des E-Moduls in Anlehnung an DIN EN 14580 wurde am Ende der Messung auch die Druckfestigkeit bestimmt. Hier wurden Zylinder (Z3a und Z3b) mit Abmessungen von 50·120 mm¹² und 100·200 mm¹¹ geprüft. Die Abweichungen von der Norm werden im Folgenden kurz erläutert. Es wird vorgeschrieben, würfel- oder zylinderförmige Probekörper mit 50 oder 70 mm Kantenlänge, bzw. Durchmesser und Höhe zu verwenden. Zusätzlich wird vorgegeben, dass die Mindestabmessungen mindestens zehnmals dem Größtkorn entsprechen müssen. Sollte dies nicht eingehalten werden, wird eine höhere Anzahl der Versuche empfohlen. Bei allen Steinsorten außer „Granit 2“ konnten anhand der Voruntersuchungen Würfel mit 50 mm Kantenlänge verwendet werden. Bei der Steinsorte „Granit 2“ wurde auf eine Kantenlänge von 100 mm ausgewichen, da die im Vorfeld untersuchten Probekörper einen Größtkorn mit einem Durchmesser von 10 mm aufgewiesen haben. Es stand eine Würfelpresse mit einer Höchstlast von 3000 kN zur Verfügung. Es wurden – zwar mit unterschiedlichen Feuchtegehalten – insgesamt 30 Würfel untersucht, wodurch auch die Empfehlung beachtet werden konnte. Die getrockneten Probekörper wurden normgerecht bei 70 °C getrocknet, aber der Ofen verfügte über kein Luftumwälzsystem.

Bei jeder Steinsorte wurden mindestens 30 Probekörper untersucht, 10 pro Klimate. Die Last wurde – falls vorhanden – jeweils gezielt rechtwinklig zur Schichtung aufgebracht. Bei Abweichungen wurde ein Vermerk in den Protokollen eingetragen. Es hat sich bei der Durchführung gezeigt, dass die Bestimmung der Schichtung mit bloßem Auge wegen der geringen Abmessungen der Probekörper nicht zuverlässig möglich ist. Um die geplante Lastrichtung zur Schichtung einhalten zu können, wurde die Messung der Ultraschallgeschwindigkeit eingeführt. Diese erfolgte an den nicht untersuchten Probekörpern nach Lagerung bei der gewählten Klimate und nach Erreichen der Massenkonstanz. Die Belastungsflächen der Probekörper wurden plan parallel geschliffen, aber die in der Norm vorgeschriebene

¹¹ „Granit 2“

¹² Durchmesser und Höhe

Genauigkeit wurde in einigen Fällen mutmaßlich nicht eingehalten.

Die Probekörper wurden nach der Lagerung in der jeweiligen Klimate bis zur Massenkonstanz mit einer digitalen Schieblehre auf 0,01 mm genau vermessen und deren Ultraschallgeschwindigkeit in x- y- und z-Richtungen bestimmt. Die Belastungsseiten wurden so gewählt, dass der niedrigste Ultraschallgeschwindigkeitswert rechtwinklig zur diesen gemessen wurde.

Die Lagerung der getrockneten Probekörper (T) erfolgte bis kurz vor Durchführung der Versuche in geschlossenen Boxen mit Silikagelperlen. Die gesättigten Probekörper (F) wurden bis unmittelbar vor dem Einbau unter Wasser gelagert. Die Versuche (außer an G2 Proben) wurden in einem Raum mit 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte durchgeführt, somit war es nicht nötig, die Probekörper mit mittlerem Feuchtegehalt (M) zusätzlich in Boxen zu lagern.

Versuchsaufbau und -durchführung Es wurden zwei servo-hydraulische Maschinen verwendet. Eine Druckprüfmaschine TONPACT 3000 von der Firma Toni Technik mit einer Höchstlast von 3000 kN wurde für alle Versuche vorgesehen. Diese Maschine hat zwei starr eingespannte Metallplatten. Diese Gegebenheit hat bei den Steinsorten mit einem höheren E-Modul einen starken Einfluss auf die Streuung der Messergebnisse gezeigt. Um diesen Effekt reduzieren zu können wurde außer bei den Probekörpern von „Granit 2“ auf einer Prüfmaschine mit 500 kN Höchstlast ausgewichen.

Die Abbildung 4.31 zeigt diese Maschine und zwei typische Bruchbilder der Steinsorte K3 (l. o.) und K1 (l. u.) mit einer Kantenlänge von 50 mm. Sie hat eine starr eingespannte und eine gelenkige Platte, wodurch ein gewisser Ausgleich der eventuell vorhandenen Unebenheiten möglich ist. Die Verwendung dieser Maschine führte zu einer deutlichen Abnahme der Streuungen. Die Versuche wurden jeweils kraft geregelt mit einer normgerechten Geschwindigkeit von $1 \pm 0,5 \text{ N/mm}^2$ durchgeführt. Die Messgeschwindigkeit bei den zylinderförmigen Probekörpern wurde normgerecht für die Bestimmung des E-Moduls gewählt und kann in Kapitel 4.3.5 nachgelesen werden.



Abb. 4.31.: Bestimmung der einachsigen Druckfestigkeit: Prüfmaschine und Bruchbilder

Darstellung der Ergebnisse Die Abbildung 4.32 stellt die Mittelwerte (mit Standardabweichung) der ermittelten Druckfestigkeiten abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt dar. Die Mittelwerte wurden pro Steinsorte aus 10 bis 15 Messwerten errechnet. Der Einfluss des Feuchtegehaltes ist bei den Steinsorten mit niedrigeren Porositäten ausgeprägter, ähnlich zu den Ultraschallgeschwindigkeiten.

Die Literaturen zeigen, dass die Abnahme der Druckfestigkeit abhängig vom Feuchtegehalt keinen allgemeinen Zusammenhängen unterliegt (s. Kap. 2.1.2.3). Als Beispiel können die Ergebnisse von HAWKINS (1998) und HAWKINS und MCCONNELL (1992) betrachtet werden. Es wurde eine große Anzahl an Sandsteinen untersucht, die Abnahme der Druckfestigkeit liegt in einem Bereich von zwischen -6^{13} und 85 %, abhängig von der jeweiligen Sandsteinsorte. In HAWKINS und MCCONNELL (ebd.) wurde auch der Einfluss der offenen Porosität analysiert, aber es konnte kein Zu-

¹³Negatives Vorzeichen bedeutet in dem Fall eine Zunahme der Druckfestigkeit

sammenhang mit der Festigkeitsabnahme bestätigt werden.

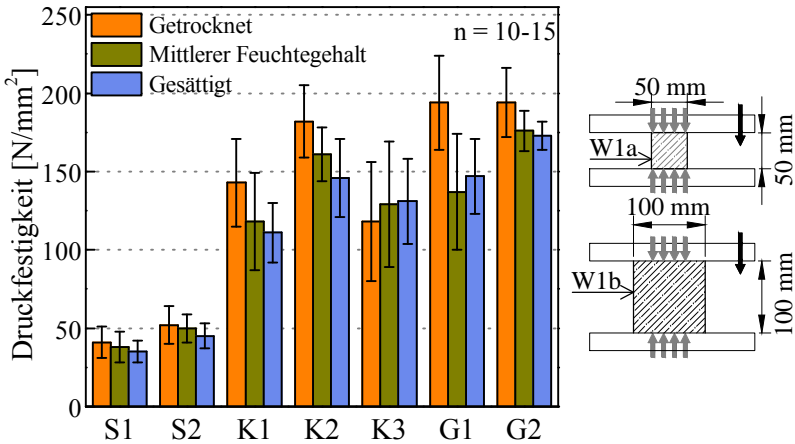


Abb. 4.32.: Würfeldruckfestigkeit ($f_{c,c}$) abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt

Die Abbildung 4.33 stellt die Würfeldruckfestigkeiten über die Zylinderdruckfestigkeiten dar. Die Druckfestigkeit an zylindrischen Probekörpern wurde während der E-Modul-Messung ermittelt. Es wurden jeweils die Mittelwerte pro Steinsorte und Feuchtegehalt mit den zugehörigen Standardabweichungen verwendet. Die ermittelte Druckfestigkeit ist abhängig von der Form des Probekörpers, verursacht durch den unterschiedlichen Einfluss der Querdehnungsbehinderung während der Messung. Es wurden viele Untersuchungen zum Einfluss des Länge-Durchmesserverhältnisses durchgeführt, aber es ist wenig über den Einfluss der Wahl zwischen Würfel und Zylinder abhängig von der Schlankheit des Letzteren zu finden (s. Kap. 2.1.2.3). Die Abhängigkeit zwischen Würfel- und Zylinderdruckfestigkeit kann für die hiesigen Geometrieverhältnissen mit folgender Gleichung gut angenähert werden:

$$f_{c,c} = 1,25 \cdot f_{c,zyl} \quad (4.4)$$

Der normierte Variationskoeffizient der Näherung liegt bei 30 %, was nur geringfügig höher ist, als der Variationskoeffizient der Druckfestigkeitsversuche (bis zu 25 %).

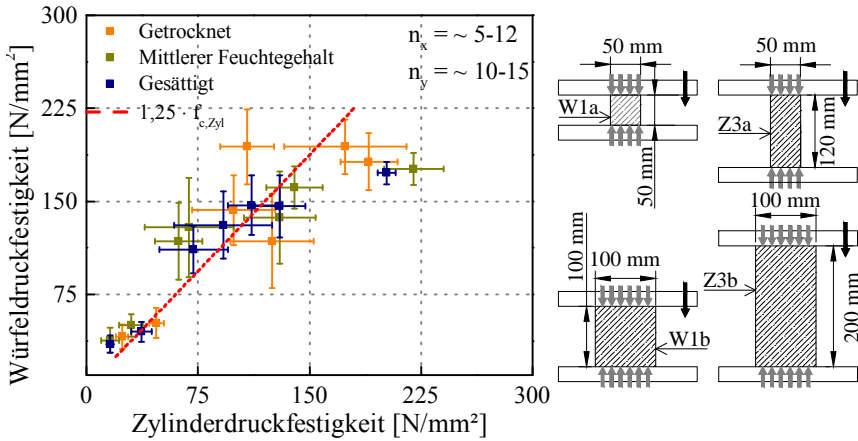


Abb. 4.33.: Zusammenhang zwischen Würfel- und Zylinderdruckfestigkeit ($f_{c,c}$ und $f_{c,Zyl}$)

Dies deutet darauf hin, dass dieser Zusammenhang nahezu unabhängig von der Steinsorte ist. Im Falle dessen wäre es möglich, die entsprechenden Umrechnungsfaktoren für unterschiedliche Verhältnisse – ähnlich zur bei Beton üblichen Vorgehensweise (s. Kap. 2.1.2.3) – zu bestimmen. Dies wäre von besonderer Bedeutung, weil Bohrkern relativ häufig zur Bestimmung der Druckfestigkeit verwendet werden. Durch bekannte Zusammenhänge wäre eine reproduzierbare Vergleichbarkeit der Messwerte von unterschiedlichen Stellen möglich.

4.3.1.2. Punktlastindex

Die Messung der einachsigen Druckfestigkeit wird bei vielen Steinsorten durch die hohe Festigkeit erschwert. Fünf der untersuchten sieben Steinsorten haben eine Druckfestigkeit von zwischen 100 und 200 N/mm². Dies bedeutet, dass bei der Verwendung der in der Norm empfohlenen Probekörpergröße von 70 mm Kantenlänge eine Würfelpresse mit mindestens 1000 kN zur Verfügung stehen muss. Es kommt auch häufig vor, dass schnelle Messungen zum Abschätzen der Festigkeit vor Ort erwünscht wären, aber nur Bruchstücke zur Verfügung stehen. In solchen Fällen wird bevorzugt zu indirekten Messungen, wie dem Punktlastindex gegriffen. Die Versuche zur Bestimmung der Punktlastindizes wurden im Rahmen einer

Diplomarbeit (BAUER 2013) durchgeführt. Die Abbildung 4.34 stellt den theoretischen Versuchsaufbau dar.

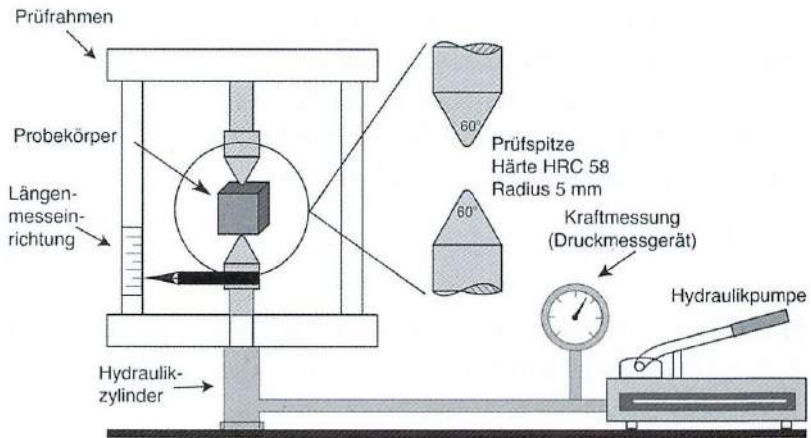


Abb. 4.34.: Versuchsaufbau zur Ermittlung des Punktlastindex (THURO 2010)

Es wurden von jeder Steinsorte 6 bis 9 zylindrische Probekörper (Z4a und Z4b) verwendet. Die Abmessungen der Probekörper waren $50 \cdot 25 \text{ mm}^{14}$, bzw. $100 \cdot 50 \text{ mm}$. Die Probekörper wurden in der ausgewählten Klimarte bis zur Massenkonstanz gelagert. Danach wurden die Abmessungen mit einer Genauigkeit von $0,01 \text{ mm}$ vermessen und ihre Ultraschallgeschwindigkeit bestimmt. Im Rahmen der Diplomarbeit¹⁵ wurden die Ultraschallgeschwindigkeiten an den beiden Sandsteinsorten durchgeführt. Es wurden bis zu sieben Messungen pro Probekörper gemacht, eine rechtwinklig zur Kreisfläche und weitere sechs auf der Mantelfläche, jeweils nach 60° Drehung. Dadurch wurde die rechtwinklige Belastung zur Schichtung sichergestellt. Das Prüfgerät ist von der Firma INTERFELS. Es wurde ausgewählt, weil es eine „Koffermaschine“ ist, die auch vor Ort verwendet werden kann. Es hat eine wirksame Kolbenfläche von 2290 mm^2 . Der Druck wird hydraulisch durch eine Handpumpe aufgebracht.

¹⁴Durchmesser und Höhe

¹⁵Bilder und verwendete Daten entstanden während einer Masterarbeit (BAUER 2013)

Darstellung der Ergebnisse Die Abbildung 4.35 stellt die Mittelwerte mit Standardabweichung abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt dar.

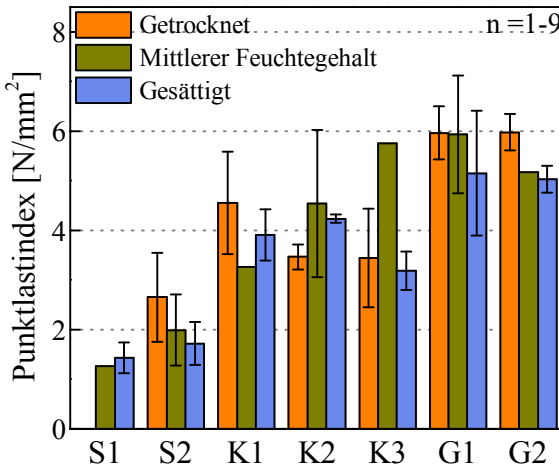


Abb. 4.35.: Punktlastindex abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt¹⁵

Es wurden nur die Ergebnisse mitberücksichtigt, bei denen das Versagen als gültig betrachtet werden konnte, wobei die gleichen Probekörpergeometrien, wie für die Spaltzugfestigkeit verwendet wurden. Im Rahmen der Diplomarbeit (BAUER 2013) wurden zusätzlich spannungsoptische Analysen zum Vergleich der Lasteinleitung und der Spannungsverteilung der beiden Versuchsarten durchgeführt. Dies führte dazu, dass die Probekörper als liegende Zylinder (entsprechend der Belastung bei den Spaltzugfestigkeitsversuchen) belastet wurden. Die Probekörpergeometrie entsprach bei dieser Belastungsrichtung der Empfehlung von der DGGT (THURO 2010) bei den Vorgaben für „Lastpunktabstand“ und „Mindestgröße quer zum Lastpunktabstand“. Die Angabe für die Probekörperform ($d/h \leq 1$) wurde nicht erfüllt. Während der Versuche wurde festgestellt, dass die gewählten Abmessungen deswegen in vielen Fällen zu einem ungültigen Probekörperversagen führen. Dies kann auch in der Abbildung 4.35 an den teilweise sehr hohen Streuungen und den fehlenden Mittelwerten angesehen werden. Typische Versagensbilder zeigt die Abbildung 4.36.

Es ist sofort erkennbar, dass gültiges Versagen nicht die gleiche Versagensart bedeutet, wodurch die Auswertung und die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse erschwert wird. Die hohe Anzahl ungültiger Versuche führte



(a) Ungültige Versagensbilder (b) Gültige Versagensbilder

Abb. 4.36.: Typische Versagensbilder beim Punktlastversuch für liegende Zylinder¹⁵

auch dazu, dass der Einfluss des Feuchtegehaltes nicht zuverlässig analysiert werden konnte. Es wurden zusätzlich andere Probekörper (ohne Lagerung bis zur Massenkonstanz unter einer der Klimaten und ohne Messung der USG) mit unterschiedlichen Abmessungen zu Testzwecken untersucht¹⁶. Es konnte bestätigt werden, dass die Angabe für die Probekörperform eingehalten werden muss, um zum größten Teil gültige Versagensbilder erhalten zu können. Die gewählten Stücke besaßen jeweils einen Punktlastabstand von 50 mm. Ihre Form war entweder zylindrisch oder prismatisch und sie entsprachen der DGGT Empfehlung. Die Mittelwerte sind in Abbildung 4.37 dargestellt. Die Ergebnisse deuten auf keine steinsortenübergreifende Abhängigkeit der Probekörperform hin. Um dies analysieren zu können reicht die Anzahl der untersuchten Probekörper nicht aus. Der Zweck der Messung des Punktlastindexes ist in den meisten Fällen die Abschätzung der Druckfestigkeit (s. Kap. 2.1.2.3). Der von HASSANI u. a. (1980) stammende Zusammenhang stimmt mit den Ergebnissen gut überein. Der Variationskoeffizient der Anpassung beträgt 23 % und ist damit etwa gleich mit der Streuung der hier durchgeführten Druckfestigkeitsversuche.

¹⁶Zylinder 50-100 mm liegend; Würfel mit 50 mm Kantenlänge; Prisma: 50-50-150 mm

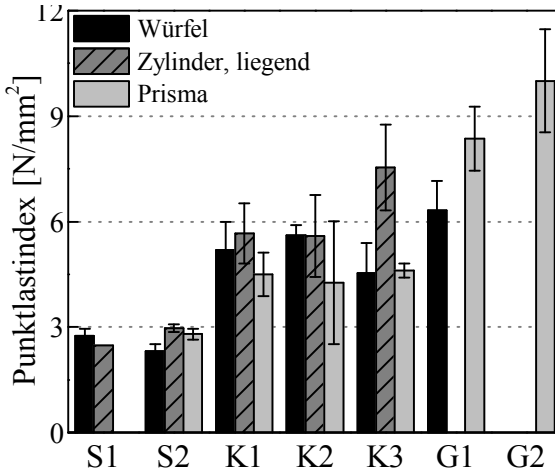


Abb. 4.37.: Punktlastindex abhängig von Steinsorte, Feuchtegehalt und Probekörpergeometrie¹⁵

Die Abbildung 4.38 stellt die ermittelten Würfeldruckfestigkeitmittelwerte mit Standardabweichung über die Punktlastindexmittelwerte mit Standardabweichung dar. Der Zusammenhang von $29 \cdot I_{s,50} = f_{c,c}$ wurde mit der rot gestrichelten Linie eingezeichnet.

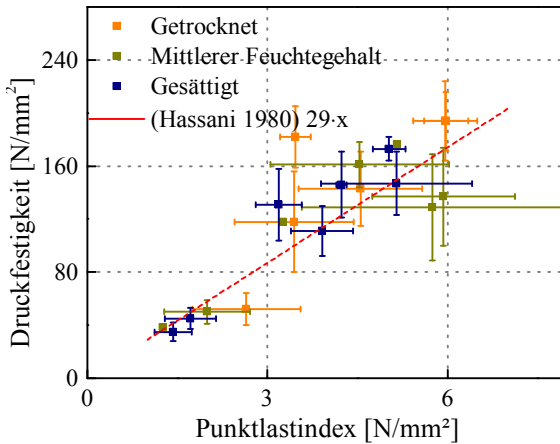


Abb. 4.38.: Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Punktlastindex

Zusammenfassend kann man feststellen, dass die Anwendung des Punktlastindexes als Ersatz für die Abschätzung der Druckfestigkeit geeignet ist.

Dies gilt aber nur in dem Fall, dass für die untersuchten Steinsorten schon bekannt ist, welche vorgeschlagene Umrechnungsgleichung mit geringem Fehler angewendet werden kann. Die hier ermittelten Druckfestigkeiten wurden mit einem großen Anteil der Formeln im Mittel zwischen 30 und 40 % unterschätzt. Als positiv kann angesehen werden, dass durch die Anwendung der meisten Formeln die Druckfestigkeit eher unterschätzt wird, somit liegen die Ergebnisse auf der sicheren Seite.

4.3.2. Zugfestigkeit

Zur Bestimmung der Zugfestigkeit wurde die Messung der Biegezugfestigkeit (Dreipunktbiegung), der Spaltzugfestigkeit und der Oberflächenzugfestigkeit herangezogen. Auf die Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit wurde wegen des hohen Versuchsaufwandes und der relativ geringen Anzahl an Vergleichswerten in der Literatur verzichtet.

4.3.2.1. Biegezugfestigkeit

Die Messung der Biegezugfestigkeit erfolgte gemäß der DIN EN 12372. Um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu verbessern, wurden bei allen Steinsorten Probekörper mit den von der Norm bevorzugten Abmessungen von 50·50·300 mm verwendet. Die Vorgabe, dass die Mindestabmessungen zweimal dem Größtkorn entsprechen müssen, wurde bei jeder Steinsorte eingehalten. Die Probekörper wurden bei den drei Klimaten (T, M, F) bis zur Massenkonstanz gelagert. Den verwendeten Versuchsaufbau stellt Abbildung 4.39 dar. Jeder Versuch wurde an der Hoch- und Niederdruck Maschine (HuN-Maschine) durchgeführt. Die Maschine wird servohydraulisch betrieben und kann Zug- und Druck jeweils mit bis zu 100 kN aufbringen. Der untere Teil der Maschine ist beweglich. Die geforderte Belastungsgeschwindigkeit von 5 kN/min wurde durch Bewegung nach oben aufgetragen. Bei vorhandener Schichtung wurden die Probekörper so eingebaut, dass die Belastungsrichtung rechtwinklig zur Schichtung war. Obwohl diese Probekörper größer waren, als die Würfel für die Druckfestigkeitsprüfung, konnte die Schichtung durch Augenscheinprüfung weiterhin nicht zuverlässig markiert werden. Es wurde während der Durchführung dieser Versuche mit der Anwendung der Ultraschallgeschwindigkeit für die Ortung der Schichtung angefangen.



Abb. 4.39.: Bestimmung der Biegezugfestigkeit: Versuchsaufbau und Bruchbilder

Ein Teil der Messungen wurde mit Augenscheinprüfung und der andere Teil durch USG durchgeführt.

Darstellung der Ergebnisse Den petrographischen Untersuchungen entsprechend (s. Kap. 4.1) musste die Schichtung bei „Sandstein 2“ beachtet werden. Die Abbildung 4.40 stellt den Einfluss der Berücksichtigung der USG bei der Wahl der Belastungsrichtung auf die Streuung der Messwerte dar. Das gleiche Diagramm ergänzt mit den Messergebnissen von „Kalkstein 1“ kann Anhang B.3 entnommen werden. Die gelbe Farbe kennzeichnet die Trockenlagerung, die Lagerung im Klimaraum ist grün gekennzeichnet. Die Ergebnisse sind jeweils in einem Boxplot aufgetragen worden. Die Box steht für 25 bis 75 % und die Whisker für 5 und 95 % der Messergebnisse. Jeder Boxplot wurde aus 10 bis 15 Messergebnissen erstellt. Die Probekörper, an denen die USG bestimmt wurde, wurden immer parallel zur Richtung belastet, in der die niedrigste USG gemessen wurde. Eine Reduktion der Streuung der ermittelten Biegezugfestigkeit ist bei bei-

den Steinsorten zu sehen.

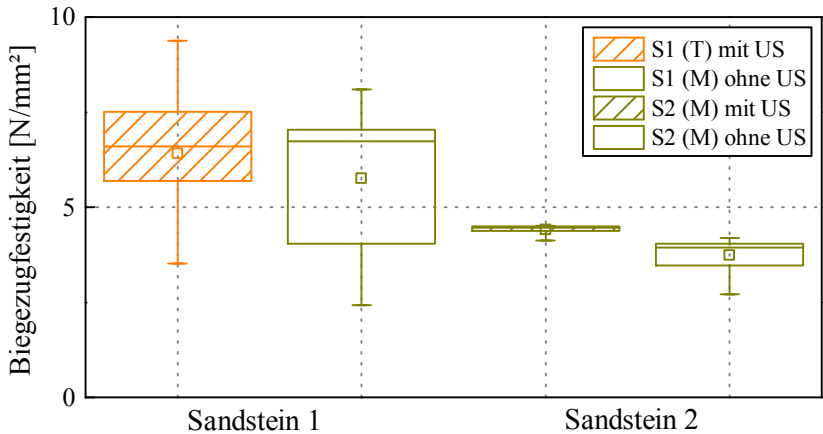


Abb. 4.40.: Einfluss der Berücksichtigung der Belastungsrichtung, Biegezugfestigkeit

Allerdings ist dieser Unterschied bei „Sandstein 1“ nur für zwischen 25 und 50 % zu sehen, die gesamte Streubreite der Messergebnisse ist etwa gleich geblieben. Bei „Sandstein 2“ ist eine Abnahme der Streubreite sowohl im mittleren Bereich, als auch für die gesamte Messung erkennbar. Es ist anzunehmen, dass unterschiedliche Winkel zwischen Lasteinleitung und Schichtung auch zu unterschiedlichen Biegezugfestigkeiten führen (s. Kap. 2.1.2.3). Dieser Effekt ist nur bei „Sandstein 2“ zu sehen. Die Sicherstellung der Lasteinleitungswinkel führte zu einer deutlichen Reduktion der Streuung und gleichzeitig zu einer Erhöhung des ermittelten Festigkeitskennwert. Als Vergleich können die Ergebnisse von „Kalkstein 1“ (s. Anhang B.3) betrachtet werden. Entsprechend der Erwartungen konnte hierbei keine Änderung der Streuung der Ergebnisse beobachtet werden. Anhand dieser Erfahrungen kann bestätigt werden, dass die Anwendung der USG zu einer optimierten Versuchsdurchführung mit besserer Berücksichtigung der Schichtung führt. Die Abbildung 4.41 stellt die mittleren Biegezugfestigkeiten mit Standardabweichung in Abhängigkeit von Steinsorte und Feuchtegehalt dar. Es wurden jeweils 10 bis 15 Messungen durchgeführt. Eine Abnahme der ermittelten Festigkeiten ist mit zunehmendem Feuchtegehalt bei jeder Steinsorte zu sehen. Dies bestätigt die in der Fachliteratur dokumentierten Erfahrungen (s. Kap. 2.1.2.3).

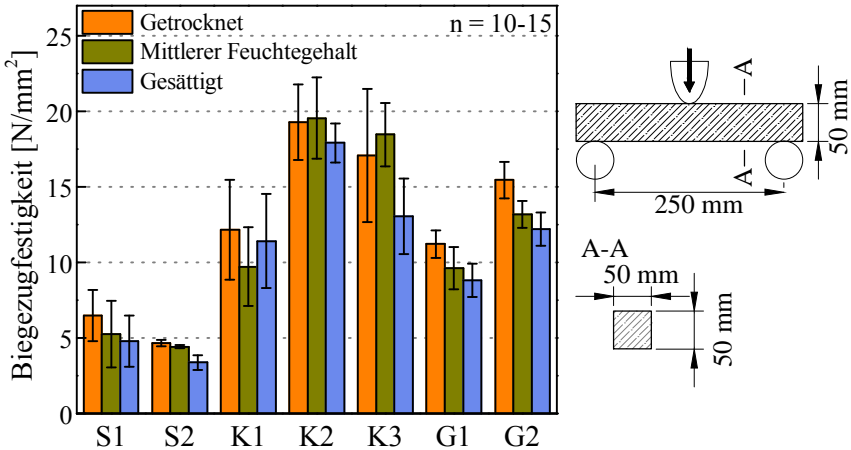


Abb. 4.41.: Biegezugfestigkeit abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt

Die Messergebnisse der Kalksteinsorten bei mittlerem Feuchtegehalt fallen etwas aus diesem Muster heraus, der Unterschied ist aber kleiner oder gleich der Standardabweichung und kann daher vernachlässigt werden.

4.3.2.2. Spaltzugfestigkeit

Die Messungen zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit erfolgten im Rahmen einer Diplomarbeit (BAUER 2013) in Anlehnung an ASTM D3967 und der Empfehlung der DGGT (LEPIQUE 2008). Die Probekörperform wurde als Zylinder (Z4a und Z4b) mit den Abmessungen 50·25 mm¹⁷, bzw. 100·50 mm gewählt. Es wurden bis zu 8 Probekörper pro Steinsorte und Feuchtegehalt geprüft.

Die Probekörper wurden bei den drei Klimaten bis zur Massenkonstanz gelagert. Für die Lasteinleitungstreifen konnte wegen der hohen Zugfestigkeiten der Steine nur Stahl gewählt werden. Es wurden Stahlstreifen mit 10·10 mm Querschnitt gewählt. Sie waren jeweils 10 mm länger als die Probekörper. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 0,05 N/mm²/s. Die Belastung erfolgte – falls vorhanden – rechtwinklig zur Schichtung. Bei den Sandsteinen wurden zusätzlich im Rahmen der Arbeit sieben Messungen an jedem Probekörper durchgeführt, wodurch die Belastung recht-

¹⁷Höhe und Durchmesser

winklig zur Schichtung ermöglicht wurde.

Die Abbildung 4.42 stellt den Versuchsaufbau und typische Versagensbilder dar. In der Fachliteratur wurden die Messung und die Ergebnisse der Spaltzugfestigkeit ausführlich diskutiert (s. Kap. 2.1.2.3).

Entsprechend kann auch die hier gewählte Prüfmethode nur dann zuverlässig zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit verwendet werden, wenn das Versagen tatsächlich als Folge einer Zugspannung eintritt (COLBACK 1966). Dies ist der Fall, wenn die Rissbildung in der Mitte des Probekörpers diametrisch anfängt und kein Scherversagen eintritt.

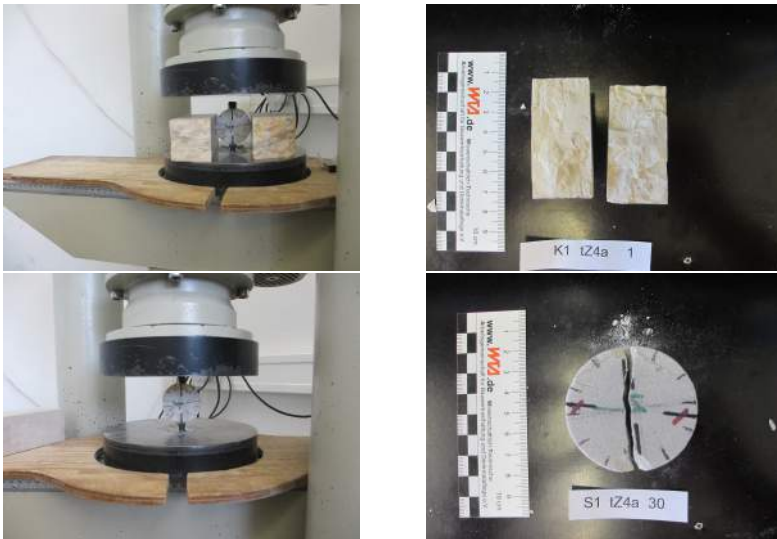


Abb. 4.42.: Bestimmung der Spaltzugfestigkeit: Versuchsaufbau und Bruchbilder¹⁵

Die Versuche wurden als gültig bewertet, wenn ein „gerade“ durchgehender Trennriss in der Mitte der Probekörper aufgetreten ist (s. Abb. 4.42 r.).

Darstellung der Ergebnisse Die Abbildung 4.43 stellt die mittlere Spaltzugfestigkeit mit Standardabweichung abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt dar. Wie bei der Biegezugfestigkeit und der Druckfestigkeit, kann

hier mit zunehmendem Feuchtegehalt eine klare Abnahme der ermittelten Festigkeit beobachtet werden. Der Unterschied liegt abhängig von der Steinsorte zwischen 6 und 27 %. Die Variationskoeffizienten sind, außer bei S1 und K3, kleiner als die Festigkeitsabnahme zwischen getrockneten und gesättigten Probekörpern.

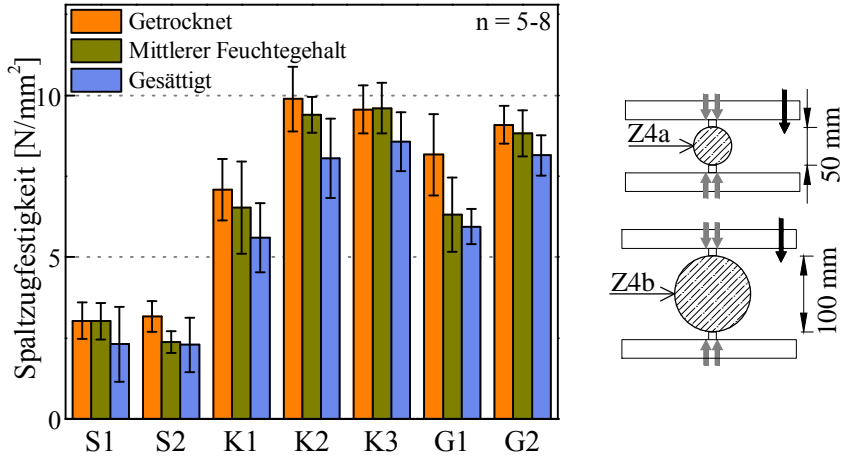


Abb. 4.43.: Spaltzugfestigkeit abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt¹⁵

Die Variationskoeffizienten liegen abgesehen von den gesättigten S1-Proben bei unter 20 % und fallen damit kleiner aus, als es bei den anderen Messungen der Fall war. Daher ist diese Prüfmethode nach hiesigen Erfahrungen gut geeignet für die Ermittlung der Zugfestigkeit. Die Werte fallen in den von Fachliteratur angegebenen Bereich (s. Tab. 2.8).

4.3.2.3. Oberflächenzugfestigkeit

Für die Bestimmung der Oberflächenzugfestigkeit gibt es für Natursteine keine Norm. Als Richtlinie wurden die Normen DIN EN 1542 und DIN 1048-2 herangezogen. Die Messungen wurden an P1-Probekörpern (150·150·60 mm) durchgeführt. Die Versuche an den beiden Sandsteinsorten wurden im Rahmen einer Bachelorarbeit (HEIDORN 2014) ausgeführt. Für die Versuche wurde das Haftprüfsystem HP 850 von der Firma Herion mit gehärtetem Stahlstempel (Durchmesser: 20 mm) verwendet. Im Rah-

men der Bachelorarbeit¹⁸ wurden zusätzlich mit der HuN-Maschine Versuche mit größerem Stempel (Durchmesser: 75 mm) an den Sandsteinen als Vergleich durchgeführt. Zusätzlich wurden mit dem größeren Stempel Testversuche an den Kalksteinen durchgeführt. Für das Kleben wurde bei beiden Stempelgrößen mit dem Zweikomponentenkleber X60 von der Firma HBM gearbeitet. Der Kleber wurde anhand relativ geringer Aushärtezeit, Feuchtebeständigkeit und leichter Entfernung (mechanisch oder thermisch) vom Stempel gewählt. Der Versuchsablauf selbst war in beiden Fällen gleich. Die Klebefläche wurde mit Aceton gereinigt, die Kleber mit gleichem Verhältnis der Komponenten gemischt und die Stempel aufgeklebt. Nach der Aushärtezeit wurden die Probekörper samt Stempel in die Prüfmaschine eingebaut und die Stempel rechtwinklig zur Steinoberfläche mit 15 N/s, bzw. die großen Stempel mit 13,25 kN/min abgerissen. Die schematische Darstellung der Versuchsaufbauten stellt Abbildung 4.44 dar.

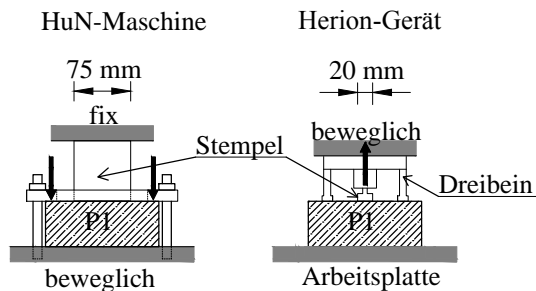


Abb. 4.44.: Schematischer Versuchsaufbau: Oberflächenzugfestigkeit

Bei der Verwendung der HuN-Maschine wurde der Probekörper samt aufgeklebtem Stempel in den fixen Teil der Maschine eingehängt. Der bewegliche Teil der Maschine wurde bis zur Berührung des Probekörpers hochgefahren. Es wurde eine Stahlplatte über die Probe um den Stempel herum gelegt und zweiseitig am unteren Teil befestigt. Es wurde nur so fest gezogen, dass der Probekörper nicht unter Spannung stand. Die Last wurde durch Bewegung des unteren Teiles kraftgeregelt aufgetragen. Bei der Verwendung des Herion-Geräts wurde ein Dreibeingestell über den aufgeklebten Stempel gestellt. Der Aufbau verfügt über ein zylindrisches Ankopplungsteil, das mit 90°Drehung um den Stempel herum „festgezogen“

¹⁸Bilder und verwendete Daten bezogen auf die Sandsteine entstanden während der Bachelorarbeit HEIDORN (2014)

wird. Die Belastung erfolgte kraft geregelt. Die Abbildungen 4.45-4.46 zeigen Aufnahmen der jeweiligen Versuchsaufbauten und der Versagensbilder.



(a) Messung mit der HuN-Maschine

(b) Messung mit der Herion-Gerät

Abb. 4.45.: Messung der Oberflächenzugfestigkeit

Die Prüfung der Probekörper wurde erst nach Erreichen der Massenkonzanz in den jeweiligen Klimaten durchgeführt. Bei gesättigten Probekörpern wurden die Proben aus dem Wasser genommen und vor dem Kleben 24 bis 72 Stunden lang getrocknet. Danach wurden die Stempel aufgeklebt, für das Aushärten wurden die Probekörper weitere 24 bis 72 Stunden lang bei 20 °C Raumtemperatur gelagert und erst dann wieder ins Wasser gelegt. Die Probekörper wurden nach mindestens einer Woche zusätzlicher Wasserlagerung geprüft. Bei den Proben aus dem Klimaraum (mittlerer Feuchtegehalt) und aus dem Wasser ergaben sich des Öfteren Schwierigkeiten beim Kleben. Diese Probleme traten bei jeder Steinsorte besonders häufig bei der Wasserlagerung auf.



Abb. 4.46.: Ungültige (r., m.) und gültige Bruchbilder (l.) mit einem Stempeldurchmesser von 20 mm

Die Probleme können vermutlich auf die niedrigeren Temperaturen, die hohe relative Luftfeuchte, bzw. den hohen Feuchtegehalt des Probekörpers zurückgeführt werden. Die von der Norm empfohlene Ringnut um den Stempel herum wurde nicht erstellt, da es wegen der hohen Steinfestigkeiten händisch nicht bei allen Steinsorten zu bewerkstelligen war.

Darstellung der Ergebnisse Die Abbildung 4.47 stellt die mittlere Oberflächenzugfestigkeit in Abhängigkeit von Steinsorte und Feuchtegehalt dar. Bei der Auswertung wurden nur die gültigen Versuche berücksichtigt.

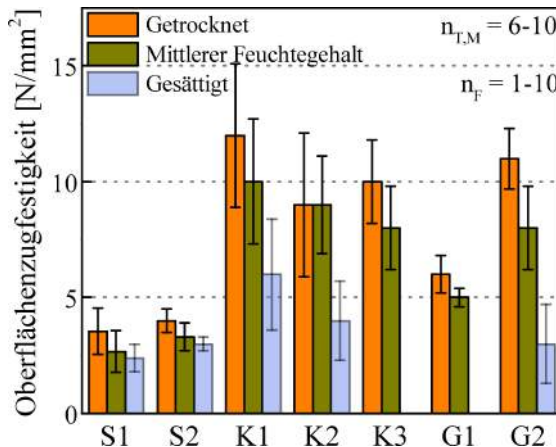


Abb. 4.47.: Oberflächenzugfestigkeit abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt

Es wurden pro Steinsorte und Feuchtegehalt 12 bis 30 Versuche durchgeführt. Im getrockneten Zustand waren alle Versuche gültig. Etwa 30 % der

Versuche an Probekörpern mit mittlerem Feuchtegehalt waren ungültig. Bei den gesättigten Proben betrug der Anteil der gültigen Versuche etwa 30 bis 50 %. Bei den Sandsteinen wurden jeweils 20 Versuche durchgeführt, von denen jeweils 10 bis 11 als gültig betrachtet werden konnten. Daher können diese Ergebnisse als relevant erachtet werden. Die Mittelwerte von gesättigten Proben müssen für die anderen sechs Steinsorten wegen der hohen Anzahl der ausgefallenen Messungen vernachlässigt werden. Der Einfluss des Feuchtegehaltes ist an den Messergebnissen der getrockneten und im Klimaraum gelagerten Probekörper gut sichtbar. Dies spiegelt die Erfahrungen aus der Bestimmung der anderen Festigkeitsparameter wieder. Die Abbildung 4.48 stellt die mittlere Oberflächenzugfestigkeit abhängig von Stempelgröße und Feuchtegehalt für die Sandsteine dar.

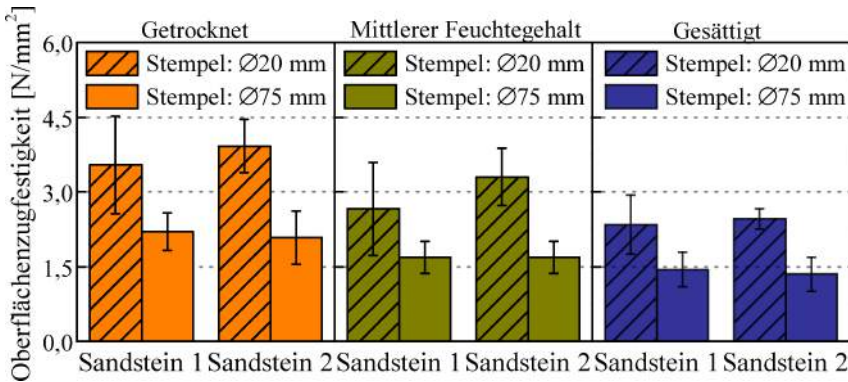


Abb. 4.48.: Oberflächenzugfestigkeit abhängig von Stempelgröße und Feuchtegehalt für die Sandsteinsorten¹⁸

Der Einfluss der Stempelgröße ist deutlich zu erkennen. Die Verwendung der größeren Stempel führt zu einer Festigkeitsabnahme die über die Streuung der Messwerte hinaus geht. Die Tabelle 4.6 fasst die für das Diagramm 4.48 zugrundeliegenden Daten zusammen. Sie listet die mittlere Oberflächenzugfestigkeit mit Standardabweichung abhängig von Sandsteinsorte, Feuchtegehalt und Stempelgröße auf. Die Spalte „ $\frac{75 \text{ mm}_i}{20 \text{ mm}_i}$ “ gibt den Quotienten von mit 75 mm- und 20 mm-Stempel gemessenen Oberflächenzugfestigkeiten an. Es ist gut erkennbar, dass das Verhältnis sich mit zunehmendem Feuchtegehalt bei keiner der beiden Steinsorten ändert. Der Tabelle kann auch das Verhältnis der bei unterschiedlichen Feuchtegehal-

ten ermittelten $f_{t,OZ}$ bei gleicher Stempelgröße entnommen werden. Als 100 % wird jeweils der Wert der getrockneten Probekörper bei der jeweiligen Stempelgröße angenommen. Diese deuten darauf hin, dass die Abnahme der Festigkeit mit zunehmendem Feuchtegehalt nur von der Steinsorte abhängig ist.

Das Verhältnis ist bei gleicher Steinsorte und gleichem Feuchtegehalt bei beiden Stempelgrößen etwa gleich. Dies lässt vermuten, dass die Stempelgröße keinen Einfluss auf diese Festigkeitsabnahme hat. Zusammenfassend kann man anhand der hiesigen Ergebnisse annehmen, dass die Einflüsse der Stempelgröße, bzw. des Feuchtegehaltes voneinander unabhängig auftreten.

Tabelle 4.6.: Oberflächenzugfestigkeit der Sandsteine abhängig von der Stempelgröße ¹⁸

Steinsorte	Lagerung	Stempel 20 mm		Stempel 75 mm		$\frac{75 \text{ mm}}{20 \text{ mm}}$ [%]	
		$f_{t,OZ}$ [N/mm ²]	s [N/mm ²]	$f_{t,OZ}$ [N/mm ²]	s [N/mm ²]		
Sandstein 1	T	3,54	0,98	100	2,2	100	62
	M	2,66	0,93	75	1,69	77	64
	F	2,34	0,59	66	1,44	65	62
Sandstein 2	T	3,92	0,54	100	2,08	100	53
	M	3,3	0,57	84	1,69	81	51
	F	2,46	0,21	63	1,35	65	55
Mittelwert						58	
s						5	
v						9	

4.3.2.4. Zusammenhang zwischen gemessenen Zugfestigkeitskennwerten

Als abschließendes Resultat der unterschiedlichen Bestimmungen der Zugfestigkeit, kann gesagt werden, dass der Einfluss des Feuchtegehaltes hier, ebenso wie bei der Druckfestigkeit, unabhängig von der Messmethode eine Rolle spielt. Dementsprechend sollte der Feuchtegehalt für die Bestimmung der Festigkeitskennwerte an die spätere Anwendung der Natursteine angepasst gewählt werden. Es kann auch bestätigt werden, dass die USGM als zusätzliches Hilfsmittel zur Lokalisierung der Schichtung geeignet ist. Im Folgenden werden die auf diverse Weisen ermittelten Zugfestigkeitskennwerte kurz miteinander verglichen.

Die Abbildung 4.49 zeigt das Verhältnis der drei auf verschiedene Weisen ermittelten Zugfestigkeitskennwerte. Die Näherungsgleichung ist jeweils rot aufgetragen. Die Punkte stellen den Mittelwert mit Standardabweichung pro Steinsorte und Feuchtegehalt dar. Anhand der hiesigen Ergebnisse können zwischen der Biege-, Spalt- und Oberflächenzugfestigkeit folgende Zusammenhänge angenommen werden:

$$f_{t,SZ} = 0,57 \cdot f_{t,BZ} \quad (4.5)$$

$$f_{t,BZ} = 1,66 \cdot f_{t,OZ} \quad (4.6)$$

$$f_{t,SZ} = 0,97 \cdot f_{t,OZ} \quad (4.7)$$

Die Variationskoeffizienten (v) der Näherungen sind 15 %, 26 % und 24 %. Diese liegen im Bereich der Variationskoeffizienten der jeweiligen Messungen. Die Näherungen wurden jeweils anhand der Verhältnisse der empirischen Ergebnisse ermittelt, lassen sich aber auch aus einander herleiten. Es ist gut erkennbar, dass die Güte der Näherung bei der Oberflächenzugfestigkeit niedriger ist. Diese liegt an der vergleichsweise hohen Streuungen dieser Messmethode. Der Zusammenhang zwischen $f_{t,SZ}$ und $f_{t,BZ}$ entspricht am ehesten der von PESCHEL (1983).

Die Ergebnisse zeigen, dass die Bestimmung eines der Zugfestigkeitswerte anhand der anderen möglich ist.

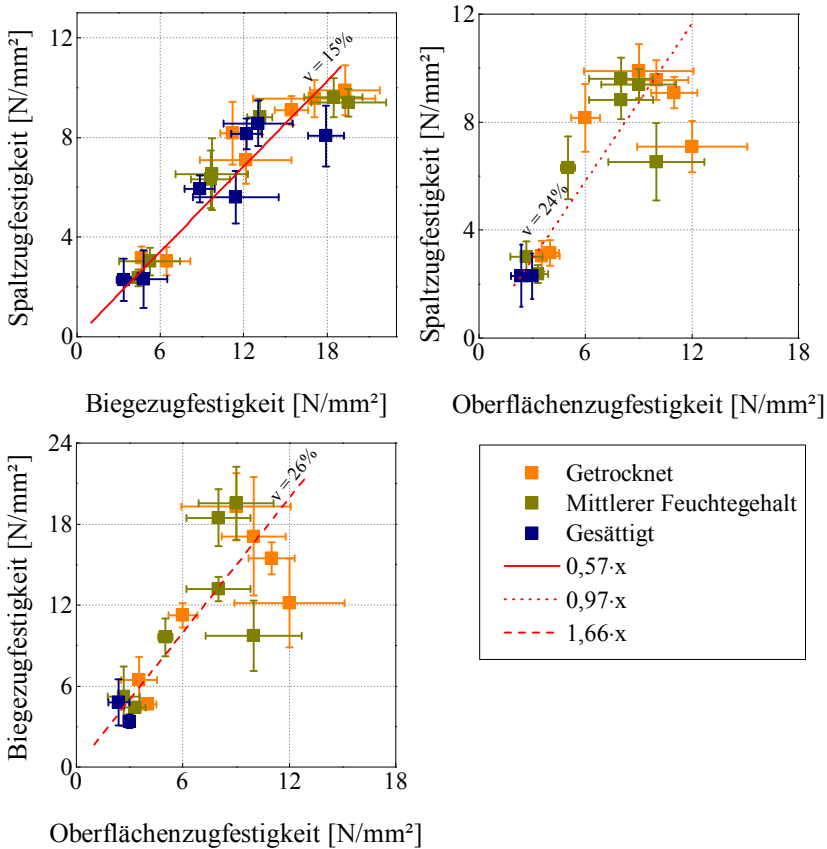


Abb. 4.49.: Gegenüberstellung der verschiedenen Zugfestigkeitswerte

In Anbetracht der unterschiedlichen Ergebnisse der Fachliteratur sollte die Gültigkeit der Gleichungen für weitere Steinsorten überprüft werden.

4.3.3. Scherfestigkeit

Die Messung der Scherfestigkeit erfolgte nach ÖNORM B 3124 TEIL 6. Die DIN EN Norm ist nur zur Untersuchung an Böden vorhanden. Der von ÖNORM beschriebene Versuchsaufbau soll die direkte Bestimmung der Scherfestigkeit ermöglichen. Die Wahl der Probekörpergeometrie folgte gemäß ÖNORM. Für jede Steinsorte wurden Zylinder mit 50 mm Durch-

messer und 110 mm Höhe verwendet. Bei dem „Granit 2“ wurde von der Normvorgabe abgewichen. Sie schreibt vor, dass der Mindestdurchmesser zehnmal dem Größtkorn gleich gewählt werden sollte. Da der Versuchsaufbau eine an die Probengeometrie angepasste Stahlvorrichtung ist, hätte der erhöhte Durchmesser einen zusätzlichen Aufbau erfordert. Die Abbildung 4.50 stellt die Stahlvorrichtung schematisch dar. Die Belastung erfolgte kraft geregelt mit 20 kN/s. Die Drucklast wurde mit einem servohydraulischen Zylinder aufgebracht. Die Höchstlast der Zylinder beträgt 250 kN, der Messbereich liegt zwischen 2,5 und 250 kN. Die Versuche wurden jeweils nach Erreichen der Massenkonstanz bei den jeweiligen Klimaten durchgeführt. Es wurden pro Steinsorte 10 Probekörper pro Lagerungsart vorgesehen. Falls eine Schichtung vorhanden war, wurde diese nach Augenscheinprüfung markiert und die Belastung erfolgte rechtwinklig zur Schichtung, falls dies nicht möglich war, wurde die jeweilige Probe aussortiert.

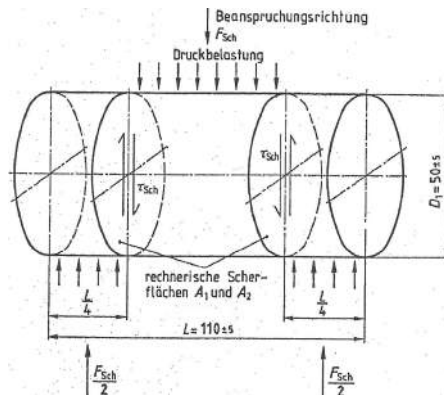


Abb. 4.50.: Schematische Darstellung der Schereinrichtung ÖNORM B 3124 TEIL 6

Der verwendete Versuchsaufbau kann Abbildung 4.51 entnommen werden. Die Ergebnisse dürfen nur dann in die Auswertung einfließen, wenn das Versagen entsprechend der Abbildung 4.51 (l.u.) eintritt. Es wurde während der Durchführung der Versuche festgestellt, dass auch häufig ein Fehlversagen (infolge von Biegung oder zu großem Durchmesser) auftritt. Dieses ist auf die Unebenheit der Probekörper zurückzuführen. Sofern die Probe perfekt in die Form gepasst hat, konnte ein Scherversagen – wie

vorgesehen – verursacht werden.



Abb. 4.51.: Bestimmung der Scherfestigkeit: Versuchsaufbau und Bruchbild

Fehlversagen wurde am häufigsten bei den Kalksteinen und dem Granit beobachtet. Bei diesen Steinsorten wurde ein Versagen, wie in Abbildung 4.52, oft gesehen. Gemäß Norm darf die Abweichung des Durchmessers der Probe maximal 0,2 mm betragen. Dies konnte bei den Kalksteinen und dem Granit nicht zuverlässig eingehalten werden.



Abb. 4.52.: Fehlversagen, „Kalkstein 1“

Eine Abweichung von 0,5 mm führte bereits zu einem unültigen Versagensbild.

Darstellung der Ergebnisse Die Abbildung 4.53 stellt die Mittelwerte mit Standardabweichung abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt dar. Für „Kalkstein 2“ konnten keine Werte gemessen werden, da eine Bohrkronen mit dem entsprechenden Durchmesser vor Ort nicht zur Verfügung stand. Die „Granit 2“-Probekörper wiesen in der Regel einen Durchmesser von 50,5 mm auf, was zum Fehlversagen führte. Deswegen konnten pro Lagerungsart nur höchstens 2 gültige Versuche gemacht werden. Der

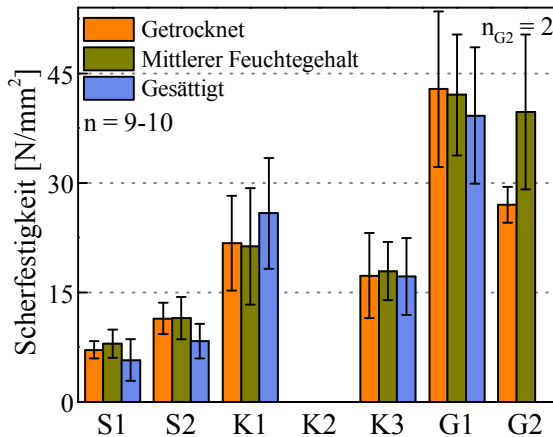


Abb. 4.53.: Scherfestigkeit abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt

Einfluss des Feuchtegehaltes ist nicht so stark ausgeprägt, wie es bei den anderen Festigkeitskennwerten der Fall war. Dies liegt vermutlich an den hohen Streuungen und der hohen Anzahl ungültiger Versuche. Es wird davon ausgegangen, dass der Einfluss hier ähnlich hoch ausfallen sollte, wie bei den ermittelten Zug- und Druckfestigkeiten.

4.3.4. Zusammenhänge zwischen den ermittelten Festigkeitskennwerten

Es wird hier untersucht, ob eine Korrelation zwischen den von einander unabhängig ermittelten diversen Materialkennwerten vorhanden ist. Die Ergebnisse werden – falls vorhanden – mit Angaben der Fachliteratur verglichen.

Die Abbildung 4.54 stellt die Druckfestigkeit abhängig von der Spalt- und

Biegezugfestigkeit dar. Die Punkte stehen jeweils für die aus 6 bis 15 Werten ermittelten Mittelwerte. Es wurden jeweils eine lineare und eine nicht lineare Näherung für die Umrechnung angegeben. Der Variationskoeffizient der Näherung ist kleiner oder gleich dem Variationskoeffizienten der Messung des jeweiligen Festigkeitswertes.

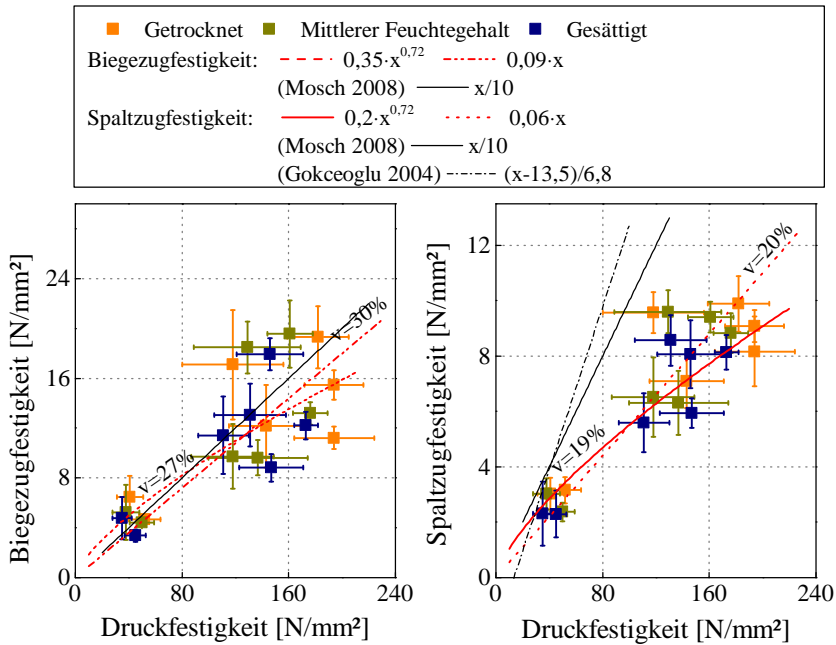


Abb. 4.54.: Spalt- und Biegezugfestigkeit abhängig von der Druckfestigkeit

Der empirisch ermittelte Zusammenhang zwischen der Biege- und Spaltzugfestigkeit (s. Gl. 4.5) kann in die hier angegebenen Zusammenhänge eingesetzt werden.

$$f_{t,SZ} = 0,57 \cdot f_{t,BZ} = 0,57 \cdot 0,35 \cdot f_{c,c}^{0,72} = 0,2 \cdot f_{c,c}^{0,72} \quad (4.8)$$

Es zeigt sich (s. Gl. 4.8), dass die Umrechnung etwa die gleichen Korrelationen ergibt, wie die hier aufgeschriebenen Empirischen. Dies legt nahe, dass die empirisch unabhängig voneinander ermittelten Zusammenhänge für die hier untersuchten Steinsorten auf diese Weise beschreiben

werden können. In der Fachliteratur wurde diese Frage auch diskutiert (s. Kap 2.1.2.5). Die jeweiligen Zusammenhänge nach MOSCH (2008) wurden in beiden Diagrammen mit durchgehenden schwarzen Linien eingezeichnet. Während der Zusammenhang zwischen der Biegezug- und Druckfestigkeit mit den hiesigen Ergebnissen übereinstimmt, wird die Spaltzugfestigkeit überschätzt. Der Zusammenhang nach GOKCEOGLU u. a. (2004) wurde mit einer Strichpunktlinie aufgetragen. Ebenso, wie zuvor, wird die Spaltzugfestigkeit überschätzt. Es muss allerdings beachtet werden, dass bei beiden Autoren die Druckfestigkeit errechnet wurde. Verwendet man die Zusammenhänge daher für die Abschätzung der Druckfestigkeit, wird diese etwas unterschätzt und die kalkulierten Werte liegen somit auf der sicheren Seite.

Die Abbildung 4.55 stellt den Punktlastindex und die Druckfestigkeit abhängig von der Scherfestigkeit dar.

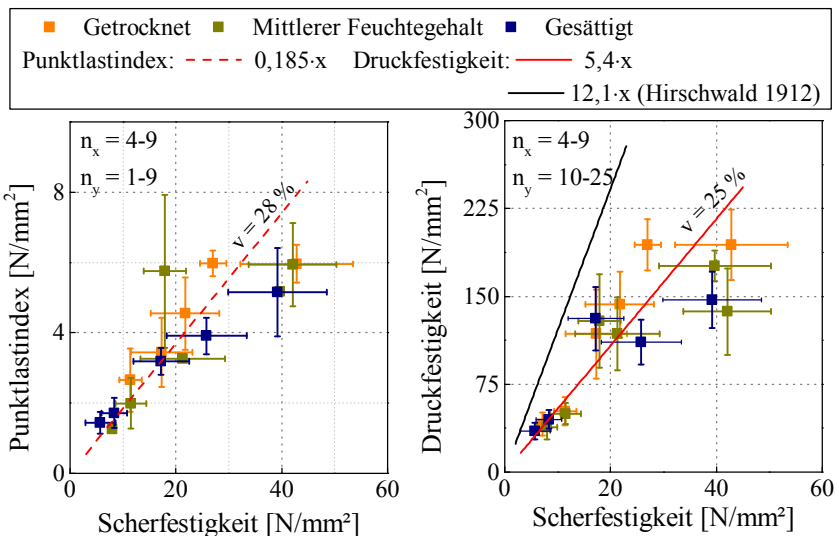


Abb. 4.55.: Punktlastindex und Druckfestigkeit über Scherfestigkeit

Die Punkte stehen jeweils für die Mittelwerte mit Standardabweichung pro Steinsorte und Feuchtegehalt. Die Ergebnisse deuten für die hier untersuchten Steinsorten auf einen linearen Zusammenhang hin. Die Variationskoeffizienten der Näherungen sind jeweils kleiner oder gleich denen aus

den Messungen der jeweiligen Festigkeitskennwerte. Im Kapitel 4.38 wurde das Verhältnis zwischen Punktlastindex und Druckfestigkeit diskutiert. Die empirischen Ergebnisse bestätigten den Zusammenhang von HASSANI u. a. (1980). Hier wurde jeweils ein Zusammenhang für die Abschätzung der Druckfestigkeit, bzw. des Punktlastindex aus der Scherfestigkeit angegeben. Der Quotient beider Zusammenhänge bestätigt den Zusammenhang von HASSANI u. a. (ebd.) ebenfalls, siehe Gleichung 4.9.

$$\frac{f_{c,c} = 5,4 \cdot f_{sh}}{I_{s,50} = 0,185 \cdot f_{sh}} = \frac{f_{c,c}}{I_{s,50}} = 29 \quad (4.9)$$

Die von HIRSCHWALD (1912) vorgeschlagene untere Grenze für den Zusammenhang zwischen Scher- und Druckfestigkeit liegt über den experimentellen Ergebnissen. Die Verwendung des Zusammenhanges führt hierbei zu einer Überschätzung der Druckfestigkeit. Die Ergebnisse legen nahe, dass ein allgemeiner Zusammenhang zwischen den unterschiedlichen Festigkeitskennwerten, den Angaben der Literatur entsprechend, vorhanden ist.

4.3.5. Elastizitätsmodul und Querdehnung

Die Messung des E-Moduls und der Querdehnung erfolgte gleichzeitig in Anlehnung an DIN EN 14580 und an ÖNORM B 3124 TEIL 9. Es wurde grundsätzlich der DIN gefolgt, die ÖNORM wurde herangezogen, weil diese die gleichzeitige Messung der Querdehnung unter Verwendung von Dehnmessstreifen regelt. Die Probekörper waren jeweils zylindrisch mit Abmessungen von 50·120 mm¹⁹ (Z3a) und 100·200 mm²⁰ (Z3b). Beide Normen sehen Proben mit einem Durchmesser von 50 mm vor. Der Durchmesser soll aber mindestens zehnmals dem Größtkorn entsprechen. Da die maximale Kristallgröße von „Granit 2“ bei den Stücken für die Vorversuche etwa 10 mm betrug, wurden die G2-Proben mit einem Durchmesser von 100 mm eingeplant. Die Angaben für das Verhältnis zwischen Durchmesser und Länge wurden nach DIN eingehalten. Es wurden pro Steinsorte und Lagerungsart 6 Probekörper geprüft. Die schematische Darstellung der Versuchsaufbaus kann der Abbildung 4.56 entnommen werden. Die

¹⁹Höhe und Durchmesser

²⁰„Granit 2“

Proben sollten – falls vorhanden – rechtwinkling zur Schichtung belastet werden.

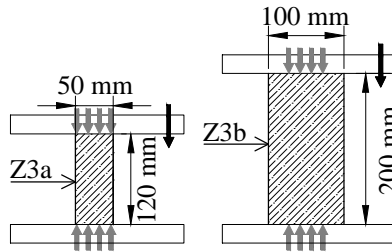


Abb. 4.56.: Schematische Darstellung der E-Modul Messung

Dies wurde teils mit Augenscheinprüfung, teils mittels USGM sichergestellt. Die DIN schreibt die Trocknung der Probekörper bei $70 \pm 5^\circ \text{C}$ vor, dies wurde bei den getrockneten Proben eingehalten. Die Sandsteinproben wurden bei allen drei Klimaten bis zur Massenkonstanz eingelagert und anschließend geprüft. Die Kalkstein- und Granitproben wurden in getrocknetem und gesättigtem Zustand geprüft. Für die Messung wurde die gleiche Druckprüfmaschine mit 500 kN Höchstlast wie bei der Druckfestigkeitsprüfung verwendet. Die G2 Proben wurden nach der Messung des E-Modul ausgebaut und an der 3000 kN Würfelpresse bis zum Versagen weiterbelastet. Die Belastung wurde kraftgeregelt, mit einer Geschwindigkeit von $0,5 \pm 0,2 \text{ N/mm}^2/\text{s}$ aufgebracht. Diese entspricht der Vorgabe beider Normen. Belastungshöhe und -verlauf werden in beiden Normen unterschiedlich geregelt. Hier wurde speziell versucht, die Vorgaben der DIN zu erfüllen. Das untere Belastungsniveau betrug jeweils $0,5 \text{ N/mm}^2$, die oberen 15 bis 35 % der Druckfestigkeit. Das 15 %ige Belastungsniveau liegt unter der Vorgabe der Norm. Dieser Unterschied lässt sich dadurch erklären, dass die Druckfestigkeit der Kalksteine bei den Vorversuchen unterschätzt wurde. Nach der Messung des E-Moduls wurden die Probekörper entlastet, und wieder von $0,5 \text{ N/mm}^2$ bis zum Versagen mit der vorigen Geschwindigkeit belastet. Die Messung der Dehnungen erfolgte mit Dehnmessstreifen in Längs- und Querrichtung. Die Abbildung 4.57 stellt die Lage der Dehnmessstreifen dar.

Es wurden pro Probekörper und Richtung jeweils zwei Dehnmessstreifen aufgeklebt. Die Dehnmessstreifen und der Kleber stammten von der Firma

Preusser Messtechnik. Für die Länge der Dehnmessstreifen in Längsrichtung wurden normgemäß 60 mm, bzw. 90 mm bei den G2 Proben gewählt.



(a) G2-Probe mit 200 mm Höhe



(b) K3-Probe mit 120 mm Höhe

Abb. 4.57.: Lage der Dehnmessstreifen während der E-Modul-Messung

Die Streifenlänge in Querrichtung betrug 30 mm, bzw. 90 mm bei den G2 Proben. Auf der Manteloberfläche der Proben wurde eine Grundsicht (PS Klebstoff) zum Versiegeln und Glätten der Oberfläche vor dem Kleben aufgetragen. Dies ist in brauner Farbe auf dem Bild zu sehen. Darauf wurden die Dehnmessstreifen nach einem Tag Aushärtezeit mit CN-E Sekundenkleber aufgeklebt. Durch die Grundsicht konnte eine gute Verbindung zwischen Kleber und Dehnmessstreifen gewährleistet werden. Es gab keine Ausfälle der Dehnmessstreifen auf Grund unzureichendem Aufkleben oder sonstigen Problemen. Die Probekörper für die Wasserlagerung wurden vor der Lagerung präpariert. Die Dehnmessstreifen wurden mit SB Abdeckmittel wasserdicht abgedeckt. Zur Kontrolle wurden vor und nach der Lagerung die Widerstände der Dehnmessstreifen gemessen. Es gab bei keiner der eingelagerten Proben ein Eindringen von Wasser. Die Abbildung 4.58 stellt eine G1-Probe mit SB Abdeckschicht nach der Prüfung dar.

Für die Messung der Dehnungen wurde ein Spannungskreis aufgebaut, in dem sich die Dehnmessstreifen der geprüften Probekörper und eines „Dummies“ jeweils angeschlossen waren.



Abb. 4.58.: Probekörper mit SB Abdeckschicht für Schutz vor Wassereindringen

Als Dummy wurde ein Probekörper mit gleichen Abmessungen und auf gleiche Weise aufgeklebten Dehnmessstreifen verwendet. Da die Messung des E-Moduls bevorzugt mit Wegaufnehmern durchgeführt wird, wurden einigen Vergleichmessungen parallel zur Messung mit Dehnmessstreifen auch mit Wegaufnehmern durchgeführt. Die Differenz der Messergebnisse lag deutlich unterhalb der Streuung.

Darstellung der Ergebnisse Die Abbildung 4.59 stellt die Mittelwerte der Querdehnung und des E-Moduls mit Standardabweichung abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt dar. Wie bei den Festigkeitskennwerten zu sehen war, nimmt der E-Modul mit zunehmendem Feuchtegehalt ab. Bei der Querdehnung trifft diese Tendenz nicht mehr eindeutig zu. Die Unterschiede sind aber außer bei „Sandstein 1“ kleiner oder gleich der Standardabweichung. Die drei Kalksteinsorten haben einen etwa gleich hohen E-Modul und der von „Granit 2“ fällt mit 49 N/mm^2 relativ hoch aus. Interessant ist der Wert von Granulit (G1), der kaum höher ist als die Werte der Sandsteine. Dieser Unterschied zwischen Granulit und Granit ergibt sich aus der Genese der Steinsorte. Die Differenz zeigt deutlich, dass Granulite und Granite sich trotz ähnlicher Festigkeitseigenschaften, in der Realität

unterschiedlich verhalten.

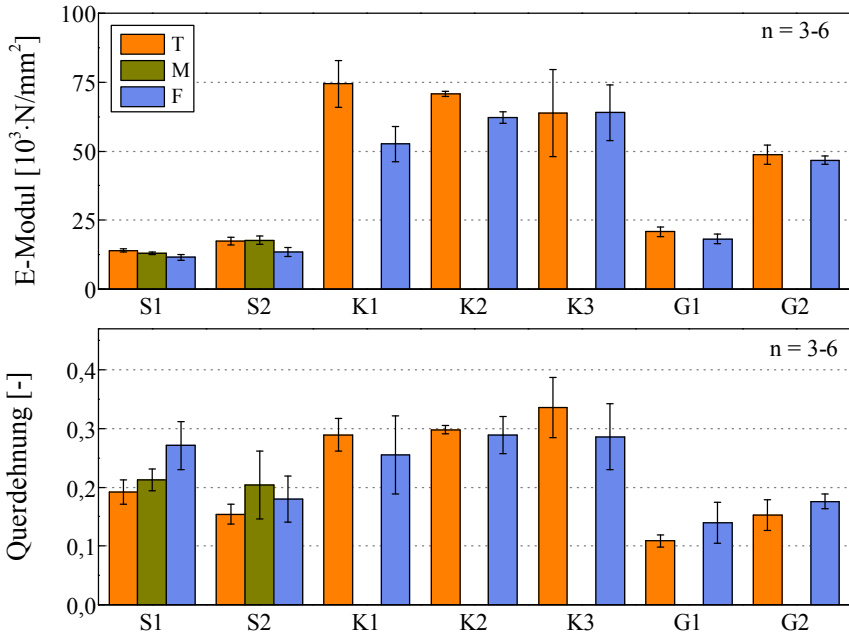


Abb. 4.59.: E-Modul abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt

Der Einfluss des Feuchtegehaltes zeigt sich in Abbildung 4.60 anschaulicher. Die Kurven stellen den Querdehnungsverlauf abhängig vom normierten Spannungsniveau dar. Die Darstellung wurde auf zwischen 10 und 80 % der Belastung begrenzt, da das Messergebnis außerhalb dieses Bereiches unter anderem durch die Rissbildungsprozesse stark beeinflusst wird und der Querdehnung nicht eindeutig zugeordnet werden kann. Die Querdehnung der gesättigten Proben ist bei „Sandstein 1“ und „Granit 2“ im Mittel etwas höher als die an getrockneten Proben gemessene. Bei den Kalksteinen und dem „Granulit“ verlaufen die Kurven etwa in gleicher Höhe. Die Unterschiede sind jedoch kleiner oder gleich der Standardabweichung, wie Abbildung 4.59 entnommen werden kann.

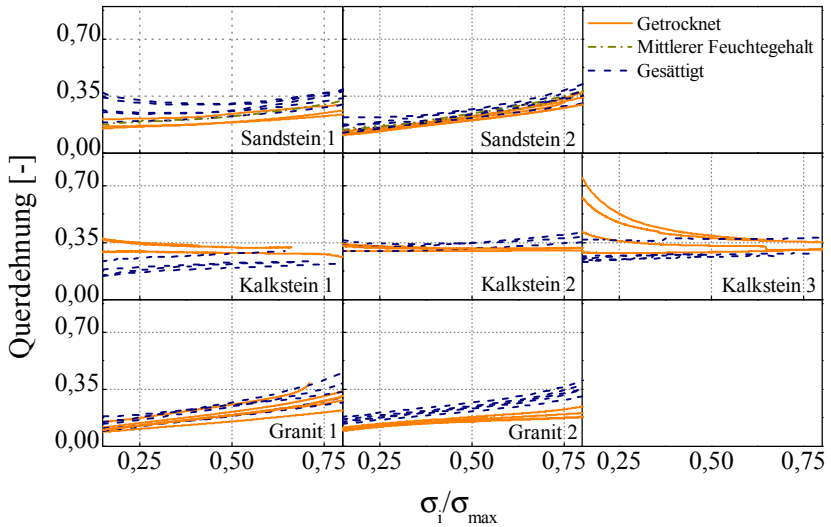


Abb. 4.60.: Querdehnung abhängig vom Belastungsniveau

4.3.6. Spezifische Bruchenergie und Spannungsintensitätsfaktor

Die Messung der spezifischen Bruchenergie und des Spannungsintensitätsfaktors erfolgte nach OUCHTERLONY (1988). Es wurden zylindrische Probekörper mit den Abmessungen $50 \cdot 200 \text{ mm}^{21}$ (Z1a) und $100 \cdot 400 \text{ mm}^{22}$ (Z1b) verwendet. Die Probekörper hatten in der Mitte jeweils eine eingesägte Kerbe.

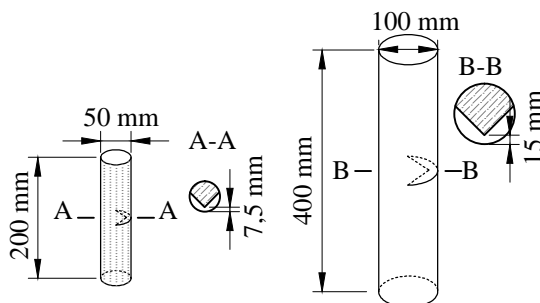


Abb. 4.61.: Schematische Darstellung der Probekörper

²¹Höhe und Durchmesser

²²„Granit 2“

Die schematische Darstellung der Probekörperform stellt Abbildung 4.61 dar. Der Versuchsaufbau entsprach dem eines Dreipunktbiegeversuches (s. Abb. 4.62). Die Spannweite betrug jeweils $3,33 \cdot$ Probendurchmesser. Der Versuch wurde an einer servoelektrischen Spindelprüfmaschine in stehender Viersäulenbauweise mit einer Höchstlast von 100 kN durchgeführt. Es wurden zwei unterschiedliche Versuchsreihen gemacht²³. Zur Bestimmung der Höchstlast wurden jeweils 5 Probekörper kraftgeregelt mit einer Geschwindigkeit von 200 N/s geprüft. An jeweils 10 Probekörpern wurde der Versuch verformungsgeregelt mit einer Geschwindigkeit von 0,02 mm/min durchgeführt. Für die Messung der Rissweite wurde jeweils ein Metallstück auf jede Kerbenseite des Probekörpers mit X60 aufgeklebt, an die der Wegaufnehmer während der Messung „eingehängt“ wurde.



Abb. 4.62.: Versuchsaufbau für die Messung der spezifischen Bruchenergie

Der verformungsgeregelt Versuch wurde mit Be- und Entlastungszyklen gefahren (20 bis 50 % der jeweiligen Last). Die Messung erfolgte jeweils an im Klimaraum gelagerten Probekörpern (mittlerer Feuchtegehalt) nach Erreichen der Massenkonstanz. Die Auswertung der Versuche wurde anhand der Empfehlung von ISRM (OUCHTERLONY 1988) durchgeführt. Eine ausführliche deutschsprachige Beschreibung der Auswertungsschritte kann auch MIELICH (2010) entnommen werden.

²³Die Versuche wurden von Herrn Army und Herrn Pfeilsticker durchgeführt.

Darstellung der Ergebnisse Die Abbildung 4.63 stellt eine repräsentative normierte Kraft-Rissöffnungskurve pro Steinsorte und die spezifische Bruchenergie abhängig von der Steinsorte dar. Eine durch die befolgte Empfehlung nicht vorgeschriebene Eigengewichtskorrektur wurde nicht durchgeführt. Das Verhältnis der Flächen unter den Kraft-Rissweite-Kurven spiegelt sich in der errechneten spezifischen Bruchenergie wieder. Die spezifische Bruchenergie (G_f) der Kalksteine und des „Sandstein 1“ fällt etwa gleich groß aus. Die höchste Bruchenergie weisen der Granulit (G1) und der Granit (G2) auf. Beide haben eine sehr hohe Druckfestigkeit (im Mittel 194 N/mm^2 an getrockneten Proben gemessen), zu der ein vergleichsweise geringer E-Modul gehört. Der Einfluss der Zusammensetzung und des Gefüges, der sich auch in dieser ungewöhnlichen Kombination zeigt, führt auch zu der hohen spezifischen Bruchenergie. Die zweithöchste Bruchenergie hat der „Sandstein 2“. Dies entspricht auch den Erfahrungen bei der Ermittlung der anderen Werkstoffparameter. Diese Steinsorte hat noch eine Druckfestigkeit von etwa 50 N/mm^2 , während sein E-Modul im Mittel bei $17 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$ liegt. Die Abbildung 4.64 stellt die ermittelten kritischen Spannungsintensitätsfaktoren abhängig von der Steinsorte dar.

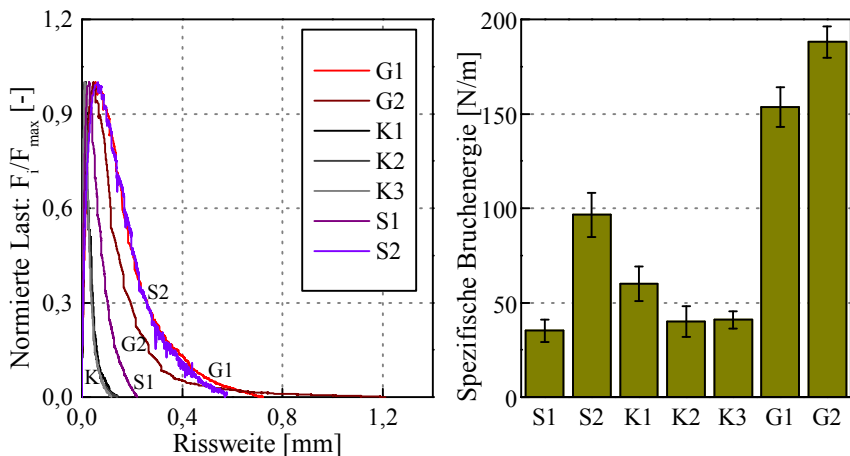


Abb. 4.63.: Errechnete spezifische Bruchenergie

Die Ermittlung dieser Wert erfolgt in mehreren Schritten. Im ersten Schritt wird der Wert direkt – basierend auf der linear elastischen Bruchmecha-

nik – anhand des Probekörperdurchmessers, der Kerbtiefe, deren Verhältnis und der Höchstlast errechnet. Dieser Wert wird mit grauer Farbe (K_{IC}) dargestellt. In den darauf folgenden Schritten wird der ermittelte Spannungsintensitätsfaktor mit einem Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Nichtlinearität versehen. Diesen Wert (K'_{IC}) stellen die schwarz umrahmten Spalten dar. Die Werte liegen im für Natursteine üblichen Messbereich.

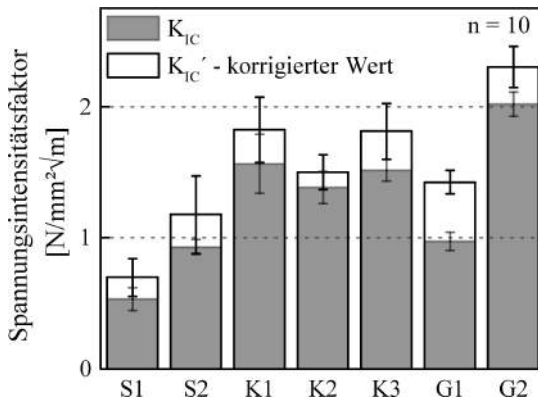


Abb. 4.64.: Kritische Spannungsintensitätsfaktor abhängig von der Steinsorte

Da der Versuchsaufbau dem der Biegezugfestigkeitsmessung entspricht, konnte auch diese ermittelt werden. Die Abbildung 4.65 stellt das Verhältnis der auf zweierlei Weisen ermittelten Biegezugfestigkeiten und der Spaltzugfestigkeit dar. Die Spalten stehen jeweils für die Mittelwerte mit Standardabweichung. Die an gekerbten Proben ermittelte Biegezugfestigkeit liegt näher an den ermittelten Spaltzugfestigkeitswerten als an den Biegezugfestigkeiten. Dies deutet auf das in Kapitel 2.1.2.3 und 4.3.2.2 diskutierte Problem hin: die Messmethode beeinflusst das Messergebnis. Das Verhältnis zwischen Spaltzug-, zentrischer Zug- und Biegezugfestigkeit wird in diversen Literaturstellen unterschiedlich formuliert. Der Unterschied der auf beide Weisen ermittelten Biegezugfestigkeiten beruht hier vermutlich auf dem Versagensbild der Probekörper. Während der Messung an gekerbten Proben wurde das Versagen in der Mitte der Probekörper (bei maximalem Moment) sichergestellt, während dies bei den Versuchen

an ungebogenen Proben nicht der Fall war. Schon eine leichte Schräge der Bruchfläche kann die Ergebnisse stark beeinflussen.

Die Empfehlung von ISRM gibt auch eine Berechnungsgleichung zur Ermittlung des E-Moduls an. Dies berücksichtigt neben der Steigung der Last-Rissweitenkurve, den Durchmesser der Probe und das Verhältnis des Durchmessers und der Kerbe zueinander.

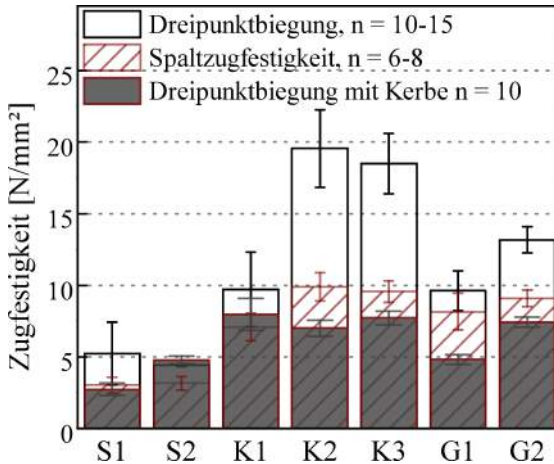


Abb. 4.65.: Vergleich der unterschiedlich ermittelten Zugfestigkeiten

Die Abbildung 4.66 stellt die mittels Dehnmessstreifen unter Drucklast gemessenen und durch die hiesige Messung unter Biegebelastung kalkulierte E-Modul-Werte dar.

Für die Steinsorten mit etwas niedrigerem E-Modul sind die auf beide Weisen ermittelten Werte nahezu identisch. Mit zunehmendem E-Modul erhöht sich auch der Unterschied zwischen diesen Werten. Bei der direkten Messung des E-Moduls ist die Oberflächenbeschaffenheit (plan parallel und eben) besonders wichtig. Die Unebenheiten und sonstige Ungenauigkeiten führen aber erst mit zunehmendem E-Modul zu Messfehlern und erhöhten Streuungen. Die Proben wurden zwar normgerecht vorbereitet, dieser Effekt kann jedoch zu einer Unterschätzung des E-Moduls geführt haben. Der Unterschied liegt aber eher am Auswertungsverfahren der Messung nach der Empfehlung vom ISRM. In die Berechnung fließt der Wert der Initialtangente ein. Kleine Unterschiede beim Ablesen derer

führen hier zu großen Differenzen bei den errechneten E-Modul-Werten.

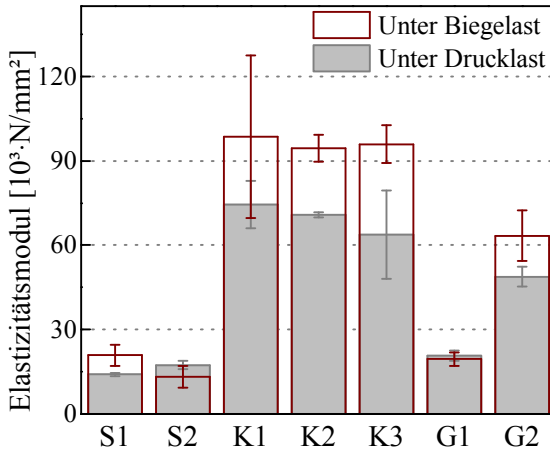


Abb. 4.66.: E-Modul abhängig von der Steinsorte, ermittelt bei unterschiedlichen Belastungsarten

Es kann zusammenfassend festgestellt werden, dass die verschiedenen Versuchsergebnisse sich gegenseitig qualitativ und teilweise auch quantitativ bestätigen.

4.4. Zusammenhänge zwischen den Werkstoffparametern

In der Fachliteratur sind einige Vergleiche der Werkstoffparameter zu finden. Diese beziehen sich teilweise auf Steinsorten einer Genese, teilweise aber auch unterschiedlicher Genese. Eine Sammlung solcher Zusammenhänge listet Tabelle A.1 auf. Der direkte Vergleich, wie der Vergleich der auf verschiedene Weisen ermittelten Zugfestigkeitskennwerte, erfolgte jeweils direkt nach der Darstellung der relevanten Versuchsergebnisse. Im folgenden werden noch zwei Vergleiche zwischen den Festigkeitskennwerten und den physikalischen Eigenschaften betrachtet. Falls vorhanden, werden diese auch mit Erfahrungen aus der Fachliteratur verglichen.

Die Abbildung 4.67 stellt die Druckfestigkeit abhängig von der Rohdichte dar. Jeder Punkt steht für einen Probekörper, an dem Rohdichte und Druckfestigkeit nach Erreichen der Massenkonstanz ermittelt wurde. In MOSCH

(2008) wurde ein sehr ähnlicher Verlauf für Steinsorten unterschiedlicher Genese gezeigt. Die hier angegebenen Grenzen decken sich mit den dortigen Ergebnissen gut. Es wurde eine Anpassung vorgenommen, die mit der rot gestrichelten Linie dargestellt ist. Der Variationskoeffizient der Näherung zeigt, dass sie nicht optimal ist.

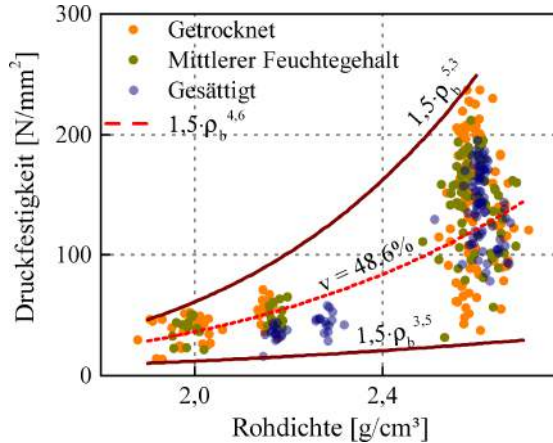


Abb. 4.67.: Druckfestigkeit abhängig von der Rohdichte

Sinnvoller wäre eine Angabe der oberen und besonders der unteren Grenze:

$$\text{Obere Grenze: } f_{c,c} = 1,5 \cdot \rho_b^{5,3} \quad (4.10)$$

$$\text{Untere Grenze: } f_{c,c} = 1,5 \cdot \rho_b^{3,5} \quad (4.11)$$

In MOSCH (ebd.) wurden jeweils Zusammenhänge für Sandsteine und Karbonatgesteine (s. Tab. A.1) angegeben, diese fallen auch in den hier markierten Bereich.

Die Abbildung 4.68 stellt die Bruchzähigkeit (K_{IC}) abhängig von der Rohdichte dar. Die eingezeichnete Formel wurde von ALBER u. a. (2003) vorgeschlagen. Die Ergebnisse bestätigen den vorgeschlagenen Zusammenhang (s. Gl. 4.12), bzw. die ermittelten K_{IC} -Werte liegen auf der sicheren Seite.

$$K_{IC} = 0,015 \cdot e^{1,74 \cdot \rho_b} \quad (4.12)$$

Die Abbildung 4.69 stellt die untersuchten Festigkeitskennwerte und den E-Modul abhängig von Ultraschallgeschwindigkeit und Feuchtegehalt dar. Die Punkte stehen jeweils für an einem Probekörper durchgeführte Messungen. Als Ultraschallgeschwindigkeit (x-Achse) wurde jeweils der Mittelwert der drei am gleichen Probekörper durchgeführten Messungen genommen.

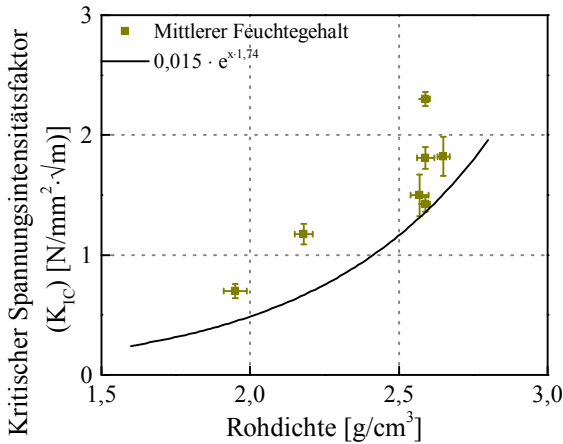


Abb. 4.68.: Kritische Spannungsintensitätsfaktoren abhängig von der Rohdichte

Ein Auszug der in der Fachliteratur behandelten Zusammenhänge bezogen auf die Ultraschallgeschwindigkeit stellt Tabelle A.1 dar. Einige dieser Zusammenhänge wurden in die Diagramme eingezeichnet. Sie fallen jeweils über die aus den hiesigen Messungen erhaltenen Punkte und wären somit für Näherungen mit unterschiedlicher Genauigkeit anwendbar. Es sollte dabei jedoch beachtet werden, welcher Zusammenhang für welche Steinsorten ermittelt wurde. Als Beispiel hierfür kann die Gleichung (2) betrachtet werden. Diese stammt aus MOSCH (2008) und bezieht sich ausschließlich auf Sandsteine. Für die hier untersuchten zwei Sandsteinsorten passt der Zusammenhang gut. Zusammenfassend kann man feststellen, dass ähnlich wie für den Zusammenhang zwischen Rohdichte und Druckfestigkeit, eher eine Bandbreite mit oberen und unteren Grenzen sinnvolle

Verwendung finden kann. Eine untere Grenze kann für die Druckfestigkeit mit der Gleichung 4.13 – in der Abbildung mit roter Linie dargestellt – angegeben werden.

$$f_{c,c} = 0,5 \cdot v_{us}^{2,7} \quad (4.13)$$

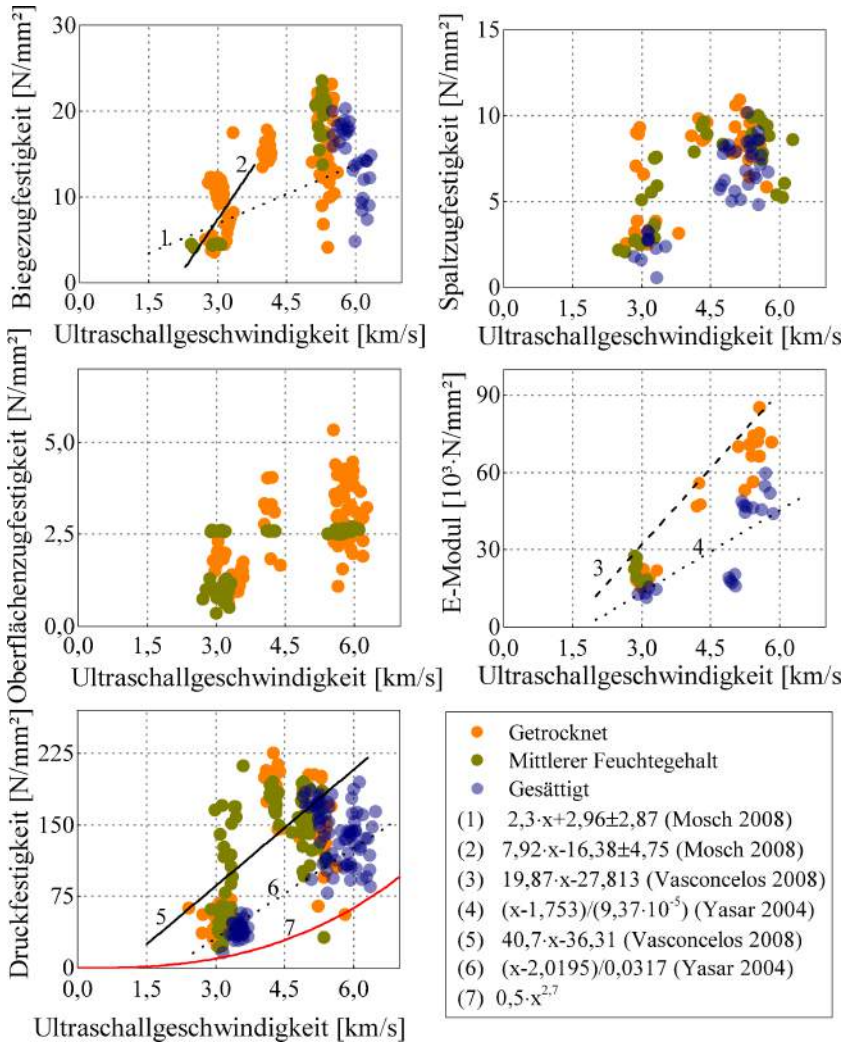


Abb. 4.69.: Werkstoffparameter abhängig von der Ultraschallgeschwindigkeit

4.5. Vergleich des Einflusses verschiedener Feuchtegehalte auf die Werkstoffparameter

Die Werkstoffparameter von Natursteinen ändern sich mit zunehmendem Feuchtegehalt. Um diesen Aspekt berücksichtigen zu können, wurde ein Großteil der Materialeigenschaften an unter drei verschiedenen Klimaten gelagerten Proben mit unterschiedlichen Feuchtegehalten bestimmt (getrocknet: T, mittlerer Feuchtegehalt: M, gesättigt: F). Der Einfluss des zunehmenden Feuchtegehaltes hat sich bei jedem untersuchten Werkstoffparameter gezeigt. Die Größe dieses Einflusses hängt jedoch jeweils vom untersuchten Werkstoffparameter und von der Steinsorte ab.

Das Diagramm 4.70 zeigt einen relativen Vergleich dieses Einflusses auf die physikalischen Werkstoffparameter (Rohdichte und Ultraschallgeschwindigkeit) in Abhängigkeit der Steinsorte. Die Punkte stehen jeweils für die Mittelwerte aller Messungen pro Steinsorte und Feuchtegehalt (s. Kap. 4.2). Die y-Achse stellt die Anteile bezogen auf 100 % dar. Als 100 % dienen die an getrockneten Proben ermittelten Mittelwerte.

Die Ultraschallgeschwindigkeitsanteile bei mittlerem Feuchtegehalt liegen für die Sandsteine und für zwei Kalksteine unter 100 %. Die Streuung der Ultraschallgeschwindigkeitsmessung betrug etwa 5 %. Der Differenz zwischen den Anteilen und 100 % liegt jeweils innerhalb dieser Streuung und kann daher als Messungenauigkeit betrachtet werden.

Wie in Kapitel 4.2.5 diskutiert, führt der zunehmende Feuchtegehalt zur Erhöhung der Rohdichte und der Ultraschallgeschwindigkeit. Die Ultraschallgeschwindigkeitsdifferenz zwischen getrocknetem und gesättigtem Zustand ist umso höher, je kleiner die Porosität der jeweiligen Steinsorte ist, wobei zu einer niedrigeren Porosität auch eine kleinere relative Änderung der Rohdichte gehört.

Die Diagramme 4.71 stellen den Einfluss des Feuchtegehaltes auf die mechanischen Werkstoffparameter „Druck-, Biegezug-, Spaltzugfestigkeit“ und „E-Modul“ dar. Die Erstellung erfolgte auf gleiche Weise wie bei den Diagrammen 4.70: als 100 % gelten die an getrockneten Proben ermittelten Mittelwerte.

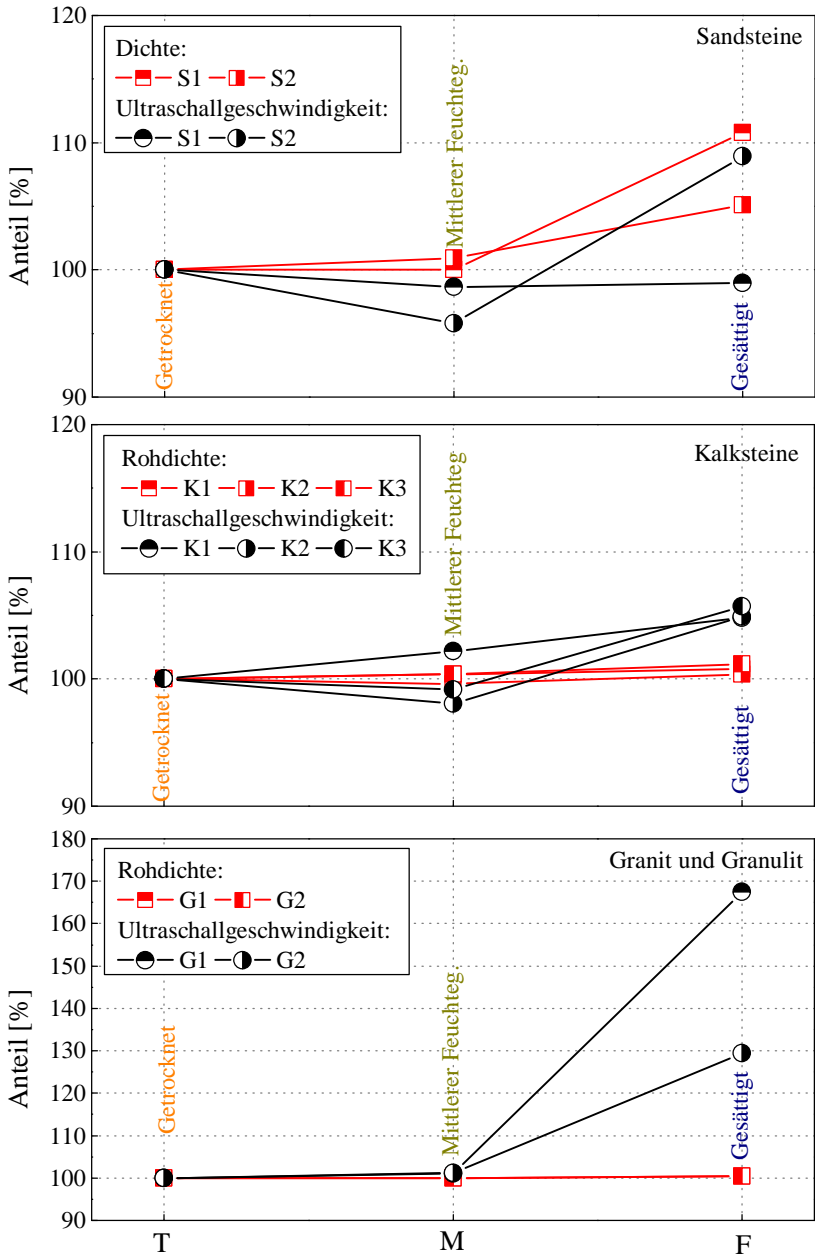


Abb. 4.70.: Einfluss verschiedener Feuchtegehalte auf die physikalischen Werkstoffparameter

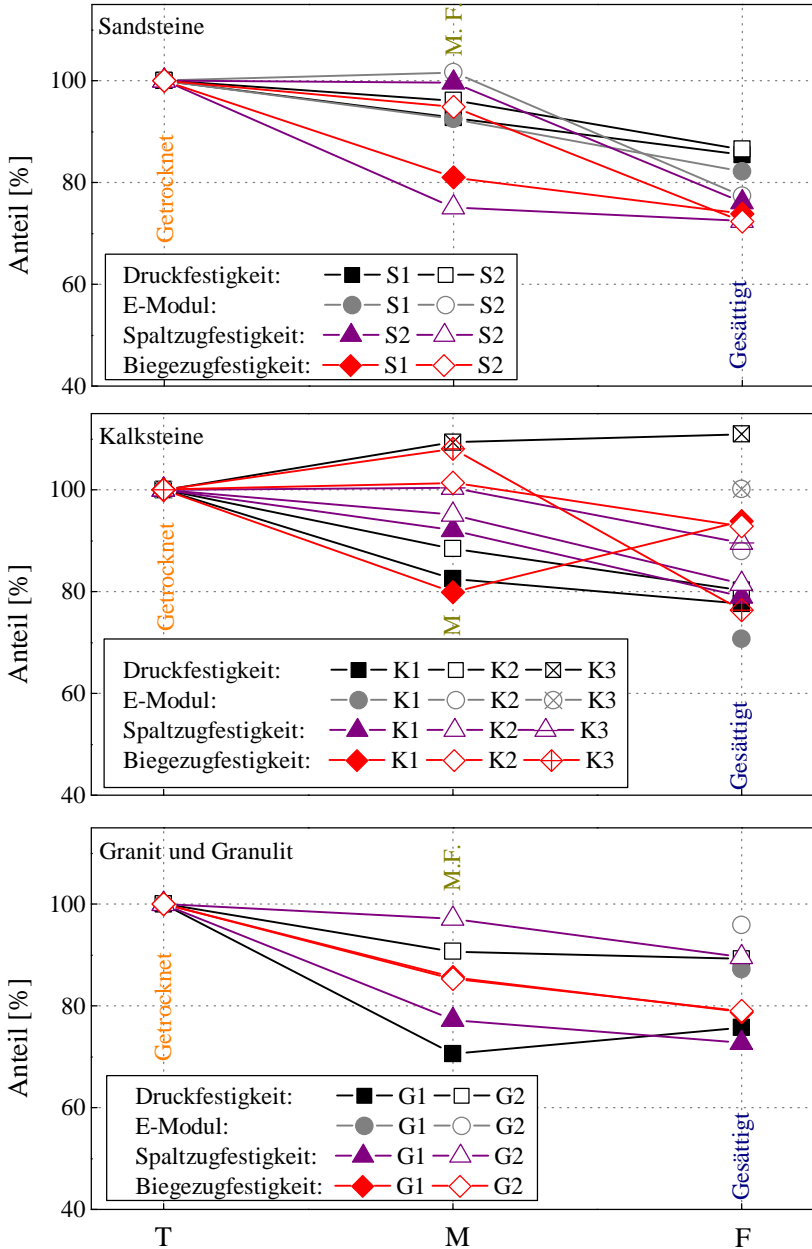


Abb. 4.71.: Einfluss verschiedener Feuchtegehalte auf die mechanischen Werkstoffparameter

Bei allen Werkstoffparametern und Steinsorten kann eine Abnahme des Kennwertes mit zunehmendem Feuchtegehalt bestätigt werden. Zwei Ausnahmen bilden die Druck- und Biegezugfestigkeiten der Steinsorten „K3“ bzw. „K1“. Diese Ausreißer können mit dem in den entsprechenden Kapiteln diskutierten Messungenauigkeiten erklärt werden. Zusätzlich muss beachtet werden, dass für die Bestimmung der mechanischen Werkstoffparameter bei unterschiedlichen Feuchtegehalten nicht die gleichen Proben verwendet wurden, da die Untersuchungen zerstörend sind. Dies kann zu Abweichungen führen, die innerhalb der Streuung der Messwerte liegen.

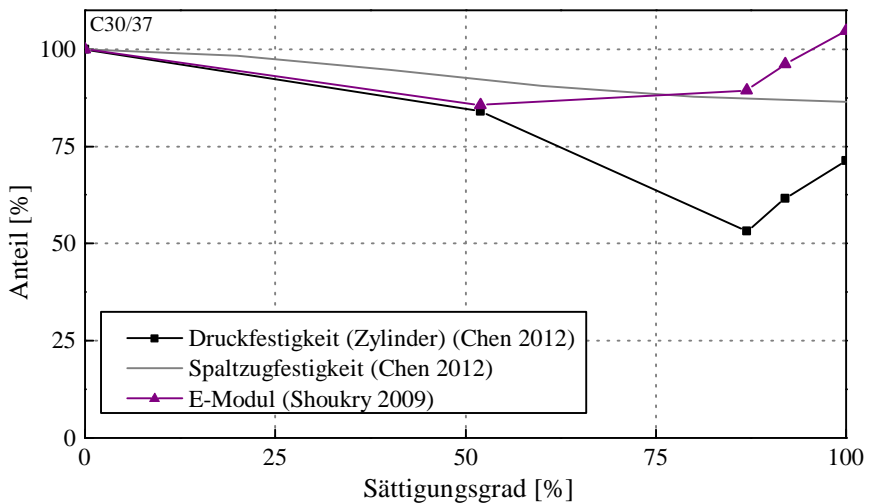


Abb. 4.72.: Einfluss verschiedener Feuchtegehalte auf die mechanischen Werkstoffparameter von Beton

Die gleiche Fragestellung wurde auch bei Beton von vielen Stellen diskutiert. Einen guten Überblick des aktuellen Standes gibt CHEN u. a. (2012). Obwohl verschiedene Quellen teilweise widersprüchliche Ergebnisse darstellen, kann davon ausgegangen werden, dass die mechanischen Werkstoffkennwerte mit zunehmendem Feuchtegehalt in der Regel bis zu einer Sättigung von 90 %. Zwischen 90 und 100 % wurde eine Erhöhung des Festigkeitskennwertes beobachtet. Das Diagramm 4.72 stellt den Einfluss des Feuchtegehaltes an Betonen der Festigkeitsklasse C30/37 auf die Druck- und Spaltzugfestigkeit (ebd.), bzw. auf den E-Modul (SHOUKRY

u. a. 2009) dar. Die Spaltzugfestigkeit und die Druckfestigkeit wurden an Proben ermittelt, deren Feuchtegehalt nach 180 Tagen Wasserlagerung und 3 Tagen Ofenlagerung mit zusätzlicher Lagerung erreicht wurden.

In diesem Kapitel wurden die experimentellen Untersuchungen zur Beschreibung der Werkstoffcharakteristika behandelt. Es wurden Untersuchungen zur chemischen Zusammensetzung, zur petrographischen Beschreibung, zu physikalischen Eigenschaften und mechanischen Werkstoffparametern dargestellt und deren Ergebnisse diskutiert. Die Erkenntnisse der petrographischen Analyse haben die Erklärung der Messergebnisse in vielen Fällen erleichtert. In Tabelle 4.7 sind die im Rahmen dieser Arbeit dargestellten Zusammenhänge mit „+“ markiert.

Tabelle 4.7.: Diskutierte empirische Zusammenhänge

	PG	v_{us}	$f_{c,c}$	$f_{c,zyl}$	$I_{s,50}$	$f_{t,BZ}$	$f_{t,SZ}$	$f_{t,OZ}$	f_{sh}	E	K_{IC}
ρ_b	+	+	+								+
p_o		+									
PG		+									
v_{us}		+	+			+	+	+		+	
$f_{c,c}$				+	+	+	+	+			
$I_{s,50}$									+		
$f_{t,BZ}$							+	+			
$f_{t,SZ}$								+			

Die in der Fachliteratur angegebenen Zusammenhänge der physikalischen Eigenschaften konnten teilweise bestätigt, bzw. ergänzt werden. Mit den Untersuchungen zu den mechanischen Werkstoffparametern konnte empirisch nachgewiesen werden, dass ein Zusammenhang zwischen den verschiedenen Festigkeitseigenschaften besteht.

Bei der Auswahl der experimentellen Untersuchungen wurde das Ziel verfolgt, ein möglichst tiefgehendes Gesamtbild über das jeweilige Material erhalten zu können. Bei der künftigen Untersuchungen weiterer Steinsorten soll es durch den hier erstellten Überblick der Materialkennwerte möglich sein, den besonderen Einfluss bestimmter Materialcharakteristika, wie zum Beispiel eines höheren Tongehaltes, gezielt analysiert werden können.

5. Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der charakteristischen Dübeltragfähigkeit

Während sich das vorherige Kapitel mit den Untersuchungen der Materialcharakteristika befasst, behandelt dieses die Ermittlung der Dübeltragfähigkeit von Hinterschnittdübeln in Natursteinfassadenplatten. Das Ziel dieses Teiles der Arbeit war es, die Dübeltragfähigkeit unter zusätzlicher Berücksichtigung von Systemeinflüssen zu bestimmen. Angesichts der Erfahrungen in der Befestigungstechnik für Beton (s. Kap. 2.2.3), haben sich mehrere Fragen ergeben, die bei der Erstellung des Versuchsplans eine wichtige Rolle spielen. Der Versuchsplan wird auf Basis der Eigenschaften von Dübeln, des Untergrundes, der Belastungsrichtung und zu erwartender, bzw. erwünschter Versagensarten erstellt. Das erzielte Versagen war bei jedem zentrischen Zugversuch ein Steinausbruch mit einem vollständig ausgebildeten Ausbruchkegel und ein Steinausbruch an der lastabgewandten Seite bei Querlastversuchen.

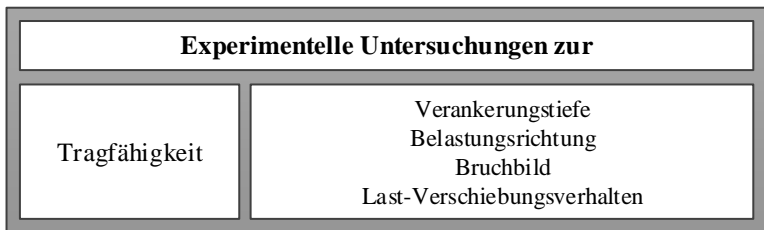


Abb. 5.1.: Untersuchungsschwerpunkte

Die Abbildung 1.1 in Kapitel 1.2 zeigt einen Überblick über die in dieser Arbeit behandelten Themen. Der relevante Teil ist hier nochmal in Abbildung 5.1 dargestellt worden, um eine Kurzfassung der hier folgenden Themen zu geben.

Die Kapitel 5.1-5.3 geben einen Überblick über die durchgeführten Versuche mit den verwendeten Lagerungsbedingungen und der jeweiligen An-

zahl. Beschrieben werden darüber hinaus auch das zu Grunde liegende Befestigungssystem, die Versuchseinrichtung, sowie die Versuchsvorbereitungen, die im Vorfeld getroffen worden sind. Die Kapitel 5.4-5.5 stellen den Aufbau, die Durchführung und die Ergebnisse der Auszugsversuche vor.

5.1. Versuchsprogramm

Das Ziel des Versuchsplanes war es, möglichst viele Faktoren die sich bei Befestigungen im Beton vor dem Hintergrund eines Modells, als relevant erwiesen haben, berücksichtigen zu können. Als Belastungsrichtungen wurden zentrischer Zug und Querlast, bzw. Querlast mit Hebelarm untersucht (Abb. 5.2). Die Querlast mit Hebelarm wurde aufgenommen, um den Einfluss des Abstandes ermitteln zu können.

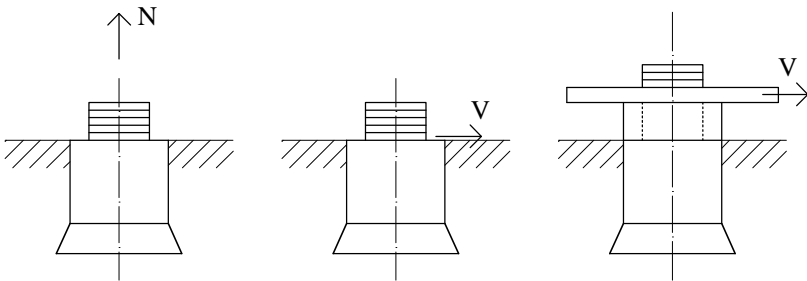


Abb. 5.2.: Belastungsrichtungen: Zentrischer Zug (l.), Querlast (m.), Querlast mit Hebelarm (r.)

Die Probekörpergröße wurde so gewählt, dass die Ausbruchkegel sich bei allen Belastungsarten und Steinsorten ungestört ausbilden können. Der Sollwert der Verankerungstiefe lag bei 15 mm, was in den Bereich der durch die Zulassung ETA-05/0266 erlaubten Setztiefen von 12 bis 25 mm fällt. Um den Einfluss unterschiedlicher Verankerungstiefen analysieren zu können, wurden zusätzliche Verankerungstiefen von 10 mm und 20 mm für zentrischen Zug eingeplant.

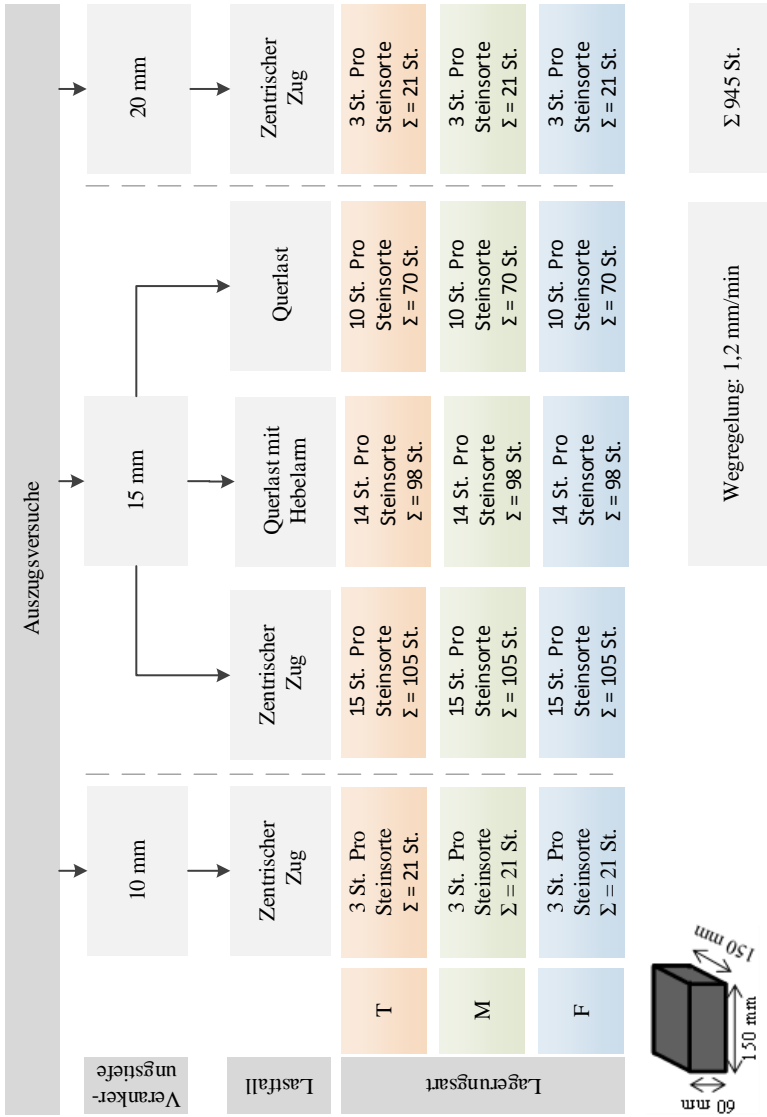


Abb. 5.3.: Versuchstüberblick: Auszugsversuche

Unter Berücksichtigung der für Natursteine üblichen Streuungen sollten aus statistischen Gründen mehr als drei Probekörper bei einer Verankerungstiefe von 10 mm und 20 mm untersucht werden. Das Ziel war es, erste Eindrücke zum Einfluss der Verankerungstiefe erhalten zu können, jedoch musste dieser Bereich aus Zeit- und Budgetgründen begrenzt werden. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde nach ETAG 001 bestimmt.

Die zugelassene Plattennendicke bei Natursteinfassaden beträgt 20 bis 70 mm, die gewählte Dicke von 60 mm entspricht diesen Vorgaben. Die Plattendicke wurde etwas höher gewählt, als in der Praxis üblich. Das Ziel war es, eine zusätzliche Biegung der Platte während der Belastung zu vermeiden und jeglichen Einfluss von Biegung auszuschließen. Um den Zeitrahmen nicht zu sprengen, wurde auf Variationen der Plattendicke verzichtet.

Die Mindestrestwanddicke von $0,4 \cdot$ Plattendicke wurde bei jeder gewählten Verankerungstiefe ausnahmslos eingehalten. Bei Natursteinen hat der Feuchtegehalt des Probekörpers einen Einfluss auf die Festigkeit, wodurch sich die Frage stellt, ob diese Wirkung sich auch bei der Anketragfähigkeit zeigt. Um dies überprüfen zu können, wurde jeder Versuch mit allen drei Lagerungsarten (siehe Tabelle 3.4 in Kapitel 3.3) durchgeführt. Einen Überblick des Versuchsplans zeigt, unter Berücksichtigung von Feuchtegehalt, Belastungsrichtung und Setztiefe die Abbildung 5.3. Für die Versuche wurden die prismenförmigen Probekörper mit der Bezeichnung „P1“ (s. Kap. 3.2), mit den Abmessungen $150 \cdot 150 \cdot 60$ mm verwendet. Die Probekörpergröße konnte aus versuchstechnischen Gründen nicht größer (gemäß Zulassung) gewählt werden. Entsprechend der Vorversuche konnte angenommen werden, dass dieser Unterschied einen vernachlässigbaren Einfluss hat. Das Bohrloch befand sich einseitig in der Mitte des Probekörpers.

5.2. Beschreibung der verwendeten Plattenanker

Die verwendeten Anker waren die Typ B, deren Nutzung durch die ETA-05/0266 geregelt ist. Die Typ B Anker mit 4 Wendeln am Spreizring sind gemäß der Zulassung für die Gesteinsgruppen III und IV vorgesehen, während die Anker mit 3 Wendeln für die Gesteinsgruppen I bis IV. Im Rahmen

dieser Arbeit wurde von jeder Steingruppe mindestens eine Steinsorte untersucht. Um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse gewährleisten zu können wurde bei jeder Steinsorte die gleiche Ankersorte mit 4 Wendeln verwendet.



Abb. 5.4.: Die verwendeten Anker: Typ B 13x26 M8/SO/17 AL (l.), Typ B 13x20 M8 A4 (m.), Typ B 13x15 M8/15 A4 (r.)

Es standen Typ B mit einem M8-Außengewinde für Bündig- und Abstandsmontage zur Verfügung. Die Abbildung 5.4 zeigt die drei verwendeten Dübelformate vor dem Setzen, mit dem Spreizring im Ausgangszustand. Die Tabelle 5.1 gibt einen Überblick darüber, welche Dübeltypen für die jeweilige Versuchsart genutzt wurden.

Tabelle 5.1.: Überblick der verwendeten Typ B-Dübelnarten

Bezeichnung	Belastungsrichtung	Setztiefe	Montage
Typ B 13x15 M8/15 A4	Zentrischer Zug	10 mm	Bündig
Typ B 13x15 M8/15 A4	Zentrischer Zug	15 mm	Bündig
Typ B 13x20 M8 A4 ^a	Zentrischer Zug	20 mm	Bündig
Typ B 13x15 M8/15 A4	Querlast	15 mm	Bündig
Typ B 13x26 M8/SO/17 AL	Querlast mit Biegung	15 mm	Abstand

^aKombination: Hülse aus Typ B I, Konusbolzen mit Spreizring aus Typ B II

Die Dübel bestehen jeweils aus Konusbolzen, Hülse und Spreizring. Die Länge der ersten beiden wurde gemäß der Verwendung gewählt. Für die Abstandsmontage sind die Dübel mit einer längeren Hülse und einer darauf angebrachten Mutter versehen. Die Kombination aus Länge der Hülse, Verankerungstiefe und Stärke der Mutter definiert den genauen Abstand. Die Höhe des tatsächlichen Hinterschnittes ist bei ordnungsgemäßem Set-

zen immer gleich. Die Abbildung 5.5 stellt einen Überblick der Teile eines Dübels in gesetztem Zustand dar.

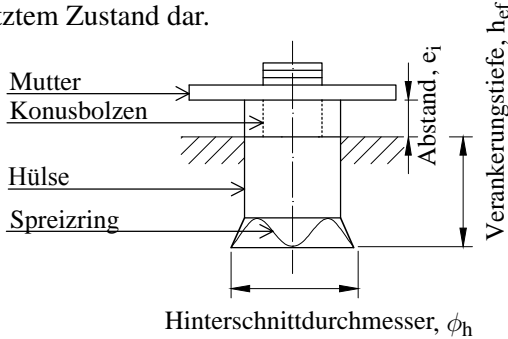


Abb. 5.5.: Teile eines Typ B-Dübels

Jeder verwendete Dübel bestand aus A4-Stahl. Die Korrosionsgefahr musste auch von der Klimabedingung her nicht berücksichtigt werden, da die Anker immer erst nach Ende der Lagerung, kurz vor dem Auszugsversuch gesetzt worden sind.

5.3. Versuchsvorrichtung und -vorbereitung

Der Ablauf der Versuchsvorbereitung und der Durchführung war immer gleich und bestand aus folgenden Schritten:

1. Lagerung bis zur Massenkonstanz (I) (Lagerung: Getrocknet, Mittlerer Feuchtegehalt, Gesättigt; s. Kap. 3.3)
2. Bestimmung und Protokollierung des Gewichtes und der Ultraschallgeschwindigkeit (s. Kap. 4.2.4)
3. Durchführung der Bohrung²⁴
4. Lagerung bis zur Massenkonstanz (II)
5. Messung und Dokumentation des Gewichtes mit Bohrloch
6. Vermessung der Bohrlöcher mit Schieblehre, Innenmessuhr und einer Mindestvolumenlehre von fischerwerke
7. Montage des Dübels
8. Zusätzlich bei Querlast: Anziehen der Mutter mit 4 Nm mit einem kalibrierten Drehmomentschlüssel. Bei Querlast mit Biegung wurden beide Muttern mit 4 Nm angezogen.

²⁴Johann Neumeyer & Brigl GmbH & Co. KG, Willibaldstraße 38, D-85072, Eichstätt



(a) Schieblehre



(b) Innenmessuhr



(c) Mindestvolumenlehre



(d) Setzgerät

Abb. 5.6.: Für die Versuchsvorbereitung verwendete Kleingeräte

Außer zum Vermessen des Bohrloches und zum Setzen des Dübels befanden sich die Probekörper bis zum Einbau in der Prüfmaschine in geschlossenen Gefäßen, bzw. unter Wasser, um den eingestellten Feuchtegehalt beibehalten zu können. Die Vermessung der Bohrlocher wurde immer an zwei Stellen, bzw. in zwei zueinander normalen Richtungen durchgeführt. Jede beim Setzen aufgetretene Unregelmäßigkeit wurde in den Protokollen vermerkt. Bei Materialien mit niedrigeren Druckfestigkeiten gab es beim Setzen zwei bis drei Fälle, in denen die Probekörper gespalten wurden. Dies zeigte, dass der Setzvorgang mit einem gewissen Feingefühl durchgeführt werden muss. Das gleiche Ergebnis hat bei einem Granit einen zu kleinen Hinterschnittdurchmesser geliefert. Die Abbildung 5.6 zeigt die bei der Vorbereitung und bei dem Setzvorgang verwendeten Geräte.

5.4. Zentrische Zugtragfähigkeit

Die zentrischen Auszugsversuche wurden mit einer Geschwindigkeit von 1,2 mm/min mit der HuN-Maschine (s. Kapitel 4.3.2.1) geregelt durch die Änderung des Kolbenweges gefahren. Die gewählte Regelungsart ermög-

lichte es, die Messung reproduzierbar durchzuführen. Messergebnisse die mit zwei unterschiedlichen Maschinen erfasst wurden, sind in der Regel nur unter Vorbehalt vergleichbar. Diese Vergleichbarkeit kann durch Maßnahmen erhöht werden, die den Einfluss des Messpersonals oder der Durchführung auf das Messergebnis reduzieren können. Um dies gewährleisten zu können, wurde die genaue Verschiebung zusätzlich während der Messung mit zwei Wegaufnehmern²⁵ gemessen und mit der Software „Diadem“ gespeichert. Wie aus der Abbildung 5.3 zu entnehmen ist, wurde die zentrische Zugtragfähigkeit bei allen drei Feuchtegehalten (getrocknet, mittlerer Feuchtegehalt, gesättigt) und Verankerungstiefen (10 mm, 15 mm, 20 mm) untersucht.

5.4.1. Versuchsaufbau

Um die Ausbildung der Ausbruchkegel so wenig wie möglich zu beeinflussen, wurde ein Aufbau analog zum Dreibeinaufbau als weite Abstützung verwendet, in den sich ein Kreis mit 140 mm Durchmesser einschreiben lässt.

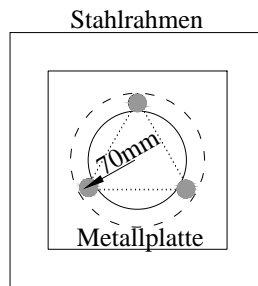
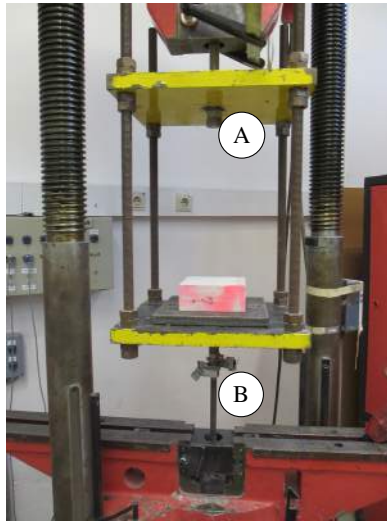


Abb. 5.7.: Dreibeinaufbau, schematische Darstellung

Die Abbildung 5.7 zeigt die schematische Darstellung der Dreibein-Lösung, während die Abbildung 5.8 den gesamten Versuchsaufbau darstellt. Detailliertere Ansichten des oberen (A) und des unteren Teils (B) sind in den Abbildungen 5.9, bzw. 5.10 zu sehen. Der Dreibeinaufbau wurde durch eine Metallplatte, mit kreisförmigem Ausschnitt in der Mitte realisiert. Drei Metallscheibchen sind neben dem Ausschnitt an den Eckpunkten eines ge-

²⁵Potentiometrische Wegaufnehmer von Novotechnik. Messbereich: 75 mm, Auflösung: $\pm 0,002$ mm, Kalibrierung: $\pm 0,01$ mm

dachten gleichseitigen Dreiecks befestigt. Für die in Abbildung 5.8 grau eingezeichneten Scheibchen wurden M8-Muttern verwendet.



A. Abb. 5.9

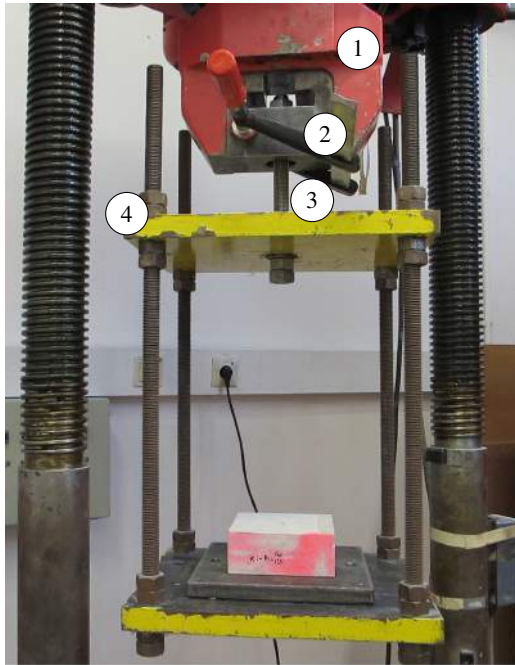
B. Abb. 5.10

Abb. 5.8.: Versuchsaufbau Zentrischer Zug

Diese Metallplatte (s. Abb. 5.9) lag auf einem eingehängten Stahlrahmen (4), der ebenfalls einen kreisförmigen Ausschnitt hatte. Die Verbindung zwischen den Rahmen und dem Querhaupt (1) bildete eine Gewindestange (3), die durch die obere Platte, den Rahmen und den Adapter (2) der Maschine ging. Die Stärke der Gewindestange wurde so gewählt, dass sie sich bei den zu erwartenden Belastungen nicht verformen konnte.

Die Verbindung zwischen dem Dübel und dem unteren, beweglichen Teil der Maschine wird durch eine in den unteren Adapter eingeführte Gewindestange realisiert, die durch eine Muffe mit der Typ B Anker verbunden ist (s. Abb. 5.8). Diese Vorgehensweise ermöglicht eine biegemomentfreie Lastübertragung zwischen Maschine und Dübel.

Wie Abbildung 5.10 zeigt, sind die beiden Wegaufnehmer in einer Halterung auf der Gewindestange unter der Muffe befestigt. Sie dienen zur Messung der genauen Verschiebung der Oberfläche in der Nähe des Dübels, während die Last durch kontinuierliche Veränderung des Kolbenweges (durch Bewegung nach unten) aufgetragen wird. Die Last-Kolbenweg-



1. Querhaupt
2. Adapter
3. Gewindestange
4. Rahmen

Abb. 5.9.: Eingehängter Messkorb mit Probekörper

Verschiebung wurde aufgezeichnet. Die Wegaufnehmer lagen auf der Steinoberfläche neben dem Dübel auf. Durch die Montage und nachträgliche Kontrolle wurde sichergestellt, dass keine Schiefelage des Dübels auftreten konnte.



Abb. 5.10.: Halterung der Wegaufnehmer

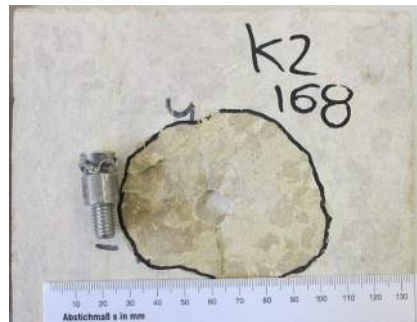
Die elastischen Verformungen der Gewindestange wurden durch diesen Aufbau mitberücksichtigt, sind mit 1 bis 10 μm jedoch vernachlässigbar gering.

5.4.2. Versagensart und Bruchbilder

Ziel war es, Probekörpergeometrie, Verankerungstiefe und Dübel so zu wählen, dass sich der Ausbruchkegel bei jedem Versuch vollständig ausbilden kann. Nach Durchführung der Versuche und dem Ausbau der Probekörper wurde der Ausbruchkörper markiert. Die Abbildung 5.11 zeigt zwei typische Bruchbilder.



(a) Sandstein 2



(b) Kalkstein 2

Abb. 5.11.: Charakteristische Ausbruchsbilder vom zentrischem Zug

Bei den Kalksteinen und Graniten bildete sich der Ausbruchkörper bei 15 mm Verankerungstiefe (vereinzelt) und 20 mm Verankerungstiefe (häufiger) bis zum Rand aus. Dies zeigt, dass bei Natursteinen mit bestimmtem Gefüge größere Probekörper verwendet werden sollten. Der Unterschied zwischen der Dübeltragfähigkeit mit begrenztem und vollständig ausgebildetem Ausbruchkegel beträgt 0 bis 14 % und liegt somit im Streubereich der Messung. Es wird angenommen, dass der Einfluss dieser Begrenzung des Ausbruchkegels vernachlässigbar gering war. Diese Annahme basiert auf der in Kapitel 6.3.2 diskutierten Spannungsverteilung entlang des Ausbruchkegels abhängig vom Risswachstum.

5.4.3. Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

Wie die Abbildung 5.3 zeigt, wurden die Versuche mit allen drei Verankerungstiefen jeweils mit bei allen drei Klimabedingungen gelagerten Proben durchgeführt. Die verwendeten Dübel waren die Typ B 13x15 M8/15 A4 bei 10 und 15 mm Setztiefe und die Typ B 13x20 M8 A4 bei 20 mm Setztiefe. Die Abbildung 5.12 stellt die ermittelte zentrische Zugtragfähigkeit mit Standardabweichung dar. Die Säulen zeigen jeweils den Mittelwert pro Steinsorte aller „n“ Messungen, die unter gleichen Voraussetzungen durchgeführt worden sind.

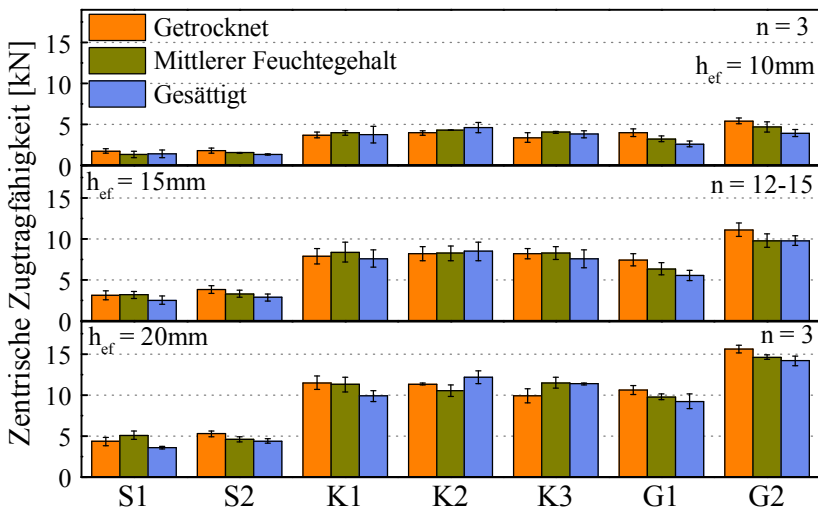


Abb. 5.12.: Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt

Neben der Steinsorte waren Feuchtegehalt (Getrocknet, Mittlerer Feuchtegehalt, Gesättigt) und Verankerungstiefe (h_{ef}) die zusätzliche Bedingungen. Die Ergebnisse aller drei geprüften Verankerungstiefen sind als Vergleich gegenüber gestellt. Die Mittelwerte sind bei den gesättigten Probekörpern in der Regel, unabhängig von der Verankerungstiefe, geringer als bei den getrockneten. Dies deutet darauf hin, dass bei den hier untersuchten Steinsorten der Einfluss des Feuchtegehaltes des Probekörpers auf die Dübeltragfähigkeit grundsätzlich vorhanden ist, wie das auch bei den Werkstoffparametern zu sehen war. Bei dem Granit, dem Granulit und den Sandsteinen zeigt sich ein Einfluss.

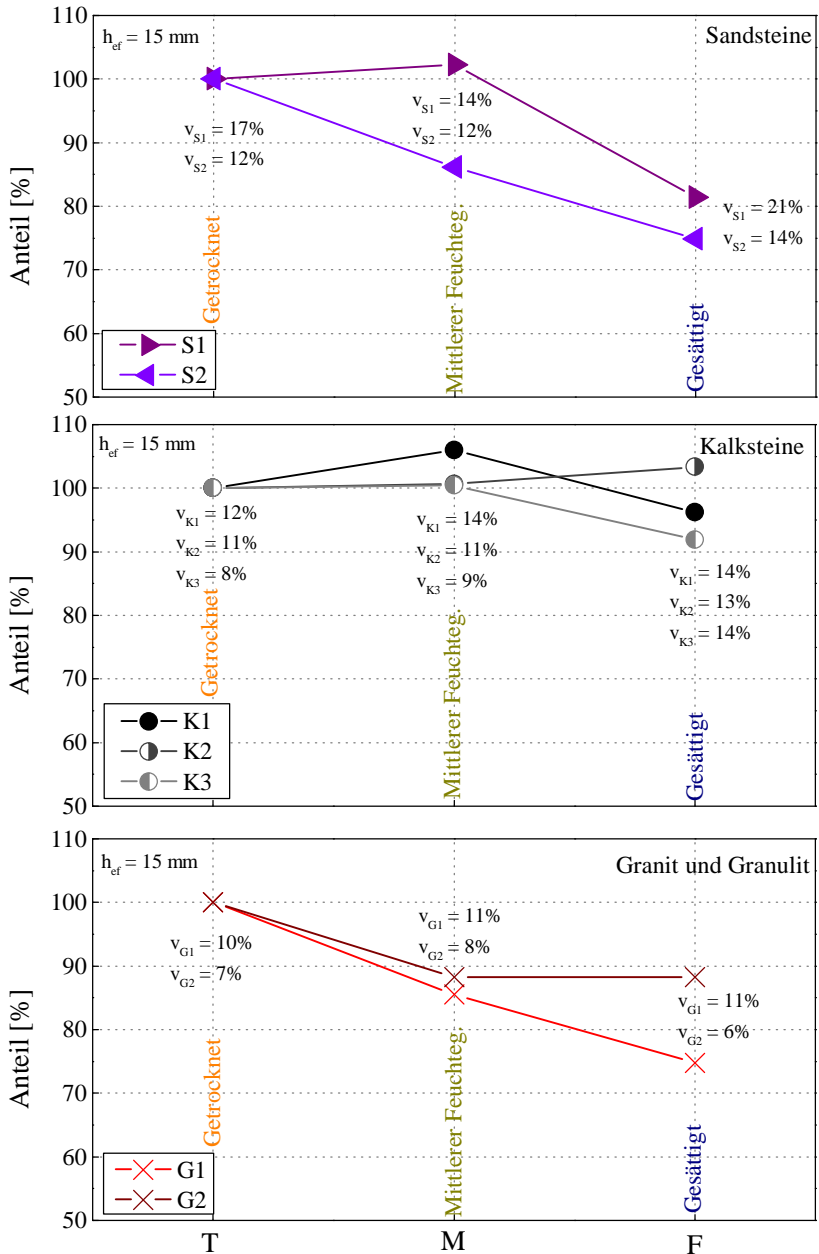


Abb. 5.13.: Relativer Einfluss des Feuchtegehaltes auf die zentrische Zugtragfähigkeit

Die Abbildung 5.13 stellt den Einfluss des Feuchtegehaltes dar. Die y-Achse führt die Anteile auf. Als 100 % wurde der im getrockneten Zustand gemessene Mittelwert angesetzt. Die Berücksichtigung der Wirkung des Feuchtegehalts abhängig von der Steinsorte muss – wie die Abbildung deutlich zeigt – entsprechend erwogen werden.

Ein repräsentativer Teil der Aufnahmen von den Ausbruchbildern (s. 5.11) wurde mit der Software LAS ausgewertet, um den mittleren Ausbruchradius und dadurch den Ausbruchswinkel ermitteln zu können. Die Ergebnisse fasst die Tabelle 5.2 steinunabhängig zusammen. Die Abbildung 5.14 stellt den Ausbruchkörper und den ermittelten Winkel schematisch dar.

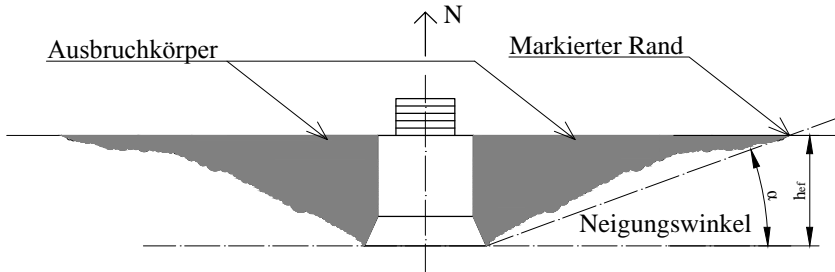


Abb. 5.14.: Schematische Darstellung des Ausbruchkörpers und des ermittelten Winkels

Die Mittelwerte für $h_{ef} = 15 \text{ mm}$ stimmen mit den Werten aus der Literatur gut überein (s. Kap. 2.2.2). In diesen Werken wurde auch auf die Unabhängigkeit des Winkels von der Steinsorte hingewiesen. Der Unterschied der Winkel in Abhängigkeit der Verankerungstiefe ist kleiner als die Streuung. Der Unterschied wird vermutlich dadurch verursacht, dass die Auswertung anhand des Ausbruchradius an der Oberfläche durchgeführt wurde. Die Mittelwerte liegen deutlich unter den für Beton üblichen Werten von 35° bis 45° . Diese Differenz kommt von den bei Natursteinen üblichen Verankerungstiefen, die auch deutlich kleiner ausfallen. Zu Verankerungstiefen von 20 mm würden bei Beton vermutlich ähnliche Winkel gemessen werden.

Der Sollwert der Verankerungstiefe war 15 mm. Nach der Bohrung ergab sich eine gewisse Streuung um diesen Wert herum. Das Diagramm 5.15

bildet abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt die Verteilung und deren Einfluss auf die zentrische Zugtragfähigkeit ab.

Tabelle 5.2.: Ausbruchwinkel und Rundheit des Ausbruchkegels abhängig von der Verankerungstiefe

Setztiefe h_{ef} [mm]	Winkel			Rundheit			Anzahl [Stk.]
	Mittelwert [Grad]	s^a [Grad]	v^b [-]	Mittelwert [-]	s [-]	v [-]	
10	23,4	3,03	0,13	1,2	0,07	0,06	40
15	20,7	2,59	0,13	1,3	0,10	0,08	80
20	19,6	2,26	0,12	1,4	0,16	0,12	30

^aStandardabweichung

^bVariationskoeffizient

Die Verankerungstiefe wurde an jedem Probekörper zwei Mal gemessen. Im weiteren wurde der Mittelwert beider Messungen als Verankerungstiefe für den jeweiligen Probekörper eingesetzt.

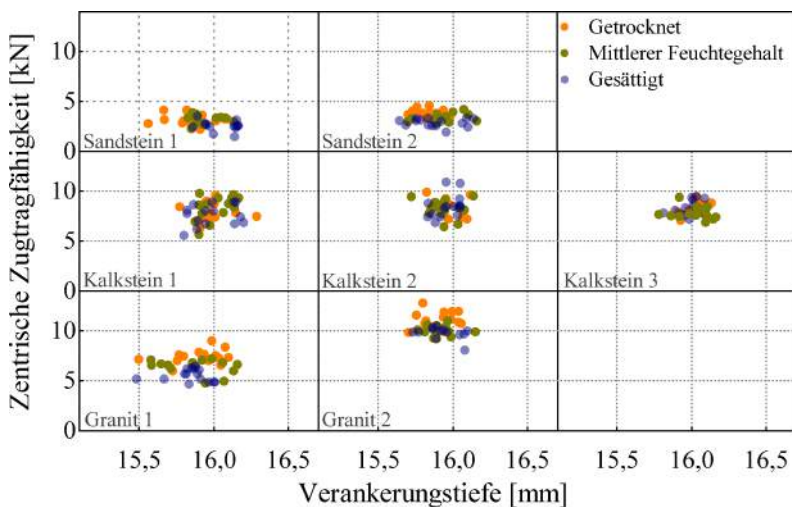


Abb. 5.15.: Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von Verankerungstiefe und Feuchtegehalt

Im Diagramm ist jeder Zugversuch einzeln als Punkt abgebildet. Es ist

gut erkennbar, dass der Unterschied der Setztiefe im Bereich von 15,5 bis 16,2 mm eine vernachlässigbar geringe Wirkung auf die zentrische Zugtragfähigkeit hat. Außerdem ist auch hier wie in Abb. 5.12 zu sehen, dass der Feuchtegehalt des Probekörpers einen Einfluss auf die Dübeltragfähigkeit hat. Eine Ausnahme bilden die Kalksteine, bei denen der Feuchtegehalt keine merkbare Änderung verursacht hat.

An jedem Bohrloch wurden die Hinterschnittdurchmesser an zwei Stellen normal zu einander gemessen. Die Abb. 5.16 zeigt die Zugtragfähigkeit über den Mittelwert beider Messungen für jede untersuchte Probe abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt. Die gestrichelten roten Linien geben die von der ETA-05/0266 geforderten Grenzen von 15,2 bis 15,8 mm an. Ein Teil der Messpunkte liegt außerhalb des zulässigen Bereiches und wäre damit gemäß Zulassung nicht erlaubt. Es ist zwischen Zugtragfähigkeit und Hinterschnittdurchmesser für die hier dargestellten Messungen trotzdem kein Zusammenhang erkennbar. Dies deutet darauf hin, dass eine geringe Abweichung (hier bis zu $\pm 10\%$) vom erlaubten Hinterschnittdurchmesser bei den hier untersuchten Steinsorten keine Rolle spielt. Dies darf jedoch den Setzvorgang nicht beeinflussen, zum Beispiel dahingehend, dass der sich Spreizteil nicht wie vorgesehen öffnen kann.

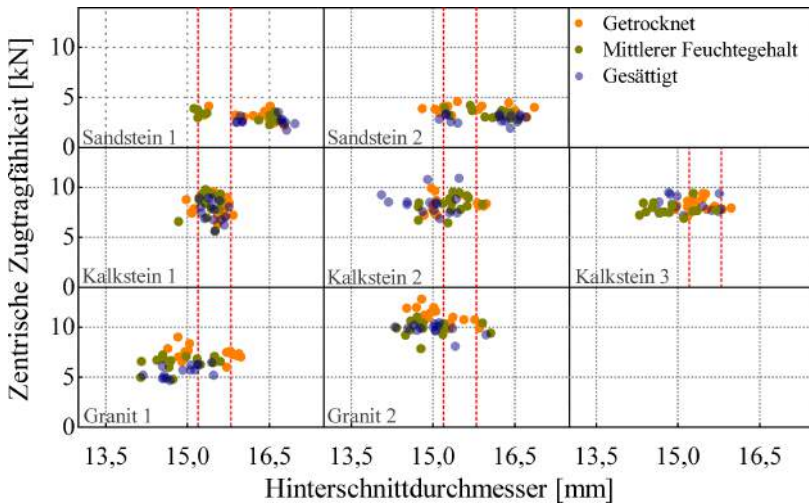


Abb. 5.16.: Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von Hinterschnittdurchmesser und Feuchtegehalt

Die Verschiebung wurde, wie in Kap. 5.4.1 beschrieben, während den Messungen mit zwei potentiometrischen Wegaufnehmern aufgezeichnet. Die Ermittlung der Verschiebung wäre auch durch den Kolbenweg möglich, würde aber den Einfluss der Steifigkeit des Aufbaus in die Messergebnisse mit einbeziehen. Die Verschiebung wurde während der gesamten Messzeit aufgezeichnet. Die Verschiebungs-Mittelwerte und die Last-Verschiebungskurven wurden jeweils als arithmetischer Mittelwert beider Wegaufnehmer-Messungen errechnet. Die Mittelwerte der Verschiebung bei der Höchstlast sind in Diagramm 5.17 abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt für eine Verankerungstiefe von 15 mm abgebildet.

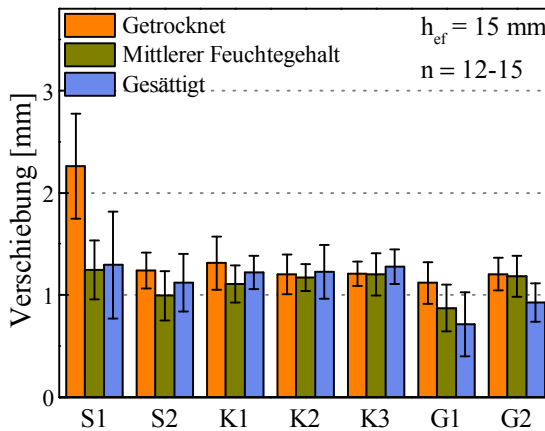


Abb. 5.17.: Verschiebung bei Höchstlast bei zentrischer Zugtragfähigkeit abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt

Das Diagramm 5.18 stellt den Quotienten aus der Verschiebung und der zentrischen Zugtragfähigkeit bei Höchstlast dar. Zusätzlich wurde der an getrockneten Proben gemessene E-Modul aufgetragen. Der Quotient bei den Sandsteinen mit kleinem E-Modul fällt hoch aus, bei den Kalksteinen und dem „Granit 2“ mit jeweils hohem E-Modul jedoch klein. Eine Ausnahme bildet der Granulit, bei dem der Druckfestigkeits-E-Modul-Quotient höher ausfällt als bei den anderen Steinsorten. Die gemessenen mittleren Verschiebungen bewegen sich für alle Steinsorten in ähnlichen Größenordnungen. Eine Ausnahme bildet der Wert von „Sandstein 1“ (S1) der am getrockneten Probekörper gemessen wurde. Das Last-Verschiebungsverhalten dieser Steinsorte unterscheidet sich teilweise von den ande-

ren Steinsorten (s. Abb. 5.20), bedingt durch ihre niedrige Zug- und Druckfestigkeit.

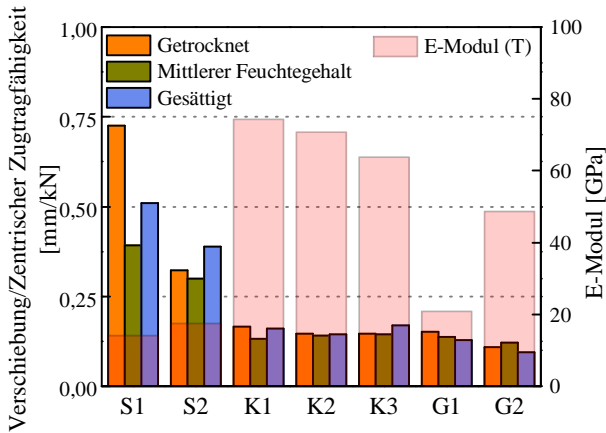


Abb. 5.18.: Quotient aus der Verschiebung und der zentrischen Zugtragfähigkeit bei Höchstlast abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt, E-Modul (getrocknetem Zustand)

Nach Zulassung ist der Einsatz des Hinterschnittsystems bei dieser Steinsorte wegen der niedrigen Rohdichte nicht erlaubt. Der Verlauf der Kurve von der gesättigten Probe spiegelt die Erfahrungen der Fachliteratur wieder. Demnach kann bei niedriger Rohdichte und Festigkeit ein Mischversagen auftreten, wie in Kapitel 2.2.2 diskutiert. Diese Unterschiede traten nur bei einem Teil der Messungen auf und führten dadurch auch zu einer auf der Abbildung erkennbaren höheren Streuung. Die Abhängigkeit vom Feuchtegehalt des Probekörpers zeigt sich bei den Sandsteinen, dem Granit und dem Granulit ausgeprägter, als bei den bisherigen Messergebnissen. Die zur Höchstlast gehörenden Verschiebungen nehmen mit zunehmendem Feuchtegehalt ab. Die Abbildung 5.19 stellt beispielhaft von zwei Kalksteinsorten jeweils eine im Zugversuch gemessene Last-Verschiebungskurve nach Trockenlagerung dar. Auf der x-Achse ist die Verschiebung in mm und auf der y-Achse der relative Anteil der Last an der Höchstlast zu sehen. Die Kurven der anderen Steinsorten können Anhang C.1 entnommen werden. Bis zu einer Verschiebung von etwa 0,7 mm sieht man die elastischen und plastischen Verformungen von Stein und Anker bis zum vollständigen Aufliegen auf der Aufstandsfläche. In diesem Teil des Versuches presst

der Dübel durch seine Verschiebung das Steinmaterial vor sich zusammen. Nach 0,7 mm ist eine weitere Kompression durch Verformung nicht mehr möglich, der Dübel liegt auf und die Last wird in den Ankergrund eingeleitet. Es folgt Versagen durch Steinausbruch.

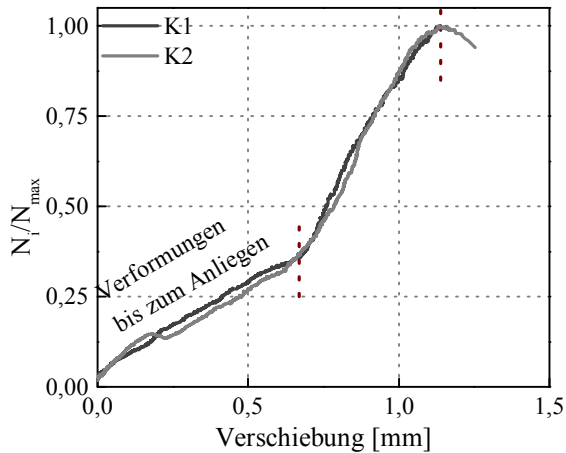


Abb. 5.19.: Last-Verschiebungskurven von Versuchen in zwei Kalksteinen, Belastungsrichtung: zentrischer Zug – Beispiel

Dieser Bereich mit niedrigerer Steigung am Anfang trat in unterschiedlicher Ausprägung und Häufigkeit bei jeder untersuchten Steinsorte auf. Die ermittelten Verschiebungen bei Höchstlast beinhalten auch die durch Teil-Herausziehen verursachte zusätzliche Verschiebung, weil diese als charakteristisch für Hinterschnittdübel betrachtet wird.

Der bei Abbildung 5.17 erwähnte Unterschied in der Last-Verschiebungskurve bei „Sandstein 1“ ist in Abbildung 5.20 gut sichtbar. Die Kurve nach Wasserlagerung deutet bei einem Lastniveau von etwa 80 % der Höchstlast wieder ein dem „Herausziehen“ ähnliches Verhalten, was infolge örtlichen Steinversagens aufgetreten ist. Die dadurch verursachte Verschiebung wurde auch bei der Berechnung der mittleren Verschiebung mitberücksichtigt. Diese Versagensart entspricht der Erwartungen, da die Steinsorte „Sandstein 1“ eine niedrige Rohdichte und Druck-, bzw. Zugfestigkeit hat (s. Kap. 2.2.2). Es soll hier kurz auf den Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit eingegangen werden.

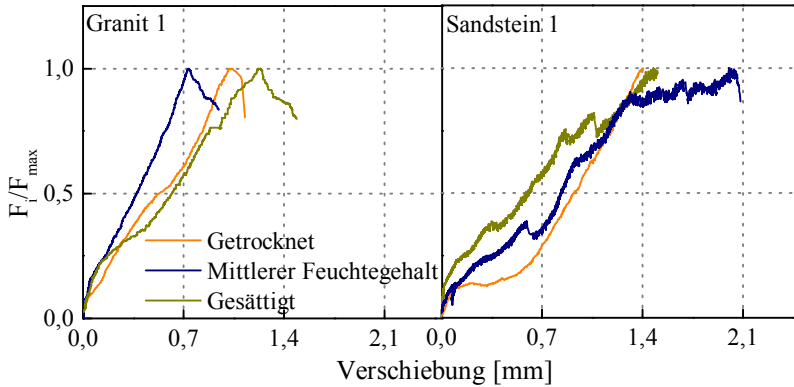


Abb. 5.20.: Last-Verschiebungskurve bei zentrischer Zugbelastung abhängig vom Feuchtegehalt für G1 (l.) und S1 (r.)

Ihr Einfluss kann bei „Sandstein 1“ (s. Abb. 5.20) gut durch den sägezahnartigen Verlauf erkannt werden. Wegen der niedrigen Festigkeit des Steines, wurde lokales Steinversagen verursacht, während das Aufbringen der Last durch die Bewegung des Kolbens versuchstechnisch bedingt nicht schnell genug erfolgen kann. Diese „Zacken“ sind daher versuchs- und materialtechnisch verursacht.

Bei Befestigungen in Beton wird der Einfluss der Verankerungstiefe wegen des sogenannten Maßstabeffektes mit dem Exponenten 1,5 angenommen (s. Kap. 2.2.3). Diesen Effekt führt man auf den Dehnungsgradienten zurück, der bei den hier verwendeten Geometrieverhältnissen zwischen Hinterschnittdurchmesser und Verankerungstiefe auch vorhanden ist. Um den Einfluss der Setztiefe auf die Tragfähigkeit untersuchen zu können, wurden die zentrischen Zugversuche mit drei unterschiedlichen Verankerungstiefen durchgeführt. Der Referenzwert stellt jeweils den für eine Steinsorte bestimmten Mittelwert bei einer Verankerungstiefe von 15 mm dar.

Da die Anwendung der Fassadenplatten häufig im Außenbereich stattfindet, ändert sich die Luftfeuchte und somit der Feuchtegehalt der verwendeten Natursteinplatten ständig. Um diesen Aspekt berücksichtigen zu können, wurde der Einfluss der Verankerungstiefe für alle drei Klimaten jeweils einzeln und zusammenfassend betrachtet. Hierfür wurde der Mit-

telwert von den Messwerten aller drei Lagerungsarten zusammenfassend errechnet. Dies ermöglicht auch, den Einfluss nach Normierung genauer betrachten zu können. Der Steinsortenmittelwert wurde aus allen Höchstlasten bei einer Verankerungstiefe von 15 mm errechnet. Jeder Messwert wurde durch den entsprechenden Steinsortenmittelwert dividiert. Dadurch ergibt sich die Verteilung der Messwerte abhängig von der Verankerungstiefe um die jeweiligen Steinsortenmittelwerte herum. In Abbildung 5.21 stellen die Punkte jeweils die zentrischen Zugversuche (etwa 440 Messungen) dar. Die Messwerte sind, nach Sandsteinen, Kalksteinen und Graniten angeordnet, mit drei x-Achsen dargestellt. Die gepunkteten Linien geben jeweils an den x-Achsen die Werte 10, 16 und 21 mm an. Es ist gut erkennbar, dass die Streuung der Werte bei gleicher Setztiefe, mit bis zu 40 %, relativ hoch ausfällt.

Erwartungsgemäß ist die Streuung bei den Sandsteinen höher, als bei den anderen Steinsorten. Das Diagramm 5.22 stellt die auf gleiche Weise ermittelten Werte abhängig vom Feuchtegehalt des Probekörpers dar. Den bisherigen Ergebnissen entsprechend zeigt sich, dass der Feuchtegehalt des Probekörpers bei Kalksteinen keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat. Bei den Sandsteinen, dem Granit und dem Granulit ist eine stärkere Tendenz sichtbar: die Probekörper versagten nach Wasserlagerung bei eindeutig niedrigeren Lastniveaus als nach Trockenlagerung. Der Einfluss des Feuchtegehaltes auf die Dübeltragfähigkeit zeigt sich bisher bei dieser Darstellung am deutlichsten. Es ist auch erkennbar, dass die Verteilung der normierten Messwerte bei allen drei Feuchtegehalten etwa gleich groß ist. Dies erlaubt zwei mögliche Vorgehensweisen. Wenn der Einfluss des Feuchtegehaltes vernachlässigt wird, ist der Fehler der Näherung höher und beträgt maximal bis zu 40 %. Wird der Einfluss berücksichtigt, kann diese Streuung um 10 bis 15 % (für die Sandsteine) reduziert werden. Dies kann durch die Festlegung eines Faktors gewährleistet werden. Die Gültigkeit dieses Faktors muss für hier nicht untersuchte Steinsorten überprüft werden. Der Einfluss der Verankerungstiefe wurde empirisch durch eine Funktionanpassung untersucht. Als Annahme lag der beim Beton verwendete Zusammenhang von $k_1 \cdot h_{ef}^{k_2}$ vor, wobei k_1 und k_2 Konstanten sind. Für jede Steinsortengruppe wurde, nach Zurückführung auf eine lineare Regression, die an die Messdaten angepassten Konstanten ermittelt.

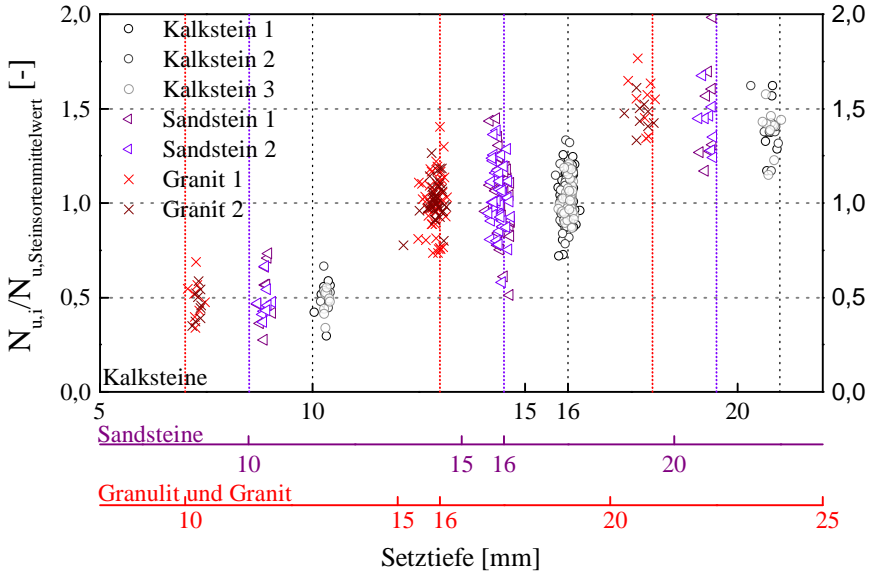


Abb. 5.21.: Einfluss der Verankerungstiefe abhängig von der Steinsorte

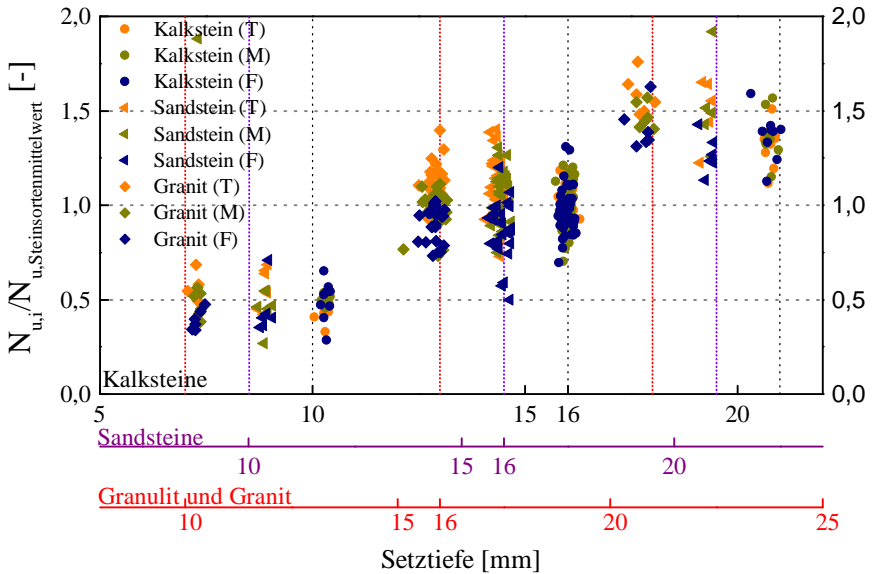


Abb. 5.22.: Einfluss der Verankerungstiefe abhängig vom Feuchtegehalt

Dies wurde für beide Fälle durchgeführt: unter Berücksichtigung des Feuchtegehaltes (drei Gleichungen pro Steinsorte) und ohne Einfluss des Feuchtegehaltes (eine Gleichung pro Steinsorte). Die Exponenten lagen zwischen 1,3-1,8. Sie wurden vereinfacht in allen Fällen als 1,5 angenommen und der verursachte Fehler durch die Veränderung der Konstanten k_1 auf $k_{1,h_{ef}=1,5}$ ausgeglichen ($k_{1,h_{ef}=1,5} = k_1 \cdot \text{Korrekturfaktor}$). Zumal die mittlere Verankerungstiefe statt den geplanten 15 mm, eher 16 mm betrug, wurde dieser Wert als Referenzwert verwendet. Daraus ergab sich folgende Gleichung für die Normierung auf eine Verankerungstiefe von $h_{ef}=16$ mm:

$$N_{u(h_{ef}=16\text{mm})} = N_u \cdot \left(\frac{h_{ef,\text{test}}}{16} \right)^{-1,5} \cdot \hat{k}_1 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{16} \right)^{1,5} \quad (5.1)$$

$$\text{wobei gilt: } \hat{k}_1 = 16^{1,5} \cdot k_{1,h_{ef}=1,5}$$

Die angepasste Funktion mit der Streuung für Granit und Granulit unter Berücksichtigung des Feuchtegehaltes zeigt die Abbildung 5.23. Die Diagramme für die anderen Steinsorten und für die Anpassung ohne Berücksichtigung des Feuchtegehaltes können Anhang C.1 entnommen werden. In diesen Diagrammen sind die Kurven mit den ursprünglichen Exponenten als Vergleich auch (in rot) eingezeichnet. In der Tabelle 5.3 stehen die ermittelten Faktoren unter Berücksichtigung des Feuchtegehaltes und ohne, jeweils mit Streuung. Bei den Kalksteinen ändert sich die Genauigkeit abhängig von der Berücksichtigung des Feuchtegehaltes erwartungsgemäß nicht. Bei Granit und Granulit gibt es eine Änderung von 5 %. Die Beachtung des Feuchtegehaltes zeigt nur bei den Sandsteinen einen starken Einfluss, hier kann die Streuung um 15 % reduziert werden. Diese Streuung kann durch die Verwendung der Gleichung 5.2 abhängig von der jeweiligen Steinsorte unter Berücksichtigung des Einflusses des Feuchtegehaltes reduziert werden. Dabei können die Werte für $k_{h_{ef},\text{Feuchte}}$ für die hier untersuchten Steinsorten abhängig vom Feuchtegehalt aus der Tabelle 5.3 entnommen werden.

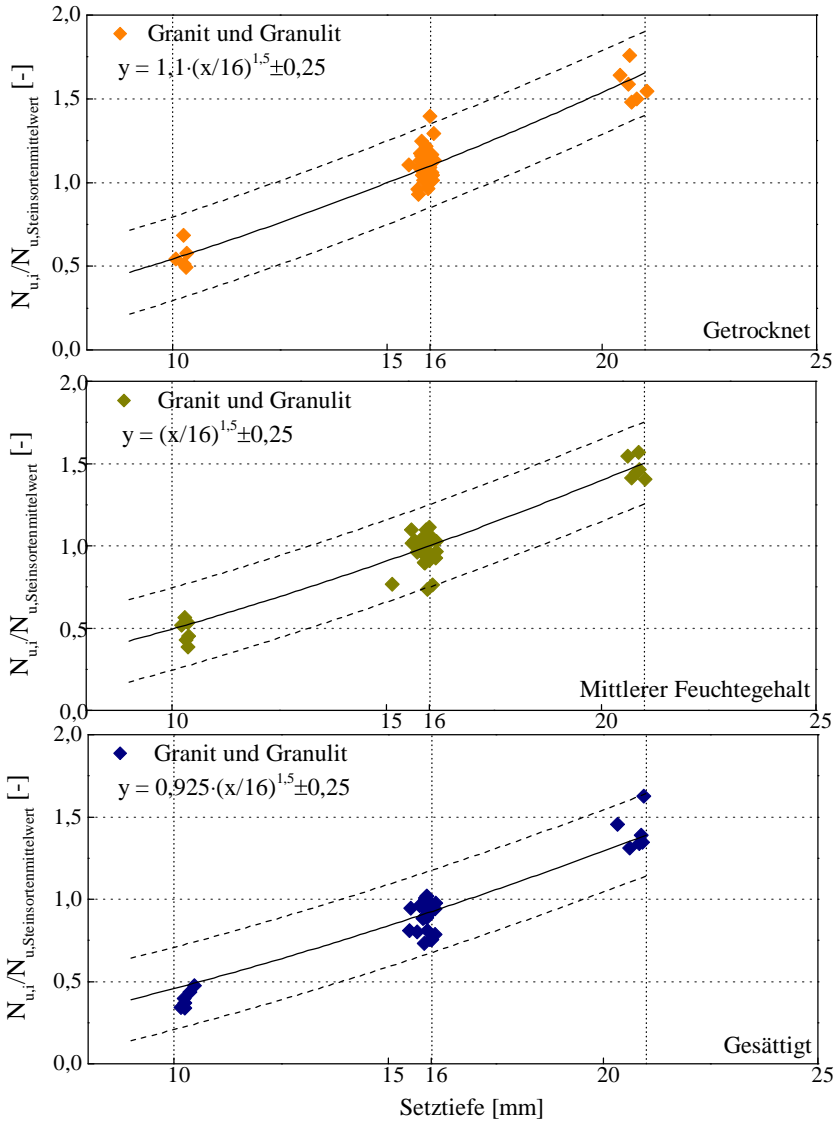


Abb. 5.23.: Einfluss der Verankerungstiefe auf die Höchstlast abhängig vom Feuchtegehalt bei Granit und Granulit

Tabelle 5.3.: Einfluss des Feuchtegehaltes auf die zentrische Zugtragfähigkeit, beschreibende Faktoren: $k_{h_{ef},Feuchte}$

Steinsorte	Feuchtegehalt ^a			Streuung	\sum ^b	Streuung
	T	M	F			
Sandsteine	1,1	1	0,85	$\pm 0,30$	1	$\pm 0,45$
Kalksteine	0,95	1	0,95	$\pm 0,30$	1	$\pm 0,30$
Granit und Granulit	1,1	1	0,93	$\pm 0,25$	1	$\pm 0,30$

^aT: Getrocknet, M: Mittlerer Feuchtegehalt, F: Gesättigt

^bUnabhängig vom Feuchtegehalt

$$\text{Einfluss}_{h_{ef},Feuchte} = k_{h_{ef},Feuchte} \cdot \left(\frac{h_{ef}}{16} \right)^{1,5} \quad (5.2)$$

Bei bekanntem Feuchtegehalt kann daher eine niedrigere Streuung angesetzt werden. Wenn der Feuchtegehalt der Natursteinfassadenplatten – wie in der Praxis üblich – unbekannt ist oder sich ständig ändert, muss immer eine höhere Streuung angesetzt werden. Als Beispiel kann eine Fassade aus Sandstein betrachtet werden, deren Oberfläche direkt beregnet wird. In diesem Fall kann der Einfluss der Setztiefe auf der sicheren Seite mit $\left(\frac{h_{ef}}{16} \right)^{1,5}$ mit einer Streuung von 45 % angenommen werden. Eine andere Lösungsweg wäre die Dübeltragfähigkeit an gesättigten Proben zu bestimmen und den so ermittelten Wert zu verwenden. Da die gesättigten Proben in der Regel die niedrigste Dübeltragfähigkeit aufweisen, bietet diese Lösung eine Annahme der Dübeltragfähigkeit auf der sicheren Seite.

5.5. Quertragfähigkeit

Die Versuche zur Bestimmung der Quertragfähigkeit wurden ebenfalls wegeregelt mit einer Geschwindigkeit von 1,2 mm/min an der HuN-Maschine durchgeführt. Wie die Abbildung 5.3 zeigt, wurden die Querlastversuche bei allen drei Feuchtegehalten jeweils mit einer Sollwert der Verankerungstiefe von 15 mm realisiert. Das Hauptziel dieser Versuche war es, zu überprüfen, ob sich ein Zusammenhang zwischen Zugtragfähigkeit und Quertragfähigkeit, bei Natursteinen nachweisen lässt. Falls diese Annahme sich bestätigt, stellt sich die Frage, wie der Einfluss des Hebelarmes berücksichtigt werden kann. Um diese Fragen beantworten zu können, wurde außer Querlastversuchen ohne Hebelarm zusätzlich Querlastversuche mit großem Hebelarm ($e_{\max} = 7$ mm als Maximum) durchgeführt. Für diese Versuche wurden Typ B 13x15 M8/15 A4 und Typ B 13x26 M8/SO/17 AL als Anker verwendet.

5.5.1. Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau wurde so ausgewählt, dass das Versagen durch Steinausbruch auf der lastabgewandten Seite (Pryout-Versagen) eintritt. Um die Quertragfähigkeit und die Zugtragfähigkeit vergleichen zu können, war es notwendig, bei beiden Versuchsaufbauten Steinversagen zu erzielen. Die Steinsorten und Verankerungstiefen wurden so gewählt, dass kein Stahlversagen auftreten sollte. Die Abbildung 5.24 stellt einen eingebauten Probekörper in Versuchsposition bei Querlast dar. Die Wahl des Versuchsaufbaus erfolgte nach ETA-05/0266 und nicht nach den Zulassungen. Das Ziel war es, die durch die Versuchsaufbauten verursachten zusätzlichen Einflüsse zu reduzieren. Die Vorversuche haben gezeigt, dass der Versuchsaufbau, den die Abbildung 5.24a zeigt, in vielen Fällen zum Spalten des Probekörpers führt. Um dies zu vermeiden, wurden die Probekörper mit einer um 90° zur ursprünglichen Position gedrehten Stahlplatte eingespannt, wie die Abbildung 5.24b zeigt. Die Probekörper wurden durch die Stahlplatte nur handfest heruntergespannt, die Einspannung baute sich während des Versuchs auf. Daher muss der Einfluss der Einspannung auf das Versuchsergebnis nicht berücksichtigt werden. Die Abbildung 5.24c stellt den Aufbau für Querlast mit Biegung dar. Dadurch war die Ausbildung von Spannungsverteilungen wie in der Mitte einer großen Platte möglich. Diese Änderung führte dazu, dass weniger als 1 % der geprüften

Probekörper ein anderes Versagen als Pryout erlitten. Das Versagen war in diesem einen Prozent Stahlversagen oder Spalten.



(a) Vorversuchaufbau
Vorderansicht



(b) Endgültiger Aufbau
Seitenansicht

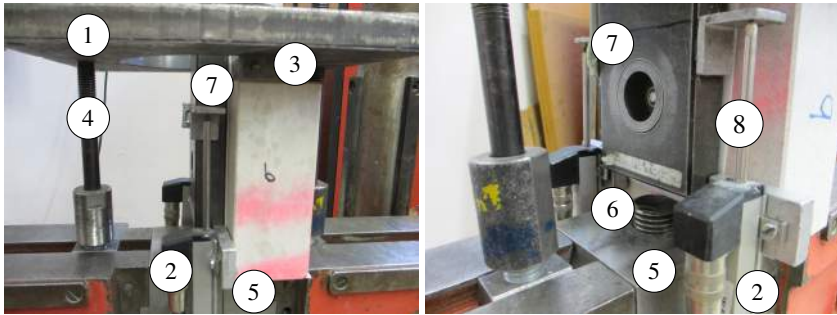


(c) Mit Hebelarm
Seitenansicht

Abb. 5.24.: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Quertragfähigkeit

Den endgültigen Versuchsaufbau stellt die Abbildung 5.25 dar. Der Probekörper liegt auf dem unteren beweglichen Teil der Maschine. Um jegliche Neigung des Probekörpers zu vermeiden, wurde eine Teflonschicht (8) zwischen Maschine und Stein direkt unterhalb der Querlasche angebracht. Ein Adapter (5) mit gebohrtem Innengewinde ist im unteren Teil platziert. In diesem Adapter befindet sich eine kurze, einseitig flach geschliffene Gewindestange (6), die die genaue Positionierung des Probekörpers ermöglicht. Der Probekörper wurde mit einer Metallplatte (1), die einen kreisförmigen Ausschnitt inne hatte, handfest zu dem beweglichen Teil der Maschine gespannt. Zwischen dieser Metalplatte und dem Probekörper liegt die um 90° gedrehte Stahlplatte (3). Die Last wurde mit Hilfe einer Querlasche (7) auf den Anker aufgebracht. Zwischen Querlasche und Probekörper befand sich auch eine Teflonschicht. Die zwei Wegaufnehmer (2) wurden am unteren Eck des Probekörpers aufgeklebt. Die beiden Winkel, die an die Querlasche befestigt sind, dienen als Referenzpunkte. Die Wegaufnehmer wurden jeweils direkt vor dem Versuch mit einer Heißklebepistole an den unteren linken und rechten Eck des Probekörpers neben der Querlasche befestigt. Diese Vorgehensweise war bei den gesättigten Sandsteinprobekörpern problematisch, da die Oberfläche dieser Steine auch nach kurzer Wartezeit nicht trocken genug zum Kleben war. Bei einigen Probe-

körpern wurde die Stelle mit einer Heißluftpistole vorgetrocknet. Dies war in den meisten Fällen wegen der hohen offenen Porosität nur nach relativ langen Trocknungszeiten ausreichend. Die Ausbruchkegel und die sichtbar getrockneten Bereiche haben sich nicht überschritten. Dennoch wurde ein Teil der Versuche ohne Wegaufnehmer, bzw. mit zwei auf dem Adapter aufgeklebten Wegaufnehmern durchgeführt. Somit war es möglich, die Höchstlast und das Versagensbild zu vergleichen und sicherzustellen, dass die Trocknung der Ecken keinen Einfluss auf die Versuchsergebnisse hatte. Dieses Problem zeigte sich bei den anderen untersuchten Steinsorten auch bei den gesättigten Proben nicht, da deren Oberfläche nach ein bis zwei Minuten trocken genug war.



- | | |
|------------------------------------|----------------------------------|
| 1. Stahlplatte mit Kreisausschnitt | 5. Adapter |
| 2. Wegaufnehmer | 6. Kurze Gewindestange (Abstand) |
| 3. Stahlplatte (Einspannen) | 7. Querlasche |
| 4. Einspannvorrichtung | 8. Teflonschicht |

Abb. 5.25.: Verwendeter Querlast-Versuchsaufbau

Den Unterschied beim Versuchsaufbau für Querlast mit Hebelarm bestand darin, dass wegen des Abstandes zwischen Probekörper und Lasche keine Teflonschicht mehr nötig war. Die Abbildung 5.24c zeigt diesen Versuchsaufbau. Bei jeder Messung wurde die Mutter, mit der die Verbindung zwischen Dübel und Querlasche realisiert wurde, mit einem Zielwert von 4,0 Nm mit einem kalibrierten Drehmomentschlüssel festgezogen. Die Al-Muttern – die für die Abstandhaltung vorgesehen waren – wurden bei den Versuchen mit Hebelarm auch mit dem gleichen Drehmoment vorbelastet. Die tatsächlichen Werte sind in den Protokollen festgehalten. In einigen Fällen, in denen der Hinterschnittdurchmesser größer war, als die ETA-05/0266 erlaubt, konnte nur ein geringeres Drehmoment (meistens bis zu

1,0 Nm) aufgebracht werden.

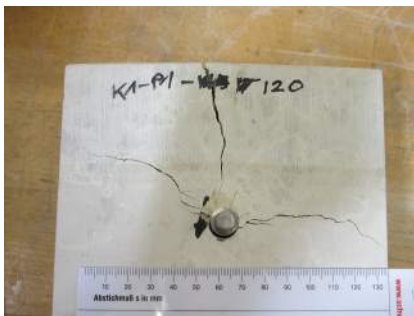


Abb. 5.26.: Kalibrierter Drehmomentschlüssel

Den verwendeten Drehmomentschlüssel zeigt die Abbildung 5.26. Planmäßiges Überziehen wurde nicht weiter untersucht.

5.5.2. Versagensart und Bruchbilder

Als Versagen trat dank der Änderung des Versuchsaufbaus statt Spalten (s. Abb. 5.27a), Betonausbruch bei den allermeisten Probekörpern an der lastabgewandten Seite auf. Zusätzlich war in den meisten Fällen ein muschel-förmiger Ausbruch an der Lastseite unmittelbar vor dem Dübel zu sehen. Bei den Probekörpern der Steinsorte „Granit 2“ trat bei den Querlastversuchen an getrocknetem und im Klimaraum gelagerten Proben Stahlversagen auf (s. Abb. 5.27b), bei den gesättigten Proben lag das Versagensverhältnis bei 50-50 % Stahlversagen und Steinausbruch. Der Unterschied der Höchstlasten beider Versagensarten lag bei unter 10 %.



(a) „Kalkstein 1“, Versagen: Spalten

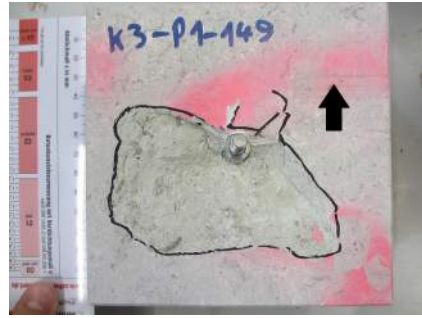
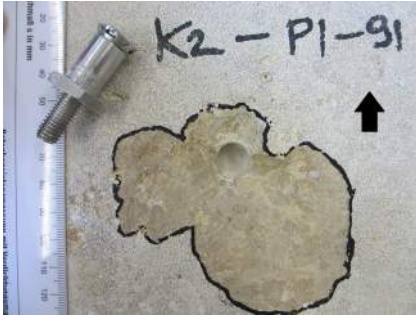


(b) „Granit 2“, Stahlversagen

Abb. 5.27.: Unerwünschte Ausbruchbilder bei Querlastversuchen

Bei den Sandsteinen gab es in vielen Fällen vor dem Erreichen der Höchstlast mit Steinausbruch eine zusätzliche Verschiebung mit örtlichem Stein-

versagen, wobei der Anker das ursprünglich runde Bohrloch fast rechteckig verformt hat. Diese „eckige“ Form ergibt sich bei niedrigen Steifigkeiten aus der Form des Spreizringes.



(a) „Kalkstein 2“, Steinausbruch und (b) „Kalkstein 3“, Steinausbruch an der lastabgewandten Seite



(c) „Sandstein 2“, Steinausbruch und (d) „Sandstein 1“, Eckige Hinterschnitt-muschelförmiger Ausbruch

Abb. 5.28.: Charakteristische Ausbruchbilder bei Querlastversuchen

Dieses Phänomen zeigt sich auch in den Last-Verschiebungskurven, wie bei den zentrischen Zugversuchen (s. Abb. 5.20 (r.)) zu sehen war. Die Abbildung 5.28 gibt einen Überblick der typischen Bruchbilder.

5.5.3. Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

Die Abbildung 5.29 zeigt die Mittelwerte (mit Standardabweichung) der Querlastversuche abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt bei einer Verankerungstiefe von 15 mm. Es wurden 40 % mehr Versuche mit Hebelarm durchgeführt, da dieser Aufbau eher bei den bauüblichen Anwendungen (hinterlüftete Natursteinfassaden) verwendet wird. Pro Steinsorte und Feuchtegehalt wurden zehn Versuche ohne Hebelarm und 14 mit Hebelarm durchgeführt. Die auffällig kleine Standardabweichung bei den Querlastversuchen von „Granit 2“ erklärt sich dadurch, dass bei den getrockneten und im Klimaraum gelagerten Probekörpern ausnahmslos Stahlversagen eintrat. Da Stahlversagen nicht dem gewünschten Bruchbild entspricht, wurde hierbei eine geringere Anzahl untersucht ($n = 3 - 6$). Um Steinversagen zu erhalten, wären ein größerer Durchmesser des Ankers notwendig gewesen.

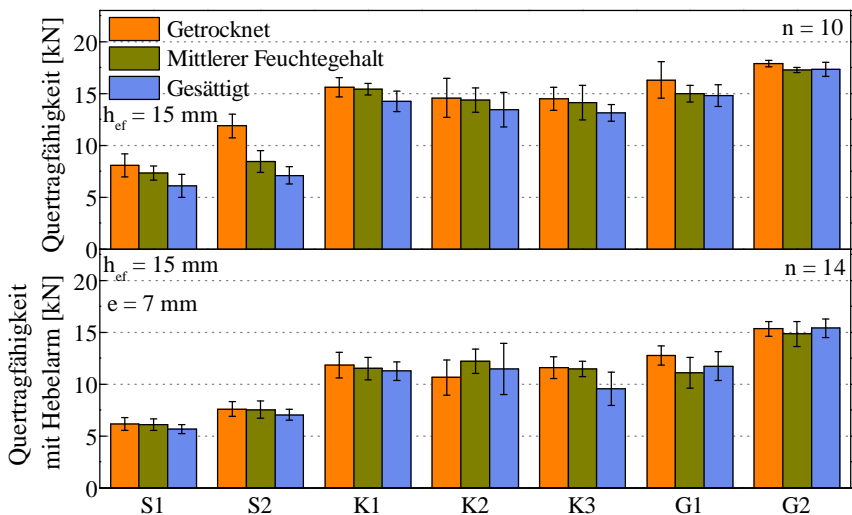


Abb. 5.29.: Quertragungsfähigkeit abhängig von Steinsorte, Feuchtegehalt und Hebelarm

Die Quertragungsfähigkeit nimmt mit zunehmendem Feuchtegehalt ab. Wie den Abbildungen 5.30-5.31 entnommen werden kann, ist dieser Unterschied kleiner oder gleich der Standardabweichung bei den drei Kalksteinsorten, dem Granulit und dem Granit.

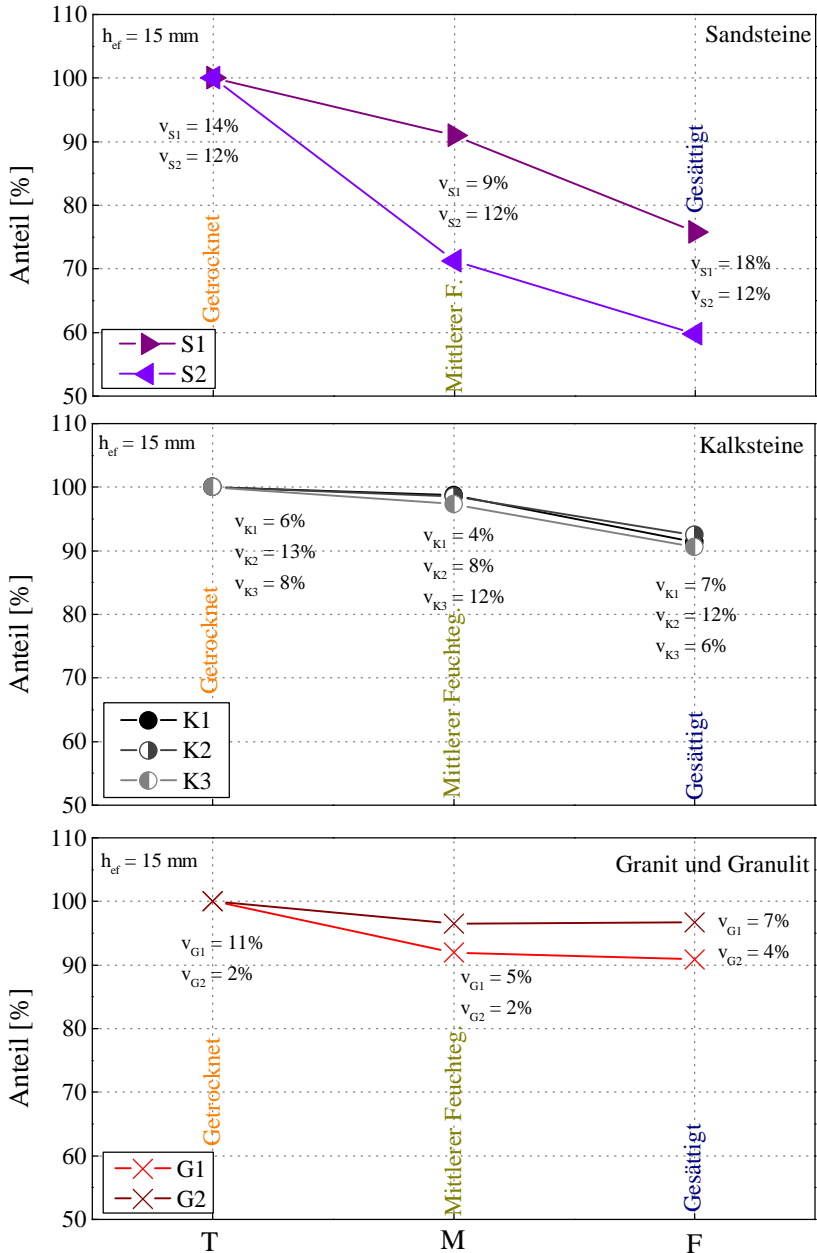


Abb. 5.30.: Relativer Einfluss des Feuchtegehaltes auf die Quertragfähigkeit

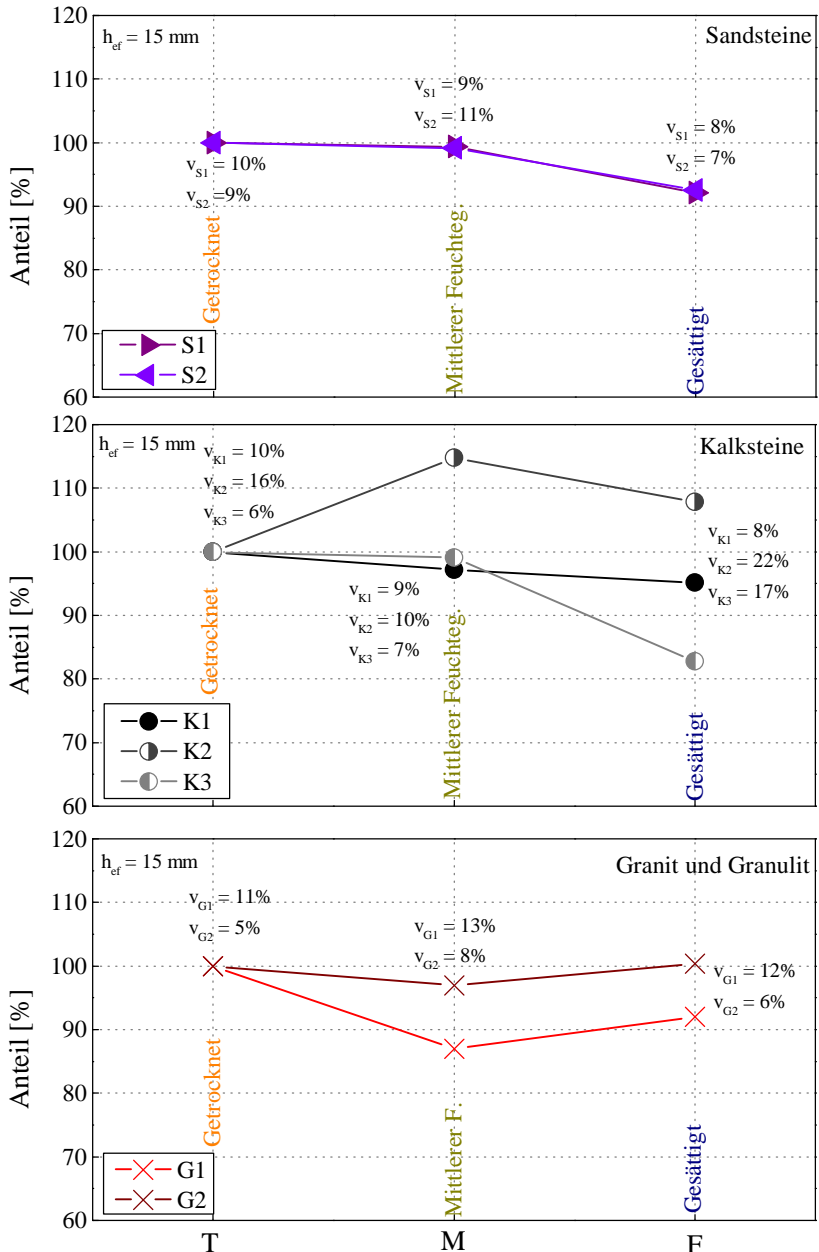


Abb. 5.31.: Relativer Einfluss des Feuchtegehaltes auf die Quertragfähigkeit mit Hebelarm

Bei den Querlastversuchen mit Hebelarm ist es auch bei den Sandsteinen gleich der Standardabweichung. Hier waren die örtlichen Druckbeanspruchungen durch die geänderte Lasteinleitung mit Hebelarm kleiner. Bei den Sandsteinen ist für Querlast die Abnahme zwischen getrockneten und gesättigten Probekörpern merkbar größer, als die Standardabweichung. Dies spiegelt die Erfahrungen der zentrischen Zugversuche wieder.

Das Last-Verschiebungs-Verhalten der Sandsteine unterscheidet sich teilweise auch von den anderen Steinsorten. Repräsentative Last-Verschiebungskurven für Querlast und Querlast mit Hebelarm für alle Steinsorten können Anhang C.2 entnommen werden. Die Abbildung 5.32 stellt drei typische Last-Verschiebungskurven von „Sandstein 1“ (S1) dar. Bei allen Kurven sind sich wiederholende Lastabfälle (Teil-Steinversagen) zu sehen. Dies bedeutet ein Herausziehen infolge lokalen Versagens des Verankerungsgrundes, wie auch auf dem Versagensbild von Sandsteinen zu sehen war. Dieses örtliche Materialversagen ergibt sich hauptsächlich aus den Materialeigenschaften, wie niedrigen Festigkeitskennwerten und geringem E-Modul. Die Materialkennwerte von Natursteinen weisen immer eine relativ hohen Streuung auf, dies zeigt sich im Verschiebungsverhalten von „S1-P1-198“. Diese Probe zeigt nach Abzug des Lochspiels eine etwa 1,0 mm größeren Verschiebung, als die anderen Beiden.

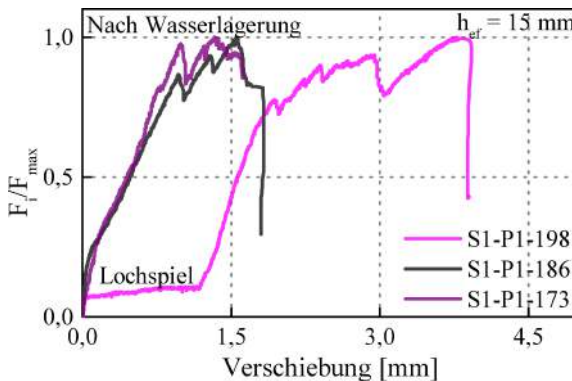


Abb. 5.32.: Last-Verschiebungskurve für „Sandstein 1“ bei Querlast

Es ist zusätzlich zu beachten, dass zu weite Hinterschnittdurchmesser eher bei den Sandsteinsorten aufgetreten sind und dazu führten, dass das vorgegebene 4,0 Nm Drehmoment an der Mutter nicht aufgebracht werden

konnte. Die Abbildung 5.33 stellt zwei Last-Verschiebungskurven von der Steinsorte „S2“ dar. Bei einer der Proben konnte das vorgegebene Drehmoment auf beiden Muttern²⁶ aufgebracht werden, während es bei der Probe „S2-P1-100“ bei keiner der Muttern möglich war. Am Anfang der Kurve ist hier, wie auch in der vorigen Abbildung, gut sichtbar, wie das Lochspiel die ermittelte Verschiebung beeinflusst hat. Im Verlauf danach kann man den Einfluss des Drehmoments in der Steigung der Kurven erkennen. Die Kurve „S2-P1-100“ hat nach dem Lochspiel erst eine geringere Steigung. Die andere Probe, bei der die Mutter mit dem vorgegebenen Drehmoment vorbelastet wurde hat eine stetige Steigung.

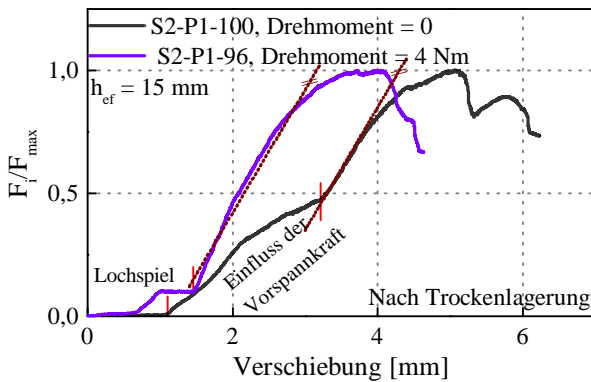


Abb. 5.33.: Last-Verschiebungskurven für „Sandstein 2“ bei Querlast mit Hebelarm, Einfluss des Drehmoments

Dieser Unterschied sorgte teilweise für leicht unterschiedliche Last-Verschiebungs-Verhalten bei gleicher Steinsorte. Die Drehmomentwerte wurden im Protokoll vermerkt. Bei der Ermittlung der mittleren Verschiebungen pro Steinsorte und Feuchtegehalt sollte das Lochspiel berücksichtigt werden. Dies ist sowohl bei Querlast, als auch bei Querlast mit Biegung zu beachten. Es wurde ein repräsentativer Anteil der Last-Verschiebungskurven ausgewertet, um den Einfluss des Lochspiels untersuchen zu können. Das Lochspiel betrug im Mittel bei Querlast 0,6 bis 0,9 mm, bzw. bei Querlast mit Biegung 0,9 bis 1,2 mm und ergab sich aus dem Versuchsaufbau. Die Abbildung, die die mittleren Verschiebungen (ohne Berücksichtigung des Lochspiels) für die Querlastversuche abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt darstellen, können Anhang C.2 entnommen werden.

²⁶ AL-Mutter für Hebelarm und M8 Mutter über die Querlasche

Der Sollwert der Verankerungstiefe betrug bei jedem Querlastprobekörper 15 mm, der tatsächliche Wert lag hier, ebenso wie bei den Probekörpern für zentrischen Zug, im Mittel bei 16 mm. Sie wurde an jedem Probekörper an zwei Stellen mit einer digitalen Schieblehre gemessen. Das Diagramm 5.34 stellt die Streuung der Werte abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt bei Querlast dar. Die entsprechende Abbildung für Querlast mit Hebelarm kann Anhang C.2 entnommen werden. Es ist gut erkennbar, dass die Abweichung der Setztiefe von etwa 1 mm keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat. Die Auswirkung des Feuchtegehaltes zeigt sich hier auch geringfügig bei den Sandsteinen und bei „Granit 1“.

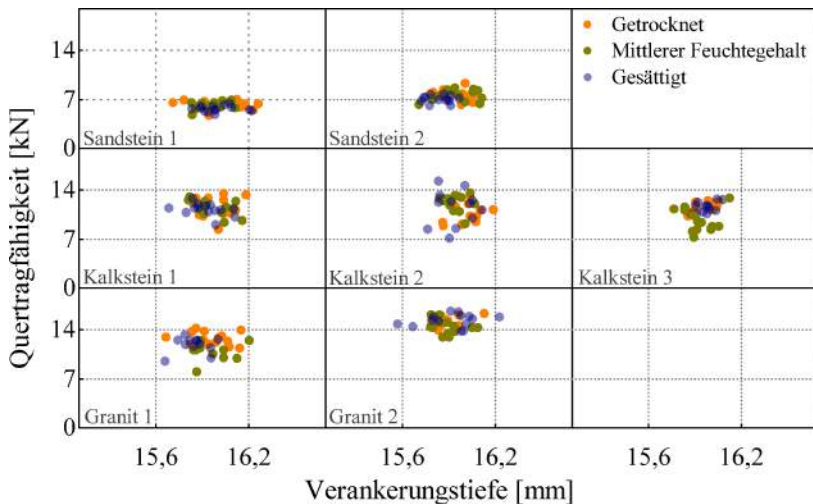


Abb. 5.34.: Quertragfähigkeit abhängig von Verankerungstiefe und Feuchtegehalt

Der Einfluss des Feuchtegehaltes auf die zentrische Zugtragfähigkeit und auf die Quertragfähigkeit unterscheidet sich bei „Granit 2“. Der Unterschied liegt aber innerhalb der Streuung der Messergebnisse und lässt sich durch die Streuung der Materialkennwerte erklären. Der Hinterschnittdurchmesser soll nach ETA-05/0266 zwischen 15,2 und 15,8 mm liegen. Diese Grenzwerte sind in den Abbildungen 5.35 und C.11 mit gestrichelten roten Linien gekennzeichnet. Die Abbildungen stellen die Quertragfähigkeit über den Hinterschnittdurchmesser abhängig von Steinsorte und Feuchte-

gehalt dar.

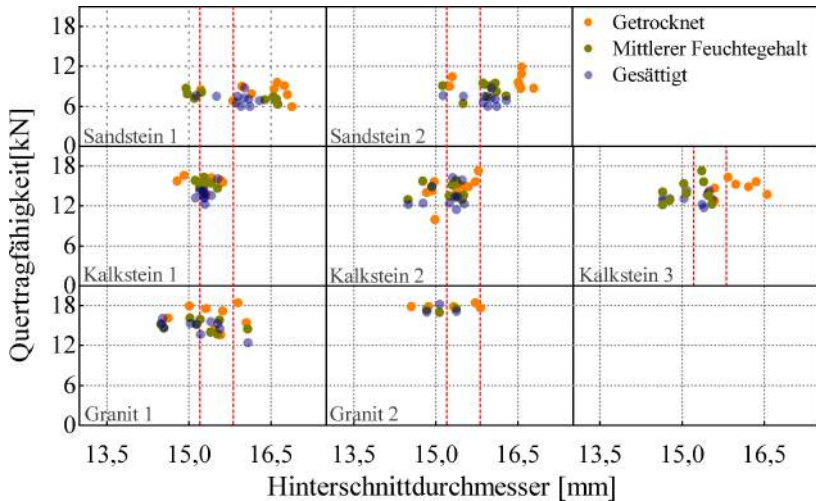


Abb. 5.35.: Quertragfähigkeit abhängig von Hinterschnittdurchmesser, Steinsorte und Feuchtegehalt

Die Abweichung vom zugelassenen Durchmesser (etwa 10 %) hat bei den Querlastversuchen für keine der geprüften Steinsorten einen Einfluss gehabt. Dies bestätigt die Erfahrungen aus den zentrischen Zugversuchen.

5.6. Empirischer Zusammenhang zwischen zentrischer Zug- und Quertragfähigkeit

Die Abbildung 5.36 stellt die Quertragfähigkeit über die zentrische Zugtragfähigkeit abhängig vom Feuchtegehalt dar. Bei Beton wird ein linearer Zusammenhang ($V_u = 2 \cdot N_u$) unterstellt (s. Kap 2.2.3). Diese Annahme wird mit der gestrichelten Linie dargestellt. Der mittlere Fehler beträgt etwa 17 %. Es kann auch ein Exponentialfunktion angenommen werden (dunkelbraune durchgezogene Linie), in diesem Fall beträgt der mittlere Fehler etwa 10 %. Für Beton kann der Zusammenhang zwischen der Querlast und der im Bolzenschaft wirkenden Normalkraft nach den Arbeiten von G. ZHAO (1993) und FUCHS (1990) mit der Gleichung 5.3 beschrieben werden.

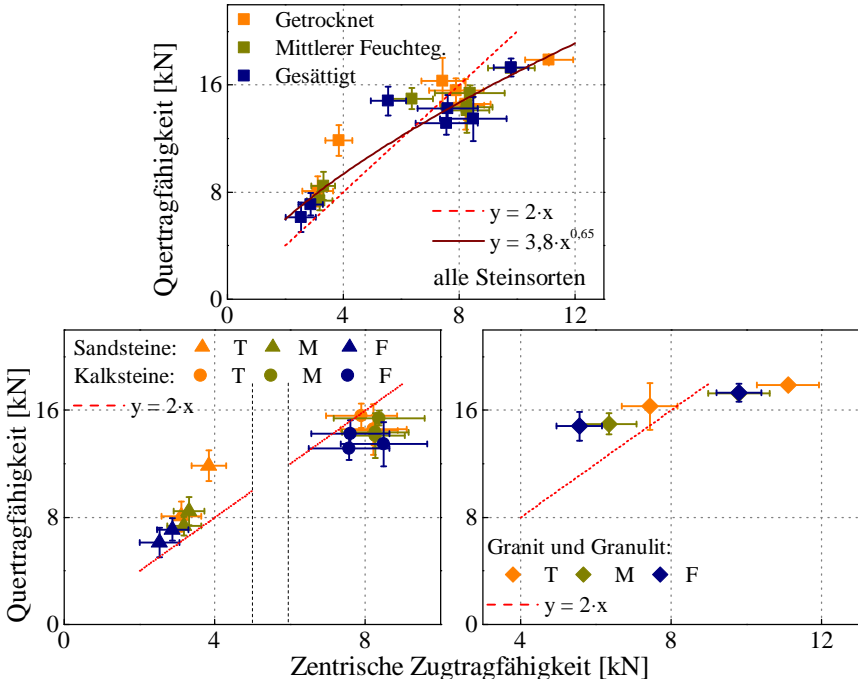


Abb. 5.36.: Quertragfähigkeit über zentrische Zugtragfähigkeit

$$\frac{N_v}{V_u} = \eta_{NV} = [0,3 \dots 0,4] \quad (5.3)$$

Es wird angenommen, dass solch ein Zusammenhang bei Natursteinen auch existiert. Mit der Annahme eines linearen Zusammenhanges zwischen zentrischer Zugtragfähigkeit und Quertragfähigkeit kann für den Einfluss des Hebelarmes die Gleichung 5.4 angenommen werden, wobei k_0 der Umrechnungsfaktor zwischen Zugtragfähigkeit und Quertragfähigkeit ohne Hebelarm ist. Der k_1 -Faktor ist der Umrechnungsfaktor für den e_1 -Hebelarm, wobei e_1 zwischen 0 und e_{\max} liegen muss. Die Abbildung 5.37 zeigt erneut den Einfluss des Hebelarmes auf die Quertragfähigkeit für alle Steinsorten abhängig vom Feuchtegehalt zusätzlich mit einem Vergleich des Quotienten von Zugtragfähigkeit und Quertragfähigkeit abhängig vom Hebelarm.

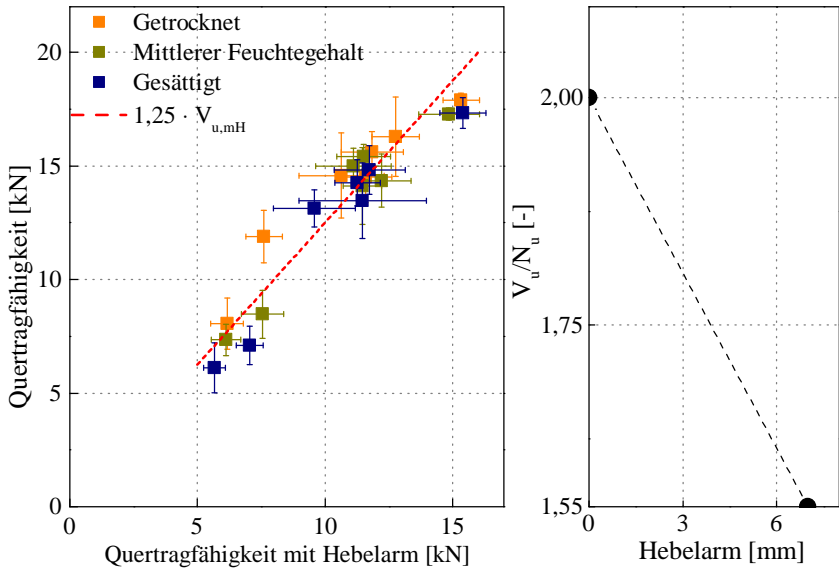


Abb. 5.37.: Quertragfähigkeit über Quertragfähigkeit mit Hebelarm

Im Rahmen dieser Arbeit wurden zwei Extreme untersucht: Querlast ohne Hebelarm und mit langem Hebelarm. Es wird angenommen, dass mit der Gleichung 5.4 die Quertragfähigkeit mit beliebigem Abstand (Hebelarm) zwischen 0 und e_{\max} aus der zentrischen Zugtragfähigkeit ermittelt werden kann. Da nur die Grenzwerte untersucht wurden, wären weitere Untersuchungen mit kleineren Abständen nötig, um diese Annahme zu bestätigen.

$$k_0 - \frac{e_i}{e_{\max}}(k_0 - k_{\max}) \quad (5.4)$$

Die Abbildung 5.37 (r.) veranschaulicht diesen Zusammenhang für $k_0=2$, $k_{\max}=1,55$ und $e_{\max}=7$ mm. Die Annahme des Zusammenhanges zwischen der Querlast und der im Bolzenschaft wirkenden Normalkraft konnte somit empirisch bestätigt werden.

6. Zusammenhang zwischen der Materialeigenschaften und der Dübeltragfähigkeit

In den zwei vorigen Kapiteln wurden die experimentellen Untersuchungen zu den Materialcharakteristika und zur Ankertragfähigkeit vorgestellt und deren Ergebnisse betrachtet. Einen Überblick der in diesem Kapitel vorgestellten Arbeiten gibt Abbildung 6.1.

Das Ziel der Arbeit war es, die für die Ankertragfähigkeit relevanten Materialeigenschaften zu identifizieren und falls möglich, den Zusammenhang zu beschreiben. Um dies zu erreichen, werden die möglichen empirischen Zusammenhänge in diesem Kapitel anhand der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen behandelt. Es wird eine Auswahl der relevanten Eigenschaften getroffen. Als nächstes wird die Möglichkeit der Anwendung eines analytischen Modells diskutiert.

Im Rahmen der Literaturrecherche wurden die vorhandenen Stein- und Betonmodelle vorgestellt. Anhand der empirischen Ergebnisse werden die relevanten Materialeigenschaften im folgenden Abschnitt definiert. Basierend auf dieser Definition und den Erfahrungen der Fachliteratur wird ein Berechnungsmodell erstellt.

6.1. Bestimmung empirischer Umrechnungen anhand eigener Untersuchungen

In diesem Abschnitt werden die experimentell ermittelten Materialkennwerte und die zentrische Zugtragfähigkeit auf mögliche Zusammenhänge hin untersucht. Dafür werden die zentrischen Zugtragfähigkeitsmesswerte bei einer Verankerungstiefe von 15 mm verwendet.



Abb. 6.1.: Übersicht der durchgeführten Arbeiten

6.1.1. Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von den physikalischen Materialeigenschaften

In Kapitel 4.4 wurden die Zusammenhänge zwischen verschiedenen Werkstoffparametern anhand der experimentellen Untersuchungen diskutiert und die Ergebnisse mit den Erfahrungen der Fachliteratur verglichen. Im vorigen Abschnitt konnte der empirische Zusammenhang zwischen den Festigkeitskennwerten der Natursteine und der zentrischen Zugtragfähigkeit des Dübels bestätigt werden. In der Fachliteratur wird die Möglichkeit zur Er-

mittlung der Festigkeitskennwerte anhand der Rohdichte, bzw. der Ultraschallgeschwindigkeit (USG) behandelt. Ein Großteil der in der Fachliteratur diskutierten Zusammenhänge kann Tabelle A.1 entnommen werden. Die eigenen Erfahrungen zeigten, dass eine Abschätzung nur durch Angabe einer Brandbreite oder einer Untergrenze möglich ist. Basierend auf den Ergebnissen und der Fachliteratur wird ein Zusammenhang zwischen der zentrischen Zugtragfähigkeit und der Rohdichte, bzw. der Ultraschallgeschwindigkeit untersucht.

Die Abbildung 6.2 stellt die zentrische Zugtragfähigkeit in Abhängigkeit von Rohdichte und Feuchtegehalt dar. Ein relativer Vergleich über den Einfluss des Feuchtegehaltes auf die Rohdichte und die zentrische Dübeltragfähigkeit kann Anhang D entnommen werden. Zwar ist die Streuung auch in diesem Fall relativ hoch, fällt jedoch geringer aus, als bei der Betrachtung der Ultraschallgeschwindigkeiten. Der Variationskoeffizient der Näherung ist leicht höher als der Variationskoeffizient der zentrischen Zugtragfähigkeit selbst mit 21 %. Somit kann Gleichung 6.1 ausreichend genau für eine Abschätzung angenommen werden.

$$N_{u,cal} = 0,17 \cdot \rho_b^4 \quad (6.1)$$

Die Gleichung 6.3 könnte als untere Grenze verwendet werden und entspricht in etwa der 5 %-Fraktile (Gl. 6.2).

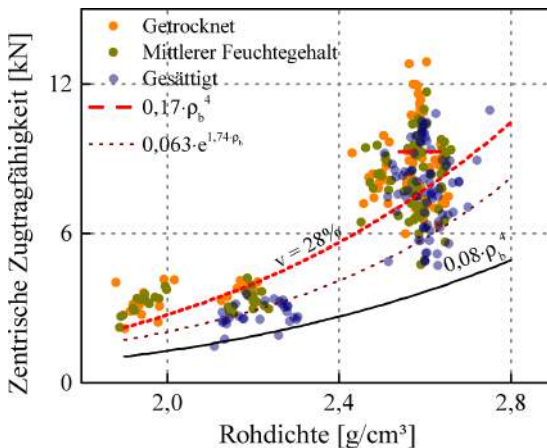


Abb. 6.2.: Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von der Rohdichte

$$N_{u5\%} = 0,095 \cdot \rho_b^4 \quad (6.2)$$

$$N_{u,cal} = 0,08 \cdot \rho_b^4 \quad (6.3)$$

Im Weiteren kann der bestätigte Zusammenhang zwischen K_{IC} und ρ_b nach Gleichung 4.12 herangezogen werden. Nach Einsetzen der Gleichung 4.12 in 6.10 (s. Kap. 6.1.2) erhält man 6.4:

$$N_{u,cal} = 0,063 \cdot e^{\rho_b \cdot 1,74} \quad (6.4)$$

Wie Abbildung 6.2 darstellt, liefert die Gleichung 6.4 eine gute Näherung für die hier untersuchten Steinsorten, die eher auf der sicheren Seite ist.

Die Abbildung 6.3 stellt die zentrische Zugtragfähigkeit des Dübels abhängig von Ultraschallgeschwindigkeit und Feuchtegehalt dar. Ein relativer Vergleich über den Einfluss des Feuchtegehaltes auf die Ultraschallgeschwindigkeit und die zentrische Dübeltragfähigkeit kann Anhang D entnommen werden.

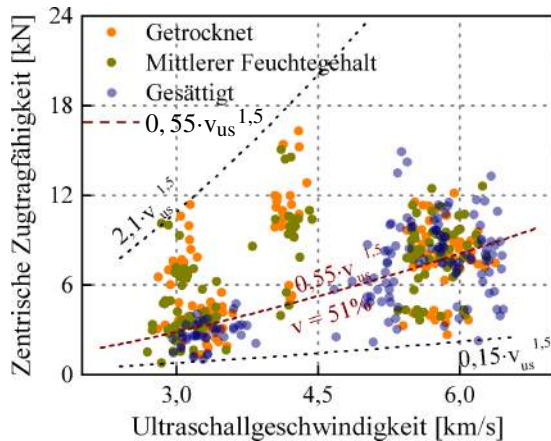


Abb. 6.3.: Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von der Ultraschallgeschwindigkeit

In der Abbildung 6.3 repräsentiert jeder Punkt die Messungen an einem Probekörper. Als USG wurde der Mittelwert von drei Ultraschallgeschwindigkeitsmessungen genommen. Die Gleichung 6.5 kann zwar als Nähe-

runge verwendet werden, die Höhe des Variationskoeffizienten zeigt deutlich, dass der zu erwartende Fehler der Abschätzung recht groß sein wird.

$$N_{u,cal} = 0,55 \cdot v_{us}^{1,5} \quad (6.5)$$

In diesem Fall kann die Anwendung eines Bereiches, bzw. eine untere Grenze zu Ergebnissen auf der sicheren Seite führen. Es muss dabei aber beachtet werden, dass in vielen Fällen die Zugtragfähigkeit stark unterschätzt wird.-

6.1.2. Zusammenhang zwischen Dübeltragfähigkeit und Festigkeit der Natursteine

Das im Rahmen dieser Arbeit untersuchte Steinversagen mit vollständig ausgebildetem Ausbruchskegel tritt ein, wenn die aufgebrachte Zugspannung die Zugfestigkeit des Materials erreicht. Daher wird als erstes der Zusammenhang zwischen der Materialzugfestigkeit und der zentrischen Zugtragfähigkeit des Dübels untersucht. Die Abbildung 6.4-6.5 stellt die zentrische Zugtragfähigkeit der Verankerung in Abhängigkeit der Biege- und Spaltzugfestigkeit des Verankerungsgrundes dar.

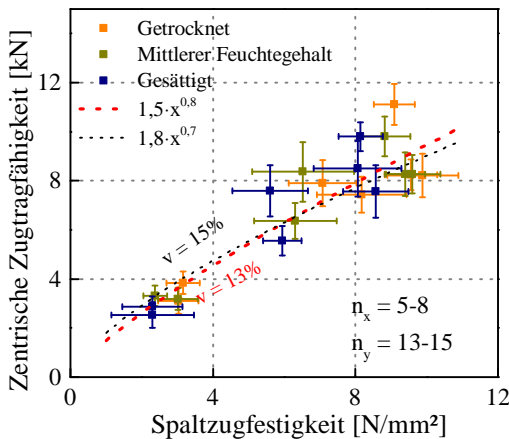


Abb. 6.4.: Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von der Spaltzugfestigkeit

Die dargestellten Ergebnisse repräsentieren jeweils die Mittelwerte pro Steinsorte, bzw. Klimate und werden mit den dazugehörigen Standardab-

weichungen dargestellt. Die „n“-Werte geben die Anzahl der Messungen an, von denen jeweils die x- und y-Mittelwerte pro Serie errechnet wurden. Das vergleichbare Diagramm für die Oberflächenzugfestigkeit, bzw. ein relativer Vergleich über den Einfluss des Feuchtegehaltes auf die Zugfestigkeit und die zentrische Dübeltragfähigkeit kann Anhang D entnommen werden.

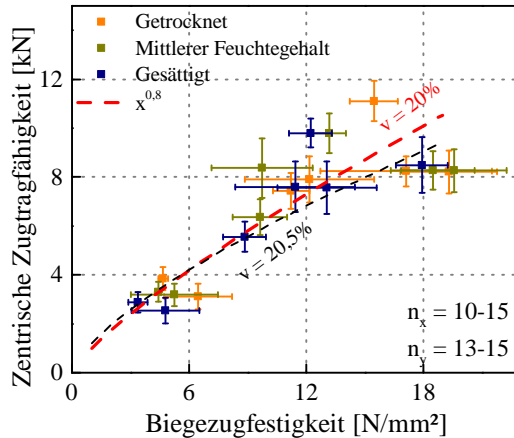


Abb. 6.5.: Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von der Biegezugfestigkeit

Das Bestimmtheitsmaß ist bei der Annahme eines linearen Zusammenhangs für die Biegezugfestigkeit 0,68 und für die Spaltzugfestigkeit 0,83. Es wurde jedoch jeweils ein nichtlinearer Zusammenhang angenommen, um den Grenzfall ($x = 0$) realistisch abzubilden. Die Variationskoeffizienten sind ähnlich groß, wie die Variationskoeffizienten der Zugfestigkeitsmessungen der Gesteine. Die Wahl der Näherungsgleichung erfolgte in mehreren Schnitten. Die nichtlineare Regression wurde auf eine lineare Regression zurückgeführt und der Zusammenhang iterativ hergeleitet. Dies wurde anhand des kleinsten Variationskoeffizienten durch geringfügige Veränderung der Konstanten optimiert. Als Beispiel können die mit schwarzen Linien eingetragenen Zusammenhänge betrachtet werden, die ähnlich gute Näherungen liefern. Im Kapitel 4.3.2.4 wurde der empirische Zusammenhang zwischen Biege- und Spaltzugfestigkeit untersucht (s. Gl. 6.6).

$$f_{t,BZ} = 1,75 \cdot f_{t,SZ} \quad (6.6)$$

Wird dieser Zusammenhang mit dem Verhältnis der beiden Gleichungen (s. Gl. 6.7-6.8) von den Diagrammen 6.4-6.5 verglichen, erhält man einen Unterschied, der kleiner ist, als der Variationskoeffizient der Näherung.

$$N_{u,cal} = 1,5 \cdot f_{t,SZ}^{0,8} \quad (6.7)$$

$$N_{u,cal} = f_{t,BZ}^{0,8} \quad (6.8)$$

Dieser Unterschied liegt vermutlich an der Streuung der Materialeigenschaften. Wie in Kapitel 4.3.2.4 erwähnt, können auch in der Fachliteratur stark abweichende Angaben für den Zusammenhang zwischen Spalt- und Biegezugfestigkeit gefunden werden. Die ermittelten Werte von 1,5 bis 1,75 entsprechen weitestgehend der Annahme von PESCHEL (1983). Bei der hier untersuchten Natursteine konnte ein empirischer Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeit und der Druckfestigkeit – den Erfahrungen der Fachliteratur entsprechend – bestätigt werden (s. Kap. 4.3.4). Aufbauend darauf wird untersucht, ob auch ein empirischer Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit der Steine und der Dübeltragfähigkeit besteht. Die Abbildung 6.6 stellt die zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von der Druckfestigkeit der Steinsorte und des Feuchtegehaltes des Probekörpers dar.

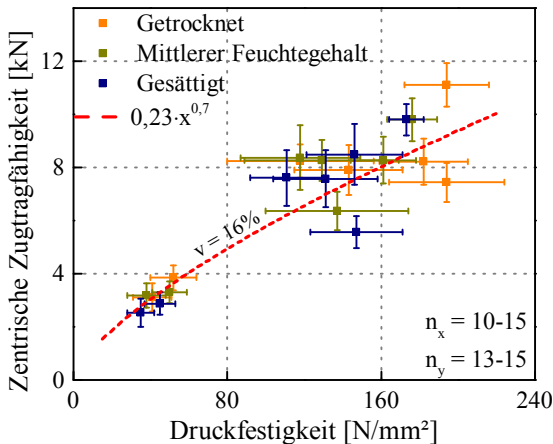


Abb. 6.6.: Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von der Druckfestigkeit der Natursteine

Die Punkte repräsentieren die Mittelwerte der jeweiligen Messungen pro Steinsorte und Klimate. Ein relativer Vergleich über den Einfluss des Feuch-

tegehalten auf die Druckfestigkeit und die zentrische Dübeltragfähigkeit kann Anhang D entnommen werden. Der empirische Zusammenhang zwischen Dübeltragfähigkeit und Druckfestigkeit kann mit der folgenden Gleichung gut angenähert werden:

$$N_{u,cal} = 0,23 \cdot f_{c,c}^{0,7} \quad (6.9)$$

Der Variationskoeffizient der Näherung ist geringer, als derjenige von der Druckfestigkeitsmessungen. Mit Einsetzen der empirischen Zusammenhänge zwischen Zug- und Druckfestigkeit werden hier mit den vorher dargestellten Umrechnungen (6.7-6.8) weitestgehend entsprechende Berechnungsgleichungen (mit schwarzer Linie in Abb. 6.4-6.5) hergeleitet. Die Wahl wurde in diesem Fall auch dem niedrigsten Variationskoeffizienten entsprechend getroffen. Vergleichbar erstellte Diagramme mit Punktlastindex und E-Modul können Anhang D entnommen werden.

Die Abbildung 6.7 stellt die zentrische Zugtragfähigkeit in Abhängigkeit der K_{IC} -Werte dar. Die kritischen Spannungsintensitätsfaktoren sind die jeweiligen Mittelwerte pro Steinsorte, gebildet aus jeweils 10 Messungen.

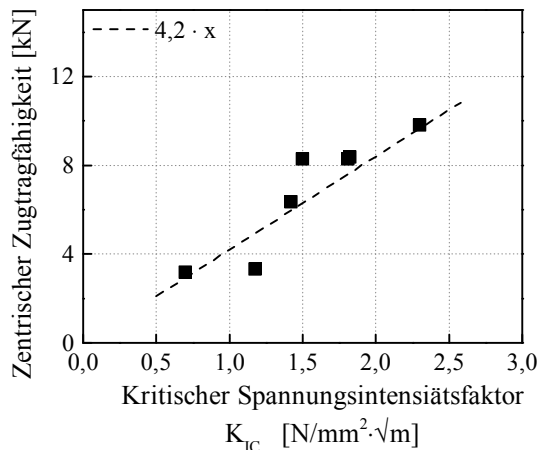


Abb. 6.7.: Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig vom kritischen Spannungsintensitätsfaktor

Für die zentrische Zugtragfähigkeit wurden die Mittelwerte aus 13 bis 15 Messungen – bei „mittlerem Feuchtegehalt“ – ermittelt. Es ergibt sich ein

gut erkennbarer linearer Zusammenhang. Es muss jedoch beachtet werden, dass die K_{IC} -Werte nur bei „mittlerem Feuchtegehalt“ ermittelt wurden. Für statistische Aussagen reicht die Anzahl der zur Verfügung stehenden Datenpaare nicht aus. Der Zusammenhang kann durch Gleichung 6.10 beschrieben werden:

$$N_{u,cal} = 4,2 \cdot K_{IC} \quad (6.10)$$

Die Gleichungen 6.1-6.10 gelten für die Referenzsetztiefe von 16 mm und ergeben die Dübeltragfähigkeit in kN. Mit dem zusätzlichen Glied von $(h_{ef}/16)^{1,5}$ kann eine andere Verankerungstiefe berücksichtigt werden.

In Kapitel 5.6 wurde ein empirischer Zusammenhang zwischen Zugtragfähigkeit und Quertragfähigkeit bestätigt. Auf die Darstellung der empirischen Zusammenhänge zwischen der Materialeigenschaften und der Quertragfähigkeit wird hier daher verzichtet.

6.1.3. Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von mehreren Werkstoffparametern

Im vorhergehenden Abschnitt wurde die Möglichkeit empirischer Zusammenhänge zwischen Werkstoffparametern und der zentrischen Zugtragfähigkeit untersucht. Es wurde bestätigt, dass solche empirischen Zusammenhänge vorhanden sind. Die Genauigkeit dieser Näherung ist unterschiedlich und es stellt sich die Frage, ob die Güte der Abschätzung der Tragfähigkeit durch gleichzeitige Verwendung mehrerer Werkstoffparameter erhöht werden kann. Daher wurden verschiedene Kombinationen analysiert. Die Zusammenhänge wurden wie folgt beschrieben: $\alpha \cdot x_1^{\beta_1} \cdot x_2^{\beta_2} \cdot x_3^{\beta_3}$. Diese Form konnte auf eine lineare Regression zurückgeführt werden und iterativ ausgewertet werden.

Einige der ermittelten Zusammenhänge sind in Abbildung 6.8 dargestellt. Die grauen Säulen stellen die gemessenen zentrischen Zugtragfähigkeiten der Dübeln mit einer Verankerungstiefe von 15 mm dar. Mit dargestellt ist die zugehörige Standardabweichung (die Mittelwerte wurden jeweils aus 13 bis 15 Messungen gebildet). Die unterschiedlichen Punkte repräsentieren die errechnete Zugtragfähigkeit ($N_{u,cal}$) der unterschiedlichen Ansätze.

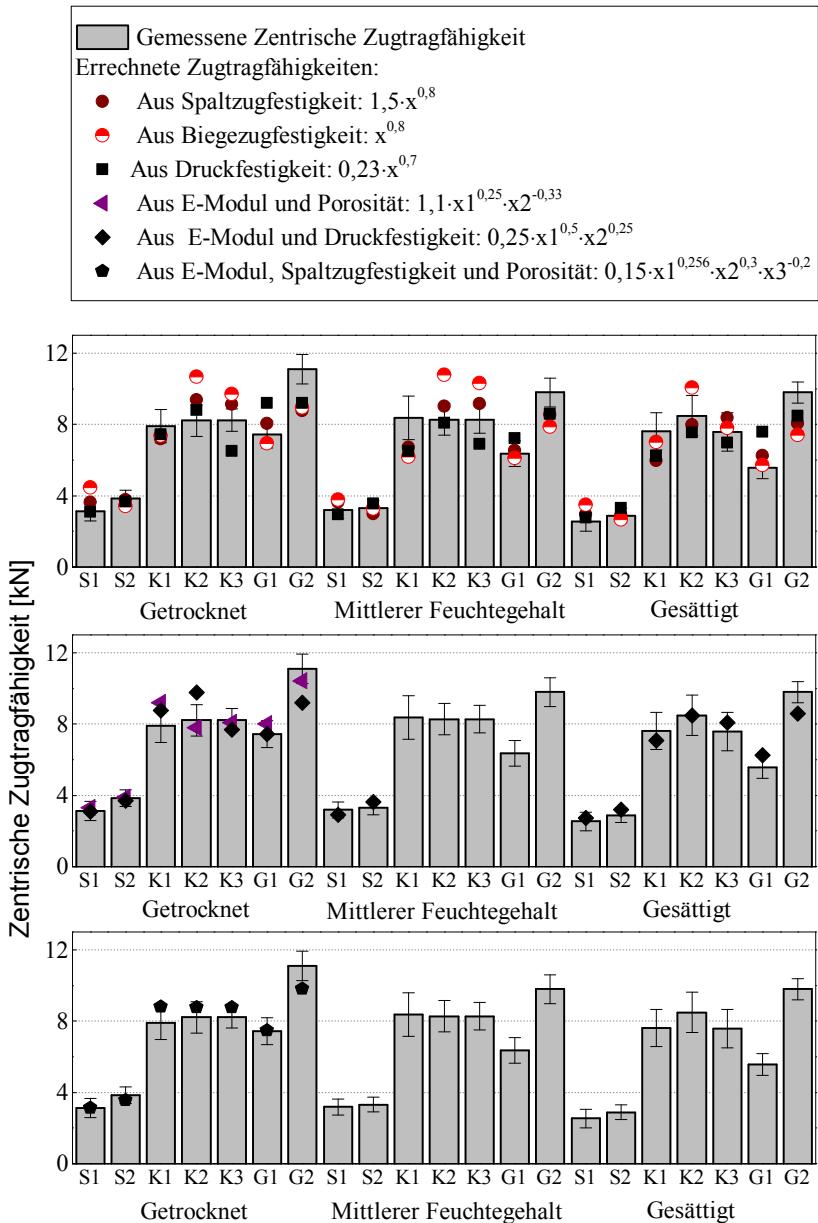


Abb. 6.8.: Zentrische Zugtragfähigkeit [kN] abhängig von Festigkeit [N/mm²], Porosität [%] und E-Modul [GPa] bei $h_{ef} = 16$ mm

Die obere/mittlere/untere Abbildung 6.8 stellt die aus einem/zwei/drei Werkstoffparameter ermittelte Zugtragfähigkeit dar. Es ist gut erkennbar, dass mit der Anwendung von zwei oder drei Werkstoffparametern die Näherung deutlich verbessert werden kann. Die Anzahl der verwendeten Datenpunkte erlaubt keine statistische Aussage bei den Gleichungen, die mehrere Werkstoffparameter beinhalten.

Die Ergebnisse zeigen, dass eine gleichzeitige Anwendung verschiedener Werkstoffparameter sinnvoll ist und mit einer größeren Anzahl an Steinarten validiert werden sollte. Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass das Vorhandensein eines empirischen Zusammenhanges zwischen der zentrischen Zugtragfähigkeit des Dübels und den Werkstoffparametern Zugfestigkeit und Druckfestigkeit bestätigt wurde. Die Zusammenhänge zwischen der Dübeltragfähigkeit und den physikalischen Eigenschaften: Ultraschallgeschwindigkeit und Rohdichte können für eine Abschätzung verwendet werden. Vorteil dieser Parameter sind, dass sie zerstörungsfrei an der jeweiligen Natursteinplatte vor Ort ermittelt werden können. Die Ergebnisse bestätigen auch, dass die Güte der Berechnungsgleichungen durch Anwendung mehrerer Werkstoffparameter erhöht werden kann.

6.1.4. Modifizierung des Modells nach Sawade zur Anwendung an Natursteinen

Wie Abbildung 6.7 entnommen werden kann, zeigt sich ein linearer Zusammenhang zwischen den kritischen Spannungsintensitätsfaktoren und der Dübeltragfähigkeit. Es wird hier das Modell von SAWADE (1994) betrachtet, da die relevanten Eigenschaften der damals untersuchten Betone in die gleiche Größenordnung fallen, wie die der hier untersuchten Steinarten. In SAWADE (ebd.) wurde die Abhängigkeit der Dübeltragfähigkeit in Beton durch $\sqrt{E \cdot G_f} = K_{IC}$ nachgewiesen.

Der Einfluss der Materialeigenschaften auf das Tragverhalten wurde anhand eines energetischen Materialmodells untersucht (s. Kap. 2.2.3). Dieses Modell wurde für Beton erstellt, daher treffen nicht alle Annahmen für die Befestigungen in Natursteinen zu. Entsprechend SAWADE (ebd.) kann bei den für Beton üblichen Abmessungen mit LEBM gearbeitet werden.

Diese Verankerungstiefen und Abmessungen liegen deutlich über den bei Naturstein üblichen Werten von 6 bis 20 mm. Dieser Einfluss wird noch stärker, wenn das Verhältnis des Hinterschnittdurchmessers zur Verankerungstiefe mitbetrachtet wird. Im Weiteren arbeitet SAWADE (ebd.) mit einer punktuellen Lasteinleitung, basierend auf dem Verhältnis zwischen Setztiefe und Kopfbolzendurchmesser. Da ϕ_h/h_{ef} bei Naturstein auch gleich ein sein kann, kann die punktuelle Lasteinleitung auch nur problematisch angesetzt werden. Aufgrund dieser Unterschiede wird auf eine weitere analytische Betrachtung des Modells verzichtet. Die empirischen Ergebnisse haben aber die in der Arbeit diskutierte Abhängigkeit vom kritischen Spannungsintensitätsfaktor bestätigt. SAWADE (ebd.) hat auch festgestellt, dass der Einfluss des E-Moduls und der Bruchenergie, der im kritischen Spannungsintensitätsfaktor (K_{IC}) zusammengefasst werden kann, höher ist, als der von der Zugfestigkeit (s. Gl. 2.26). Die Messung der Bruchenergie, des E-Moduls und des Spannungsintensitätsfaktors ist jedoch jeweils sehr aufwendig, dies gilt sowohl für die Vorbereitung der Proben, als auch für die Versuchsdurchführung. Es stellt sich daher die Frage, ob ein Zusammenhang zwischen der Biegezugfestigkeit und den Spannungsintensitätsfaktoren ermittelt werden kann. Die Abbildung 6.9 stellt die K_{IC} -Werte in Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit dar. Als Biegezugfestigkeit wurden die Mittelwerte pro Steinsorte (10 bis 15 Messungen) bei „mittlerem Feuchtegehalt“ gebildet. Es kann kein Zusammenhang festgestellt werden, sondern ein Streubereich (s. Gl. 6.11) für die hier untersuchten Steinsorten definiert werden.

$$K_{IC} = [0, 17 \dots 0, 46] \cdot f_{t,BZ}^{0,7} \quad (6.11)$$

Wird dieser Zusammenhang in Gleichung 6.10 eingesetzt, ergibt sich die errechnete zentrische Zugtragfähigkeit zu:

$$N_{u,cal} = [0, 71 \dots 1, 93] \cdot f_{t,BZ}^{0,7} \quad (6.12)$$

Die Abbildung 6.10 stellt die zentrische Zugtragfähigkeit über der Biegezugfestigkeit, abhängig vom Feuchtegehalt, dar. Die Gleichung 6.12 ist mit schwarzen gestrichelten Linien dargestellt. Obwohl die üblichen Geometrieverhältnisse bei Verankerungen in Natursteinplatten die Anwendung des Modells von SAWADE (ebd.) nur bedingt erlauben, bestätigt sich der von ihm für Beton hergeleitete Zusammenhang.

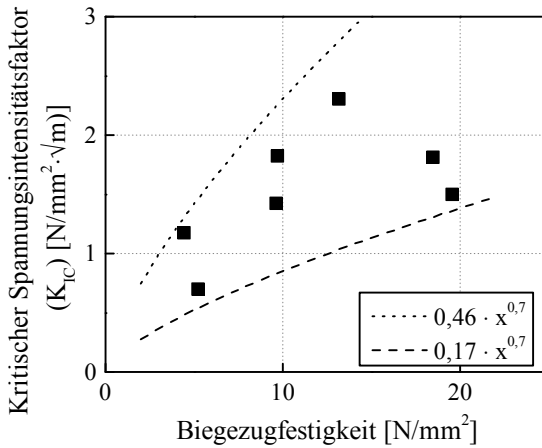


Abb. 6.9.: Kritischer Spannungsintensitätsfaktor abhängig von der Biegezugfestigkeit

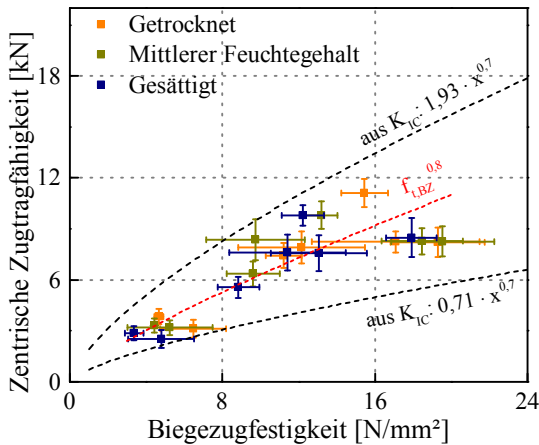


Abb. 6.10.: Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von Biegezugfestigkeit und kritischem Spannungsintensitätsfaktor

Der materialspezifische Koeffizient des Modells wird hier nicht berücksichtigt, da er für Beton ermittelt wurde. Zusätzlich kann diese Umrechnung mit der Biegezugfestigkeit in Zusammenhang gebracht werden. Es liegt nahe, für den kritischen Spannungsintensitätsfaktor ein Intervall abhängig von der Biegezugfestigkeit anzugeben. Die daraus abgeleitete Gleichung

chung 6.12 beschreibt die Ober- und Untergrenze für die experimentell ermittelten zentrischen Zugtragfähigkeiten des Dübels ausreichend gut, um künftig die Tragfähigkeiten abschätzen zu können. Dies ist insofern von Vorteil, da sich dadurch aufwendige Messungen des E-Moduls oder der K_{IC} -Werte vermeiden lassen, ohne dass die Genauigkeit der Vorhersage dadurch stark beeinträchtigt wird.

6.1.5. Vergleich des Einflusses verschiedener Feuchtegehalte auf Dübeltragfähigkeit und Werkstoffparameter

Die Abbildungen 6.11-6.12 stellen jeweils ein Vergleich des Einflusses verschiedener Feuchtegehalte auf die Dübeltragfähigkeit und diverse Werkstoffparameter. Die gleiche Abbildungen für Querlast und Querlast mit Hebelarm kann Anhang D entnommen werden.

Die y-Achse zeigt die Anteile, wobei der Wert 100 % ist mit dem im getrockneten Zustand gemessenen Mittelwert gleich. Die Ergebnisse sind nach Steinsorten (Sandstein, Kalkstein und Granit) getrennt aufgeführt. Es ist gut erkennbar, dass der Einfluss sowohl bei den Werkstoffparametern, wie auch bei der Dübeltragfähigkeit vorhanden ist. Dies ermöglicht zwei Vorgehensweisen bei der Abschätzung der Dübeltragfähigkeit. Die Ermittlung der Dübeltragfähigkeit erfolgt an getrockneten Proben, und der Einfluss des Feuchtegehaltes wird durch eine Annahme von größerer Streuung berücksichtigt. Als zweite Möglichkeit kann die Dübeltragfähigkeit an gesättigten Proben ermittelt werden, da diese in der Regel die niedrigste Tragfähigkeit aufweisen. Wird für die Abschätzung der Tragfähigkeit ein auf dieser Weise ermittelte Wert verwendet, bleiben die Ergebnisse - bezogen auf den Einfluss des Feuchtegehaltes - auf der sicheren Seite.

Zusätzlich soll hier noch ein Aspekt beachtet werden: der Einfluss des Feuchtegehaltes auf die einzelnen Werkstoffparameter weicht vom Einfluss auf die Dübeltragfähigkeit ab. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Dübeltragfähigkeit sich aus dem Zusammenspiel verschiedenen Werkstoffparameter ergibt. Sie kann zwar durch die Verwendung einer Werkstoffeigenschaft gut abgeschätzt werden, aber die realitätsnahe Betrachtung basiert immer auf mehreren verschiedenen Materialcharakteristika. Dies wurde auch im Kapitel 6.1.3 indirekt nachgewiesen.

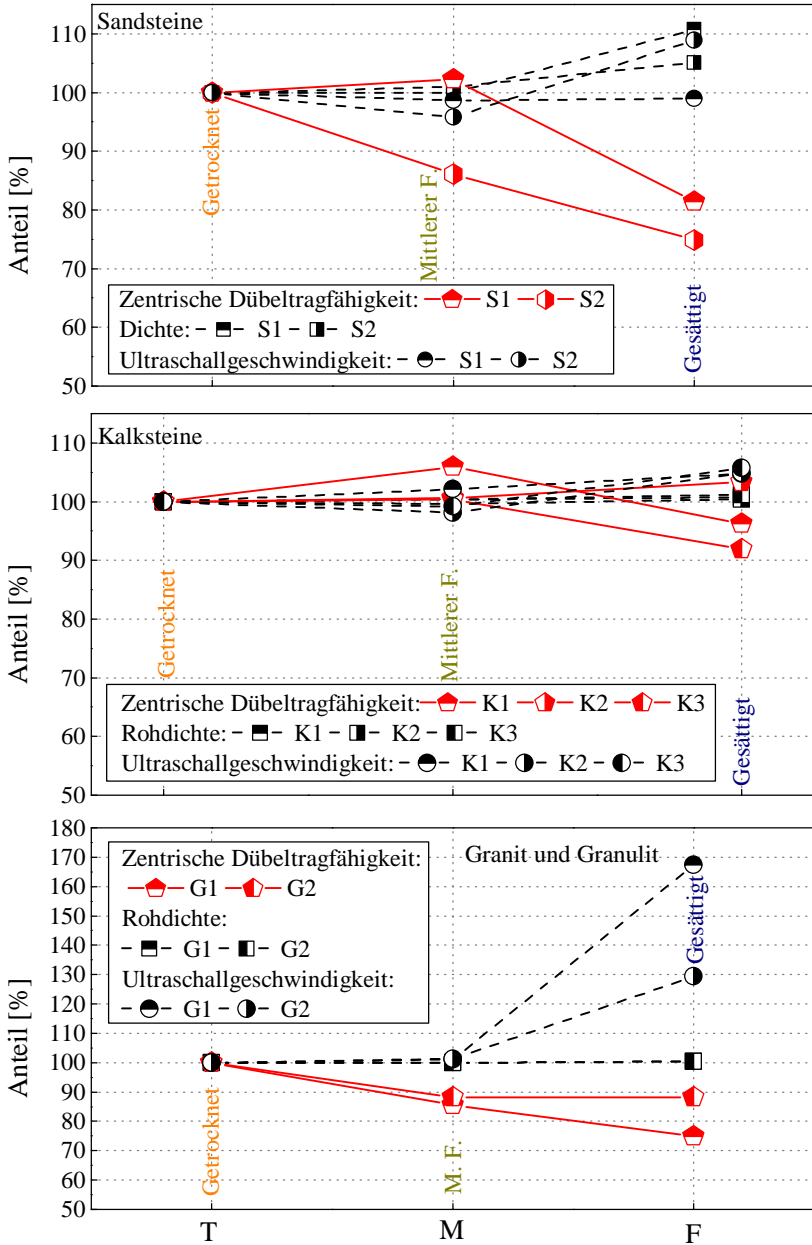


Abb. 6.11.: Vergleich des Feuchtegehaltinflusses auf die zentrische Dübeltragfähigkeit und die physikalische Werkstoffparameter

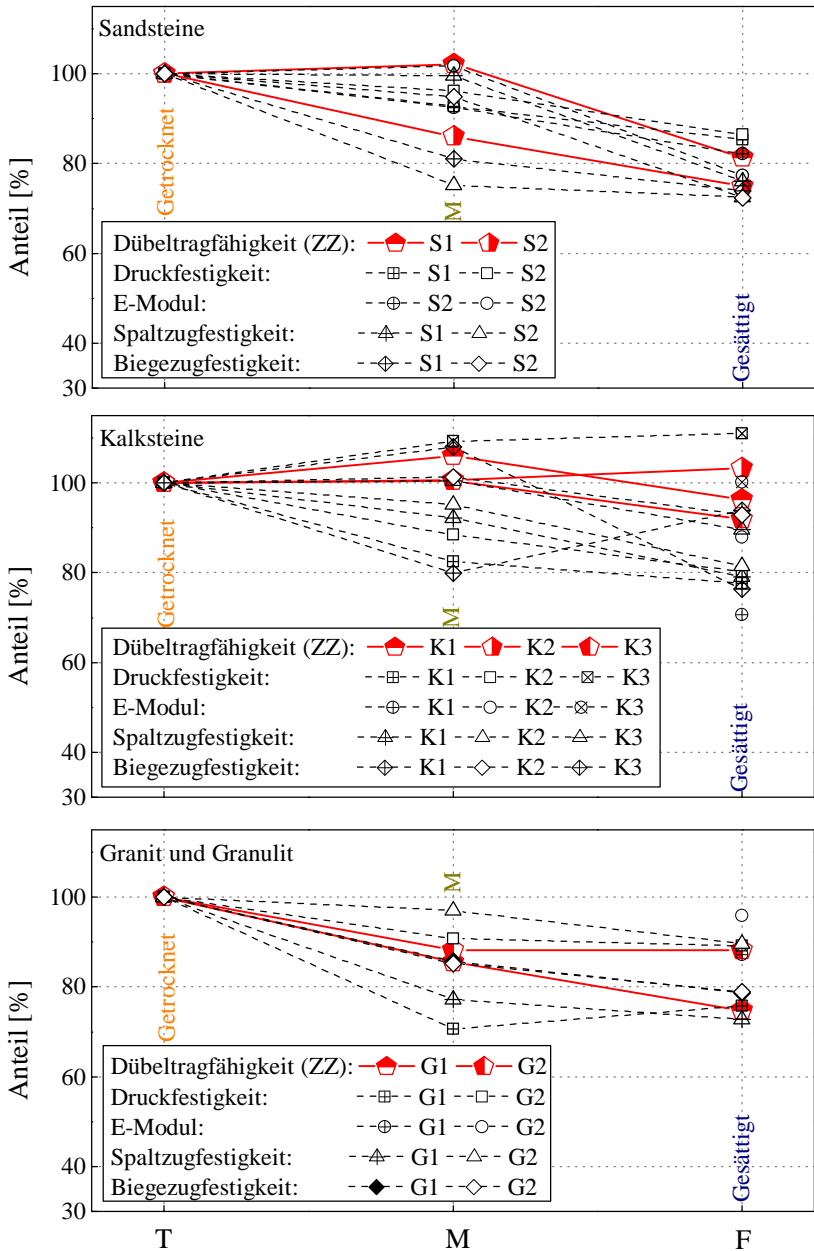


Abb. 6.12.: Vergleich des Feuchtegehalteinflusses auf die zentrische Dübeltragfähigkeit und die mechanische Werkstoffparameter

6.2. Validierung der Umrechnungen

Im Rahmen eines Forschungsprojektes wurden Messungen zur Validierung der empirischen Berechnungsgleichungen durchgeführt. Die Messung der Zug- und Quertragfähigkeit und – falls vorhanden – der Biegezugfestigkeit erfolgte bei den fischerwerken. Dies ermöglichte die Validierung der empirisch ermittelten Gleichungen durch von einem anderen Labor gemessenen Dübeltragfähigkeiten. Die Auswahl der Steinsorten erfolgte durch fischerwerke. Die Steinsorten unterscheiden sich daher von den bisher im Rahmen dieser Arbeit betrachteten. Nach der Messung der Tragfähigkeit durch fischerwerke, wurden ein bis zwei Proben pro Steinsorte aus der geprüften Charge für zerstörungsfreie Untersuchungen zur Verfügung gestellt. Da die Messung der Quertragfähigkeit des Dübels mit einem sich abweichenden Versuchsaufbau ermittelt wurde, werden diese Ergebnisse nicht weiter bewertet (s. Kap. 2.2.1). Die verwendeten Gleichungen für die Abschätzung der zentrischen Zugtragfähigkeit können Tabelle 6.2 (Teil: empirisch) entnommen werden. Als Verankerungstiefe (h_{ef}) für die Berechnungen wurden jeweils die von fischerwerke geprüften Setztiefen verwendet. Am Institut für Werkstoffe im Bauwesen (IWB) wurden Rohdichte (lufttrocken) und Ultraschallgeschwindigkeit ermittelt. Die Messung der USG wurde mit dem Geotron-Gerät abhängig von der Probekörpergröße an acht bis elf Messpunkten durchgeführt. Für die Berechnungsgleichung wurde jeweils der pro Probekörper gebildete Mittelwert herangezogen.

Die Abbildung 6.13 stellt die Ergebnisse der Validierung dar. Die Bedeutung der Abkürzungen, die Verankerungstiefe und die verwendete Dübelart listet Tabelle 6.1 auf. Die grauen Säulen stellen die von den fischerwerken zur Verfügung gestellten zentrischen Zugtragfähigkeiten der Dübel dar. Die Mittelwerte wurden aus 10 Messungen gebildet. Die Punkte stellen jeweils die errechneten Werte ($N_{u,cal}$) dar. Für die Berechnung wurde – falls vorhanden – die von den fischerwerken an 10 Proben ermittelte Biegezugfestigkeit verwendet (schwarze Quadrate). Bei etwa der Hälfte der Steinsorten standen jeweils zwei Proben (Probe 1 und 2) für die zerstörungsfreien Prüfungen zur Verfügung. Die Güte der errechneten Tragfähigkeiten kann den Diagrammen in 6.14 entnommen werden. In diesen Diagrammen wurden die Werksteine nicht dargestellt.

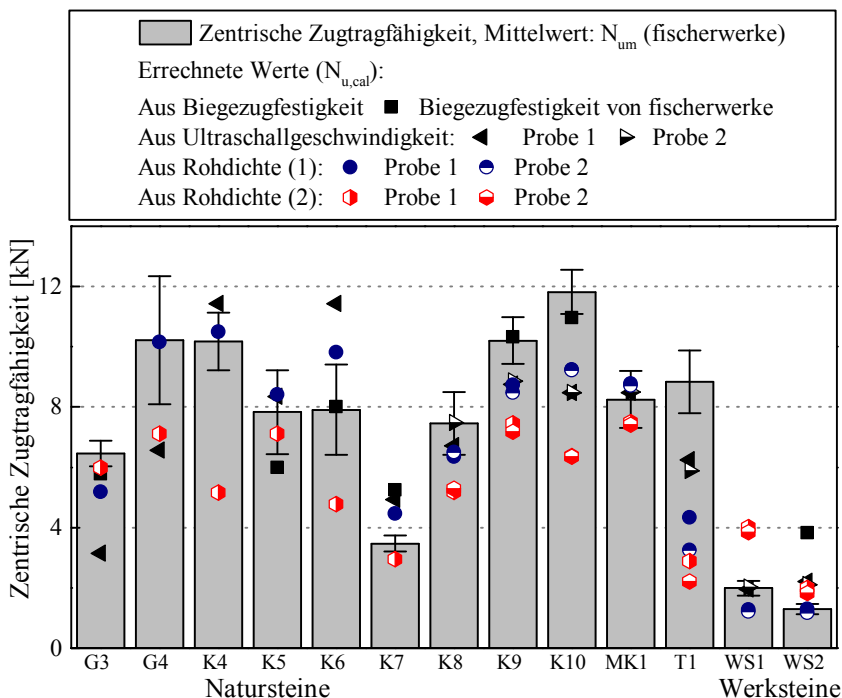


Abb. 6.13.: Vergleich der errechneten und von fisherwerke gemessenen zentrische Zugtragfähigkeiten

Die aus der Biegezugfestigkeit errechneten Werte liefern die besten Näherungen. Eine Ausnahme bildet der Werkstein mit der Bezeichnung von „WS2“. Diese Überschätzung wird durch die Glasfasern verursacht, die die Biegezugfestigkeit erhöhen, jedoch kaum positiven Einfluss auf die Zugtragfähigkeit des Dübels haben. Man kann gut erkennen, dass sich der Variationskoeffizient innerhalb des für Naturstein üblichen Bereiches befindet. Die Dübeltragfähigkeit wird bei der Berechnung eher unterschätzt als überschätzt, was die Güte der verwendeten Berechnungsgleichung erhöht.

Es wurden zwei Näherungen basierend auf der Rohdichte verwendet. Die ersten Werte (blaue Farbe) wurden nach der Gleichung 6.1 und die zweiten (rote Farbe) nach der Gleichung 6.4 ermittelt. Basierend auf den eigenen

empirischen Ergebnissen konnte die Gleichung 6.4 als eine Schätzung auf der sicheren Seite eingestuft werden. Die Zugtragfähigkeit der Werksteine wird jedoch überschätzt. Die Anwendung auf die hier betrachteten weiteren Natursteinsorten bestätigt die eigenen Erfahrungen, dass die berechneten Werte eher unterhalb der tatsächlichen Werte liegen.

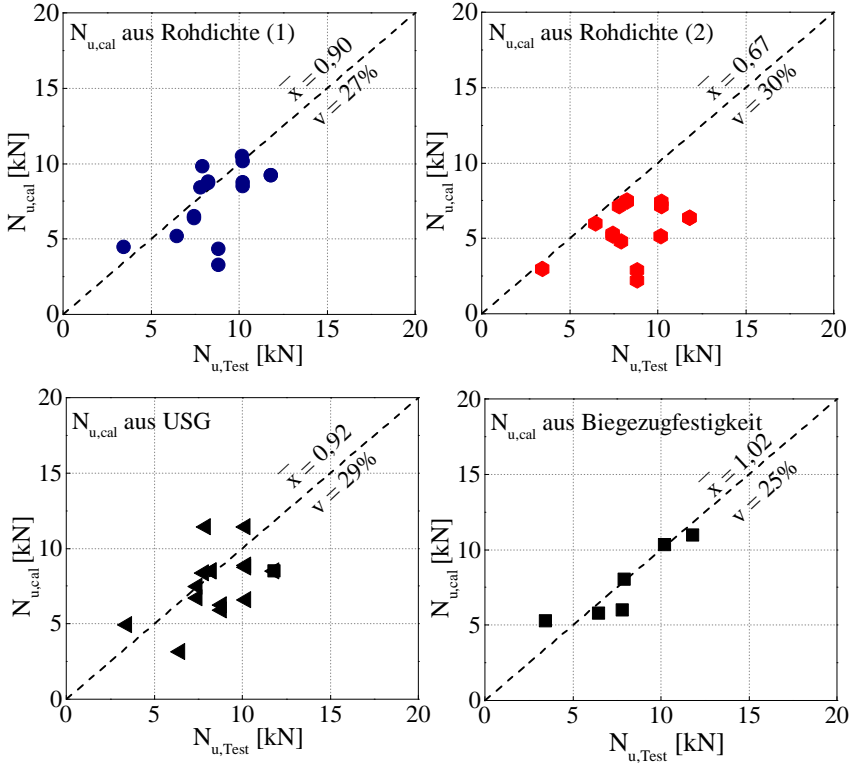


Abb. 6.14.: Verhältnis der errechneten und der von fischerwerke gemessenen zentrischen Zugtragfähigkeiten

Der Unterschied zwischen den gemessenen und berechneten Werten fällt bei den aus der USG ermittelten Werten teilweise relativ groß aus. Dies entspricht den hiesigen Erfahrungen (s. Abb. 6.3). Die Ergebnisse zeigen jedoch, dass auch die für die Ultraschallgeschwindigkeit vorgeschlagene empirische Berechnungsgleichung als erste Abschätzung der Tragfähigkeit verwendet werden kann.

Tabelle 6.1.: Natursteine: Abkürzungen, Verankerungstiefe und Dübelsorten

Steinsorte	Abkürzung	h_{ef} [mm]	Dübelsorte
Granit	G3	12	Typ B 11x12 M6/13 Carbon
	G4	17	Typ B 13x17 M8/17 A4
Jura cross cut	K4	21	Typ B 13x21 M8 A4
Kalkstein	K5	15	Typ B 13x24 M8/SO/14 Carbon
Jura cross cut	K6	21	Typ B 13x21 M8/17 A4
Kalkstein	K7	17	Typ B 13x26 M8/SO/17 Carbon
	K8	15	Typ B 13x26 M8/SO/17 AL
	K9	15	Typ B 13x15 M8/23 A4
	K10	17	Typ B 13x26 M8/SO/17 AL
Muschelkalk	MK1	15	Typ B 13x15 M8 A4
Tephrit	T1	17	Typ B 13x26 M8/SO/17 Carbon
Porcelain tile	WS1	6	Typ B 11x6 M6/T/AL
Betonwerkstein ^a	WS2	10	Typ B 11x10 M6/T/13 AL

^aMit Glasfaser

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass alle hier validierten Berechnungsgleichungen für die Ermittlung der Tragfähigkeit geeignet sind.

6.3. Analytisches Modell

Die bisher durchgeführte Analyse bezieht sich auf die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen und liefert dadurch empirisch bestätigte Zusammenhänge. Diese sind für die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Steinsorten und Chargen gültig. Die Anwendbarkeit für weitere Steinsorten und Proben muss immer sorgfältig erwogen werden. Um den Anwendungsbereich erweitern zu können, wird im Rahmen dieses Kapitels ein analytisches Modell diskutiert.

Die Arbeit von R. S. CAMPOSINHOS u. a. (2013) beschäftigt sich ausführlich mit der Fragestellung der rückseitigen Verankerungen von Natursteinplatten. Es wird darauf hingewiesen, dass die Ankertragfähigkeit aus der

Biegezugfestigkeit mit ausreichender Genauigkeit ermittelt werden kann. Hierfür muss der Spannungskonzentrationsfaktor bekannt sein, der um den Hinterschnitt herum als Quotient aus der aktuellen maximalen Spannung und der mittleren Spannung errechnet werden kann. Zusätzlich müssen Verankerungstiefe und Ausbruchwinkel bekannt sein, die nach Angaben von R. D. S. CAMPOSINHOS (2012) mit 20° angenommen werden können. Diese semi-empirische Vorgehensweise basiert auf der materialabhängigen Ermittlung des Konzentrationsfaktors durch FEM oder sonstige Methoden. In der Fachliteratur wurden keine weiteren Modelle bezogen auf das hier behandelte Thema im Bereich der Natursteinbefestigungen gefunden.

Anhand der Auswertung der experimentellen Untersuchungen konnten mehrere Materialeigenschaften definiert werden, aus denen die Dübeltragfähigkeit für die hier untersuchten Steinsorten gut ermittelt werden kann. Entsprechend den Erwartungen haben sich neben den kritischen Spannungsintensitätsfaktoren die Festigkeitskennwerte als anwendbar erwiesen. Im Kapitel 2.2.3 wurde ein analytisches Modell für Beton dargestellt, der die Dübeltragfähigkeit basierend auf der Zugfestigkeit des Verankerungsgrundmaterials ermittelt. Da die Zugfestigkeiten der typische Betone die gleiche Größenordnung haben (s. Kap. 2.1) wie die hier untersuchten Steinsorten, wird hier ein Modell für Natursteinverankerungen basierend auf dem Modell von Verankerungen in Beton von G. ZHAO (1993) erstellt. Das Konzept dieses Modells basiert auf der von ELIGEHAUSEN und SAWADE (1989) veröffentlichten Spannungsverteilung entlang des Ausbruchkegels und auf den Erkenntnissen bezogen auf die Rissentwicklung im Beton während der Belastung. Es wird im Weiteren diskutiert, wie diese beiden Aspekte bei den Natursteinen zu berücksichtigen sind. Zum Risswachstum wurden analytische Untersuchungen durchgeführt und werden im Folgenden vorgestellt.

Um die Untersuchungen durchführen zu können, muss die Gültigkeit der LEBM vorausgesetzt werden. Dies bedeutet, dass der gesamte Körper – ausgenommen der Prozesszone um den Riss herum – als linear elastisch angesehen wird (GROSS u. a. 2011). Hier muss betont werden, dass diese Annahme bei den für Natursteinfassadenplatten typischen Geometrieverhältnissen problematisch sein kann. Für die Gültigkeit der LEBM sollen die Abmessungen größer als $5 \cdot l_{ch}$ (charakteristische Länge) ausfallen.

Die l_{ch} kann nach Gleichung A.2 errechnet werden. Die charakteristische Länge beträgt bei den hier untersuchten Natursteinen etwa 30 bis 400 mm, während die Abmessungen des Bohrloches und des Dübels etwa 15 bis 20 mm betragen. Die Gültigkeit der LEBM wurde in diesem Bereich bislang nicht nachgewiesen. Die Untersuchungen zum Risswachstum und die Erstellung des Modells werden im Weiteren trotzdem unter Annahme der Gültigkeit der LEBM durchgeführt, um die Grenzen des Verfahrens aufzeigen zu können.

6.3.1. Untersuchungen zum Risswachstum

Um die Rissentwicklung in Naturstein zu untersuchen, wird hier die in Kapitel 2.1.2.4 beschriebene Methode zur Bestimmung des Weiterreißwinkels des Ausbruchkegels angewendet. Eine schematische Darstellung des Neigungswinkels zur Horizontalen stellt Abbildung 6.15 dar.

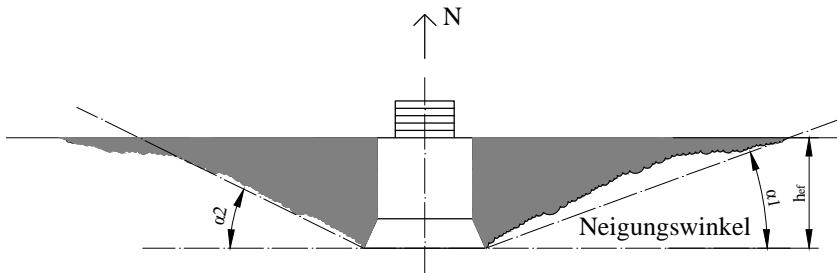


Abb. 6.15.: Neigungswinkel des Ausbruchkegels

Die Riss- und Probengeometrie wird für den hiesigen Aufbau nach KARIHALOO (1996) durch einen Halbraum mit einem pennyförmigen Riss mit einem Durchmesser von $2 \cdot a_0$ angenommen. Die Lastübertragung erfolgt entlang der gesamten Risslänge als gleichmäßig verteilten Spannung (s. Abb. 6.16), da diese den Einfluss des Geometrieverhältnisses zwischen Hinterschnittdurchmesser (ϕ_h) und Verankerungstiefe (h_{ef}) besser berücksichtigt, als einzelne konzentrierte Last. In dem Paper wird wegen der Achsensymmetrie vereinfachend mit einem zweidimensionalen Halbraum gearbeitet, diese Annahme kann für den hier verwendeten Aufbau benutzt werden.

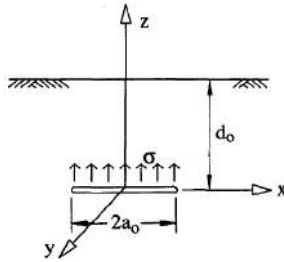


Abb. 6.16.: Pennyförmiger Riss mit gleichmäßig verteilter Spannung nach KARIHALOO (1996)

Wie Kapitel 2.1.2.4 entnommen werden kann, liegt der K_{IC} -Wert bei Natursteinen üblicherweise im Bereich zwischen $0,5$ und $2,5 \text{ N/mm}^2 \cdot \text{m}^{0,5}$. Diese Werte und die üblichen Geometrien wurden für die Analyse herangezogen. Der für die Untersuchungen verwendete Quellcode kann Anhang D.2 entnommen werden. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass nach Erreichen eines niedrigen Anteils der Gesamtrisslänge, instabiles Risswachstum eintritt. Die Gültigkeit der LEBM wurde angenommen, obwohl die Abmessungen nicht größer als fünf mal der charakteristischen Länge sind. Die Anwendung der Ergebnisse, bzw. deren Gültigkeit muss daher sorgsam erwogen werden. Deswegen wird in dem analytischen Modell mit den beiden Grenzfällen gearbeitet: (1) ein fast sofort auftretendes instabiles Risswachstum, bzw. (2) stabiles Risswachstum bis zur Probekörperoberfläche.

6.3.2. Analytisches Modell für Natursteine

Wie bereits dargestellt, wird das analytische Modell von G. ZHAO (1993), basierend auf den empirischen Untersuchungen und auf der Vergleichbarkeit der relevanten Eigenschaften, in diesem Abschnitt als Grundlage für die analytischen Berechnungen herangezogen. Die Annahmen und Näherungen des Modells werden schrittweise für Natursteine diskutiert.

Als erstes wird die Form des Ausbruchkegels betrachtet. Dieser weist pro Messung (auch bei gleicher Steinsorte) verschiedene Formen auf, kann aber, ähnlich wie bei Normalbeton, als stumpfer Kegel mit kreisförmiger Grundfläche angenähert werden. Wie auch bei Beton (ebd.) weist die Man-

telfläche des Ausbruchkegels keine gerade Tangente auf.

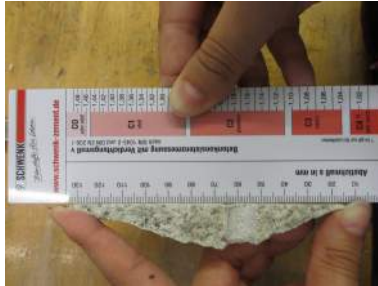


Abb. 6.17.: Form des Ausbruchkegels bei „Granit 1“

Die Neigung zur Probekörperoberfläche (horizontale Ebene) nimmt in der Nähe der Oberfläche ab (s. Abb. 6.17). Die Neigungsänderung kann, wie auch bei Beton, auf die Inhomogenität des Materials zurückgeführt werden, wird aber auch selbst durch die Rissentwicklung beeinflusst, wie die Analyse des vorigen Abschnittes zeigt.

Im Weiteren kann für Beton angenommen werden, dass die zunehmende Verankerungstiefe zu einem größeren Ausbruchwinkel führt (ebd.). Die Bandbreite der üblicherweise zur Verwendung kommenden Verankerungstiefen bei Natursteinen fällt deutlich kleiner aus und liegt etwa zwischen 5 und 25 mm. Die Änderungen des Winkels zur Horizontalen abhängig von der Verankerungstiefe lag bei den experimentellen Untersuchungen innerhalb der Streuung der Messung. Somit konnte dieser Einfluss für Natursteine anhand der empirischen Ergebnisse weder bestätigt, noch widerlegt werden. Es wird jedoch angenommen, dass der von (ebd.) vorgeschlagene Zusammenhang (s. Gl. 2.24) zwischen Verankerungstiefe und Neigungswinkel des Ausbruchkegels zur Horizontalen auch für Natursteine gilt. Diese Annahme basiert darauf, dass die aus der Gleichung erhaltenen Neigungswinkel von $21,15\text{--}21,49^\circ$ für eine Verankerungstiefe von 14 bis 15 mm mit den empirisch ermittelten Werten von $20,7 \pm 2,6^\circ$ übereinstimmen. Für die Verankerungstiefen 10 und 20 mm ist der Unterschied zwischen den empirisch ermittelten und mit der Gleichung errechneten Werte etwa gleich der Streuung der Messwerte. Die Übereinstimmung kann auch anhand der Fachliteratur bestätigt werden. R. D. S. CAMPOSINHOS (2012) und LAMMERT u. a. (2007) haben unabhängig von der Steinsorte,

Neigungswinkel von zwischen 18° und 20° erhalten.

Die Spannungsverteilung entlang der Ausbruchkegeloberfläche wird für Beton, den experimentellen Untersuchungen von OZBOLT u. a. (1990) entsprechend mit einer Dreiecksform angenähert (s. Abb. 2.23). Hierbei wurden einbetonierte Dehnmessstreifen eingesetzt. Die maximale Zugspannung wird gleich der Zugfestigkeit und an der Stelle angenommen, an der das Risswachstum instabil weiterläuft. Die Annahme der Dreieckform wird übernommen, die Berücksichtigung des Einflusses des stabilen Risswachstums erfolgt jedoch den Angaben des vorigen Kapitels entsprechend. Um diese Annahme verwenden zu können, müssen folgende Bedingungen vorliegen: Die Natursteine sind inhomogen und anisotrop, dies wird jedoch durch das Modell nicht berücksichtigt. Die Materialeigenschaften werden entlang des Risses vereinfacht als homogen betrachtet. Im Weiteren wird noch angenommen, dass die lokale Kompression des Materials durch den Hinterschnitt schon erfolgt ist und deren Einfluss auf das gesamte Material um den Dübel herum verschmiert angenommen wird.

Unter Berücksichtigung der Befestigungsgeometrie wurden zwei mögliche Spannungsverteilungen ausgewählt, die im weiteren Verlauf verwendet werden, um eine mögliche Bandbreite der Ausbruchslast ermitteln zu können. Die schematische Darstellung der angenommenen Verteilungen entlang der Mantelfläche stellt Abbildung 6.18 dar. Als untere Grenze wurde der Fall mit nahezu sofort auftretendem instabilem Risswachstum (6.18a) angenommen und als obere Grenze mit stabilem Risswachstum (6.18b) bis kurz vor der Oberfläche.

Im Weiteren werden die Schritte des analytischen Modells von G. ZHAO (1993) unter Berücksichtigung der bisher diskutierten Abweichungen beschrieben. Die Ausbruchslast ist theoretisch gesehen das Volumen der Zugspannung entlang der Ausbruchkegeloberfläche. Die Ausbruchform wird – wie zuvor beschrieben – als stumpfer Kegel angenommen. Die rotationsymmetrische Form ermöglicht eine einfache Berechnung des Spannungsvolumens.

$$N_{u,cal} = 2\pi \int_{r_0}^{r_0+r_s} r \cdot f_{1\Delta}(r) dr + 2\pi \int_{r_0}^{r_0+r_s+r_{in}} r \cdot f_{2\Delta}(r) dr \quad (6.13)$$

Mit der Gl. 6.13 erhält man das Volumen unterhalb der Funktion $f_i(r)$, die um die y -Achse gedreht wurde. Wenn die gewählte Funktion eine Differenz zweier $f(r)$ Funktionen ist, erhält man das Volumen der Spannung entlang der Manteloberfläche des Ausbruchkörpers. Die Bedeutung der verwendeten Abkürzungen kann Abbildung 6.18 entnommen werden.

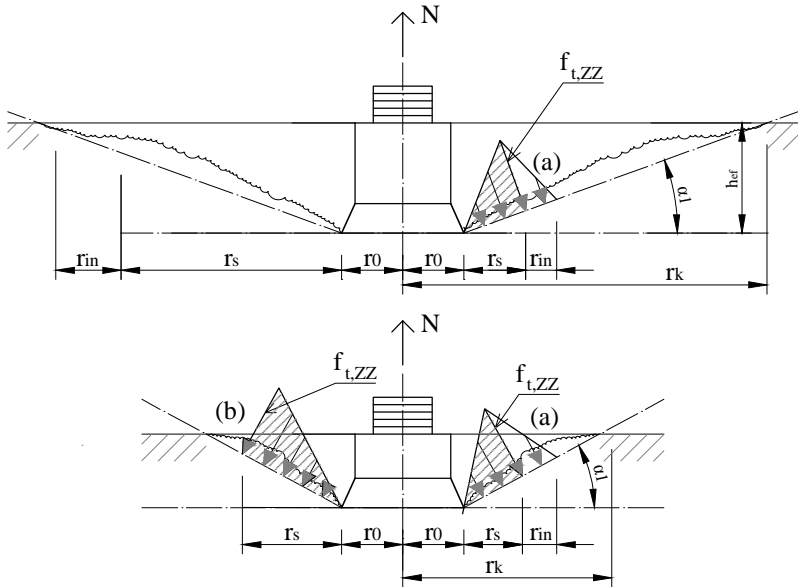


Abb. 6.18.: Spannungsverteilung entlang der Ausbruchkegelmantelfläche

Die Funktion $f_{1\Delta}(r)$ beschreibt die Fläche unter der Spannungsverteilungsfunktion im Bereich des stabilen Risswachstums (in Abb. 6.18 gestrichelte Schraffur), während $f_{2\Delta}(r)$ die Fläche unter der Spannungsverteilungsfunktion im Bereich des instabilen Risswachstums beschreibt. Die beiden Funktionen lauten:

$$f_{1\Delta}(r) = f_{t,ZZ} \cdot \cos(\alpha) \cdot \frac{r - r_0}{r_s} \quad (6.14)$$

$$f_{2\Delta}(r) = f_{t,ZZ} \cdot \cos(\alpha) \cdot \frac{r - r_0 - r_s}{r_{in}}$$

Das Ergebnis der durchgeführten Integration (Gl. 6.13) von Gl. 6.14 ist in Gl. 6.15 zusammengefasst.

$$N_{u,cal} = \frac{\pi \cdot f_{t,ZZ} \cdot \cos(\alpha) \cdot \left(2r_s^2 + 3r_s r_{in} + 3r_0 r_s + 3r_0 r_{in} + 2r_{in}^2 \right)}{3} \quad (6.15)$$

Wie Abbildung 6.18 darstellt, ist r_k der Ausbruchkegelradius (Hinterschnitttradius mit einbezogen). Jedes r_i Glied der Gleichung wird mit r_k dividiert, wodurch r_k^2 ausgeklammert werden kann (Gl. 6.16).

$$N_{u,cal} = \frac{\pi \cdot f_{t,ZZ} \cdot \cos(\alpha) \cdot r_k^2 \left(2t_s^2 + 3t_s t_{in} + 3t_0 t_s + 3t_0 t_{in} + 2t_{in}^2 \right)}{3} \quad (6.16)$$

Die hier eingeführten t_i Faktoren wurden der Annahme des Verhältnisses zwischen stabilem und instabilem Risswachstum entsprechend festgelegt. Der Faktor t_0 kann bei bekanntem Neigungswinkel anhand der üblicherweise verwendeten Dübelgeometrien und Verankerungstiefen geschätzt werden. Für eine Verankerungstiefe von 5 bis 25 mm kann entsprechend der Messergebnisse (Neigungswinkel und Ausbruchradius) $t_0 = [0, 1 \dots 0, 45]$ angenommen werden. Für Beton kann $t_0 = 0$ angenommen werden, da die Verankerungstiefen deutlich größer sind als der Durchmesser des Dübels. Dies trifft bei Befestigungen in Natursteinen nicht zu, daher darf t_0 nicht vernachlässigt werden. r_k ist der Ausbruchkegelradius ab der Dübelachse, daher muss $t_s + t_{in} + t_0 \leq 1$ angesetzt werden. Somit können t_s und t_{in} für den Fall des nahezu sofort auftretenden instabilen Risswachstums als $t_s = 0, 2$ und $t_{in} = 0, 1$ (a) angenommen werden. Bei anfänglich stabilem Risswachstum des Trennrisses werden $t_s = 0, 50$ und $t_{in} = 0$ (b) angesetzt. Die schematische Darstellung kann Abbildung 6.18 entnommen werden. Nach dem Einsetzen dieser Werte in Gleichung 6.16 ergeben sich die Gl. 6.17 und 6.18.

$$2t_s^2 + 3t_s t_{in} + 3t_0 t_s + 3t_0 t_{in} + 2t_{in}^2 = [0, 25 \dots 1, 18] \quad (6.17)$$

$$N_{u,cal} = [0, 26 \dots 1, 23] \cdot f_{t,ZZ} \cdot \cos(\alpha) \cdot r_k^2 \quad (6.18)$$

Für den Winkel wird nach R. D. S. CAMPOSINHOS (2012) und den empirischen Ergebnissen, ein Wert von 20° angenommen.

$$N_{u,cal} = [0, 25 \dots 1, 16] \cdot f_{t,ZZ} \cdot r_k^2 \quad (6.19)$$

Um den Zusammenhang zwischen Ausbruchradius und -winkel zu beschreiben, gibt es zwei mögliche Lösungswege: den Zusammenhang unter Berücksichtigung des Neigungswinkels α_1 bestimmen, der sich von der Geometrie der idealisierten Kegelform ergibt (s. Abb. 6.18):

$$r_k = \frac{h_{ef}}{\tan(\alpha)} = 2,75 \cdot h_{ef} \quad (6.20)$$

Für die Beschreibung von $\tan(\alpha)$ kann der von G. ZHAO (1993) für Beton angegebene Zusammenhang (s. Gl. 2.24) verwendet werden. Da der durch diesen Zusammenhang ermittelte Winkel – wie diskutiert – mit den empirischen Ergebnissen übereinstimmt, wird dieser im Folgenden herangezogen. Der Unterschied zder mit beiden Vorgehensweisen ermittelten Ausbruchradien ist deutlich kleiner, als die Streuung der empirisch, über Versuche, ermittelten Radien.

$$r_{k,Zhao} = \frac{h_{ef}}{0,2 \cdot h_{ef}^{0,25}} = 5 \cdot h_{ef}^{0,75} \quad (6.21)$$

Nach dem Einsetzen der Gleichung 6.21 in Gleichung 6.19 ergibt sich:

$$N_{u,cal} = [6,13 \dots 28,91] \cdot f_{t,ZZ} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (6.22)$$

Die zentrische Zugfestigkeit zu ermitteln ist versuchstechnisch sehr aufwendig. Es ist üblich stattdessen die Biegezugfestigkeit oder Spaltzugfestigkeit zu messen. Die Frage der Umrechnungsmöglichkeiten zwischen zentrischer Zug- und Spaltzugfestigkeit wurde in Kapitel 4.3.2.4 bereits behandelt. Der Zusammenhang (Gl. 6.23) zwischen $f_{t,ZZ}$ und $f_{t,SZ}$ wurde hier den Ergebnissen von PESCHEL (1983) nach wie folgt angenommen.

$$f_{t,ZZ} = 1,6 \cdot f_{t,SZ} \quad (6.23)$$

Nachdem Einsetzen von Gl. 6.23 in Gl. 6.22 ergibt sich:

$$N_{u,cal} = [9,8 \dots 46,3] \cdot f_{t,SZ} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (6.24)$$

Die Abbildung 6.19 zeigt den Vergleich dieses Zusammenhangs mit dem Versuchsergebnis zur zentrischen Zugtragfähigkeit der Dübel. Der analytisch ermittelte Bereich stimmt mit den empirischen Ergebnissen gut überein. Bei Beton ist es üblich, die Ausbruchslast aus der Druckfestigkeit zu

ermitteln. Dies ist teilweise darauf zurückzuführen, dass sie grundsätzlich immer geprüft wird, wenn Beton verwendet wird. Der Fachliteratur nach, besteht zwischen den Zug- und Druckfestigkeitswerten bei Natursteinen ein Zusammenhang, der mit den vorliegenden Ergebnissen bestätigt wird. Darauf basierend wird hier ein Zusammenhang aus der Fachliteratur berücksichtigt.

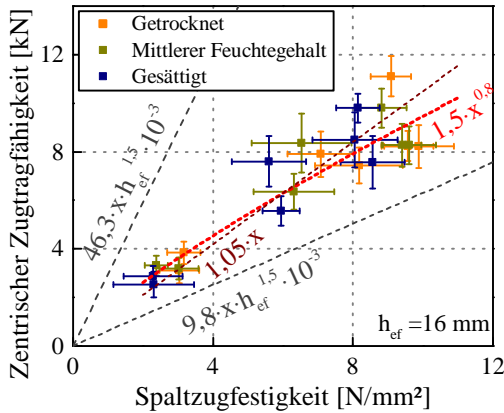


Abb. 6.19.: Zugtragfähigkeit abhängig von der Spaltzugfestigkeit mit empirischen und analytischen Berechnungsgleichungen

Nach (HIRSCHWALD 1912; PESCHEL 1983) kann folgender Zusammenhang zwischen zentrischer Zugfestigkeit und Druckfestigkeit angenommen werden:

$$f_{c,c} = [10 \dots 35] \cdot f_{t,ZZ} \quad (6.25)$$

Es wird der Faktor 15 als mittlerer Wert verwendet. Die Gleichung 6.25 kann in Gleichung 6.22 eingesetzt werden, wodurch man folgenden Zusammenhang erhält:

$$N_{u,cal} = [0,40 \dots 1,93] \cdot f_{c,c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (6.26)$$

Der Vergleich mit den Ergebnissen zur Dübeltragfähigkeit ist Abbildung 6.20 dargestellt. Die empirischen Ergebnisse stimmen mit der Berechnungsgleichung gut überein. Die hergeleitete Zusammenhänge sind in der Tabelle 6.2 aufgelistet. Die Rissentwicklung wurde unter der Annahme untersucht, dass die Analyse gemäß LEBM durchgeführt werden kann, obwohl die Bedingung hinsichtlich der charakteristische Länge dafür nicht erfüllt

wurde. Der Vergleich der hergeleiteten Zusammenhänge mit den empirischen Ergebnissen legt nahe, dass das instabile Risswachstum, ähnlich wie bei Beton, irgendwann zwischen den zwei angenommen Grenzfällen auftritt.

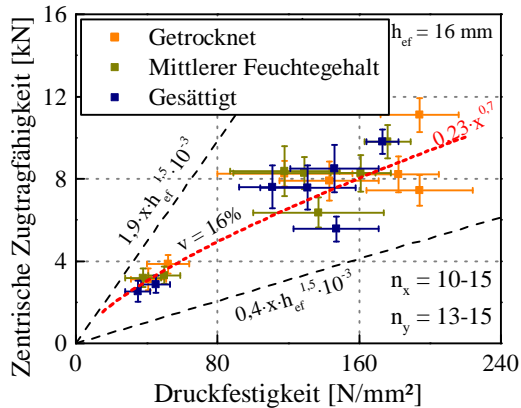


Abb. 6.20.: Zugtragfähigkeit abhängig von der Druckfestigkeit mit Berechnungsgleichungen

Die Ergebnisse bestätigen, dass das mit den gemäß der LEBM angenommenen Vereinfachungen erstellte Modell, die Versagensmechanismen ausreichend genau berücksichtigt.

Basierend auf den im Rahmen dieser Arbeit gesammelten Erfahrungen kann von den in Tabelle 6.2 aufgelisteten Gleichungen die Gleichung 6.27 für die weitere Verwendung empfohlen werden.

$$N_{u,cal} = 2,34 \cdot E^{0,256} \cdot f_{t,SZ}^{0,3} \cdot p_G^{-0,2} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (6.27)$$

Wenn der E-Modul oder die Gesamtporosität nicht vorliegt, kann vereinfachend auf die Gleichung 6.28 zurückgegriffen werden.

$$N_{u,cal} = 23,44 \cdot f_{t,SZ}^{0,8} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (6.28)$$

Tabelle 6.2.: Ermittlung der zentrischen Zugtragfähigkeit $N_{u,cal}$ in [N]

Materialkennwert	Einheit	Berechnungsgleichung
Analytisch		
Spaltzugfestigkeit	N/mm ²	[9, 8 ... 46, 3] · $f_{t,SZ}$ · $h_{ef}^{1,5}$
Druckfestigkeit	N/mm ²	[0, 4 ... 1, 9] · $f_{c,c}$ · $h_{ef}^{1,5}$
Empirisch		
Spaltzugfestigkeit	N/mm ²	23, 44 · $f_{t,SZ}^{0,8}$ · $h_{ef}^{1,5}$
Biegezugfestigkeit	N/mm ²	15, 63 · $f_{t,BZ}^{0,8}$ · $h_{ef}^{1,5}$
Druckfestigkeit	N/mm ²	3, 59 · $f_{c,c}^{0,7}$ · $h_{ef}^{1,5}$
Ultraschallgeschwindigkeit	km/s	8, 59 ^a · $v_{us}^{1,5}$ · $h_{ef}^{1,5}$
Rohdichte	g/cm ³	2, 66 ^b · ρ_b^4 · $h_{ef}^{1,5}$
Rohdichte	g/cm ³	$e^{(\rho_b \cdot 1,74)}$ · $h_{ef}^{1,5}$
E-Modul	GPa	17, 19 · $E^{0,25}$ · $p_G^{-0,33}$ · $h_{ef}^{1,5}$
Porosität	%	
E-Modul	GPa	3, 91 · $E^{0,5}$ · $f_{c,c}^{0,25}$ · $h_{ef}^{1,5}$
Druckfestigkeit	N/mm ²	
E-Modul	GPa	2, 34 · $E^{0,256}$ · $f_{t,SZ}^{0,3}$ · $p_G^{-0,2}$ · $h_{ef}^{1,5}$
Spaltzugfestigkeit	N/mm ²	
Porosität	%	

^aUntere Grenze: 2,34

^bUntere Grenze: 1,25

Quertragfähigkeit Die empirischen Ergebnisse deuten auf einen linearen Zusammenhang zwischen der Quertragfähigkeit und der zentrischen Zugtragfähigkeit hin. Bei Beton wurde von G. ZHAO (1993) nachgewiesen, dass die Quertragfähigkeit analog zur zentrischen Zugtragfähigkeit ermittelt werden kann. Die gleiche Vorgehensweise kann zur analytischen Untersuchung dieses Zusammenhanges bei Natursteinen verwendet werden. Die Form des Ausbruches wird für Beton mit einer Halbpypamide statt eines stumpfen Kegels angenähert. Für Natursteine wäre nach den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen eine halbkreisförmige Grundfläche eine bessere Näherung (s. Abb. 6.21).



Abb. 6.21.: Ausbruchbild bei Querlast, SSandstein 1"

Die empirisch und numerisch ermittelten k_v - und η_{NV} -Werte stehen bei Natursteinen nicht zur Verfügung. Unter der Annahme, dass diese auch für Natursteine Konstante sind und die Form des Ausbruchs mit einer Halbpypamide ausreichend genau angenähert werden kann, kann folgender Zusammenhang hergeleitet werden:

$$V_{u,cal} = \frac{[6,13...28,91]}{100} \cdot f_{t,ZZ} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (6.29)$$

$$\eta_{NV_{Stein}} \cdot k_{v_{Stein}}^2$$

Wird die Ausbruchform durch einen Halbkreis genähert, erhält man für $V_{u,cal}$ die Gleichung 6.29, multipliziert mit dem Faktor 2. Wird der Quotient aus der ermittelten Querlast (Gleichung 6.29) und der Zuglast (Gleichung 6.22) gebildet, erhält man eine Konstante (Ausbruchsform Pyramide):

$$\frac{1}{\eta_{NV_{Stein}} \cdot k_{v_{Stein}}^2 \cdot 100} \quad (6.30)$$

Den empirischen Ergebnissen nach, liegt es nahe, einen linearen Zusammenhang zwischen Zugtragfähigkeit und Quertragfähigkeit anzunehmen. Die Gleichung 6.30 bestätigt dieses Ergebnis unter der Annahme, dass $k_{v_{Stein}}$ und $\eta_{NV_{Stein}}$ Konstanten sind.

Die Fragen, die dieses Kapitel beantworten sollte, waren:

1. Gibt es einen Zusammenhang zwischen den Werkstoffeigenschaften und der Dübeltragfähigkeit?
2. Falls ja, ist es möglich, diesen Zusammenhang steinsortenübergreifend zu formulieren oder wäre nur eine steinsortenspezifische Formulierung sinnvoll?

Anhand der experimentellen Untersuchungen konnten empirische Zusammenhänge zwischen den verschiedenen Werkstoffparametern und der zentrischen Zugtragfähigkeit bestätigt werden. Abschließend wurde die Anwendbarkeit und die Güte von drei empirischen Berechnungsgleichungen untersucht. An weiteren Steinsorten wurde die Zugtragfähigkeit, sowie teilweise die Biegezugfestigkeit von externer Seite (fischerwerke) bestimmt und die Ultraschallgeschwindigkeit und Rohdichte am IWB gemessen. Der Vergleich der gemessenen und errechneten Werte bestätigt die Anwendbarkeit der Formel für die in der vorliegenden Arbeit und für die zusätzlich untersuchten Steinsorten. Zusätzlich dazu wurde die Anpassung eines analytischen Modells von Beton für Natursteine, basierend auf der Verwendung gleicher Werkstoffeigenschaften, diskutiert. Die dadurch erhaltenen Zusammenhänge zwischen Materialfestigkeiten und der zentrischen Zugtragfähigkeit des Dübels stimmen mit den empirischen Ergebnissen gut überein. Folglich kann das Vorhandensein eines Zusammenhangs zwischen den Werkstoffeigenschaften und der Dübeltragfähigkeit bestätigt werden.

Die Formulierung der Zusammenhänge (sowohl empirisch wie auch analytisch) erfolgte übergreifend für alle hier untersuchten Steinsorten. Die Ergebnisse zeigen, dass so eine zusammenfassende Betrachtung unter Akzeptanz einer erhöhten Ungenauigkeit der Näherungen für die hier untersuchten Steinsorten sinnvoll ist. Die vorgeschlagenen Berechnungsgleichungen können eine Möglichkeit für die Abschätzung der zentrischen Zugtragfähigkeit bieten.

7. Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde der Zusammenhang zwischen den Materialcharakteristika des Gesteines und der Dübeltragfähigkeit untersucht. Breitflächige Untersuchungen wurden zu den Materialcharakteristika und zur Dübeltragfähigkeit von sieben Steinsorten durchgeführt. Basierend auf der Literaturrecherche und den vorliegenden empirischen Ergebnissen wurden Berechnungsgleichungen und ein Modell beschrieben und diskutiert.

Die untersuchten Steinsorten gehören verschiedenen Genesen an. Aus den Reihen der Sedimentgesteine wurden drei Kalksteine und zwei Sandsteine, als Tiefgestein ein Granit und als Metamorphit ein Granulit ausgewählt. Basierend auf der Literaturrecherche waren die berücksichtigten Schwerpunkte der Versuchsplanung: Feuchtegehalt, Probekörpergeometrie, das Verhältnis von Größtkorn zu den Abmessungen, der Neigungswinkel zwischen Belastungsrichtung und Schichtung des Gesteins.

Die Durchführung der experimentellen Untersuchungen erfolgte abgesehen von wenigen Ausnahmen an Probekörpern mit drei unterschiedlichen Feuchtegehalten. Die Klimate wurden zum Erzielen dreier Zustände gewählt: getrockneter Zustand, mittlerer Feuchtegehalt und gesättigter Zustand. Die Prüfung fand jeweils nach Erreichen der Massenkonstanz statt. Die getrockneten Proben wurden im Ofen bei 70 °C gelagert. Die Lagerung bis zu „mittlerem Feuchtegehalt“ bedeutete ein geregeltes Klima von 20 °C und 65% relativer Luftfeuchte. Die Sättigung wurde durch freie Sättigung (Lagerung unter Wasser bei atmosphärischem Druck) erzielt. Bei der Bestimmung der Probekörperabmessungen und -geometrien fanden die jeweiligen Normen oder Empfehlungen und der Größtkorn der Steinsorten Beachtung. Die Belastungsrichtung wurde nach Möglichkeit immer rechtwinklig zur Schichtung gesetzt. Die Untersuchung der Schichtung erfolgte durch Augenscheinprüfung und zusätzlich durch Messung der Ultraschallgeschwindigkeit. Für jede Untersuchung standen mindestens 6 bis

20 Proben pro Steinsorte und pro Lagerungsart zur Verfügung, um trotz der üblicherweise hohen Streuungen der Materialkennwerte von Natursteinen eine repräsentative Anwendbarkeit der ermittelten Daten gewährleisten zu können.

Die Untersuchungen zum Einfluss der Genese erfolgten durch die petrographische Analyse, sowie die Phasenanalyse, bzw. durch die Bestimmung der chemischen Zusammensetzung. Im Weiteren wurden die physikalischen Gesteinseigenschaften untersucht. Die Aufteilung der gesteinsphysikalischen Eigenschaften erfolgte im Rahmen der Arbeit in „physikalische Eigenschaften“ und in „mechanische Werkstoffparameter“. Zu den physikalischen Eigenschaften gehörten Rein- und Rohdichte, offene Porosität und Gesamtporosität, Feuchte- und Wassergehalt, sowie die Ultraschallgeschwindigkeit. Im Themenbereich Feuchte wurde die hygrische Feuchteaufnahme und die kapillare Wasseraufnahme, bzw. deren Einfluss auf die Ultraschallgeschwindigkeit ermittelt. Die Markierung der Schichtung geschah durch Messung der Ultraschallgeschwindigkeit. Die Änderung der Ultraschallgeschwindigkeit abhängig vom Feuchtegehalt der Proben wurde untersucht und mit den Erfahrungen aus der Fachliteratur verglichen. Die in verschiedenen Literaturstellen ermittelte Umrechnung zwischen Ultraschallgeschwindigkeit und Rohdichte konnte mit einer Ergänzung bestätigt werden. Die Anwendung des Zusammenhangs ist mit einer Bereichs-angabe für die Ultraschallgeschwindigkeit sinnvoller, als mit einem konkreten Wert.

Im Weiteren wurden die Festigkeitskennwerte und die sonstigen mechanischen Werkstoffparameter ermittelt. Die Bestimmung der Druckfestigkeit erfolgte an zylinder- und an würfelförmigen Probekörpern, wodurch eine Untersuchung des Einflusses von der Probenform ermöglicht wurde. Ergänzend wurden Punktlastindex und Scherfestigkeit bestimmt und deren Zusammenhänge mit der Druckfestigkeit untersucht. Die Ergebnisse der Biege-, Spalt- und Oberflächenzugfestigkeitsmessungen, sowie deren Zusammenhang wurden mit den Angaben der Fachliteratur verglichen.

Die Messung der für die Modellbildung relevanten weiteren Werkstoffparameter erfolgte bei ein bis zwei Klimaten. Die Messung von E-Modul und Querdehnungszahl geschah mittels Dehnmessstreifen, wodurch Un-

tersuchungen zur Änderung der Querdehnungszahl abhängig vom Spannungsniveau ermöglicht wurden. Für die Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte wurde der Chevron Bend Test herangezogen, der neben der spezifischen Bruchenergie und der Bruchzähigkeit, auch die Ermittlung des E-Moduls und der Biegezugfestigkeit erlaubte.

Am Schluss der Untersuchungen zu den Materialcharakteristika wurden die Zusammenhänge zwischen den verschiedenen Werkstoffparametern diskutiert und nach Möglichkeit beschrieben, bzw. mit den Angaben der Literatur verglichen. Ein empirischer Zusammenhang zwischen den verschiedenen Zugfestigkeitskennwerten, sowie auch zwischen den Zugfestigkeitskennwerten und der Druckfestigkeit konnte bestätigt werden. Die von ALBER u. a. (2003) vorgeschlagene Formel konnte für die Beschreibung der Umrechnung zwischen der Rohdichte und den kritischen Spannungsintensitätsfaktoren, auch für die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Steinsorten angewendet werden.

In der Fachliteratur sind viele Vorschläge bekannt, die angeben, wie die Zusammenhänge zwischen verschiedenen Materialcharakteristika und der Ultraschallgeschwindigkeit oder der Rohdichte steinsortenunabhängig, wie auch steinsortenabhängig beschrieben werden könnten. Die hiesigen Erfahrungen zeigen, dass wegen der hohen Streuungen der Werkstoffeigenschaften die Anwendung einer unteren Grenze, bzw. eines Bereiches sinnvoll ist.

Die zweite Hälfte der experimentellen Untersuchungen widmete sich dem Tragverhalten des Dübels. Basierend auf den Erfahrungen der Fachliteratur wurde eine Probekörpergeometrie gewählt, wobei die Plattendicke für jeden Versuch unabhängig von der Belastungsrichtung gleich gehalten wurde. Das Hauptaugenmerk lag auf der Bestimmung der zentrischen Zug- und der Quertragfähigkeit mit und ohne Hebelarm bei globalem Materialversagen. Die Tragfähigkeiten wurden bei allen drei Feuchtegehalten untersucht. Es hat sich gezeigt, dass der Feuchtegehalt einen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat. Bei der Bestimmung der Dübeltragfähigkeit muss diesem Einfluss Beachtung geschenkt werden. Zusätzlich konnte für eine Verankerungstiefe von 10 bis 20 mm bestätigt werden, dass die Tragfähigkeit sich mit zunehmender Verankerungstiefe unabhängig von der Steinsorte

erhöht. Es wird auf Grundlage der empirischen Ergebnisse vorgeschlagen, diesen Einfluss mit $h_{ef}^{1,5}$ zu berücksichtigen. Im Weiteren hat sich gezeigt, dass die Abweichung des Hinterschnittdurchmessers von ± 1 mm (bezogen auf 15,3 mm) bei den im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Steinsorten keinen Einfluss auf die Zug- oder Quertragfähigkeit hatte. Die empirischen Ergebnisse bestätigen, dass Steinsorten mit niedriger Rohdichte und Biegezugfestigkeit, bzw. Druckfestigkeit ein Mischversagen aus drei Versagensarten statt der Bildung eines Ausbruchkörpers zur Folge haben. Da das Mischversagen jedoch mit Bildung eines Ausbruchkörpers endete, wurde auf eine getrennte Betrachtung der Dübeltragfähigkeit für diese Steinsorte verzichtet. Bei den Zugversuchen konnte Steinausbruch und bei den Querlastversuchen Steinausbruch auf der lastabgewandten Seite erzielt werden. Dies erlaubt einen Vergleich der Ergebnisse, wodurch empirisch ein linearer Zusammenhang zwischen Zug- und Quertragfähigkeit – wie bei Befestigungen in Beton – bestätigt werden konnte.

Die Beschreibung des Zusammenhangs zwischen den Materialcharakteristika und der Dübeltragfähigkeit erfolgte in drei Schritten. Basierend auf den empirisch ermittelten Materialeigenschaften und Dübeltragfähigkeiten konnten Zusammenhänge zwischen der Dübeltragfähigkeit und Rohdichte, Ultraschallgeschwindigkeit, Bruchzähigkeit und Festigkeitskennwerten formuliert werden. Die Güte der Zusammenhänge hängt von der Streuung des jeweiligen Materialkennwertes ab. Die Validierung der Berechnungsgleichungen erfolgte durch Untersuchungen an weiteren Steinsorten. Mithilfe der Erfahrungen der empirischen Ergebnisse konnten die relevanten Eigenschaften und Werte (wie der Neigungswinkel) definiert und für die Erstellung eines analytischen Modells herangezogen werden. Die Berechnungsgleichungen des analytischen Modells stimmen mit den empirischen Ergebnisse gut überein.

Die Möglichkeit zur Berechnung und Vorhersage der charakteristischen Ankertragfähigkeit im Vorfeld eines Projekts mit Natursteinfassaden ist für die Planung von großer Bedeutung. Basierend auf den Erfahrungen der vorliegenden Arbeit ist es zukünftigen Arbeiten vorbehalten, die Gültigkeit der vorgeschlagenen Berechnungsgleichungen an weiteren Steinsorten zu untersuchen. Der Diskussion zum Einfluss der Verankerungstiefe könnte auf einen größeren Bereich der verwendeten Verankerungstiefen mit einer

hohen Anzahl an Auszugsversuchen erweitert und an weiteren Steinsorten validiert werden. Die Erfahrungen der vorliegenden Arbeit deuten darauf hin, dass Form und Größe des Ausbruchkörpers eher vom Gesteinsgefüge als von der Festigkeit abhängt. Dies könnte mit Auszugsversuchen und petrographischen Untersuchungen an weiteren Steinsorten mit unterschiedlichem Gefüge untersucht werden. Die Dübeltragfähigkeit wurde rechtwinklig zur eventuell vorhandenen Schichtung ermittelt, die Untersuchungen mit verschiedenen Winkeln zwischen Schichtung und Dübel bleiben zukünftigen Arbeiten vorbehalten.

Literatur

Literaturverzeichnis

ADAM, E. (2001). „Untersuchungen zum Temperaturabhängigen Materialverhalten kristalliner und sedimentärer Gesteine“. Diss. Kaiserslautern: Technischen Universität Kaiserslautern.

ALBER, M. u. a. (2003). „Factors influencing fracture toughnesss from simple screening tests“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 40, S. 779–784. ISSN: 1365-1609.

ALFES, C. (1993). *Bruchmechanisches Werkstoffverhalten von Sandstein unter Zugbeanspruchung: Fracture mechanical behaviour of sandstone under tensile loading*. 1. Aufl. Bd. 1. Technisch-wissenschaftlicher Bericht des Instituts für Bauforschung der RWTH Aachen (Ibac). Aachen: Verl. der Augustinus-Buchh. ISBN: 3860731297.

ALIHA, M.R.M u. a. (2014). „Rock fracture toughness study using cracked chevron notched Brazilian disc specimen under pure modes I and II loading – A statistical approach“. In: *Theoretical and Applied Fracture Mechanics* 69, S. 17–25. ISSN: 01678442.

ALLMAN, R. u. a. (2002). *Röntgen-Pulverdiffraktometrie: Rechnergestützte Auswertung, Phasenanalyse und Strukturbestimmung*. 2. Aufl. Berlin und Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg. ISBN: 9783642560798.

BARENBLATT, G.I (1962). „The Mathematical Theory of Equilibrium Cracks in Brittle Fracture“. In: *Advances in applied mechanics*. Hrsg. von S. P. BORDAS. Bd. 7. Advances in applied mechanics. New York: Academic Press, S. 55–129. ISBN: 9780120020072.

BAŽANT, Z. (1984). „Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal“. In: *J. Eng Mech* 110(4) 518–535 110(4), S. 518–535.

- BAŽANT, Z. und B. H. OH (1983). „Crack band theory for fracture of concrete“. In: *Materials and Structures* 16, S. 155–177.
- BAŽANT, Z. und P. A. PFEIFFER (1987). „Determination of Fracture Energy from Size Effect and Brittleness Number“. In: *ACI Materials Journal*, S. 463–480.
- BERGMEISTER, K. u. a. (2012). *2012 Beton Kalender: Infrastrukturbau Befestigungstechnik Eurocode 2*. 101. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn. ISBN: 9783433029893.
- BIENIAWSKI, Z. T. (1975). „The Point-Load Test in Geotechnical Practice“. In: *Engineering Geology* 9, S. 1–11. ISSN: 0013-7952.
- BRAESTRUP, M.W u. a. (1976). *Axisymmetric Punching of Plain and Reinforced concrete*. Dänemark.
- BRAMESHUBER, W. (1988). *Bruchmechanische Eigenschaften von jungen Beton*. Massivbau, Baustofftechnologie, Karlsruhe. Inst. für Massivbau u. Baustofftechnologie.
- BRÄUTIGAM, T. u. a. (1998). „Prognose der einaxialn Druckfestigkeit und Steifigkeit von Festgesteinen auf der Basis von Punktlastversuchen und Durchschallung“. In: *Otto-Graf-Journal* 9, S. 61–78.
- BROCH, E. u. a. (1972). „The point-load strength test“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 9, S. 669–697. ISSN: 1365-1609.
- BROOK, N. (1985). „The equivalent core diameter method of size and shape correction in point load testing“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 22.2, S. 61–70. ISSN: 0148-9062.
- BROWN, E. T. u. a. (1977). *Shear strength characteristics of the delabole slates: Proceedings Conference on Rock Engineering*.
- BRUNAUER, S. u. a. (1938). „Adsorption of Gases in Multimolecular Layers“. In: *Journal of the American Chemical Society* 60.2, S. 309–319. ISSN: 0002-7863. DOI: 10.1021/ja01269a023.

BUCUR, V. (2006). *Acoustics of wood*. 2. Aufl. Bd. 1431-8563. Springer series in wood science. Berlin und New York: Springer. ISBN: 9783540261230.

BUR, T. R. u. a. (1970). „Elastic and attenuation symmetries of simulated lunar rocks“. In: *Icarus* 13.3, S. 414–423. ISSN: 00191035. DOI: 10.1016/0019-1035(70)90089-8.

CAMPOSINHOS, RUI DE S. (2012). „Undercut anchorage in dimension stone cladding“. In: *Proceedings of the ICE - Construction Materials* 166.3, S. 158–174. ISSN: 1747-650X. DOI: 10.1680/coma.11.00050.

CAMPOSINHOS, RUI S. u. a. (2013). *Stone cladding engineering*. ISBN: 978-94-007-6847-5.

CERRILLO, C. u. a. (2014). „New contributions to granite characterization by ultrasonic testing“. In: *Ultrasonics* 54.1, S. 156–167. ISSN: 0041-624X. DOI: 10.1016/j.ultras.2013.06.006.

CHAU, K. T. u. a. (1996). „Uniaxial compressive strength and point load strength of rocks“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 33.2, S. 183–188. ISSN: 0148-9062.

CHEN, X. u. a. (2012). „Effect of moisture content on compressive and split tensile strength of concrete“. In: *Indian Journal of Engineering and Materials Sciences* 19, S. 427–435.

CHRISTARAS, B. (2009). „P-wave velocity and quality of building materials“. In: *Recent advances in geology and seismology*. Hrsg. von L. TRILLING. Mathematics and computers in science and engineering : a series of reference books and textbooks. [Athens]: WSEAS Press, S. 41–46. ISBN: 9789604740581.

CHRISTENSEN, N. I. (2004). „Serpentinites, Peridotites, and Seismology“. In: *International Geology Review* 46.9, S. 795–816. ISSN: 0020-6814. DOI: 10.2747/0020-6814.46.9.795.

COLBACK, P. S.B. (1966). „An analysis of brittle fracture initiation and propagation in the Brazilian test“. In: *Proceedings of the First Congress*

International Society of Rock Mechanics. International Society for Rock Mechanics.

COTTERELL, B. u. a. (1980). „Slightly curved or kinked cracks“. In: *International Journal of Fracture* 16.2, S. 155–169. DOI: 10.1007/BF00012619.

D'ANDREA, DENNIS V. u. a. (1965). *Prediction of compressive strength from other rock properties*. Bd. 6702. Report of investigations / United States Department of the Interior, Bureau of Mines. [Washington und D.C.]: U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Mines.

DEERE, D. U. u. a. (1966). *Engineering classification and index properties for intact rock: Air Force Weapons Laboratory Technical Report: AFWL-TR 65-116*.

DEUTSCH, V. (2002). *Messtechnik mit Ultraschall*. ZfP - kompakt und verständlich. Castell-Verlag. ISBN: 9783934255050.

DIAMANTIS, K. u. a. (2009). „Study on uniaxial compressive strength, point load strength index, dynamic and physical properties of serpentinites from Central Greece: Test results and empirical relations“. In: *Engineering Geology* 108.3-4, S. 199–207. ISSN: 0013-7952.

DIENG, MOHAMADOU A. (2006). „Bestimmungsmethode der Konsistenzgrenzen mittels Wasseraufnahmeversuchen“. In: *Bautechnik* 83.7, S. 492–496. ISSN: 09328351. DOI: 10.1002/bate.200610042.

DOBROWOLSKY, M. (2008). „Quellverhalten teilgesättigter bindiger Böden mit mittlerem Quellpotential: Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. C. Vrettos“. Diss. Kaiserslautern: Technischen Universität Kaiserslautern.

DUGDALE, D.S (1960). „Yielding of steel sheets containing slits“. In: *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 8.2, S. 100–104. ISSN: 00225096. DOI: 10.1016/0022-5096(60)90013-2.

DÜRRAST, H.T u. a. (1999). „Die Schadensanalyse von Naturwerksteinen mittels Ultraschalldiagnostik: Möglichkeiten und Grenzen“. In: *Zeitschrift der Deutschen Geologischen Gesellschaft* 150.2, S. 359–374.

DÜRRAST, H. u. a. (2002). „P-wave velocity and permeability distribution of sandstones from a fractured tight gas reservoir“. In: *GEOPHYSICS* 67.1, S. 241. DOI: 10.1190/1.1451673.

DWIVEDI, R.D u. a. (2000). „Fracture toughness of rocks under sub-zero temperature conditions“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 37.8, S. 1267–1275. ISSN: 1365-1609.

ELFGREN, L. (1989). *Fracture mechanics of concrete structures: From theory to applications : report of the Technical Committee 90-FMA Fracture Mechanics to Concrete/Applications, RILEM (the International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures. RILEM report. London und New York: Chapman und Hall. ISBN: 0412306808.*

ELIGEHAUSEN, R. und B. LEHR (1993). *Querzugtragfähigkeit von Dübeln mit großem Randabstand: Bericht Nr. 10/20-93/11, nicht veröffentlicht.*

ELIGEHAUSEN, R. und R. MALLÉE (2000). *Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerkbau.* Berlin: Ernest & Sohn. ISBN: 3433011346.

ELIGEHAUSEN, R., R. MALLÉE und G. REHM (1997). „Befestigungstechnik“. In: *Betonkalender 1997 Teil II*, S. 609–753.

ELIGEHAUSEN, R., R. MALLÉE und J. F. SILVA (2006). *Anchorage in concrete construction.* Berlin: Ernst & Sohn Verlag. ISBN: 9783433601358.

ELIGEHAUSEN, R. und J. OŽBOLT (1990). „Size effect in anchorage behavior“. In: *Firrao, D. (Hrsg.): Fracture behaviour and design of materials and structures. Vol. 2. Warley : Engineering Materials Advisory Services, 1990. - ISBN 0-947817-43-3, S. 721-727.* Universität Stuttgart. URL: elib.uni-stuttgart.de/opus/volltexte/2012/7186.

ELIGEHAUSEN, R. und G. SAWADE (1985). „Verhalten von Beton auf Zug. [Teil 1]“. In: *Betonwerk + Fertigteil-Technik (1985)*, S. 315-322.

— (1989). *A Fracture Mechanics Based Description of the Pull-out Behavior of Headed Studs Embedded in Concrete.*

- FENER, M. u. a. (2005). „A Comparative Evaluation of Indirect Methods to Estimate the Compressive Strength of Rocks“. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 38.4, S. 329–343. ISSN: 0723-2632.
- FITZNER, B. u. a. (1994). *Gesteinsporosität. Klassifizierung, meßtechnische Erfassung und Bewertung ihrer Verwitterungsrelevanz*. Hrsg. von R. SNETHLAGE u. a.
- FLEISCHER, G. (2002). „Beurteilung von Ultraschalluntersuchungen an Natursteinobjekten in der Denkmalpflege“. Diss. Wien: Technische Universität Wien.
- FRANZEN, C. u. a. (2004). „Moisture content of natural stone: static and dynamic equilibrium with atmospheric humidity“. In: *Environmental Geology* 46.3-4. ISSN: 0943-0105. DOI: 10.1007/s00254-004-1040-1.
- FUCHS, W. (1990). „Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast in ungerissenem Beton“. Diss. Stuttgart: Universität Stuttgart.
- FUCHS, W. u. a. (1995). „Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete“. In: *ACI Structural Journal* 12.
- GARDNER, G. H. F. u. a. (1974). „Formation velocity and density: the diagnostic basis for stratigraphic“. In: *GEOPHYSICS* 39.6, S. 770–780. DOI: 10.1190/1.1440465.
- GARRECHT, H. (1992). „Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzberachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk“. Diss. Karlsruhe: Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH).
- GAVIGLIO, P. (1989). „Longitudinal waves propagation in a limestone: The relationship between velocity and density“. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 22.4, S. 299–306. ISSN: 0723-2632.
- GETTU, R. u. a. (1990). „Fracture Properties and Brittleness of High-Strength Concrete“. In: *ACI Materials Journal* 87.6, S. 608–618. ISSN: 0889-325X.
- GOKCEOGLU, C. u. a. (2004). „A fuzzy model to predict the uniaxial compressive strength and the modulus of elasticity of a problematic rock“. In:

Engineering Applications of Artificial Intelligence 17.1, S. 61–72. ISSN: 09521976. DOI: 10.1016/j.engappai.2003.11.006.

GREER, C. M. (2009). *Techniques for Determining Porosity (in Reservoir Rocks) from Conventional Core Thin Sections using Petrographic Image Analysis: Masterarbeit, University of Louisiana at Lafayette.*

GREMINGER, M. (1982). „Technical Note: Experimental Studies of the Influence of Rock Anisotropy on Size and Shape Effects in Point-Load Testing“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 19, S. 241–246. ISSN: 0148-9062.

GRIFFITH, A. A. (1920). „The Phenomena of Rupture and Flow in Solids“. In: *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences* 221.582-593, S. 163–198. ISSN: 1364-503X.

GROSS, D. u. a. (2011). *Bruchmechanik: Mit einer Einführung in die Mikromechanik*. 5. Aufl. Berlin und Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg. ISBN: 9783642101953.

GRUNERT, S. (2007). „Statistische Untersuchungen zur Aussagefähigkeit petrophysikalischer Messergebnisse über die Eigenschaften kieselig gebundener Sandsteine aus der Sächsischen Schweiz“. In: *Journal of Central European Geology* 52-53, S. 23–68.

GUNSALLUS, K.L u. a. (1984). „A comparative evaluation of rock strength measures“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 21.5, S. 233–248. ISSN: 0148-9062.

HAHN-WEINHEIMER, P. u. a. (1995). *Röntgenfluoreszenzanalytische Methoden: Grundlagen und praktische Anwendung in den Geo-, Material- und Umweltwissenschaften*. Vieweg analytische Chemie. Braunschweig [u.a.]: Vieweg. ISBN: 9783540670216.

HALL, C. (1989). „Water sorptivity of mortars and concretes: a review“. In: *Magazine of Concrete Research* 41.147, S. 51–61. ISSN: 0024-9831. DOI: 10.1680/macr.1989.41.147.51.

HALL, C. und W. D. HOFF (2012). *Water transport in brick, stone, and concrete*. 2. Aufl. London und New York: Spon Press. ISBN: 9780415564670.

HASSANI, F. P. u. a. (1980). *Application of the Point Load Index Test to Strength Determination of Rock And Proposals For a New Size-Correction Chart*. American Rock Mechanics Association.

HAUFFE, K. u. a. (1974). *Adsorption: Eine Einf. in d. Probleme d. Adsorption*. de-Gruyter-Studienbuch. Berlin und New York: de Gruyter. ISBN: 3110039583.

HÄUPL, PETER u. a. (2013). *Lehrbuch der Bauphysik: Schall - Wärme - Feuchte - Licht - Brand - Klima*. 7., vollst. überarb. und aktual. Aufl. 2013. Wiesbaden: Springer Fachmedien Wiesbaden. ISBN: 9783834821010.

HAWKINS, A. B. (1998). „Aspects of rock strength“. In: *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 57.1, S. 17–30. ISSN: 1435-9529. DOI: 10.1007/s100640050017.

HAWKINS, A. B. und B. J. MCCONNELL (1992). „Sensitivity of sandstone strength and deformability to changes in moisture content“. In: *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* 25.2, S. 115–130. DOI: 10.1144/GSL.QJEG.1992.025.02.05.

HAYASHI, K. u. a. (1981). „Energy-Release Rate and Crack Kinking Under Combined Loading“. In: *Journal of Applied Mechanics* 48.3, S. 520–524. ISSN: 0021-8936. DOI: 10.1115/1.3157666.

HEILMANN, H. G. (1969). „Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons“. In: *Betonkalender 1997* 19.2, S. 68–70.

HILLERBORG, A. (1983). *Analysis of one single crack*, Wittman (Ed.) Fracture mechanics of concrete.

HILLERBORG, A. u. a. (1976). „Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements“. In: *Cement and Concrete Research* 6.6, S. 773–781. ISSN: 00088846. DOI: 10.1016/0008-8846(76)90007-7.

HIRSCHWALD, J. (1912). *Handbuch der bautechnischen Gesteinsprüfung für Beamte der Materialprüfungsanstalten und Baubehörden, Steinbruchingenieure, Architekten und Bauingenieure: sowie für Studierende der technischen Hochschulen*. Gebrüder Borntraeger.

HOEK, E. u. a. (1980). „Underground excavations in rock“. In: *Inst. Min. Metall. London: Chapman and Hall*.

HOFMANN, J. (2005). „Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastung in ungerissenem Beton“. Diss. Stuttgart: Universität Stuttgart.

HÖRENBAUM, W. (2005). *Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit von Sandsteinsichtmauerwerk: Dissertation, Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften (BGU) Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB)*.

IBERG, R. (1954). „Beitrag zur Kenntnis von Tonmineralien einiger schweizerischer Böden“. Diss. Zürich: Eidgenössischen Technischen Hochschule. URL: <http://e-collection.library.ethz.ch/eserv/eth:32124/eth-32124-02.pdf>.

IQBAL, M.J u. a. (2006). „Experimental calibration of stress intensity factors of the ISRM suggested cracked chevron-notched Brazilian disc specimen used for determination of mode-I fracture toughness“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 43.8, S. 1270–1276. ISSN: 1365-1609. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2006.04.014.

IRWIN, G. R. (1957). „Analysis of Stresses and Strains Near the End of a Crack Traversing a Plate“. In: *J. Appl. Mech.*

JASMUND, K. u. a. (1993). *Tonminerale und Tone: Struktur, Eigenschaften, Anwendungen und Einsatz in Industrie und Umwelt*. Heidelberg: Steinkopff. ISBN: 9783642724886.

KAHRAMAN, S. (2007). „The correlations between the saturated and dry P-wave velocity of rocks“. In: *Ultrasonics* 46.4, S. 341–348. ISSN: 0041-624X. DOI: 10.1016/j.ultras.2007.05.003.

KAHRAMAN, S. u. a. (2005). „The effect of porosity on the relation between uniaxial compressive strength and point load index“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 42.4, S. 584–589. ISSN: 1365-1609. DOI: 10.1016/j.ijrmmms.2005.02.004.

KARIHALOO, BHUSHAN L. (1996). „Pull-out of axisymmetric headed anchors“. In: *Materials and Structures* 29.3, S. 152–157.

CAST, W. (1988). *Adsorption aus der Gasphase: Ingenieurwissenschaftliche Grundlagen und technische Verfahren*. Weinheim [u.a.]: VCH. ISBN: 3-527-26719-0.

KIESSL, K. (1983). *Kapillarer und dampfförmiger Feuchtetransport in mehrschichtigen Bauteilen: Rechnerische Erfassung u. bauphysikalische Anwendung: Dissertation*.

KING, M.S u. a. (2012). „Acoustic emissions associated with the formation of fracture sets in sandstone under polyaxial stress conditions‡“. In: *Geophysical Prospecting* 60.1, S. 93–102. ISSN: 00168025.

KLUGE, U. (1998). „Hinterschnittdübel für Fassadenplatten: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen für Hinterschnittdübel zur rückseitigen Befestigung von Fassadenplatten“. In: *Fassadentechnik* 6.

KOCH, A. u. a. (2001). „Gesteintechnische Eigenschaften ausgewählter Bausandsteine“. In: *Z. Deutsch. Geol. Ges.* 152, S. 681–700.

KOTAN, ENGIN (2011). „Ein Prognosemodell für die Verwitterung von Sandstein“. Diss. Karlsruhe: Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH).

KRAUTKRÄMER, J. u. a. (1966). *Werkstoffprüfung mit Ultraschall*. Zweite neubearbeitete Auflage. Berlin, Heidelberg und s.l.: Springer Berlin Heidelberg. ISBN: 9783662134276.

KÜNZEL, H. (1991). „Feuchteinfluss auf die Wärmeleitfähigkeit bei hygroskopischen und nicht hygroskopischen Stoffen“. In: *WKSB* 36.29.

KURS, M. (1995). „Feuchtetransport- und Speicherkoeffizienten poröser mineralischer Baustoffe: Theoretische Grundlagen und neue Meßtechniken“. Diss. Stuttgart: Universität Stuttgart.

LAMA, R.D u. a. (1978). *Handbook on mechanical properties of rocks: Testing techniques and results*. - 2. Clausthal: Trans Tech Publications. ISBN: 0-87849-021-3.

LAMMERT, BRIAN T. u. a. (2007). „Material Strength Considerations in Dimension Stone Anchorage Design“. In: *Journal of ASTM International* 4.6, S. 101–102. ISSN: 1546962X. DOI: 10.1520/JAI101102.

LEHMANN, R. (1994). *Tragverhalten von Metallspreizdübeln im ungerissenen und gerissenen Beton bei der Versagensart Herausziehen*. Bd. 1994,3. Mitteilungen / Institut für Werkstoffe im Bauwesen. Stuttgart: Inst. für Werkstoffe im Bauwesen der Univ. Stuttgart. ISBN: 3-9803044-1-8.

LI, D. u. a. (2013). „The Brazilian Disc Test for Rock Mechanics Applications: Review and New Insights“. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 46.2, S. 269–287. ISSN: 0723-2632. DOI: 10.1007/s00603-012-0257-7.

LÜNZ, JONAS (1990). *Hg-Druck-Porosimetrie: Diplomarbeit, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen*.

LUTZ, P. u. a. (2002). *Lehrbuch der Bauphysik: Schall, Wärme, Feuchte, Licht, Brand, Klima; mit 151 Tafeln*. Stuttgart: Teubner. ISBN: 3-519-45014-3.

MARKL, G. u. a. (2004). *Minerale und Gesteine: Eigenschaften, Bildung, Untersuchung*. 1. Aufl. München und Heidelberg: Elsevier, Spektrum, Akad. Verl. ISBN: 3827414954.

METZ, F. (1992). *Zur Charakterisierung von Porenraum und ausgewählten Gebrauchseigenschaften verschiedener Natursteine: Untersuchungen mit technologischen und physikalischen Verfahren*. Bd. 2. Hochschulsammlung Naturwissenschaft. Mineralogie. Freiberg [Breisgau]: HochschulVerlag. ISBN: 9783810722447.

MIELICH, O. (2010). *Beitrag zu den Schädigungsmechanismen in Betonen mit langsam reagierender alkaliempfindlicher Gesteinskörnung*. 1. Aufl. Bd. 583. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin [u.a.]: Beuth. ISBN: 9783410650720.

MOSCH, S. (2008). „Optimierung der Exploration, Gewinnung und Materialcharakterisierung von Naturwerksteinen“. Diss. Göttingen: Georg-August Universität Göttingen.

NASSERI, M.H.B und B. MOHANTY (2008). „Fracture toughness anisotropy in granitic rocks“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 45.2, S. 167–193. ISSN: 1365-1609.

NASSERI, M.H.B, B. MOHANTY und P.-Y F. ROBIN (2005). „Characterization of microstructures and fracture toughness in five granitic rocks“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 42.3, S. 450–460. ISSN: 1365-1609. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2004.11.007.

OBARA, Y. u. a. (1992). „Anisotropy effect on fracture toughness of rock“. In: *Rock characterization*. London: Telford. ISBN: 9780727716880.

OUCHTERLONY, F. (1982). *Review of fracture toughness testing of rock*.

OŽBOLT, J. u. a. (1990). „Numerical analysis of headed studs embedded in large plain concrete blocks“. In: *Proceedings of the 2nd International Conference on Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures*; Pineridge Press, UK.

PANDEY, P. u. a. (1986). „Deformation of a rock in different tensile tests“. In: *Engineering Geology* 22.3, S. 281–292. ISSN: 0013-7952.

PENG, SUPING u. a. (2007). *Engineering geology for underground rocks*. Berlin und New York: Springer. ISBN: 9783540732952.

PESCHEL, A. (1983). *Natursteine*. Hrsg. von LEIPZIG VEB DEUTSCHER VERLAG FÜR GRUNDSTOFFINDUSTRIE.

PETERSSON, P.-E (1981). „Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials: Hrsg. Div. of Building Materials LTH, Lund University (Schweden)“. Diss.

PICCININ, R., R. BALLARINI u. a. (2012). „Pullout Capacity of Headed Anchors in Prestressed Concrete“. In: *Journal of Engineering Mechanics* 138.7, S. 877–887. ISSN: 0733-9399. DOI: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000395.

PICCININ, R., S. CATTANEO u. a. (2013). „Breakout Capacity of Headed Anchors in Confined Concrete: Experimental Evidence“. In: *ACI Structural Journal* 110.3, S. 469–479.

PRIMAVERA, E.J u. a. (1997). „Tensile Behaviour of Cast-in-Place and Undercut Anchors in High-Strength Concrete“. In: *ACI Structural Journal* 94.5, S. 583–593.

PUSILL-WACHTSMUTH, P. u. a. (1982). „Tragverhalten von Metallspreizdübeln unter zentrischer Zugbeanspruchung bei den Versagensarten Betonausbruch und Spalten des Betons“. Diss. Stuttgart: Universität Stuttgart.

REEB, S. (2006). *Experimentelle und numerische Untersuchungen eines neuartigen synthetischen Wärmedämmstoffes im Hinblick auf die thermisch-hygrischen Eigenschaften: Diplomarbeit.*

REMMEL, G. (1994). *Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton.* Berlin: Beuth Verlag. ISBN: 3410656448.

RZHEVSKY, V. u. a. (1971). *The physics of rocks: Revised translation of Osnovy fiziki gornykh porod.* Moscow: Mir Publishers.

SAWADE, G. (1994). *Ein Energetisches Materialmodell zur Berechnung des Tragverhaltens von zugbeanspruchtem Beton.* ISBN: 3980304442.

SHERAZ, A.M u. a. (2014). „Relation between uniaxial compressive strength, point load index and sonic wave velocity for dolerite“. In: *Pakistan Journal of Science* 66.1, S. 60–66.

SHOUKRY, SAMIR N. u. a. (2009). *Effect of moisture and temperature on the mechanical properties of concrete.*

SLOWIK, V. (1995). *Beiträge zur experimentellen Bestimmung bruchmechanischer Materialparameter von Betonen.* 2. Aufl. Bd. 3. Building materials reports. Freiburg i. Br und Unterengstringen: Aedificatio-Verl. ISBN: 390508810X.

SORGE, G. (2002). *Faszination Ultraschall.* Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag. ISBN: 9783322800466.

STEIN, A. (1994a). „Hinterschnittdübel (1): Einfluß der Ankereinspannung auf die Dübelausbruchslast“. In: *Stein* 12, S. 41–42.

— (1994b). „Plattenbefestigung mit Dorn oder Hinterschnittdübel?“ In: *Stein* 11.

— (1995a). „Hinterschnittdübel (3): Einfluß der Dübelsetztiefe auf die Plattenbruchlast“. In: *Stein* 2.

— (1995b). „Hinterschnittdübel (4): Einfluß der Biegespannung auf die Dübelausbruchslast“. In: *Stein* 3.

— (2000). *Fassaden aus Natur- und Betonwerkstein: Konstruktion und Bemessung nach DIN 18516*. München: Callwey. ISBN: 3766714074.

STREETER, K. u. a. (2008). *Mechanical anchor strength in stone masonry*. URL: <http://www.ncppt.nps.gov/wp-content/uploads/2008-05.pdf>.

AL-TAAN, S. A. u. a. (2011). „Tensile Capacity of Short Headed Anchor Bolts Embedded in High Strength Fibrous Concrete“. In: *International Journal of Applied Engineering Research* 6.2, S. 235–247.

TEVESZ, J. u. a. (2011). „Möglichkeiten zur Beurteilung der Restoberflächenzugfestigkeit von verwitterten Natursteinen“. In: *Jahresbericht 2008/10*. Hrsg. von INSTITUT FÜR WERKSTOFFE IM BAUWESEN, UNIVERSITÄT STUTTGART.

THURO, K. u. a. (2001). *Scale effects in rock strength properties: Part I: Unconfined compressive test and Brazilian test*.

TIMOFEJEV, D. (1967). *Adsorption kinetics*.

TÖRÖK, Á. u. a. (2010). „The influence of fabric and water content on selected rock mechanical parameters of travertine, examples from Hungary“. In: *Engineering Geology* 115.3-4, S. 237–245. ISSN: 0013-7952. DOI: 10.1016/j.enggeo.2010.01.005.

TRUNK, B. G. (1999). „Einfluss der Bauteilgröße auf die Bruchenergie von Beton“. Diss. Zürich: ETH Zürich.

TUĞRUL, A. (2004). „The effect of weathering on pore geometry and compressive strength of selected rock types from Turkey“. In: *Engineering Geology* 75.3-4, S. 215–227. ISSN: 0013-7952.

TUĞRUL, A. und I.H ZARIF (1999). „Correlation of mineralogical and textural characteristics with engineering properties of selected granitic rocks from Turkey“. In: *Engineering Geology* 51.4, S. 303–317. ISSN: 0013-7952. DOI: 10.1016/S0013-7952(98)00071-4.

ULLMANN, D. u. a. (2014). *Interner Bericht zur DVS- und Hg-Porosimetrie-Messung an Natursteinen*.

UTESCHER, G. (1978). *Beurteilungsgrundlagen für Fassadenverankerungen*.

VASCONCELOS, G. u. a. (2008). „Ultrasonic evaluation of the physical and mechanical properties of granites“. In: *Ultrasonics* 48.5, S. 453–466. ISSN: 0041-624X. DOI: 10.1016/j.ultras.2008.03.008.

WANG, Q.Z (2010). „Formula for calculating the critical stress intensity factor in rock fracture toughness tests using cracked chevron notched Brazilian disc (CCNBD) specimens“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 47.6, S. 1006–1011. ISSN: 1365-1609. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2010.05.005.

WEBER, H. (2008). „Instandsetzung von feuchte- und salzgeschädigtem Mauerwerk“. In: *Bauphysik Kalender 2008*. Hrsg. von N. A. FOUAD. Berlin: Ernst & Sohn. ISBN: 9783433018736.

WEIMANN, M. u. a. (1995). „Zerstörungsfreie Bestimmung der Festigkeit von tragenden Bauteilen aus Natursteinen“. In: *Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen* 1.4, S. 281–294.

WELZ, GEORG (2012). *Tragverhalten und Bemessung von Injektionsdübeln unter Quer- und Schrägzugbelastung im Mauerwerk*. Mitteilungen. Stuttgart: Universitätsbibliothek der Universität Stuttgart.

WENDRICH, A. (2009). *Zerstörungsfreie Ortung von Anomalien in historischem Mauerwerk mit Radar und Ultraschall: Möglichkeiten und Gren-*

zen. Bd. 47. BAM-Dissertationsreihe. Berlin: Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM). ISBN: 9783981291018.

WENG, M. C. u. a. (2005). „Characterizing the deformation behavior of Tertiary sandstones“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 42.3, S. 388–401. ISSN: 1365-1609.

WEYERHÄUSER, C.-C (1977). *Befestigungen mit Spreizdübeln in Beton - Berechnungsverfahren für Dübelverbindungen*.

WHITE, W. A. u. a. (1959). *Water-Sorption Characteristics of Clay Minerals: Division of the Illinois State Geological Survey*.

WINDBACHER, R. (1993). „Hinterschnittanker FZP in der Praxis“. In: *Naturstein* 5, S. 73–76.

WITTMANN, F. H. „Relevante Werkstoffkenngrößen“. In: *Befestigte Fassadenelemente*. Bd. 4, S. 11–48.

WWW.GEOTRON.DE. *Ultraschall-Messtechnik für Beton und Naturstein: Zugriff: 12-2013*. URL: <http://www.natursteinonline.de/>.

WYLLIE, M. u. a. (1955). „Elastic wave velocities in heterogeneous and porous media“. In: *GEOPHYSICS* 21.1, S. 41–70.

XU, C. u. a. (2011). „Modeling of anchor bolt pullout in concrete based on a heterogeneous assumption“. In: *Nuclear Engineering and Design* 241.5, S. 1345–1351. ISSN: 00295493.

YASAR, E. u. a. (2004). „Correlating sound velocity with the density, compressive strength and Young’s modulus of carbonate rocks“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 41.5, S. 871–875. ISSN: 1365-1609. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2004.01.012.

YILMAZ, IŞIK (2009). „A new testing method for indirect determination of the unconfined compressive strength of rocks“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 46.8, S. 1349–1357. ISSN: 1365-1609. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2009.04.009.

YU, Y. u. a. (2009). „A modified Brazilian disk tension test“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 46.2, S. 421–425. ISSN: 1365-1609. DOI: 10.1016/j.ijrmmms.2008.04.008.

ZHAO, G. (1993). *Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch*. Institut für Werkstoffe im Bauwesen Stuttgart: Mitteilungen. Inst. für Werkstoffe im Bauwesen. ISBN: 9783980304429.

ZHAO, J. „Properties of Rock Materials. Chapter 4.“ In: *Zhao, J.: Rock Mechanics for Civil Engineers. Lecture Notes. Lausanne : EPFL*. URL: http://lmrwww.epfl.ch/en/ensei/Rock_Mechanics/ENS_080312_EN_JZ_Notes_Chapter_4.pdf.

ZÖLDFÖLDI, J. (2014). *Interer Bericht zur Petrographischen Analyse an Dünnschliffen*.

ZÜRCHER, C. u. a. (2004). *Bauphysik*. 2. Aufl. Bd. 2. Zürich: Vdf, Hochsch.-Verl. an der ETH. ISBN: 9783728129222.

Normen und Empfehlungen

ACI 349 (1985). *Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures.*

ASTM D3967 (2008). *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens.*

DIN 1048-2 (1991). *Prüfverfahren für Beton; Festbeton in Bauwerken und Bauteilen.*

DIN 18137-2 (2011). *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 2 : Triaxialversuch.*

DIN 18137-3 (2002). *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 3: Direkter Scherversuch.*

DIN 66133 (1993). *Bestimmung der Porenvolumenverteilung und der spezifischen Oberfläche von Feststoffen durch Quecksilberintrusion.*

DIN EN 10088 (2005). *Nichtrostende Stähle.*

DIN EN 12372 (2007). *Prüfverfahren für Naturstein - Bestimmung der Biegefestigkeit unter Mittellinienlast.*

DIN EN 13161 (2008). *Prüfverfahren für Naturstein - Bestimmung der Biegefestigkeit unter Drittellinienlast.*

DIN EN 13755 (2008). *Bestimmung der Wasseraufnahme unter atmosphärischem Druck.*

DIN EN 14146 (2004). *Prüfverfahren für Naturstein - Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls (durch Messung der Resonanzfrequenz der Grundschiwingung).*

DIN EN 14580 (2005). *Prüfverfahren für Naturstein - Bestimmung der statischen Elastizitätsmoduls.*

DIN EN 1542 (1999). *Prüfverfahren - Messung der Haftfestigkeit im Abreißversuch.*

DIN EN 1925 (1999). *Prüfverfahren von Naturstein - Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten infolge Kapillarwirkung.*

DIN EN 1926 (03.2007). *Prüfverfahren für Naturstein - Bestimmung der einachsigen Druckfestigkeit; Deutsche Fassung EN 1926:2006.*

— (2006). *Prüfverfahren für Naturstein - Bestimmung der einachsigen Druckfestigkeit.*

DIN EN 1936 (02.2007). *Prüfverfahren für Naturstein - Bestimmung der Reindichte, der Rohdichte, der offenen Porosität und der Gesamtporosität.*

DIN EN 480-11 (2005). *Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel Prüfverfahren Teil 11: Bestimmung von Luftporenkennwerten in Festbeton.*

DIN EN ISO 1183-3 (1999). *Bestimmung der Dichte von nicht verschäumten Kunststoffen Teil 3: Gas-Pyknometer-Verfahren.*

DIN EN ISO 12571 (2000). *Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten - Bestimmung hygroskopische Sorptionseigenschaften.*

ETA-05/0266 (03.03.2011). *Spezialanker zur rückseitigen Befestigung von Fassadenplatten aus ausgewählten Naturwerksteinen nach EN 1469.*

ETA-06/0253 (14.03.2013). *Spezialdübel zur rückseitigen Befestigung von Fassadenplatten aus ausgewählten Naturwerksteinen nach EN 1469.*

ETAG 001 (2013). *Metal Anchors for Use in Concrete.*

ETAG 029 (2013). *Metal Injection Anchors for use in Masonry.*

FAIRHURST, C. (1964). „On the validity of the ‘Brazilian’ test for brittle materials“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 1.4, S. 535–546. ISSN: 0148-9062. DOI: 10.1016/0148-9062(64)90060-9.

FOWELL, R.J (1995). „Suggested method for determining mode I fracture toughness using Cracked Chevron Notched Brazilian Disc (CCNBD) spe-

cimens“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 32.1, S. 57–64. ISSN: 0148-9062.

LEPIQUE, M. (2008). „Empfehlung Nr. 10 des Arbeitskreises 3.3 “Versuchstechnik Fels” der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V.: Indirekter Zugversuch an Gesteinsproben – Spaltzugversuch“. In: *Bautechnik* 85.9, S. 623–627. ISSN: 09328351. DOI: 10.1002/bate.200810048.

ÖNORM B 3124 TEIL 4 (1981). *Prüfung von Naturstein; mechanische Gesteinseigenschaften; einaxiale Zugfestigkeit (Spaltzugfestigkeit)*.

ÖNORM B 3124 TEIL 6 (1982). *Prüfung von Naturstein; mechanische Gesteinseigenschaften; direkter zweischnittiger Scherversuch*.

ÖNORM B 3124 TEIL 9 (1986). *Prüfung von Naturstein - Mechanische Gesteinseigenschaften; Elastizitätsmodul, Arbeitslinie, Verformungsmodul und Querdehnungszahl bei einaxialer Druckbelastung*.

OUCHTERLONY, F. (1988). „Suggested method for determining the fracture toughness of rock: ISRM“. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 25.2, S. 71–96. ISSN: 0148-9062.

THURO, K. (2010). „Empfehlung Nr. 5 “Punktlastversuche an Gesteinsproben“ des Arbeitskreises 3.3 “Versuchstechnik Fels“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik“. In: *Bautechnik* 87.6, S. 322–330. ISSN: 09328351. DOI: 10.1002/bate.201010025.

Betreute studentische Abschlussarbeiten

BAUER, MATTHIAS (2013). *Untersuchungen zur Punktlast- und Spaltzugfestigkeit von Natursteinen: , betruet mit Dr.-Ing. V. Malárics; Diplomarbeit, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen.*

HEIDORN, NATALIA (2014). *Bestimmung der Oberflächenzugfestigkeit von Sandsteinen: Bachelorarbeit, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen.*

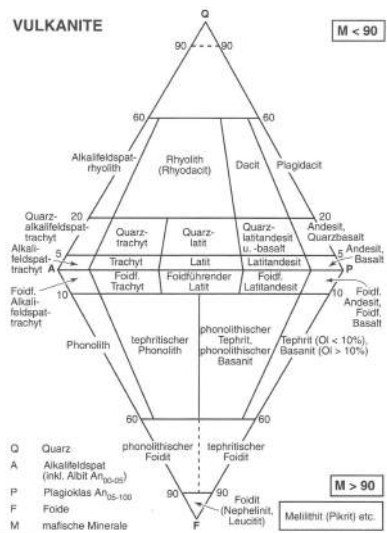
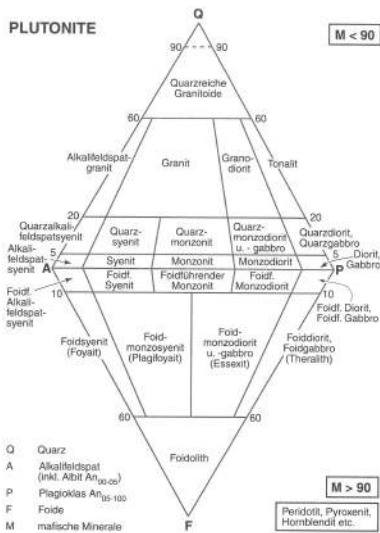
VITA, NORBERT (2012). *Bestimmung der Porosität von Natursteinen durch Auswertung von Dünnschliffaufnahmen: Bachelorarbeit, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen.*

— (2014). *Anwendungsmöglichkeiten der Ultraschallgeschwindigkeitsmessungen an Natursteinen: Masterarbeit, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen.*

ANHANG

A. Stand des Wissens

A.1. Grundlagen zur Gesteinskunde



(a) Nomenklatur von Plutoniten nach (b) Nomenklatur von Vulkanite nach MARKL u. a. (2004)

A.2. Grundlagen der Bruchmechanik

Überblick verschiedener Rissmodelle Zur Beschreibung der Spannungsverteilung und des Materialverhaltens infolge einer Rissbildung wurden verschiedene Rissmodelle entwickelt. Diese behandeln die Spannungsverteilung im Rissumfeld. Ein Überblick der wichtigsten Modelle stellt die Abbildung A.3 dar. Das Rissmodell nach GRIFFITH (1920) nimmt einen kohäsions- und spannungsfreien Riss an. Diese Annahme führt, wie in der Einleitung erwähnt, zum Problem der unendlich hohen Spannungen mit abnehmendem Ausrundungsradius an der Risspitze. Diese Singularität

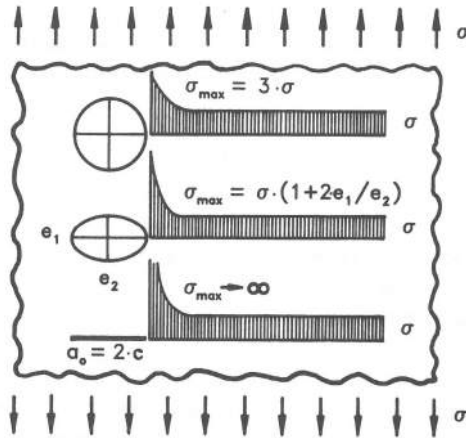


Abb. A.2.: Spannungsverteilung abhängig von der Kerbenform, Haupt- und Nebenchase: e_1 und e_2

kann durch die Annahme der Kohäsionsrissmodelle gelöst werden. Diese nehmen an, dass im geöffneten Riss durch Materialbrücken und Verzahnungen noch Spannung übertragen werden kann.

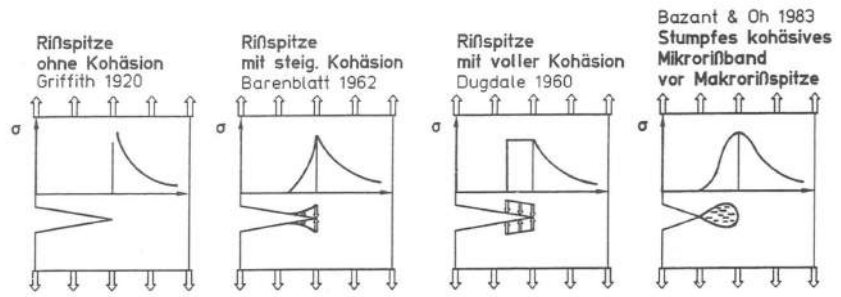


Abb. A.3.: Rissmodelle mit Spannungsverlauf für jeweils eine Risshälfte, dargestellt nach ALFES (1993)

Jedes Kohäsionsrissmodell arbeitet ab einer bestimmten Rissöffnung mit einer Spannung gleich Null, sie unterscheiden sich in der Annahme der Länge des spannungübertragenden Bereiches und des Spannungsverlaufes. Das Modell von DUGDALE (1960) nimmt vollständige Kohäsion an der

Riss Spitze an, und findet daher eher bei duktilen Werkstoffen Anwendung. Die Spannungsverteilung und Rissbildung wird in mineralischen Werkstoffen gut durch die Annahme von BARENBLATT (1962) und BAŽANT und OH (1983) angenähert (ALFES 1993). BARENBLATT (1962) arbeitet mit einer steigenden Kohäsion in der Nähe der Riss Spitze im Rissgrund. BAŽANT und OH (1983) nimmt ein Rissband an, das viele Mikrorisse enthält, die sich während der Rissbildung zu einem diskreten Riss zusammenfügen und während dessen bilden sich parallel weitere Mikrorisse in der Nähe der Riss Spitze in einem neuen Rissband. Ein ähnliches Modell ist das fiktive Rissmodell von HILLERBORG u. a. (1976) und PETERSSON (1981). Es arbeitet außerhalb der Prozesszone mit einem linear-elastischen Spannungs-Dehnungs-Verhalten. Der Riss öffnet sich, wenn die Zugfestigkeit erreicht wird und in dem Rissquerschnitt durch Kohäsion weiterhin eine Spannungsübertragung angenommen wird. Die Gesamtverformung fasst die elastische Verformung des Bauteils und die Verformung des fiktiven Risses zusammen. In diesem Modell wird die Risszone vernachlässigt und es wird durchgehend mit einem fiktiven Riss gearbeitet (REMMEL 1994).

Die spezifische Bruchenergie (G_f) ist die Energie, die für das vollständige Öffnen des Risses aufgebracht werden muss und ist gleich der durch die Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung aufgespannten Fläche. Es wird üblicherweise angenommen, dass diese bei sehr spröden Werkstoffen mit der kritischen Energiefreisetzungsrates gleichgesetzt werden kann. Die Sprödigkeitsziffer, die aus dem Quotienten der beim Einsetzen der Rissbildung gespeicherten Energie und der für die vollständige Rissöffnung aufgetragenen Energie errechnet werden kann, wurde von ELFGREN (1989) eingeführt.

$$B = \frac{l \cdot A \cdot f_{t,ZZ}^2}{E} = \frac{l \cdot f_{t,ZZ}^2}{E \cdot G_f} = \frac{1}{l_{ch}} \quad (A.1)$$

$$l_{ch} = \frac{G_f \cdot E}{f_{t,ZZ}^2} \quad (A.2)$$

Maßstabeffekt und „Size Effect“-Modell Unter Verwendung des kohäsiven Rissmodells kann der Einfluss vom Verhältnis der Probekörper-

rabmessungen zur Risslänge untersucht werden. Die Abbildung A.4 zeigt einen Dreipunktbiegebau mit verschiedenen Verhältnissen. Entsprechend dem Rissmodell nach BAŽANT und OH (1983) öffnet sich der Riss, wenn die Bruchdehnung gleich dem Quotienten „ $f_{t,ZZ}/E$ “ ist. Entlang des Risses ist die Spannung kleiner als die Zugfestigkeit und nimmt in Richtung der Rissöffnung ab, in der Risspitze ist sie gleich der Zugfestigkeit.

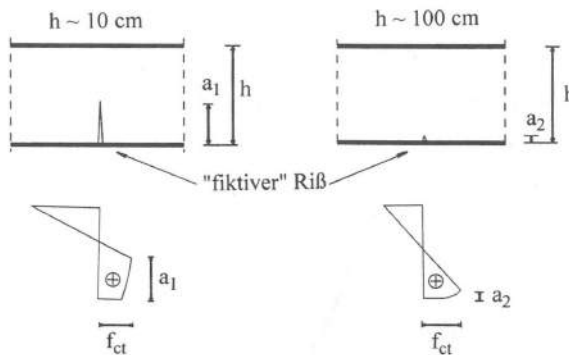


Abb. A.4.: Spannungsverteilung entsprechend dem kohäsiven Rissmodell bei Biegebeanspruchung abhängig von den Geometrieverhältnissen nach REMMEL (1994)

Es ist gut sichtbar, dass der Anteil der nichtlinearen Spannungsübertragungslänge mit zunehmendem Wert des Quotienten aus Risslänge und Bauteilhöhe ebenfalls zunimmt. Dies hat zur Folge, dass sich die Biegezugfestigkeit von der zentrischen Zugfestigkeit unterscheidet, wenn die Risslänge und die Bauteilhöhe die gleiche Größenordnung haben. Ist die Risslänge deutlich kleiner als die relevante Bauteilabmessung, kann die Biegezugfestigkeit etwa gleich der Zugfestigkeit angenommen werden (REMMEL 1994). Der Maßstabeffekt bedeutet allgemein formuliert, dass größere Proben bei sonst gleichen Verhältnissen kleinere Bruchspannungen aufweisen (ALFES 1993). Das „size effect“-Modell von BAŽANT (1984) und GETTU u. a. (1990) setzt sich tiefgehend mit der Fragestellung der Größenabhängigkeit auseinander. Bei kleineren Proben kann der Ligamentbereich gleich der Bruchprozesszone angenommen werden, wodurch hohe Spannungskonzentrationen an kleinen Kerben nicht entstehen können. Dagegen ändert sich der Bruchmechanismus bei größeren Proben, da hier das Verhältnis der Bruchprozesszone und der Riss- oder Kerbenlänge kleiner

ausfällt, was eine Beschreibung des Bruchverhaltens durch die Spannungsintensitätsfaktoren ermöglicht (ALFES 1993). Es muss beachtet werden, dass sich unter Anwendung dieses Modells an unendlich großen Proben eine Bruchspannung gleich Null ergibt. Die Parameter B_s und λ_0 für Probekörper gleicher Geometrieverhältnisse aber verschiedener Größe können anhand experimenteller Ergebnisse durch eine lineare Regression bestimmt werden, um die Größenabhängigkeit der Bruchspannung beschreiben zu können.

$$\sigma_N = \frac{B_s \cdot f_{t,ZZ}}{\left(1 + \frac{d}{\lambda_0 \cdot d_{\max}}\right)^{0,5}} \quad (A.3)$$

Die Abbildung A.5 stellt diesen Zusammenhang in Abhängigkeit der Bauteildicke (d) und des Verhältnisses von Bauteildicke und d_{\max} dar.

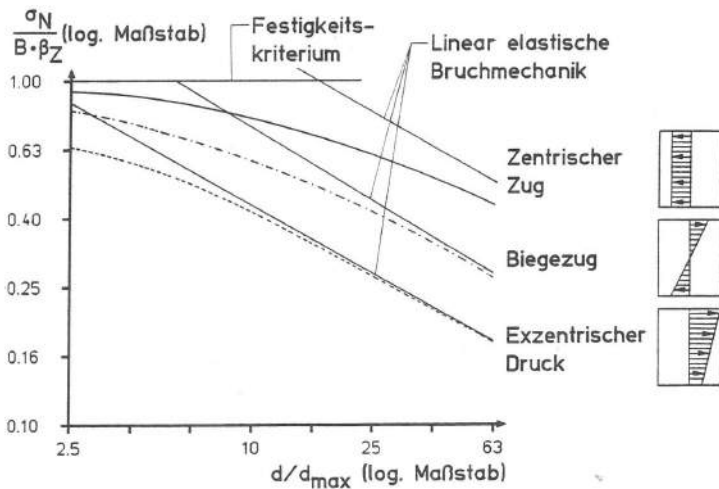


Abb. A.5.: „Size effect“ – Einfluss abhängig von der Belastung und den Spannungsgradienten (ALFES 1993; BAŽANT und PFEIFFER 1987)

Wie die Abbildung darstellt, entspricht die Bruchspannung bei kleinen Abmessungen der Zugfestigkeit, die ermittelt werden sollte (Festigkeitskriterium). Für Abmessungen, bei denen $\left(1 + \frac{d}{\lambda_0 \cdot d_{\max}}\right) \gg 1$ ist, spielt der Einfluss dieses Gliedes eine große Rolle. In diesem Fall gilt das LEBM-Kriterium. Zusätzlich muss aber beachtet werden, dass die Übergangsbe-

reife zwischen Festigkeitskriterium und LEBM-Kriterium in vielen Fällen von Bedeutung sind. Fällt das Material entsprechend dem Größtkorn in diesen Bereich, wird die Bruchspannung auf beide Weisen überschätzt. Es muss beachtet werden, dass die Bruchenergie (G_f) auch diese Abhängigkeit von der Probekörpergröße aufweist (ALFES 1993).

Dieser Überblick zeigt, dass die LEBM nur bei großen Abmessungen, bzw. bei entsprechenden Verhältnissen von Risslänge und relevanten Abmessungen anwendbar ist. Ist dies nicht der Fall, sollte die nichtlineare Bruchmechanik herangezogen werden. In quasi-spröden Baustoffen (wie Gesteinen) ist es üblich, dass im Bereich maximaler Spannungen Mikrorisse auftreten, die ein nichtlineares Bruchverhalten des Materials verursachen.

Bei den Ansätzen der nichtlinearen Bruchmechanik wird versucht das Problem der anteilmäßig großen Rissprozesszone durch Näherungen zu überwinden. Die Annahme ist, wie die kohäsiven Rissmodelle gezeigt haben, dass das Material auch nach Überschreiten seiner Festigkeit Spannungen aufnehmen kann. Die verschiedenen Konzepte, wie die Verwendung der Risswiderstandskurven oder des R-Kurven-Konzeptes, des 2-Parameter-Konzeptes, des COD-Konzeptes und des Ricesches-Integrals (J-Integral-Konzept) sind in ALFES (1993), BRAMESHUBER (1988) und TRUNK (1999) ausführlich diskutiert worden. Die Anwendung kohäsiver Rissmodelle fällt auch in den Bereich der nichtlinearen Bruchmechanik.

A.3. Zusammenhänge zwischen den verschiedenen Gesteinseigenschaften

Tabelle A.1.: Liste der in der Fachliteratur diskutierten Zusammenhänge zwischen den unterschiedlichen Materialeigenschaften

Publikation	Steinsorte ^a			Zusammenhang	Faktor
	S	M	E		
Ultraschallgeschwindigkeit					
1) KAHRAMAN (2007)	x	x	x	$\Delta v_{us} = 278,87 \cdot e^{-0,896 \cdot v_{us}}$	$R^2 = 0,57$
2) KAHRAMAN (ebd.)	x	x	x	$\Delta v_{us} = 1,79 \cdot p_o^{-0,104}$	$R^2 = 0,46$
3) VASCONCELOS u. a. (2008)			x	$v_{us,d}/v_{us,w} = 0,726 \cdot p_o^{-0,138}$	$R^2 = 0,52$
4) KAHRAMAN (2007)	x			$v_{us,w} = 1,19 \cdot v_{us,d} + 0,67$	$R^2 = 0,83$
5) KAHRAMAN (ebd.)		x		$v_{us,w} = 1,02 \cdot v_{us,d} + 2,06$	$R^2 = 0,90$
6) KAHRAMAN (ebd.)			x	$v_{us,w} = 0,94 \cdot v_{us,d} + 1,99$	$R^2 = 0,87$
7) VASCONCELOS u. a. (2008)			x	$v_{us,w} = 0,625 \cdot v_{us,d} + 2,691$	$R^2 = 0,88$
8) TÖRÖK u. a. (2010)	x ^b			$v_{us,w} = 0,6523 \cdot v_{us,l} + 2,021$	$R^2 = 0,85$
9) YASAR u. a. (2004)	x	x		$v_{us} = 0,0317 \cdot f_{c,c} + 2,0195$	$R^2 = 0,80$
10) YASAR u. a. (ebd.)	x	x		$v_{us} = 9,37 \cdot 10^{-5} \cdot E + 1,7528$	$R^2 = 0,86$
11) VASCONCELOS u. a. (2008)			x	$v_{us,d} = 3,590 \cdot p_o^{-0,308}$	$R^2 = 0,74$
12) TUĞRUL und ZARIF (1999)			x	$v_{us} = -0,36 \cdot p_G + 6,52$	$R^2 = 0,81$
13) TÖRÖK u. a. (2010)	x ^b			$v_{us,w} = 0,7334 \cdot \rho_{b,1} + 0,697$	$R^2 = 0,97$
14) BUR u. a. (1970)			x	$v_{us} = 0,35 + 1,88 \cdot \rho_b$	$R^2 = 0,83$

$$v_{us} \text{ [km/s]}; p_o, p_G \text{ [%]}; f_{t,SZ}, f_{c,c}, E \text{ [N/mm}^2\text{]}; G_f \text{ [N/m]}; \rho_b \text{ [g/cm}^3\text{]}; \gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

^aS: Sedimente, M: Metamorphite, E: Magmatit

^bTravertin

Publikation	Steinsorte			Zusammenhang	Faktor
	S	M	E		
15) VASCONCELOS u. a. (2008)				$v_{us,d} = 0,0566 \cdot \rho_b + 2,421$	$R^2 = 0,57$
16) CHRISTENSEN (2004)				$v_{us} = 3,63 \cdot \rho_b - 4,10$	$R^2 = 0,94$
17) YASAR u. a. (2004)	x	x		$v_{us} = 4,3183 \cdot \rho_b - 7,5071$	$R^2 = 0,81$
18) DIAMANTIS u. a. (2009)				$v_{us} = 0,397 \cdot \gamma_d - 4,841$	$R^2 = 0,95$
Zugfestigkeit					
19) VASCONCELOS u. a. (2008)				$f_{t,ZZ} = 0,701 \cdot e^{0,52 \cdot v_{us,d}}$	$R^2 = 0,89$
20) HIRSCHWALD (1912)	x	x	x	$f_{t,ZZ} = f_{c,c}/[17 \dots 35]$	
21) PESCHEL (1983)	x	x	x	$f_{t,ZZ} = f_{c,c}^d/[10 \dots 20]$	
22) PESCHEL (ebd.)	x	x	x	$f_{t,ZZ} = [1,6 \dots 2] \cdot f_{t,SZ}$	
23) TUĞRUL und ZARIF (1999)				$f_{t,SZ} = 0,15 \cdot f_{c,c} - 0,73$	$R^2 = 0,92$
24) MOSCH (2008)				$f_{t,BZ} = 2,3 \cdot v_{us} + 2,96 \pm 2,87$	$R^2 = 0,12$
25) PESCHEL (1983)	x	x	x	$f_{t,BZ} = [2 \dots 2,5] \cdot f_{t,SZ}$	
26) HIRSCHWALD (1912)	x	x	x	$f_{t,BZ} = f_{c,c}/[8,4 \dots 14,4]$	
27) MOSCH (2008)	x ^f			$f_{t,BZ} = -0,32 \cdot p_0 + 12,44 \pm 3,86$	$R^2 = 0,20$
28) MOSCH (ebd.)	x ^g			$f_{t,BZ} = 14,45 \cdot e^{-0,05 \cdot p_0}$	$R^2 = 0,35$
29) MOSCH (ebd.)	x ^g			$f_{t,BZ} = 0,20 \cdot e^{1,56 \cdot \rho_b}$	$R^2 = 0,34$
30) MOSCH (ebd.)	x ^g			$f_{t,BZ} = 1,1 \cdot e^{0,45 \cdot v_{us}}$	$R^2 = 0,71$
31) MOSCH (ebd.)	x ^f			$f_{t,BZ} = 7,92 \cdot v_{us} - 16,38 \pm 4,75$	$R^2 = 0,47$

Druckfestigkeit

$$v_{us} \text{ [km/s]}; p_0, p_G \text{ [%]}; f_{t,SZ}, f_{c,c}, E \text{ [N/mm}^2\text{]}; G_f \text{ [N/m]}; \rho_b \text{ [g/cm}^3\text{]}; \gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

^cSerpentinit

^dZylinderdruckfestigkeit

^ePlutonite

^fSandsteine

^gKarbonatgesteine

Publikation	Steinsorte			Zusammenhang	Faktor
	S	M	E		
32) VASCONCELOS u. a. (2008)			x	$f_{c,c} = 40,7 \cdot v_{us,d} - 36,31$	$R^2 = 0,72$
33) TUĞRUL und ZARIF (1999)			x	$f_{c,c} = 35,54 \cdot v_{us} - 55$	$R^2 = 0,80$
34) WEIMANN u. a. (1995)			x ^h	$f_{c,c} = 7 \cdot v_{us} - 11,6$	
35) DIAMANTIS u. a. (2009)			x ^c	$f_{c,c} = 110 \cdot v_{us} - 515,56$	$R^2 = 0,81$
36) MOSCH (2008)			x ^e	$f_{c,c} = 9,44 \cdot v_{us} + 113,48 \pm 20,43$	$R^2 = 0,05$
37) MOSCH (ebd.)			x ^f	$f_{c,c} = 33,88 \cdot v_{us} - 41,07 \pm 24,62$	$R^2 = 0,25$
38) TÖRÖK u. a. (2010)			x ^b	$f_{cd} = 0,5474 \cdot v_{us,d}^{3,1088}$	$R^2 = 0,83$
39) TÖRÖK u. a. (ebd.)			x ^b	$f_{cw} = 0,0208 \cdot v_{us,w}^{4,8916}$	$R^2 = 0,81$
40) TÖRÖK u. a. (ebd.)			x ^b	$f_{cw} = 0,888 \cdot f_{cd}$	$R^2 = 0,95$
41) GOKCEOGLU u. a. (2004)			x ⁱ	$f_{c,c} = 6,8 \cdot f_{t,SZ} + 13,5$	$r = 0,65$
42) MOSCH (2008)	x	x	x	$f_{c,c} = 10 \cdot f_{t,SZ}$	$r = 0,18-0,86^j$
43) MOSCH (ebd.)	x	x	x	$f_{c,c} = 10 \cdot f_{t,BZ}$	$r = 0,37-0,81^j$
44) HIRSCHWALD (1912)	x	x	x	$f_{c,c} = f_{sh} \cdot [12,1 \dots 14,3]$	
45) TUĞRUL (2004)	x		x	$f_{c,c} = 125 \cdot e^{-0,20 \cdot p_o}$	$R^2 = 0,89$
46) DIAMANTIS u. a. (2009)			x ^c	$f_{c,c} = -33,13 \cdot \ln p_o + 64,6$	$R^2 = 0,82$
47) MOSCH (2008)			x ^f	$f_{c,c} = -3,04 \cdot p_o + 121,78 \pm 29,94$	$R^2 = 0,35$
48) MOSCH (ebd.)			x ^g	$f_{c,c} = 0,25 \cdot e^{2,31 \cdot \rho_b}$	$R^2 = 0,59$
49) TUĞRUL und ZARIF (1999)			x	$f_{c,c} = 16,55 \cdot p_G + 183$	$R^2 = 0,83$
50) TUĞRUL (2004)	x		x	$f_{c,c} = 195 \cdot e^{-0,21 \cdot p_G}$	$R^2 = 0,89$
51) TUĞRUL und ZARIF (1999)			x	$f_{c,c} = 57,72 \cdot \gamma_d - 1347$	$R^2 = 0,82$

v_{us} [km/s]; p_o, p_G [%]; $f_{t,SZ}, f_{c,c}, E$ [N/mm²]; G_f [N/m]; ρ_b [g/cm³]; γ [kN/m³]

^hKalkstein

ⁱGrauwacke

^jAbhängig von der Steingruppe

Publikation	Steinsorte			Zusammenhang	Faktor	
	S	M	E			
52) DIAMANTIS u. a. (2009)				x^c	$f_{c,c} = 43,63 \cdot \gamma_d - 1057,8$	$R^2 = 0,80$
53) TUĞRUL und ZARIF (1999)				x	$f_{c,c} = 60,75 \cdot \gamma_w - 1430$	$R^2 = 0,81$
54) MOSCH (2008)				x^f	$f_{c,c} = 87,79 \cdot \rho_b - 119,73 \pm 28,84$	$R^2 = 0,23$
55) MOSCH (ebd.)				x^g	$f_{c,c} = 126,44 \cdot e^{-0,06 \cdot p_o}$	$R^2 = 0,56$
56) TÖRÖK u. a. (2010)				x^b	$f_{cd} = 0,0063 \cdot e^{3,8137 \cdot \rho_{b,1}}$	$R^2 = 0,90$
57) TÖRÖK u. a. (ebd.)				x^b	$f_{cw} = 0,0001 \cdot e^{5,2435 \cdot \rho_{b,w}}$	$R^2 = 0,85$
E-Modul, Bruchenergie und Bruchzähigkeit						
58)						
VASCONCELOS u. a. (2008)				x	$E = 19870 \cdot v_{us,d} - 27813$	$R^2 = 0,84$
59)						
VASCONCELOS u. a. (ebd.)				x	$G_{fn} = 119997 \cdot (v_{us,d} \cdot 1000)^{-1,81}$	$R^2 = 0,77$
60) TUĞRUL und ZARIF (1999)				x	$E = 350 \cdot f_{c,c} - 12000$	$R^2 = 0,94$
61) GOKCEOGLU u. a. (2004)				x^i	$E = 456 \cdot f_{c,c} + 11600$	$r = 0,82$
62) GOKCEOGLU u. a. (ebd.)				x^i	$E = 11800 \cdot f_{t,SZ}^{0,6035}$	$r = 0,60$
63) ALBER u. a. (2003)				x x x	$K_{IC} = 0,015 \cdot e^{1,74 \cdot \rho_b}$	$R^2 = 0,75$
Porosität						
64) TÖRÖK u. a. (2010)				x^b	$p_o = 46330 \cdot v_{us,w}^{-5,645}$	$R^2 = 0,75$
65) MOSCH (2008)				x^g	$p_o = -8,33 \cdot v_{us} + 50,49 \pm 11,82$	$R^2 = 0,86$
66) MOSCH (ebd.)				x^f	$p_o = -15,36 \cdot v_{us} + 61,49 \pm 5,51$	$R^2 = 0,65$
67) MOSCH (ebd.)				x^e	$p_o = -0,35 \cdot v_{us} + 61,49 \pm 0,24$	$R^2 = 0,51$
Wichte und Dichte						
68) TUĞRUL (2004)				x x	$\gamma_d = 26,84 - 1,51 \cdot \log p_o$	$R^2 = 0,92$
69) TÖRÖK u. a. (2010)				x^b	$\rho_{b,1} = 0,175 \cdot v_{us,1} + 1,589$	$R^2 = 0,80$

$$v_{us} \text{ [km/s]}; p_o, p_G \text{ [%]}; f_{t,SZ}, f_{c,c}, E \text{ [N/mm}^2\text{]}; G_f \text{ [N/m]}; \rho_b \text{ [g/cm}^3\text{]}; \gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

Publikation	Steinsorte			Zusammenhang	Faktor
	S	M	E		
70) TÖRÖK u. a. (2010)	x ^b			$\rho_{b,w} = 0,17 \cdot v_{us,w} + 1,628$	$R^2 = 0,84$
71) TUĞRUL und ZARIF (1999)		x		$\gamma = -0,25 \cdot p_G + 26,44$	$R^2 = 0,86$
72) TUĞRUL (2004)	x	x		$\gamma_d = 27,13 - 0,33 \cdot p_G$	$R^2 = 0,97$

A.4. Befestigungstechnik

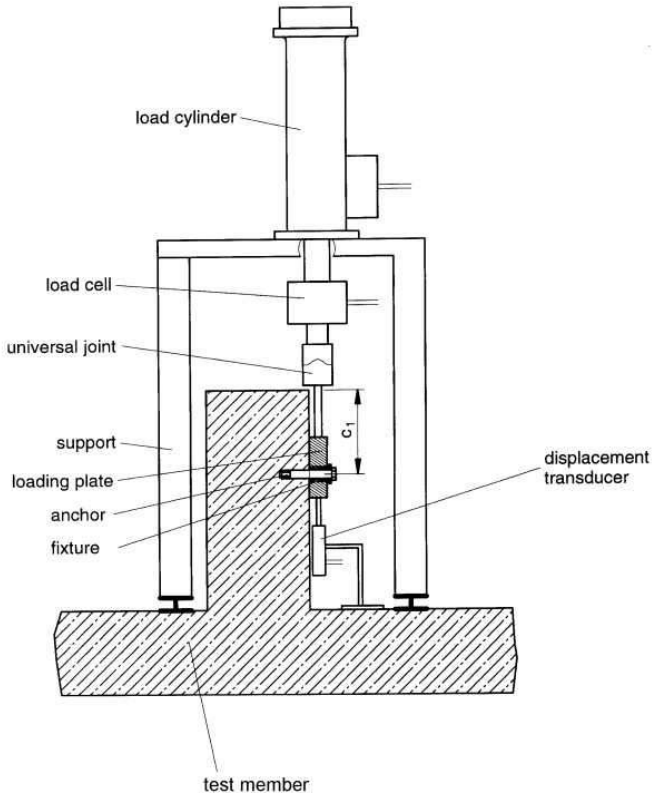


Abb. A.6.: Querlastversuchaufbau nach ETAG 001 (2013)

A.5. Bestimmung statistischer Kennwerte

Die Bestimmung des Mittelwertes, der Standardabweichung und des Variationskoeffizienten erfolgte jeweils mit den Formeln aus der DIN EN 1926 Anhang C. Bei der iterativen Anpassung einer nichtlinearen Funktion auf die Messpunkte wurde der Fehler pro Datenpunkt (Δy_i) entsprechend der Gleichung A.4 als Quotient des errechneten und des gemessenen Wertes ($y_{cal,i}$, $y_{mes,i}$) bestimmt. Als Voraussetzung für die Anwendung einer Näherungsfunktion wurde festgelegt, dass der Mittelwert von den Δy_i -

Werten gleich $1 \pm 0,05$ sein muss.

$$\Delta y_i = \frac{y_{\text{cal},i}}{y_{\text{mes},i}} \quad (\text{A.4})$$

Als nächstes wurde der Variationskoeffizient der jeweiligen Näherungsfunktion (A.5) nach DIN EN 1926 Anhang C errechnet. Danach wurde die Funktion mit den niedrigsten Variationskoeffizienten definiert.

$$y_{\text{cal},i} = F(x_{\text{cal},i}) \quad (\text{A.5})$$

B. Materialeigenschaften

B.1. Zusammensetzung und Gefüge

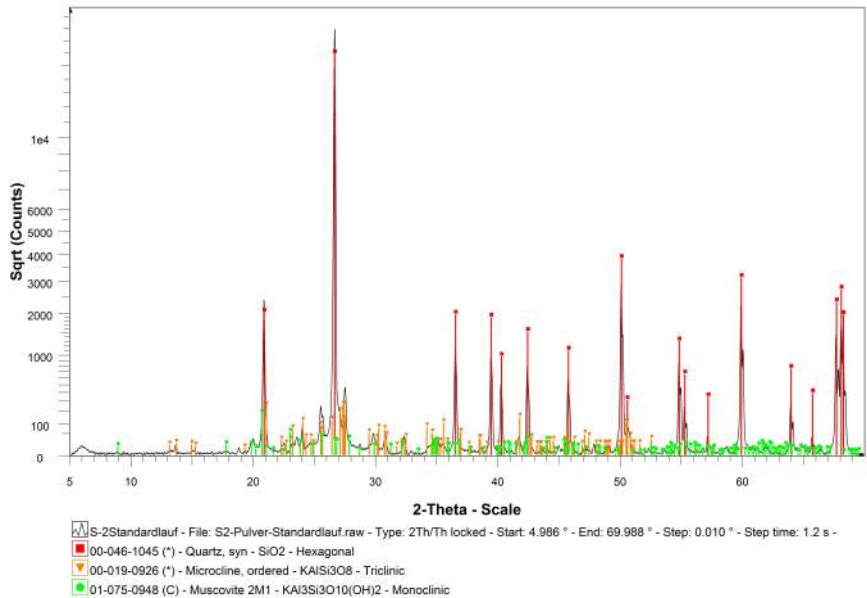


Abb. B.1.: Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie: „Sandstein 2“

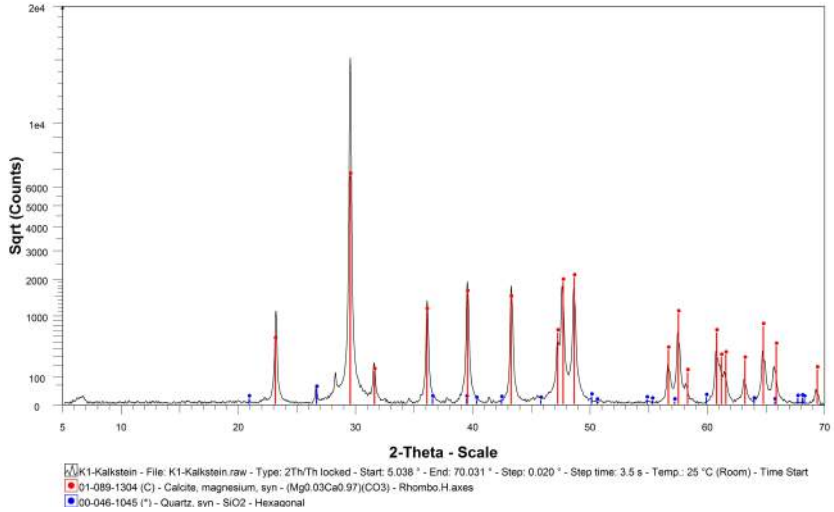


Abb. B.2.: Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie: „Kalkstein 1“

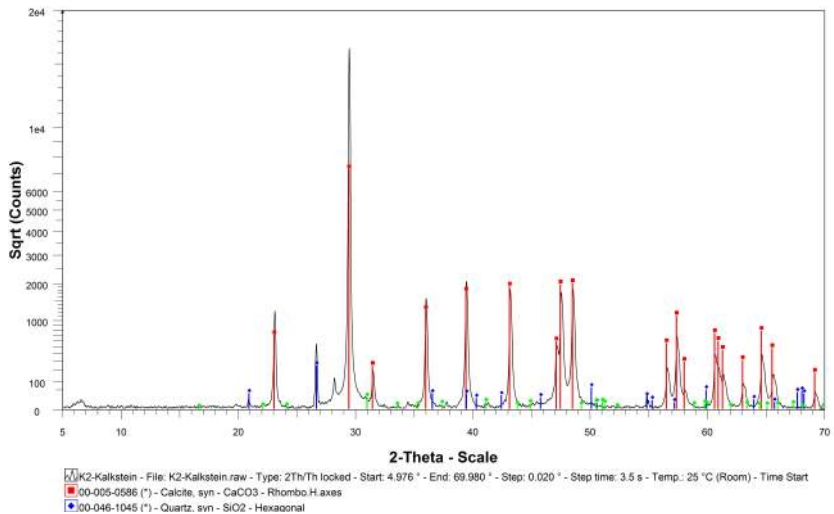


Abb. B.3.: Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie: „Kalkstein 2“

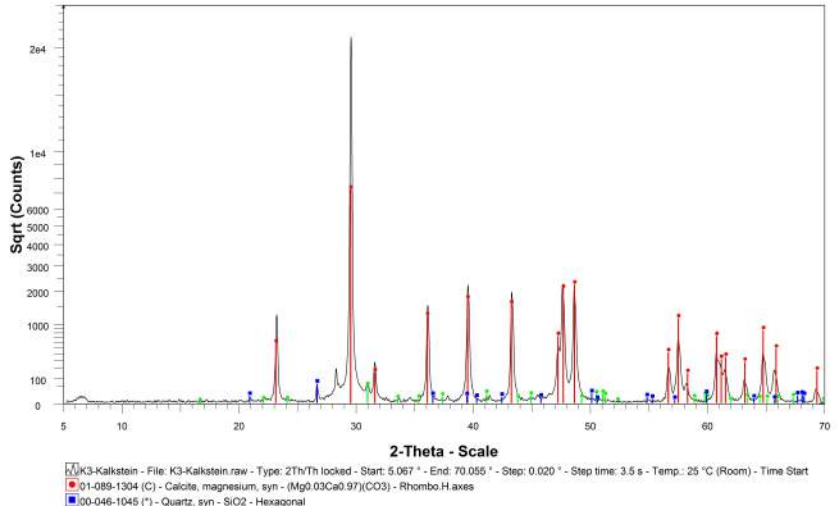


Abb. B.4.: Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie: „Kalkstein 3“

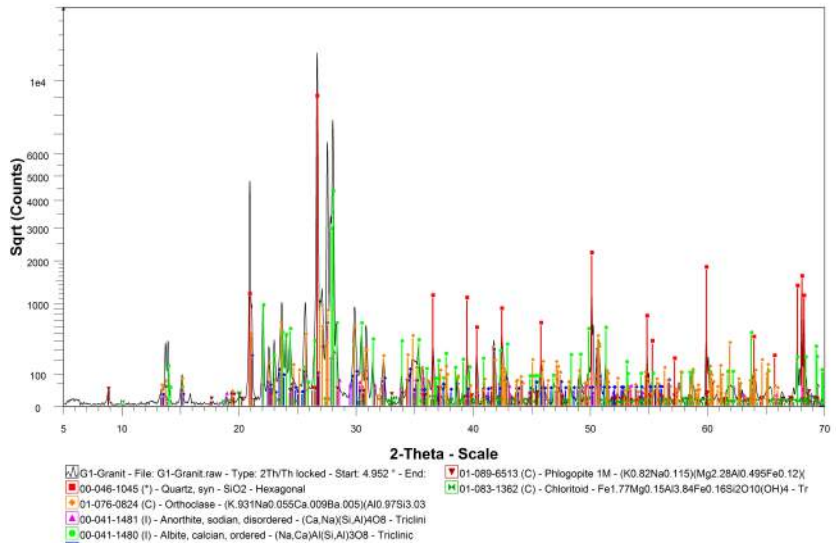


Abb. B.5.: Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie: „Granit 1“

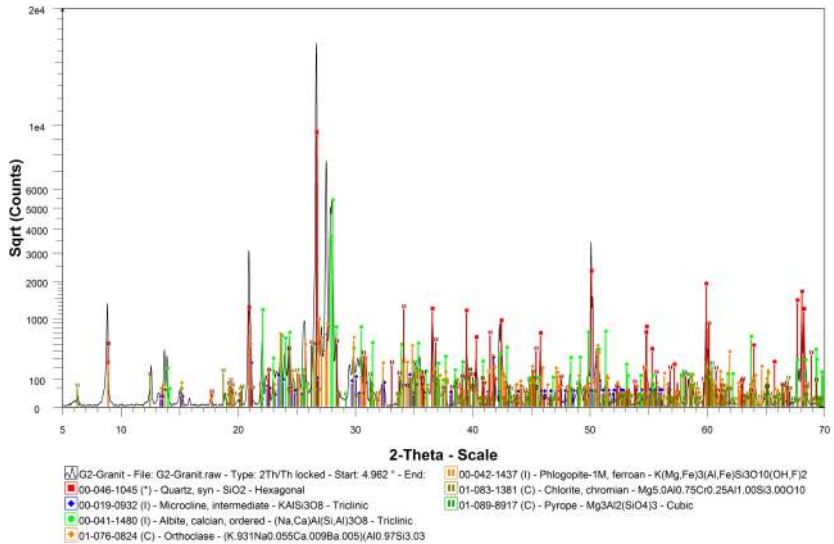


Abb. B.6.: Ergebnisse der Röntgendiffraktometrie: „Granit 2“

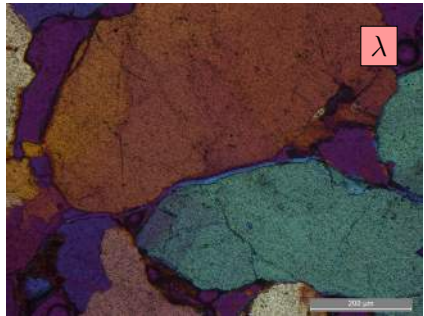
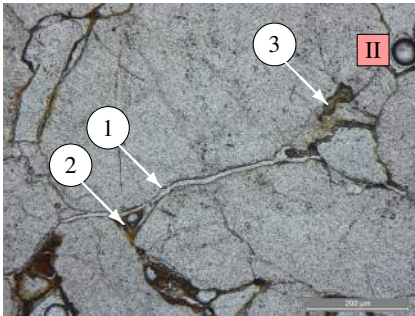
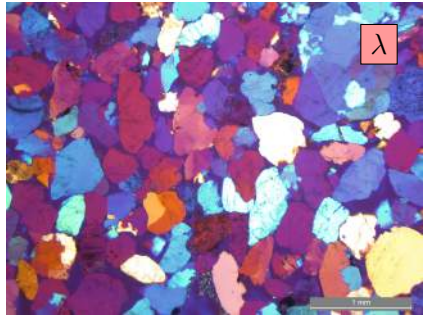
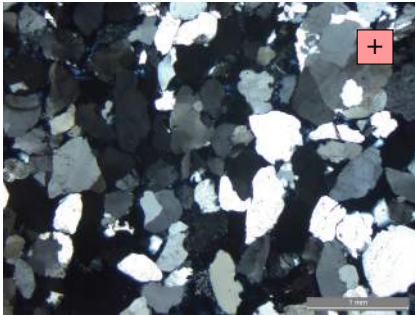
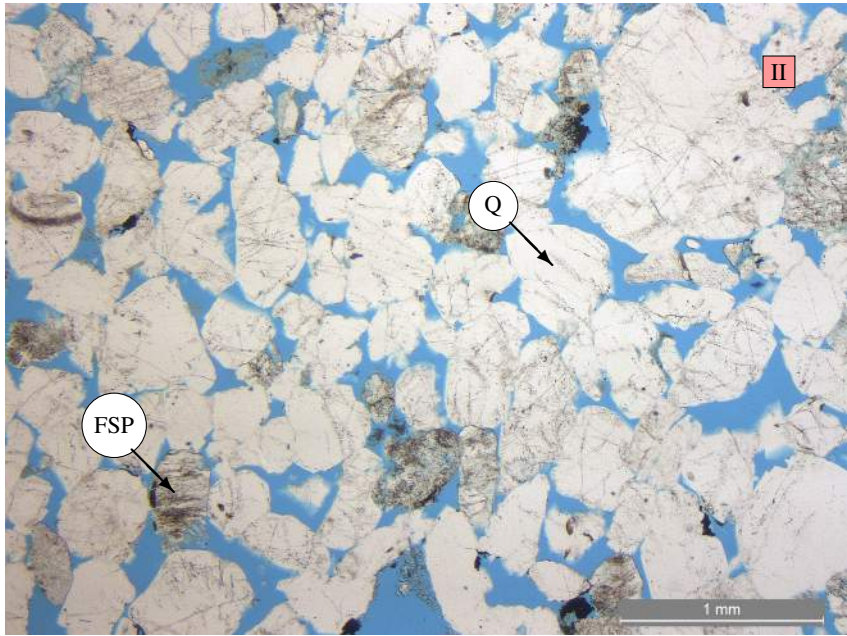
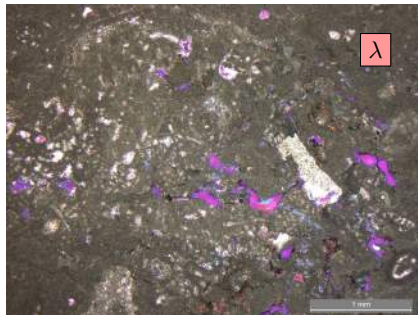
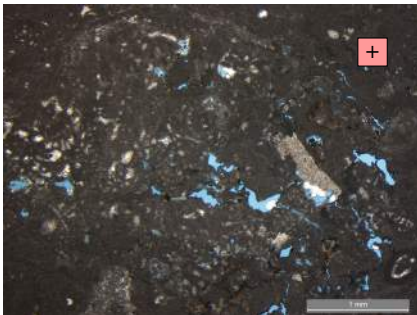
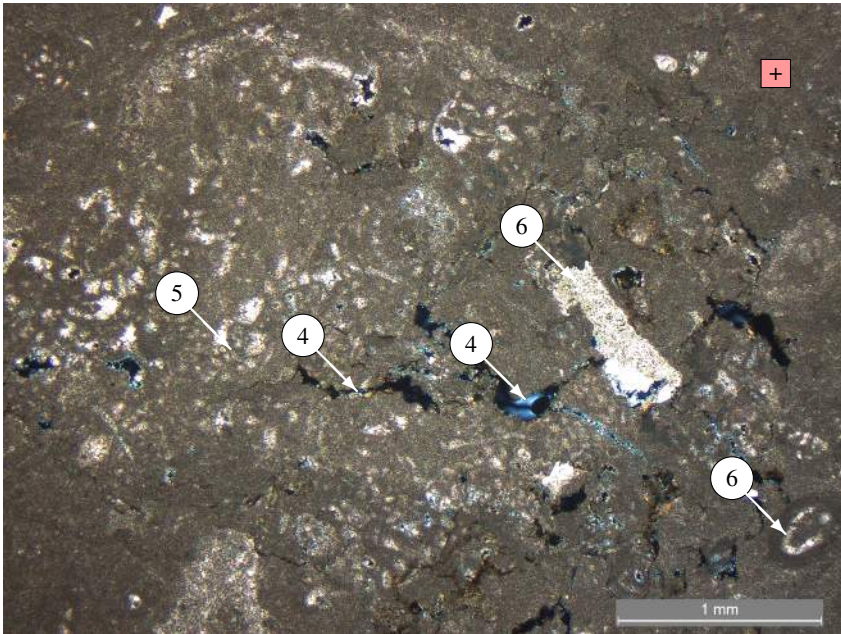


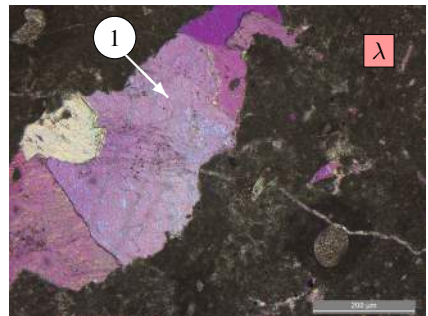
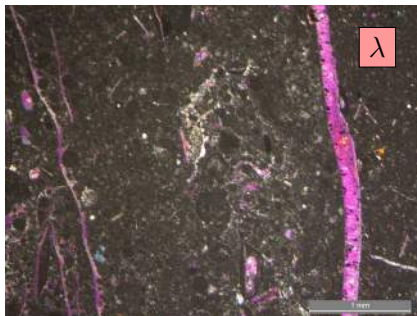
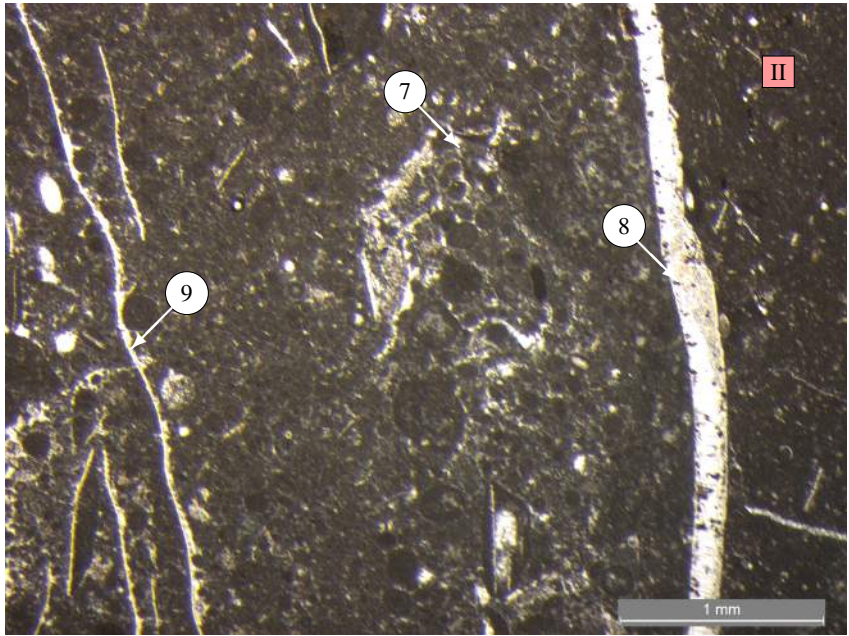
Abb. B.7.: „Sandstein 2“ Dünnschliffaufnahmen



Q: Quarz
 FSP: Feldspat
 Aufnahmen
 II: mit parallelem Licht
 +: mit gekreuzten Prismen
 λ: mit einem λ-Filter

1: Quarzverwachsstellen
 2: Eisenhydroxidkonkretionen
 3: kavernöse Einschlüsse
 4: Stylolithen
 5: Onkoiden
 6: Mikroorganismen

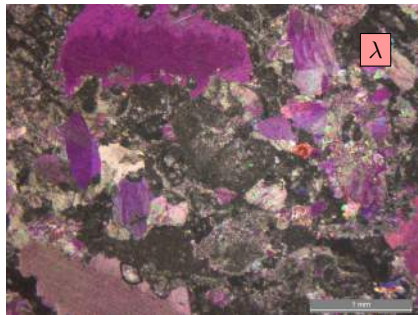
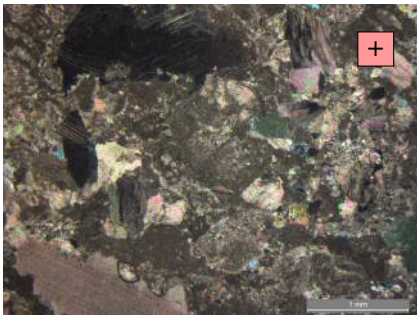
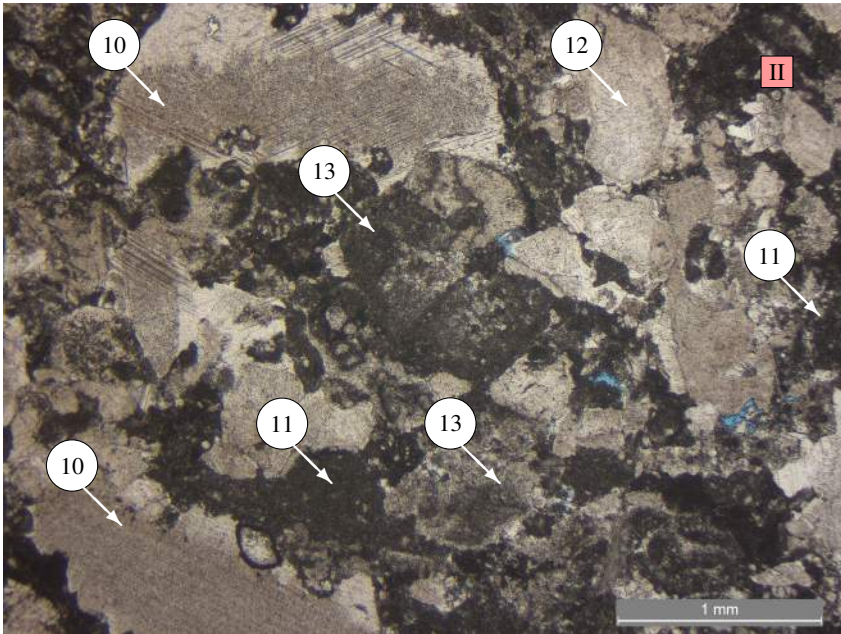
Abb. B.8.: „Kalkstein 1“ Dünnschliffaufnahmen



Aufnahmen
 II: mit parallelem Licht
 +: mit gekreuzten Prismen
 λ: mit einem λ-Filter

1: Quarzverwachsstellen
 7: Kalkitkristalle
 8: Fossilien
 9: sekundäre Verfüllungen

Abb. B.9.: „Kalkstein 2“ Dünnschliffaufnahmen



Q: Quarz
 FSP: Feldspat
 Aufnahmen
 II: mit parallelem Licht
 +: mit gekreuzten Prismen
 λ: mit einem λ-Filter

10: Textur: kristallin
 11: Textur: mikritisch
 12: Bioklasten (von Rudisten)
 13: Algen und Byzozoen
 14: Granate
 15: mafische Gemengteile

Abb. B.10.: „Kalkstein 3“ Dünnschliffaufnahmen

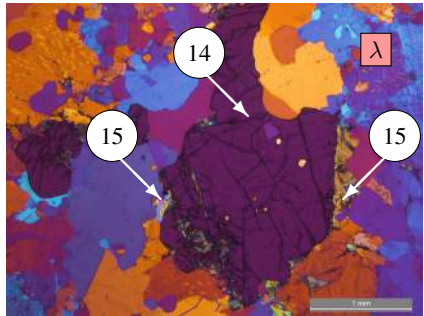
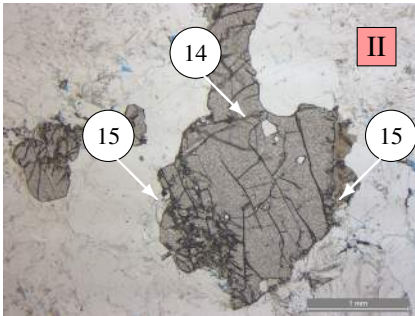
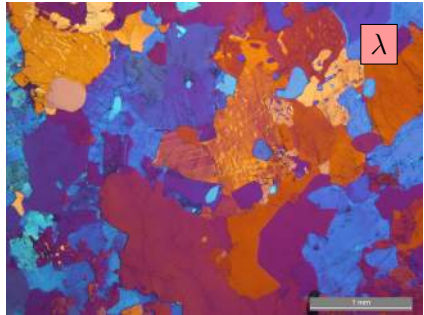
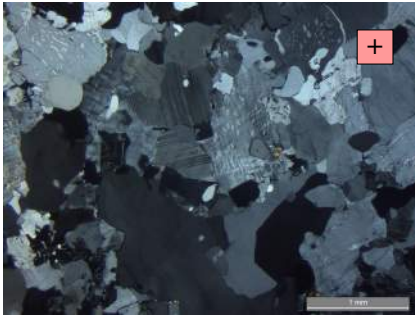
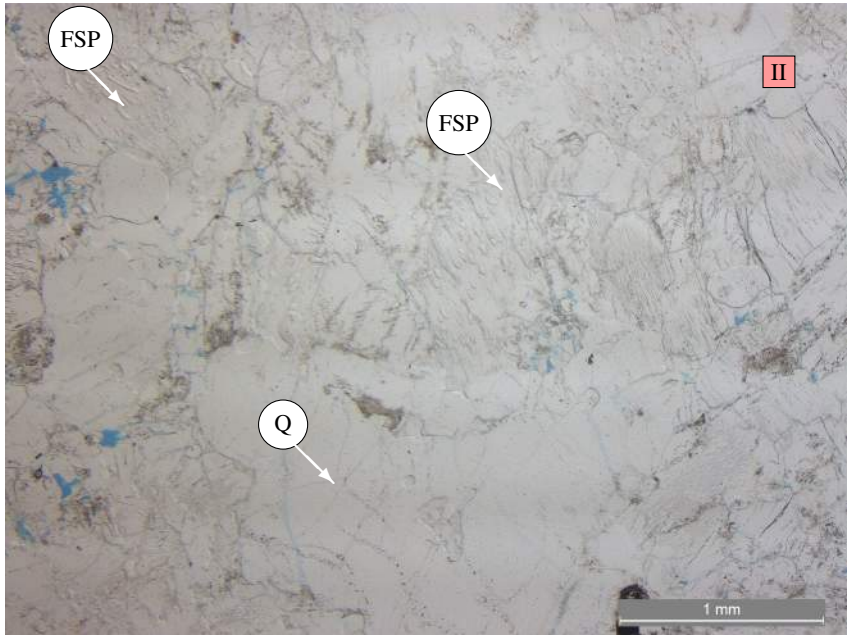


Abb. B.11.: „Granit 1“ Dünnschliffaufnahmen

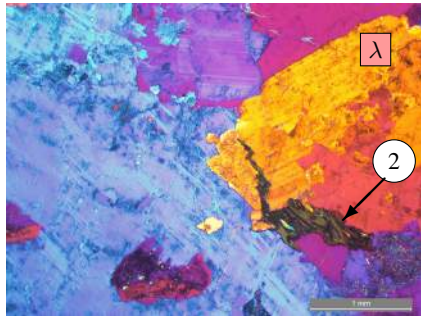
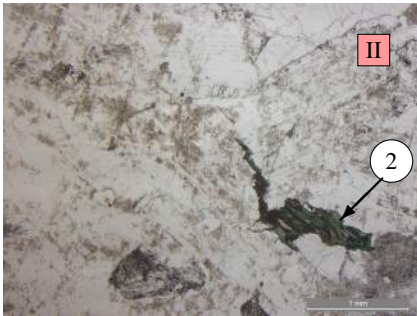
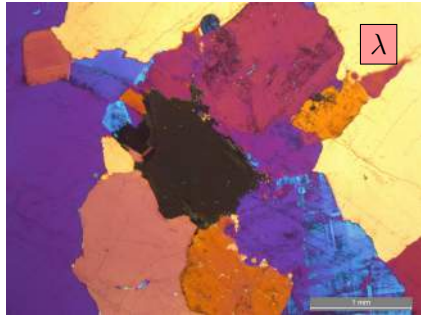
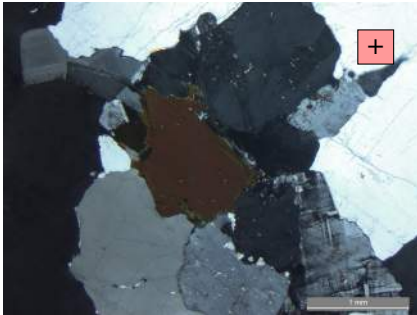
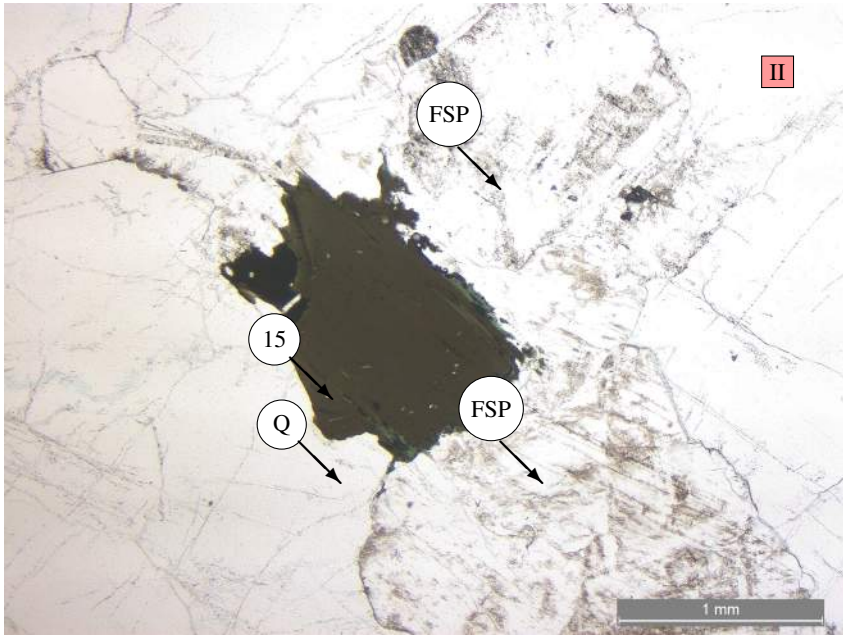


Abb. B.12.: „Granit 2“ Dünnschliffaufnahmen

B.2. Physikalische Eigenschaften

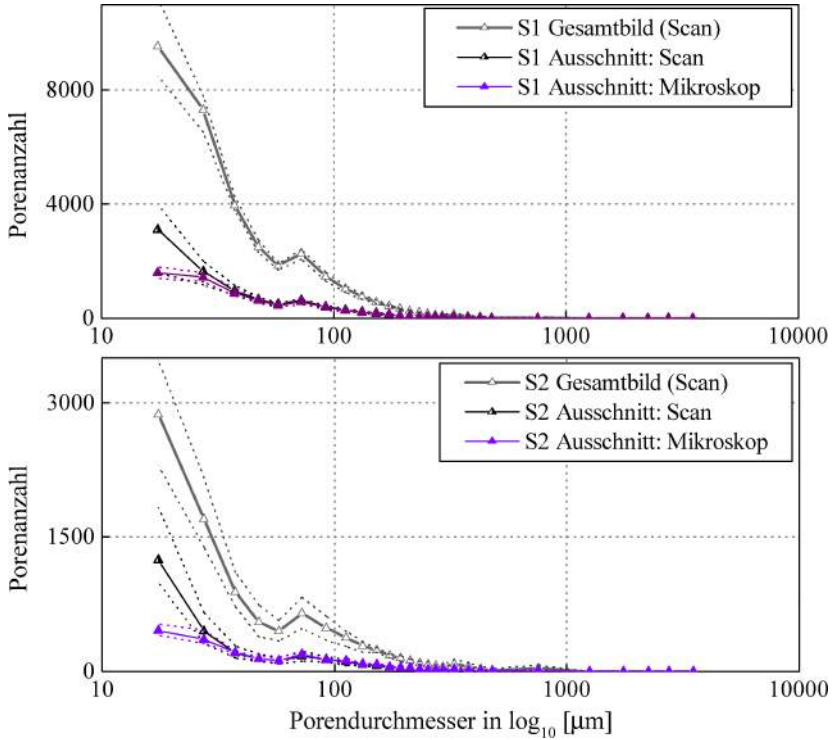
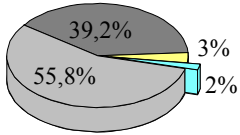
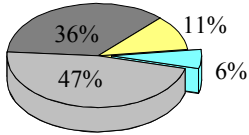


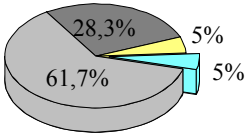
Abb. B.13.: Porenanzahl der Sandsteinsorten abhängig vom Bilderstellungsverfahren, Vergleich mit Gesamtbild⁷



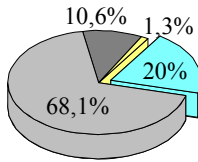
Sandstein 1



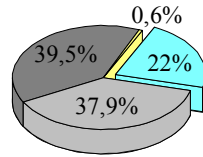
Sandstein 2



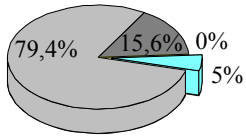
Kalkstein 1



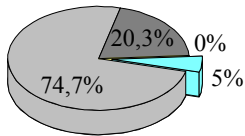
Kalkstein 2



Kalkstein 3



Granit 1



Granit 2

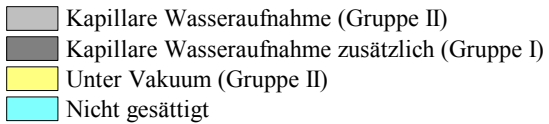


Abb. B.14.: Sättigungsgrad abhängig von der Feuchtezuführung¹⁰

B.3. Festigkeitskennwerte

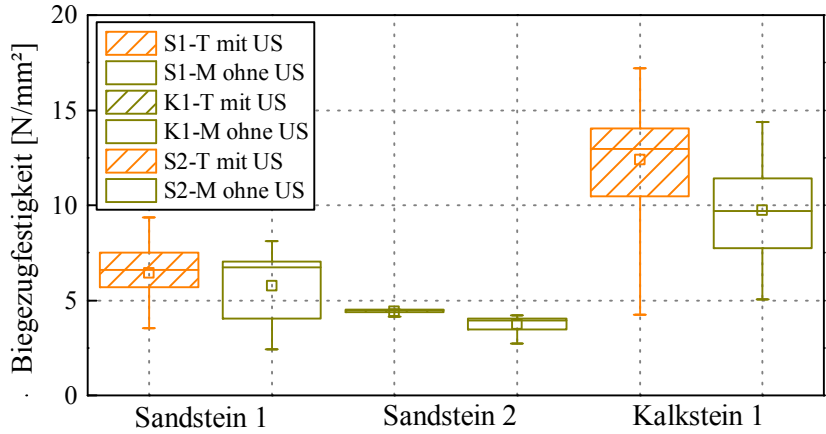


Abb. B.15.: Einfluss der Berücksichtigung der Belastungsrichtung, Sandsteine und „Kalkstein 1“

C. Dübeltragfähigkeit

C.1. Zentrischer Zugtragfähigkeit

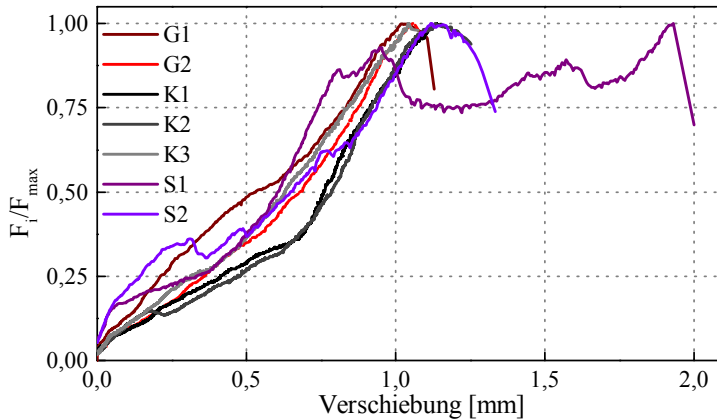


Abb. C.1.: Last-Verschiebungskurve bei zentrischer Zugbelastung abhängig von der Steinsorte

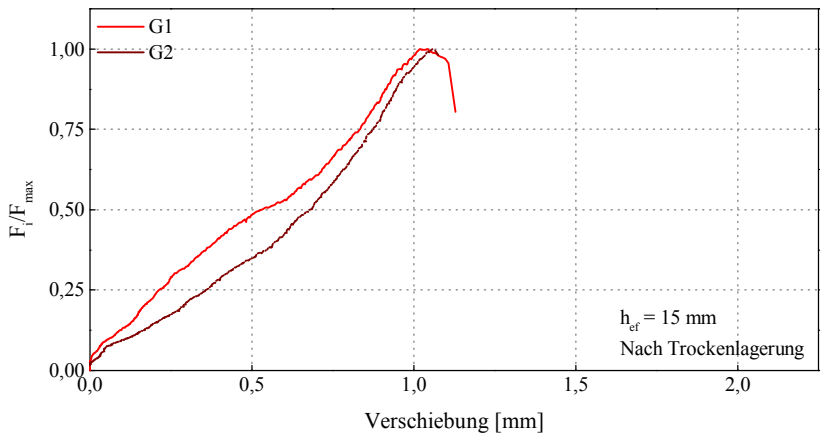
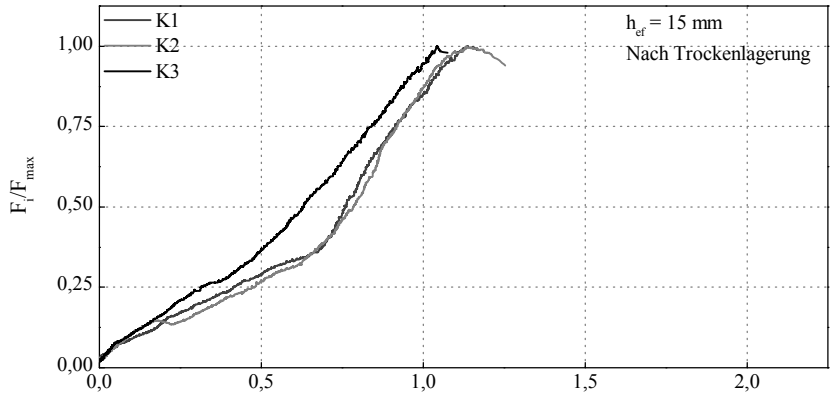


Abb. C.2.: Last-Verschiebungskurven, Belastungsrichtung: zentrischer Zug

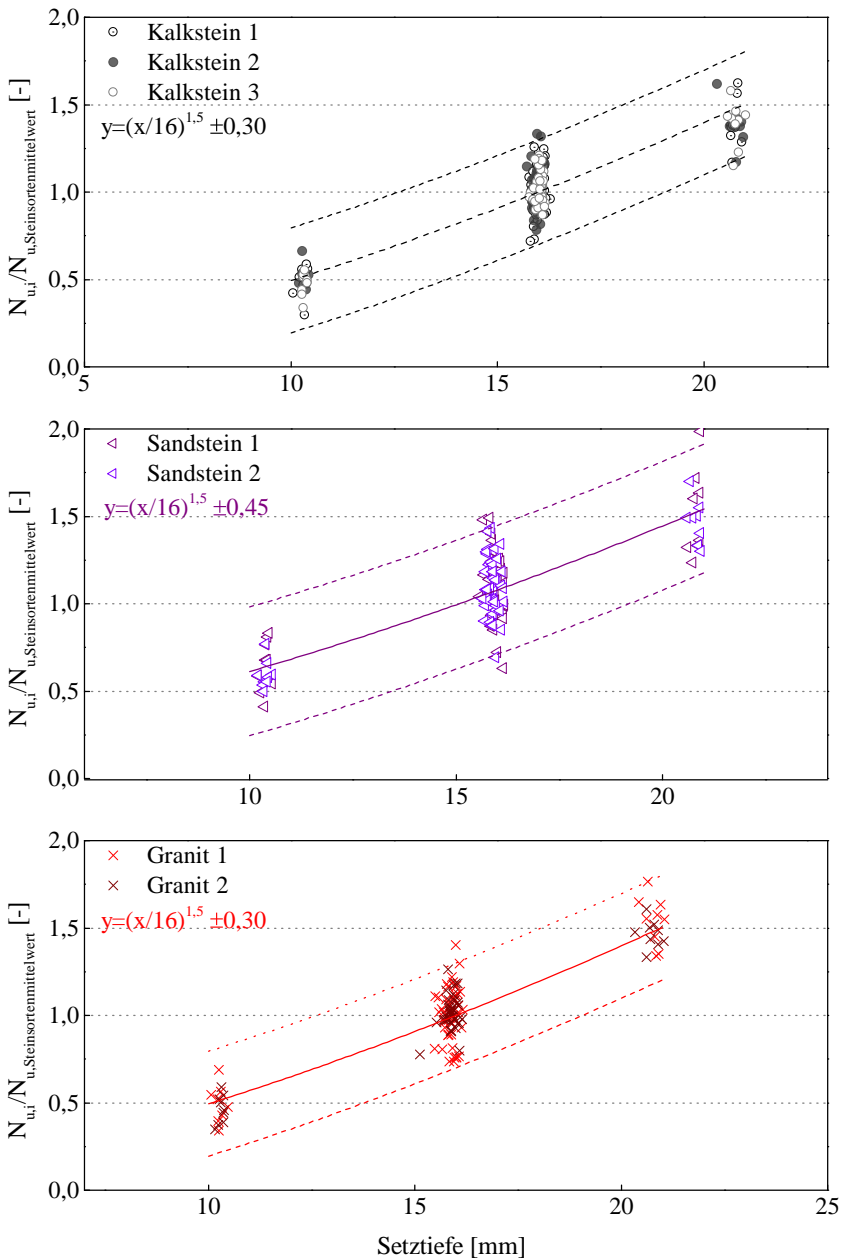


Abb. C.3.: Einfluss der Verankerungstiefe unabhängig vom Feuchtegehalt

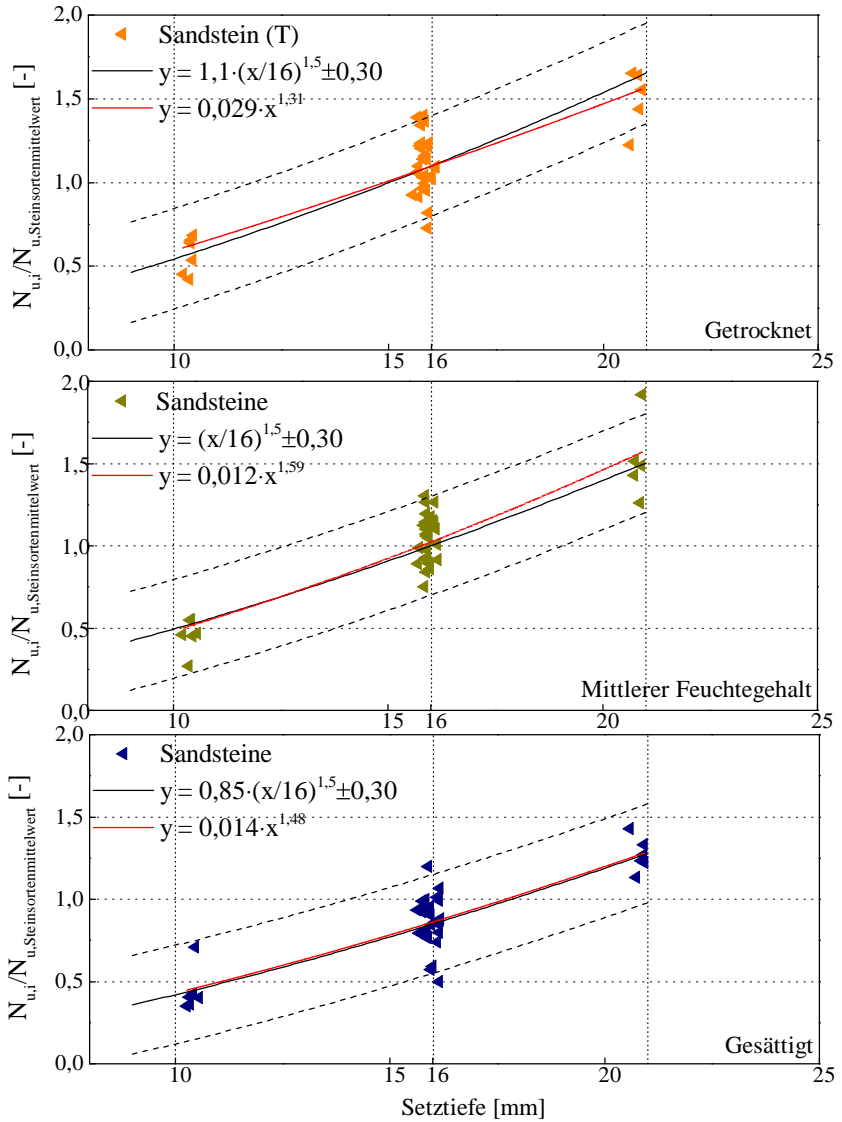


Abb. C.4.: Einfluss der Verankerungstiefe abhängig vom Feuchtegehalt bei Sandsteine

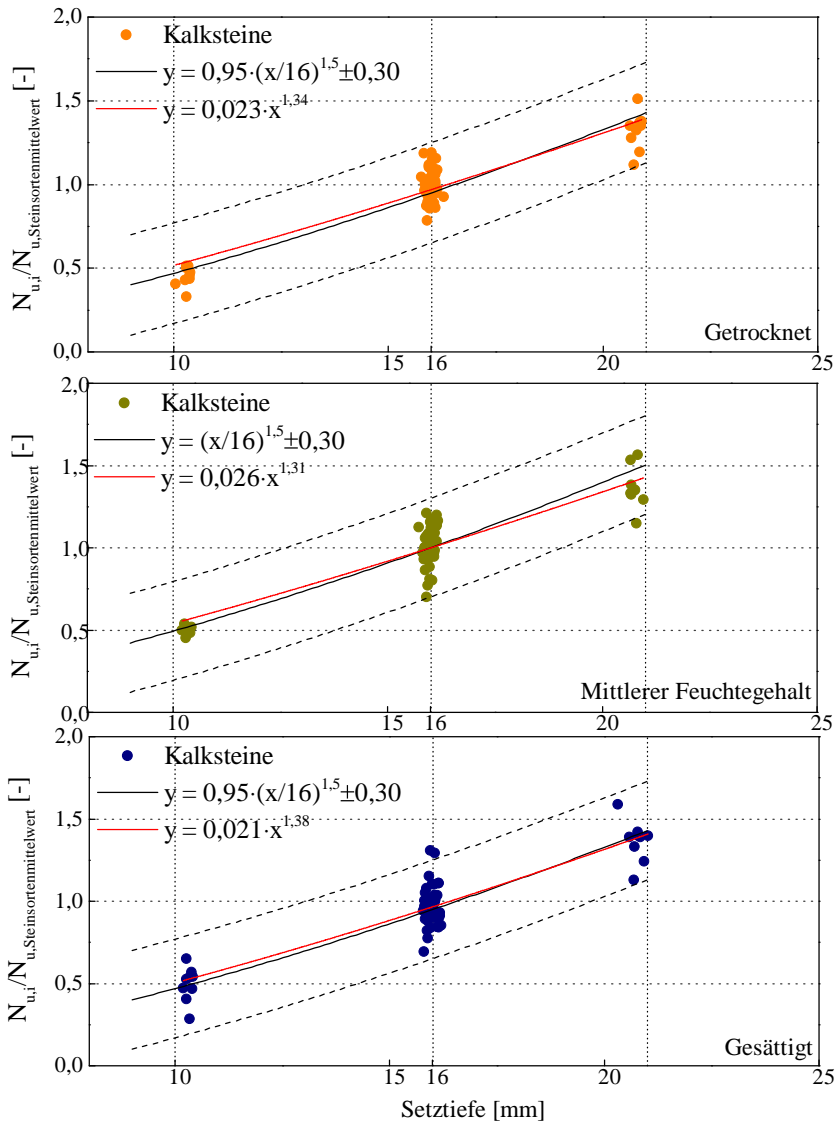


Abb. C.5.: Einfluss der Verankerungstiefe abhängig vom Feuchtegehalt bei Kalksteine

C.2. Querlast

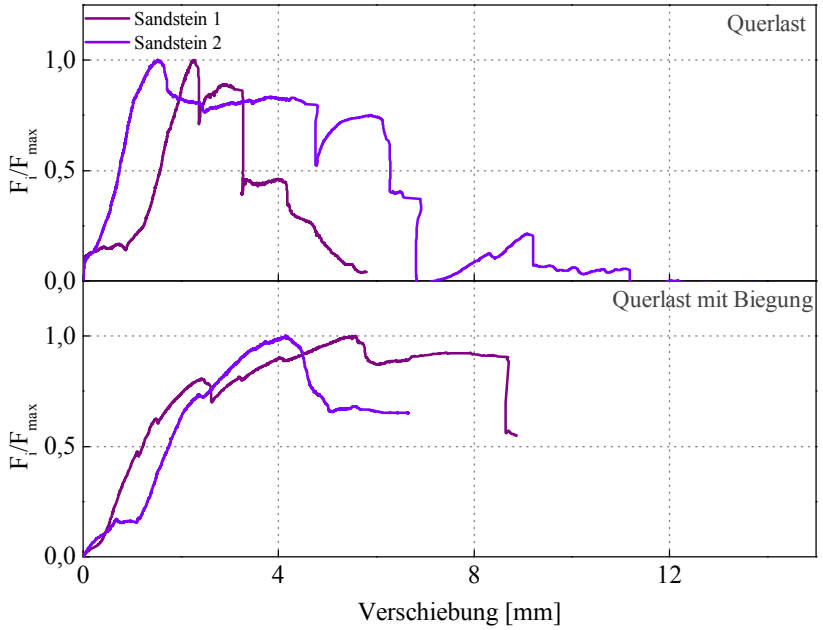


Abb. C.6.: Last-Verschiebungskurven der beiden Sandsteinsorten

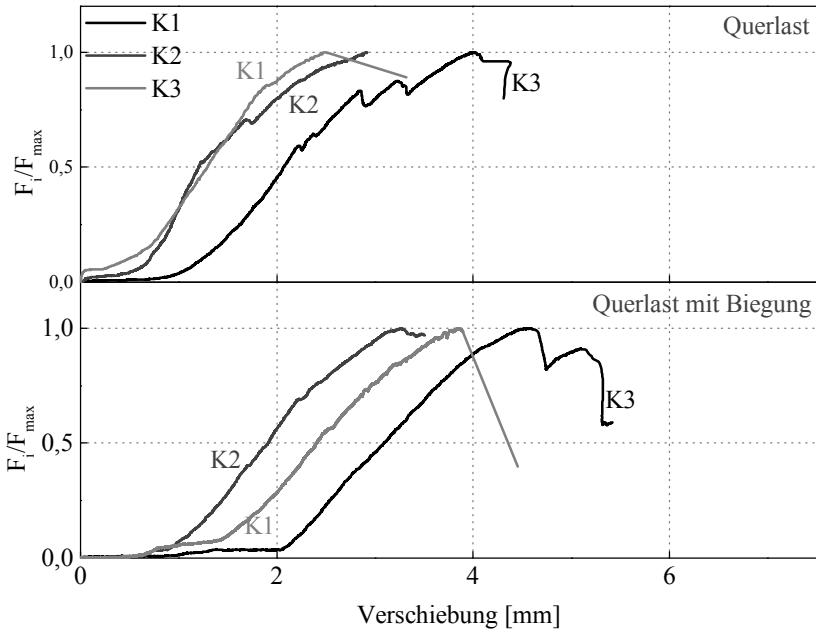


Abb. C.7.: Last-Verschiebungskurven von den drei Kalksteinsorten

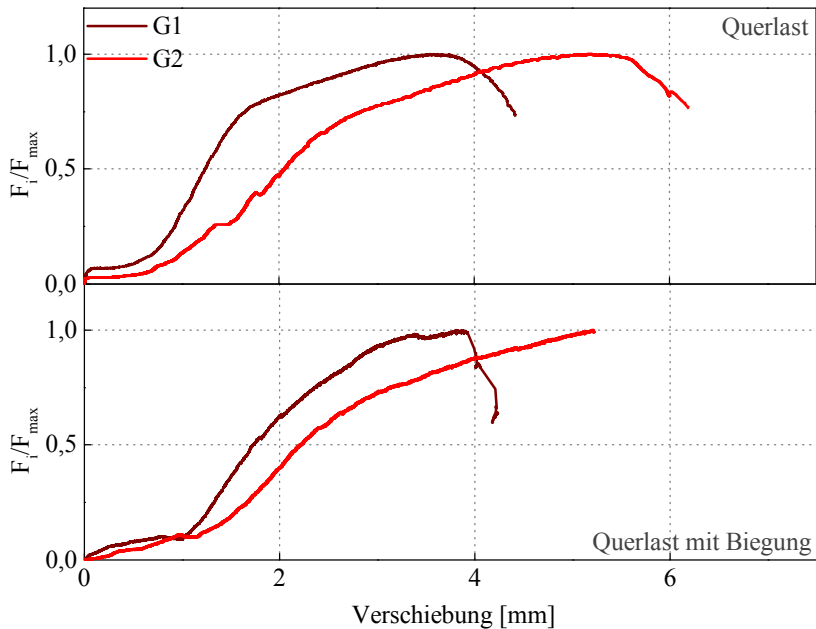


Abb. C.8.: Last-Verschiebungskurven von Granit und Granulit

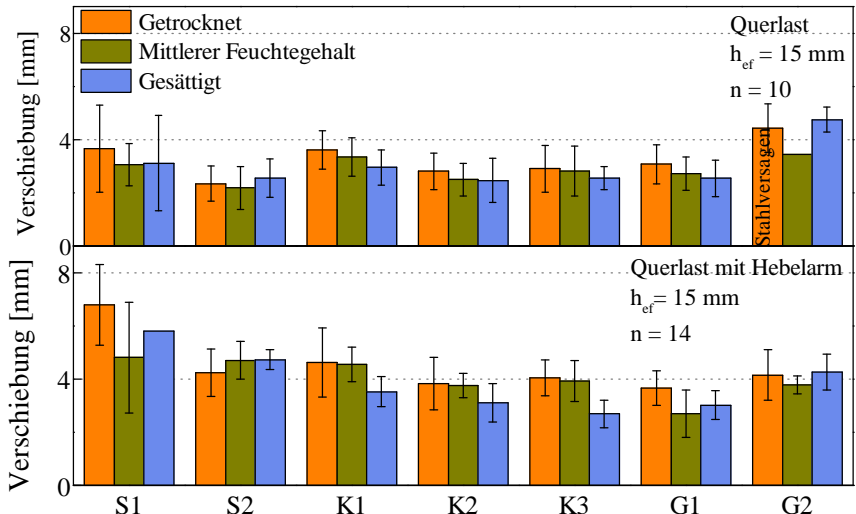


Abb. C.9.: Mittlere Verschiebung bei Querlast und Querlast mit Biegung abhängig von Steinsorte und Feuchtegehalt, ohne Abzug des Lochspiels

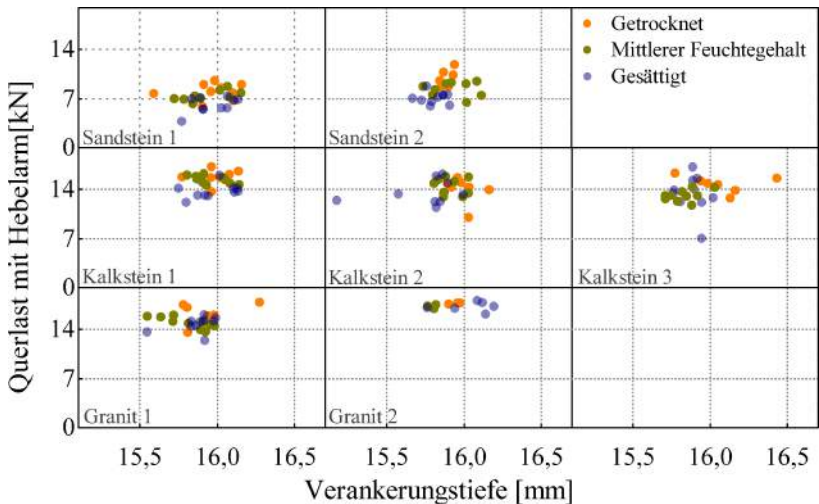


Abb. C.10.: Querlast mit Hebelarm abhängig von Verankerungstiefe und Feuchtegehalt

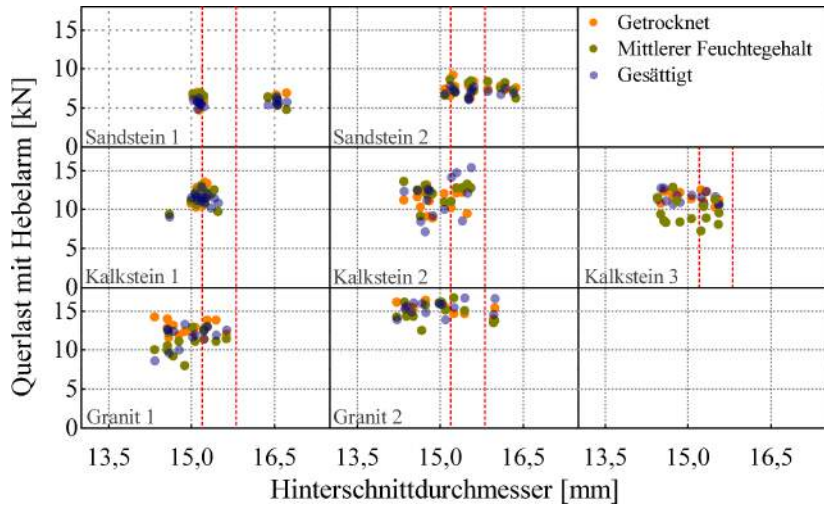


Abb. C.11.: Querlast mit Hebelarm abhängig von Hinterschnittdurchmesser, Steinsorte und Feuchtegehalt

D. Zusammenhänge

D.1. Empirische Zusammenhänge

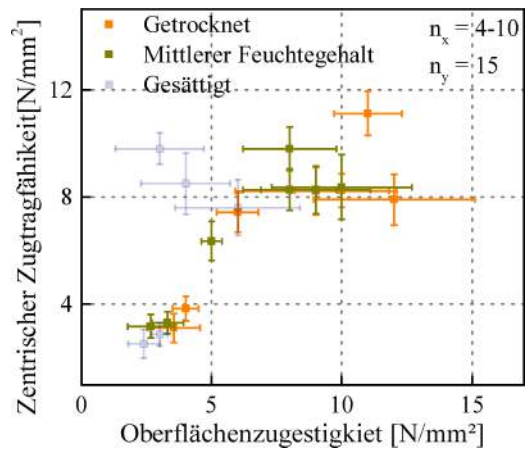


Abb. D.1.: Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig von der Oberflächenzugfestigkeit

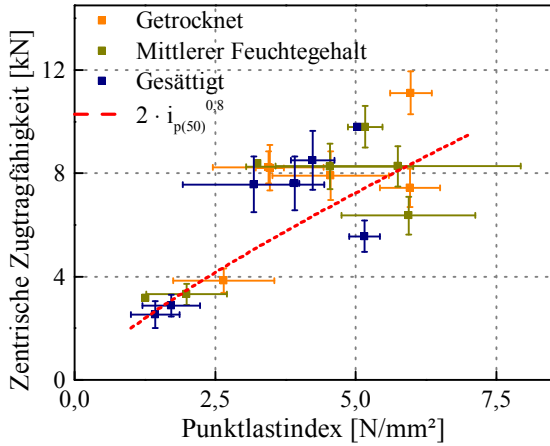


Abb. D.2.: Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig vom Punktlastindex

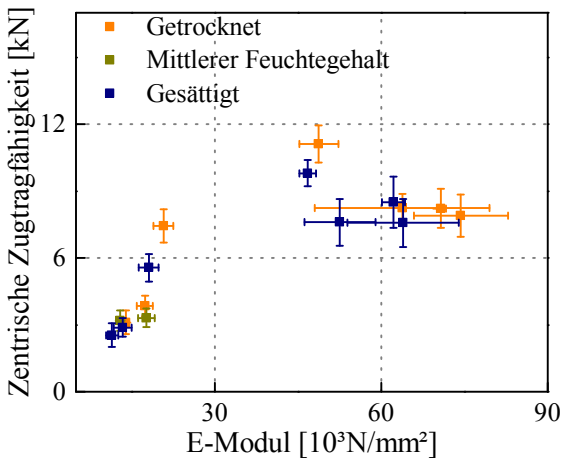


Abb. D.3.: Zentrische Zugtragfähigkeit abhängig vom E-Modul

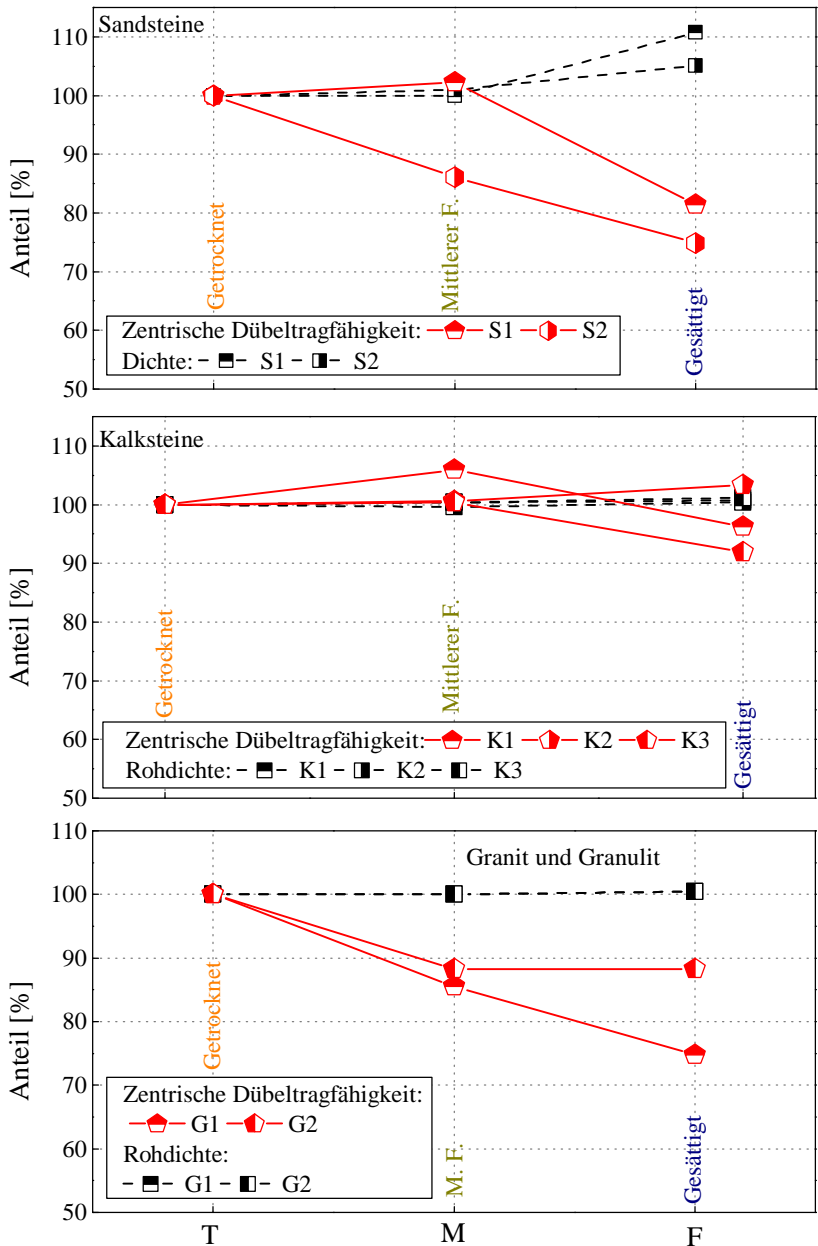


Abb. D.4.: Vergleich des Feuchtegehaltinflusses auf die Rohdichte und die zentrische Zugtragfähigkeit

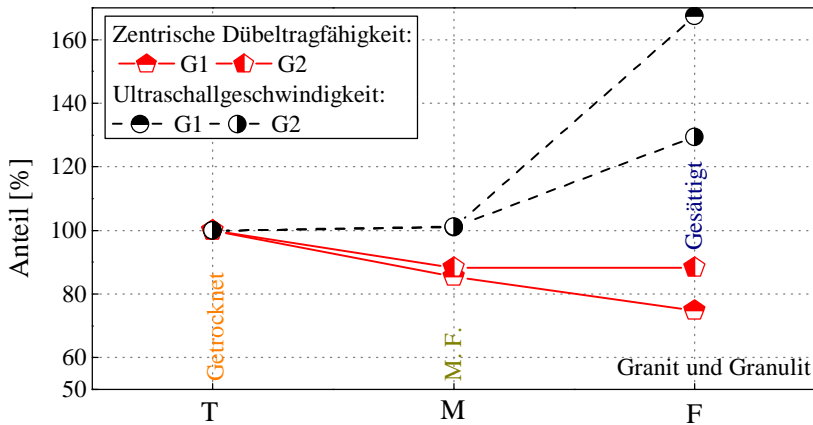
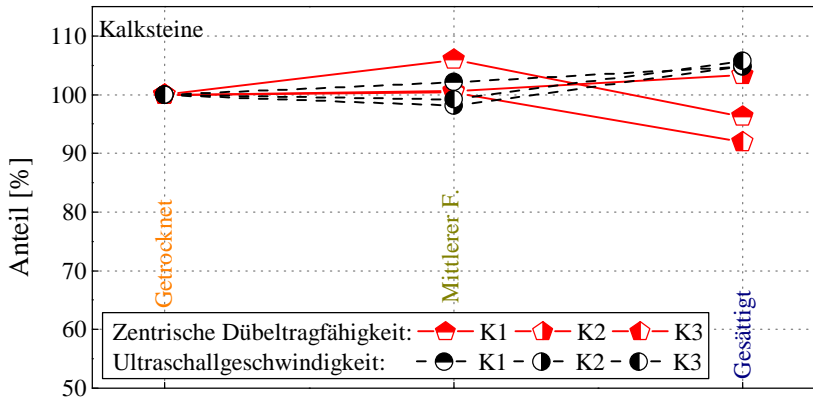
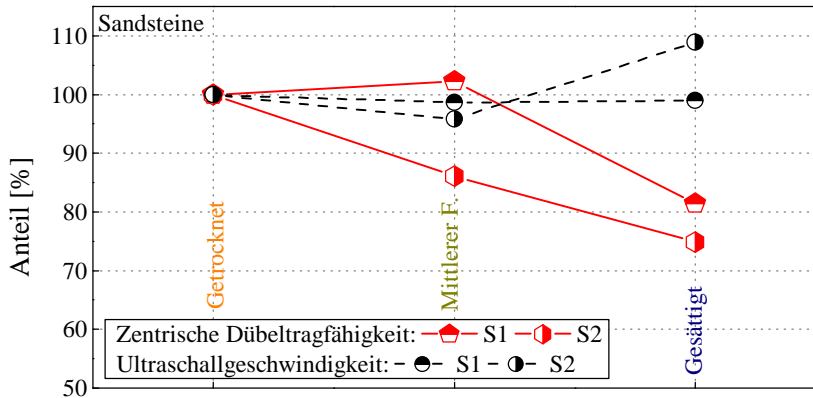


Abb. D.5.: Vergleich des Feuchtegehaltinflusses auf die Ultraschallgeschwindigkeit und die zentrale Zugtragfähigkeit

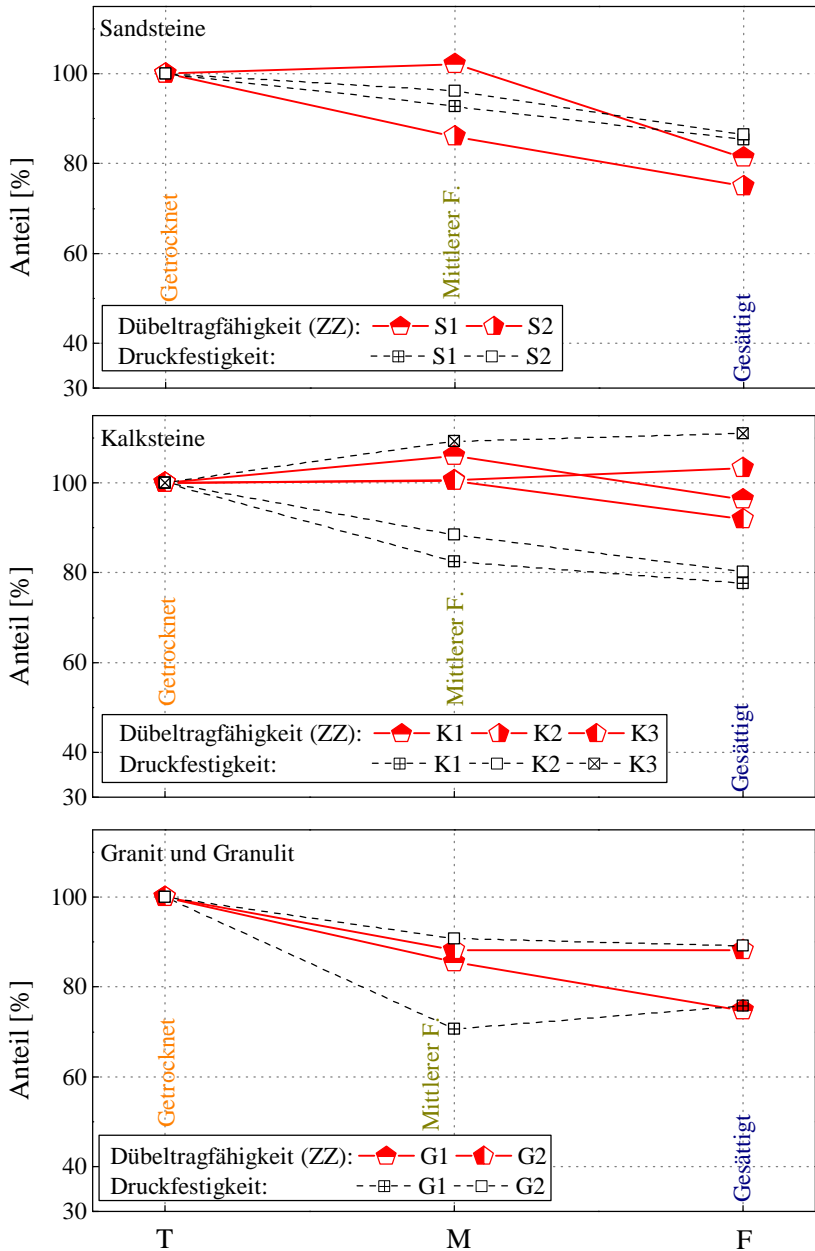


Abb. D.6.: Vergleich des Feuchtegehaltinflusses auf die Druckfestigkeit und die zentrische Zugtragfähigkeit

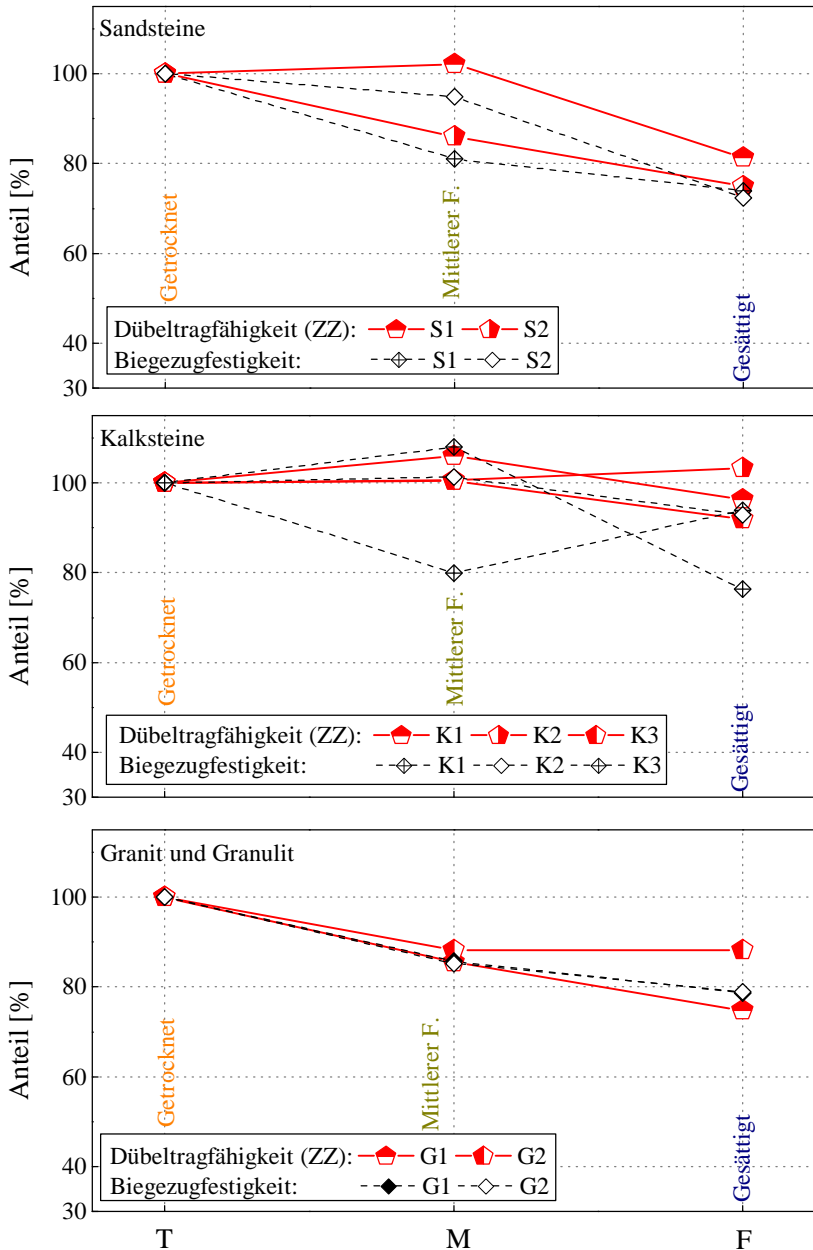


Abb. D.7.: Vergleich des Feuchtegehalteinflusses auf die Biegezugfestigkeit und die zentrische Zugtragfähigkeit

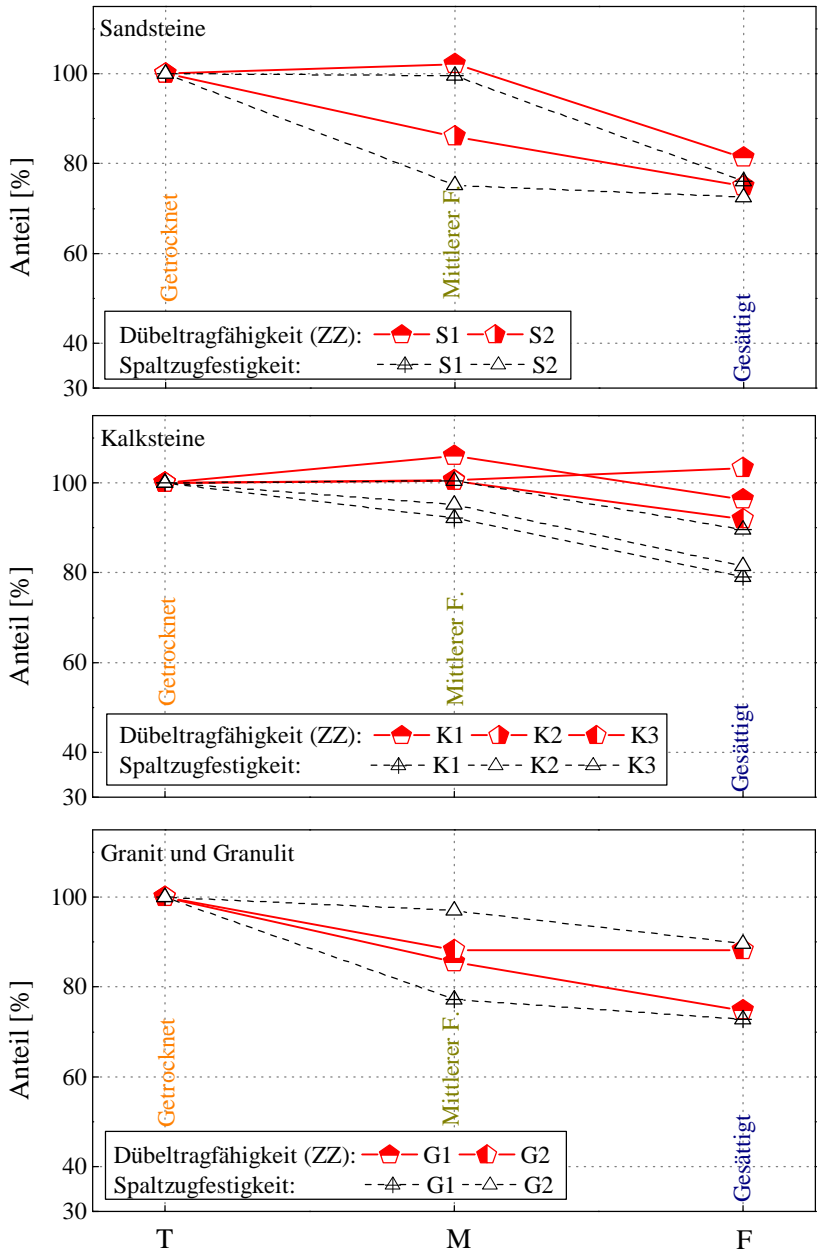


Abb. D.8.: Vergleich des Feuchtegehaltinflusses auf die Spaltzugfestigkeit und die zentrische Zugtragfähigkeit

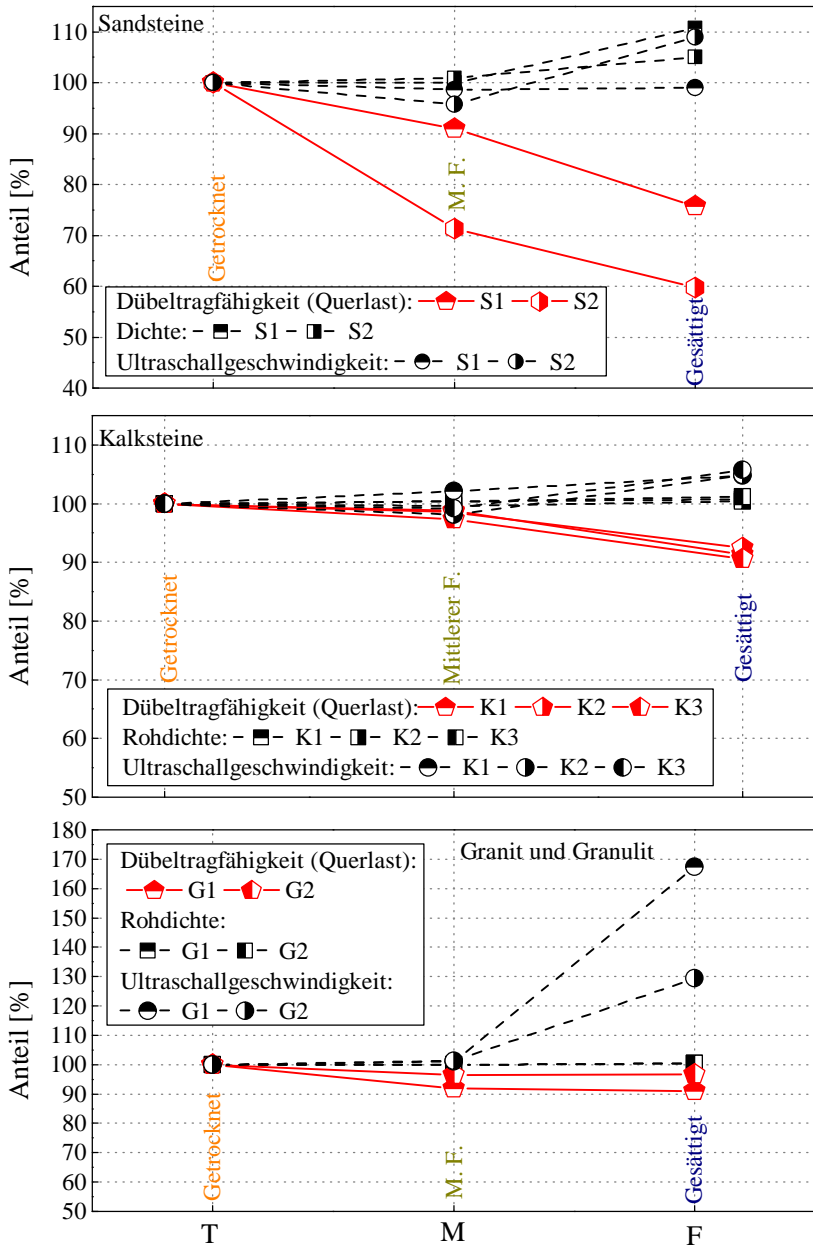


Abb. D.9.: Vergleich des Feuchtegehalteinflusses auf die Quertragfähigkeit und die physikalischen Werkstoffparameter

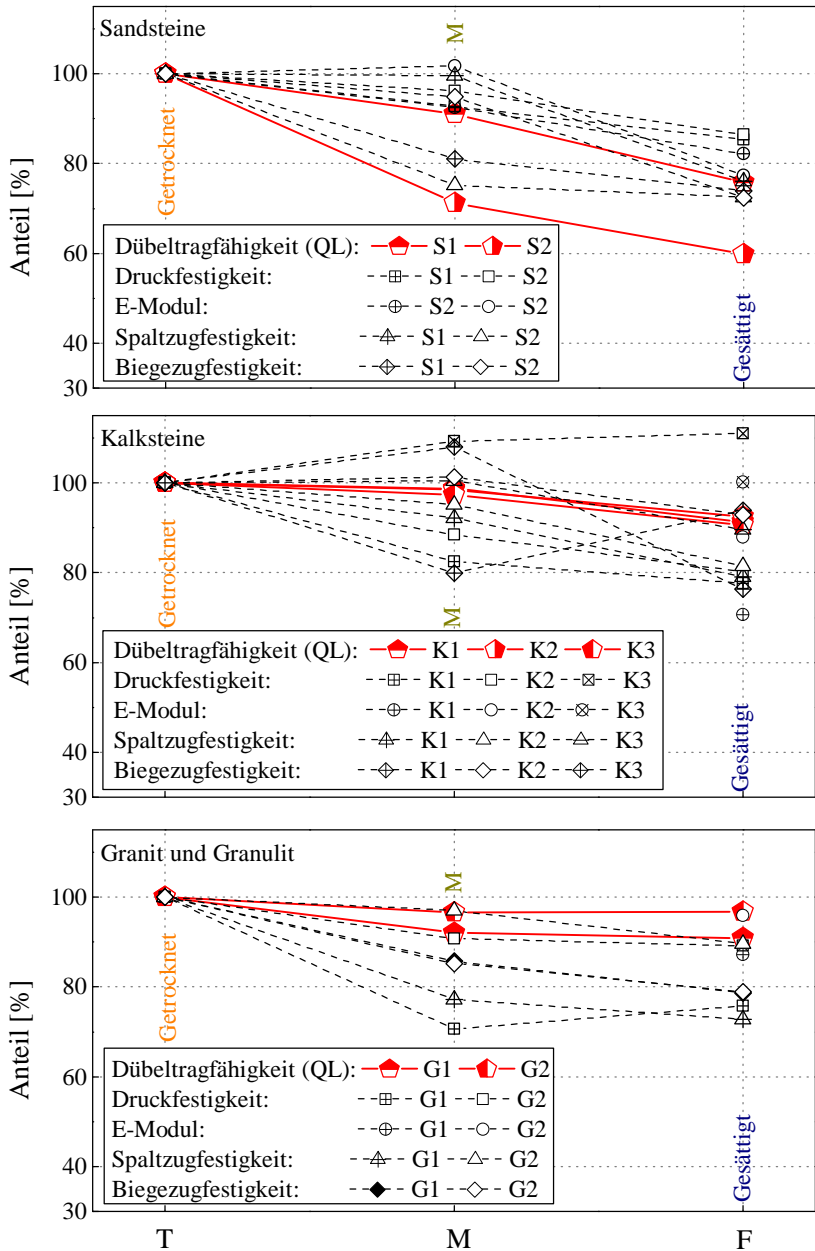


Abb. D.10.: Vergleich des Feuchtegehalteinflusses auf die Quertragfähigkeit und die mechanischen Werkstoffparameter

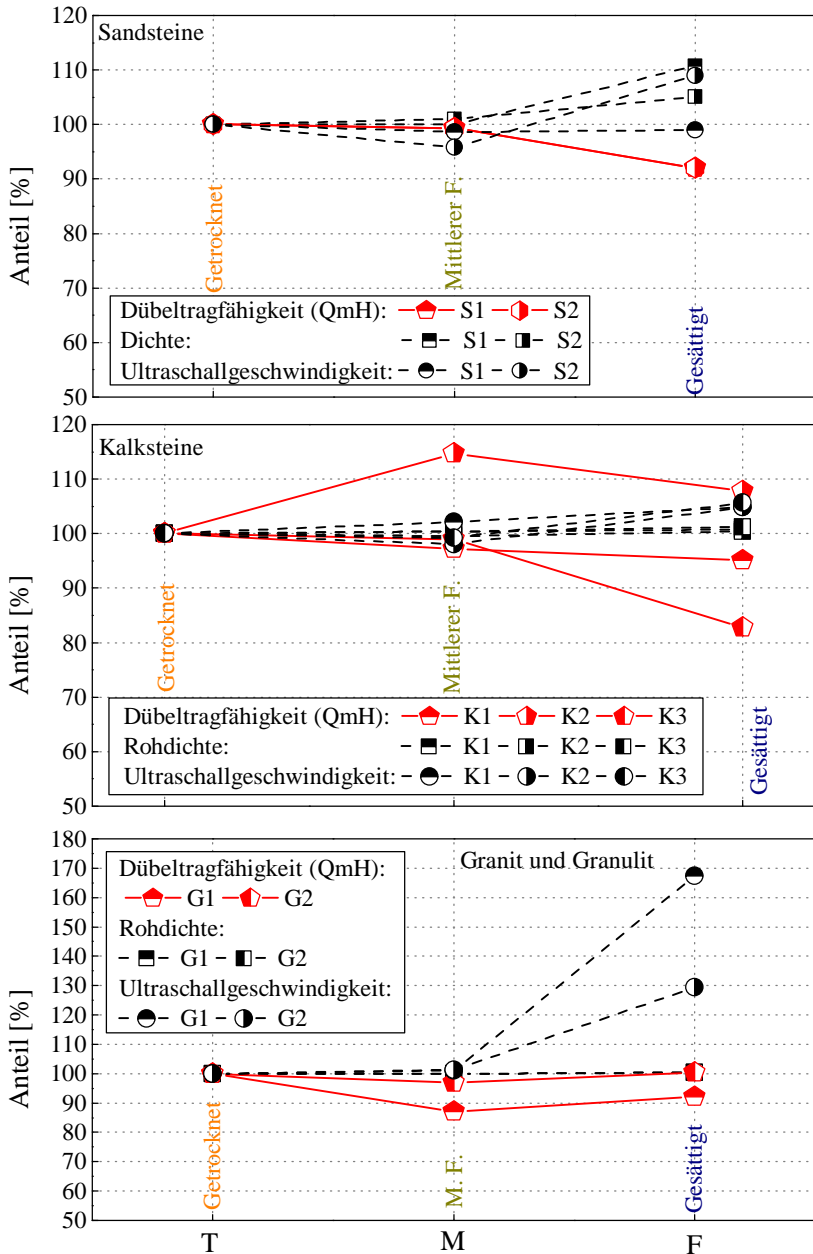


Abb. D.11.: Vergleich des Feuchtegehaltinflusses auf die Quertragfähigkeit mit Hebelarm und die physikalischen Werkstoffparameter

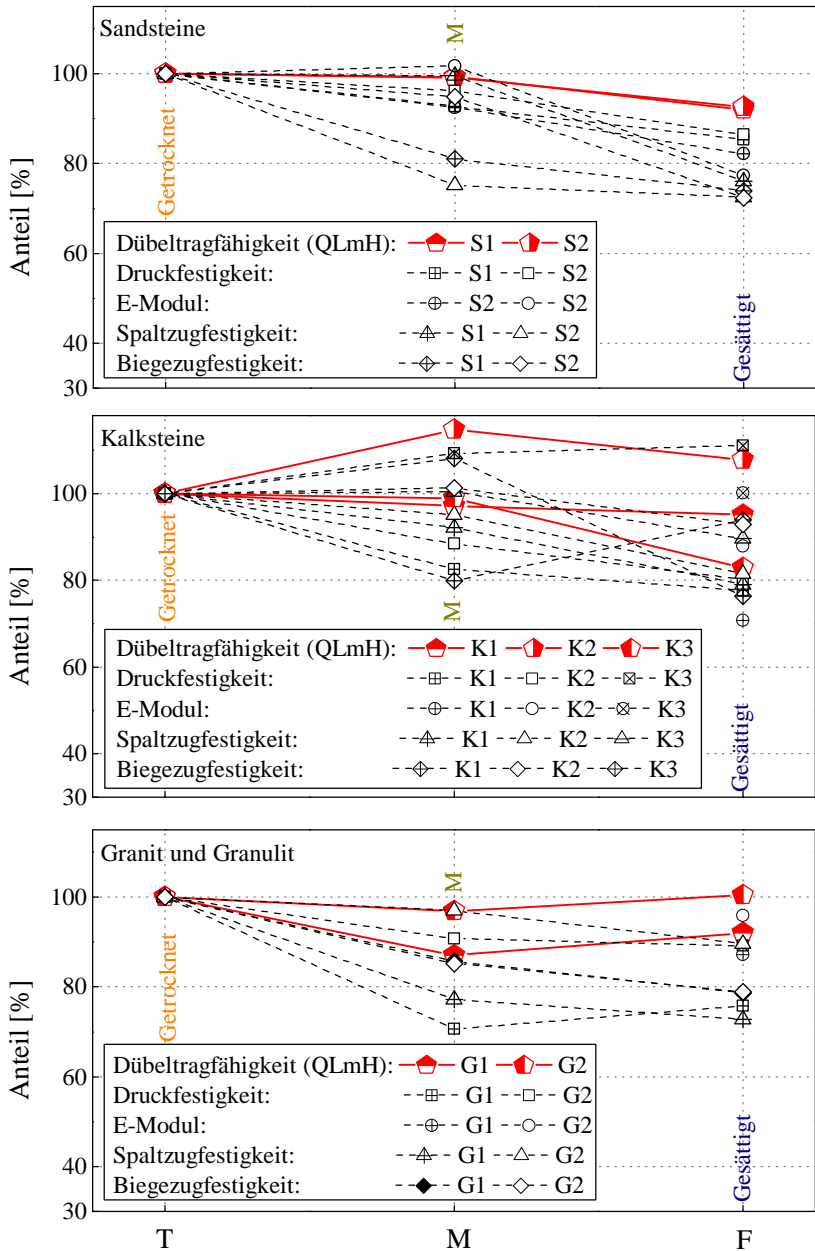


Abb. D.12.: Vergleich des Feuchtegehalteinflusses auf die Quertragfähigkeit mit Hebelarm und die mechanischen Werkstoffparameter

D.2. Modell

Die Programmcode wurde von Herrn A. Tevesz (B.Sc. Programtervező Informatikus) für die Bestimmung des Weiterreißwinkels geschrieben.

```
#!/usr/bin/env python
# -*- coding: utf-8 -*-
# python filename.py 7.7 15 0.001 1.7 >Erg1.txt

import sys
import os
import math

if len(sys.argv) != 5: #Â Kontrolliert ob der Anzahl der notwendigen Parameter erfuehlt wird.
    print "Es muessen mindestens 4 Parameter angegeben werden: 1. a0
2. h0 3. deltaa 4. KIC "
    print "python "+sys.argv[0]+" 0,23 232,32 "
    exit(1)

#F = float(1.0)

a0 = float(sys.argv[1])
h0 = float(sys.argv[2])
x0 = a0/h0
### F
S = 1
###
K = S*pow(a0,0.5)*math.pi

def Y1(X):
    return 0.18204-0.01779*X + 0.20388*pow(X,2)
        - 0.10632*pow(X,3)+0.03454*pow(X,4)+0.0059*pow(X,5)+0.00041*pow(X,6)

def Y2(X):
    return 0.05679-0.00435*X+0.01034*pow(X,2)
        -0.04843*pow(X,3)-0.02995*pow(X,4)+0.000713*pow(X,5)+0.00059*pow(X,6)

#####Â 1
KI = K*Y1(x0)
KII = K*Y2(x0)
print "KI.0 = "+str(KI)
print "KII.0 = "+str(KII)

##### 2 (KI, KII, alpha 1)
alpha0 = 0.0

prev = 0.0

for alpha in range(1,90):
    C11 = 1.0/4.0 * ( 3.0*math.cos( math.radians(alpha/2.0))
+ math.cos( math.radians(3.0*alpha/2.0)) )
    #print C11
    C12 = -3.0 * ( math.sin( math.radians(alpha/2.0))
+ math.pow(math.cos( math.radians(alpha/2.0)),2.0) )
    #print C12
    C21 = ( math.sin( math.radians(alpha/4.0))
+ math.sin( math.radians(alpha)) )
    #print C21
    C22 = 1.0/2.0 * ( math.cos( math.radians(3.0*alpha/2.0))
+ math.cos( math.radians(alpha/1.25)) )
    #print C22
    current = KI*C21 - KII*C22

    if prev<0 and current>0:
        alpha0 = alpha
        break
    elif prev>0 and current<0:
```

```

        alpha0 = alpha
        break
    prev = KI*C21 - KII*C22

print "Fok 0 = "+str(alpha0)

##### 3
deltaa = float(sys.argv[3])

i = 0
h = []
alpha = []
a = []
# Es werden maximal 2500 Schritte werden durchgefuehrt.
for p in range(2500):
    h.append(0.0)
    alpha.append(0)
    a.append(0.0)

h[0] = h0
alpha[0] = alpha0
a[0] = a0
print h
print alpha
while( h[i] > 0):
    i += 1
    if i > len(a):
        print "Wahle einen hoeheren Anzahl der Schritte, damit es weiterrechnen kann."
        exit
    ## À Hier faengt die Berechnung an.
    a[i] = a[i-1] + deltaa
    h[i] = h[i-1] - deltaa*math.tan(math.radians(alpha[i-1]))

    XI = a[i]/h[i]
    ## Spannung
    SII = 1
    ##
    K = SII*pow(a0,0.5)*math.pi
    KI = K*Y1(XI)
    KII = K*Y2(XI)

    print "KI.i = " + str(KI)
    print "KII.i = " + str(KII)

#####

prev = 0.0
alpha[i] = 0.0
C11 = C12 = C21 = C22 = 0.0

for alphas in range(1,90):
    C11 = 1.0/4.0 * ( 3.0*math.cos( math.radians(alphas/2.0))
        + math.cos( math.radians(3.0*alphas/2.0)) )
    #print C11
    C12 = -3.0 * ( math.sin( math.radians(alphas/2.0))
        + math.pow(math.cos( math.radians(alphas/2.0)),2) )
    #print C12
    C21 = ( math.sin( math.radians(alphas/4.0))
        + math.sin( math.radians(alphas)) )
    #print C21
    C22 = 1.0/2.0 * ( math.cos( math.radians(3.0*alphas/2.0))
        + math.cos( math.radians(alphas/1.25)) )
    #print C22
    current = KI*C21 - KII*C22

    if prev<0 and current>0:
        alpha[i] = alphas
        break
    elif prev>0 and current<0:
        alpha[i] = alphas

```

```

        break
    prev = KI*C21 - KII*C22

KIwi = KI*C11 - KII*C12
print "Fok i = "+str(alpha[i])
print "KIwi = "+str(KIwi)

KIC = float(sys.argv[4])

if alpha[i]<90 and alpha[i]>0:
    if KIwi >= KIC:
        print "Instabiles Risswachstum"
        print "KIwi = " + str(KIwi)
        print "hi = " + str(h[i])
        print "alpha0 = " + str(alpha[0])
        print "alphaI = " + str(alpha[i])
        print "tr = " + str((h0-h[i])/h0)
        exit(1)
    else:
        print "falscher Winkel"
        exit(1)
if h[i] <= 0:
    print "Stabiles Risswachstum fast bis zur Oberflaeche"
    print alpha
    exit(1)

```


Lebenslauf: Judit Tevesz

- 1985 Geboren in Tata, Ungarn am 28.05.1985
- 1991-1999 Jázmin Utcai Általános Iskola, Grundschule 1.-4. Klasse
Vaszary János Általános Iskola, Grundschule 5.-8. Klasse,
Tata, Ungarn
- 1999-2003 Eötvös József Gimnázium, Tata, Ungarn, Abschluss: Abitur
- 2003-2005 Grundstudium des Bauingenieurwesens an der Technischen und Wirtschaftswissenschaftlichen Universität Budapest (BME) Deutschsprachige Ingenieurausbildung im Rahmen der „Vereinbarung über wissenschaftliche und kulturelle Zusammenarbeit zwischen der Technischen Universität Budapest und der Technischen Universität Karlsruhe (heute KIT) vom 08.05.1970“
- 2005-2006 Auslandssemester am KIT
- 2006-2008 Hauptstudium: Ungarische Ingenieurausbildung an der BME mit den Studienschwerpunkten Brückenbau und Tiefbau
- 2008 Anfertigung der Diplomarbeit am KIT, Verteidigung der Diplomarbeit und Abschlussprüfung an der BME, Abschluss: Diplom
- Auszeichnungen für die Diplomarbeit:
Auszeichnung der Gallus Rehm Stiftung
Auszeichnung der Pro Progressio Alapítvány, Ungarn
- 2008-2014 Wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart

Verzeichnis

der bisher in der Schriftenreihe „IWB-Mitteilungen“ erschienenen Hefte:

- 1986/1** Institutsbericht 1983-1985 Activities
- 1987/1** Verdrehfähigkeit plastizierter Tragwerksbereiche im Stahlbetonbau, von Peter Langer
- 1987/2** Jahresbericht 1986 Activities
- 1987/3** Übertragbarkeit von Werkstoffkennwerten bei Glasfaser-Harz-Verbundstäben, von G. Rehm und B. Schlotke
- 1988/1** Zum Tragverhalten kunstharzgebundener Glasfaserstäbe im Bereich von Endverankerungen und Rissen in Beton, von Martin Faoro (ISBN 3-9801833-0-0)
- 1988/2** Einfluß der Stahlkennlinie auf den möglichen Grad der Schnittkraftumlagerung bei Stahlbetontragwerken.
Teil 1: Theoretische Untersuchungen, von R. Eligehausen, H. Kreller.
Teil 2: Versuchsbericht, von R. Eligehausen, H. Kreller, P. Langer (ISBN 3-9801833-1-9)
- 1989/1** Beiträge zur Befestigungstechnik
- 1989/2** Zum Weiterreißverhalten von beschichteten Geweben, von Walter Bidmon (ISBN 3-9801833-2-7)
- 1989/3** Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in Stahlbetonbauteilen bei Brandeinwirkung, von Roland Gerster (ISBN 3-9801833-3-5)
- 1989/4** Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Last- und Zwangseinwirkung, von Helmut Kreller (ISBN 3-9801833-4-3)
- 1989/5** Untersuchungen zum Verbundverhalten gerippter Bewehrungsstäbe mit praxisüblicher Beton deckung, von Rolf Eligehausen, Helmut Kreller, Peter Langer (ISBN 3-9801833-5-1)
- 1989/6** Jahresbericht 1987-1988 Activities
- 1990/1** SBETA Computer Program for Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, von V. Cervenka, R. Eligehausen, R. Pukl (ISBN 3-9801833-6-X)
- 1990/2** Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast in ungerissenem Beton, von Werner Fuchs (ISBN 3-9801833-7-8)
- 1991/1** Funktionsersatzprüfungen für die Beurteilung der Eignung von kraftkontrolliert spreizenden Dübeln, von Burkhard Mayer (ISBN 3-9801833-8-6)
- 1991/2** Jahresbericht 1989-1990 Activities
- 1992/1** Zur Korrosion von verzinktem Stahl in Kontakt mit Beton, von Klaus Menzel (ISBN 3-9801833-9-4)
- 1993/1** Tragverhalten und Anwendung von Dübeln unter oftmals wiederholter Belastung, von Dieter Lotze (ISBN 3-9803044-0-X)
- 1994/1** Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch, von Guochen Zhao (ISBN 3-9803044-2-6)
- 1994/2** Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug, von Johannes Furche (ISBN 3-9803044-3-4)
- 1994/3** Tragverhalten von Metallspreizdübeln im ungerissenen und gerissenen Beton bei der Versagensart Herausziehen, von Rolf Lehmann (ISBN 3-9803044-1-8)
- 1994/4** Ein energetisches Materialmodell zur Berechnung des Tragverhaltens von zugbeanspruchtem Beton, von Gottfried Sawade (ISBN 3-9803044-4-2)
- 1994/5** Zur bruchmechanischen Modellierung des Kurzzeit-Bruchverhaltens von Holz im Rißöffnungsmodus I, von Tino Schatz (ISBN 3-9803044-5-0)
- 1995/1** Rotationsfähigkeit von plastischen Gelenken im Stahl- und Spannbetonbau, von Longfei Li (ISBN 3-9803044-6-9)

- 1995/2** Maßstabeffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen, von Josko Ozbolt (ISBN 3-9803044-7-7)
- 1995/3** Jahresbericht 1993-1995 Activities
- 1996/1** Gas Permeability as a Means to Assess The Performance Properties of Concrete, von Abebe Dinku (ISBN 3-9803044-8-5)
- 1996/2** Nachbehandlungsunempfindlicher Hochleistungsbeton, von Silvia Weber (ISBN 3-9803044-9-3)
- 1996/3** Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Betriebsbelastung, von Thomas M. Sippel (ISBN 3-9805102-0-4)
- 1996/4** Tragverhalten von Ankerschienen ohne Rückhängebewehrung, von Rolf Wohlfahrt (ISBN 3-9805102-1-2)
- 1997/1** Jahresbericht 1996-1997 Activities
- 1999/1** Bemessung von zugbeanspruchten Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons, von Jörg Asmus (ISBN 3-9805102-2-0)
- 1999/2** Jahresbericht 1998-1999 Activities
- 2000/1** Ökobilanzierung von Baustoffen am Beispiel des Recyclings von Konstruktionsleichtbeton, von Julian Kümmel (ISBN 3-9805102-4-7)
- 2001/1** Dichtheit von Heißwasser-Langzeitspeichern aus Hochleistungsbeton, von Martin Jooß (ISBN 3-9805102-3-9)
- 2001/2** Zum Trag- und Rotationsverhalten von Stahlbetontragwerken mit nicht-linearer Schnittgrößenermittlung, von Eckhart Fabritius (ISBN 2-9805102-5-5)
- 2001/3** Jahresbericht 2000-2001 Activities
- 2001/4** Brandverhalten von Befestigungen mit großem Randabstand in Beton bei zentrischer Zugbeanspruchung, von Michael Reick (ISBN 3-9805102-6-3)
- 2002/1** Zum Einfluß der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen, von Utz Mayer (ISBN 3-9805102-7-1)
- 2002/2** Zum Durchstanzen von Flachdecken im Bereich von Rand- und Eckstützen, von Henrik Vocke (ISBN 3-9805102-8-X)
- 2002/3** Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben, von Hannes A. Spieth (ISBN 3-9808542-1-3)
- 2002/4** Tragverhalten von Einzelverbunddübeln unter zentrischer Kurzzeitbelastung, von Juraj Meszaros (ISBN 3-9808542-0-5)
- 2002/5** met@BiM - Ein semantisches Datenmodell für Baustoff-Informationen im World Wide Web (Anwendungen für Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung), von Marcus Schreyer (ISBN 3-9805102-9-8)
- 2003/1** Tragverhalten von Verbunddübeln unter zentrischer Zugbelastung im ungerissenen Beton – Gruppenbefestigungen und Befestigungen am Bauteilrand, von Bernhard Lehr (ISBN 3-9808542-2-1)
- 2003/2** Tragverhalten von Kunststoffdübeln im ungerissenen und gerissenen Beton, von Thilo Pregartner (ISBN 3-9808542-3-X)
- 2005/1** Jahresbericht 2002/04 Activities
- 2006/1** Zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk, von Andrea Meyer (ISBN 3-9808542-5-6)
- 2006/2** Behavior and Testing of Fastenings to Concrete for Use in Seismic Applications, von Matthew S. Hoehler (ISBN 3-9808542-7-2)
- 2007/1** Ein Verbundelement für nichtlineare Finite Elemente Analysen – Anwendung auf Übergreifungsstöße, von Steffen Lettow (ISBN 978-3-9808542-9-0)
- 2007/2** Anwendung von Ankerstäben in Rahmenecken, Rahmenendknoten und Stütze-Fundament-Verbindungen, von Markus J. Bruckner (ISBN 978-3-9811682-0-4)

- 2007/3** Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung, von Isabelle N. Simons (ISBN 978-3-9811682-1-1)
- 2008/1** Jahresbericht 2005/07 Activities
- 2011/1** Jahresbericht 2008/10 Activities
- 2011/2** Tragverhalten und Bemessung von Injektionsdübeln unter Quer- und Schrägzugbelastung im Mauerwerk, von Georg Welz (ISBN 978-3-9811682-3-5)
- 2012/1** Seismic Assessment of RC Exterior Beam-Column Joints and Retrofit with Haunches Using Post-Installed Anchors, von Giovacchino Genesio (ISBN 978-3-9811682-4-2)
- 2012/2** Load-bearing behavior and design of anchorages subjected to shear and torsion loading in uncracked concrete, von Philipp R. Grosser (ISBN 978-3-9811682-5-9)
- 2012/3** Untersuchungen zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben mittels vereinfachter Versuchskörper, von Anke Wildermuth (ISBN 978-3-9811682-6-6)
- 2013/1** Experimental performance and recommendations for qualification of post-installed anchors for seismic applications, von Philipp Mahrenholtz (ISBN 978-3-9811682-7-3)
- 2013/2** Seismic bond model for concrete reinforcement and the application to column-to-foundation connections, von Christoph Mahrenholtz (ISBN 978-3-9811682-8-0)
- 2013/3** Seismic behavior and retrofitting of RC frame structures with emphasis on beam-column joints – experiments and numerical modeling, von Akanshu Sharma (ISBN 978-3-9811682-9-7)
- 2014/1** Explosive spalling and permeability of high performance concrete under fire: numerical and experimental investigations, von Josipa Bošnjak (ISBN 978-3-945773-00-0)
- 2014/2** Tragverhalten von randnahen zugbeanspruchten Befestigungen bei der Versagensart "Spalten des Betons", von Thorsten Hüer (ISBN 978-3-945773-01-7)
- 2015/1** Tragverhalten von Hinterschnittverankerungen in Natursteinplatten in Abhängigkeit der Materialeigenschaften, von Judit Tevesz (ISBN 978-3-945773-02-4)

ISSN 0932-5921
ISBN 978-3-945773-02-4