

Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München

Ein Beitrag zur bodenmechanischen und erdbautechnischen Charakterisierung von Recycling-Baustoffen

Stefan Huber

Vollständiger Abdruck der von der
Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt
der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades
eines Doktor-Ingenieurs
genehmigten Dissertation.

Vorsitzende/-r: Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein

Prüfende/-r der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani

2. Prof. Dr.-Ing. Wolfram Kudla

Die Dissertation wurde am 23.11.2020 bei der Technischen Universität München
eingereicht und durch die
Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt am 10.06.2021 angenommen.

Vorwort

Ungeachtet der Forderung der europäischen und deutschen Gesetzgebung, hochwertige Verwertungen von mineralischen Reststoffen anzustreben, ist das Potential des Recyclings, bei dem die Stoffe nach entsprechender Aufbereitung für ihren ursprünglichen Zweck oder gleichwertig wiederverwendet werden, bei weitem nicht ausgeschöpft. Dazu tragen u. a. Unsicherheiten hinsichtlich der bodenmechanischen bzw. erdbautechnischen Gleichwertigkeit von RC Baustoffen und natürlichen mineralischen Baustoffen bei. Bedenken bestehen insbesondere im Hinblick auf die Beständigkeit der Einzelkörner von RC Baustoffen, die zur Nicht-Einhaltung von technischen Anforderungen an Erdbauwerke führen können.

In diesem Zusammenhang richtet sich die Forschung von Stefan Huber auf die Untersuchung der bodenmechanischen Eigenschaften von RC Baustoffen mit besonderem Fokus auf den Erdbau.

Bei Erdbaumaßnahmen stehen üblicherweise natürliche Baustoffe, die hinsichtlich ihrer physikalischen und chemischen Eigenschaften aber auch hinsichtlich ihres Zustands in großen Bandbreiten schwanken können, an. Aufgrund fehlender bodenmechanischer Grundlagen für den Umgang mit dieser Materialmannigfaltigkeit hat sich der Erdbau hauptsächlich auf der Basis von Erfahrungen und empirischem Wissen entwickelt. Diesbezüglich stellt Stefan Huber jedoch fest, dass der Nachweis der Gleichwertigkeit von RC Baustoffen nur überzeugend gelingen kann, wenn neben der kritischen Auseinandersetzung und der Anpassung der größtenteils in den 80er- und 90er-Jahren am Zentrum Geotechnik für natürliche Baustoffe entwickelten empirischen Beziehungen auch die Bodenmechanik in die Analyse stark einbezogen wird.

Mit diesem Ziel spannt Stefan Huber den breiten Bogen zwischen der Bodenmechanik und dem Erdbau in einer Art und Weise, die im Erdbau nicht üblich ist. Dadurch gelingt es ihm, die Komplexität des Problems zu verdeutlichen und anhand der Literatur sowie eigener umfangreicher Laboruntersuchungen das mechanische Verhalten von RC Baustoffen bei monotoner Kompression und Scherung sowie die wesentlichen Einflussgrößen im Vergleich zu natürlichen grobkörnigen Böden zu charakterisieren.

Neben den Laboruntersuchungen sind auch die umfangreichen und anspruchsvollen Felduntersuchungen zum Einbau und zur Verdichtungskontrolle von RC Baustoffen hervorzuheben, bei denen die Gemeinsamkeiten und Unterschiede zu natürlichen Baustoffen unter realen Bedingungen beleuchtet werden. Diese Untersuchungen bilden eine wesentliche Grundlage für die von Stefan Huber ausgearbeiteten bautechnischen Empfehlungen für den Einsatz von RC Baustoffen im Erdbau.

Durch seine Forschung ist es Stefan Huber gelungen, den Wissensstand zu RC Baustoffen zu verbessern und dabei einen wichtigen Beitrag zur Nachhaltigkeit und Ressourceneffizienz in der Bauindustrie zu leisten.

Das bodenmechanische Verhalten von RC Baustoffen, die von Kornbeschädigungen sowie mechanischen und chemischen Alterungseffekten stärker als natürliche Böden beeinflusst werden, ist extrem komplex und muss weiter erforscht werden. Auch diesbezüglich zeigt die Arbeit von Stefan Huber interessante Anknüpfungspunkte auf.

Roberto Cudmani, November 2021

Kurzfassung

Deutschlandweit fallen jährlich große Mengen an mineralischen Baurestmassen als Abfall an. Angesichts begrenzter natürlicher Ressourcen und einer weiterwachsenden Weltbevölkerung ist es erforderlich, einen möglichst großen Anteil dieser Mengen als aufbereitete Baustoffe (RC Baustoffe) wiederzuverwenden. Obgleich sich im Erdbau viele Anwendungsmöglichkeiten für RC Baustoffe bieten, werden sie noch immer häufig nur zögerlich in hochwertigen Anwendungen eingesetzt oder gar verfüllt. Ursächlich hierfür sind u. a. Vorbehalte gegenüber ihrer bautechnischen Eignung und Gleichwertigkeit zu natürlichen Baustoffen, die aus Unterschieden im erdbautechnischen Verhalten von rezyklierten und natürlichen Baustoffen infolge ihrer jeweiligen materialcharakteristischen Eigenschaften resultieren. Zudem bestehen häufig Bedenken hinsichtlich der Beständigkeit von RC Baustoffen gegenüber mechanischen Einwirkungen und Witterungseinflüssen. In dieser Arbeit werden zunächst die Grundlagen zur anforderungsgerechten Verwendung von Baustoffen im Erdbau aufgezeigt. Wesentlich ist dabei die ausreichende Verdichtung der Erdbaustoffe sowie ihr mechanisches Verhalten unter Kompressions- und Scherbeanspruchung. Die Verdichtbarkeit und das Kompressions- und Scherverhalten der Erdbaustoffe hängen von der Beschaffenheit des Korngerüstes und den Eigenschaften der Einzelkörner ab. Zwischen rezyklierten und natürlichen Baustoffen bestehen dabei Unterschiede. Zu Beginn der Arbeit werden daher zunächst der Einfluss der granulometrischen Beschaffenheit der Erdbaustoffe auf ihre erdbautechnisch relevanten Eigenschaften aufgezeigt und RC Baustoffe hinsichtlich der kennzeichnenden Eigenschaften ihres Korngerüstes charakterisiert. Anschließend wird das mechanische Verhalten von RC Baustoffen unter Kompressions- und Scherbeanspruchung und der Einfluss materialcharakteristischer Eigenschaften am Beispiel der Ergebnisse von Laboruntersuchungen erläutert. Untersuchungen zum Verdichtungsverhalten sowie der Anwendbarkeit bestehender Prüfverfahren zur Verdichtungskontrolle wurden im Rahmen von umfangreichen Feldversuchen durchgeführt. Anhand der Untersuchungsergebnisse werden Besonderheiten hinsichtlich der Verdichtung und Verdichtungskontrolle von RC Baustoffen herausgearbeitet und Empfehlungen für die Praxis abgeleitet. Abschließend wird auf Basis von Labor- und Felduntersuchungen beurteilt, inwieweit die Bedenken im Hinblick auf die Beständigkeit von RC Baustoffen gegenüber mechanischen Einwirkungen und Witterungseinflüssen sowie zu ihrer dauerhaften Tragfähigkeit begründet sind.

Abstract

Throughout Germany, large quantities of mineral construction debris are generated as waste every year. In view of limited natural resources and a growing world population, it is necessary to reuse as much of these quantities as possible as recycled materials. Although there are many applications for recycled materials in earthworks, they are still often used only hesitantly in high-quality applications or are even just backfilled. The reasons for this are, among other things, reservations about their suitability for construction engineering and their equivalence to natural building materials. These reservations result from differences in the engineering behaviour of recycled and natural building materials due to their respective material properties. In addition, there are often concerns about the durability of recycled materials to mechanical impacts and weathering. In this thesis the basics for the use of construction materials in earthworks according to the requirements are presented. An essential aspect is the sufficient compaction of the construction materials and their mechanical behaviour under compression and shearing. The compactibility of the construction materials and their behaviour under compression and shearing depend on the nature of the grain skeleton and the properties of the individual grains. Regarding this, there are differences between recycled and natural materials. At the beginning therefore first the influence of the granulometric characteristics of constructions materials on their engineering behaviour is pointed out and recycled materials are characterised regarding the characteristics of their grain skeleton. Subsequently, the mechanical behaviour of recycled materials under compression and shearing and the influence of their material characteristic properties are explained using the results of laboratory tests as an example. Investigations on the compaction behaviour as well as the applicability of existing test methods for compaction control were carried out in the context of extensive field tests. Based on the results of these investigations, special features regarding compaction and compaction control of recycled materials are worked out and recommendations for practical use are derived. Finally, on the basis of laboratory and field tests, it will be assessed to what extent the concerns regarding the durability of recycled materials to mechanical and weathering influences as well as their long-term bearing strength are justified.

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1 Einführung, Motivation, Ziele und Methoden	1
1.1 Ausgangssituation	1
1.2 Rechtlicher Hintergrund	2
1.3 Gründe für den zögerlichen Einsatz von RC Baustoffen	3
1.4 Offene Fragen und Ziele	5
1.5 Inhaltliche Abgrenzung	7
1.6 Methodik und Struktur der Arbeit	9
2 Regelwerkstechnische Rahmenbedingungen im Erdbau	11
2.1 Bautechnische Rahmenbedingungen	11
2.2 Umwelttechnische Rahmenbedingungen	12
2.3 Anwendungsbezogene Anforderungen im Erdbau	13
2.3.1 Allgemeines	13
2.3.2 Stoffspezifische Anforderungen an RC Baustoffe im Erdbau	14
2.3.3 Anwendungsbezogene Anforderungen an Erdbauwerke	15
3 Erdbautechnische Grundlagen	17
3.1 Die Verdichtung als wesentlicher Arbeitsprozess im Erdbau	17
3.1.1 Erdbautechnische Bedeutung der Verdichtung	17
3.1.2 Beurteilung des Verdichtungszustandes nichtbindiger Erdbaustoffe	18
3.1.3 Verdichtungseigenschaften grob-, gemischt- und feinkörniger Erdbaustoffe	22
3.1.4 Die Bedeutung des Wassergehalts für die Verdichtbarkeit von Erdbaustoffen	26
3.1.5 Einflussfaktoren auf die Größe des erzielbaren Porenanteils	35
3.2 Die Verdichtungskontrolle als grundlegender Bestandteil der Qualitätssicherung	43
3.2.1 Nachweis der Verdichtungsanforderungen mittels indirekter Prüfmerkmale	43
3.2.2 Herkunft der Prüfmerkmale zum indirekten Nachweis der Verdichtung	46
3.3 Die Prüfverfahren zur Verdichtungskontrolle von Erdbaustoffen	48
3.3.1 Allgemeines	48
3.3.2 Direkte Prüfverfahren zum Nachweis des Verdichtungsgrades	49
3.3.3 Indirekte Prüfverfahren zum Nachweis des Verdichtungsgrades	58
3.3.4 Abschließende Anmerkungen zu den angeführten Prüfverfahren	66
3.4 Frost und Erdbau	67
3.4.1 Hintergrund	67
3.4.2 Frostproblematik im Kontext des Erdbaus	67
3.4.3 Beurteilung der Frostgefährdung von Erdbaustoffen	71
3.4.4 Ermittlung der Frosteindringtiefe	73
4 Bodenmechanische Grundlagen	79
4.1 Beschreibung der geometrischen Beschaffenheit von Einzelkörnern	79
4.1.1 Allgemeines	79
4.1.2 Quantitative Beschreibung der Kornform anhand von Formfaktoren	80
4.1.3 Quantitative Beschreibung der Oberflächenrauheit	86
4.2 Grundlagen zur Zusammendrückbarkeit nichtbindiger Erdbaustoffe	87
4.2.1 Vorgänge im Korngerüst bei der Zusammendrückung	87

4.2.2	Einflussfaktoren auf die Zusammendrückbarkeit	88
4.3	Grundlagen zu Scherverhalten und Scherfestigkeit nichtbindiger Erdbaustoffe	92
4.3.1	Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb	92
4.3.2	Scherfestigkeit nach der kritischen Zustandstheorie	94
5	Granulometrische Eigenschaften von RC Baustoffen	106
5.1	Eigenschaften des Korngerüstes	106
5.1.1	Allgemeines	106
5.1.2	Stoffliche Zusammensetzung	106
5.1.3	Abstufung der Kornverteilungskurve	109
5.1.4	Veränderung der Korngrößenanteile infolge von Kornbruch	111
5.1.5	Veränderungen des Korngerüstes infolge von Verfestigungsprozessen	115
5.2	Eigenschaften der Einzelkörner von RC Baustoffen	117
5.2.1	Mineralogische Zusammensetzung	117
5.2.2	Geometrische Eigenschaften	124
5.2.3	Porenstruktur	127
5.2.4	Korndichte	130
5.2.5	Wasseraufnahmefähigkeit	134
5.2.6	Kornfestigkeit	138
5.2.7	Widerstand gegenüber mechanischer Beanspruchung sowie Wassergehalts- und Temperaturänderungen	141
5.2.8	Wasserdurchlässigkeit	146
5.2.9	Frostbeständigkeit der Einzelkörner	148
6	Mechanisches Verhalten von RC Baustoffen	158
6.1	Untersuchungen zur Scherfestigkeit von RC Baustoffen	158
6.1.1	Zum Scherverhalten und zur Scherfestigkeit von RC Baustoffen	158
6.1.2	Triaxialversuche an RC Sanden	159
6.1.3	Triaxialversuche an RC Kiesen	163
6.1.4	Scherparameter von RC Baustoffen aus eigenen Versuchen	167
6.1.5	Verhalten von RC Baustoffen unter zyklischer Scherbeanspruchung	168
6.2	Untersuchungen zur Zusammendrückbarkeit von RC Baustoffen	171
6.2.1	Allgemeines	171
6.2.2	Eindimensionale Kompression von RC Sanden bis 1,6 MPa	172
6.2.3	Eindimensionale Kompression von RC Sanden bis 350 MPa	178
6.2.4	Eindimensionale Kompression von RC Kiesen bis 0,8 MPa	180
6.3	Einfluss sekundärer Verfestigungsprozesse	185
6.3.1	Allgemeines	185
6.3.2	Einaxiale Druckfestigkeit	185
6.3.3	Zusammendrückbarkeit	187
6.3.4	Scherfestigkeit	191
6.4	Kornbruch infolge mechanischer Beanspruchungen	193
6.4.1	Allgemeines	193
6.4.2	Ödometrische Kompression	194
6.4.3	Scherbeanspruchung im Triaxialversuch	197
6.4.4	Verdichtung im Proctorversuch	199

6.4.5	Großtechnische Verdichtung	201
6.5	Witterungsbeständigkeit und dauerhafte Tragfähigkeit von RC Baustoffen	203
6.5.1	Ziel der Untersuchungen	203
6.5.2	Versuchsmaterialien	203
6.5.3	Herstellung der Versuchsfelder	205
6.5.4	Versuchsmethodik	207
6.5.5	Entwicklung der Korngrößenverteilungen	210
6.5.6	Entwicklung der Trockendichten	211
6.5.7	Entwicklung der Verformungsmoduln	213
7	Verdichtung und Verdichtungskontrolle von RC Baustoffen	218
7.1	Hintergrund und Zweck der Untersuchungen	218
7.2	Versuchsmethodik	219
7.3	Versuchsmaterialien	220
7.4	Verdichtungsverhalten der Versuchsmaterialien	222
7.5	Herstellung der Probefelder	224
7.5.1	Probefelder im Juni 2017 und Juli 2018	225
7.5.2	Probefelder im August 2020	227
7.6	Ergebnisse der Felduntersuchungen	228
7.6.1	Ergebnisse der Plattendruckversuche	228
7.6.2	Radiometrisch und mittels Ballonverfahren bestimmte Prüfgrößen	236
7.6.3	Anwendbarkeit der FDVK	243
8	Baupraktische Folgerungen	246
8.1	Verdichtungsverhalten und Proctorversuch	246
8.2	Großtechnische Verdichtbarkeit	247
8.3	Prüfung der Verdichtung anhand von direkten Prüfverfahren	248
8.4	Indirekte Prüfung der Verdichtung mittels Plattendruckversuchen	248
8.5	Beständigkeit gegenüber mechanischen Einwirkungen	253
8.6	Dauerhafte Tragfähigkeit und Witterungsbeständigkeit	254
8.7	Veränderung der mechanischen und hydraulischen Eigenschaften infolge von Zementierungseffekten	255
9	Zusammenfassung	257
10	Referenzen	260
10.1	Literaturangaben	260
10.2	Normen und Richtlinien	277
10.3	Studienarbeiten	281
11	Anhang	283
11.1	Spannungspfade und Spannungs-Dehnungskurven aus den Triaxialversuchen	283
11.2	Verdichtungstheorien für feinkörnige Böden	297
11.2.1	Hogentoglers Theorie der Viskosität des Wassers	297
11.2.2	Lambes physikalisch-chemische Theorie	300

1 Einführung, Motivation, Ziele und Methoden

1.1 Ausgangssituation

Die Themen „Ressourceneffizienz“ und „Nachhaltigkeit“ haben sich in Anbetracht einer weltweit weiterwachsenden, nach Wohlstand strebenden Bevölkerung bei gleichzeitig begrenzten Ressourcen in den letzten Jahrzehnten zu zwei der führenden Leitmotive in unserer Gesellschaft entwickelt. Ein Wirtschaftssektor, der im Zusammenhang mit „Ressourceneffizienz“ und „Nachhaltigkeit“ von enormer Bedeutung ist, in der breiten Öffentlichkeit jedoch häufig kaum damit in Verbindung gebracht wird, ist die Bauwirtschaft. Diese ist nicht nur einer der ressourcenintensivsten Wirtschaftszweige unserer Volkswirtschaft, sondern stellt gleichzeitig denjenigen Wirtschaftssektor dar, in dem mit den mineralischen Restmassen deutschlandweit der größte Abfallstrom produziert wird.

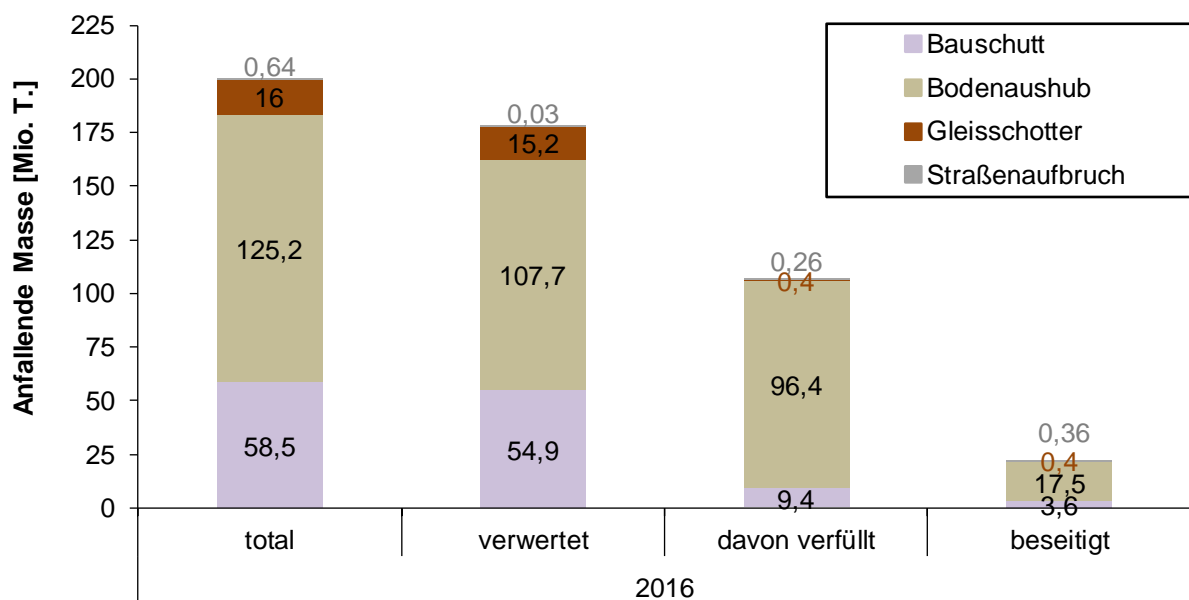


Abbildung 1: Anfall mineralischer Baurestmassen in Deutschland, nach KREISLAUFWIRTSCHAFT BAU (2018)

Allein im Jahre 2016 belief sich die in Deutschland angefallene Menge an mineralischen Baurestmassen auf mehr als 215 Mio. T., wovon über die Hälfte auf die Fraktion Bodenaushub und annähernd 60 Mio. T. auf die Fraktion Bauschutt entfielen (s. Abbildung 1, KREISLAUFWIRTSCHAFT BAU, 2018). Hinzu kommen weitere signifikante Mengen aus industriellen Prozessen (überwiegend Eisenhüttenschlacken, ca. 7,5 Mio. T. im Jahr 2016 (MERKEL, 2017) und der thermischen Verwertung von Siedlungsabfällen (Hausmüllverbrennungsasche, ca. 6 Mio. T. im Jahr 2014 (ITAD, 2014)).

Die anfallenden mineralischen Restmassen möglichst hochwertig und umfassend wiederzuverwerten, stellt eine der größten Aufgaben der Bauwirtschaft in der heutigen Zeit dar. Durch die hochwertige Wiederverwendung von mineralischen Baurestmassen und industriellen Nebenprodukten als aufbereitete mineralische Sekundärbaustoffe kann ein signifikanter Beitrag zur Ressourceneffizienz und zu einer nachhaltigen Materialverwendung

geleistet werden (z. B. HEYER & HUBER, 2019). Einerseits können wertvolle Primärbaustoffe wie Kiese und Sande sowie Flächen, die zu ihrer Gewinnung benötigt werden, für zukünftige Generationen bewahrt werden. Andererseits werden Deponiekapazitäten geschont, was im Hinblick auf bereits heute regional knappe Deponiekapazitäten, hohen Deponierungskosten, den langen Zeiträumen von der Planung und Genehmigung bis hin zur Errichtung neuen Deponieraumes sowie der elementaren Funktion der Deponie als Schadstoffsенke am Ende der Entsorgungskette von besonders aktueller Bedeutung ist (HAEMIG, 2018).

Insbesondere im Erdbau, in dem kontinuierlich vergleichsweise große Massen an Baustoffen benötigt werden, bieten sich dabei viele Möglichkeiten zur hochwertigen Wiederverwendung von aufbereiteten mineralischen Restmassen als mineralische Sekundärbaustoffe.

1.2 Rechtlicher Hintergrund

Die hochwertige Wiederverwendung aufbereiteter mineralischer Restmassen als mineralische Sekundärbaustoffe erscheint nicht nur unter sozio-ökonomischen und ökologischen Gesichtspunkten sinnvoll, sondern ist seit der Umsetzung der Europäischen Abfallrahmenrichtlinie 2008/98/EG (EU RICHTLINIE 2008/98/EG, 2008) mit der Novellierung des Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetzes im Jahre 2012 zum Kreislaufwirtschaftsgesetz (KrWG 2012) auch in Deutschland gesetzlich verankert.

Das Kreislaufwirtschaftsgesetz verpflichtet die Erzeuger und Besitzer von (auch mineralischen) Abfällen dazu, der Verwertung von Abfällen den Vorzug gegenüber ihrer Beseitigung einzuräumen, soweit diese ordnungsgemäß, d. h. in Einklang mit den Vorschriften des öffentlichen Rechts, und schadlos, d. h. unter Wahrung des Schutzes des Wohls der Allgemeinheit, sowie mit vertretbarem technischen und wirtschaftlichen Aufwand realisiert werden kann (§ 7 KrWG). Zusätzlich ordnet das Kreislaufwirtschaftsgesetz mit der Abfallhierarchie in § 5 (s. Abbildung 2) die möglichen Bewirtschaftungsmaßnahmen für Abfälle hierarchisch nach ihrer Wertigkeit.

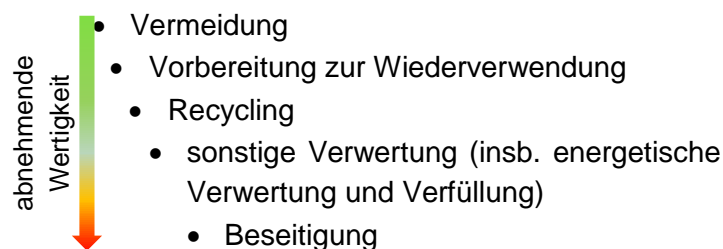


Abbildung 2: Abfallhierarchie gemäß § 5 KrWG (2012)

Entsprechend der Abfallhierarchie besitzt die Vermeidung des Anfalls von Abfällen die höchste Wertigkeit. Soweit die Abfallvermeidung als höchster Grundsatz der Abfallbewirtschaftung nicht möglich ist, müssen die Reststoffe einer gemäß der Abfallhierarchie möglichst hochwertigen Verwertungsmaßnahme zugeführt werden. Als Verwertungsmaßnahmen gelten dabei in absteigender Reihenfolge die Vorbereitung zur Wiederverwendung, bei der die Stoffe nach entsprechender Vorbereitung für ihren ursprünglichen Zweck wiederverwendet werden, das Recycling, bei dem nach einer Aufbereitung der Stoffe auch eine anderweitige als die ursprüngliche Verwendung möglich ist, sowie die sonstige Verwertung, was für mineralische

Reststoffe in erster Linie deren Verfüllung (z. B. in Gruben oder Brüchen) bedeutet. Die Beseitigung, die in der Regel durch die Ablagerung auf einer Deponie erfolgt, befindet sich am Ende der Abfallhierarchie und ist lediglich dann zu wählen, wenn eine höherwertige Verwertung nicht möglich ist. Für die Stofffraktion der nichtgefährlichen Bau- und Abbruchabfälle, auf denen der Fokus der Ausführungen in diesem Beitrag liegt, legt § 14 KrWG zudem eine verbindliche Verwertungsquote fest, wonach seit dem 01.01.2020 mindestens 70 M.-% dieser Stofffraktion verwertet werden müssen.

Betrachtet man die Bewirtschaftungswege der mineralischen Baurestmassen in Abbildung 1, zeigt sich, dass zwar ein Großteil der anfallenden Massen bereits heute einer Verwertungsmaßnahme gemäß Kreislaufwirtschaftsgesetz zugeführt wird. Die Verwertung erfolgt aufgrund vielfältiger Ursachen in vielen Fällen allerdings lediglich durch die Verfüllung als gemäß Kreislaufwirtschaftsgesetz nachrangigste Maßnahme der Verwertung, wodurch das volle ökonomische und ökologische Potential der mineralischen Baurestmassen bei Weitem noch nicht ausgeschöpft und die Ziele des Kreislaufwirtschaftsgesetzes unterlaufen werden.

1.3 Gründe für den zögerlichen Einsatz von RC Baustoffen

In Anbetracht der großen Bandbreite mineralischer Restmassen, die zugleich potenzielle Erdbaustoffe darstellen, sind die Gründe für den nach wie vor oftmals zögerlichen Einsatz als mineralische Sekundärbaustoffe für die unterschiedlichen Stoffströme vielfältig und differenziert zu betrachten.

So liegen die Ursachen, die einer höherwertigen Verwertung als der Verfüllung entgegenstehen, bei dem mengenmäßig weitaus größten Stoffstrom „Bodenaushub“ in vielen Fällen tatsächlich in unzureichenden oder ungünstigen bautechnischen Eigenschaften begründet. Dies ist beispielsweise bei feinkörnigen, zu weichen oder organogenen und organikhaltigen Böden häufig der Fall und führt dazu, dass eine bautechnische Wiederverwendung derartiger Böden nicht als Mittel der ersten Wahl erscheint und die Materialien beseitigt werden. In vielen Fällen wäre eine erdbautechnische Wiederverwendung derartiger Böden bei entsprechender Behandlung (z. B. Wassergehaltsreduktion, Bindemittelzugabe) dennoch möglich (z. B. HEYER & HENZINGER, 2016; HENZINGER & HEYER, 2016), doch schrecken die Kosten oder der damit verbundene Aufwand viele Anwender ab.

Die Ursachen, die einer erdbautechnischen Wiederverwendung von mineralischen Sekundärbaustoffen aus aufbereiteten Baurestmassen (nachfolgend *RC Baustoffe*) oder industriellen Nebenprodukten entgegenstehen, sind dagegen in erster Linie auf Vorbehalte gegenüber ihrer bautechnischen Eignung, ihrer bautechnischen Gleichwertigkeit gegenüber natürlichen Baustoffen sowie ihrer umwelttechnischen Zulässigkeit zurückzuführen (HEYER & HUBER, 2019).

Die Vorbehalte gegenüber der bautechnischen Eignung resultieren dabei zum großen Teil aus Unterschieden, die bei derartigen mineralischen Sekundärbaustoffen gegenüber natürlichen Primärbaustoffen bei der Prüfung im Labor und im Feld auftreten. So kommt es beispielsweise bei der Prüfung von Sekundärbaustoffen im Labor im Zuge der Ermittlung der Proctordichte als Bezugsgröße für die Verdichtung im Feld oder bei der Prüfung im Feld in Zusammenhang

mit der Verdichtungskontrolle mittels indirekter Prüfverfahren in Verbindung mit den Richtwerten der ZTV-E StB 17 häufig zu Schwierigkeiten (HUBER, HENZINGER & HEYER, 2018). Derartige Unterschiede sind in der Regel auf materialcharakteristische Eigenschaften von mineralischen Sekundärbaustoffen zurückzuführen und stellen aus erdbautechnischer Sicht in der Regel keine Minderung der erdbautechnischen Eignung von Sekundärbaustoffen dar. Dennoch werden derartige Unterschiede fälschlicherweise häufig als Minderung der erdbautechnischen Eignung von Sekundärbaustoffen interpretiert.

Darüber hinaus bestehen häufig auch Vorbehalte gegenüber der Dauerhaftigkeit der verdichteten Schichten (z. B. dauerhafte Tragfähigkeit), der Beständigkeit der Einzelkörner gegenüber Witterungseinflüssen (Frost-Tau- und Trocken-Feucht-Wechsel) sowie gegenüber mechanischen Einwirkungen aus Verkehrslasten. Derartige Vorbehalte treten dabei insbesondere bei Sekundärbaustoffen aus aufbereiteten Bauschuttgemischen (RC Mix) auf, bei denen der farblich hervorstechende Ziegelanteil sowie das heterogene Erscheinungsbild mit ungünstigen bautechnischen Eigenschaften assoziiert werden (HUBER, HEYER & BIRLE, 2017).

Ein weiterer Punkt, der zu einer negativen Wahrnehmung von aufbereiteten Baurestmassen beiträgt, sind unsachgemäß aufbereitete mineralische Sekundärbaustoffe, die güteüberwachten und sorgfältig aufbereiteten Sekundärbaustoffen in punkto Qualität deutlich nachstehen und zu einem allgemein schlechten Image von Sekundärbaustoffen beitragen (HUBER, HEYER & BIRLE, 2017).

Die Vorbehalte gegenüber der umweltbezogenen Zulässigkeit rühren u. a. aus dem Abfallstatus mineralischer Restmassen her, den diese von ihrem Anfall bis zu ihrer Aufbereitung besitzen. Das Erfordernis von umwelttechnischen Analysen aufbereiteter mineralischer Sekundärbaustoffe, welches bei natürlichen Primärbaustoffen trotz potenzieller geogener Belastungen nicht besteht, trägt ebenfalls zu den Vorbehalten gegenüber der umweltbezogenen Zulässigkeit bei (HUBER, HEYER & BIRLE, 2017). Dabei stellt die Kenntnis der umwelttechnischen Eigenschaften sogar einen Vorteil gegenüber natürlichen Primärbaustoffen, bei denen die umwelttechnischen Merkmale unbekannt sind, dar.

Erschwerend hinzu kommt ein bundesweit nach wie vor nicht einheitliches umwelttechnisches Regelwerk, was zu zusätzlicher Unsicherheit im Hinblick auf einen unter umwelttechnischen Gesichtspunkten rechtssicheren Einsatz von Sekundärbaustoffen führt. Dies kann zur Folge haben, dass einzelne Verantwortliche mineralische Sekundärbaustoffe im Zweifel tendenziell eher ablehnen, anstatt Gefahr zu laufen, für Kosten und Schäden, die durch einen unrechtmäßigen Einsatz mineralischer Sekundärbaustoffe verursacht werden, zur Rechenschaft gezogen zu werden (HUBER, HEYER & BIRLE, 2017).

Die Konkurrenz durch nach wie vor günstige natürliche Primärbaustoffe ist ein weiterer Aspekt, der die erdbautechnische Verwendung von mineralischen Sekundärbaustoffen noch immer hemmt. Zudem werden natürliche Primärbaustoffe bei öffentlichen Ausschreibungen oftmals noch immer (unrechtmäßigerweise) bevorzugt (HUBER, HEYER & BIRLE, 2017).

1.4 Offene Fragen und Ziele

Die Möglichkeit aufbereitete Baurestmassen als RC Baustoffe im Erd- und Straßenbau einzusetzen ist in der Literatur bereits umfangreich belegt. So zeigt eine Vielzahl an Laborstudien, dass RC Baustoffe die jeweiligen bautechnischen Anforderungen für ihre Verwendung im Straßenunterbau oder als ungebundenes Tragschichtmaterial (z. B. DELONGUI ET AL., 2018; VIEIRA & PEREIRA, 2015; ARULRAJAH ET AL., 2014; ARULRAJAH ET AL., 2013a; AZAM & CAMERON, 2013; ARULRAJAH, JEGATHEESAN & BO, 2012a; ARULRAJAH, JEGATHEESAN & BO, 2012b; GABR & CAMERON, 2012; ARULRAJAH ET AL., 2011; JIMÉNEZ ET AL., 2011; LEITE ET AL., 2011; VEGAS ET AL., 2011; O'MAHONY & MILLIGAN, 1991) sowie zur Herstellung von Straßendämmen (z. B. CRISTELO, VIEIRA & DE LURDES LOPES, 2016; SOLEIMANBEIGI, EDIL & BENSON, 2014) oder von unbefestigten Straßen (z. B. JIMÉNEZ ET AL., 2012a; JIMÉNEZ ET AL., 2012b) erfüllen.

Überdies bestätigt eine ganze Reihe von Feldstudien die vielfältigen Einsatzmöglichkeiten von RC Baustoffen für erdbautechnische Anwendungen im Kontext des Straßenbaus (z. B. LI ET AL., 2017; DETTENBORN, KORKIALA-TANTTU & FORSMAN, 2017, DEL REY ET AL., 2016; DETTENBORN, FORSMAN & KORKIALA-TANTTU, 2014; NEVES ET AL., 2013; HERRADOR ET AL., 2012; LANCIERI, MARRADI & MANNUCCI, 2006; PARK, 2003), für Straßenbankette (HENZINGER, HUBER & BIRLE, 2019), zur Bettung von Rohrleitungen (z. B. ARULRAJAH, HORPIBULSUK & MAGHOOL 2016; ARULRAJAH ET AL., 2014) oder Verfüllung von Leitungsgräben (RAHMAN ET AL., 2014), zur Boden- (z. B. HENZINGER 2017; HENZINGER & HEYER, 2015) oder Baugrundverbesserung (z. B. KUMAR, AGNIHOTRI & GUPTA, 2013; MCKELVEY ET AL., 2002) sowie für Deponieabdeckungen (HARNAS, RAHARDJO & WANG, 2013) und mineralische Dichtungssysteme (DÜSER, 1999).

Zu berücksichtigen ist, dass nicht alle RC Baustoffe für alle Anwendungen gleichermaßen geeignet sind, sondern dass einige RC Baustoffe für bestimmte Anwendungen besser geeignet sind als andere (z. B. BARBUDO ET AL., 2012; MOLENAAR & VAN NIEKERK, 2002). Dies ist eine Folge der zeitlichen und räumlichen Variation der stofflichen Zusammensetzung von RC Baustoffen (BARATA & CARDOSO, 2013) und damit ihrer erdbautechnischen Eigenschaften, die von einer Vielzahl an materialcharakteristischen Eigenschaften, wie beispielsweise der Korngrößenverteilung, der Kornform sowie der Steifigkeit und Festigkeit der Einzelkörner (z. B. VOß, 1961; MIURA ET AL., 1997; MIURA ET AL., 1998; NAKATA ET AL., 2001a; CAVARRETTA, COOP & O'SULLIVAN, 2010; ALTUHAFI & COOP, 2011a; ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU, 2016), abhängen.

Trotz der umfangreichen Erkenntnisse hinsichtlich der erdbautechnischen Verwendung von RC Baustoffen existieren nach wie vor Vorbehalte und offene Fragestellungen, die zu einer zögerlichen Verwendung von RC Baustoffen im Erdbau beitragen und im Hinblick auf einen vorbehaltlosen Einsatz einer Klärung bedürfen.

Bedenken gegenüber ihrer erdbautechnischen Eignung bestehen insbesondere bei RC Baustoffen mit Anteilen an vergleichsweise weichen Einzelkörnern (z. B. Ziegel, Mörtel, Putz). Inwieweit diese Bedenken begründet sind und ob eine anforderungsgerechte Verwendung derartiger RC Baustoffe im Erdbau unter besonderer Berücksichtigung der

Anforderungen des erdbautechnischen Regelwerkes an die zu verwendenden Baustoffe und die daraus erstellten Erdbauwerke möglich ist, ist nach wie vor nicht abschließend geklärt.

Ebenfalls nicht abschließend geklärt ist der Einfluss der stofflichen Beschaffenheit von RC Baustoffen auf ihr mechanisches Verhalten unter Kompressions- und Scherbeanspruchung sowie auf ihre Scherfestigkeit. Von besonderem Interesse ist hierbei, inwieweit die Anteile an vergleichsweise weichen Einzelkörnern (z. B. Ziegel, Mörtel, Putz) zu einer Minderung der mechanischen Eigenschaften führen. Zudem ist offen, inwieweit Anteile an Betonbruch zu sekundären Verfestigungsprozessen und damit zu einer zeitlichen Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften und der Festigkeit von RC Baustoffen führen.

Konkrete bautechnische Fragestellungen bestehen auch im Hinblick auf das Verdichtungsverhalten von RC Baustoffen und dem Nachweis der ausreichenden Verdichtung im Zuge der Verdichtungskontrolle nach dem Einbau. Dabei ist aus der Praxis bekannt, dass die Trockendichte von RC Baustoffen im Proctorversuch häufig keine eindeutige Abhängigkeit vom Wassergehalt aufweist. Dies kann im Zuge der Eignungsprüfung im Labor zu Schwierigkeiten bei der Festlegung der Einbaukennwerte *Proctordichte* und *Proctorwassergehalt* führen. Nicht abschließend geklärt ist, worauf dieses Verhalten zurückzuführen ist, wie in solchen Fällen die Einbaukennwerte festzulegen sind und welche Konsequenzen dieses Verhalten für die Erdbaupraxis hat.

Bezüglich der Verdichtungskontrolle sind aus der Praxis vor allem Schwierigkeiten mit den indirekten Prüfverfahren statischer und dynamischer Plattendruckversuch bekannt. Beide Prüfverfahren werden insbesondere bei grobkörnigen Erdbaustoffen aufgrund ihrer vergleichsweise schnellen und einfachen Versuchsdurchführung häufig in Verbindung mit den Richtwerten der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017), die eine schnelle und einfache Zuordnung des Verformungsmoduls (E_{V2} bzw. E_{Vd}) zum Verdichtungsgrad D_{Pr} ermöglichen, zur Kontrolle des Verdichtungserfolges herangezogen. Trotz ausreichender Verdichtung können die Anforderungen der Richtwerte bei RC Baustoffen allerdings häufig nicht eingehalten werden, was ebenfalls zu Vorbehalten hinsichtlich der bautechnischen Eignung von RC Baustoffen beiträgt und überdies zu ihrer Ablehnung über den Bauvertrag führen kann. Weitere Unklarheiten in Zusammenhang mit der Verdichtungskontrolle von RC Baustoffen bestehen auch hinsichtlich der Anwendbarkeit der radiometrischen Sonde als direktes Prüfverfahren, bei welcher die chemische Zusammensetzung der Baustoffe zu Fehlern in der Dichte- und Wassergehaltsbestimmung führen kann (z. B. VIYANANT, RATHJE & RAUCH, 2004).

Bedenken bestehen zudem im Hinblick auf die Beständigkeit der Einzelkörner von RC Baustoffen gegenüber mechanischen Einwirkungen sowie gegenüber Witterungseinflüssen. Dabei wird befürchtet, dass die Einwirkungen während der Verdichtung und der Nutzungsdauer (z. B. zyklische Kompressions- und/oder Scherbeanspruchungen, Trocken-Feucht- und/oder Frost-Tau-Wechsel) zum Bruch von Einzelkörnern und schließlich zu einer Minderung erdbautechnisch relevanter Eigenschaften oder einer Einschränkung der Tragfähigkeit und dauerhaften Gebrauchstauglichkeit führen.

Neben dem übergeordneten Ziel, unter dem Leitbild der Ressourceneffizienz und nachhaltigen Materialverwendung im Erdbau einen Beitrag dazu zu leisten, dass RC Baustoffe zukünftig vermehrt anforderungsgerecht in hochwertigen Anwendungen des Erdbaus eingesetzt

werden, ergeben sich aus den angeführten Fragestellungen für die vorliegende Arbeit folgende konkrete Zielstellungen:

- Die kennzeichnenden physikalischen Eigenschaften von RC Baustoffen sollen aufgezeigt und Gemeinsamkeiten sowie Unterschiede gegenüber natürlichen Primärbaustoffen herausgearbeitet werden.
- Anhand von experimentellen Untersuchungen im Labor soll das mechanische Verhalten von RC Baustoffen unter Kompressions- und Scherbeanspruchung untersucht werden. Besonderes Augenmerk liegt dabei auf dem Einfluss der stofflichen Zusammensetzung von RC Baustoffen auf ihr mechanisches Verhalten. Zudem soll herausgearbeitet werden, welche Gemeinsamkeiten und Unterschiede im mechanischen Verhalten von RC Baustoffen gegenüber natürlichen Baustoffen auftreten und inwieweit diese auf die physikalischen Eigenschaften von RC Baustoffen zurückzuführen sind.
- Der Einfluss von sekundären Verfestigungsprozessen infolge hydraulisch aktiver Bestandteile auf das mechanische Verhalten von RC Baustoffen sowie auf ihre dauerhafte Tragfähigkeit soll herausgearbeitet werden.
- Das Verdichtungsverhalten von RC Baustoffen, welches für den Erdbau von besonderer Relevanz ist, soll dargestellt und Unterschiede gegenüber natürlichen Primärbaustoffen sollen identifiziert werden. Soweit Unterschiede auftreten, sollen mögliche Konsequenzen für die Erdbaupraxis abgeleitet werden.
- Die bei RC Baustoffen bekannten Schwierigkeiten bei der Verdichtungskontrolle mittels statischen und/oder dynamischen Plattendruckversuch sollen eingehend beleuchtet werden. Soweit möglich soll geklärt werden, inwieweit die bestehenden Diskrepanzen eine Minderung der bautechnischen Eignung von RC Baustoffen darstellen oder die Anwendbarkeit der Plattendruckversuche als indirekte Prüfverfahren zur Verdichtungskontrolle einschränken.
- Es soll geklärt werden, inwieweit die Vorbehalte gegenüber der Beständigkeit von RC Baustoffen zutreffend sind und ob sich hieraus Einschränkungen oder Konsequenzen für die erdbautechnische Verwendung von RC Baustoffen ergeben.
- Auf Grundlage der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen sollen Empfehlungen zum Umgang mit RC Baustoffen in der Erdbaupraxis abgeleitet werden.

1.5 Inhaltliche Abgrenzung

Die Beantwortung der Frage, inwieweit RC Baustoffe unter Berücksichtigung der in Kapitel 1.4 formulierten Fragestellungen anforderungsgerecht im Erdbau eingesetzt werden können, erfordert neben der Kenntnis der bautechnischen Anforderungen im Erdbau insbesondere das Wissen über das erdbautechnische Verhalten von RC Baustoffen. Das erdbautechnische Verhalten eines Baustoffes hängt von seinen mechanischen und hydraulischen Eigenschaften ab, die je nach Anwendungsgebiet eine unterschiedlich große Relevanz besitzen. Zudem beeinflussen auch die jeweiligen Randbedingungen das erdbautechnische Verhalten nichtbindiger Erdbaustoffe.

Die mechanischen und hydraulischen Eigenschaften eines Erdbaustoffes hängen von mehreren Faktoren ab. So ist allgemein bekannt, dass das mechanische Verhalten nichtbindiger Erdbaustoffe zu großen Teilen von der Trockendichte abhängig ist (z. B. MITCHEL & SOGA, 2005; FLOß, 1971; VOß, 1961). Daneben beeinflussen weitere Faktoren, wie z. B. die Art und Geschwindigkeit der Belastung, die Korngrößenverteilung des Materials, die Granulometrie oder die Struktur und gegenseitige Verspannung der Einzelkörner das mechanische Verhalten nichtbindiger Erdbaustoffe (z. B. ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU, 2016; ALTUHAFI & COOP, 2011a; CAVARETTA, COOP & O'SULLIVAN, 2010; NAKATA ET AL., 2001a; MIURA ET AL., 1998; MIURA ET AL., 1997). Bei fein- und gemischtkörnigen Erdbaustoffen kommen weitere Faktoren wie der Wassergehalt oder die Temperatur hinzu (z. B. MITCHEL & SOGA, 2005; FLOß, 1971; VOß, 1961).

Die angeführten Einflussfaktoren auf das mechanische und hydraulische Verhalten von Erdbaustoffen können in Eigenschaften sowie in Zustandsgrößen des Korngerüstes unterschieden werden. Sowohl die Eigenschaften des Körngerüstes als auch seine Zustandsgrößen können dabei Veränderungen unterliegen, die auch aus den äußeren Randbedingungen resultieren können. Die Abhängigkeit der mechanischen und hydraulischen Eigenschaften von RC Baustoffen und damit ihres erdbautechnischen Verhaltens von den Eigenschaften des Korngerüstes, seinem Zustand sowie von potenziellen Änderungen dieser beiden Aspekte ist in Abbildung 3 schematisch dargestellt. Der Fokus der vorliegenden Arbeit liegt dabei insbesondere auf Einflussgrößen, die im Zusammenhang mit der erdbautechnischen Verwendung von RC Baustoffen und den unter Kapitel 1.4 formulierten Fragestellungen besondere Relevanz besitzen. Hierzu zählen vor allem die kennzeichnenden physikalischen Eigenschaften des Korngerüstes von RC Baustoffen (der *Granulometrie*) sowie der Verdichtungszustand des Korngerüstes. Darüber hinaus stehen mögliche Veränderungen der Eigenschaften des Korngerüstes, beispielsweise durch Kornbruch infolge von mechanischen Einwirkungen oder Witterungseinflüssen (insbesondere Frost-Tau-Wechsel) sowie infolge von Verfestigungsprozessen, im Fokus.

Im Mittelpunkt der vorliegenden Arbeit stehen allen voran RC Baustoffe aus aufbereiteten Baurestmassen. Aus Vergleichsgründen werden im Rahmen der Arbeit überdies Ergebnisse aus Untersuchungen an weiteren mineralischen Sekundärbaustoffen, beispielsweise Elektroofenschlacke oder aufbereiteter Gleisschotter sowie an natürlichen Primärbaustoffen mitangeführt. Mineralische Sekundärbaustoffe aus Bodenaushub oder Boden mit Fremdbestandteilen sind kein Gegenstand der Arbeit.

Bei allen im Rahmen dieser Arbeit untersuchten mineralischen Sekundärbaustoffen handelte es sich um güteüberwachte und zertifizierte Baustoffe, die entsprechend ihrer umweltrelevanten Merkmale für eine Verwendung im Erdbau zulässig sind. Die umwelttechnische Zulässigkeit von mineralischen Sekundärbaustoffen stellt eine zwingende Prämisse für deren Verwendung im Erdbau dar und wird im Rahmen dieser Arbeit als Voraussetzung für ihre erdbautechnische Verwendung angesehen. Fragestellungen im Zusammenhang mit der umwelttechnischen Zulässigkeit von mineralischen Ersatzbaustoffen sind daher nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit.

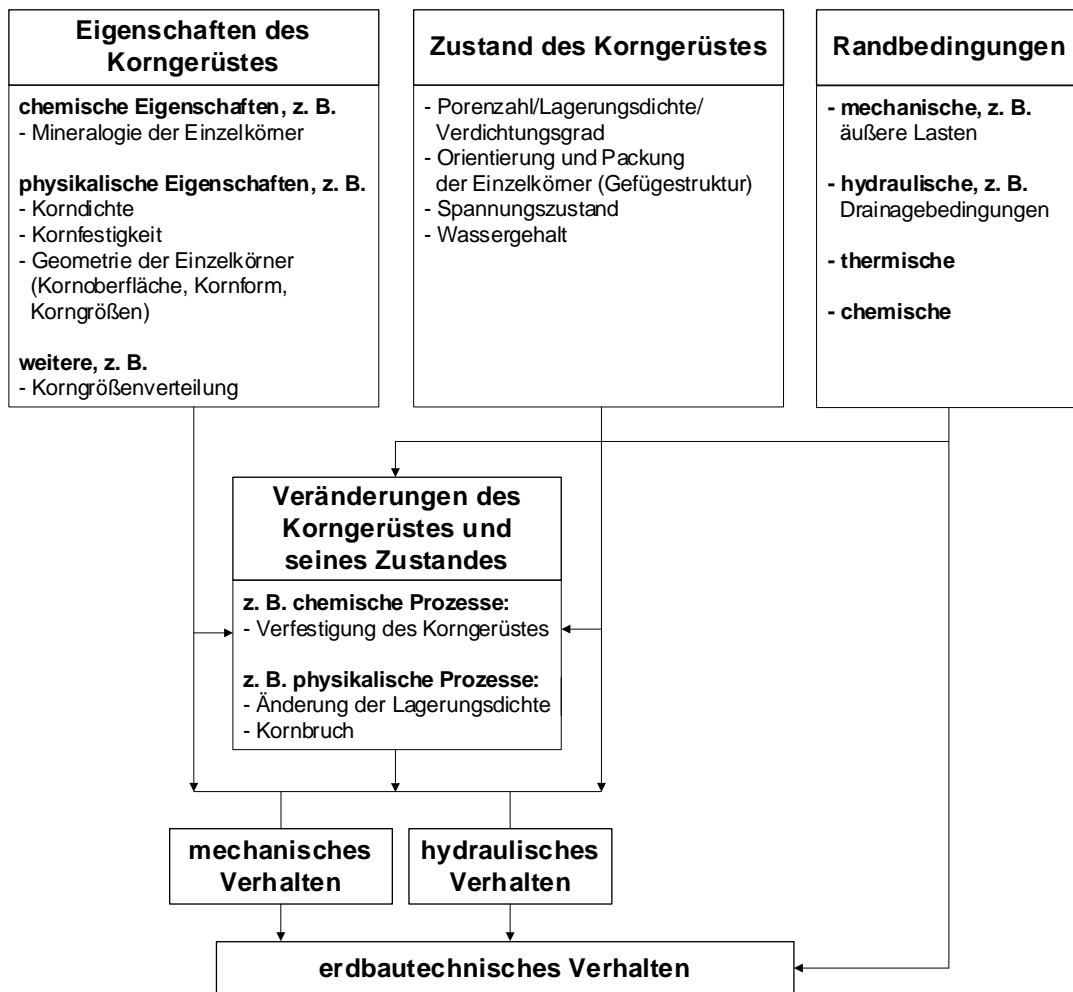


Abbildung 3: Schematische Darstellung der Einflussfaktoren auf das erdbautechnische Verhalten von Erdbaustoffen

1.6 Methodik und Struktur der Arbeit

Zu Beginn der Arbeit werden zunächst die regelwerkstechnischen Rahmenbedingungen im Erdbau sowie die anwendungsbezogenen Anforderungen an RC Baustoffe und daraus erstellte Erdbauwerke in Kürze dargestellt. Anschließend werden die zur Beantwortung der in Kapitel 1.4 formulierten Fragestellungen erforderlichen theoretischen Grundlagen aus der Literatur aufbereitet.

Da die Geometrie der Einzelkörner sowohl das mechanische Verhalten nichtbindiger Erdbaustoffe als auch Zustandsgrößen wie die Lagerungsdichte oder Struktur wesentlich beeinflusst und hinsichtlich der Geometrie der Einzelkörner von RC Baustoffen teils deutliche Unterschiede gegenüber vielen natürlichen Primärbaustoffen bestehen, werden im Rahmen der Literaturstudie zunächst Möglichkeiten zur Beschreibung der Kornform aufgezeigt. Da neben den Eigenschaften des Baustoffes im Erdbau vor allem der Grad der Verdichtung als veränderliche Zustandsgröße maßgebliche Bedeutung besitzt, wird auch die grundlegende Relevanz der Verdichtung als wesentlicher Arbeitsschritt im Erdbau erläutert und werden wesentliche Einflussgrößen auf die potenzielle Lagerungsdichte nichtbindiger Erdbaustoffe aufgezeigt. Das mechanische Verhalten nichtbindiger Erdbaustoffe unter Kompressions- und

Scherbeanspruchung, die Verdichtungskontrolle und die Prüfverfahren zur Verdichtungskontrolle sowie die Frostproblematik im Erdbau und die Frostgefährdung von Erdbaustoffen stellen weitere Schwerpunkte der theoretischen Grundlagen dar.

Im Anschluss an das theoretische Fundament der vorliegenden Arbeit wird das Korngerüst von typischen RC Baustoffen hinsichtlich der Kornabstufung sowie der Eigenschaften der Einzelkörner charakterisiert. Zudem werden Effekte aufgezeigt, die zu einer Veränderung der Eigenschaften des Korngerüsts führen können. Die Charakterisierung erfolgt anhand von eigenen experimentellen Untersuchungen sowie anhand von Angaben aus der Literatur.

Nach der Charakterisierung des Korngerüsts von RC Baustoffen werden Ergebnisse aus Untersuchungen zum mechanischen Verhalten von RC Baustoffen, zu möglichen Veränderungen des Korngerüsts infolge von mechanischen Einwirkungen, Verfestigungsprozessen oder Witterungseinflüssen sowie zu den erdbautechnischen Eigenschaften nach großtechnischer Verdichtung dargestellt. Die Untersuchungen erfolgten anhand von Elementversuchen im Labor sowie anhand von Feldversuchen. In den Feldversuchen sollte zudem geklärt werden, ob die Anforderungen des erdbautechnischen Regelwerkes von RC Baustoffen erfüllt werden und inwieweit die Verdichtungskontrolle mittels der indirekten Prüfverfahren statischer und dynamischer Plattendruckversuch erfolgen kann.

Neben dem mechanischen Verhalten und den Eigenschaften nach großtechnischer Verdichtung sollen die dargestellten Ergebnisse auch den Einfluss materialcharakteristischer Eigenschaften von RC Baustoffen aufzeigen. Soweit Erkenntnisse aus der Literatur verfügbar sind, erfolgt zu den jeweiligen Schwerpunkten nach Möglichkeit jeweils auch ein Vergleich mit dem Verhalten und den Eigenschaften natürlicher Primärbaustoffe.

Abschließend sollen anhand der Ergebnisse zur Charakterisierung von RC Baustoffen, ihrem mechanischen Verhalten und ihren (dauerhaften) Eigenschaften nach großtechnischer Verdichtung sowie zu ihrer Verdichtungskontrolle Folgerungen und Empfehlungen für den anforderungsgerechten Einsatz von RC Baustoffen im Erdbau sowie ihrer Prüfung im Feld abgeleitet werden. Zudem soll beurteilt werden, inwieweit die Vorbehalte gegenüber der dauerhaften Tragfähigkeit und Beständigkeit von RC Baustoffen tatsächlich begründet sind.

2 Regelwerkstechnische Rahmenbedingungen im Erdbau

2.1 Bautechnische Rahmenbedingungen

Die Grundlage einer jeden Bauleistung stellt in der Regel der Bauvertrag dar, der den Auftragnehmer zur Erbringung der vertraglich vereinbarten Leistung sowie den Auftraggeber zur Finanzierung der ausgeführten Leistung verpflichtet. Bestandteil eines Bauvertrages der öffentlichen Hand sind dabei stets die Vergabe- und Vertragsordnungen für Bauleistungen (VOB), die aus drei Teilen bestehen. Während Teil A (*VOB/A: Allgemeine Bestimmungen für die Vergabe von Bauleistungen*) das Vergabeverfahren und Teil B (*VOB/B: Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen*) die nichttechnischen Vertragsbedingungen für Bauleistungen regelt, sind in Teil C die allgemeinen technischen Vertragsbedingungen (ATV) für die jeweilige Art der Bauleistungen (*VOB/C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen (ATV) für Bauleistungen*) formuliert (FLOß, 2019).

Die ATV stellen keine technischen Fachnormen dar, sondern sie enthalten lediglich allgemeingültige technische Regeln. Die ATV werden daher in der Regel durch Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen (ZTV) ergänzt. Die entsprechenden Regelwerke für Erdarbeiten sind hierbei die *ATV DIN 18300 „Erdarbeiten“* (DIN 2016a) sowie die *Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTV E-StB)* (FGSV, 2017). Da für die vorliegende Arbeit vor allem konkrete technische Regelungen und Anforderungen von Bedeutung sind, beschränken sich die weiteren Ausführungen insbesondere auf die ZTV E-StB, die durch fachspezifische Liefer- und Prüfbedingungen ergänzt werden (FLOß, 2019) Für den Erdbau sind dies die *Technischen Lieferbedingungen für Böden und Baustoffe im Erdbau (TL BuB-E StB)* sowie die *Technischen Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau (TP BF-StB)*.

Die ZTV E-StB (aktuelle Fassung ZTV E-StB 2017 (FGSV, 2017) enthalten Regelungen für das Lösen, Laden, Fördern, Behandeln, Einbauen und Verdichten von Böden und sonstigen erdbautechnisch geeigneten Stoffen. Sie regeln zudem die Ausführung und die Qualitätsanforderungen für den Untergrund und den Unterbau von Verkehrsflächen und sonstigen Erdbauwerken. Des Weiteren beinhalten sie Vorgaben bezüglich der Prüfung der im Feld erzielten Qualität. An Erdbauwerke aus natürlichen Primärbaustoffen sowie aus Sekundärbaustoffen werden dabei grundsätzlich dieselben bautechnischen Anforderungen gestellt.

Die TL BuB-E StB (aktuelle Fassung 2009 (FGSV, 2009a) regeln die Lieferbedingungen für Böden und Baustoffe im Kontext des Erdbaus des Straßenbaus. Sie dienen der Gewährleistung eines erdbautechnisch geeigneten Baustoffes (s. Kapitel 2.3.2) und enthalten stoffspezifische erdbautechnische und umweltrelevante Anforderungen an Böden und Baustoffe, die zur Herstellung von Erdbauwerken geliefert werden. Hierbei handelt es sich neben natürlichen Böden und Böden mit Fremdbestandteilen beispielsweise um rezyklierte

Baustoffe¹ oder Eisenhüttenschlacken². Konkrete bautechnische Anforderungen bestehen dabei in der Regel hinsichtlich der Plastizität, der Korngrößenverteilung, des Wassergehalts und der stofflichen Zusammensetzung von Erdbaustoffen.

Die Übereinstimmung der ausgeführten Bauleistung mit den in den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) für Erdbauwerke formulierten Anforderungen sowie die Übereinstimmung der Eigenschaften der gelieferten Erdbaustoffe mit den Anforderungen an Erdbaustoffe der TL BuB-E StB (FGSV, 2009a) müssen im Rahmen der Qualitätssicherung überprüft werden. Grundlage der Qualitätssicherung bildet ein dreistufiges System, das aus der Eignungsprüfung, der Eigenüberwachung sowie der Kontrollprüfung besteht. Die jeweiligen Prüf- und Untersuchungsverfahren im Rahmen der Qualitätssicherung sind in den jeweiligen Technischen Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau (TP BF-StB) sowie in nationalen und internationalen Normen formuliert und dienen der Sicherstellung vergleichbarer Untersuchungen und einheitlicher Bearbeitungskriterien (FLOß, 2019).

2.2 Umwelttechnische Rahmenbedingungen

Die Prämisse für den Einsatz mineralischer Baustoffe im Erdbau ist ihre umwelttechnische Zulässigkeit. Angesichts der enormen Mengen an mineralischen Restmassen, die jährlich deutschlandweit bewegt werden, und ihrer damit verbundenen volkswirtschaftlichen Bedeutung mutet es schwer zu glauben an, dass bis zum Zeitpunkt des Verfassens dieser Arbeit deutschlandweit keine einheitliche Beurteilungsgrundlage zur Bewertung der umwelttechnischen Zulässigkeit mineralischer Baustoffe für den Erdbau existierte. Zwar wird seit vielen Jahren von Bund und Ländern an der sogenannten Mantelverordnung (MANTELVERORDNUNG, 2017) gearbeitet, welche neben der Norvellierung der Bundesbodenschutzverordnung auch eine Ersatzbaustoffverordnung mit einheitlichen Bewertungskriterien enthalten soll. Bis zum Zeitpunkt des Verfassens dieser Arbeit wurde die Mantelverordnung allerdings noch nicht vom Gesetzgeber eingeführt.

Sollen mineralische Restmassen in gebunder oder ungebunder Bauweise in technischen Bauwerken verwendet werden, orientieren sich viele Bundesländer daher an der Mitteilung 20 der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall „Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Reststoffen/Abfällen – Technische Regeln“ (LAGA M 20, 1997/2003). Die LAGA M 20 teilt mineralische Restmassen in Abhängigkeit von Feststoff- und Eluatwerten mittels Zuordnungswerten (Z0, Z1.1, Z1.2 und Z2) in Einbauklassen ein.

¹ „Rezyklierte Baustoffe im Sinne der TL BuB E-StB sind rezyklierte Gesteinskörnungen und Gesteinskörnungsgemische sowie Böden mit Fremdbestandteilen ≥ 50 M.-%. Als rezyklierte Gesteinskörnungen sind dabei Gesteinskörnungen zu verstehen, die durch Aufbereitung anorganischen Materials entstanden sind, das zuvor als natürlicher oder künstlicher Baustoff in gebundener oder ungebundener Bauweise eingesetzt war. Ursprungsmaterialien können z. B. Straßenaufbruch, Betonbruch aus Hoch- und Industriebauten sowie Bauschutt sein.“, TL BuB E-StB (FGSV, 2009a)

² „Eisenhüttenschlacken im Sinne der TL BuB E-StB sind Hochofenschlacken (Hochofenstückschlacke und Hüttensand) und Stahlwerksschlacken (Elektroofenschlacke, LD-Schlacke, sekundärmetalurgische Schlacke und Edelstahlschlacke) aus der Produktion von Eisen und Stahl.“, TL BuB E-StB (FGSV, 2009a)

Wurden die mineralischen Restmassen bereits zu Sekundärbaustoffen aufbereitet, sind im Erdbau ebenfalls die Vorgaben der TL BuB E-StB (FGSV, 2009a) zu beachten. Dabei enthalten die TL BuB E-StB 09 (FGSV, 2009a) selbst keine konkreten umwelttechnischen Anforderungen an die Erdbaustoffe, sondern verweisen diesbezüglich auf den Anhang D der *Technischen Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau (TL Gestein-StB 04/07)* (FGSV, 2008). Je nach Feststoff- und Eluatwerten erfolgt auch hier ähnlich wie in der LAGA M 20 (LAGA M 20, 1997/2003) eine Einteilung in Kategorien.

Länderspezifisch können die gesetzlichen Vorgaben von den vorgenannten Regelungen auch abweichen. So gilt für die bautechnische Verwendung von Sekundärbaustoffen aus aufbereiteten Baurestmassen in Bayern der Leitfaden *Anforderungen an die Verwertung von Bauschutt in technischen Bauwerken* (STMUGV, 2005). Dieser Leitfaden enthält u. a. ebenfalls Feststoff- und Eluatwerte, nach denen RC Baustoffe in die Kategorien RW 1 und RW 2 unterteilt werden, sowie Vorgaben zu ihrem Einbau.

2.3 Anwendungsbezogene Anforderungen im Erdbau

2.3.1 Allgemeines

Im Erdbau sind grundsätzlich Anforderungen an die umweltrelevanten Merkmale der verwendeten Baustoffe sowie bautechnische Anforderungen zu berücksichtigen. Die Anforderungen an die umweltrelevanten Merkmale sichern dabei den Schutz des Grundwassers aus wasserwirtschaftlicher Sicht, während die bautechnischen Anforderungen der Gewährleistung der Standsicherheit und dauerhaften Gebrauchstauglichkeit der ausgeführten Erdbauwerke dienen (HUBER & HEYER, 2019a).

Bautechnische Anforderungen bestehen grundsätzlich an die Beschaffenheit der zulässigen Baustoffe sowie an die Ausführung der Erdbauwerke. Sie unterscheiden sich im Einzelfall und richten sich nach dem jeweiligen Einsatzbereich und den damit verbundenen erforderlichen Funktionen sowie den erwarteten planmäßigen Einwirkungen während der Nutzungsdauer und den zulässigen Verformungen, die ohne Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit zugelassen werden können. Dies bedeutet, dass für stärker beanspruchte Bereiche strengere Anforderungen zu berücksichtigen sind als für weniger stark beanspruchte Bereiche. Dies soll am Beispiel des in Abbildung 4 dargestellten Straßenquerschnittes kurz veranschaulicht werden.

Ausgehend von der Fahrbahndecke (z. B. gebundene Deckschicht) nehmen die auf die einzelnen Schichten des Straßenaufbaus einwirkenden Belastungen über die ungebundenen Schichten des Straßenoberbaus (Tragschicht, Frostschuttschicht) bis zum Unterbau, der dem Erdbau zuzuordnen ist, infolge der Lastverteilung über die Tiefe sukzessive ab. Entsprechend sind für die stärker beanspruchten ungebundenen Schichten des Straßenoberbaus (Trag-/Frostschuttschicht) sowohl im Hinblick auf die zulässigen Baustoffe als auch hinsichtlich der Ausführung der Arbeiten (z. B. Verdichtungsgrad, Verformungsmodul E_{v2}) strengere Anforderungen zu berücksichtigen als für die geringer beanspruchten Schichten des Straßenunterbaus (s.a. HUBER & HEYER, 2018).

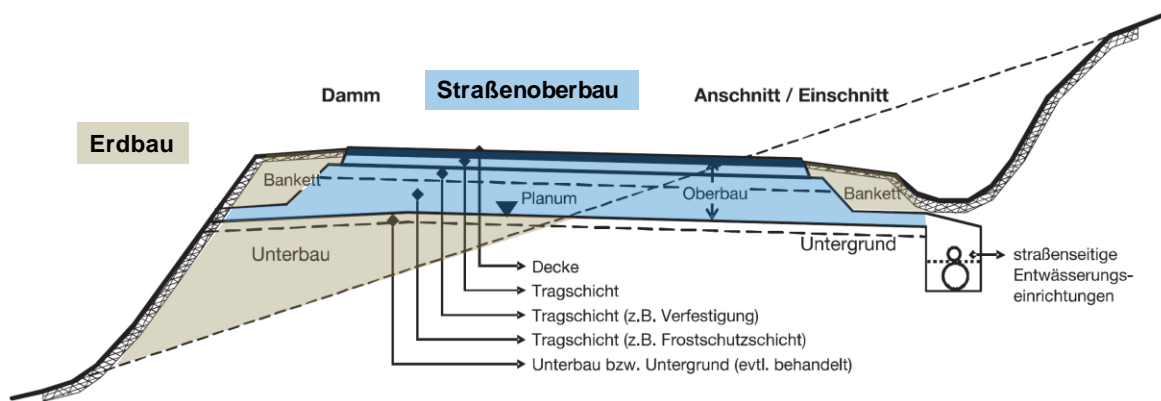


Abbildung 4: Schematische Darstellung eines Straßenquerschnittes, adaptiert nach ZTV E-StB (FGSV, 2017)

2.3.2 Stoffspezifische Anforderungen an RC Baustoffe im Erdbau

Wie unter Kapitel 2 ausgeführt, sind die bautechnischen Anforderungen an die Beschaffenheit von Erdbaustoffen in den TL BuB E-StB 09 (FGSV, 2009a) aufgeführt. Für RC Baustoffe aus aufbereiteten Baurestmassen enthalten die TL BuB E-StB 09 (FGSV, 2009a) bautechnische Anforderungen an die Plastizität, die Korngrößenverteilung, den Wassergehalt sowie die stoffliche Zusammensetzung. Zulässig sind RC Baustoffe, die entsprechend ihrer Plastizität und Korngrößenverteilung den grob-, gemischt- oder feinkörnigen Bodengruppen nach DIN 18196 (DIN, 2011c) zuzuordnen sind, wobei ihr Wassergehalt hinsichtlich einer guten Einbau- und Verdichtbarkeit in der Spanne der Wassergehalte bei 97 % der Proctordichte liegen sollte. Im Hinblick auf die stoffliche Zusammensetzung beschränken die TL BuB E-StB 09 (FGSV, 2009a) lediglich den Anteil an Ausbauasphalt auf höchstens 10 M.-% (pechhaltige Bestandteile sind nicht zulässig) sowie den Anteil an nichtmineralischen Fremdstoffen (z. B. Holz, Gummi, Kunststoffe, Textilien) auf höchstens 0,2 M.-%.

Für andere potenzielle Erdbaustoffe als RC Baustoffe können abweichende Regelungen zu berücksichtigen sein. So sind für Stahlwerksschlacken beispielsweise lediglich Materialien zulässig, die den grob- oder gemischtkörnigen Bodengruppen der DIN 18196 (DIN 2011c) zugeordnet werden können. Zudem bestehen Anforderungen an die Raumbeständigkeit sowie die Volumenzunahme.

Neben den bereits angeführten Anforderungen sind im Erdbau darüber hinaus keine weiteren bautechnischen Anforderungen an die Erdbaustoffe zu berücksichtigen. So existieren für Erdbaustoffe, anders als für Gesteinskörnungen, die für den Straßenoberbau geliefert werden können (z. B. ungebundene Schichten des Straßenoberbaus), beispielsweise keine Anforderungen an den Widerstand der Einzelkörner gegenüber mechanischen (z. B. Zertrümmerung, Abrieb, Polierwiderstand) oder chemischen (z. B. Alkali-Kieselsäure-Reaktion, Chlorid) Einwirkungen sowie gegenüber Witterungseinflüssen (z. B. Frost- oder Hitzebeanspruchung der Einzelkörner). Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Einwirkungen durch mechanische Beanspruchungen sowie durch die Witterung in Erdbauwerken in der Regel deutlich geringer sind als in den Schichten des Straßenoberbaus.

2.3.3 Anwendungsbezogene Anforderungen an Erdbauwerke

Die bei Erdbauwerken zu berücksichtigenden bautechnischen Anforderungen können je nach Anwendungsgebiet und den damit verbundenen erwarteten Einwirkungen variieren und sind stets im Einzelfall zu betrachten. Grundsätzlich bestehen in der Regel Anforderungen an die Standsicherheit sowie die dauerhafte Gebrauchstauglichkeit. In Zusammenhang mit der Gebrauchstauglichkeit steht im Erdbau dabei insbesondere die Beschränkung der Verformungen infolge der während der Nutzungsdauer zu erwartenden Einwirkungen (z. B. Eigen- und Verkehrslasten, Temperatur- und Wassergehaltsänderungen) unter das zulässige Maß im Vordergrund.

Konkrete Anforderungen enthält das erdbautechnische Regelwerk in erster Linie hinsichtlich des mindestens zu erreichenden Verdichtungsgrades D_{Pr} , der sich als das Verhältnis aus der im Feld erreichten Trockendichte zu der vorab im Labor im Proctorversuch bestimmten Proctordichte ρ_{Pr} (s. Kapitel 5.2) ergibt und das primäre Prüfkriterium im Erdbau darstellt. Wird der geforderte Verdichtungsgrad im Feld erreicht, kann von einer ausreichenden Verdichtung ausgegangen werden, bei der sowohl die Anforderungen an die dauerhafte Gebrauchstauglichkeit als auch an die Standsicherheit erfüllt werden. Je nach Anwendungsgebiet können darüber hinaus weitere anwendungsbezogene Anforderungen, beispielsweise an die Wasserdurchlässigkeit, zu berücksichtigen sein, die jedoch im Einzelfall festzulegen sind.

Die Anforderungen an den Verdichtungsgrad D_{Pr} sind in Deutschland in den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) formuliert. Dabei handelt es sich um anwendungsbezogene Anforderungswerte, deren Größe sich nach dem jeweiligen Einsatzbereich der Erdbaustoffe und den damit verbundenen planmäßigen Einwirkungen sowie der Setzungsempfindlichkeit des Erdbauwerkes richtet. Die Anforderungswerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) an den Verdichtungsgrad D_{Pr} für einige wesentliche Anwendungsgebiete des Erdbaus sind Tabelle 1 aufgeführt. Ob der geforderte Verdichtungsgrad D_{Pr} im Feld tatsächlich erreicht wurde, muss nach der Verdichtung der Baustoffe als Teil der Qualitätssicherung im Zuge der Verdichtungskontrolle überprüft werden.

Bei wasserempfindlichen gemischtkörnigen Böden mit einem Feinkornanteil von mehr als 15 M.-% bestehen neben den Anforderungen an den Verdichtungsgrad D_{Pr} weitere Anforderungen an den höchstens zulässigen Luftporenanteil n_a . Diese dienen dazu, das Eindringen von Wasser in den Erdbaustoff zu begrenzen und damit einem Verlust an Tragfähigkeit infolge des Aufweichens des Erdbaustoffes vorzubeugen (vgl. Tabelle 1).

Zusätzlich zu den Anforderungen an den Verdichtungsgrad D_{Pr} sowie den Luftporenanteil n_a sind in den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) für das Planum sowie für Straßenbankette auch direkte Anforderungen an die Tragfähigkeit formuliert, wobei diese als Mindestquantiln der Verformungsmoduln E_{V2} bzw. E_{Vd} angegeben werden. Die diesbezüglich zu beachtenden Anforderungswerte sind in Tabelle 2 aufgeführt.

Hintergrund der Anforderungen an die Steifigkeit auf dem Planum ist, dass das Planum ausreichend steif sein muss, um die Schichten ohne Bindemittel (Frostschuttschicht, Tragschicht) des Straßenoberbaus anforderungsgerecht verdichten zu können. Zudem muss

das Planum ausreichend tragfähig sein, damit die Anforderungen an die Steifigkeit, die an die Schichten ohne Bindemittel gestellt werden, nachgewiesen werden können. Die Anforderungen an die Steifigkeit bei Banketten liegen darin begründet, dass die Bankette eine gewisse Tragfähigkeit aufweisen müssen, damit von der Fahrbahn abkommende Fahrzeug nicht direkt verunfallen.

Bereich	Bodengruppen	Verdichtungsgrad $D_{Pr}^{1)}$ [%]	Luftporenanteil $n_a^{2)}$ [Vol.-%]	
1	Planum bis 1,0 m Tiefe bei Dämmen und 0,5 m Tiefe bei Einschnitten	GW, GI, GE SW, SI, SE GU, GT, SU, ST	100	-
2	1,0 m unter Planum bis Dammsohle	GW, GI, GE SW, SI, SE GU, GT, SU, ST	98	-
3	Planum bis Dammsohle und 0,5 m Tiefe bei Einschnitten	GU*, GT*, SU*, ST* U, T, OU ¹⁾ , OT ¹⁾	97	12 ²⁾
4	Bankette	GU, GT	100	-
5	Abdichtungen	GU*, GT*, SU*, ST*, TL, TM, TA, OT	95	5
6	Leitungsgräben			
	Verfüllzone innerhalb des Straßenkörpers	Berücksichtigung von DIN 18306 (DIN, 2016b), DIN 18307 (DIN, 2016c) und DIN 18322 (DIN, 2016d), keine Waschberge,	entsprechend Bereiche 1 bis 3	
	Verfüllzone außerhalb des Straßenkörpers	Hausmüllverbrennungaschen, Gießereirestsande	97	
	Leitungszone innerhalb und außerhalb des Straßenkörpers		97	
7	Hinterfüllen und Überschütten von Bauwerken	GW, GI, GE, SW, SI, SE SU, ST, GU, GT SU*, ST*, GU*, GT* TL, TM, UM, TL (in Verbindung mit qualifizierter Bodenverbesserung)	100	-
8	Schutzwälle		97	12 (nur für Bodengruppen GU*, GT*, SU*, ST*, U, T, OU, OT)

1) Für Böden der Gruppen OU und OT gelten die Anforderungen nur dann, wenn ihre Eignung und Einbaubedingungen gesondert untersucht und im Einvernehmen mit dem Auftraggeber festgelegt wurden

2) Wenn die Böden nicht verfestigt oder qualifiziert verbessert werden, empfiehlt sich bei Einbau von wasserempfindlichen gemischt- und feinkörnigen Böden eine Anforderung an das 10 % Höchstquantil für den Luftporenanteil von 8 Vol.-%. Dies ist in der Leistungsbeschreibung anzugeben

Tabelle 1: Anwendungsbezogene Anforderungen an das 10 %-Mindestquantil für den Verdichtungsgrad D_{Pr} und das 10 %-Höchstquantil für den Luftporenanteil n_a

Planum	Anforderung ¹⁾
Allgemein	$E_{V2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$
Bei qualifizierter Bodenverbesserung	$E_{V2} \geq 70 \text{ MN/m}^2$
Untergrund/Unterbau aus grobkörnigen Böden GW oder GI	$E_{V2} \geq 100 \text{ MN/m}^2$ oder $E_{Vd} \geq 50 \text{ MN/m}^2$
Untergrund/Unterbau aus grobkörnigen Böden SW oder SI	$E_{V2} \geq 80 \text{ MN/m}^2$ oder $E_{Vd} \geq 40 \text{ MN/m}^2$
Straßenbankett	- $E_{V2} \geq 80 \text{ MN/m}^2$ oder $E_{Vd} \geq 40 \text{ MN/m}^2$

1) jeweils als 10 %-Mindestquantil

Tabelle 2: Anwendungsbezogene Anforderungen an das 10 %-Mindestquantil für den statischen oder dynamischen Verformungsmodul

3 Erdbautechnische Grundlagen

3.1 Die Verdichtung als wesentlicher Arbeitsprozess im Erdbau

3.1.1 Erdbautechnische Bedeutung der Verdichtung

Als *Verdichtung* wird derjenige Arbeitsprozess bezeichnet, bei dem die Lagerungsdichte eines Erdbaustoffes mittels technischer Hilfsmittel entsprechend den bautechnischen Erfordernissen erhöht wird. Die Verdichtung ist die älteste und bedeutendste Möglichkeit der Bodenstabilisierung und stellt in den meisten Fällen die wirtschaftlichste Maßnahme dar, um die erdbautechnischen Eigenschaften eines Erdbaustoffes entsprechend den Anforderungen des jeweiligen Anwendungsgebietes zu verbessern (z. B. VOß & FLOß, 1968; LAMBE, 1962).

Primäres Ziel einer jeden Verdichtungsmaßnahme ist es den Porenanteil eines Erdbaustoffes, der entweder vollständig mit Wasser gefüllt oder zum Teil mit Wasser und zum Teil mit Luft gefüllt ist, zu verringern und seine (Trocken-)Dichte zu erhöhen. Die Trockendichte des Korngemisches sowie sein Porenanteil hängen dabei davon ab, inwieweit ein gegebenes Bezugsvolumen von den festen Einzelkörnern eingenommen wird oder aus (luft- und wassergefülltem) Porenraum besteht. Soll ein Korngemisch, welches aus unterschiedlich großen und unterschiedlich geformten Partikeln besteht, verdichtet werden, müssen die kleineren Einzelkörner dazu gebracht werden, sich in den Porenräumen zwischen größeren Partikeln einzuordnen. Dadurch steigt die Trockendichte des Bezugsvolumens an und sein Porenvolumen nimmt ab. Diese Vorgänge erfordern, dass ein Teil der in den Poren enthaltenen Luft oder des Wassers aus diesen herausgepresst wird.

Das Auspressen von Luft und Wasser aus den vergleichsweise groben Poren nichtbindiger Böden geht bei nichtbindigen Böden vergleichsweise schnell vonstatten. Bei bindigen Böden hingegen wird hauptsächlich die Luft aus den größeren Poren verdrängt, während die in den feineren Poren enthaltene Luft von Wasser umschlossen ist und nur in untergeordnetem Maße ausgepresst wird. Inwieweit das Wasser aus den Porenräumen bindiger Böden entweicht, hängt maßgeblich von ihrer Wasserdurchlässigkeit sowie der für das Auspressen zur Verfügung stehenden Zeit ab (z. B. VOß & FLOß, 1968; JOHNSON & SALLBERG, 1960).

Die Verringerung des Porenraumes führt zu einer höheren Lagerungsdichte und damit zu einer größeren Anzahl an Korn-zu-Korn-Kontakten der Einzelkörner untereinander. Die Verringerung der freien Porenräume sowie die Erhöhung der Anzahl an Korn-zu-Korn-Kontakten resultieren in einem geringeren Setzungspotential, einer höheren Scherfestigkeit sowie einer höheren Steifigkeit. Gleichzeitig nimmt die Wasserdurchlässigkeit des Korngefüges mit zunehmender Lagerungsdichte ab, wodurch auch das Eindringen von Wasser in den Erdbaustoff vermindert werden kann (z. B. VAN AKKER & SOANE, 2005; AQIL ET AL., 2005; STRIEGLER, 1998; O'MAHONY, 1997; FLOß, 1971; FLOß, 1970; KÉZDI, 1970; LAMBE & WHITMAN, 1969; VOß & FLOß, 1968; LAMBE, 1962). Letzteres ist dabei insbesondere bei fein- oder gemischtkörnigen Baustoffen, deren Eigenschaften besonders durch das Eindringen von Wasser gefährdet sind (z. B. Aufweichen, Schwellen), oder in Zusammenhang mit Verformungen infolge von Wassergehaltsänderungen (z. B. Sackungen) von erdbautechnischer Relevanz.

Der zur Erzielung einer größeren Packungsdichte erforderlichen Partikelumordnung stehen bei den feinkörnigen Anteilen vor allem die Zusammenhaftungskräfte der feinen Einzelteilchen und bei den grobkörnigeren Einzelkörnern die Reibungskräfte an den Kontaktpunkten der Einzelkörner entgegen. Diese Widerstände müssen zur Verdichtung des Korngemisches überwunden werden. Es ist zur Verdichtung daher erforderlich dem Erdbaustoff eine gewisse Verdichtungsenergie zuzuführen. Die hierfür notwendige Verdichtungsarbeit wird in der Praxis in der Regel durch Verdichtungsgeräte geleistet, wobei sich die Wahl des geeigneten Verdichtungsgerätes – zur Anwendung kommen u. a. dynamisch angeregte Walzen, Rüttelplatten, Stampfer, Schaffuß- oder Gummiradwalzen – nach der Art des zu verdichtenden Erdbaustoffes sowie den Randbedingungen am Einsatzort (z. B. Platzverhältnisse, Nachbarbebauung) richtet (STRIEGLER & WERNER, 1973).

3.1.2 Beurteilung des Verdichtungszustandes nichtbindiger Erdbaustoffe

3.1.2.1 Bezogene Lagerungsdichte

Die Beurteilung des Verdichtungszustandes anhand eines allgemeingültigen Kennwertes ist aufgrund der Vielfalt der potenziellen Erdbaustoffe und den Unterschieden in ihrer granulometrischen Beschaffenheit (z. B. Kornverteilung, Kornform), welche die Größe des Porenanteils eines Erdbaustoffes wesentlich beeinflusst (KÉZDI, 1969), nicht möglich. Es ist daher erforderlich, zur Beurteilung des Verdichtungszustandes einen relativen, für einen bestimmten Erdbaustoff gültigen Wert heranzuziehen.

In der Bodenmechanik ist hierbei für nichtbindige Erdbaustoffe der Gebrauch der Lagerungsdichte D gängig, die sich nach DIN 18126 (DIN, 1996a) zu

$$D = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} \quad \text{Gleichung 1}$$

bestimmt. Dabei bezeichnet n den tatsächlichen Porenanteil des Erdbaustoffes und n_{\max} bzw. n_{\min} den Porenanteil bei lockerster bzw. dichtester Lagerung. Die Bestimmung der Porenanteile bei lockerster bzw. dichtester Lagerung erfolgt nach DIN 18126 (DIN, 1996a) in genormten Versuchen, in denen die Versuchsdurchführung und damit die zu leistende Verdichtungsarbeit vorgegeben sind.

Werden die Porenanteile bei lockerster und dichtester Lagerung nach DIN 18126 (DIN, 1996a) als die Grenzen der möglichen Lagerungsdichte eines Korngemisches betrachtet, nimmt die Lagerungsdichte D Werte zwischen 0 und 1 an. Da die erzielbare Trockendichte und damit der Porenanteil eines Erdbaustoffes allerdings von der geleisteten Verdichtungsarbeit abhängen (vgl. Abbildung 12), sind bei entsprechend großer Verdichtungsarbeit auch größere Dichten als bei dichtester Lagerung (d. h. kleinere Porenanteile als n_{\min}) und damit auch Werte für D größer als 1 möglich (KÉZDI, 1969).

Neben den Porenanteilen n_{\max} und n_{\min} bei lockerster und dichtester Lagerung können zur Beschreibung der Grenzen der Lagerungsdichte eines nichtbindigen Erdbaustoffes auch die jeweiligen Porenzahlen verwendet werden. Der maximale Porenanteil n_{\max} kann dabei in die maximale Porenzahl e_{\max} und der minimale Porenanteil n_{\min} in die minimale Porenzahl e_{\min} umgerechnet werden. Wird anstatt des Porenanteils n die Porenzahl e zur Beurteilung der

Lagerungsdichte verwendet, wird der resultierende Kennwert nach DIN 18126 (DIN, 1996a) bezogene Lagerungsdichte I_D bezeichnet. Die bezogene Lagerungsdichte I_D bestimmt sich zu

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad \text{Gleichung 2}$$

Zu beachten ist, dass die Zahlenwerte von D und I_D lediglich für die Grenzwerte von 0 und 1 übereinstimmen und sich ansonsten trotz gleicher Gefügestruktur des Korngemisches unterscheiden.

3.1.2.2 Verdichtungsgrad D_{Pr}

Beim Verdichtungsgrad D_{Pr} handelt es sich wie bei der (bezogenen) Lagerungsdichte um einen Relativwert zur Beurteilung des Verdichtungszustandes. Der Verdichtungsgrad D_{Pr} ergibt sich als Verhältnis der im Feld erreichten Trockendichte zu einer an dem jeweiligen Material im Labor unter genormten Versuchsbedingungen bestimmten Referenz-trockendichte und wird meist in Prozent angegeben. Die Referenz-trockendichte wird als Proctordichte bezeichnet und im Proctorversuch nach DIN 18127 (DIN, 2012a) im Zuge der Eignungsprüfung des jeweiligen Erdbaustoffes vorab im Labor bestimmt (s. Kapitel 3.1.2.3). Die Proctordichte ist ein materialcharakteristischer Kennwert und stellt die höchste Trockendichte dar, die mit einer definierten Verdichtungsarbeit sowie bei genormten Versuchsrandbedingungen bei einem optimalen Wassergehalt erreicht werden kann.

Im Erdbau ist die Beurteilung des Verdichtungszustandes anhand des Verdichtungsgrades D_{Pr} gebräuchlicher als die Verwendung der (bezogenen) Lagerungsdichte. Die Festlegung der einfachen Proctordichte als Grundlagen der Verdichtungsanforderungen in den ZTV E-StB ergibt sich nach VOß & FLOß (1968) vor allem aus der Notwendigkeit eines einheitlichen Vergleichswertes, der auf alle Bodenarten gleichermaßen angewendet werden kann. So kann die einfache Proctordichte anhand des genormten Proctorversuches an jedem Boden bestimmt werden. Die Prüfverfahren zur Bestimmung der dichtesten und lockersten Lagerungen sind hingegen zwar für Sande gut geeignet, bei Kies führen die Prüfverfahren allerdings zu ungenauen Ergebnissen. Bei bindigen Erdbaustoffen lässt sich insbesondere die lockerste, aber auch die dichteste Lagerung nicht bestimmen (VOß & FLOß, 1968).

STRIEGLER & WERNER (1973) fassen die Vorteile des Proctorversuches zur Beurteilung des Verdichtungszustandes in der Erdbaupraxis sinngemäß folgendermaßen zusammen:

- Durch den Proctorversuch als Standardverdichtungsversuch ist für die Erdstoffverdichtung ein Vergleichsmaßstab gegeben, nach dem die Güte der Verdichtung beurteilt werden kann.
- Durch den Proctorversuch kann die Bedeutung des Wassergehalts und damit der unmittelbare Zusammenhang zu anderen bodenphysikalischen Kennzahlen sowohl für grob- als auch feinkörnige Erdstoffe aufgezeigt werden.
- Die systematischen Untersuchungen über den Zusammenhang zwischen der Verdichtungsarbeit und dem Wassergehalt ermöglichen eine Optimierung des Arbeitsaufwandes bei Erdstoffverdichtungen.

Durch die einheitliche, standardisierte und genormte Versuchsdurchführung ist es möglich, verbindliche technische Vorschriften über Güteanforderungen, die Verdichtungswilligkeit von Erdbaustoffen und Zusammenhänge mit bodenphysikalischen Kennwerten aufzustellen.

3.1.2.3 Die Proctordichte als Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad D_{Pr}

Wie in Kapitel 3.1.2.2 ausgeführt, stellt im Erdbau die Proctordichte den Referenzwert zur Beurteilung des Verdichtungszustandes anhand des Verdichtungsgrades dar. Die Proctordichte wird in der Regel vorab im Labor mit dem Proctorversuch nach DIN 18127 (DIN, 2012a) bestimmt.

Der Proctorversuch wurde auf Basis von umfangreichen Untersuchungen des *Bureau of Waterworks and Supply of the City of Los Angeles* unter maßgeblicher Beteiligung von *R. R. Proctor* an mehr als 200 verschiedenen Böden (schluffige Kiese mit 8 M.-% Siebdurchgang $d=200$ mm bis hin zu „feinen Tonen“) ursprünglich im Hinblick auf die anforderungsgerechte Verdichtung bindiger und bei unzureichender Verdichtung wasserempfindlicher (Aufweichen) Böden, die in Erddämmen eingesetzt werden sollten, entwickelt (s. PROCTOR, 1933a; PROCTOR, 1933b; PROCTOR, 1933c; PROCTOR, 1933d).

Ursprünglich war der von *Proctor* vorgeschlagene Versuch zur Nachahmung der Wirkung der Dornen von Schaffußwalzen vorgesehen und wurde erst von der *American Association of State Highway Officials (AASHTO)* in seiner heute bekannten Form als Standardversuch zur Ermittlung der Referenzdichte für die Kontrolle der ausreichenden Verdichtung eingeführt (SCHULTZE & MUHS, 1967). Im erdbautechnischen Regelwerk in Deutschland beschränkt sich die Anwendbarkeit des Proctorversuches bereits seit den ZTV E-StB 59 (FGSV, 1959) sowie nach der heute gültigen DIN 18127 (DIN, 2012a) nicht nur auf bindige Böden, sondern wurde auf beliebige Böden (grob-, gemischt- und feinkörnige Böden) erweitert. Hintergrund hierfür waren nach SCHULTZE & MUHS (1967) Überlegungen, sich bei Verdichtungsnachprüfungen einheitlich stets nur auf einen einheitlichen Vergleichswert beziehen zu können.

Mit dem Proctorversuch wird die mit einer genormten Verdichtungsarbeit erreichbare Trockendichte als Funktion des Wassergehalts ermittelt. Nach DIN 18127 (DIN, 2012a) besteht ein Proctorversuch aus mindestens fünf Einzelversuchen, die sich jeweils im Wassergehalt der Einzelproben unterscheiden. Bei den meisten natürlichen Böden begünstigt ein zunehmender Wassergehalt zunächst die Kornumlagerung und führt dazu, dass die mit definierter Verdichtungsarbeit erzielbare Trockendichte zunächst bis zu einem Optimum hin ansteigt. Bei Überschreitung des optimalen Wassergehalts nehmen die mit derselben Verdichtungsarbeit erreichbaren Trockendichten wieder ab und fallen in etwa parallel zur Sättigungslinie ab (z. B. VOß, FLOß & BRÜGGEMANN, 1986; LAMBE & WHITMAN, 1969; JOHNSON & SALLBERG, 1960). Die höchste mit genormter Verdichtungsarbeit erreichbare Trockendichte wird als Proctordichte ρ_{Pr} bezeichnet und stellt die Bezugsgröße zur Bestimmung des Verdichtungsgrades D_{Pr} dar. Der zugehörige Wassergehalt wird optimaler oder Proctorwassergehalt (w_{Pr}) genannt. In Abbildung 5 ist beispielhaft der Verlauf einer Proctorkurve qualitativ dargestellt. Zudem sind in Abbildung 5 das Proctroptimum sowie die Verdichtungskennwerte Proctordichte ρ_{Pr} und Proctorwassergehalt w_{Pr} gekennzeichnet.

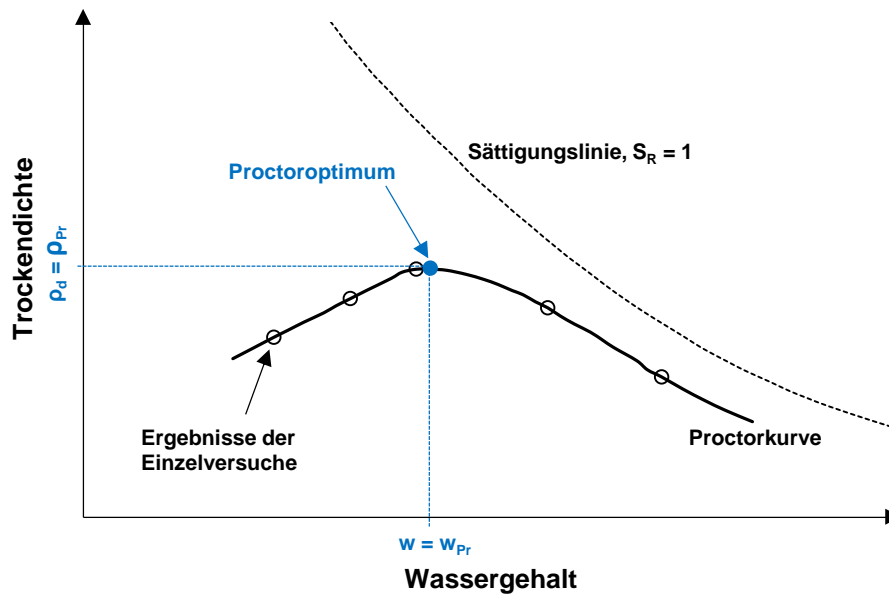


Abbildung 5: Beispiel einer Proctorkurve und Sättigungslinie ($S_R = 1$) mit Kennzeichnung der Verdichtungskennwerte ρ_{Pr} und w_{Pr}

Es sei darauf hingewiesen, dass nicht alle Erdbaustoffe eine Proctorkurve mit einem einzigen Maximum (vergleichbar zur Proctorkurve in Abbildung 5) besitzen, sondern kompliziertere Kurvenverläufe mit mehreren Optima oder mit einem linearen Kurvenverlauf aufweisen können (LEE & SUEDKAMP, 1972). Nach JOHNSON & SALLBERG (1960) zählen hierzu beispielsweise bestimmte lateritische Böden (tropische/subtropische Verwitterungsböden), gleichförmig abgestufte Sande oder kolloidische Tone mit einer sehr hohen Plastizitätszahl. Zudem können bei (nahezu) vollständig trockenen Sanden oder Kiesen oftmals höhere Trockendichten erzielt werden als bei geringen Wassergehalten auf der linken Seite des Proctoro optimums. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei geringen Wassergehalten Kapillarkräfte an den Korn-zu-Korn-Kontakten der Kornumlagerung bei der Verdichtung entgegenstehen, wohingegen bei (nahezu) vollständig trockenen Proben keine Kapillarkräfte mehr wirken (LAMBE & WHITMAN, 1969; FOSTER, 1962).

Neben der Proctorkurve wird im Wassergehalts-Trockendichte-Diagramm üblicherweise auch die Sättigungslinie dargestellt (vgl. Abbildung 5). Die Sättigungslinie kennzeichnet diejenigen Trockendichten, bei denen jedwede Luft aus dem Porensystem des Korngefüges entwichen und nur mehr Wasser im Porenraum enthalten ist. Entlang der Sättigungslinie, die eine Funktion des Wassergehalts ist, handelt es sich bei einem Korngemisch nur mehr um ein Zwei-Phasen-System, das aus den festen Einzelkörnern und Wasser besteht (z. B. JOHNSON & SALLBERG, 1960).

Abschließend sei darauf hingewiesen, dass die Verdichtung im Proctorversuch durch eine schlagende Beanspruchung über ein Fallgewicht erfolgt und sich dadurch deutlich von der Art der Verdichtung im Feld unterscheidet, wo die Verdichtung durch statischen Druck, Kneten oder dynamische Schwingungen, bei der Parameter wie die Frequenz oder die Amplitude der Verdichtungswalze entscheidend sind, erfolgt. Nach VOß & FLOß (1968) sind bei der Verdichtung im Gelände gegenüber der Verdichtung im Proctorversuch daher zwar gewisse Abweichungen hinsichtlich des optimalen VerdichtungsWassergehalts sowie der höchsten erzielbaren Trockendichten zu erwarten. Die sich aus dem Proctorversuch ergebenden

Zusammenhänge zwischen der erzielbaren Trockendichte und dem Wassergehalt sind in der Praxis dennoch weitgehend anwendbar.

3.1.3 Verdichtungseigenschaften grob-, gemischt- und feinkörniger Erdbaustoffe

3.1.3.1 Allgemeines

Die Verdichtungseigenschaften sowie die Verdichtungswilligkeit von Erdbaustoffen hängt neben dem Wassergehalt auch von den bodenphysikalischen Eigenschaften der zu verdichtenden Erdbaustoffe ab. Dementsprechend hängen auch die Größe der erzielbaren Trockendichten, der Proctordichte und des ProctorWassergehalts sowie der Verlauf der Proctorkurve stark von der Art des jeweiligen Erdbaustoffes (grob-, gemischt- oder feinkörnig) ab (z. B. HOLTZ & KOVACS, 1981; LANG ET AL., 1996; STRIEGLER & WERNER, 1973). Der Einfluss der Bodenart auf die Lage und Form seiner Proctorkurve ist beispielhaft in Abbildung 6 anhand von typischen Proctorkurven unterschiedlicher Bodengruppen nach DIN 18196 (DIN, 2011c) dargestellt.

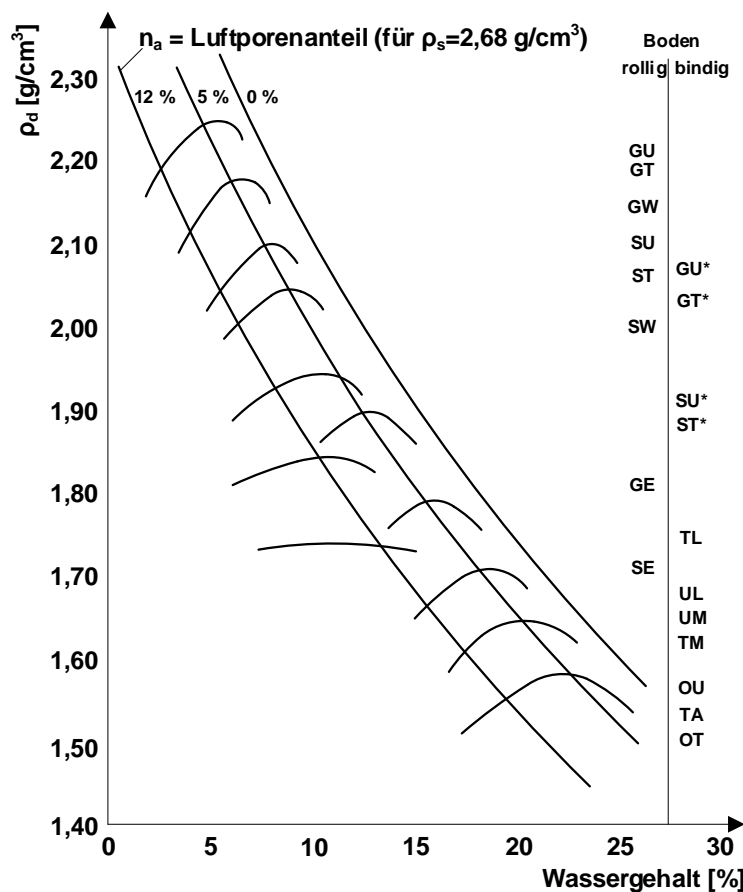


Abbildung 6: Typische Proctorkurven der Bodengruppen nach DIN 18196 (DIN 2011c), adaptiert nach VON SOOS & ENGEL (2017)

Abbildung 6 zeigt, dass feinkörnige Bodengruppen grundsätzlich höhere Wassergehalte und niedrigere Trockendichten aufweisen als grob- oder gemischtkörnige Bodengruppen. Die Wassergehalte der feinkörnigen Bodengruppen sind dabei umso höher und ihre Trockendichten umso geringer, je größer ihre Plastizität ist (d. h. je feiner die Bodenteilchen des Erdbaustoffes sind). Die höchsten Trockenraumgewichte und damit höchsten Proctordichten bei vergleichsweise geringen Wassergehalten treten dagegen bei gut

abgestuften, schwachbindigen Bodengruppen (gemischtkörnige Böden) auf (z. B. STRIEGLER, 1998; STRIEGLER & WERNER, 1973; VOß & FLOß, 1968).

Im Hinblick auf die Verläufe der Proctorkurven zeigt sich, dass die Proctorkurven von gemischtkörnigen Materialien mit vergleichsweise geringen Feinanteilen (z. B. Bodengruppen GU, GT, SU, ST) relativ steil ansteigen, während die Proctorkurven mit zunehmendem Feinkornanteil der Erdbaustoffe sowie mit zunehmender Plastizität des Feinkornanteils flacher verlaufen (z. B. LANG ET AL. 1996; STRIEGLER & WERNER, 1973). Besonders hervorzuheben sind überdies die Verläufe der Proctorkurven schlecht abgestufter, gut dränierender Sande und Kiese (Bodengruppen SE und GE), deren Verdichtbarkeit aufgrund ihrer vergleichsweise hohen Wasserdurchlässigkeit nur geringfügig vom Wassergehalt beeinflusst wird (z. B. VOß, FLOß & BRÜGGEMANN, 1986). LANG ET AL. (1996) weisen in Bezug auf derartige Erdbaustoffe beispielsweise ausdrücklich darauf hin, dass die Frage nach dem optimalen Wassergehalt bei *sauberen* Kiesen und Sanden, d. h. solchen mit einem geringen Feinkornanteil, nicht besonders sinnvoll ist, da sie Wasser aufgrund ihrer hohen Durchlässigkeit nur schwer halten können und überschüssiges Wasser unverzüglich wegdränieren.

3.1.3.2 Grobkörnige Erdbaustoffe

Die unterschiedlichen Verläufe der in Abbildung 6 dargestellten Proctorkurven der verschiedenen Bodengruppen werden im Folgenden erläutert. So erfolgt die Verdichtung grobkörniger, nichtbindiger Erdbaustoffe³, bei denen es sich um lose aneinanderliegende, verhältnismäßig große Einzelkörner handelt, durch die Umlagerung der Einzelkörner in eine dichtere Lagerung. Dabei werden die Poren zwischen den größeren Einzelkörnern jeweils durch die vorhandenen kleineren Körner ausgefüllt und es entsteht ein vielfach in sich abgestütztes Korngerüst mit einer Vielzahl an kraftübertragenden Berührungspunkten. Zur Kornumlagerung ist es dabei notwendig, dass die an den Korn-zu-Korn-Kontakten wirkenden Reibungskräfte durch die Leistung äußerer Verdichtungsarbeit überwunden werden (STRIEGLER, 1998; VOß & FLOß, 1968).

Dadurch, dass sich bei der Verdichtung die jeweils kleineren Einzelkörner in die Porenräume zwischen den jeweils größeren Einzelkörnern umlagern, ist das Trockenraumgewicht, welches ein grobkörniger, nichtbindiger Erdbaustoff einnehmen kann, zu großen Teilen von der Kornabstufung sowie der Form der Einzelkörner abhängig (z. B. STRIEGLER, 1998; STRIEGLER & WERNER, 1973; VOß & FLOß, 1968). Das mit konstanter Verdichtungsarbeit erzielbare Trockenraumgewicht je Volumeneinheit ist umso größer, je besser abgestuft die Körnungslinie des Erdbaustoffes ist und je gedrungenere und runder seine Einzelkörner sind (vgl. Kapitel 3.1.5). Hieraus erklären sich auch die vergleichsweise geringen Trockendichten enggestufter Kiese und Sande (Bodengruppen GE und SE, vgl. Abbildung 6), bei denen sich bedingt durch die relativ gleich großen Einzelkörner nur wenige Einzelkörner in die vorhandenen Porenräume umlagern lassen (z. B. STRIEGLER, 1998; VOß & FLOß, 1968).

³ Nach DIN 18196 (DIN, 2011c) sind grobkörnige Erdbaustoffe Korngemische mit einem Anteil $d < 0,063$ mm von weniger als 5 M.-%. Striegler (1998) sowie Voß & Floß (1968) argumentieren allerdings, dass sich alle Böden mit weniger als 15 M.-% Anteilen $< 0,06$ mm bei der Verdichtung nahezu wie reine Kiese und Sande verhalten.

Hinsichtlich des Einflusses des Wassergehalts genügt bei enggestuften Kiesen und Sanden bereits ein dünner, an den Einzelkörnern haftender Wasserfilm, um die bei der Verdichtung erforderliche Umlagerung der einzelnen Körner des Erdbaustoffes zu begünstigen, während überschüssiges Porenwasser infolge der großen Wasserdurchlässigkeit enggestufter Kiese und Sande bei der Verdichtung abfließt. Die Verdichtbarkeit enggestufter Kiese und Sande wird somit nur geringfügig vom Wassergehalt beeinflusst (z. B. STRIEGLER, 1998; VOß & FLOß, 1968). Mit besserer Abstufung der Körnungslinie wird die Verdichtbarkeit von Kiesen und Sanden zunehmend vom Wassergehalt beeinflusst, wobei der Einfluss des Wassergehalts umso größer wird, je kleiner die Poren zwischen den Einzelkörnern des Korngemisches sind.

3.1.3.3 Feinkörnige Erdbaustoffe

Die Verdichtbarkeit von feinkörnigen Erdbaustoffen⁴ hängt im Gegensatz zu grobkörnigen Erdbaustoffen maßgeblich von ihrem Wassergehalt ab. Dies ist auf die infolge der feinen Einzelbestandteile sehr große spezifische Oberfläche feinkörniger Erdbaustoffe sowie die mineralchemisch begründete Wasserbindefähigkeit feinkörniger Erdbaustoffe zurückzuführen. Neben der starken Bindung des Wassers führt die Wasserbindefähigkeit auch zu einer starken Bindung der aneinandergrenzenden Einzelteilchen untereinander. Die Zusammenhaftungskräfte der Einzelteilchen untereinander sind umso größer, je feiner die Einzelteilchen des Erdbaustoffes sind und je geringer die Filmdicke des Hydratwassers um die Einzelteilchen ausgebildet ist. Steigt der Wassergehalt eines feinkörnigen Materials an, wird die Dicke des Hydratfilmes um die Einzelteilchen und damit der Abstand der einzelnen Teilchen untereinander größer und der Widerstand der Einzelteilchen gegenüber einer Verformung durch Schubkräfte schwindet in zunehmendem Maße (z. B. VOß & FLOß, 1968).

Die Ausführungen zeigen, dass das Verdichtungsverhalten feinkörniger Erdbaustoffe maßgeblich von der Feinheit und dem Wasserbindevermögen ihrer Einzelbestandteile und somit von der Plastizität des feinkörnigen Erdbaustoffes abhängt. Mit zunehmender Plastizität eines feinkörnigen Erdbaustoffes nimmt die Trockenrohdichte im Proctoroptimum ab und der optimale Verdichtungswassergehalt zu (STRIEGLER, 1998; STRIEGLER & WERNER, 1973; VOß & FLOß, 1968). Mit zunehmender Plastizität des feinkörnigen Erdbaustoffes sind die Proctorkurven zudem weiter und flacher geöffnet und weisen eine flachere Krümmung auf (STRIEGLER, 1998; STRIEGLER & WERNER, 1973).

Die im Vergleich zu grobkörnigen (nichtbindigen) Erdbaustoffen geringeren Trockenraumgewichte feinkörniger Erdbaustoffe sind auf die deutlich höheren Wassergehalte feinkörniger Erdbaustoffe infolge ihrer Wasserbindungsfähigkeit sowie den stets vorhandenen Luftporenanteil, der sich infolge der Bodenstruktur durch die Verdichtung nicht vollständig entfernen lässt, zurückzuführen (STRIEGLER, 1998). Ziel der Verdichtung feinkörniger Böden ist es immer, den Luftporenanteil auf ein möglichst geringes Maß herabzusetzen.

⁴ Nach DIN 18196 (DIN, 2011c) sind feinkörnige Erdbaustoffe Korngemische mit einem Anteil $d < 0,063$ mm von mehr als 40 M.-%.

3.1.3.4 Gemischtkörnige Erdbaustoffe

Gemischtkörnige Erdbaustoffe⁵ besitzen sowohl grobkörnige als auch feinkörnige Anteile. Die Größe der jeweiligen Anteile sowie die Kornabstufung gemischtkörniger Erdbaustoffe kann in Abhängigkeit ihrer Entstehungsgeschichte in großer Breite variieren. Ihre Verdichtungseigenschaften hängen sowohl vom Mischungsverhältnis der Grob- und Feinfraktion sowie von deren jeweiligen bodenphysikalischen Eigenschaften (z. B. Kornabstufung, Kornform des Grobkorns, Wassergehalt, Plastizität des Feinkorns) ab (STRIEGLER, 1998; VOß & FLOß, 1968).

Hinsichtlich der Lage des Optimums der Proctorkurven im Wassergehalts-Trockendichte-Diagramm nimmt das Trockenraumgewicht im Proctoroptimum mit ansteigendem Grobkornanteil zu, wobei die höchsten Trockendichten gemischtkörniger Erdbaustoffe in Abhängigkeit von der Dichte und der Kornabstufung des Feinkornanteils bei Feinkornanteilen zwischen 5 und 30 M.-% erreicht werden (STRIEGLER, 1998; VOß & FLOß 1968).

Der Einfluss der Kornanteile $d < 0,063$ mm auf die Größe der Proctordichte wird anhand von Abbildung 7 verdeutlicht, in der Ergebnisse von Verdichtungsversuchen an Mischungen aus Schluff mit Kies 0/20 mm, Kiessand 0/20 mm und gebrochenem Kalkstein 0/20 mm dargestellt sind. Die höchsten Trockendichten werden bei vergleichsweise niedrigen Feinkornanteilen zwischen etwa 7 und 20 M.-% erreicht. Dies ist nach VOß & FLOß (1968) insbesondere darauf zurückzuführen, dass der Reibungswiderstand zwischen den Einzelkörnern, der bei der Verdichtung überwunden werden muss, durch das feuchte, bindige Feinkorn abnimmt, wodurch höhere Trockendichten erreicht werden. Bei höheren Feinkornanteilen *schwimmen* die Grobkornanteile zunehmend in der Feinkornmatrix und das Verdichtungsverhalten wird zunehmend vom Feinkorn dominiert.

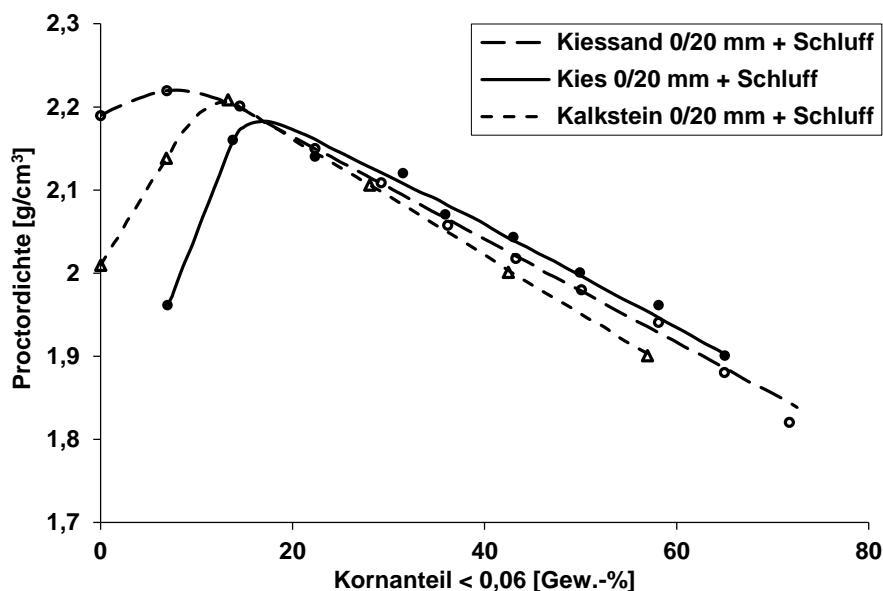


Abbildung 7: Einfluss der Kornanteile $d < 0,06$ mm auf die Proctordichte verschiedener gemischtkörniger Erdbaustoffe, adaptiert nach VOß & FLOß (1968)

⁵ Nach DIN 18196 (DIN, 2011c) werden Erdbaustoffe mit einem Anteil $d < 0,063$ mm zwischen 5 und 40 M.-% als gemischtkörnig bezeichnet.

3.1.4 Die Bedeutung des Wassergehalts für die Verdichtbarkeit von Erdbaustoffen

3.1.4.1 Allgemeines

Wie die Ausführungen in den vorangegangenen Kapiteln 3.1.2 und 3.1.3 gezeigt haben, hängt der mit einer bestimmten Verdichtungsarbeit erreichte Porenanteil eines Erdbaustoffes neben der Art und der Größe der geleisteten Verdichtungsarbeit und den Eigenschaften des Erdbaustoffes vor allem vom Wassergehalt ab (z. B. VON SOOS & ENGEL, 2017; STRIEGLER, 1998; LAMBE & WHITMAN, 1969; HOLTZ & KOVACS, 1981; VOß & FLOß, 1968, LAMBE, 1962). Aus ökonomischen Gründen ist das Ziel einer jeden Verdichtungsmaßnahme, die geforderte Verdichtung unter Einsatz einer möglichst geringen Verdichtungsarbeit und damit möglichst effizient zu erreichen. Die zentrale Bedeutung des Wassergehalts für die Verdichtung ergibt sich daraus, dass die Trockendichte, die mit einer definierten Verdichtungsarbeit erreicht werden kann, bei den meisten natürlichen Baustoffen wesentlich vom Wassergehalt des Korngemisches abhängt und in der Erdbaupraxis häufig mit vergleichsweise geringem Aufwand beeinflusst werden kann.

Die Vorgänge, die ursächlich sind für den Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt und der mit definierter Verdichtungsarbeit erzielbaren Trockendichte, sind auf die Wirkung des Porenwassers und komplexe Vorgänge innerhalb des Porensystems zurückzuführen und sind nach wie vor nicht abschließend eindeutig geklärt. Aus der Literatur sind dem Verfasser dieser Arbeit vier Ansätze bekannt, die den Einfluss des Wassergehalts auf die mit definierter Verdichtungsarbeit erreichbare Trockendichte zu erläutern versuchen (LEE & SUEDEKAMP, 1972). Es handelt sich hierbei um die Kapillaritäts- und Schmiermitteltheorie nach Proctor (s. PROCTOR, 1933a), die Theorie der Viskosität des Wassers nach Hogentogler (HOGENTOGLER, 1936), den physikalisch-chemischen Ansatz nach Lambe (LAMBE, 1960; LAMBE, 1959) sowie die Theorie der effektiven Spannungen nach Olson (s. OLSON, 1963). Die angeführten Theorien stammen dabei bereits aus den 1930er und 1960er Jahren. Die zum damaligen Zeitpunkt zur Entwicklung der Theorien verfügbaren Erkenntnisse entsprechen nicht mehr dem heutigen Wissensstand. Neuere Theorien sind dem Verfasser der vorliegenden Arbeit zum Zeitpunkt des Verfassens allerdings nicht bekannt.

Die Theorien wurden jeweils primär für bindige Erdbaustoffe, deren Verdichtungsverhalten wesentlich deutlicher vom Wassergehalt beeinflusst wird als das von nichtbindigen Erdbaustoffen, entwickelt. Nachfolgend sollen die Grundzüge der Kapillaritäts- und Schmiermitteltheorie nach Proctor (PROCTOR, 1933a) sowie zur Theorie der effektiven Spannungen nach Olson (OLSON, 1963) erläutert werden. Beide Theorien können dabei ansatzweise auch auf nichtbindige Baustoffe angewendet werden. Die Theorie der Viskosität des Wassers nach Hogentogler (HOGENTOGLER, 1936) sowie der physikalisch-chemische Ansatz nach Lambe (LAMBE, 1960; LAMBE, 1959) sind hingegen lediglich auf feinkörnige Erdbaustoffe anwendbar. Sie sind daher lediglich im Anhang dieser Arbeit aufgeführt.

3.1.4.2 Proctors Kapillaritäts- und Schmiermitteltheorie

Die erste Theorie über den Zusammenhang zwischen der mit einer definierten Verdichtungsarbeit erreichbaren Trockendichte und dem Wassergehalt wurde 1933 von Proctor auf Basis seiner Versuche zur Verdichtung verschiedener Böden entwickelt (vgl.

Kapitel 3.1.2.3). Seine Theorie beruht auf der Annahme, dass das Porenwasser in einem Korngemisch die Kapillarspannungen, die zwischen den Einzelkörnern wirken, beeinflusst und gleichsam als Schmiermittel zwischen den Einzelkörnern wirkt. Die Theorie nach Proctor (PROCTOR, 1933a) ist in der Literatur daher als Kapillaritäts- und Schmiermitteltheorie nach Proctor (*Proctor's capillarity and lubrication theory*) bekannt (LEE & SUEBKAMP, 1972).

Nach Proctor (1933a) umschließt das in einem Korngemisch enthaltene Porenwasser die Einzelkörner des Korngemisches mit einem Wasserfilm. Dabei treten an den Berührungspunkten der Einzelkörner, an denen die Wasserfilme miteinander in Kontakt treten, Kapillarspannungen auf (vgl. Abbildung 8), die der Kornumlagerung im Zuge der Verdichtung entgegenstehen (LAMBE & WHITMAN, 1969). Die Kapillarspannungen sind bei geringen Wassergehalten groß und nehmen mit zunehmendem Wassergehalt ab. Ist das Korngemisch komplett trocken oder wassergesättigt, wirken keine Kapillarspannungen. Ausgehend von einem vergleichsweise trockenen Korngemisch führt ein zunehmender Wassergehalt zu abnehmenden Kapillarspannungen zwischen den Einzelkörnern, die sich dadurch bei der Verdichtung leichter umlagern können.

Die Abhängigkeit der Kapillarspannungen vom Wassergehalt ist auch die Ursache dafür, dass bei feinkornarmen (kohäsionslosen) Korngemischen im (nahezu) ofentrockenem Zustand, bei dem im Korngerüst keine Kapillarspannungen wirken, oftmals höhere Trockendichten erzielt werden, als bei vergleichsweise geringen Wassergehalten (s. Abbildung 9, BIALUCHA ET AL. 2016; KRASS & KELLERMANN, 1999; LEE & SUEBKAMP, 1972; FOSTER, 1962).

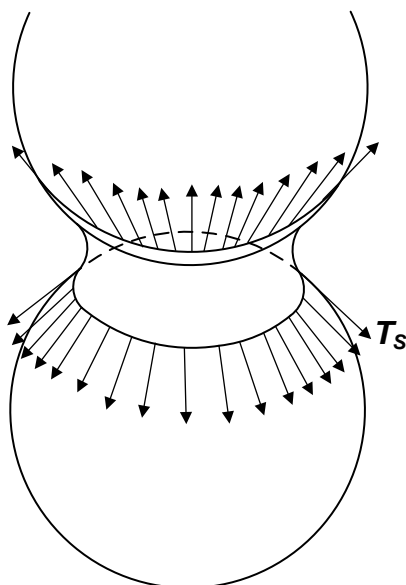


Abbildung 8: Schematische Darstellung der Wirkung der Oberflächenspannung zwischen zwei kugelförmigen Einzelkörnern, nach KÉZDI (1969)

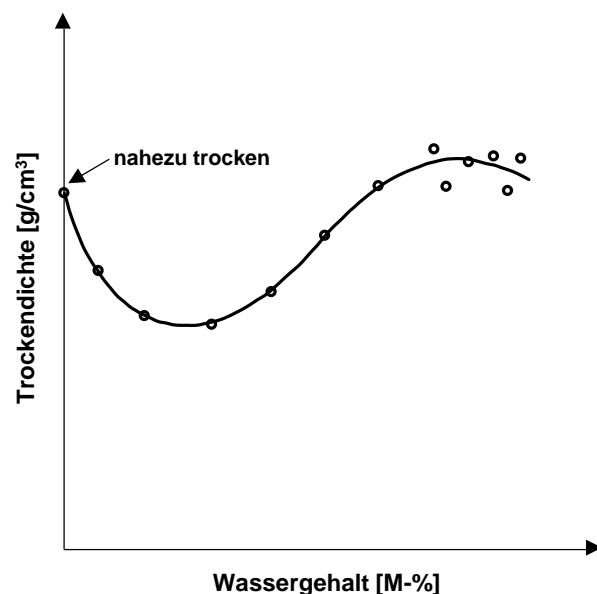


Abbildung 9: Typischer Verlauf einer Verdichtungskurve kohäsionsloser Sande und sandiger Kiese, adaptiert nach FOSTER (1962)

Das Porenwasser umschließt zudem die feineren und feinsten Bestandteile des Korngemisches, wobei die Dicke des Wasserfilms vom Wassergehalt abhängt und den Abstand der Feinpartikel zueinander bestimmt. Mit zunehmendem Wassergehalt nimmt der Abstand der Feinpartikel zueinander zu, wodurch ihre Bildsamkeit ansteigt und ihr Widerstand gegenüber einer Verformung zunehmend schwindet (VOß & FLOß, 1968).

Ab Überschreitung eines bestimmten, bodenabhängigen Wassergehalts sind schließlich keine Kapillarspannungen zwischen den Einzelkörnern mehr vorhanden und über diesen Punkt zugegebenes Wasser wirkt nur mehr als Schmiermittel und verringert die Reibungskräfte zwischen den Einzelkörnern weiter, wodurch mit steigendem Wassergehalt zunehmend höhere Trockendichten erzielt werden können (PROCTOR, 1933a; JOHNSON & SALLBERG, 1960; SCHULTZE & MUHS, 1967; HOLTZ & KOVACS, 1981; VOß, FLOß & BRÜGGEMANN, 1986).

Der die Kornumlagerung begünstigende Effekt des Wassers nimmt nach PROCTOR (1933a) solange zu bis die Porenräume des Korngemisches weitgehend mit Wasser gefüllt sind und nur mehr ein geringer Anteil der Porenräume mit Luft gefüllt ist. Wird nun mehr Wasser zugegeben, steht dieses den Verschiebungen der Bodenkörner im Sinne einer Verkleinerung des Porenraumes entgegen und eine größere Packungsdichte der Partikel kann nur durch die Abgabe von Porenwasser erreicht werden. Sofern kein Wasser abgegeben wird, füllt das Wasser bei weiterer Erhöhung des Wassergehalts an Stelle der Bodenkörner die Hohlräume aus, wodurch infolge der geringeren Dichte des Wassers im Vergleich zur Korndichte der Bodenkörner die Trockendichte des Bezugsvolumens wieder sinkt (vgl. Abbildung 10).

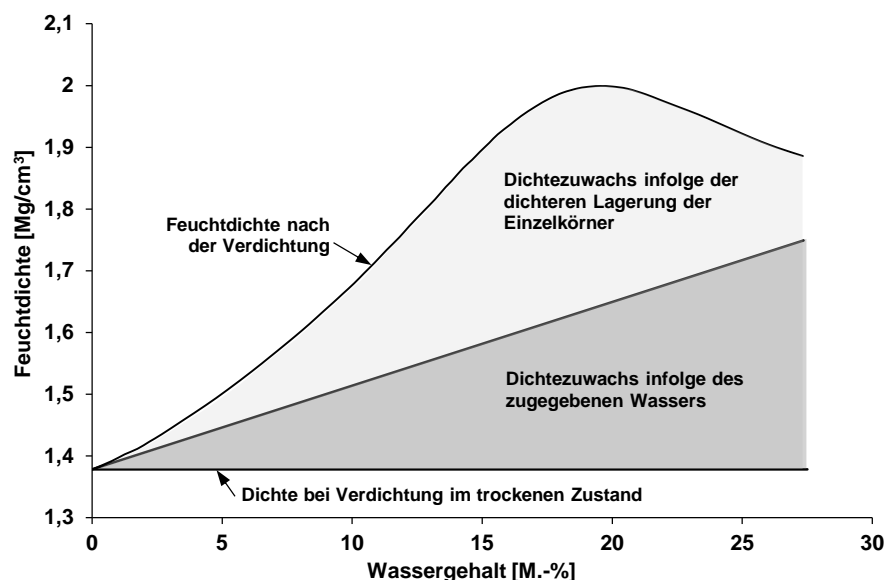


Abbildung 10: Zusammenhang zwischen Wassergehalt und durch genormte Verdichtungsarbeit erzielbare Feuchtdichte – Anteile der Feuchtdichte aus dichterer Lagerung der Einzelkörner und aus dem zugegebenen Wasser, adaptiert nach KELSO (1935)

3.1.4.3 Olsons Theorie der effektiven Spannungen⁶

3.1.4.3.1 Allgemeines zur Theorie der effektiven Spannungen

OLSON (1963) hat den Verlauf der Verdichtungskurve ungesättigter Erdbaustoffe im Wassergehalts-Trockendichte-Diagramm basierend auf dem Prinzip der effektiven Spannungen erläutert. OLSON (1963) stützt seine Theorie auf Untersuchungen zur Verdichtung von Erdbaustoffen, die geringe Anteile an Sand und keine grobkörnigeren Anteile im Kieskornbereich enthielten, wobei es ihm zum Zeitpunkt der Entwicklung seiner Theorie nicht

⁶ Die Ausführungen in diesem Kapitel stammen, soweit nicht anders referenziert, aus OLSON (1963)

möglich war, die während der Bodenverdichtung wirkenden effektiven Spannungen und Dehnungen messtechnisch zu erfassen. Sind grobkörnige Anteile vorhanden und diese so groß, dass die Einzelkörner sich bei der Verdichtung gegenseitig berühren, beeinflussen nach OLSON (1963) auch die Formen der Einzelkörner sowie die Abstufung des Grobkornanteils den Verlauf der Verdichtungskurve und bestimmen, ob sie stark gekrümmt oder flach verläuft und ob sie eine symmetrische oder unsymmetrische Form aufweist.

Die Theorie der effektiven Spannungen nach OLSON (1963) (*Olson's effective stress theory*, s. LEE & SUEDEKAMP, 1972) fußt auf der Annahme, dass der Widerstand eines Erdbaustoffes gegenüber der Verdichtung auf die Reibung an den Kontaktpunkten der einzelnen Partikel zurückzuführen ist. Die Reibung hängt dabei von der Größe der effektiven Spannungen ab. Die effektiven Spannungen können aus den totalen Spannungen bestimmt werden, indem diese um die Porenwasserüberdrücke abgemindert werden. Die Größe der möglichen Porenwasserüberdrücke hängt dabei vom Sättigungsgrad des Korngemisches ab BISHOP (1961a). Die Porenwasserüberdrücke können dabei umso größer werden, je größer der Sättigungsgrad eines Korngemisches ist.

3.1.4.3.2 Erläuterung des Verlaufs der Verdichtungskurve nach der Theorie der effektiven Spannungen

In diesem Abschnitt soll der typische Verlauf der Proctorkurve unter Verwendung der Theorie nach OLSON (1963) erläutert werden. Den Ausgangspunkt stellt ein Boden bei einem vergleichsweise niedrigen Wassergehalt w_1 auf der trockenen Seite des Proctoroptimums dar (vgl. Abbildung 11). Die Einzelkörner des Bodens befinden sich vor der Verdichtung in einer vergleichsweise lockeren Lagerung und aufgrund der relativ geringen seitlichen

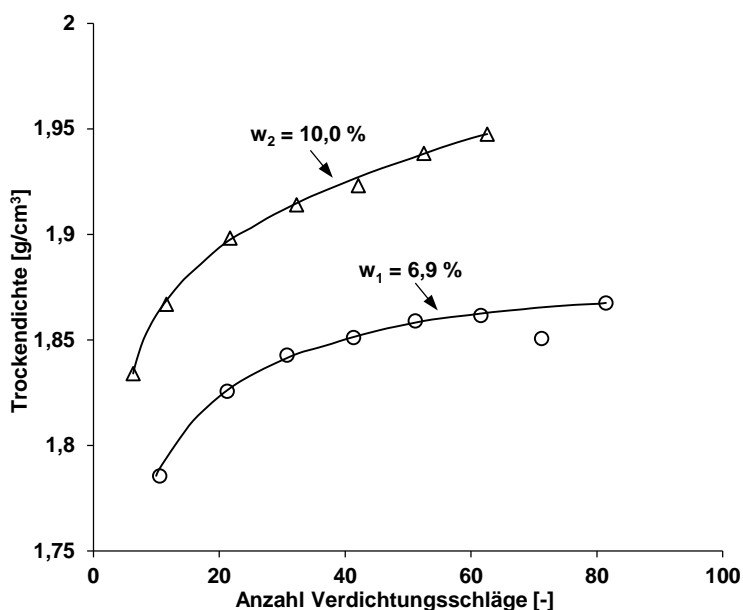


Abbildung 11: Zusammenhang zwischen der Anzahl an Verdichtungsschlägen und der erzielbaren Trockendichte bei einem schluffigen Ton, adaptiert nach OLSON (1963)

Spannungen wirken im Korngefüge nur geringe Effektivspannungen, wodurch der Boden lediglich eine geringe Scherfestigkeit aufweist. Gleichzeitig besitzt der Boden bei einem Wassergehalt auf der trockenen Seite des Proctoroptimums einen geringen Sättigungsgrad.

Wird auf eine Bodenprobe im Proctorversuch der erste Verdichtungsschlag aufgebracht, steigen die totalen Spannungen im Korngefüge infolge des Schlages an. Der unverdichtete Boden wird dem Verdichtungshammer nur einen geringen Widerstand entgegensetzen und die an den Kontaktpunkten der Einzelkörner auftretenden Scherspannungen überschreiten die

dort wirkenden Reibungskräfte. Dadurch gleiten die einzelnen Partikel aneinander ab und nehmen eine dichtere Lagerung ein. Die Verringerung des Porenraumes geht einher mit einem Anstieg der Porenluft- und -wasserdrücke, die sich aufgrund der großen Kompressibilität der Luft und der hohen Luftdurchlässigkeit des Korngefüges sowie aufgrund des geringen Sättigungsgrades des Bodens jedoch nur in kleinem Maße ausbilden. Der Anstieg der totalen Spannungen im Korngerüst geht einher mit einem Anstieg der effektiven Spannungen zwischen den Einzelkörnern. Der Anstieg der effektiven Spannungen und die größere Lagerungsdichte der Einzelkörner führen zu einer Erhöhung der Scherfestigkeit des Korngemisches.

Wird der Proctorhammer nach dem ersten Schlag angehoben, wird sich der Boden entspannen. Die geringe Auflockerung infolge der Entspannung des Korngerüstes führt dabei zur Ausbildung von negativen Porenwasserdrücken, die der Auflockerung des Bodens zusammen mit der verbliebenen seitlichen Verspannung des Korngerüstes entgegenwirken. Dies führt dazu, dass das Korngefüge seine verdichtete Struktur weitgehend behält. Wird mit dem Proctorhammer der zweite Schlag aufgebracht, wiederholen sich die während des ersten Schlages auftretenden Vorgänge. Infolge der Beanspruchung durch den Proctorhammer wird die Scherfestigkeit zwischen den Einzelkörnern an einigen Kontaktpunkten erneut überschritten. Dies führt zu einer weiteren Zunahme der Lagerungsdichte im Korngefüge. Aufgrund des vorangegangenen Verdichtungsschlages ist die Zunahme der Lagerungsdichte infolge des zweiten Schlages jedoch geringer als durch den ersten Verdichtungsschlag. Wird der Proctorhammer angehoben, verhindern die entstehenden negativen Porenwasserdrücke sowie die seitliche Verspannung des Korngerüstes erneut weitgehend eine Auflockerung des Korngefüges.

Die beschriebenen Vorgänge wiederholen sich mit jedem weiteren Verdichtungsschlag, wobei die Scherfestigkeit des Bodens und damit der Widerstand, den er der Verdichtung entgegensetzt, infolge der zunehmend dichteren Lagerung mit jedem Verdichtungsschlag ansteigen. Die Zunahme der Trockendichte des Korngefüges wird dadurch mit jedem Verdichtungsschlag geringer ausfallen, bis weitere Verdichtungsschläge nur mehr an einzelnen Punkten zu einer Überschreitung der Scherfestigkeit an den Korn-zu-Korn-Kontakten führen und der Boden seine größte Dichte unter den gegebenen Verdichtungsbedingungen erreicht hat (vgl. Abbildung 11).

Nun wird eine Probe desselben Bodens bei einem Wassergehalt $w_2 > w_1$ auf dieselbe Weise verdichtet wie beim Wassergehalt w_1 (vgl. Abbildung 11). Aufgrund des höheren Wassergehalts w_2 weist die Probe bei identischer Trockendichte einen größeren Sättigungsgrad auf. Dieser führt dazu, dass bei der Verdichtung größere Porenwasserüberdrücke entstehen können, die bei einem Anstieg der totalen Spannungen niedrigere effektive Spannungen im Korngerüst bewirken. Die niedrigeren Effektivspannungen infolge der höheren Porenwasserdrücke beim Wassergehalt w_2 bewirken, dass der Reibungswiderstand zwischen zwei auf Abscheren beanspruchte Einzelkörner niedriger ist. Dadurch können die Einzelkörner beim Wassergehalt w_2 leichter aneinander abgleiten und trotz identischer Verdichtungsarbeit eine größere Lagerungsdichte und damit eine größere Trockendichte einnehmen, als beim Wassergehalt w_1 .

Die weiteren Vorgänge im Korngefüge entsprechen denjenigen wie bei der Verdichtung mit dem Wassergehalt w_1 . Nach dem Anheben des Proctorhammers behält das Korngefüge seine verdichtete Struktur weitgehend bei. Mit jedem weiteren Verdichtungsschlag nimmt die Lagerungsdichte des Korngefüges weiter zu, wobei der Dichtezuwachs mit jedem weiteren Verdichtungsschlag geringer ausfallen wird (vgl. Abbildung 11). SchlieÙt erreicht das Korngefüge eine Lagerungsdichte, bei der die Scherfestigkeit des Korngefüges so groß ist, dass weitere Verdichtungsschläge unter den gegebenen Verdichtungsbedingungen nahezu mehr zu keiner weiteren Zunahme der Trockendichte führen.

Bei einer weiteren Erhöhung des Wassergehaltes auf einen Wassergehalt $w_3 > w_2$ nimmt die verdichtungsbegünstigende Wirkung der Porenwasserüberdrücke bei der Verdichtung weiter zu. Die größere Sättigung führt überdies dazu, dass die Luftdurchlässigkeit des Korngefüges zunehmend geringer wird, wodurch sich zusätzlich zu den Porenwasserdrücken auch Porenluftdrücke ausbilden können. Wird schließlich so viel Wasser zugegeben, dass die luftgefüllten Poren nicht mehr durchgängig sind, sinkt die Luftdurchlässigkeit des Korngefüges nahezu auf Null ab und die Porenluft kann nicht mehr entweichen. Eine weitere Verdichtung des Korngefüges ist ab diesem Wassergehalt, der nach OLSON (1963) den optimalen Wassergehalt des Bodens kennzeichnet, nicht mehr möglich.

OLSON (1963) weist darauf hin, dass in seiner Interpretation des Verdichtungs Vorganges die Scherfestigkeit als reines Reibungsphänomen betrachtet wird. Diese Annahme ist seiner Ansicht nach für üblicherweise im Erdbau verwendete Böden mit einer vergleichsweise geringen Plastizität, welche den Ansatz der effektiven Spannungen nicht wesentlich beeinflusst, gerechtfertigt. Für reine Tone mit einer sehr hohen Plastizität, deren Festigkeit fast ausschließlich auf die Wirkung der Kohäsion und nicht auf Reibungskräfte zurückzuführen ist, sei seine Theorie der effektiven Spannungen hingegen nicht ohne weiteres übertragbar. Da derartige Böden für die Verdichtung im Feld allerdings nur selten verwendet werden, unternahm er keinen Versuch, seine Theorie auf derartige Böden zu erweitern.

3.1.4.4 Zusammenhang zwischen der Trockendichte und dem Wassergehalt nach Auffassung des Verfassers der vorliegenden Arbeit

Die Verdichtungstheorien nach PROCTOR (1933a) und OLSON (1963) wurden in erster Linie für feinkörnige Böden und solche mit signifikanten feinkörnigen Anteilen entwickelt. Nach Auffassung des Verfassers der vorliegenden Arbeit sind die beiden Theorien jedoch nur in Teilen geeignet, um den Zusammenhang zwischen der mit einer definierten Verdichtungsarbeit erzielbaren Trockendichte von Böden und ihrem Wassergehalt zu erklären. Zur Erläuterung dieses Zusammenhanges ist es aus Sicht des Verfassers zunächst notwendig, zwischen fein- und gemischtkörnigen Böden, deren Verdichtungsverhalten überwiegend vom Feinkornanteil beeinflusst wird, einerseits und grobkörnigen Böden andererseits zu differenzieren.

Feinkörnige Böden und solche mit signifikanten feinkörnigen Anteilen liegen vor der Verdichtung gewöhnlich als lose Bodenkrümel vor, deren Beschaffenheit (z. B., Porosität und Steifigkeit) maßgeblich vom Wassergehalt abhängt. Die Bodenkrümel sind in der Regel umso kleiner und weisen aufgrund von hohen Kapillarkräften innerhalb der einzelnen Bodenaggregate eine umso größere Festigkeit auf, je geringer ihr Wassergehalt ist. Neben

den Kapillarkräften innerhalb der Bodenkrümel wirken zwischen den Tonpartikeln zudem Reibungskräfte sowie vergleichsweise kleine elektrostatische Anziehungs- und Abstoßungskräfte infolge von physikalisch-chemischen Vorgängen. Letztere dürften nach Ansicht des Verfassers gegenüber den beiden anderen Größen allerdings vernachlässigbar sein und werden im Folgendem nicht weiter berücksichtigt. Werden die feinkörnigen Bodenkrümel bei einem relativ geringen Wassergehalt verdichtet, werden sie sich aufgrund ihrer großen Festigkeiten kaum verformen und es wird sich ein Bodengefüge mit vergleichsweise großen Makroporen und damit geringer Trockendichte einstellen (z. B. BIRLE, 2012). Mit zunehmendem Wassergehalt nehmen die in den feinkörnigen Bodenkrümel wirkenden Kapillarspannungen und damit die zwischen Porenwasser und Bodenpartikeln wirkenden Bindungskräfte ab, wodurch die Konsistenz der feinkörnigen Bodenkrümel weicher wird und ihre Verformbarkeit zunimmt. Durch die größere Verformbarkeit können die Porenräume zwischen den Bodenkrümel (Interaggregatporen oder Makroporen) durch die eingebrachte Energie besser geschlossen werden und bei der Verdichtung kann ein dichteres Korngefüge und damit eine größere Trockendichte erzielt werden. Ein zunehmender Wassergehalt wird solange mit einer Zunahme der Trockendichte einhergehen, wie ausreichend luftgefüllte Poren vorhanden sind, in die das enthaltene Porenwasser ausweichen kann und solange die im Korngefüge enthaltene Luft entweichen kann. Ab Überschreitung des optimalen Wassergehaltes ist im Korngefüge zu viel Porenwasser enthalten und bei der Verdichtung werden sich Porenwasserüberdrücke sowie Porenluftüberdrücke einstellen, die zu wieder abnehmenden Trockendichten führen.

Für feinkörnige Böden und Böden mit signifikanten feinkörnigen Anteilen teilt der Verfasser der vorliegenden Arbeit in Bezug auf die Verdichtungstheorie nach PROCTOR (1933a) die Auffassung, wonach ein zunehmender Wassergehalt zu abnehmenden Kapillarspannungen und damit zu einem Anstieg der mit definierter Verdichtungsarbeit erzielbaren Trockendichte beiträgt. Die verdichtungsbegünstigende Wirkung geringerer Kapillarspannungen ist allerdings primär damit zu begründen, dass die feinkörnigen Bodenkrümel mit zunehmendem Wassergehalt zunehmend verformbarer werden. Eine Wirkung des Wassers, das – wie von PROCTOR (1933a) erläutert – gleichsam als „Schmiermittel“ die Umlagerung der einzelnen Partikel in eine dichtere Lagerung begünstigt, existiert nach Ansicht des Verfassers der vorliegenden Arbeit nicht. Bezüglich der Verdichtungstheorie nach OLSON (1963) teilt der Verfasser der vorliegenden Arbeit die Auffassung, dass ein zunehmender Wassergehalt zur Verringerung der effektiven Spannungen und damit zu einer Zunahme der erzielbaren Trockendichten führt. Anders als wie von OLSON (1963) begründet, sind für die Verringerung der effektiven Spannungen bei feinkörnigen Böden und Wassergehalten auf der trockenen Seite des Proctoroptimums hierfür in erster Linie aber nicht Porenwasserüberdrücke, sondern vor allem abnehmende Kapillarspannungen verantwortlich.

Grobkörnige Böden besitzen im Vergleich zu feinkörnigen Böden deutlich größere interpartikulare Poren, in denen ein Großteil des Wassers aufgrund der Größe der Poren nicht mehr über Kapillarkräfte gegenüber der Schwerkraft gehalten werden kann. Das Wasser befindet sich lediglich in den Zwickeln der Korn-zu-Korn-Kontakte einzelner Partikel. Dort wirken im Vergleich zu feinkörnigen Böden aufgrund der größeren Poren viel geringere Kapillarspannungen.

Werden grobkörnige Böden im trockenen Zustand (Wassergehalt = 0 %) verdichtet, müssen ausschließlich Reibungskräfte an den Korn-zu-Korn-Kontakten der Einzelkörner überwunden werden. Bei niedrigen Wassergehalten wirken an den Korn-zu-Korn-Kontakten der Einzelkörner zusätzlich Kapillarspannungen, die zu einer Vorspannung (Erhöhung der effektiven Spannungen) im Korngefüge und zu zusätzlichen Scherwiderständen im Vergleich zum trockenen Zustand führen. Die aus den Kapillarspannungen resultierenden Scherwiderstände nehmen mit zunehmendem Wassergehalt zunächst zu und danach wieder ab (ANGERER, 2019). Dies könnte erklären, warum bei enggestuften grobkörnigen Böden die Trockendichte bei Verdichtung mit konstanter Verdichtungsarbeit oft zuerst abnimmt und wieder zunimmt (vgl. Abbildung 9), d. h. zunächst einen konkaven Verlauf der Verdichtungskurve im Vergleich zum konvexen Verlauf bei feinkörnigen Böden zeigt. Wenn der Feinanteil zunimmt, bilden sich Partikelaggregate, die ähnlich wie bei feinkörnigen Böden zu einem konvexen Verlauf der Verdichtungskurve führen. Dass die Effekte der Kapillarspannungen und der Partikelaggregate im Allgemeinen zusammen auftreten, kann komplexere Verläufe der Verdichtungskurven bewirken, die vom typischen konvexen und konkaven Verlauf abweichen. Im Vergleich zu feinkörnigen Böden sind bei grobkörnigen Böden die aus Kapillarspannungen resultierenden Vorspannungen und Partikelaggregate im Korngerüst jedoch sehr gering, was die schwache Abhängigkeit der Trockendichte natürlicher grobkörniger Böden vom Wassergehalt erklärt.

Ein weiterer Effekt, der zur Zunahme der Trockendichten mit ansteigendem Wassergehalt beitragen kann, sind nach Ansicht des Verfassers darüber hinaus Porenwasserüberdrücke, die bei der Verdichtung entstehen. Zwar treten bei der Verdichtung grobkörniger Böden aufgrund der großen Porenräume und der damit einhergehenden hohen Permeabilität für Wasser und Luft makroskopisch gesehen meist keine Porenwasserüberdrücke auf. Der Verfasser geht jedoch davon aus, dass während der Verdichtung und der erzwungenen Kornumlagerung Porenwasserüberdrücke lokal begrenzt an den Korn-zu-Korn-Kontakten auftreten, dort die wirkenden effektiven Spannungen reduzieren und somit die Kornumlagerung begünstigen. Dem liegt die Überlegung zugrunde, dass das Porenwasser im losen Korngefüge vor der Verdichtung zunächst nur kapillar in vergleichsweise großen Poren gebunden ist. Infolge der Verdichtung werden die größeren Poren reduziert und das in den Poren gespeicherte Porenwasser muss in kleinere Poren umgelagert werden. Dabei kommt es zum Auftreten der angeführten lokal begrenzten Porenwasserüberdrücke. Dies könnte die physikalische Ursache für die von Proctor mit dem Begriff „Schmiermittelwirkung“ beschriebenen Effekte sein. Das von PROCTOR (1933a) angeführte Wirken des Wassers als „Schmiermittel“, durch das der Reibungskoeffizient in den Kontaktflächen der Einzelkörner reduziert und dadurch die Kornumlagerung erleichtert wird, findet nach Auffassung des Verfassers der vorliegenden Arbeit bei grobkörnigen Böden nicht statt.

Zusammenfassend kann aus Sicht des Verfassers der vorliegenden Arbeit bezüglich der von PROCTOR (1933a) in seiner Kapillaritäts- und Schmiermitteltheorie beschriebenen Mechanismen festgehalten werden, dass lediglich die Kapillarspannungen verdichtungswirksam in Erscheinung treten. Ihr Effekt auf die Verdichtbarkeit ist bei feinkörnigen Böden, bei denen sie wesentlich die Zustandsform und damit ihre Verformbarkeit beeinflussen, deutlich stärker ausgeprägt als bei grobkörnigen Böden, bei denen sie lediglich als vergleichsweise geringe Kräfte in den Zwickeln der Korn-zu-Korn-Kontakte der

Einzelkörner wirken. Eine Wirkung des Wassers als Schmiermittel findet aus Sicht des Verfassers der vorliegenden Arbeit weder bei fein- noch bei grobkörnigen Böden statt. Würde Wasser als Schmiermittel zwischen Bodenpartikel wirken, müssten sich beispielsweise auch trockene Sande bei Scherung anders verhalten als gesättigte Sande unter dräniertes Scherung. Dies ist allerdings nicht der Fall. Bezüglich der Ausführungen von OLSON (1963) teilt der Verfasser der vorliegenden Arbeit die Auffassung, wonach ein zunehmender Wassergehalt – wenn auch nur lokal begrenzt oder bei hohen Sättigungsgraden – zur Ausbildung von Porenwasserüberdrücken und dadurch zur Verringerung der effektiven Spannungen führen kann und damit zu einer Zunahme der erzielbaren Trockendichten beiträgt.

Zu beachten ist, dass natürliche Böden hinsichtlich ihrer Beschaffenheit und Zusammensetzung innerhalb großer Bandbreiten schwanken. Je nach Art des Bodens und der grob- und feinkörnigen Anteile werden sich die beschriebenen Effekte überlagern und mehr oder weniger stark zum Tragen kommen. Bei RC Baustoffen aus aufbereiteten Baurestmassen handelt es sich überwiegend um grob- und gemischtkörnige Baustoffe. Bezüglich ihrer Verdichtbarkeit ist dabei zum ersten besonders zu berücksichtigen, dass ihre Einzelkörner intrapartikuläre Poren aufweisen, in denen eine große Menge an Wasser gespeichert wird (s. Kapitel 5.2.3 und 5.2.5). Das innerhalb der Poren gespeicherte Wasser steht an den Kornoberflächen, den Korn-zu-Korn-Kontakten und den interpartikularen Poren bei RC Baustoffen damit zunächst nicht zur Verfügung und hat dadurch keinen Einfluss auf die hinsichtlich der Verdichtbarkeit relevanten Vorgänge im Porengefüge. Erst ab einem gewissen Wassergehalt, bei dem die innerhalb der Einzelkörner liegenden Poren kein weiteres Wasser mehr aufnehmen, werden die bei Böden, deren Einzelkörner geschlossene Kornoberflächen aufweisen, wirkenden Effekte auch bei RC Baustoffen auftreten. Zum zweiten ist zu beachten, dass der Feinkornanteil von RC Baustoffen keine Bildsamkeit aufweist. Dadurch nimmt die Verformbarkeit der Feinkornanteile von RC Baustoffen anders als bei natürlichen, plastischen Feinkornanteilen und damit ihre Verdichtbarkeit mit zunehmendem Wassergehalt nicht zu. Beide Aspekte führen in der Konsequenz dazu, dass die Verdichtbarkeit von RC Baustoffen aus aufbereiteten Baurestmassen gegenüber natürlichen Baustoffen mit einer vergleichbaren Kornabstufung deutlich weniger stark vom Wassergehalt abhängt. Drittens ist schließlich auch denkbar, dass die gegenüber natürlichen Baustoffen geringeren Festigkeiten der Einzelkörner von RC Baustoffen zu dem von RC Baustoffen bekannten Verdichtungsverlauf beitragen. So besteht nach Auffassung des Verfassers die Möglichkeit, dass es durch die beim Proctorversuch geleistete Verdichtungsarbeit bei RC Baustoffen gegenüber natürlichen Baustoffen vermehrt zum Bruch von Oberflächenunebenheiten sowie einzelner Kanten kommt, durch welche die mit dem Porenwasser in Verbindung stehenden Effekte bei der Verdichtung überlagert werden.

Abschließend ist festzustellen, dass dem Zusammenhang zwischen der mit definierter Verdichtungsarbeit erzielbaren Trockendichte und dem Wassergehalt, der für die Erdbaupraxis wesentliche Bedeutung besitzt und dem ob seiner vermeintlichen Banalität gemeinhin wenig Beachtung geschenkt wird, ein komplexes Zusammenspiel zwischen der Porengrößenverteilung und den vom Sättigungsgrad abhängigen Kapillarspannungen sowie Porenwasser- und Porenluftüberdrücken zugrunde liegt, welches bis heute nicht vollumfänglich verstanden ist. Dies gilt sowohl für natürliche Baustoffe, deren Einzelkörner

geschlossene Kornoberflächen aufweisen und für die umfangreiche Erfahrungen hinsichtlich ihrer Verdichtbarkeit vorliegen, als auch besonders für RC Baustoffe, bei denen die besonderen Eigenschaften ihrer Einzelkörner die bei der Verdichtung im Korngefüge stattfindenden Vorgänge zusätzlich beeinflussen.

3.1.5 Einflussfaktoren auf die Größe des erzielbaren Porenanteils

Wie die Ausführungen in Kapitel 3.1.2 und 3.1.3 gezeigt haben, ist die Beurteilung des Verdichtungszustandes unterschiedlicher Erdbaustoffe anhand eines allgemeingültigen Kennwertes nicht möglich und trotz identischer Verdichtungsarbeit und Versuchsrandbedingungen werden für verschiedene Erdbaustoffe unterschiedliche Trockendichten und Porenanteile erreicht.

Dies ist darauf zurückzuführen, dass die in einem Erdbaustoff erzielbare Trockendichte nicht nur von der Art und der Größe der geleisteten Verdichtungsarbeit, sondern auch von den Eigenschaften des zu verdichtenden Erdbaustoffes abhängig ist. So beeinflussen neben der Art und der Größe der geleisteten Verdichtungsarbeit beispielsweise der Wassergehalt, die Abstufung der Kornverteilungskurve oder die geometrische Beschaffenheit der Einzelkörner den in einem Korngemisch durch die Verdichtung erzielbaren Porenanteil (z.B. HOLTZ & KOVACS, 1981; FLOß, 1970; KÉZDI, 1969), JOHNSON & SALLBERG, 1960). Bei natürlich abgelagerten Böden spielt auch die Entstehungsgeschichte des Bodens eine Rolle (KÉZDI, 1969), während bei künstlich verdichteten Erdbaustoffen auch die Art der Verdichtung (z. B. vibrierend, oszillierend, stampfend) sowie die Verdichtungsparameter (z. B. Frequenz, Amplitude) Einfluss auf den erzielbaren Porenanteil besitzen. Bei feinkörnigen Erdbaustoffen beeinflussen darüber hinaus zudem die Temperatur oder auch die Art der Wasserzugabe bzw. die Trocknung des Erdbaustoffes den erzielbaren Porenanteil (JOHNSON & SALLBERG, 1960).

Nachfolgend soll der Einfluss einiger wichtiger Faktoren, die Einfluss auf die Größe des erzielbaren Porenanteiles bei einem nichtbindigen Erdbaustoff besitzen, aufgezeigt werden.

3.1.5.1 Wassergehalt

Die Ausführungen zur Proctordichte als Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad in Kapitel 3.1.2.3 zeigen, dass die durch die Verdichtung erzielbare Trockendichte eine Funktion des Wassergehalts darstellt. Dabei ist zu beachten, dass die im Proctorversuch bei einem bestimmten Wassergehalt erreichbare Trockendichte nicht die größtmögliche Trockendichte überhaupt ist. Vielmehr handelt es sich um diejenige Trockendichte, die bei dem jeweiligen Wassergehalt mit genormter Verdichtungsarbeit erreicht wird. Der Zusammenhang zwischen der Trockendichte und dem Wassergehalt bedeutet lediglich, dass ein Erdbaustoff bei verschiedenen Wassergehalten unterschiedlich gut verdichtet werden kann (vgl. Ausführungen in Kapitel 3.1.4).

Die größtmögliche, bei einem bestimmten Wassergehalt erzielbare Trockendichte und damit die natürliche Grenze der beim jeweiligen Wassergehalt erreichbaren Lagerungsdichte wird durch die Sättigungslinie S_R ($S_R = 1$) gekennzeichnet. Eine Trockendichte oberhalb der Sättigungslinie, welche diejenigen Trockendichten kennzeichnet, bei der beim jeweiligen Wassergehalt in einem Porensystem eines Korngemisches nur mehr Wasser vorhanden ist,

kann nur in Verbindung mit der Abgabe von Porenwasser (Konsolidation) erreicht werden. Jede Trockendichte unterhalb sowie auf der Sättigungslinie kann bei ausreichend großer Verdichtungsarbeit theoretisch jedoch erreicht werden. Baupraktisch ist eine Verdichtung bis auf die Sättigungslinie allerdings so gut wie nicht möglich, da es durch die Verdichtung nicht gelingt, die Luft vollständig aus den Porenräumen zu entfernen (z. B. LANG ET AL., 1996).

3.1.5.2 Verdichtungsarbeit

Die Größe der geleisteten Verdichtungsarbeit beeinflusst die bei einem Erdbaustoff erzielbare Trockendichte maßgeblich. So wird durch die Erhöhung der Verdichtungsarbeit in der Regel ein höherer Verdichtungszuwachs und damit eine höhere Trockendichte erzielt. Die Abhängigkeit des Verdichtungszuwachses von der Größe der Verdichtungsarbeit wird beispielhaft anhand von Abbildung 12 verdeutlicht.

Auch DIN 18127 (DIN, 2012a) enthält neben Vorgaben zur Durchführung des einfachen Proctorversuches (Standardproctorversuch), bei dem die Verdichtung mit einer volumenbezogenen Verdichtungsarbeit von $0,6 \text{ MNm/m}^3$ erfolgt, auch Vorgaben zur Durchführung eines modifizierten Proctorversuches, bei dem die Verdichtung mit einer deutlich höheren volumenbezogenen Verdichtungsarbeit von $2,7 \text{ MNm/m}^3$ erfolgt. Die höhere Verdichtungsarbeit im modifizierten Proctorversuch führt im Vergleich zum einfachen Proctorversuch dabei zu einer höheren Trockendichte sowie zu einem niedrigeren optimalen Verdichtungswassergehalt (z. B. KÉZDI, 1970; VON SOOS & ENGEL, 2007).

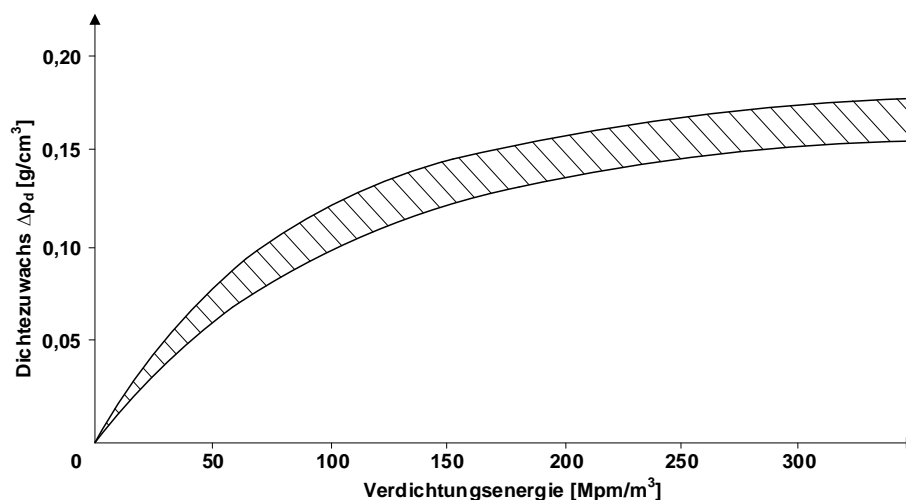


Abbildung 12: Entwicklung des Dichtezuwachses bei der Verdichtung als Funktion der Verdichtungsenergie, aus KÉZDI (1970)

3.1.5.3 Kornabstufung

Die Abstufung der Kornverteilungskurve eines nichtbindigen Erdbaustoffes besitzt ebenfalls maßgebliche Bedeutung im Hinblick auf den durch die Verdichtung erzielbaren Porenanteil. Im Allgemeinen gilt, dass der erzielbare Porenanteil umso kleiner ist, je ungleichförmiger die Kornverteilungskurve des Erdbaustoffes abgestuft ist (z. B. STRIEGLER & WERNER, 1973; KÉZDI, 1969; VOß & FLOß, 1968).

Als Maßzahl für die Ungleichförmigkeit einer Kornverteilungskurve kann die Ungleichförmigkeitszahl C_U herangezogen werden, die sich nach DIN EN ISO 14688-2 (DIN, 2018) als Verhältniswert aus dem Korndurchmesser d_{60} bei 60 M.-% des Siebdurchganges und dem Korndurchmesser d_{10} bei 10 M.-% des Siebdurchganges einer Kornverteilungskurve bestimmt:

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad \text{Gleichung 3}$$

Eine Kornverteilungskurve gilt als umso besser abgestuft, je größer ihre Ungleichförmigkeitszahl C_U ist.

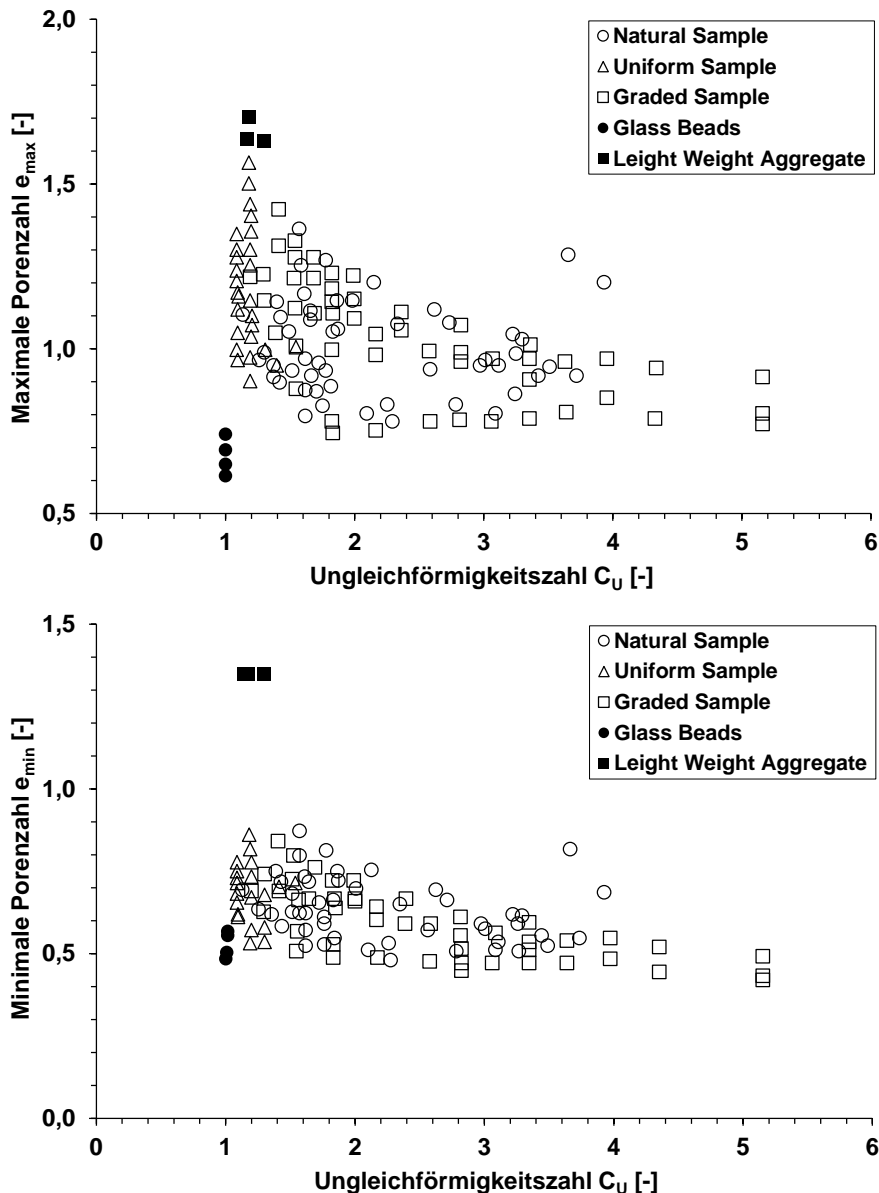


Abbildung 13: Zusammenhang zwischen der Ungleichförmigkeitszahl C_U und minimaler (unten) bzw. maximaler (oben) Porenzahl, nach MIURA ET AL. (1997)

Ursächlich für den Einfluss der Kornabstufung auf die Größe des erzielbaren Porenanteiles ist, dass sich bei ungleichförmig abgestuften Korngemischen die kleineren Einzelpartikel in die Porenräume zwischen den jeweils größeren Einzelpartikeln einordnen können und dadurch

den Porenraum vollständiger ausfüllen können. Bei einer Kornverteilungskurve, die aus überwiegend gleich großen Einzelpartikeln besteht (gleichförmige Kornabstufung, d. h. niedrige Ungleichförmigkeitszahl), sind die einzelnen Partikel hingegen zu groß, um sich in den Porenraum zwischen den Kontaktpunkten mehrerer Einzelkörner einzulagern.

Die Abhängigkeit der Porenzahlen eines nichtbindigen Erdbaustoffes bei dichtester und lockerster Lagerung (e_{min} , e_{max}) von der Ungleichförmigkeitszahl wurde beispielsweise von MIURA ET AL. (1997) anhand von umfangreichen Untersuchungen an natürlich abgestuften und im Labor künstlich zusammengesetzten Sanden (gleichförmig und ungleichförmig abgestuft) sowie an künstlichen Korngemischen (z. B. Glaskugeln) aufgezeigt. Einige ihrer Ergebnisse sind in Abbildung 13 dargestellt und zeigen mit zunehmender Ungleichförmigkeitszahl C_U sowohl für die minimale als auch die maximale Porenzahl e_{min} und e_{max} eine fallende Tendenz. Sie begründen ihre Beobachtungen ebenfalls damit, dass sich bei gut abgestuften (ungleichförmigen) Korngemischen die kleineren Partikel in die Porenräume der größeren Partikel einordnen können. Zu beachten ist, dass bei identischer Porenzahl eine vergleichsweise große Spanne an maximalen bzw. minimalen Porenzahlen (e_{max} , e_{min}) möglich ist. Dies liegt darin begründet, dass zwar sowohl e_{max} als auch e_{min} von der Ungleichförmigkeitszahl C_U abhängen, dass allerdings auch weitere Parameter die mögliche Lagerungsdichte eines Materials beeinflussen.

Auch die Höhe der im Proctorversuch (zum Proctorversuch s. Kapitel 3.1.2.3) mit genormter Verdichtungsarbeit erreichbaren Proctordichte (Standardrohddichte) hängt deutlich vom Ungleichförmigkeitsgrad U (\cong Ungleichförmigkeitszahl C_U) des verdichteten Erdbaustoffes ab. Die Zunahme der erreichbaren Trockendichte mit zunehmender Ungleichförmigkeitszahl ist in Abbildung 14 anschaulich anhand von Ergebnissen von VOß (1961) von Proctorversuchen an Sanden und gut abgestuften Kiesen dargestellt.

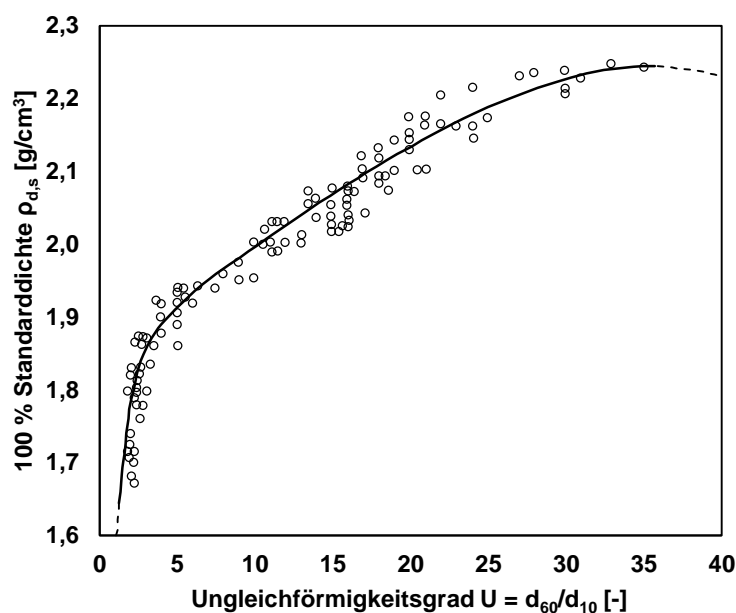


Abbildung 14: Einfluss des Ungleichförmigkeitsgrades U (\cong Ungleichförmigkeitszahl C_U) auf die Standardrohddichte (Proctordichte) von Sanden und gut abgestuften Kiesen, nach VOß (1961)

Ein Minimum an Porenraum kann erreicht werden, wenn die einzelnen Korngrößen und Kornanteile so abgestuft sind, dass sich alle jeweils kleineren Einzelkörner in den Porenräumen zwischen den jeweils größeren Einzelkörnern einlagern können. Dies ist der Fall, wenn die Abstufung einer Körnungslinie der sogenannten Fullerparabel entspricht. Die Fullerparabel geht auf FULLER & THOMPSON (1907) zurück und wurde in Zusammenhang mit der Entwicklung möglichst hohlraumarmer gebundener Baustoffe (z. B. Beton, Asphalt) entwickelt. Ziel war es dabei, durch einen möglichst geringen Hohlraumanteil des Korngerüges den erforderlichen Bindemittelanteil zu minimieren (z. B. DÜSER, 1999; STRIEGLER, 1998; VOß & FLOß, 1968). Die Fullerparabel kann für ein gegebenes Größtkorn d_{max} eines Korngemisches über die Gleichung

$$a = 100 \cdot \sqrt{\frac{d}{d_{max}}} \quad [\text{M.-%}] \quad \text{Gleichung 4}$$

bestimmt werden, wobei a den Siebdurchgang des jeweiligen Korndurchmessers d in Masseprozent entspricht. Die Ungleichförmigkeitszahl C_U der Fullerparabel beträgt $C_U = 36,7$, womit die größtmögliche Lagerungsdichte von grobkörnigen Erdbaustoffen bis zu einer Ungleichförmigkeitszahl von $C_U \approx 36$ ansteigt und bei höheren Werten typischerweise wieder sinkt ((z. B. VOß, FLOß & BRÜGGEMANN, 1986, VOß & FLOß, 1968, vgl. auch Abbildung 14).

3.1.5.4 Größe der Einzelkörner

Neben der Korngrößenverteilung beeinflusst auch die Größe der Einzelkörner die mögliche Packungsdichte nichtbindiger Erdbaustoffe (z. B. MIURA ET AL., 1997). So nehmen beispielsweise die maximalen und minimalen Porenzahlen (e_{max} , e_{min}) nichtbindiger Erdbaustoffe mit zunehmendem mittleren Korndurchmesser d_{50} (d_{50} bezeichnet den Korndurchmesser bei 50 M.-% Siebdurchgang) ab. Dies wird anhand von Abbildung 15, in welcher die maximalen und minimalen Porenzahlen unterschiedlicher Sande in Abhängigkeit ihres mittleren Korndurchmessers d_{50} dargestellt sind, verdeutlicht.

Nach MIURA ET AL. (1997) sind die größeren Porenzahlen mit abnehmendem mittleren Korndurchmesser d_{50} auf Oberflächenkräfte, beispielsweise elektrostatische Anziehungskräfte oder Haftkräfte durch Flüssigkeiten auf der Oberfläche (z. B. Wasser, Öle) zurückzuführen. Diese Oberflächenkräfte werden insbesondere bei Erdbaustoffen mit kleinen Einzelkörnern und einer großen spezifischen Oberfläche im Vergleich zu den Gravitationskräften groß und können damit dem Bestreben des Korngemisches, eine größere Lagerungsdichte einzunehmen, entgegenstehen. Je größer die einzelnen Partikel eines Korngemisches werden, desto mehr überwiegt die Wirkung der Gravitationskräfte die Oberflächenkräfte. Dadurch werden größere Einzelkörner nur mehr in untergeordnetem Maße von den Oberflächenkräften beeinflusst und ein Korngemisch kann mit zunehmender Größe seiner Einzelkörner eine dichtere Lagerung einnehmen.

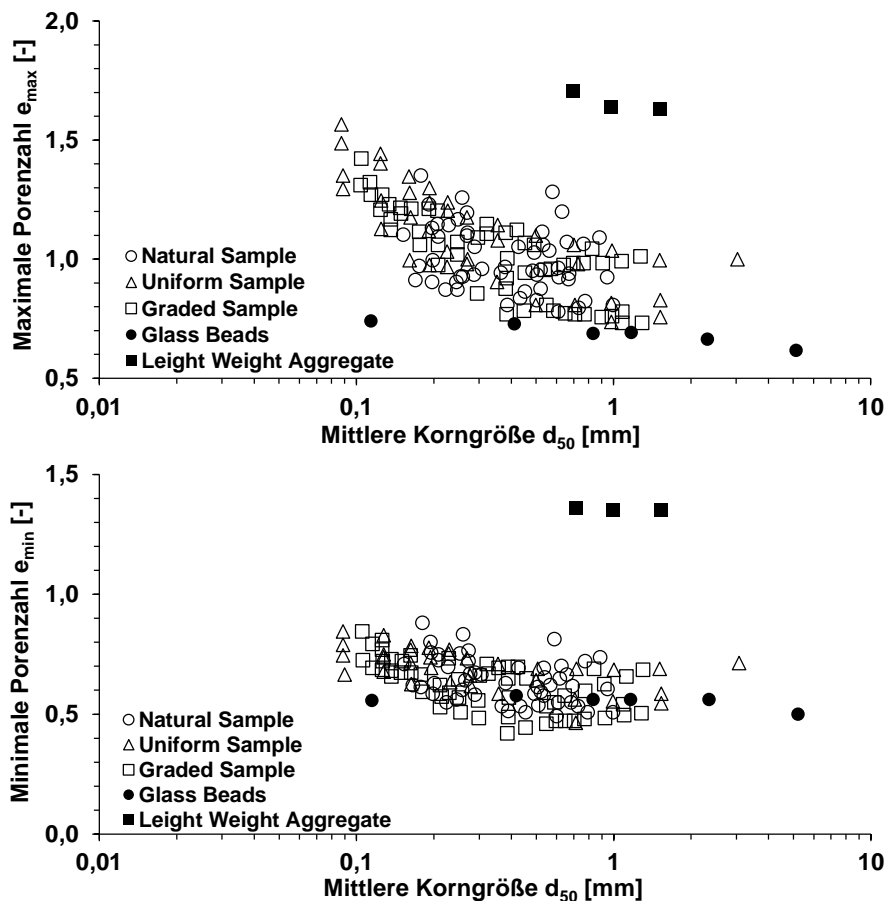


Abbildung 15: Zusammenhang zwischen dem mittleren Korndurchmesser (d_{50}) und minimaler (unten) bzw. maximaler (oben) Porenzahl, adaptiert nach MIURA ET AL. (1997)

3.1.5.5 Form der Einzelkörner

Wird das Gleichgewicht eines nichtbindigen Korngemisches gestört (z. B. durch die Verdichtung), ordnen sich die einzelnen Partikel um bis ein neues Gleichgewicht erreicht wird. Bei diesem Prozess bewegen sich die Einzelkörner eines Korngemisches, indem sie rotieren und aneinander entlanggleiten. Es ist daher naheliegend, dass neben der Abstufung der Körnungslinie auch die Form und die Beschaffenheit der Oberfläche der Einzelkörner eines Korngemisches maßgeblichen Einfluss auf den Prozess der Kornumlagerung und damit den mit einer gewissen Verdichtungsarbeit erzielbaren Porenanteil besitzen. Dabei ist der mit einer definierten Verdichtungsarbeit erreichbare Porenanteil eines Korngemisches mit eckigen Einzelkörnern im Allgemeinen größer als der eines Korngemisches mit runden Einzelkörnern (z. B. VOß & FLOß, 1968).

Der Einfluss der Kornbeschaffenheit auf die Grenzen der Lagerungsdichte nichtbindiger Baustoffe, der anhand von Abbildung 16 verdeutlicht wird, wurde von mehreren Autoren anhand der Zusammenhänge zwischen unterschiedlichen Kornformdeskriptoren und der maximalen sowie minimalen Porenzahl e_{max} und e_{min} aufgezeigt (z. B. ALTUHAFIT, COOP & GEORGIANNOU, 2016; CHO, DODDS & SANTAMARINA, 2006; MITCHEL & SOGA, 2005; MIURA ET AL. 1997).

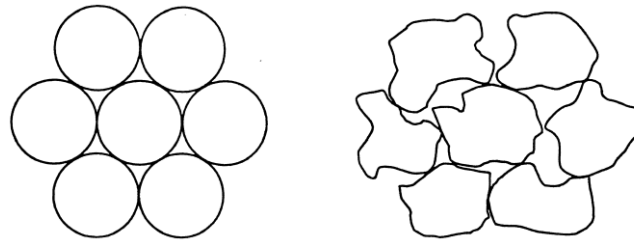


Abbildung 16: Darstellung des Einflusses der Kornform auf die Packungsdichte, nach MORA & KWAN (2000)

Einige der Zusammenhänge aus der Literatur sind in Abbildung 17 am Beispiel der Formfaktoren *Seitenverhältnis (Aspect Ratio AR)*, *Konvexität (Convexity C_x)*, *Sphärizität (Sphericity S)* und *Rundheit (Roundness R)* dargestellt. Der Einfluss der Kornabstufung der in Abbildung 17 dargestellten Materialien auf ihre Lagerungsdichte wurde weitgehend dadurch verringert, indem Materialien mit einer vergleichbaren Kornabstufung (gleichförmig abgestufte Materialien) untersucht wurden.

Die Darstellungen in Abbildung 17 zeigen deutlich, dass die Grenzen der Lagerungsdichte (e_{\max} bzw. e_{\min}) von der Form der Einzelkörner abhängen. Im Allgemeinen nehmen die maximale bzw. minimale Lagerungsdichte dabei mit zunehmender Größe der Formfaktoren ab. Dies bedeutet, dass nichtbindige Materialien mit zunehmender Unregelmäßigkeit und Ungleichförmigkeit der Kornformen ihrer Einzelkörner zu größeren Hohlräumen (Porenräumen) zwischen den Einzelkörnern neigen, da zunehmende Unregelmäßigkeiten die Partikelmobilität vermindern und damit die Fähigkeit, eine dichte Packungskonfiguration zu erreichen, behindern.

Die Darstellungen in Abbildung 17 enthalten auch eigene Ergebnisse von RC Baustoffen (RC Beton, RC Ziegel) sowie von Elektroofenschlacke (EOS). Die maximalen und minimalen Porenzahlen wurden jeweils nach DIN 18126 (DIN, 1996a) ermittelt. Die Kornformdeskriptoren wurden z. T. mittels dynamischer Bildanalyse (CamSizer) bestimmt, wobei es sich bei dem jeweil angegebenen Wert des Deskriptors um einen Mittelwert über alle Körner des Korngemisches handelt. Teilweise wurden die Kornformdeskriptoren auch visuell ermittelt. Dabei wurden jeweils 20 Einzelkörner vermessen (Aspect Ratio, Convexity) oder ihre Kornformdeskriptoren anhand der Tafeln von Krumbein & Sloss (Sphericity, Roundness; vgl. Kapitel 4.1.2.5) bestimmt. Die Porenzahlen von RC B und EOS fügen sich gut in die Verläufe der natürlichen Materialien ein und ihre Porenzahlen liegen nur geringfügig oberhalb derjenigen der natürlichen Materialien, wohingegen der RC Z deutlich größere Porenzahlen aufweist.

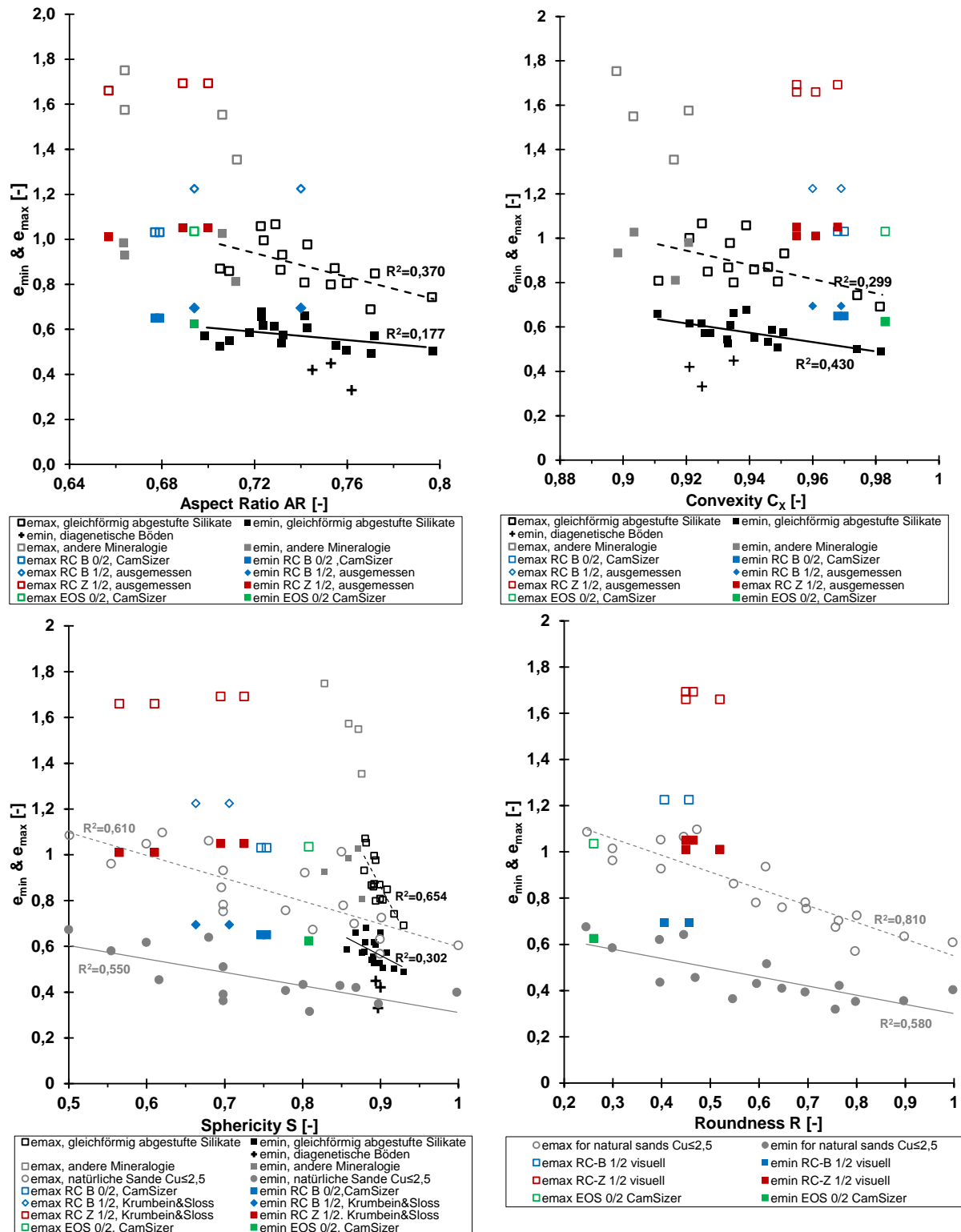


Abbildung 17: Abhängigkeit der maximalen und minimalen Porenzahl (e_{max} und e_{min}) von verschiedenen Deskriptoren zur Beschreibung der Kornform: Aspect Ratio (AR), Convexity (C_x), Sphericity (S), Roundness (R), adaptiert nach ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016) und CHO, DODDS & SANTAMARINA (2006)

3.1.5.6 Oberflächenrauheit der Einzelkörner

Der Einfluss der Oberflächenrauheit auf die Grenzen der Lagerungsdichte wurde unter anderem von ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016) untersucht. Ihre Ergebnisse zeigen, dass die maximale und minimale Porenzahl (e_{\max} , e_{\min}) nichtbindiger Materialien mit zunehmender mittlerer Oberflächenrauheit zunehmen (vgl. Abbildung 18). Sie stellen allerdings fest, dass die Einzelkörner mit einer rauen Kornoberfläche meist auch die Einzelkörner mit der kantigsten Kornform sind und führen den Zusammenhang zwischen der Oberflächenrauigkeit von Einzelkörnern und den Grenzen der Lagerungsdichte primär indirekt auf den Einfluss der Kornform zurück. Dass die Oberflächenrauheit dem gegenseitigen Gleiten zweier Partikel an ihren Kontaktflächen entgegensteht und damit die Kornumlagerung erschwert, ist ihren Ausführungen zufolge von nachrangiger Bedeutung für die Grenzen der Lagerungsdichte.

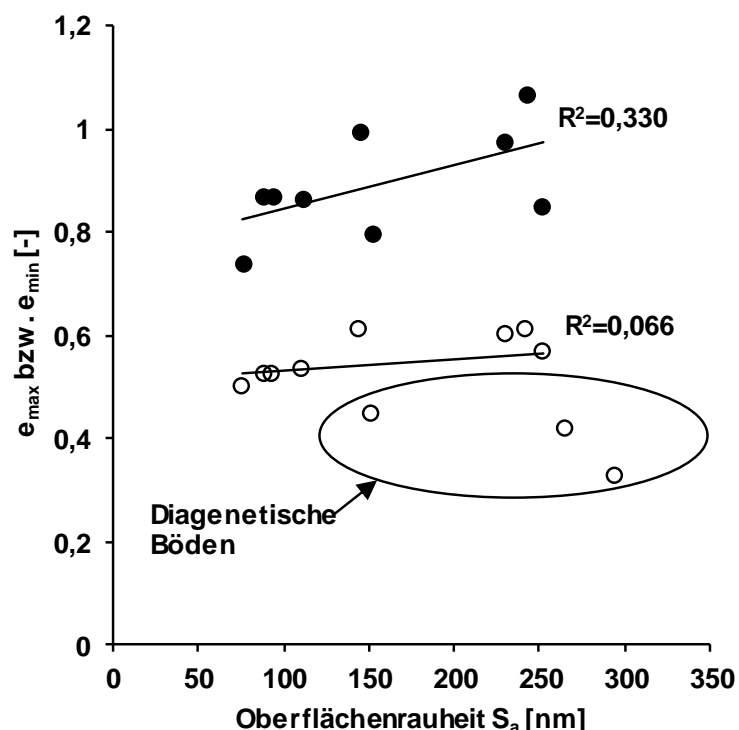


Abbildung 18: Zusammenhang zwischen maximaler und minimaler Porenzahl und der Oberflächenrauheit, nach ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016)

3.2 Die Verdichtungskontrolle als grundlegender Bestandteil der Qualitätssicherung

3.2.1 Nachweis der Verdichtungsanforderungen mittels indirekter Prüfmerkmale

Nach dem Einbau und dem Verdichten der Erdbaustoffe muss im Zuge der Qualitätssicherung (Verdichtungskontrolle) nachgewiesen werden, dass die für das jeweilige Erdbauwerk geforderte Qualität erreicht wurde. Die Qualitätssicherung kann gemäß den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) anhand von drei unterschiedlichen Prüfmethode erfolgen (s. Abschnitt 14.2 der ZTV E-StB 17). Bei der Verdichtungskontrolle wird üblicherweise überprüft, ob die im Feld vorliegenden Festigkeitseigenschaften und Trockendichten mit den in den Regelwerken und

Richtlinien formulierten anwendungsbezogenen Anforderungen an die jeweiligen Prüfmerkmale übereinstimmen.

Der Nachweis des anwendungsbezogen geforderten Verdichtungsgrades D_{Pr} als direktes Prüfmerkmal kann in Deutschland sowohl mittels direkter als auch indirekter Prüfverfahren erfolgen. Bei den direkten Prüfverfahren wird die im Feld erreichte Trockendichte als direktes Prüfmerkmal ermittelt, während bei den indirekten Prüfverfahren ein indirektes Prüfmerkmal bestimmt wird, welches mit dem direkten Prüfmerkmal einen engen technischen Zusammenhang und eine hohe Korrelation besitzt.

Beispiele für direkte Prüfverfahren zum Nachweis des Verdichtungsgrades sind die Volumenersatzverfahren oder radiometrische Verfahren (s. Kapitel 3.3.2), bei denen die Trockendichte direkt als Messgröße ermittelt wird. Insbesondere in Fällen, bei denen die direkte Ermittlung der im Feld erreichten Trockendichte schwierig oder nicht möglich ist (beispielsweise bei grobkörnigen Baustoffen oder Steinschüttungen), erfolgt der Nachweis des Verdichtungsgrades häufig indirekt anhand von Plattendruckversuchen. Dabei wird an der Oberfläche einer verdichteten Schicht ein Verformungsmodul (E_{V2} , E_{V1} , E_{Vd}) ermittelt, welcher von der Steifigkeit der verdichteten Schicht abhängt. Da die Steifigkeit mit der Trockendichte des verdichteten Materials korreliert, können die Verformungsmoduln zur indirekten Beurteilung des Verdichtungszustandes herangezogen werden.

Der Zusammenhang zwischen dem Verdichtungsgrad D_{Pr} als direktem und dem gewählten indirekten Prüfmerkmal nach den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) muss vorab im Rahmen von Kalibrierversuchen bestimmt werden. Dabei sind die Vorgaben der TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) zu beachten. Wie erwähnt muss zwischen dem direkten und indirekten Prüfmerkmal für eine praktische Nutzbarkeit ein enger technischer Zusammenhang bestehen. Dies ist gemäß den TP BF-StB Teil E 4 (FGSV, 2003) dann der Fall, wenn die zwischen beiden Prüfmerkmalen ermittelte Kalibriergerade mindestens ein Bestimmtheitsmaß von $B \geq 0,65$ besitzt. Sofern eigene (nachzuweisende) oder anerkannte fremde Erfahrungen zum Zusammenhang zwischen dem direkten und indirekten Prüfmerkmal vorliegen, dürfen nach den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) auch diese Erfahrungswerte herangezogen werden. Zu berücksichtigen ist, dass der indirekte Nachweis des Verdichtungsgrades mittels statischen und dynamischen Plattendruckversuch nach den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) auf grob- und gemischtkörnige Erdbaustoffe mit einem Feinkornanteil von weniger als 15 M.-% beschränkt ist.

Für grobkörnige Baustoffe ermöglichen die ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) zum indirekten Nachweis des Verdichtungsgrades mittels statischen oder dynamischen Plattendruckversuch auch die Anwendung von Richtwerten, welche die direkte Zuordnung des statischen Verformungsmoduls E_{V2} bzw. des dynamischen Verformungsmoduls E_{Vd} zum Verdichtungsgrad ermöglichen (s. Tabelle 3 und Tabelle 4). Werden diese Richtwerte zum Nachweis des Verdichtungsgrades herangezogen, kann von der Durchführung von Kalibrierversuchen abgesehen werden. Beim statischen Plattendruckversuch muss zur Beurteilung des Verdichtungszustandes neben der absoluten Größe des E_{V2} -Wertes zudem zusätzlich der Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} berücksichtigt werden. So darf das Verhältnis E_{V2}/E_{V1} für den Nachweis eines Verdichtungsgrades $D_{Pr} \geq 100\%$ einen Wert von 2,3 und für den Nachweis eines Verdichtungsgrades $D_{Pr} \geq 98\%$ einen Wert von 2,5 nicht überschreiten.

Höhere Verhältniswerte sind nur dann zulässig, wenn der E_{V1} -Wert bereits mindestens 60 % des geforderten E_{V2} -Wertes erreicht. Die Zuordnungen für die Bodengruppen GE und SE in Tabelle 3 und Tabelle 4 sind nach den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) zudem im Rahmen einer Probeverdichtung zu überprüfen.

Bodengruppe	Statischer Verformungsmodul E_{V2} [MN/m ²]	Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]
GW, GI	≥ 100	≥ 100
	≥ 80	≥ 98
GE, SE, SW, SI	≥ 80	≥ 100
	≥ 70	≥ 98

Zusätzlich ist der Verhältniswert des Verformungsmoduls E_{V2}/E_{V1} zur Beurteilung des Verdichtungszustandes mit heranzuziehen. Dabei gelten $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,3$ für $D_{Pr} \geq 100$ % und $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,5$ für $D_{Pr} \geq 98$ %. Wenn der E_{V1} -Wert bereits 60 % des in der Tabelle 3 angegebenen E_{V2} -Wertes erreicht, sind auch höhere Verhältniswerte zulässig.

Tabelle 3: Richtwerte für die Zuordnung vom statischen Verformungsmodul E_{V2} zum Verdichtungsgrad D_{Pr} bei grobkörnigen Böden, nach ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017)

Bodengruppe	Dynamischer Verformungsmodul E_{Vd} [MN/m ²]	Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]
GW, GI, GE SW, SI, SE	≥ 50	≥ 100
	≥ 40	≥ 98

Tabelle 4: Richtwerte für die Zuordnung vom dynamischen Verformungsmodul E_{Vd} zum Verdichtungsgrad D_{Pr} bei grobkörnigen Böden, nach ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017)

In Österreich existieren für den Erdbau ebenfalls direkte Anforderungen an den Verdichtungsgrad D_{Pr} . Diese sind in den RVS 08.03.01 (FSV, 2010) enthalten und in Tabelle 5 wiedergegeben. Anders als in Deutschland können in Österreich zur Validierung der Güte der Verdichtung von Erdbauwerken unter anderem auch der statische Verformungsmodul E_{V1} oder der dynamische Verformungsmodul E_{Vd} als direkte Prüfgrößen herangezogen werden. Ein indirekter Nachweis des Verdichtungsgrades ist in Österreich somit nicht erforderlich. Ein weiterer Unterschied zum deutschen Regelwerk besteht darin, dass nicht der statische Verformungsmodul E_{V2} in Verbindung mit dem Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} , sondern der Verformungsmodul E_{V1} aus der Erstbelastung zur Beurteilung des Verdichtungszustandes bemüht wird.

Tiefenbereich	E_{Vd} [MN/m ²]	E_{V1} [MN/m ²]	D_{Pr} [%]	$\Delta_{FDVK}^{1)}$ [%]	$SD_{FDVK}^{2)}$ [%]
Unterbauplanum	38	35	100	≤ 5 (0)	≤ 20
Ab 1 m unter Unberbauplanum	24 (26)	20	99	≤ 5 (0)	≤ 20
Ab Dammaufstandsfläche (einschl. Bodenaustausch)	18 (16)	15 (7,5)	97 (95)	≤ 5 (0)	≤ 20 ³⁾
Hinterfüllung	38	35	100		

¹⁾ Verdichtungszuwachs der dyn. Messwerte der flächendeckenden dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK) zwischen zwei aufeinander folgenden Überfahrten auf derselben Walzenspur

²⁾ Standardabweichung des Mittelwertes der dynamischen Messwerte der FDVK auf dem jeweiligen Prüffeld

³⁾ Für Dammaufstandsflächen auf natürlich anstehenden Böden ist der Grenzwert der Standardabweichung nicht anzuwenden, der Wert ist jedoch aufzuzeichnen und zu dokumentieren

Tabelle 5: Mindestanforderungen an die Verdichtung gemäß RVS 08.03.01(FSV, 2010)

3.2.2 Herkunft der Prüfmerkmale zum indirekten Nachweis der Verdichtung

Die in den deutschen und österreichischen Regelwerken (ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017), RVS 08.3.01 (FSV, 2010)) enthaltenen Richt- und Anforderungswerte beruhen auf empirischen Erfahrungen sowie auf umfangreichen Untersuchungen an natürlichen Materialien.

So gehen die in Deutschland geltenden Richtwerte in Zusammenhang mit der indirekten Verdichtungskontrolle mittels statischer Lastplatte zurück auf FLOß (1971), der umfangreiche Untersuchungen über den Zusammenhang zwischen dem statischen Verformungsmodul (E_{V1} und E_{V2}) und dem Verdichtungsgrad (D_{Pr}) von natürlichen Kiesen und Sand-Kiesgemischen durchgeführt hat. Die von FLOß (1971) untersuchten Materialien wiesen dabei Unterschiede sowohl hinsichtlich ihrer Kornabstufung als auch ihrer Kornformen (gedrungen und rund bis scharfkantig und plattig) auf.

Da der Verdichtungsgrad nach FLOß (1971) nicht ohne weiteres zur Beschreibung des Zusammenhanges zwischen dem Verdichtungsgrad und dem Verformungsmodul geeignet ist und bei nichtbindigen Böden strenggenommen jeweils nur für ein bestimmtes Korngemisch gilt, stellte er den Verformungsmodul (E_{V1} und E_{V2}) über den Porenanteil n der untersuchten Böden und damit in einer für nichtbindige Böden allgemein gültigen Form dar (s. Abbildung 19). Seine Daten zeigen, dass die statischen Verformungsmoduln bei Erst- (E_{V1}) und Wiederbelastung (E_{V2}) mit abnehmenden Porenanteil n jeweils ansteigen, wobei für die individuellen Materialien charakteristische Korrelationen gelten, aus denen FLOß (1971) allgemeingültige Zusammenhänge zwischen dem Porenanteil n und dem Verformungsmodul E_{V1} bzw. E_{V2} ableitete (s. Abbildung 19).

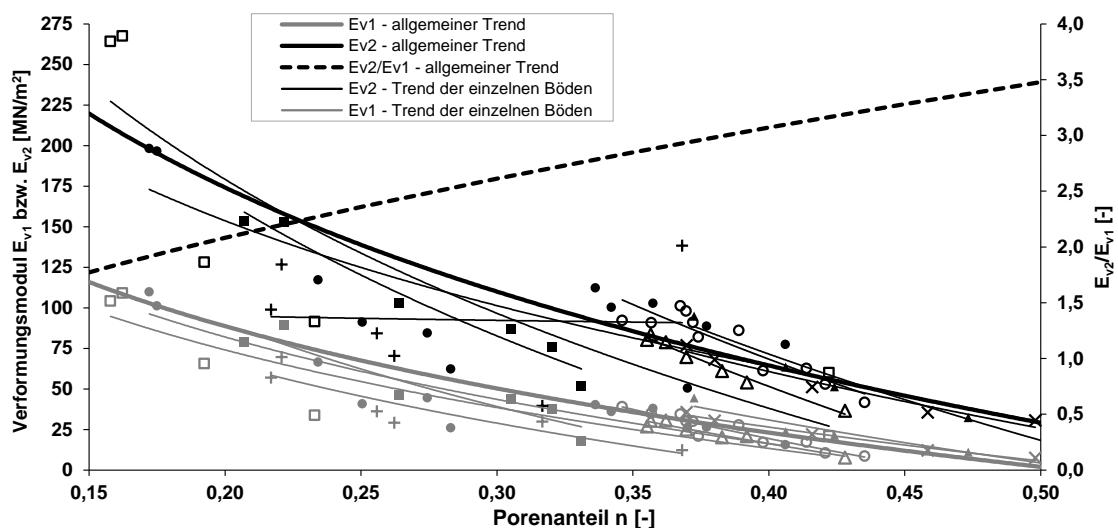


Abbildung 19: Beziehung zwischen dem Porenanteil n und den Verformungsmoduln E_{V2} und E_{V1} für Sande und Kies-Sand-Gemische, adaptiert nach FLOß (1971)

Der Zusammenhang zwischen dem Verdichtungsgrad und dem Verformungsmodul ist damit eine empirisch-theoretische Grundlage des Erd- und Straßenbaus. Aus den beiden Ausgleichskurven (E_{V1} über n , E_{V2} über n) kann das Verhältnis E_{V2}/E_{V1} in Abhängigkeit des Porenanteils n bestimmt werden (s. Abbildung 19). Das Verhältnis E_{V2}/E_{V1} kann dabei nach FLOß (1971) zur indirekten Beurteilung dafür, welcher Anteil der während der Erstbelastung auftretenden Verformungen als plastische Verformungen auftritt (vgl. hierzu auch Kapitel

3.3.3.1.2), herangezogen werden. Die Daten von FLOß (1971) zeigen, dass das Verhältnis E_{V2}/E_{V1} für die untersuchten Materialien (Sande, Sand-Kies-Gemische) mit zunehmendem Porenanteil von etwa 1,5 bis auf etwa 3,5 ansteigt, wobei der Anstieg bei Verhältniswerten über etwa 2,0 annähernd linear erfolgt.

Der in Deutschland verfolgte Ansatz zum indirekten Nachweis des Verdichtungsgrades mittels statischer Lastplatte (Nutzung von E_{V2} in Verbindung mit dem Verhältnis E_{V2}/E_{V1}) wird oftmals kontrovers diskutiert. Beispielsweise konnte BRANDL (1977) anhand von umfangreichen Untersuchungen an natürlichen Tragschichtmaterialien zeigen, dass natürliche Tragschichtmaterialien trotz ausreichender Verdichtung häufig auch Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} oberhalb der von FLOß (1971) angegebenen Verhältniswerte aufweisen (s. Abbildung 20) und dass eine pauschale Beschränkung des zulässigen Verhältniswertes E_{V2}/E_{V1} auf Werte zwischen 2 und 2,5, wie sie beispielsweise in den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) enthalten ist, nicht vertretbar ist. So waren die von ihm ermittelten Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} deutlich von der Art des Tragschichtmaterials sowie von den jeweiligen Untergrundverhältnissen abhängig und lagen zwischen Werten von 2 und 6.

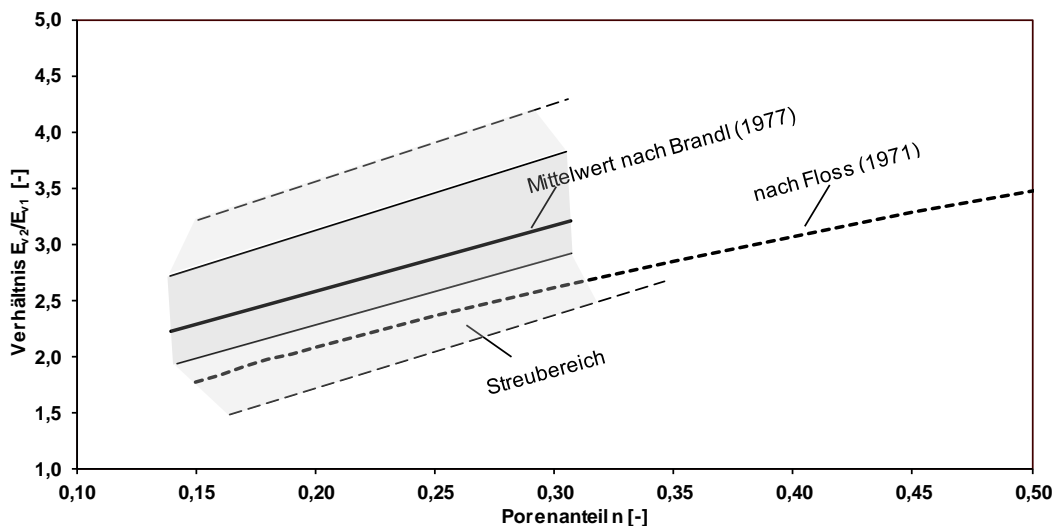


Abbildung 20: Zusammenhang zwischen Porenanteil n und Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} nach FLOß (1971) und BRANDL (1977), adaptiert nach BRANDL (1977)

Auch VANÍČEK & VANÍČEK (2008) führen auf Basis von Erfahrungen aus der Praxis an, dass der Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} mit zunehmendem Größtkorn ansteigt und dass grobkörnige Materialien trotz zum Teil deutlich höherer Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} als 2,2 (dieser Verhältniswert stellt nach VANÍČEK & VANÍČEK (2008) in vielen Fällen häufig den maximal zulässigen Verhältniswert dar) eine ausreichende Verdichtung aufweisen, die keine negativen Einflüsse auf ein Erdbauwerk befürchten lässt. VANÍČEK & VANÍČEK (2008) zitieren in Bezug auf die Beschränkung des Verhältniswertes E_{V2}/E_{V1} Brandl sinngemäß so, als dass der Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} kein allgemeingültiges und verlässliches Kriterium zur Beurteilung der Verdichtungsqualität darstellt („*These examples, just as thousand of others, underline that the ratio $E_{def,2}/E_{def,1}$ is definitely not a generally valid, reliable criterion to assess the compaction quality.*“). Selbst FLOß (1971) merkte an, dass die Forderung an ein Verhältnis $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,2$ bei nichtbindigen Böden nur dann erreicht werden kann, wenn diese auf Porenanteile von $n < 23\%$ verdichtet werden. Die Beschränkung des Verhältniswertes sei damit zwar bei Frostschutz- oder Kiestragschichten, für die häufig Verdichtungsgrad $D_{Pr} > 100\%$ gefordert

werden, angemessen, sie kann jedoch bei Dammschüttungen in der Regel nicht erwartet werden, da die hierbei für gewöhnlich geforderten Verdichtungsgrade deutlich größeren Porenanteilen entsprechen.

Die Ergebnisse von BRANDL (1977), wonach der Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} kein allgemeingültiges Kriterium zur Beurteilung der Verdichtungsqualität darstellt, ist vermutlich auch eine der Ursachen, weshalb das österreichische erdbautechnische Regelwerk (RVS 08.03.01 (FSV, 2010)) zur Beurteilung der ausreichenden Verdichtung direkt auf den statischen Verformungsmodul bei Erstbelastung (E_{V1}) zurückgreift.

Die seit 2009 im deutschen Regelwerk enthaltenen Richtwerte zur Verdichtungskontrolle mittels dynamischen Plattendruckversuch (E_{Vd}) basieren ebenfalls auf empirischen Studien und Felduntersuchungen (s HARTMANN & BRÄU, 2003)) und ermöglichen ebenfalls die Zuordnung des E_{Vd} -Wertes zum Verdichtungsgrad D_{Pr} . In Österreich ist der E_{Vd} -Wert seit 2010 ebenfalls Bestandteil des erdbautechnischen Regelwerkes (RVS 08.03.01 (FSV, 2010)). Die Grundlagen hierzu bilden theoretische Betrachtungen und großtechnische Untersuchungen von Brandl et al. (2003).

3.3 Die Prüfverfahren zur Verdichtungskontrolle von Erdbaustoffen

3.3.1 Allgemeines

Im vorangegangenen Kapitel wurde gezeigt, dass die Verdichtungskontrolle sowohl anhand von direkten als auch indirekten Prüfverfahren durchgeführt werden kann. Ein Prüfverfahren bezeichnet dabei eine Vorgehensweise, die durch eine konkrete Arbeitsanweisung zur Bestimmung des jeweiligen Prüfmerkmals (z. B. Verdichtungsgrad D_{Pr}) vorgegeben ist.

Von baupraktischer Bedeutung ist, dass die Prüfverfahren zur Verdichtungskontrolle auch bei ungünstigen Witterungsbedingungen einfach angewendet werden können. Sie sollen zudem schnell und mit geringem Arbeits- und Zeitaufwand durchführbar sein sowie binnen kurzer Zeit Ergebnisse liefern. Nicht zuletzt sollte ein Prüfverfahren zudem wenige Fehlerquellen besitzen und seine Ergebnisse eine angemessene Genauigkeit aufweisen (STRIEGLER & WERNER, 1973; KÉZDI, 1973).

Zur fundierten Beurteilung der ermittelten Prüfgrößen ist das Verständnis der Funktionsweise sowie das Wissen über die Vor- und Nachteile und die Genauigkeit der einzelnen Prüfverfahren von großer Bedeutung. Daher soll nachfolgend ein Überblick über die gängigsten Prüfverfahren zur Verdichtungskontrolle von Erdbaustoffen, ihrer Vor- und Nachteile sowie möglicher Fehlerquellen gegeben werden. Eine Übersicht über diese Prüfverfahren ist in Abbildung 21 gegeben.

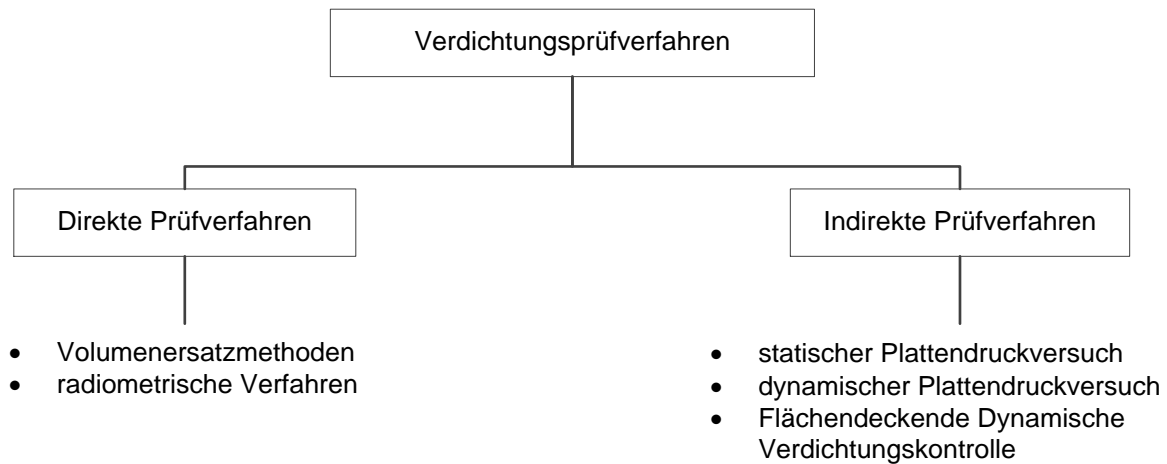


Abbildung 21: Übersicht möglicher Prüfverfahren zum Nachweis des Verdichtungsgrades

Neben den in Abbildung 21 dargestellten Prüfverfahren kann zudem mit weiteren Verfahren auf den Verdichtungszustand des Untergrundes geschlossen werden. Hierzu zählen beispielsweise Ramm- oder Drucksondierungen sowie seismische Messungen (STRIEGLER & WERNER, 1973). Diese Verfahren finden im Rahmen dieser Arbeit allerdings keine nähere Berücksichtigung.

3.3.2 Direkte Prüfverfahren zum Nachweis des Verdichtungsgrades

3.3.2.1 Volumenersatzverfahren

3.3.2.1.1 Allgemeines

Das Funktionsprinzip der Volumenersatzverfahren beruht im Wesentlichen darauf, dass aus der verdichteten und zu prüfenden Schicht in-Situ ein Prüfvolumen entnommen und ermittelt wird und die Trockenmasse des entnommenen Materials bestimmt wird, woraus sich die im Feld erreichte Trockendichte bestimmen lässt. Die Volumenersatzverfahren werden auch als gravimetrische Verfahren bezeichnet. Je nach Beschaffenheit des Materials der zu prüfenden Schicht (Größtkorn, Kornabstufung) können zur Entnahme der Probe sowie zur Ermittlung des Prüfvolumens unterschiedliche Ersatzverfahren zur Anwendung kommen. Eine Übersicht der in DIN 18125-2 (DIN, 2011b) genormten Volumenersatzverfahren sowie der Böden, für die sie geeignet sind, ist in Tabelle 6 wiedergegeben. Detaillierte Ausführungen zur Durchführung der einzelnen Prüfverfahren sowie zu ihren Anwendungsgrenzen können neben DIN 18125-2 (DIN, 2011b) beispielsweise auch SIEDEK ET AL. (1982) oder STRIEGLER & WERNER (1973) entnommen werden.

Zu berücksichtigen ist, dass die Bestimmung der Trockendichte mit den Volumenersatzverfahren mit gewissen Unsicherheiten verbunden ist. Insbesondere die korrekte Ermittlung des ausgehobenen Prüfvolumens mit den jeweiligen Prüfmedien ist schwierig. Qualitative Angaben zur Genauigkeit der einzelnen Verfahren sowie zu möglichen verfahrensspezifischen Fehlereinflüssen sind in Tabelle 6 aufgeführt.

Verfahren ¹⁾	geeignet für ¹⁾	Genauigkeit ²⁾	Fehlereinflüsse ²⁾
Ausstechzylinder-Verfahren	Feinkörnige Böden (insb. steifer Konsistenz) und Sande ($d \leq 2 \text{ mm}$)	Gut Bindiger Erdstoff bis 1 %, nichtbindiger Erdstoff bis 5 %	Lagerungsdichte, Steineinschlüsse, Abgleichen der Probe, Sauberkeit des Zylinders
Sandersatz-Verfahren	ungleichkörnige und grobkörnige nichtbindige ($d_{\text{max}} \approx 63 \text{ mm}$) und bindige Böden	ausreichend Regelfall: $\approx 2 \%$ Volumenfehler, max. bis 5 %	Rohdichte des Prüfandes, Feuchtigkeit des Prüfandes, Erschütterungen, Auflockerung der Wandung
Ballonverfahren	nichtbindige und bindige Böden	ausreichend < 0,5 % bei Kiessand, $\approx 2 \%$ Volumenfehler bei steinigem Lehm	Beschädigung der Ballonhaut durch scharfe Kanten, Spitzen
Flüssigkeitsersatz-Verfahren	grobkörnige Sande, Kiessand, Mischböden (Hangschutt)	ausreichend $\approx 2 \%$ bis 4 % Volumenfehler (abh. von der Kornzusammensetzung) ³⁾	Kornzusammensetzung, korrekte Bestimmung der Dichte der Tonsuspension ³⁾
Gipsersatz-Verfahren	alle Bodenarten, bei denen sich standfeste Gruben herstellen lassen	ausreichend max. bis 5 % Volumenfehler	anhaltende Erdteilchen, teilweise Laborarbeit
Schürfgruben-Verfahren	grobkörnige Materialien (grober Kies mit Steinen, Blöcken und Felsbruchmaterial)	ausreichend $\approx 3 \%$ bis 8 % Volumenfehler in Abhängigkeit von der Zeltbildung	Kornzusammensetzung, Wägung der Probenmenge, Zeltbildung der Folien, Wassermengenmessung, Beschädigung der Folie

¹⁾ nach DIN 18125-2 (DIN, 2011b)

²⁾ nach STRIEGLER & WERNER (1973)

³⁾ Angaben für Tonsuspensionsverfahren nach STRIEGLER & WERNER (1973), Durchführung Flüssigkeitsersatzverfahren nach DIN 18125-2 auch mit Wasser möglich

Tabelle 6: Volumenersatzverfahren nach DIN 18125-2 (DIN, 2011b)

Ein weiterer Nachteil der Volumenersatzverfahren ist, dass ihre Durchführung mit einer Unterbrechung des Arbeitsablaufes verbunden ist und es durch die Ermittlung der Trockenmasse des im Feld entnommenen Materials mittels Ofentrocknung bis zu 24 Stunden dauern kann, bis die im Feld erreichte Trockendichte vorliegt (VIYANANT, RATHJE & RAUCH, 2004). Die Volumenersatzverfahren sind zudem punktuelle Prüfverfahren, mit denen eine lückenlose Erfassung des Verdichtungserfolges, insbesondere bei großen Einbauleistungen, nicht möglich ist (PISTROL ET AL., 2016; PISTROL, 2016).

Trotz der angeführten Nachteile werden die Volumenersatzverfahren infolge der vergleichsweise einfachen Gerätschaften und ihrer Versuchsdurchführung nach wie vor häufig zur Ermittlung der im Feld erreichten Trockendichte herangezogen.

3.3.2.1.2 Das Ballonverfahren

Da zur Ermittlung der im Rahmen dieser Arbeit aufgeführten Trockendichten häufig das Ballonverfahren verwendet wurde, soll dieses nachfolgend näher erläutert werden. Das Ballongerät (auch Densitometer) besteht aus einem mit einer Messflüssigkeit gefülltem Plexiglaszylinder mit definierter Aufstandsfläche, an dessen Unterseite ein dehnbarer Gummiballon befestigt ist (vgl. Abbildung 22). Über einen Kolben, der sich in dem Plexiglaszylinder befindet, kann auf die Messflüssigkeit ein Druck aufgebracht werden, wodurch sich der Gummiballon an der Unterseite herausdrücken lässt. Über eine Messskalierung, die sich an der Kolbenstange befindet, kann der Vorschub des Kolbens abgelesen werden.

Zur Dichtebestimmung mit dem Ballonverfahren wird nach DIN 18125-2 (DIN, 2011b) die Auflagefläche an dem Prüfpunkt, an dem die Dichteermittlung erfolgen soll, zunächst abgeglichen und auf die vorbereitete Oberfläche eine Stahlringplatte gelegt. Anschließend wird der Boden innerhalb der Stahlringfläche nach Norm mindestens 50 mm tief ausgehoben, das

Ballongerät auf die Stahlringplatte gestellt und der Kolben innerhalb des Plexiglaszylinders nach unten geführt, bis der Gummiballon satt an der Schichtoberfläche anliegt und sich der Flüssigkeitsspiegel im Standrohr der Kolbenstange zwischen zwei Markierungen eingependelt hat. Anschließend kann mittels eines Nonius an der Messskalierung der Kolbenstange die Nullmessung abgelesen werden.

Nach der Nullmessung wird das Ballongerät von der Stahlringplatte genommen und innerhalb des Stahlringes vorsichtig die Prüfgrube bis zu einer Tiefe von etwa dem 1 bis 1,5-fachen des Durchmessers der Öffnung des Stahlringes ausgehoben (s. Abbildung 23, links). Bei einem Durchmesser des Stahlringes von 20 cm entspricht dies einer Messtiefe von 20 bis 30 cm. Dabei ist besonders darauf zu achten, dass kein Material verloren geht und dass die Prüfgrube möglichst lotrechte Wände aufweist und nicht unter die Stahlringplatte reicht. Nach dem Aushub der Prüfgrube wird das Ballongerät erneut auf die Stahlringplatte gestellt, der Gummiballon erneut in die Prüfgrube gedrückt, bis sich der Wasserspiegel innerhalb der beiden Markierungen an der Kolbenstange einpendelt und schließlich erneut eine Messung vorgenommen (s. Abbildung 23, rechts). Zur Erhöhung der

Messgenauigkeit empfiehlt es sich, drei solcher Messungen vorzunehmen und die drei Messwerte zu mitteln, wobei das Ballongerät zwischen jeder Messung um 120° gedreht wird. Aus der Differenz dieses Mittelwertes und der Nullmessung kann in Verbindung mit der Fläche des Plexiglaszylinders das Volumen der Prüfgrube ermittelt werden. Zusammen mit der Trockenmasse des ausgehobenen Materials, die durch Ofentrocknung bestimmt wird, lässt sich die im Feld erreichte Trockendichte ermitteln.

Die Genauigkeit des Ballonverfahrens beruht in erster Linie auf der Präzision bei der Entnahme und Wägung der Probe sowie der darauffolgenden Volumenbestimmung. Vor allem bei grobkörnigen, schlecht abgestuften Materialien mit eckigen Einzelkörnern ist das mit dem Ballonverfahren bestimmte Volumen mit Unsicherheiten belastet, da vergleichsweise große Hohlräume in der Wandung des Prüfvolumens aufgrund der Elastizität des Gummiballons nicht erfasst werden können. Zudem ist insbesondere bei grobkörnigen Materialien die Repräsentativität des Prüfvolumens in Bezug auf das Größtkorn in der Praxis häufig nicht gegeben und große Partikel werden übergewichtet. Vor allem bei weichen, leicht verformbaren Materialien ist die mögliche Verformung der Prüfgrube infolge des bei der Messung über den

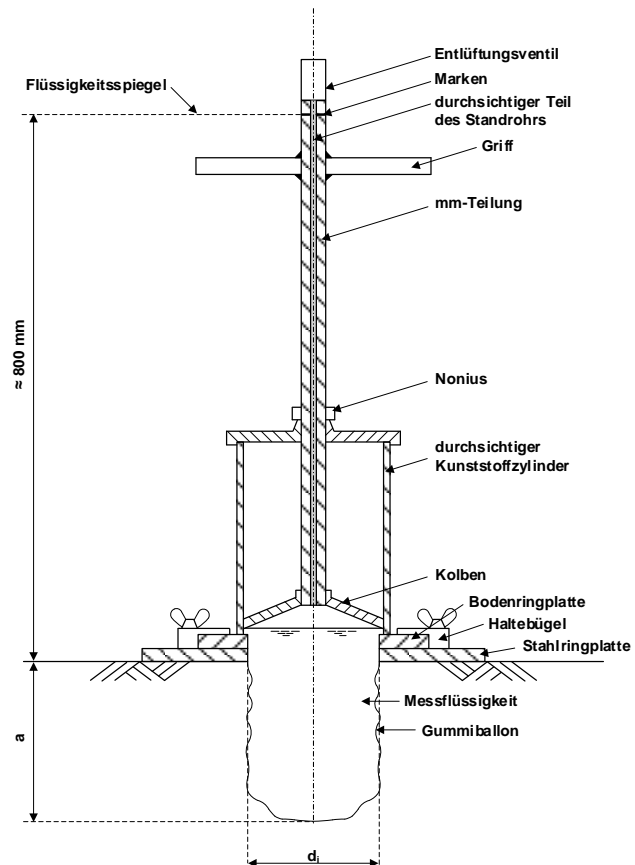


Abbildung 22: Schematische Darstellung des Ballongerätes, aus DIN 18125-2 (DIN, 2011b)

Gummiballon aufgebrachtem Drucke eine weitere Fehlerquelle. Spitze und eckige Bestandteile in dem zu prüfenden Material können überdies zu Beschädigungen des Gummiballons führen (VIYANANT, RATHJE & RAUCH, 2004; HUBER & HEYER, 2019b).



Abbildung 23: Aushub der Prüfgrube (links) und Ablesung an der Skalierung der Kolbenstange (rechts) bei der Dichtebestimmung mit dem Ballonverfahren

3.3.2.2 Radiometrische Verfahren

3.3.2.2.1 Allgemeines

Zur Ermittlung der im Rahmen dieser Arbeit aufgeführten Trockendichten wurden neben dem Ballonverfahren auch Dichtebestimmungen mit einer radiometrischen Sonde durchgeführt. Bei den radiometrischen Prüfverfahren erfolgt die Dichte- und Wassergehaltsbestimmung mittels radioaktiver Strahlung und der Messung ihrer Intensität, die in Beziehung zur Dichte und zum Wassergehalt des durchstrahlten Materials gesetzt werden kann (z. B. BEHR, 1988; REGIMAND & GILBERT, 1999; VIYANANT, RATHJE & RAUCH, 2004; KÉZDI, 1973). Die radiometrischen Prüfverfahren sind in Deutschland in den TP BF-StB B 4.3 (FGSV, 1999) geregelt. Gegenüber den Volumenersatzverfahren zeichnen sich radiometrische Prüfverfahren durch eine deutlich schnellere Versuchsdurchführung, bei der die Ergebnisse unmittelbar nach der Versuchsdurchführung vorliegen, aus (VIYANANT, RATHJE & RAUCH, 2004).

Grundsätzlich kann bei den radiometrischen Sonden zwischen Oberflächen- und Einstichsonden unterschieden werden (s. Abbildung 24), wobei eine Messeinrichtung jeweils aus einer Strahlenquelle, einem Strahlendetektor, einem Impulszählgerät sowie einer Auswerteeinheit besteht. Während Oberflächensonden zur Prüfung auf die Oberfläche der zu prüfenden Schicht aufgesetzt werden und eine vollständig zerstörungsfreie Prüfung ermöglichen, wird bei den Einstichsonden ein radioaktiver Strahler an der Spitze eines Stabes in die zu prüfende Schicht eingebracht. Bei den Aufsetzsonden beschränkt sich die Messtiefe

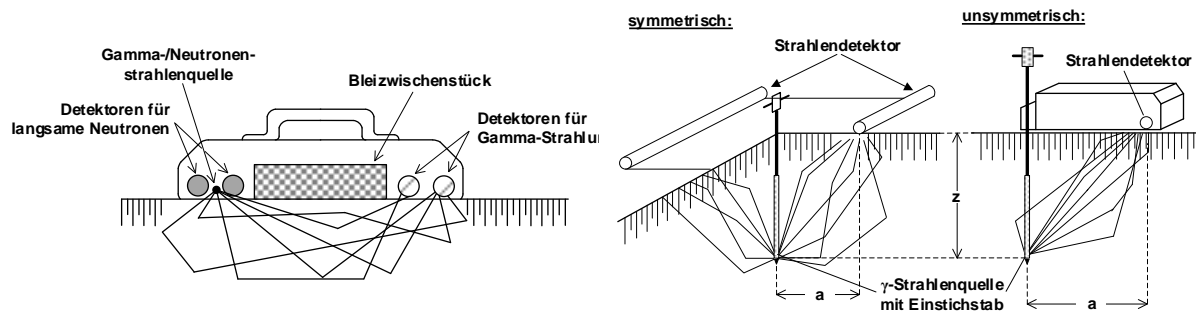


Abbildung 24: Prinzipskizzen einer Oberflächensonde (links) und einer symmetrischen bzw. unsymmetrischen Einstichsonde, adaptiert nach SIEDEK ET AL. (1982)

bei der Dichtebestimmung auf den oberflächennahen Bereich bis in etwa 5 – 10 cm Tiefe, wobei der Messwert besonders von den oberen 3 cm beeinflusst wird. Bei der Wassergehaltsbestimmung hängt die Messtiefe hingegen vom Wassergehalt der zu prüfenden Schicht ab. Sie beträgt bei sehr feuchtem Boden etwa 15 cm und bei sehr trockenem Boden etwa 30 – 40 cm. Demgegenüber ermöglichen Einstichsonden auch größere Messtiefen von bis zu 60 cm (FGSV, 1999; SIEDEK ET AL., 1982; STRIEGLER & WERNER, 1973)). Darüber hinaus existieren auch kombinierte Sonden, die bei der Dichtebestimmung als Einstich- und bei der Wassergehaltsbestimmung als Oberflächensonde arbeiten. Ein Beispiel für eine derartige Sonde ist exemplarisch in Abbildung 25 dargestellt.



Abbildung 25: Beispiel einer Einstich- und Oberflächensonde zur Dichte- und Wassergehaltsbestimmung – Radiometrische Sonde „Troxler 3440“

Die Bestimmung der Dichte- und des Wassergehalts erfolgt bei den radiometrischen Sonden voneinander unabhängig. So kommt zur Bestimmung der Dichte Gammastrahlung und zur Ermittlung des Wassergehalts Neutronenstrahlung zur Anwendung. Entscheidend für die Genauigkeit radiometrischer Messverfahren ist dabei in erster Linie die korrekte Kalibrierung zwischen der jeweiligen Strahlungsintensität und dem Dichte- bzw. Wassergehaltswert (BEHR, 1988). Da die physikalischen Grundlagen der Dichte- und Wassergehaltsbestimmung unterschiedlich sind, werden diese nachfolgend getrennt voneinander erläutert.

3.3.2.2 Radiometrische Bestimmung des Wassergehalts

Zur Bestimmung des Wassergehalts kommt eine Neutronenstrahlenquelle zur Anwendung, die schnelle, hochenergetische Neutronen emittiert. Bei der Durchstrahlung einer Materie kollidieren die ausgesandten schnellen Neutronen mit anderen Atomkernen, wodurch ihre Geschwindigkeit und Energie reduziert werden. Neutronen, deren Energie auf ein Minimum reduziert wurde, werden dabei als thermische Neutronen bezeichnet (VIYANANT, RATHJE & RAUCH, 2004).

Der Energieverlust der Neutronen bei einem elastischen Stoß ist gemäß dem Prinzip der Impulserhaltung umso größer, je kleiner der Massenunterschied zwischen dem Neutron und dem jeweiligen Atomkern ist (BEHR, 1988). Da nur das Element Wasserstoff eine dem Neutron entsprechende Masse aufweist, wohingegen die Massen aller anderen in natürlichen Böden enthaltenen Atomen in der Regel deutlich größer sind, werden schnelle Neutronen fast ausschließlich durch Wasserstoffatome zu thermischen Neutronen abgebremst. Die Anzahl der je Zeiteinheit vom Detektor einer Strahlensonde erfassten thermischen Neutronen (Impulsrate, d. h. Impulse je Zeiteinheit) ist daher proportional zur Masse der in einem zu prüfenden Material enthaltenen Wasserstoffatome und somit ein Maß für den Wassergehalt (NAGI & WHITING, 1999; SIEDEK ET AL., 1982; BEHR, 1988; VIYANANT, RATHJE & RAUCH, 2004).

Zur Bestimmung des Wassergehalts anhand der Anzahl an detektierten thermischen Neutronen ist es erforderlich, den Zusammenhang zwischen der Impulsrate und den in einem zu prüfenden Material enthaltenen Wasserstoffatomen vorab zu kalibrieren (REGIMAND & GILBERT, 1999; BEHR, 1988; KÉZDI, 1973). Die Kalibrierung einer Strahlensonde erfolgt in der Regel durch den Hersteller an Kalibrierstandards mit bekannter chemischer Zusammensetzung und damit bekannter Anzahl an Wasserstoffatomen (d. h. bekanntem „scheinbaren“ Wassergehalt) (FGSV, 1999). Häufig werden zur Kalibrierung zwischen Impulsrate und den Wasserstoffatomen Kalibrierstandards aus Magnesium (volumenbezogener Wassergehalt $w = 0$), Polyethylen (scheinbarer Wassergehalt $w = 0,641$) und aus beiden Materialien schichtenweise zusammengesetzten Kalibrierstandards mit bekannten Zwischenwerten des scheinbaren Wassergehalts herangezogen (BEHR, 1988). In Abbildung 26 ist beispielhaft eine Kalibrierkurve zur Ermittlung des Wassergehalts mittels der erfassten Anzahl an thermischen Neutronen dargestellt.

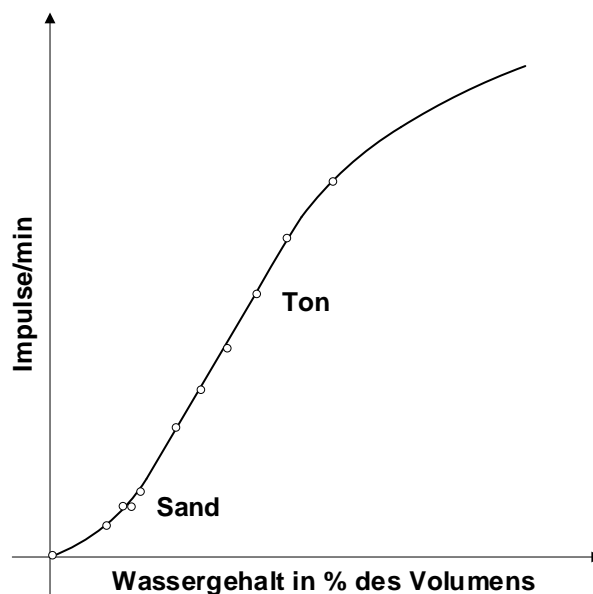


Abbildung 26: Beispiel einer Kalibrierkurve zur Ermittlung des Wassergehalts mittels erfasster Impulsrate, adaptiert nach KÉZDI (1973)

Zu beachten ist, dass die vom Detektor erfassten thermischen Neutronen nur ein Maß für die im Material enthaltenen Wasserstoffatome und nicht direkt für die Wassermoleküle sind. Enthält das zu prüfende Material neben Wasser weitere wasserstoffhaltige Verbindungen,

können bei der Bestimmung des Wassergehalts Fehler auftreten. Zum Beispiel haben VIYANANT, RATHJE & RAUCH (2004) mit einer radiometrischen Sonde an recyceltem Asphalt deutlich höhere Wassergehalte ermittelt als durch Ofentrocknung, was sie auf die im bituminösen Bindemittel des Asphalts enthaltenen Wasserstoffatome der Kohlenwasserstoffe zurückführen. Weitere Fehlerquellen stellen Elemente dar, die thermische Neutronen absorbieren (z. B. Eisen und Eisenoxide, Stickstoff). Durch solche Elemente wird der Wassergehalt als zu niedrig bestimmt (BRANDL, 1977; BEHR, 1988). Auch Bor, Cadmium, Chlor, Kobalt und Mangan (BEHR, 1988; FGSV, 1999) sowie gebundenes Kristallwasser können das Ergebnis verfälschen (STRIEGLER & WERNER, 1973).

Soll die Wassergehaltsbestimmung mittels radiometrischer Sonde erfolgen und bestehen seitens des Anwenders Unsicherheiten im Hinblick auf die Eignung der Kalibrierung der Sonde, empfiehlt es sich nach BEHR (1988) für die Praxis, zu Beginn der Messungen den Wassergehalt sowohl mittels der radiometrischen Sonde ($w_{\text{rad.}}$) als auch mittels konventioneller Messverfahren ($w_{\text{konv.}}$, z. B. durch Ofentrocknung) zu bestimmen. Stimmen die Messwerte beider Verfahren überein (d. h. $w_{\text{rad.}} = w_{\text{konv.}}$), ist die Kalibrierung der radiometrischen Sonde zur Wassergehaltsbestimmung geeignet, solange sich die Trockendichte des Bodens nicht bzw. nur um wenige Prozentpunkte ändert. Stimmen beide Messwerte nicht überein (d. h. $w_{\text{rad.}} \neq w_{\text{konv.}}$), so ist ihre Differenz $\Delta w_i = w_{\text{rad.,i}} - w_{\text{konv.,i}}$ einer Messung i kennzeichnend für eine Parallelverschiebung der Kalibrierkurve, solange sich die Trockendichte des Bodens nicht bzw. nur um wenige Prozentpunkte ändert. In diesem Fall ist es möglich, die radiometrisch ermittelten Wassergehalte $w_{\text{rad.,i}}$ in guter Näherung mittels eines materialabhängigen Korrekturwertes Δw , der zum radiometrischen Messwert $w_{\text{rad.,i}}$ addiert wird, zu korrigieren. Der Korrekturwert Δw kann dabei als Mittelwert der Differenzbeträge Δw_i mehrerer Messungen nach der folgenden Formel bestimmt werden:

$$\Delta w = \frac{\sum_{i=1}^n (w_{\text{konv.,i}} - w_{\text{rad.,i}})}{n} \quad \text{Gleichung 5}$$

Zur Gewährleistung eines hinreichend genauen Korrekturwertes Δw sollten zu seiner Bestimmung die Ergebnisse von mindestens fünf Messstellen berücksichtigt werden. Mehr als fünf Messstellen führen zu einer höheren Genauigkeit des Korrekturwertes Δw (BEHR, 1988).

3.3.2.2.3 Radiometrische Bestimmung der Dichte

Zur radiometrischen Bestimmung der Dichte werden radioaktive Isotope verwendet, die Gammastrahlung (Gammaquanten) aussenden. Bei den Einstichsonden wird das Isotop dabei zunächst in die zu prüfende Schicht eingebracht (vgl. Abbildung 27). Die von dem Isotop ausgesendeten Gammaquanten durchlaufen auf ihrem Weg zum Detektor der Strahlensonde (Geiger-Müller-Zählgerät) das zu prüfende Material, wobei sie in Wechselwirkung mit den Elektronen der Atome des zu prüfenden Materials treten. Durch Streuprozesse verlieren die Gammaquanten einen Teil ihrer ursprünglichen Energie (Compton-Effekt) und werden nach mehreren Streuprozessen schließlich vollständig absorbiert (Photo-Effekt) (KÉZDI, 1973; SIEDEK ET AL., 1982; BEHR, 1988; FGSV, 1999; VIYANANT, RATHJE & RAUCH, 2004). Beide Effekte wurden von KÉZDI (1973) anschaulich illustriert (s. Abbildung 27). Zu beachten ist, dass die Dichte als Feuchtdichte bestimmt wird und zur Ermittlung der Trockendichte der radiometrisch ermittelte Wassergehalt von der Sonde miteinbezogen wurde.

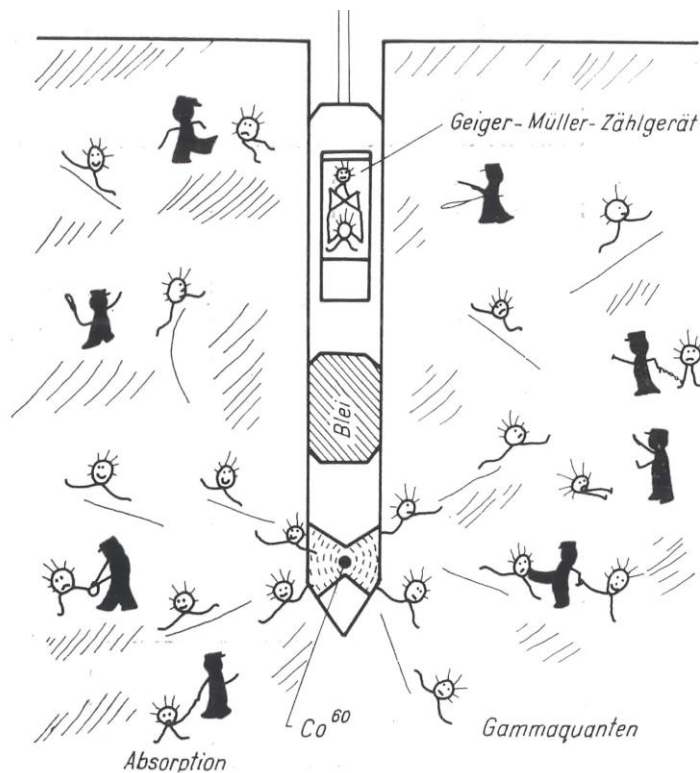


Abbildung 27: Illustration zur Funktionsweise einer radiometrischen Sonde bei der Bestimmung der Feuchtdichte, aus KÉZDI (1973)

Die Absorption der Gammastrahlung ist umso ausgeprägter, je größer die räumliche Dichte der Elektronen und der zurückgelegte Weg der Gammastrahlung ist. Da die Elektronendichte bei Elementen bis zur Ordnungszahl 26 (Eisen), die hauptsächlich in Böden vorkommen, annähernd proportional zur Massendichte ist, können die am Detektor der Strahlensonde erfassten Impulse je Zeiteinheit (Impulsrate bzw. Strahlungsintensität) bei fixierten geometrischen Verhältnissen in Beziehung zur Dichte des durchstrahlten Bodens gesetzt werden (BEHR, 1988; FGSV, 1999). Je geringer die Dichte des zu prüfenden Erdbaustoffes ist, desto höhere Impulsraten werden vom Detektor an der Strahlensonde erfasst (REGIMAND & GILBERT, 1999).

Wie bei der radiometrischen Wassergehaltsbestimmung ist es auch zur radiometrischen Bestimmung der Dichte erforderlich, die gemessene Strahlungsintensität (Impulsrate n) vorab zur Dichte zu kalibrieren. Die Kalibrierung erfolgt ebenfalls an Kalibrierstandards mit bekannter Dichte und bekannter chemischer Zusammensetzung. Bei der Drei-Block-Methode kommen hierzu häufig große Blöcke aus Magnesium, Aluminium sowie aus dünnen Platten beider Materialien zusammengesetzte Kombinationen zum Einsatz. Die Absorptionskoeffizienten dieser Kalibrierstandards entsprechen dabei näherungsweise den Absorptionskoeffizienten der in Böden hauptsächlich vorkommenden Elemente (BEHR, 1988). Bei der Kalibrierung wird eine radiometrische Sonde auf diese Blöcke aufgesetzt und die Impulsrate n (z. B. counts per minute) ermittelt. Hieraus lässt sich mit der bekannten Dichte der verwendeten Blöcke eine Kalibriergerade für diese Materialien ableiten.

Da die Elemente Magnesium und Aluminium in metallischer Form nicht in Böden vorkommen (lediglich als Oxide, z. B. Al_2O_3 , MgO), müssen Kalibrierungen an reinen Metallblöcken herstellerseitig korrigiert werden. Hierfür werden beispielsweise bei der Fünf-Block-Methode

zwei zusätzliche Blöcke, z. B. aus Granit und Kalk, verwendet, woraus eine Kalibriergerade mit größerer Genauigkeit abgeleitet werden kann (BEHR, 1988; REGIMAND & GILBERT, 1999). Ein Beispiel für eine mittels Fünf-Block-Methode für natürliche Mineralstoffgemische abgeleitete Kalibriergerade ist in Abbildung 28 dargestellt. Zur Ermittlung der Kalibriergeraden wird anhand der Kalibrierstandards aus „Magnesium“, „Aluminium“ und „Magnesium/Aluminium“ zunächst der Punkt A bestimmt. Anschließend können die Kalibriergeraden für die Kalibrierstandards aus „Kalk“ und Granit“ ermittelt und daraus schließlich die Kalibriergerade für natürliche Mineralstoffgemische abgeleitet werden.

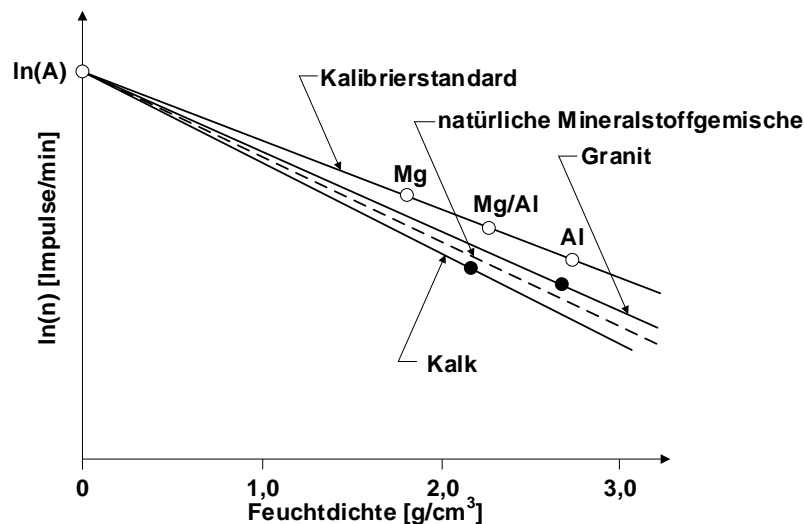


Abbildung 28: Beispiel für eine Kalibriergerade zur radiometrischen Dichtebestimmung an natürlichen Mineralstoffgemischen, adaptiert nach BEHR (1988)

Unbedingt zu beachten ist, dass eine solche Kalibriergerade lediglich Messungen mit ausreichender Genauigkeit erlaubt, solange die Eigenschaften des zu prüfenden Materials in Bezug auf seine Elementzusammensetzung denjenigen der Kalibrierstandards in ausreichender Genauigkeit entsprechen und damit eine Übertragbarkeit der ermittelten Kalibriergeraden ermöglichen. Auf den möglichen Einfluss der elementaren und damit chemischen Zusammensetzung eines Materials auf die Dichtemessung weisen auch VIYANANT, RATHJE & RAUCH (2004) hin und führen an, dass insbesondere Elemente mit einer hohen Ordnungszahl mehr Strahlung absorbieren und damit die Dichtemessung beeinflussen können.

Für RC Baustoffe, die sich in ihrer Genese und damit stofflichen und chemischen Beschaffenheit von natürlichen Baustoffen unterscheiden können, kann die herstellerseitige Kalibrierung einer radiometrischen Sonde damit unter Umständen ungeeignet sein und zu Fehlern bei der Dichtebestimmung führen. Da der Benutzer einer radiometrischen Sonde meist keine Informationen über die vom Gerät verwendete Kalibrierung und ihre Anwendbarkeit bei dem zu prüfenden Material besitzt, empfiehlt es sich nach BEHR (1988), in der Praxis zunächst radiometrisch bestimmte Dichten $\rho_{\text{rad.}}$ mit konventionell ermittelten Dichten $\rho_{\text{konv.}}$ zu vergleichen. Weichen die radiometrisch bestimmten Dichten von den konventionell bestimmten Werten ab, kann dies in einer nicht geeigneten Kalibrierung der radiometrischen Sonde begründet liegen. Näherungsweise können die radiometrisch ermittelten Dichten $\rho_{\text{rad.}}$ nach BEHR (1988) in solchen Fällen mittels des Korrekturfaktors C_x korrigiert werden. Der

Korrekturfaktor C_x ergibt sich als Mittelwert mehrerer radiometrischer und konventioneller Messwerte nach der folgenden Gleichung:

$$C_x = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\rho_{konv,i}}{\rho_{Troxler,i}} \right)}{n} \quad \text{Gleichung 6}$$

Zur Gewährleistung eines ausreichend genauen Korrekturfaktors C_x empfiehlt BEHR (1988), diesen als Mittelwert aus mindestens fünf Einzelmessungen zu bilden. Eine höhere Anzahl an Einzelmessungen hat eine höhere Genauigkeit des Korrekturfaktors zur Folge. Die radiometrisch bestimmten Dichten $\rho_{rad.}$ können anschließend durch Multiplikation mit dem Korrekturfaktor C_x mit ausreichender Genauigkeit korrigiert werden, solange sich die elementare Zusammensetzung des zu prüfenden Materials nicht ändert. Anzumerken ist, dass sowohl zur Korrektur der Feucht- als auch der Trockendichten jeweils ein eigener Korrekturfaktor ermittelt werden kann.

3.3.3 Indirekte Prüfverfahren zum Nachweis des Verdichtungsgrades

3.3.3.1 Statischer Plattendruckversuch

3.3.3.1.1 Grundlagen des statischen Plattendruckversuches

Die indirekte Verdichtungskontrolle mittels statischem Plattendruckversuch beruht auf dem Zusammenhang zwischen der Steifigkeit einer zu prüfenden Schicht und ihrer Lagerungsdichte (d. h. Verdichtungsgrad). Grundsätzlich gilt, dass die Steifigkeit umso größer ist, je größer die Lagerungsdichte des verdichteten Materials ist. Als charakteristische Größe für die Steifigkeit und das elastisch-plastische Verformungsverhalten einer zu prüfenden Schicht wird beim statischen Plattendruckversuch der Verformungsmodul E_V verwendet. Dieser hängt bei nichtbindigen Materialien neben dem Verdichtungsgrad von zahlreichen weiteren Faktoren wie etwa der Belastungsart und Belastungsgeschwindigkeit, der Kornabstufung, der Kornform, der Kornelastizität, der Verspannung des Korngerüsts, der Materialermüdung bei Dauerwechselbeanspruchung und der Kornzertrümmerung bei spröden oder porösen Materialien ab. Bei bindigen Böden kommen der Wassergehalt, die Temperatur, Schwellungen oder mögliche Frostauflockerungen als Einflussgrößen hinzu (FLOß, 1971).

Die Vielzahl der möglichen Einflussfaktoren zeigt, dass die Beziehung zwischen dem Verformungsmodul und dem Verdichtungsgrad keinem allgemeingültigen Zusammenhang folgt, sondern immer nur für bestimmte Bedingungen gültig sein kann. Soll der statische Plattendruckversuch als indirektes Prüfmerkmal zum Nachweis des Verdichtungsgrades eines Prüflinges angewendet werden, empfiehlt es sich daher, den Zusammenhang zwischen dem Verformungsmodul und dem Verdichtungsgrad im Rahmen von Kalibrierversuchen zu bestimmen. Dabei sind die Vorgaben der *TP BF-StB Teil E4 – Kalibrierung eines indirekten Prüfmerkmals mit einem direkten Prüfmerkmal* (FGSV, 2003) zu berücksichtigen.

Die Bestimmung des statischen Verformungsmoduls mit dem statischen Plattendruckversuch ist in Deutschland in DIN 18134 (DIN, 2012b) geregelt. Der Versuchsaufbau zur Durchführung eines statischen Plattendruckversuches ist in Abbildung 29 beispielhaft dargestellt. Die kreisrunde, starre Lastplatte wird über eine hydraulische Presse, die an einem Gegengewicht

befestigt wird (z. B. einer Walze), stufenweise belastet. Die Setzungen, die sich bei jeder Laststufe einstellen, werden erfasst und über die Spannung der jeweiligen Laststufe aufgetragen. Der Verlauf einer solchen Spannungs-Setzungskurve ist in Abbildung 30 exemplarisch wiedergegeben.



Abbildung 29: Versuchsaufbau eines statischen Plattendruckversuches

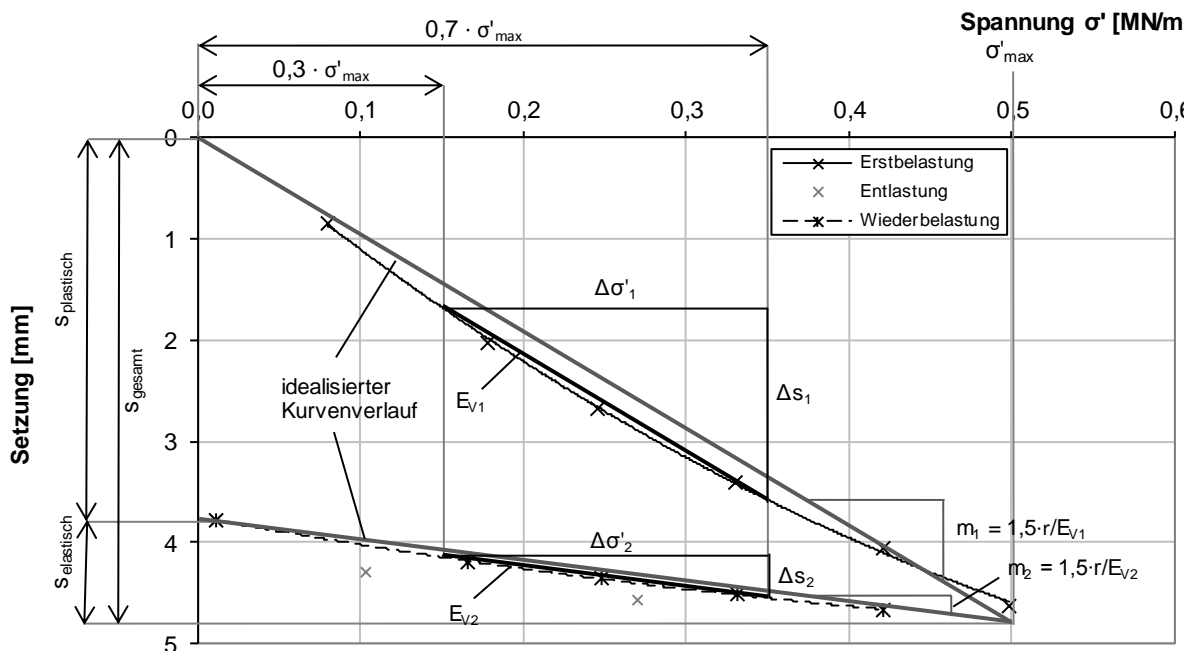


Abbildung 30: Beispiel einer mit dem statischen Plattendruckversuch nach DIN 18134 (DIN, 2012b) ermittelten Spannungs-Setzungskurve bei einem verdichteten Betonbruch 0/32 mm

Aus der resultierenden Spannungs-Setzungskurve kann der Verformungsmodul bei Erst- (E_{V1}) und Wiederbelastung (E_{V2}) ermittelt werden. Die Berechnung des Verformungsmoduls E_V beruht auf der Annahme, dass der zu prüfende Untergrund als linear-elastischer, homogener und isotroper Halbraum beschrieben werden kann (KOPF, ADAM & PAULMICHL, 2005). KOPF, ADAM & PAULMICHL, 2005 weisen allerdings darauf hin, dass es sich hierbei um eine

vereinfachte Idealisierung handelt, da die Lastaufbringung durch das Abstützen der hydraulischen Presse gegen ein Gegengewicht erfolgt, wodurch die zu prüfende Schicht unterhalb der Lastplatte zwar lokal belastet wird, der Bereich des Gegengewichts jedoch in gleichem Maße entlastet wird. Dies führt zu einer lokalen Lastumlagerung und hat zur Folge, dass keine globale und homogene Belastung des Halbraumes mehr vorliegt.

Wird ein linear-elastischer Halbraum über eine starre Platte mit der Kraft P belastet und die zugehörige Setzung s der Lastplatte gemessen, kann der Verformungsmodul E_V entsprechend der Elastizitätstheorie nach Gleichung 7 bestimmt werden (z. B. KÉZDI, 1970; ADAM ET AL. 2009):

$$E_V = \frac{(1 - \nu)}{2} \cdot \frac{P}{r \cdot s} \quad \text{Gleichung 7}$$

Dabei bezeichnet ν die Querdehnzahl des Materials und r den Radius der Lastplatte. Unter der Annahme, dass die Spannung unter der Lastplatte gleichmäßig verteilt ist sowie einer Querdehnzahl ν von 0,212 (s. KOPF, ADAM & PAULMICHL, 2005; AUSTRIAN STANDARDS, 2018), kann Gleichung 7 zu

$$E_V = 1,5 \cdot r \cdot \frac{\Delta\sigma}{\Delta s} \quad \text{Gleichung 8}$$

vereinfacht werden.

Da sich Materialien im Erdbau nicht linear-elastisch verhalten und in der Regel eine gekrümmte Spannungs-Setzungskurve aufweisen, ist der Verformungsmodul E_V kein konstanter Wert, sondern kann nur für einen bestimmten Spannungsbereich definiert werden. Daher werden in Gleichung 8 die Spannung und die Setzung als Inkremente geschrieben. Nach KOPF, ADAM & PAULMICHL (2005) ist überdies zu berücksichtigen, dass das zu prüfende Material im Bereich um die Lastplatte auch plastische Verformungen erfährt. KOPF, ADAM & PAULMICHL (2005) weisen in Bezug auf die gemessenen Setzungen zudem darauf hin, dass ein geringer Teil der Gesamtsetzungen nicht erfasst werden kann, da sich durch die Belastung eine Setzungsmulde einstellt und das Versuchsgestell selbst Verschiebungen und Verkippungen erfährt. Dies kann zu einer Überschätzung des Verformungsmoduls führen.

Nach DIN 18134 (DIN, 2012b) ist der statische Verformungsmodul E_V als die Neigung der Sekante der Spannungs-Setzungskurve zwischen 30 % und 70 % der maximal aufgetragenen Spannung definiert (vgl. Abbildung 30). Nach DIN 18134 (DIN, 2012b) wird die statische Lastplatte nach dem Aufbringen der Erstbelastung entlastet und anschließend wiederbelastet. Aus der Spannungs-Setzungskurve bei der Erstbelastung wird der Verformungsmodul E_{V1} und aus der Spannungs-Setzungskurve der Wiederbelastung der Verformungsmodul E_{V2} bestimmt. Um im Zuge der Wiederbelastung im vorbelasteten Bereich zu bleiben, erfolgt die Wiederbelastung lediglich bis zur vorletzten Belastungsstufe der Erstbelastung.

Bei der Versuchsdurchführung muss auf einen vollständigen Kraftschluss zwischen der Lastplatte und dem Untergrund geachtet werden. Ansonsten können im Zuge der

Erstbelastung bis zur Herstellung eines kraftschlüssigen Verbundes vergleichsweise große Setzungen auftreten, die zu niedrigen E_{V1} -Werten und in der Folge zu hohen Verhältniswerten E_{V2}/E_{V1} führen können. Falls erforderlich, können Oberflächenunebenheiten nach DIN 18134 (DIN, 2012b) zur Gewährleistung einer vollflächigen Kraftübertragung zwischen Lastplatte und zu prüfender Schicht durch eine dünne Schicht aus trockenem Mittelsand ausgeglichen werden.

Hinsichtlich der Messtiefe der statischen Lastplatte wird von mehreren Autoren (KUDLA, FLOß & TRAUTMANN, 1991; BRANDL, KOPF & ADAM, 2002; ADAM & KOPF, 2002; BRANDL ET AL., 2003, ADAM ET AL. 2009) sowie in der Österreichischen Norm für den statischen Plattendruckversuch (ÖNORM B 4417, s. AUSTRIAN STANDARDS, 2018) ein Wert von ein- bis zweimal dem Durchmesser der statischen Lastplatte angegeben. Dies entspricht für eine Lastplatte mit einem Durchmesser von 30 cm einer Messtiefe von 30 cm bis 60 cm. Numerische Untersuchungen von KOPF, ADAM & PAULMICHL (2005) weisen allerdings darauf hin, dass der auf der zu prüfenden Lage ermittelte Verformungsmodul E_V auch von tieferen Bereichen als dem zweifachen Durchmesser der Lastplatte beeinflusst wird. Dies ist insbesondere dann der Fall, wenn die Steifigkeit des Untergrundes deutlich geringer ist als die Steifigkeit der zu prüfenden Schicht. Hinsichtlich der Beurteilung des Ergebnisses eines des statischen Plattendruckversuches ist daher stets zu berücksichtigen, dass das Ergebnis auch von den Eigenschaften der darunterliegenden Lagen beeinflusst werden kann, wobei deren Homogenität (z. B. in Bezug auf Verdichtungszustand, Kornverteilung) nicht gewährleistet ist.

Weitere Erkenntnisse zur Beurteilung des Verdichtungszustandes liefert auch der Verlauf der Spannungs-Setzungskurven, aus dem Rückschlüsse auf Auflockerungen der Oberfläche oder auf schlecht verdichtete Bereiche des Unterbaus gezogen werden können (s. Abbildung 31).

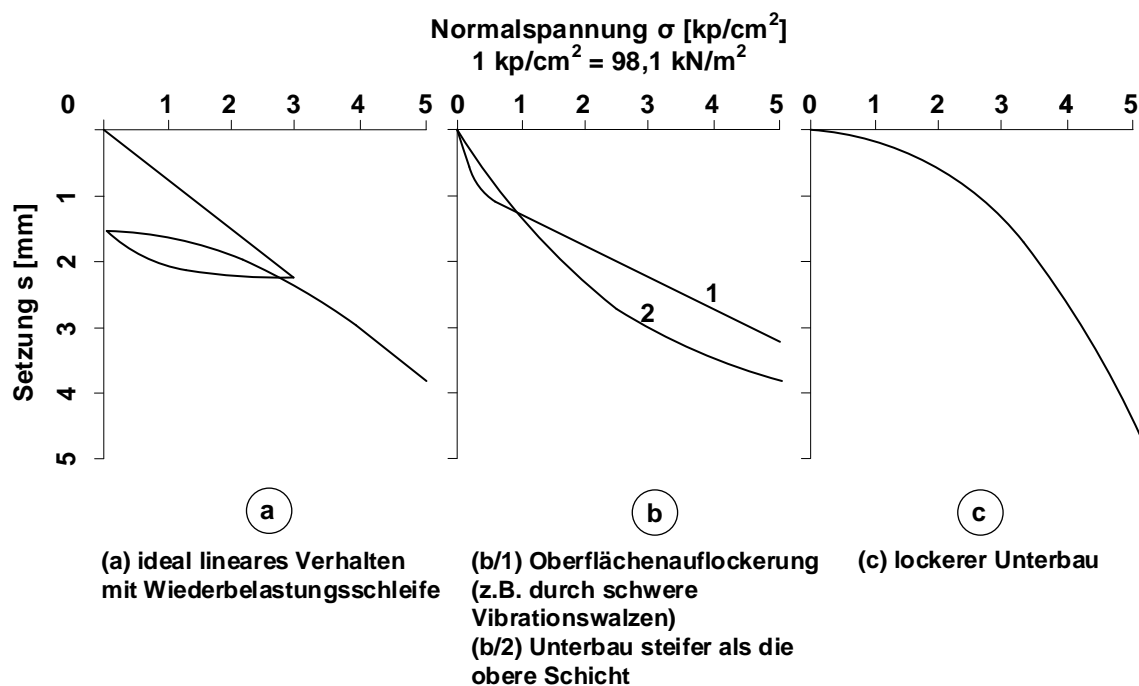


Abbildung 31: Charakteristische Spannungs-Setzungskurven von statischen Plattendruckversuchen, adaptiert nach BRANDL (1977)

3.3.3.1.2 Interpretation des Verhältniswertes E_{V2}/E_{V1}

In Deutschland kann die indirekte Verdichtungskontrolle mittels statischem Plattendruckversuch für gewisse grobkörnige Bodengruppen gemäß den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) unter Verwendung von Richtwerten erfolgen (vgl. Kapitel 3.2.1). Eine vorherige Kalibrierung des Verformungsmoduls E_{V2} zum Verdichtungsgrad D_{Pr} ist in solchen Fällen nicht erforderlich. Die Richtwerte sind dabei als Anforderungen an die absolute Größe des E_{V2} -Wertes in Verbindung mit der Beschränkung des zulässigen Verhältniswertes E_{V2}/E_{V1} formuliert. Da aus der Praxis bekannt ist, dass es bei der Verdichtungskontrolle von mineralischen Sekundärbaustoffen unter Verwendung der Richtwerte häufig insofern zu Schwierigkeiten kommt, als dass die zulässigen Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} trotz ausreichender Verdichtung und ausreichend hoher Verformungsmoduln E_{V2} überschritten werden (z. B. HUBER, HENZINGER & HEYER (2019)), erfolgt in diesem Abschnitt eine Erläuterung der bodenmechanischen Bedeutung des Verhältniswertes E_{V2}/E_{V1} .

Aus bodenmechanischer Sicht zeigt der Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} an, welcher Anteil der im Zuge der Erstbelastung auftretenden Verformungen als plastische und welcher Anteil als elastische Verformungen auftreten (z. B. FLOß, 1971). Die Interpretation des Verhältniswertes E_{V2}/E_{V1} soll am Beispiel der Spannungs-Setzungskurve in Abbildung 30 erfolgen, in der die Erstbelastungs-, Entlastungs- und Wiederbelastungskurven eingezeichnet sind. Die Spannungs-Setzungskurven der Erst- und Wiederbelastung werden zur Erläuterung vereinfachend als lineare Geraden angenommen. Durch die Umformung von Gleichung 8 ergibt sich die Steigung dieser Geraden jeweils zu $m_i = \Delta\sigma / \Delta s = (1,5 \cdot r) / E_{Vi}$. Die bis zur aufgetragenen maximalen Spannung σ'_{max} auftretende Gesamtsetzung s_{gesamt} kann in einen plastischen ($s_{plastisch}$) und einen elastischen ($s_{elastisch}$) Verformungsanteil aufgeteilt werden und die einzelnen Setzungsanteile in Abhängigkeit der Verformungsmoduln E_{V1} und E_{V2} und der Spannung σ'_{max} folgendermaßen ausgedrückt werden:

$$s_{gesamt} = 1,5 \cdot r \cdot \sigma_{max} \frac{1}{E_{V1}} \quad \text{Gleichung 9}$$

$$s_{elastisch} = 1,5 \cdot r \cdot \sigma_{max} \frac{1}{E_{V2}} \quad \text{Gleichung 10}$$

$$s_{plastisch} = s_{gesamt} - s_{elastisch} = (1,5 \cdot r \cdot \sigma_{max}) \cdot \left(\frac{1}{E_{V1}} - \frac{1}{E_{V2}} \right) \quad \text{Gleichung 11}$$

Über mathematische Umformungen von Gleichung 9, Gleichung 10 und Gleichung 11 können die Verhältnisse der sich einstellenden Verformungen in Abhängigkeit des Verhältniswertes E_{V2}/E_{V1} ausgedrückt werden:

$$\frac{s_{plastisch}}{s_{gesamt}} = 1 - \frac{1}{\frac{E_{V2}}{E_{V1}}} \quad \text{Gleichung 12}$$

$$\frac{s_{elastisch}}{s_{gesamt}} = \frac{1}{\frac{E_{V2}}{E_{V1}}} \quad \text{Gleichung 13}$$

$$\frac{s_{plastisch}}{s_{elastisch}} = \frac{E_{V2}}{E_{V1}} - 1 \quad \text{Gleichung 14}$$

Das Verhältnis der plastischen zu den elastischen Verformungen ($s_{\text{plastisch}}/s_{\text{elastisch}}$) sowie der plastischen bzw. der elastischen Verformungen zur Gesamtverformung ($s_{\text{plastisch}}/s_{\text{gesamt}}$ bzw. $s_{\text{elastisch}}/s_{\text{gesamt}}$) in Abhängigkeit des ermittelten Verhältniswertes E_{V2}/E_{V1} ist in Abbildung 32 grafisch dargestellt. Dabei zeigt sich deutlich, dass der Anteil der plastischen Verformungen an der Gesamtverformung umso größer ist, je größer der Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} ist.

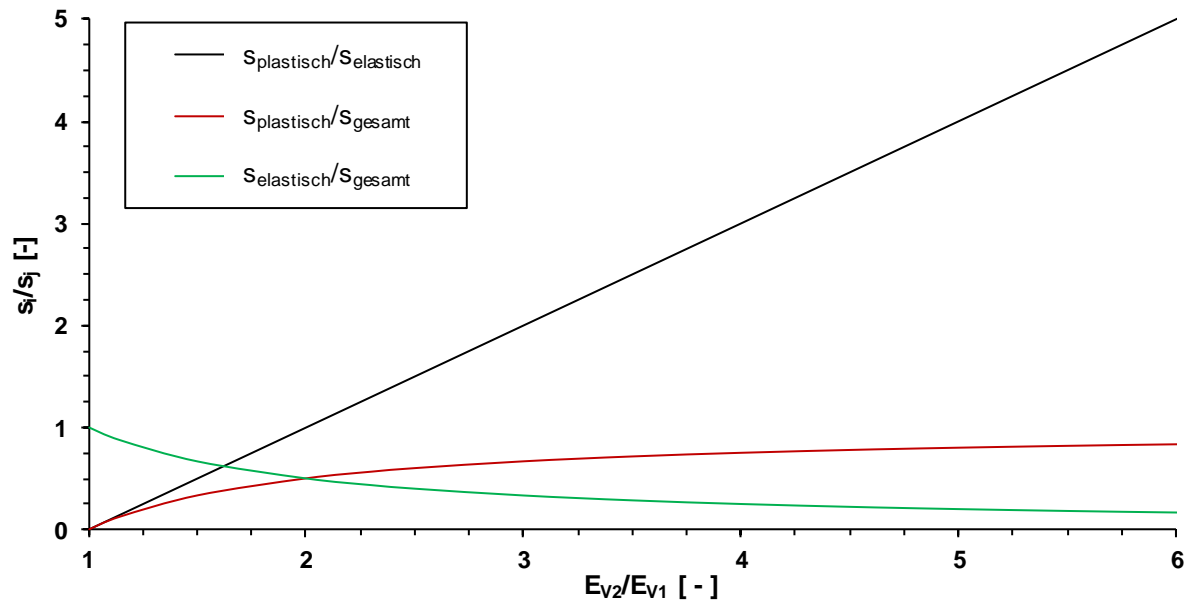


Abbildung 32: Interpretation der beim statischen Plattendruckversuch auftretenden Setzungen in Abhängigkeit des Verhältniswertes E_{V2}/E_{V1}

3.3.3.2 Dynamischer Plattendruckversuch

Mit dem dynamischen Plattendruckversuch mit dem leichten Fallgewichtsgesetz nach TP BF-StB Teil B 8.3 (FGSV, 2012a) wird der dynamische Verformungsmodul E_{Vd} ermittelt, der ebenfalls zur indirekten Kontrolle der erreichten Verdichtung verwendet werden kann. Das leichte Fallgewichtsgesetz ist beispielhaft in Abbildung 33 dargestellt.

Der dynamische Verformungsmodul E_{Vd} beschreibt die Steifigkeit des Untergrundes, wenn dieser über eine kreisförmige, starre Lastplatte stoßartig mit einem Impuls belastet wird. Der Impuls wird über ein Fallgewicht aufgebracht, das nach dem Ausklinken aus einer Arretierung entlang einer Stange geführt wird und auf einem Feder-Dämpfer-Element auftrifft. Dadurch, dass die Belastungsvorrichtung unterhalb des Feder-Dämpfer-Elementes auf einer Zentrierkugel auf die Lastplatte aufgesetzt wird, werden auf die Lastplatte nur Druckkräfte übertragen. Die durch den Stoß in der Lastplatte induzierten Beschleunigungen bzw. Schwinggeschwindigkeiten werden durch einen in der Lastplatte befindlichen Sensor erfasst. Dadurch kann die maximale Plattenverschiebung infolge des Stoßes durch Integration der gemessenen Beschleunigungen berechnet werden (FGSV, 2012a; ADAM, KOPF & ADAM, 2004; BRANDL ET AL., 2003; ADAM & KOPF, 2002).

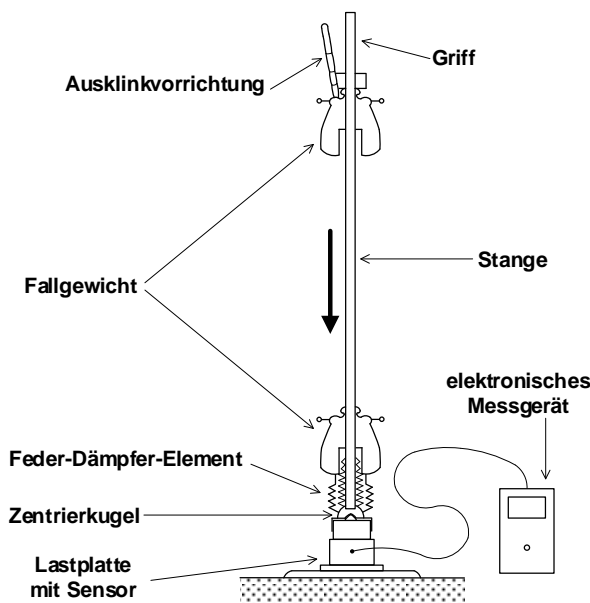


Abbildung 33: Links: Komponenten des leichten Fallgewichtsgerätes, adaptiert nach ADAM, KOPF & ADAM (2004); rechts: Durchführung eines dynamischen Plattendruckversuches

Zur Herstellung eines kraftschlüssigen Kontaktes zwischen Lastplatte und dem Untergrund sind nach TP BF-StB Teil B 8.3 (FGSV, 2012a) zunächst drei Vorbelastungsstöße durchzuführen. Anschließend erfolgen drei Messstöße, bei denen die Plattenverschiebungen durch das elektronische Messgerät registriert werden. Aus den maximalen Plattenverschiebungen der drei Messstöße wird der Mittelwert der maximalen Plattenverschiebungen $z_{max,MW}$ und daraus schließlich der dynamische Verformungsmodul E_{Vd} ermittelt. Der Ermittlung des dynamischen Verformungsmoduls liegt dabei die bereits vom statischen Plattendruckversuch bekannte Formel des linear-elastischen Halbraumes zu Grunde, wobei geschwindigkeitsabhängige Terme und Massenträgheitskräfte nicht berücksichtigt werden:

$$E_V = 1,5 \cdot r \cdot \frac{\Delta\sigma}{\Delta z} \quad \text{Gleichung 15}$$

Durch die Annahme einer konstanten Kontaktspannung von $\sigma' = 100 \text{ kN/m}^2$ zwischen der Lastplatte und dem Untergrund vereinfacht sich Gleichung 15 für eine Lastplatte mit 30 cm Durchmesser zu

$$E_{Vd} = \frac{22,5}{z_{max,MW} [mm]} [\text{MN/m}^2] \quad \text{Gleichung 16}$$

Dadurch wird zur Bestimmung des dynamischen Verformungsmoduls E_{Vd} lediglich der Mittelwert der maximalen Plattenverschiebungen der drei Messstöße $z_{max,MW}$ benötigt (FGSV, 2012A; ADAM ET AL. 2009; ADAM & PAULMICHL, 2007; ADAM, KOPF & ADAM, 2004; BRANDL ET AL., 2003; ADAM & KOPF, 2002).

Die Ursprünge des dynamischen Plattendruckversuches mit dem leichten Fallgewichtsgerät gehen zurück auf Weingart (WEINGART, 1978; WEINGART, 1977), der umfangreiche Untersuchungen über den Zusammenhang zwischen relevanten Geräteparametern verschiedener Fallgewichtsgeräte und den zu erwartenden Untergrundparametern

durchführte. Seine Erkenntnisse fanden in der ehemaligen DDR Eingang in eine erste Standardisierung eines leichten Fallgerätes (TGL 11461/10, s. TGL, 1978). Basierend auf den gesammelten Erfahrungen und neueren Erkenntnissen (z. B. BEHR, 1986; WEINGART, 1981) wurde die TP BF-StB Teil B 8.3 (s. FGSV, 1988a) entwickelt und der dynamische Plattendruckversuch mit der ZTV E-StB 94 (FGSV, 1994c) als Prüfverfahren zur Verdichtungskontrolle in der Bundesrepublik Deutschland eingeführt.

Die Messtiefe der dynamischen Lastplatte wird von BRANDL ET AL. (2003) basierend auf umfangreichen experimentellen Untersuchungen und numerischen Berechnungen mit etwa 60 cm angegeben. KUDLA, FLOß & TRAUTMANN (1991) geben eine Messtiefe von etwa 50 cm an, wobei der E_{vd} -Wert nach ihren Angaben besonders von den oberen 25 cm beeinflusst wird. Diese Angaben stehen in guter Übereinstimmung mit den Angaben weiterer Autoren, die als Messtiefe der dynamischen Lastplatte das ein- bis zweifache des verwendeten Lastplattendurchmessers angeben (z. B. ELHAKIM, ELBAZ & AMER, 2014; ADAM ET AL. 2009; ADAM & PAULMICHL, 2009; ADAM & PAULMICHL, 2007; ADAM & KOPF, 2002).

3.3.3.3 Flächendeckende dynamische Messverfahren

Die Prüfung der erzielten Qualität der Verdichtungsarbeiten kann gemäß den ZTV E-StB (FGSV, 2017) auch mittels flächendeckender dynamischer Messverfahren (flächendeckende dynamische Verdichtungskontrolle, FDVK) erfolgen. Das Grundprinzip derartiger Verfahren besteht darin, aus dem Bewegungsverhalten der dynamisch angeregten Bandage Rückschlüsse auf den Verdichtungszustand des zu verdichtenden Baustoffes zu ziehen (Voraussetzung: konstante Parameter des Verdichtungsprozesses). Dies ist möglich, da der Boden und die Bandage des Verdichtungsgerätes ein sich gegenseitig beeinflussendes Interaktionssystem bilden, welches von den Maschinen- und Arbeitsprozessen auf der einen Seite und der dichteabhängigen Bodensteifigkeit auf der anderen Seite beeinflusst wird. Werden erstgenannte Parameter konstant gehalten, kann eine Änderung des Bewegungsverhaltens der Bandage lediglich auf eine Reaktion des Bodens, in der Regel einer Änderung seiner Steifigkeit und damit seiner Dichte, zurückgeführt werden. In Verbindung mit einem Positionierungssystem (GPS) ist somit eine flächendeckende und arbeitsprozessintegrierte Dokumentation des Verdichtungszustandes möglich (z. B. PISTROL, 2016; PISTROL ET AL. 2016; RÖMER ET AL. 2016; BRÄU, HARTMANN & PELZ, 2004; BRANDL, KOPF & ADAM, 2002).

Der große Vorteil flächendeckender dynamischer Messverfahren gegenüber der Prüfung des Verdichtungszustandes anhand von punktuellen Prüfverfahren besteht darin, dass die Prüfung des Verdichtungszustandes flächendeckend und arbeitsintegriert erfolgt, da die Walze bei der Verdichtung gleichzeitig als Verdichtungs- und Messinstrument fungiert (BRANDL, KOPF & ADAM, 2002; RÖMER ET AL. 2016).

In der Praxis kommen unterschiedliche FDVK-Systeme sowohl für Vibrations- als auch Oszillationswalzen zur Anwendung, die aus dem Aufzeichnen von Schwingwegen, Schwinggeschwindigkeiten oder Beschleunigungen der Bandage einen Messwert ableiten. Diese Messwerte stellen meist keine bodenmechanisch interpretierbare Kenngrößen dar, sondern müssen mit experimentell ermittelbaren Kennwerten wie z. B. dem Verdichtungsgrad

D_{Pr} oder einem Verformungsmodul korreliert werden (PISTROL, 2016; BRANDL, KOPF & ADAM, 2002).

Die Messwerte der unterschiedlichen Systeme zur FDVK hängen jeweils von den verwendeten Maschinen- und Prozessparametern (z. B. statische Linienlast der Bandage, Amplitude, Frequenz, Fahrgeschwindigkeit) sowie dem zu verdichtenden Erdbaustoff und dessen Eigenschaften (z. B. Wassergehalt, Verdichtungszustand) ab (PISTROL & ADAM, 2018; PISTROL, 2016; PISTROL ET AL. 2016; BRÄU, VOGT & VOGT, 2009; BRÄU, HARTMANN & PELZ, 2004). Im erdbautechnischen Regelwerk in Deutschland existieren daher derzeit noch keine Anforderungswerte hinsichtlich der Messwerte der FDVK. Soll die FDVK als Prüfverfahren verwendet werden, muss der Zusammenhang zwischen dem jeweiligen FDVK-Messwert und dem nachzuweisenden Prüfmerkmal zunächst im Rahmen von Kalibrierversuchen ermittelt werden, wobei die Vorgaben der TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) zu berücksichtigen sind. Demgegenüber enthält das erdbautechnische Regelwerk in Österreich bereits konkrete Anforderungswerte zur Verdichtungskontrolle mit der FDVK (vgl. Tabelle 5).

Im Hinblick auf die Messtiefe von Walzen, die zur FDVK eingesetzt werden, ist zwischen Vibrations- und Oszillationswalzen zu unterscheiden, wobei Oszillationswalzen eine geringere Messtiefe besitzen als Vibrationswalzen. Einige Autoren führen für Vibrationswalzen eine Messtiefe von etwa dem 1,5-fachen Durchmesser der Bandage an (z. B. PISTROL, 2016; KOPF & ERDMANN, 2005). PISTROL (2016) gibt für Oszillationswalzen eine Messtiefe an, die in etwa der Messtiefe des dynamischen Plattendruckversuches und damit etwa 60 cm entspricht. Zu beachten ist, dass die Messtiefe auch von der eingesetzten Walze (insbesondere ihrem Betriebsgewicht) und den Verdichtungsparametern (z. B. Amplitude, Frequenz) abhängt. In Zusammenhang mit der Messtiefe ist nach PISTROL (2016) zudem zu berücksichtigen, dass die Messtiefe einer Walze nicht mit ihrer Verdichtungstiefe, die in der Regel geringer ist als ihre Messtiefe, gleichgesetzt werden darf.

3.3.4 Abschließende Anmerkungen zu den angeführten Prüfverfahren

Zum Abschluss dieses Kapitels werden einige Anmerkungen, die im Zusammenhang mit den genannten Prüfverfahren bedacht werden sollten, angeführt. Es handelt sich bei den Volumenersatzverfahren, den radiometrischen Prüfverfahren sowie den Plattendruckversuchen (statisch/dynamisch) um punktuelle und damit stichprobenartige Prüfverfahren. Das Ergebnis eines einzelnen Versuches steht dabei repräsentativ für eine bestimmte Prüffläche und kann stark durch lokale Inhomogenitäten (z. B. Materialinhomogenitäten, Zustandsparameter, Steifigkeit des Untergrundes, Wassergehaltsunterschiede) beeinflusst werden. Flächendeckende Messverfahren ermöglichen hingegen eine flächendeckende, arbeitsintegrierte und kontinuierliche Beurteilung des erreichten Verdichtungserfolges.

Die unterschiedlichen Prüfverfahren besitzen auch verschiedene Messtiefen. So erfolgt die Dichte- und Wassergehaltsbestimmung bei den Volumenersatzverfahren meist in den obersten 15 – 20 cm der zu prüfenden Schicht. Bei den radiometrischen Verfahren hängt der Messbereich von der Art der verwendeten Sonde ab (vgl. Kapitel 3.3.2.2). So kann die Dichte bei Einstichsonden in unterschiedlichen Tiefen ermittelt werden, während sie bei Aufsetzsonden lediglich oberflächennah bestimmt wird. Bei der Wassergehaltsbestimmung

hängt die Messtiefe zudem von der Feuchte des Erdbaustoffes ab. Bei den statischen und dynamischen Plattendruckversuchen liegt die Messtiefe bei etwa dem ein- bis zweifachen Durchmesser der verwendeten Lastplatte. Insbesondere in Fällen, in denen die Steifigkeit des Untergrundes deutlich geringer ist als die Steifigkeit der zu prüfenden Schicht, werden die Verformungsmoduln auch von der Steifigkeit tieferer Bereiche beeinflusst (vgl. Kapitel 3.3.3.1 und 3.3.3.2). Die Messtiefe der Verfahren zur FDVK hängt davon ab, ob es sich um Vibrations- oder Oszillationswalzen handelt. Die Messtiefe von Vibrationswalzen beträgt etwa bis zum 1,5-fachen des Durchmessers der Bandage und die Messtiefe von Oszillationswalzen etwa 60 cm (vgl. Kapitel 3.3.3.3).

3.4 Frost und Erdbau

3.4.1 Hintergrund

Die Eignung von RC Baustoffen für viele Anwendungen im Kontext des Erdbaus ist in der Literatur bereits umfangreich belegt. Dennoch bestehen in der Praxis noch immer häufig Vorbehalte gegenüber der Witterungsbeständigkeit von RC Baustoffen. Dabei wird nicht nur befürchtet, dass Wassergehalts- und Temperaturänderungen nicht nur zu Gefügeauflockerungen oder Hebungen (z.B. Eislinsen), sondern auch zu einer Schwächung oder zum Bruch von Einzelkörnern führen können.

Inwieweit ein Erdbauwerk tatsächlich frostgefährdet ist, hängt von der Beschaffenheit und den Eigenschaften der verwendeten Baustoffe, den örtlichen klimatischen und meteorologischen Verhältnissen (Temperatur, Niederschlag) sowie den vorliegenden Untergrund- und Grundwasserverhältnissen ab (KÉZDI, 1970). Die Kenntnis über die Zusammenhänge zwischen den aufgeführten Einflussgrößen und der Frostgefährdung eines Erdbauwerkes sowie über die Vorgänge beim Gefrieren von Wasser in einem Korngefüge stellt die Voraussetzung zur Beurteilung der Frage, inwieweit RC Baustoffe im Vergleich zu natürlichen Erdbaustoffen besonders frostgefährdet sind, dar. Nachfolgend werden daher die Grundlagen zur Frostproblematik im Kontext des Erdbaus sowie zur Frostgefährdung von Erdbaustoffen dargelegt.

3.4.2 Frostproblematik im Kontext des Erdbaus

3.4.2.1 Volumetrische Ausdehnung von Wasser beim Gefrieren

Es ist allgemein bekannt, dass die Dichte und der Aggregatzustand von Wasser neben dem Umgebungsdruck von der Temperatur abhängig sind. Die Temperaturabhängigkeit der Dichte von Wasser bei Atmosphärendruck ist in Abbildung 34 dargestellt. Wasser weist bei 0 °C die geringste Dichte auf, wobei der Übergang von der flüssigen in die feste Phase bei 0° C durch einen steilen Abfall der Dichte gekennzeichnet ist. Beim Erstarren der Wassermoleküle am Gefrierpunkt bilden diese eine im Vergleich zur flüssigen Phase hohlraumreichere Gitterstruktur aus, die mit einer Volumenzunahme von etwa 9 Vol.-% verbunden ist (KELLNER, 2008; YODER & WITCZAK, 1975).

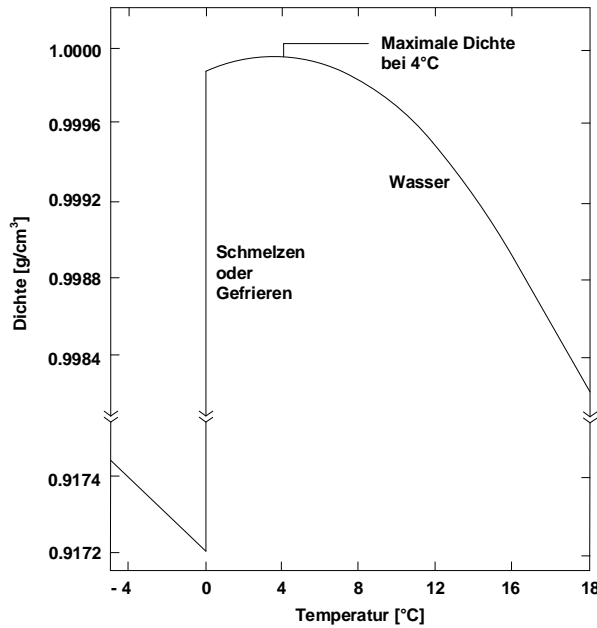


Abbildung 34: Dichte des Wassers als Funktion der Temperatur, adaptiert nach LU & LIKOS (2004)

Unter ungünstigen Bedingungen kann die Volumenzunahme des Wassers beim Gefrieren bei allen Bodenarten zu Gefügeauflockerungen führen und bei wiederholtem Auftreten die Struktur des Korngefüges schließlich völlig verändern (KÉZDI, 1970). Ob es zu einer Auflockerung des Korngefüges kommt hängt dabei neben dem Porengefüge und der Frosteinwirkung entscheidend vom Sättigungsgrad des Korngefüges ab. Nach YONG & WARKENTIN (1975) gefrieren bei geringem Sättigungsgrad infolge der hohen Spannungen im Kapillarwasser lediglich einzelne Kristallisationkeime. Bei geringem Sättigungsgrad wären im Korngefüge zudem noch ausreichend luftgefüllte Porenräume vorhanden, in die das Eis und das Porenwasser ausweichen könnten (vgl. Abbildung 35, Fall A). Dadurch, dass die Eiskristalle freie Wassermoleküle aus der Umgebung anziehen, können sich je nach Sättigungsgrad und Temperaturregime sogar negative Wasserdrücke einstellen, die zu einer Volumenreduktion des Korngefüges führen können (*Gefrierschrumpfen*).

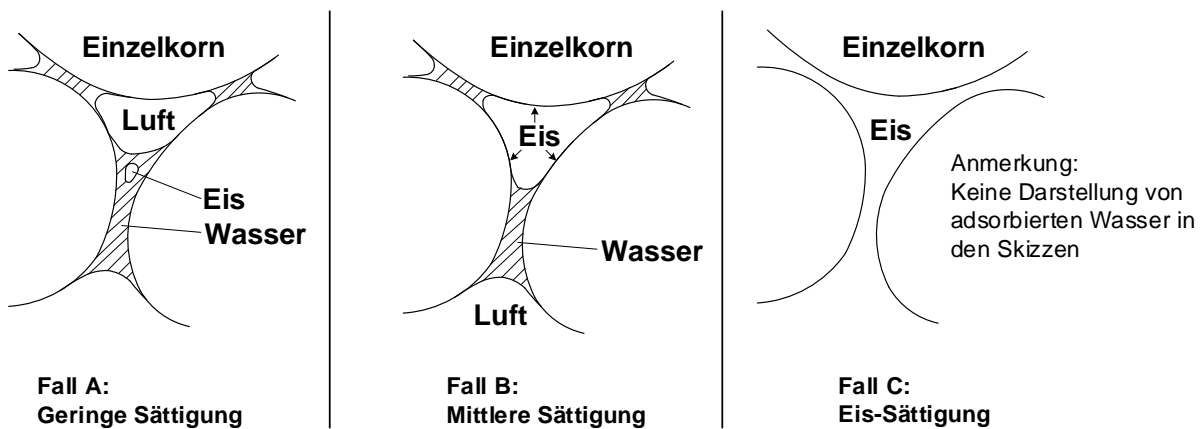


Abbildung 35: Eisbildung im Korngefüge bei verschiedener Wassersättigung eines Korngefüges, adaptiert nach YONG & WARKENTIN (1975)

Mit steigender Wassersättigung nehmen die Spannungen im Kapillarwasser ab und es bilden sich zunehmend größere Eisstrukturen aus. Überdies sind immer weniger luftgefüllte Porenräume im Korngefüge vorhanden, in die das Eis und das noch enthaltene Porenwasser beim Gefrieren ausweichen können (s. Abbildung 35, Fall B). Je nach Porengefüge, seinem Sättigungsgrad und der Dauer und Intensität der Frosteinwirkung kann die Volumenzunahme des Wassers beim Phasenübergang damit zu Eisdruck und Hebungen führen. Eine vollständige Sättigung des Porenraumes mit Eis kann sich ab einer Wassersättigung von mehr als etwa 90 % des Porenraumes ($S_r \geq 90\%$) einstellen (s. Abbildung 35, Fall C) (YONG & WARKENTIN, 1975).

3.4.2.2 Eislinsenbildung

3.4.2.2.1 Entstehung von Eislinsen

Eislinsen sind eine weitere Erscheinung, die im Erdbau in Zusammenhang mit dem Gefrieren von Bodenwasser zu Verformungen führen kann. Bei Eislinsen handelt es sich um gefrorenes Bodenwasser, welches eine Bodenschicht als mehr oder weniger waagerechte Eisadern parallel zur Gefrierfront durchzieht. Eislinsen können gegenüber der reinen volumetrischen Ausdehnung des Porenwassers Wasser beim Gefrieren (Kapitel 3.4.2.1) deutlich größere Hebungen verursachen (HOLTZ & KOVACS, 1981).

Die Eislinsenbildung ist eine Folge von Kapillareffekten und thermodynamischen Vorgängen im Untergrund. Ihre Entstehung ist in Abbildung 36 dargestellt. Zu Beginn der Eislinsenbildung bilden sich auf Höhe der Gefrierfront im Porenwasser kleine Eiskristalle (Kristallisationskeime). Da der Gefrierpunkt von Wasser in den kleineren Poren infolge von Adhäsionskräften, chemischen Einflüssen und freien Ionen unter $0\text{ }^\circ\text{C}$ absinkt, bilden sich die Kristallisationskeime zunächst in den größeren Poren (KÉZDI, 1970; TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 1974; YONG & WARKENTIN, 1975; US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1984).

Die Kristallisationskeime wachsen zu größeren Eiskristallen heran, wobei sie zunächst die Wasserteilchen des freien Porenwassers aus den umliegenden Porenräumen und schließlich auch adsorptiv gebundene Wasserteilchen aus den Adsorptionshüllen der Einzelkörner anziehen. Durch diese Prozesse wird das Gleichgewicht des Systems aus den Feststoffteilchen und dem Porenwasser gestört. Um den Gleichgewichtszustand wiederherzustellen, zieht das System durch kapillare Saugspannungen Wasser entgegen der Schwerkraft aus tieferen Schichten von unten an (KÉZDI, 1970; TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 1974; YONG & WARKENTIN, 1975; US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1984).

Das System ist zudem bestrebt den Temperaturunterschied zwischen der Gefrierfront und tieferen, wärmeren Schichten durch den Transport von Wärme auszugleichen. Der Wärmetransport erfolgt im Boden dabei über Konvektion (Wärmeübertragung durch den Transport von Teilchen), wobei Wasser als Transportmedium fungiert und aus tieferen Schichten der Gefrierfront zuströmt (JUMIKIS, 1966).

Die kapillaren Saugspannungen und die Konvektion führen dazu, dass weiter Wasser an die Gefrierfront geführt wird. Die Eiskristalle wachsen weiter und schließen sich schließlich zu

einer oder mehreren Eislinen zusammen (KÉZDI, 1970; TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 1974; YONG & WARKENTIN, 1975; US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1984).

Inwieweit Eislinen zu Hebungen an der Oberfläche führen, hängt dabei davon ab, ob kontinuierlich Wasser an die Gefrierfront geführt wird. Steht die Frostzone nicht mit dem Grundwasser in Verbindung und kann kein Wassernachschub erfolgen, können sich zwar Eislinen bilden, die sich aus dem örtlich verfügbaren Porenwasser speisen. Ihr Wachstum wird allerdings enden, sobald das örtlich verfügbare Porenwasser vollständig umgelagert ist. Steht die Frostzone infolge von Kapillarbewegungen mit dem Grundwasser in Verbindung, kann weiter Wasser zugeführt werden und es können sich Eislinen bilden, die zu erheblichen Hebungen führen können (YONG & WARKENTIN, 1975; KÉZDI, 1970).

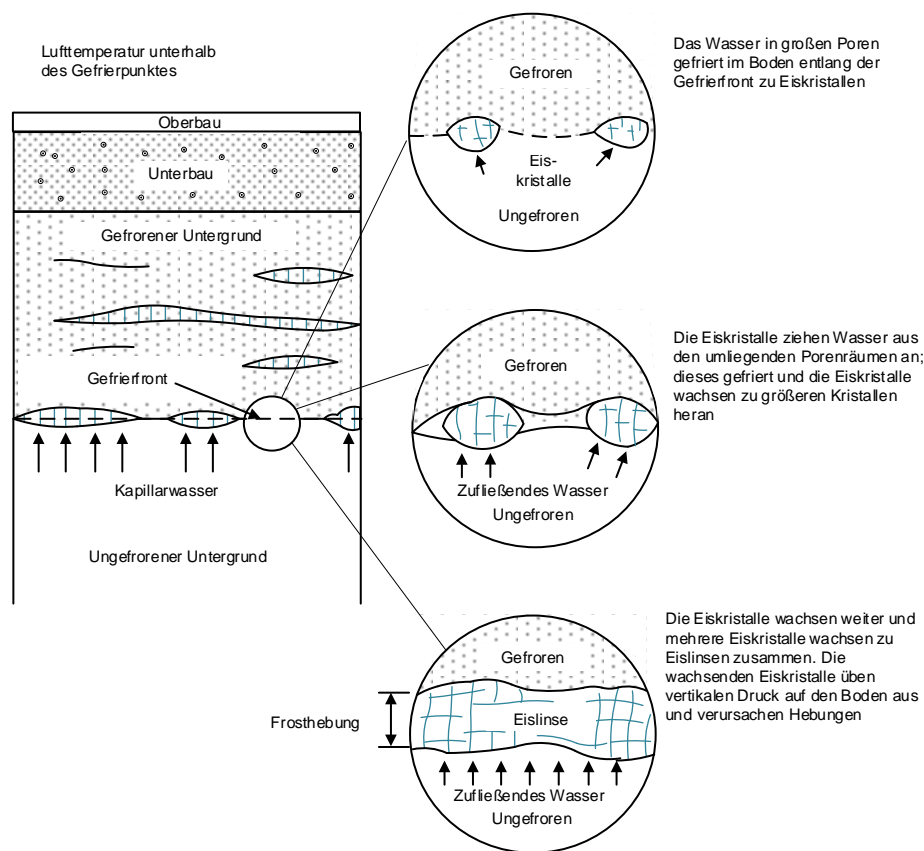


Abbildung 36: Prozess der Eislinenbildung im Untergrund, adaptiert nach TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (1974)

3.4.2.2 Voraussetzungen der Eislinenbildung

Die Voraussetzung zur Ausbildung großer Eislinen ist, dass genügend Wasser aus der Umgebung oder tieferen Schichten in die Frostzone nachströmen kann. Ob genügend Wasser nachströmen kann, hängt dabei von der Größe der kapillaren Saugspannungen sowie von der Wasserdurchlässigkeit des Korngemisches ab.

Feinkörnige Böden wie Tone besitzen zwar große kapillare Saugspannungen, doch ist ihre Wasserdurchlässigkeit oftmals zu gering, als dass ausreichend Wasser zur Eislinenbildung an die Gefrierfront transportiert werden kann (HOLTZ & KOVACS, 1981). Grobkörnige,

feinkornarme Erdbaustoffe Kiese und Sande mit vergleichsweise großen Poren weisen zwar eine große Wasserdurchlässigkeit auf. Aufgrund vergleichsweise großer Poren sind die kapillaren Saugspannungen allerdings gegenüber der Gravitationskraft des freien Porenwassers gering und reichen nicht aus, um genügend freies Porenwasser aus tieferen Schichten für die Eislinsenbildung nachzuliefern. In grobkörnigen Kiesen und Sanden ist die Gefahr von Hebungen infolge der Bildung von Eislinsen daher in der Regel gering (KÉZDI, 1970; YONG & WARKENTIN, 1975). Feinsande, Schluffe und Materialien mit signifikantem Schluffanteil, die sowohl vergleichsweise große kapillare Saugspannungen als auch eine ausreichend hohe Wasserdurchlässigkeit aufweisen, sind im Hinblick auf die Eislinsenbildung hingegen am stärksten gefährdet (KELLNER, 2008). Der Zusammenhang zwischen der Frostgefährdung von Böden durch Eislinsen (Frostempfindlichkeit), der kapillaren Steighöhe des Porenwassers sowie der Wasserdurchlässigkeit in Abbildung 37 qualitativ wiedergegeben.

Ob es in einem Korngefüge zur Ausbildung von Eislinsen kommt, hängt somit von drei wesentlichen Voraussetzungen ab, die gleichzeitig erfüllt sein müssen. So ist es erstens erforderlich, dass die Temperaturen im Boden unterhalb des Gefrierpunktes fallen. Zweitens muss eine Wasserquelle vorhanden sein, aus der kontinuierlich Wasser zur Speisung der Eislinsen nachströmt und schließlich muss die Wasserdurchlässigkeit des Bodens einen ausreichenden Wassertransport ermöglichen (KÉZDI, 1970; YONG & WARKENTIN, 1975; YODER & WITCZAK, 1975; HOLTZ & KOVACS, 1981; US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1984).

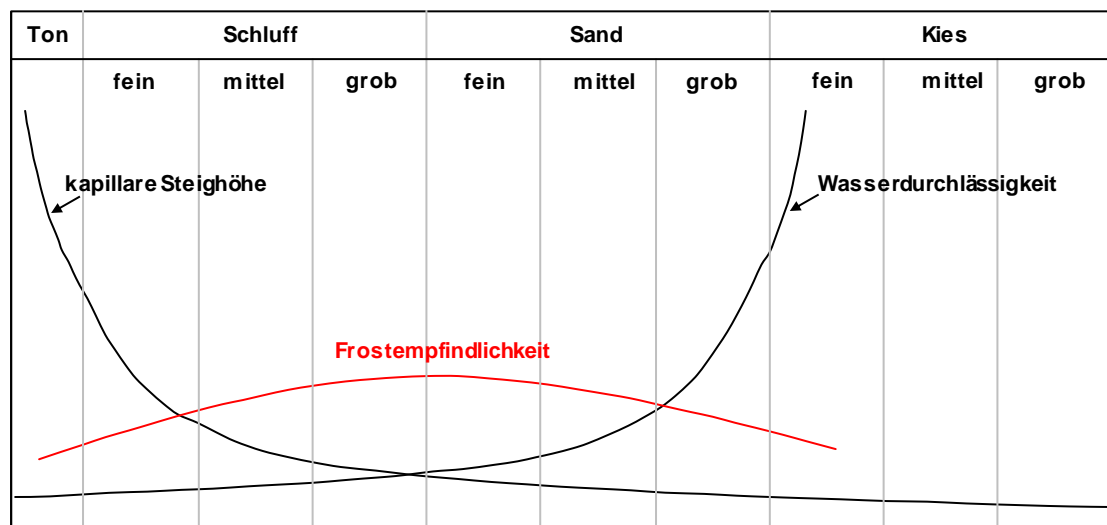


Abbildung 37: Kapillare Steighöhe, Wasserdurchlässigkeit und Frostempfindlichkeit verschiedener Bodenarten, adaptiert nach KELLNER (2008)

3.4.3 Beurteilung der Frostgefährdung von Erdbaustoffen

Die in Kapitel 3.4.2.2 angeführten Zusammenhänge zwischen der Frostempfindlichkeit, der Wasserdurchlässigkeit und der kapillaren Steighöhe von Erdbaustoffen finden auch in den Vorgaben zur Beurteilung der Frostempfindlichkeit von Erdbaustoffen des erdbautechnischen Regelwerkes in Deutschland Berücksichtigung (ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017)).

Das erdbautechnische Regelwerk in Deutschland beurteilt die Frostempfindlichkeit von Erdbaustoffen anhand von Merkmalen ihrer Korngrößenverteilung sowie ihrer plastischen Eigenschaften und unterscheidet dabei die drei Frostempfindlichkeitsklassen F1 (nicht

frostempfindlich), F2 (gering bis mittel frostempfindlich) und F3 (sehr frostempfindlich). Diese Einteilung gibt einen Anhalt, wie frostempfindlich sich Böden „[...] *verhalten können, wenn bei Frosttemperatur Wasser in der Gefrierzone vorkommt oder ihr zufließt oder vom Boden nachgesaugt wird.* [...]“ (ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017)). Die Zuordnung eines Erdbaustoffes zu einer der drei Frostempfindlichkeitsklassen erfolgt in erster Linie nach der Bodengruppe des zu beurteilenden Bodens entsprechend DIN 18196 (DIN, 2011c) und ist in Tabelle 7 wiedergegeben. Lediglich für die Bodengruppen ST, GT, SU und GU ist eine nähere Beurteilung anhand des Siebdurchganges bei $d \leq 0,063$ mm sowie der Ungleichförmigkeitszahl C_u erforderlich (s. Abbildung 38 in Verbindung mit Tabelle 7).

	Frostempfindlichkeit	Bodengruppe (DIN 18196)
F1	nicht frostempfindlich	GW, GI, GE SW, SI, SE
F2	gering bis mittel frostempfindlich	TA OT, OH, OK ST ¹⁾ , GT ¹⁾ SU ¹⁾ , GU ¹⁾
F3	sehr frostempfindlich	TL, TM UL, UM, UA OU ST*, GT* SU*, GU*

¹⁾ zu F1 gehörig bei einem Anteil an Korn unter 0,063 mm von 5,0 M.-% bei $C_u \geq 15,0$ M.-% oder 15 M.-% bei $C_u \leq 6,0$. Im Bereich $6,0 < C_u < 15$ kann der für eine Zuordnung zu F1 zulässige Anteil an Korn unter 0,063 mm linear interpoliert werden (s. Abbildung 38)

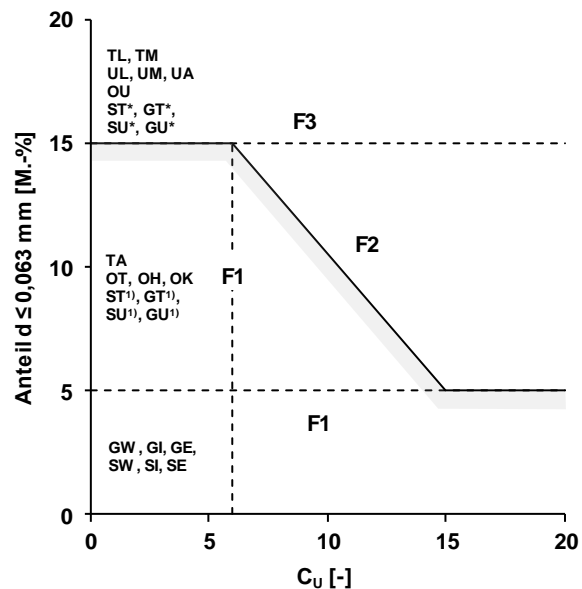


Tabelle 7: Klassifikation der Frostempfindlichkeit von Erdbaustoffen nach der Bodengruppe, nach ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017)

Abbildung 38: Zuordnung der Bodengruppen in die Frostempfindlichkeitsklassen F1 bis F3, adaptiert nach ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017)

Das U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1984) beurteilt die Frostgefährdung von Böden anhand des Korndurchmessers von 0,02 mm. Die Klassifikationsschema gemäß U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1984) ist in Abbildung 39 dargestellt. Demnach werden Kiese mit einem Anteil $d < 0,02$ mm von $\leq 1,5$ M.-% und Sande mit einem Anteil $d < 0,02$ mm von $\leq 3,0$ M.-% als nicht frostgefährdet beurteilt. Kiese mit einem Anteil $d < 0,02$ mm zwischen 1,5 und 3,0 M.-% und Sande mit einem Anteil $d < 0,02$ mm zwischen 3,0 und 10,0 M.-% gelten als potenziell frostgefährdet und ihre Frostgefährdung ist im Rahmen von Laboruntersuchungen zu bestimmen. Kiesige Böden mit einem Anteil $d < 0,02$ mm von 3 bis 10 M.-% sowie sandige Böden mit einem Anteil $d < 0,02$ mm von 3 bis 6 M.-% werden in die Kategorie „sehr kleine bis große Frostanfälligkeit“ eingeordnet, während kiesige Böden mit einem Anteil $d < 0,02$ mm zwischen 10 und 20 M.-% sowie sandige Böden mit einem Anteil $d < 0,02$ mm zwischen 6 und 15 M.-% in die Kategorie „mittlere bis große Frostanfälligkeit“ fallen. Grob- und gemischtkörnige Böden mit höheren Anteilen $d < 0,02$ mm sowie feinkörnige Böden besitzen hingegen eine „mittlere bis sehr hohe Frostanfälligkeit“.

Es wird darauf hingewiesen, dass Baustoffe im Erdbau überwiegend unterhalb des frostsicheren Oberbaus und damit außerhalb der Frosteinflusszone sowie meist oberhalb des

Grundwassers und damit in idealen Umgebungsbedingungen eingesetzt. Eine direkte Frosteinwirkung findet lediglich in oberflächennahen Bereichen statt.

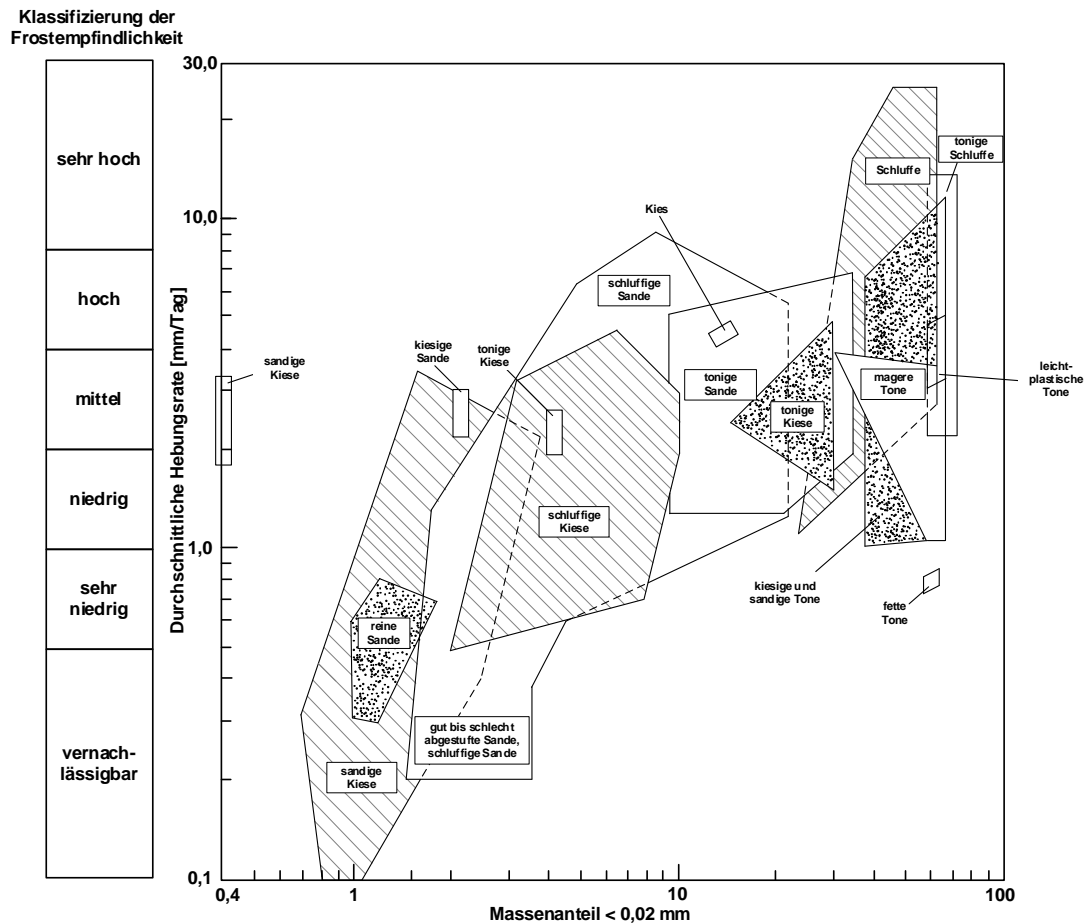


Abbildung 39: Frostempfindlichkeit von Böden in Abhängigkeit des Massenanteils an Korngrößen $d < 0,02$ mm, übersetzt und adaptiert nach US ARMY CORPS OF ENGINEERS (1984)

3.4.4 Ermittlung der Frosteindringtiefe

3.4.4.1 Allgemeines zur Frosteindringung im Boden

Das Verhalten eines Erdbauwerkes unter der Einwirkung von Frost hängt stark von der Eindringtiefe des Frostes ab. Dem Prozess der Frosteindringung liegen dabei komplexe thermodynamische Vorgänge zugrunde. Fällt die Lufttemperatur an der Oberfläche unterhalb des Gefrierpunktes, wird sich im Boden ein Temperaturgradient (s. beispielhaft in Abbildung 40) einstellen, infolgedessen ein Transport von Wärme von höheren zu niedrigeren Temperaturen stattfindet. Im Boden erfolgt der Wärmetransport überwiegend anhand von Konvektion (Wärmeübertragung, die mit der Bewegung von Teilchen verbunden ist) sowie anhand von Konduktion (Wärmeleitung ohne die Bewegung von Teilchen). An der Schnittstelle zwischen Boden und Atmosphäre tritt als weiterer Mechanismus die Wärmestrahlung hinzu (JUMIKIS, 1966; YONG & WARKENTIN, 1975). Die Wärmekonvektion findet insbesondere über den Transport von Bodenfeuchte aus Bereichen mit höheren Temperaturen in die Bereiche mit tieferen Temperaturen statt (JUMIKIS, 1966).

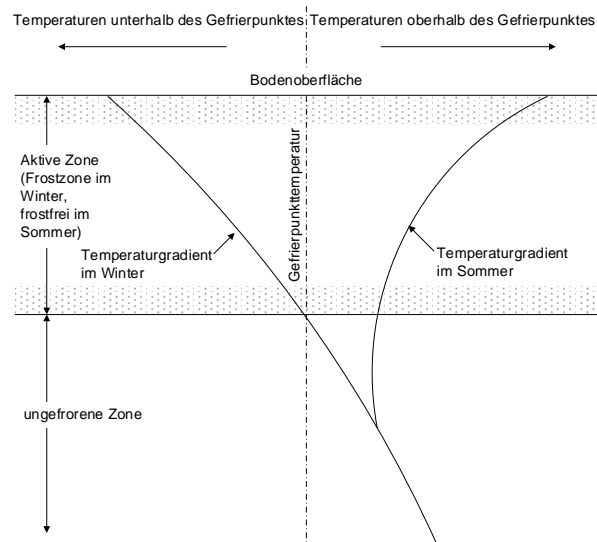


Abbildung 40: Temperaturprofile im Boden in klimatischen Wechselzonen, adaptiert nach YONG & WARKENTIN (1975)

Der Verlauf der Lufttemperatur während eines Tages kann näherungsweise als sinusförmig angenommen werden. Unter der Annahme eines homogenen Halbraumes folgt der Verlauf der Bodentemperatur demjenigen der Lufttemperatur dabei mit einer zeitlichen Verschiebung, wobei die Temperatur mit zunehmender Tiefe hin immer weniger von der Lufttemperatur beeinflusst wird (DORÉ & ZUBECK, 2009; KÉZDI, 1970). Der Verlauf der Luft- und Bodentemperatur in unterschiedlichen Tiefen ist hierzu exemplarisch in Abbildung 41 dargestellt.

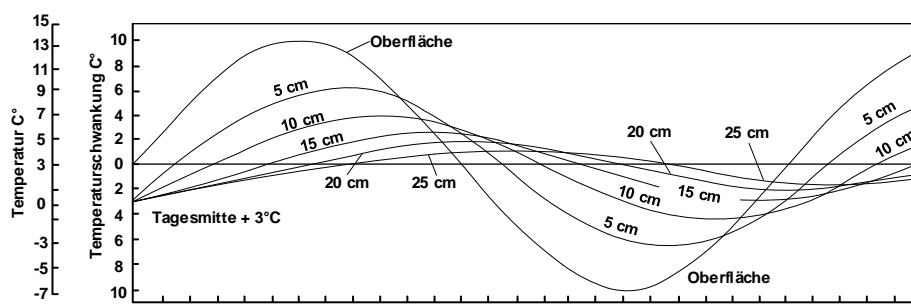


Abbildung 41: Exemplarische Darstellung der Tagestemperaturverläufe an der Bodenoberfläche sowie in unterschiedlichen Bodentiefen während einer Kältephase, adaptiert nach KÉZDI (1970)

3.4.4.2 Quantifizierung der Stärke einer Frostphase

Grundsätzlich wird eine Frostphase durch zwei wesentliche Merkmale charakterisiert: die Frostdauer und die Frostintensität. Die Frostdauer bezeichnet die Zeitspanne zwischen dem ersten und dem letzten Frosttag, wobei zwischenzeitlich auch positive Temperaturen auftreten können, und die Frostintensität quantifiziert die Größe der Temperaturen unterhalb des Gefrierpunktes. Zur Quantifizierung der Stärke eines Frostereignisses wird in der Literatur häufig der Frostindex FI (*freezing index*) herangezogen (z. B. (DORÉ & ZUBECK, 2009; US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1984; YONG & WARKENTIN, 1975; YODER & WITCZYK, 1975; TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 1974), welcher die Frostdauer mit der Frostintensität verknüpft. Der Frostindex FI ist damit zugleich ein Kennwert für die Länge und die Intensität

einer Frostperiode. Dabei gilt, dass ein Frostereignis umso stärker und die Frosteindringtiefe umso größer ist, je größer der Wert des Frostindex FI ist.

Der Frostindex FI bezeichnet in einem Temperaturdiagramm, in dem der Temperaturverlauf über die Zeit angetragen ist, diejenige Fläche, die während eines Frostereignisses durch die 0°C-Linie und die tatsächliche aufgetretene Temperatur begrenzt wird (vgl. Abbildung 42). Die allgemeine mathematische Definition des Frostindexes FI nach DORÉ & ZUBECK (2009) ist in nachfolgender Gleichung aufgeführt:

$$FI = \int_0^t -T dt \quad [^{\circ}\text{C}\cdot\text{d}] \quad \text{Gleichung 17}$$

Wird der Frostindex FI anhand von Temperaturtagesmittelwerten (vgl. Abbildung 42) bestimmt, ergibt sich der Frostindex FI gemäß DORÉ & ZUBECK (2009) als Summe der negativen Temperaturtagesmittelwerte (TTMW) während des Frostereignisses zu

$$FI = \sum_0^t -TTMW \quad [^{\circ}\text{C}\cdot\text{d}] \quad \text{Gleichung 18}$$

In Analogie zur Bestimmung des Frostindexes FI kann für Tauphasen, bei denen die Temperaturen oberhalb des Gefrierpunktes liegen, der Tauindex TI bestimmt werden. Im Gegensatz zur Bestimmung des Frostindexes FI werden zur Ermittlung des Tauindex die Temperaturen oberhalb des Gefrierpunktes berücksichtigt.

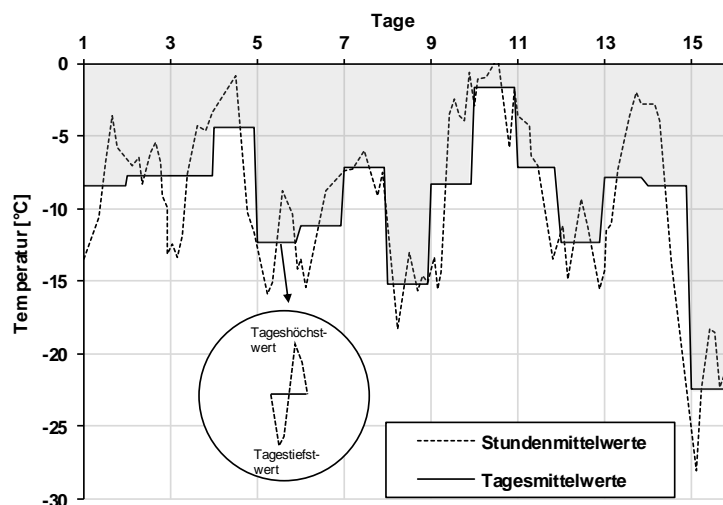


Abbildung 42: Beispiel von Stunden- und Tagesmittelwerten der Lufttemperatur zur Ermittlung des Frostindexes FI, adaptiert nach DORÉ & ZUBECK (2009)

Häufig treten während einer Frostphase neben Temperaturen unterhalb des Gefrierpunktes auch solche oberhalb des Gefrierpunktes auf. Dies ist insbesondere in den Übergangsphasen vom Herbst auf den Winter und vom Winter auf das Frühjahr der Fall. Zur Beurteilung inwieweit zwei oder mehrere Frostphasen, die durch Temperaturen oberhalb des Gefrierpunktes unterbrochen werden, zu einem einzigen Frostereignis zusammengefasst werden können und damit zur Größe des Frostindexes FI beitragen, wurde von CORTÉ, ODÉON & BOUTONNET (1995) und DYSLI, LUNARDINI & STENBERG (1997) das Konzept des „charakteristischen“ Frostindexes (*significant freezing index*) vorgeschlagen (s.a. DORÉ & ZUBECK, 2009)). Ob

aufeinanderfolgende Frostphasen zu einer Frostphase zusammengefasst werden können, richtet sich demnach nach den folgenden drei Regeln, die gleichzeitig erfüllt sein müssen:

1. $FI_{(i)} > 25 [^{\circ}C \cdot d]$ und $TI_{(i+1)} < 15 [^{\circ}C \cdot d]$ – der Frostindex FI der Frostphase i ist größer als 25 und der Tauindex TI der auf die Frostphase folgende Tauphase i+1 ist kleiner als 15.
2. $FI_{(i)} > TI_{(i+1)}$ – der Frostindex FI der Frostphase i ist größer als der Tauindex TI der folgenden Tauphase.
3. $TI_{(i+1)} < FI_{(i+2)}$ – der Frostindex FI der Frostphase i+2 ist größer als der Tauindex der vorangegangenen Tauphase i+1.

Es sei darauf hingewiesen, dass in der Literatur zur Bestimmung des Frostindex FI sowie von daraus abgeleiteten Frosteindringtiefen (s. Kapitel 3.4.4.3) meist die Lufttemperaturen herangezogen werden, obwohl die Temperaturen auf der Oberfläche eines Erdbauwerkes im Hinblick auf die Frosteindringung deutlich relevanter sind. Dies ist in erster Linie darauf zurückzuführen, dass die Lufttemperaturen gegenüber verlässlichen Oberflächentemperaturen leichter zugänglich und umfangreicher verfügbar sind (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 1974). In der Literatur wird daher häufig zwischen dem anhand der Lufttemperaturen bestimmten Frostindex FI_{Luft} und dem anhand der Oberflächentemperatur bestimmten Frostindex $FI_{Oberfläche}$ unterschieden (z. B. DORÉ & ZUBECK, 2009, TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 1974; US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1984). Der Frostindex $FI_{Oberfläche}$ kann auf Basis empirischer Untersuchungen Forscher näherungsweise anhand des sogenannten n-Faktors aus dem Frostindex FI_{Luft} gemäß Gleichung 19 ermittelt werden (DORÉ & ZUBECK, 2009):

$$n = \frac{FI_{Oberfläche}}{FI_{Luft}} \quad [-] \qquad \text{Gleichung 19}$$

In Tabelle 8 sind beispielhaft Spannen für den n-Faktor bei unterschiedlichen Oberflächen angegeben.

Material	n	
	Spanne	Empfohlener Bereich
Asphaltbeton	0,25 – 2,50	0,8 – 0,95
Kies	0,60 – 1,50	0,9 – 1,0
Bäume und Büsche, Moos, torfiger Boden	0,25 – 0,5	0,30 – 0,35

Tabelle 8: Typische Spannen für den n-Faktor auf unterschiedlichen Oberflächen, adaptiert nach DORÉ & ZUBECK (2009)

3.4.4.3 Bestimmung der Frosteindringtiefe

In Deutschland wird im Erd- und Grundbau in Zusammenhang mit der Frostsicherheit von Gründungen in DIN 1054 (DIN, 2010a) eine Gründungstiefe von mindestens 80 cm gefordert. Für Mitteleuropa werden in der Literatur Frosteindringtiefen von bis zu 120 cm angegeben (STRIEGLER, 1998; VOGT, 2018). Die tatsächliche Frosteindringtiefe ist allerdings von vielen Faktoren abhängig. Hierzu zählen nach YONG & WARKENTIN (1975) vor allem

1. die Dauer und Intensität eines Frostereignisses,
2. die Bedeckung und Beschaffenheit der Bodenoberfläche,

3. die Bodenart und seine Korngrößenverteilung,
4. die thermischen Eigenschaften des Systems aus Boden und Porenwasser: a) die spezifische Wärme der mineralischen Partikel, b) die volumetrische Wärme des Systems, c) die latente Wärme des Porenwassers und d) die thermische Leitfähigkeit des Bodens und
5. die Beschaffenheit und der Chemismus des Porenwassers.

Die Bestimmung der Frosteindringtiefe kann anhand von mathematischen Modellen erfolgen, in denen die Wärmetransportmechanismen im Boden bei einem Frostereignis mehr oder minder genau abgebildet werden. Informationen zu derartigen Modellen können beispielsweise JUMIKIS (1966), TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (1974), YONG & WARKENTIN (1975) und YODER & WITCZAK (1975) entnommen werden. Zur Abschätzung der Frosteindringtiefe wurden zudem auch Diagramme entwickelt, die es ermöglichen die Frosteindringtiefe bei unterschiedlichen Bodenarten in Abhängigkeit von der Oberflächenbedeckung (z. B. freie Oberfläche, Rasenbedeckung, Schneedecke) und dem Frostindex (Luft) abzuschätzen. Die Diagramme wurden einerseits unter Verwendung von Modellen zur Berechnung der Frosteindringtiefe entwickelt, wobei Berechnungen mit typischen Werten für die thermischen Eigenschaften bestimmter Bodenarten (s. beispielsweise KERSTEN (1949)) sowie systematische Variationen der Trockendichte und des Wassergehalts durchgeführt wurden. Andererseits stammen die Diagramme aus empirischen Beobachtungen, bei denen Klimadaten (insbesondere der Frostindex) mit der gemessenen Frosteindringtiefe korreliert wurden.

Ein von SANGER (1963) unter Verwendung der modifizierten Berggren-Gleichung (s. beispielsweise YONG & WARKENTIN (1975)) entwickeltes Diagramm zur Abschätzung der Frosteindringtiefe (0°C -Isotherme) bei unterschiedlichen Bodenarten (homogener Untergrund) ist in Abbildung 43 dargestellt. Die Abbildung zeigt, dass die Frosteindringtiefe bei grobkörnigen, granularen Böden mit geringem Wassergehalt deutlich größer ist als bei feinkörnigen Böden mit einem hohen Wassergehalt. Dies ist allen voran auf die bei feinkörnigen Böden mit hohem Wassergehalt gegenüber grobkörnigen, granularen Böden mit geringem Wassergehalt deutlich größere latente Wärme zurückzuführen, die beim Phasenübergang von Wasser in Eis freigesetzt wird (TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 1974).

Abbildung 43 unterscheidet auch zwischen unterschiedlichen Randbedingungen an der Bodenoberfläche, die als Schnittstelle zwischen Untergrund und Atmosphäre den Temperaturgradienten zwischen tieferen Schichten und der Bodenoberfläche und damit den Wärmefluss und die Frosteindringtiefe wesentlich beeinflusst. Klar ersichtlich ist, dass Oberflächenbewuchs (z. B. Rasen) oder eine Schneedecke die Frosteindringtiefe reduzieren, wobei insbesondere eine Schneedecke eine isolierende Funktion besitzt und die Frosteindringtiefe deutlich verringert.

Weitere Kurven zur Abschätzung der Frosteindringtiefe in Abhängigkeit vom Frostindex FI von unterschiedlichen Autoren sind in Abbildung 44 dargestellt.

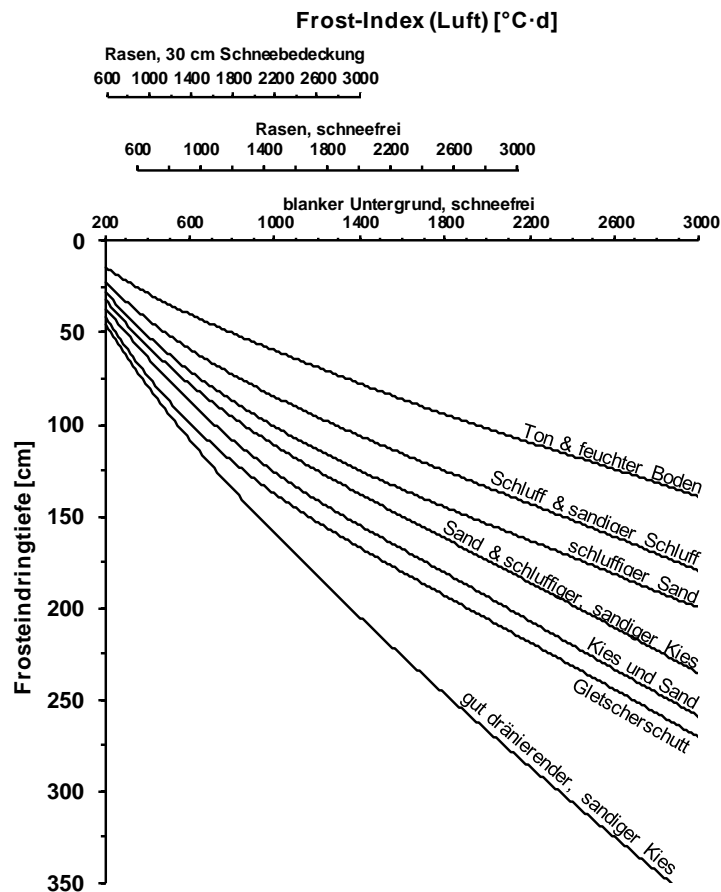


Abbildung 43: Zusammenhang zwischen Frostindex (Luft), Oberflächenbedeckung und Frosteindringtiefe in homogenem Untergrund, adaptiert nach SANGER (1963)

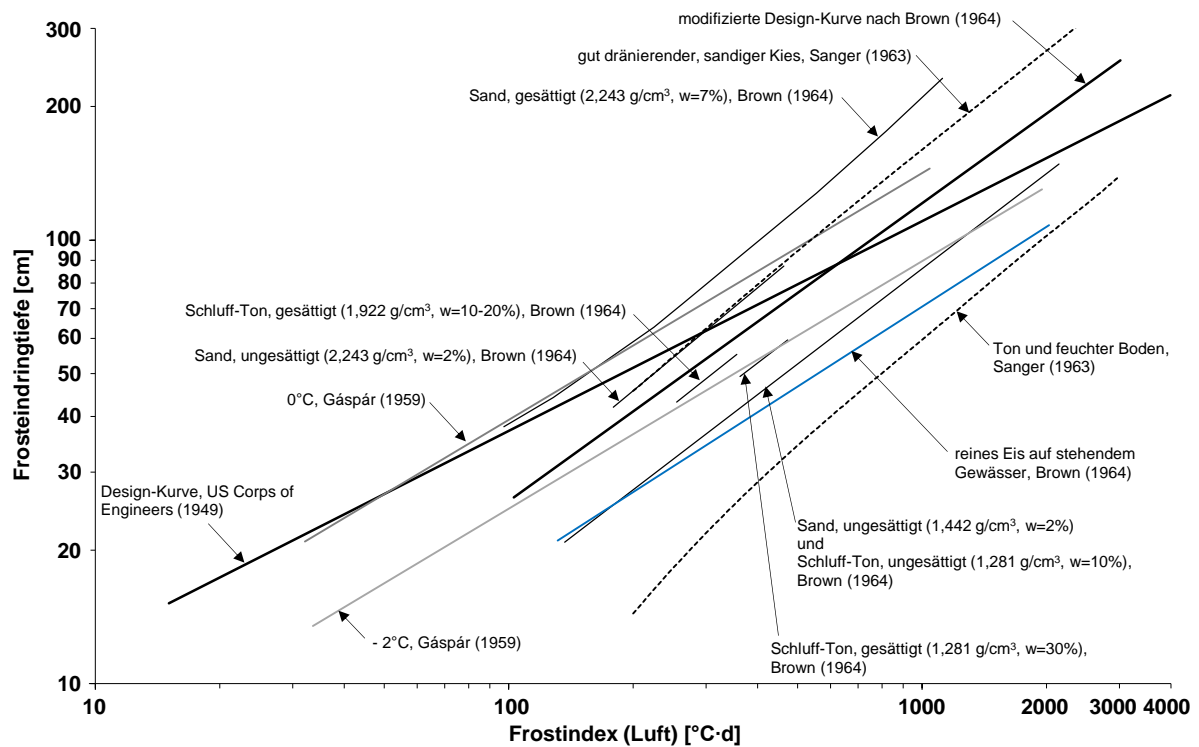


Abbildung 44: Frosteindringtiefe in Böden und von reinem Eis auf stehendem Gewässer, verschiedene Quellen

4 Bodenmechanische Grundlagen

4.1 Beschreibung der geometrischen Beschaffenheit von Einzelkörnern

4.1.1 Allgemeines

Die geometrische Beschaffenheit der Einzelkörner ist eine wesentliche Eigenschaft des Korngerüsts eines granularen Baustoffes (vgl. Abbildung 3) und besitzt maßgeblichen Einfluss auf sein mechanisches Verhalten unter Kompressions- und Scherbeanspruchung. Die Beschreibung der Form eines Einzelkorns kann auf unterschiedlichen Betrachtungsebenen erfolgen, wobei der Übergang zwischen einzelnen Betrachtungsebenen fließend und eine Abgrenzung schwierig ist. Im Rahmen dieser Arbeit wird die Beschreibung der globalen Form eines Einzelkorns (Abbildung 45 a)) sowie der Ausprägung charakteristischer Oberflächenmerkmale (Abbildung 45 b)) der makroskopischen Betrachtungsebene zugeordnet, während die Beschreibung der Oberflächenbeschaffenheit (Oberflächenrauheit) der mikroskopischen Betrachtungsebene zugeordnet wird (Abbildung 45 c)). Da die Kornbeschaffenheit auf makroskopischer Ebene für das Materialverhalten deutlich relevanter ist als die Kornbeschaffenheit auf mikroskopischer Ebene, liegt der Fokus im Kontext dieser Arbeit auf der makroskopischen Betrachtungsebene.

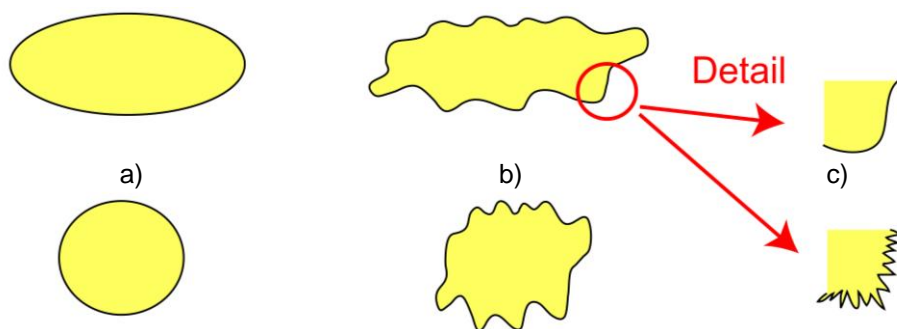


Abbildung 45: Mögliche Betrachtungsebenen der Kornform: globale Form (a), Ausbildung charakteristischer Oberflächenmerkmale (b), Oberflächenbeschaffenheit (c)), aus WICHTMANN, TRIANTAFYLIDIS & SPÄTH (2019)

Die Beschreibung der geometrischen Beschaffenheit eines Einzelkorns auf den einzelnen Betrachtungsebenen kann sowohl qualitativ als auch quantitativ erfolgen. Eine qualitative Beschreibung der Kornform und Beschaffenheit der Kornoberfläche kann beispielsweise anhand der Darstellungen in Abbildung 46 nach VON SOOS & ENGEL (2017) geschehen. Es handelt sich dabei allerdings lediglich um eine qualitative Beschreibung, die keine objektiven Aussagen über die Beschaffenheit eines Partikels ermöglicht. Zudem ist es anhand der qualitativen Beschreibung der Kornbeschaffenheit nicht möglich, die Kornbeschaffenheit mit weiteren quantitativ erfassbaren Parametern eines Korngemisches (z. B. Porenzahl, Scherfestigkeit) zu korrelieren.

Wesentlich genauer ist es, die Beschaffenheit der Form eines Einzelkorns auf Basis exakt erfassbarer geometrischer Messgrößen vorzunehmen. Nachfolgend werden daher einige Möglichkeiten zur Beschreibung der geometrischen Beschaffenheit von Einzelkörnern auf Basis geometrischer Messgrößen vorgestellt.

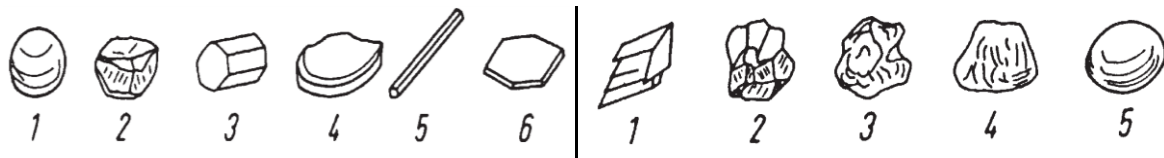


Abbildung 46: Möglichkeiten zur Beschreibung der Kornbeschaffenheit – Links: globale Form eines Einzelkorns (1 – kugelig, 2 – gedrunken, 3 – prismatisch, 4 – plattig, 5 – stäbchenförmig, 6 – plättchenförmig); Rechts: Beschaffenheit der Kornoberfläche (1 – scharfkantig, 2 – kantig, 3 – rundkantig, 4 – gerundet, 5 – glatt), aus VON SOOS & ENGEL (2017)

4.1.2 Quantitative Beschreibung der Kornform anhand von Formfaktoren

Die Form eines Einzelkorns auf makroskopischer Betrachtungsebene sowie die Ausprägung charakteristischer Oberflächenmerkmale kann quantitativ anhand sogenannter Kornformdeskriptoren (Formfaktoren) beschrieben werden. Die nachfolgenden Ausführungen zu den Formfaktoren zur Beschreibung der globalen Form eines Einzelkorns beschränken sich auf das Seitenverhältnis AR (Aspect Ratio), die Konvexität C_x (Convexity) und die Sphärizität S (Sphericity). Zur Beschreibung charakteristischer Oberflächenmerkmale werden die Rundheit R (Roundness) und die Angularität A_{2D} (Angularity) herangezogen. Die genannten Formfaktoren werden in der Literatur häufig zur Beschreibung der geometrischen Ausbildung von Partikeln verwendet, wobei zu beachten ist, dass die Definitionen dieser Deskriptoren von vielen Autoren diskutiert wurden und in der Literatur nicht immer einheitlich gehandhabt werden. Daher muss bei einem Vergleich der Angaben unterschiedlicher Autoren stets die zugrundeliegende Definition berücksichtigt werden, da sich je nach Definition Unterschiede in den jeweiligen Zahlenwerten ergeben können. Nachfolgend werden einige dieser Definitionen aufgezeigt.

4.1.2.1 Seitenverhältnis AR (Aspect Ratio)

In zweidimensionaler Darstellung beschreibt das Seitenverhältnis AR die Längung eines Partikels. Das Seitenverhältnis AR wird u. a. von ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016) als das Verhältnis zwischen dem minimalen und dem maximalen Feret-Durchmesser definiert. Der minimale bzw. maximale Feret-Durchmesser ($d_{Feret,min}$ bzw. $d_{Feret,max}$) bezeichnet den minimalen bzw. maximalen Abstand zweier an ein Partikel gelegter paralleler Tangenten (vgl. Abbildung 47). Das Seitenverhältnis AR kann Werte im Bereich von $0 < AR \leq 1$ annehmen, wobei ein Wert von $AR = 1$ bedeutet, dass der minimale und maximale Feret-Durchmesser gleich groß sind und das betrachtete Einzelkorn keine *Längung* besitzt.

In dreidimensionaler Betrachtungsweise kann überdies zwischen der *Längung* (*elongation*) und der *Plattigkeit* (*flatness*) unterschieden werden (FONSECA ET AL., 2012). Das Verhältnis der mittleren zur größten Hauptachsenlänge bezeichnet dabei die *Längung* und das Verhältnis der kleinsten zur größten Hauptachsenlänge die *Plattigkeit* eines Einzelkorns.

Zu beachten ist, dass in der Literatur teils hiervon abweichende Definitionen für das Seitenverhältnis AR verwendet werden. So bestimmen beispielsweise MIAO & AIREY (2013) AR als das Verhältnis von d_{min} zu d_{max} , wobei d_{max} die Hauptachsenlänge (d. h. die größte Länge, die durch den Schwerpunkt des Partikels verläuft) und d_{min} die Nebenachsenlänge (d. h. die kleinste Länge, die durch den Schwerpunkt des Partikels verläuft) bezeichnet.

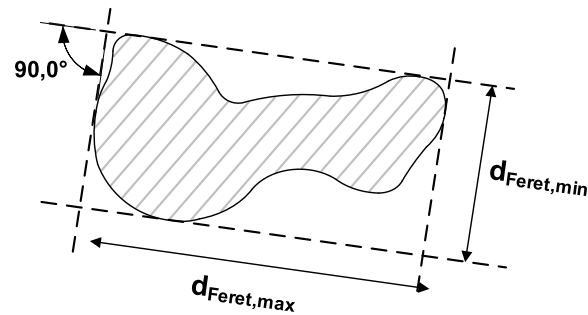


Abbildung 47: Definition des maximalen bzw. minimalen Feret-Durchmessers eines Einzelkorns, eigene Darstellung

4.1.2.2 Konvexität C_X (Convexity)

Die Konvexität C_X ist ein Maß für die Kompaktheit eines Einzelkorns. ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016) definieren die Konvexität C_X bei zweidimensionaler Betrachtungsweise als das Verhältnis der tatsächlichen Fläche der Projektion eines Partikels (s. $A_{\text{component}}$ in Abbildung 48) zur Fläche der Projektion der konvexen Hülle des Partikels (d. h. ohne konkave Einwölbungen, s. $A_{\text{Convex hull}}$ in Abbildung 48). Die Konvexität C_X ist damit ein Maß für die Anzahl der konkaven Einwölbungen eines Einzelkorns. Die Konvexität C_X nimmt Werte im Bereich zwischen $0 < C_X \leq 1$ an, wobei die Anzahl an konkaven Einwölbungen umso niedriger ist, je näher der Wert der Konvexität C_X an 1 liegt. Nimmt die Konvexität C_X eines Partikels den Wert 1 an, so bedeutet dies, dass die tatsächliche Fläche des Partikels gleich der Fläche seiner konvexen Hülle ist und, dass das Partikel keine nach innen gerichteten, konkaven Einwölbungen besitzt.

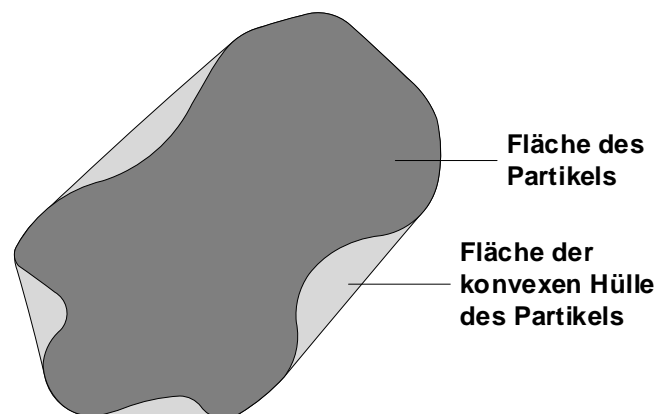


Abbildung 48: Definition der Flächen zur Bestimmung der Konvexität eines Einzelkorns, adaptiert nach ZHAO ET AL. (2015)

Wie beim Seitenverhältnis AR ist auch bei der Konvexität C_X eine dreidimensionale Betrachtung von Einzelkörnern möglich. In diesem Fall kann C_X beispielsweise als Verhältnis des tatsächlichen Volumens eines Partikels zum Volumen der konvexen Hülle, die das Partikel umschließt, bestimmt werden (ZHAO ET AL., 2015).

Zu beachten ist, dass in der Literatur auch für die Konvexität C_X neben der angeführten Definition nach ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016) weitere Definitionen verwendet

werden. So definieren MIAO & AIREY (2013) die Konvexität C_x als das Verhältnis zwischen dem Umfang der konvexen Hülle eines Partikels (d. h. ohne konkave Einwölbungen) und dem tatsächlichen Umfang des Partikels.

4.1.2.3 Sphärizität S (Sphericity)

Bei zweidimensionaler Betrachtung beschreibt die Sphärizität S eines Partikels die Ähnlichkeit eines Partikels zu einem Kreis bzw. bei dreidimensionaler Betrachtung die Ähnlichkeit eines Partikels zu einer Kugel. Wie bereits das Seitenverhältnis AR und die Konvexität C_x ist die Sphärizität S damit ein Parameter, der die Form eines Einzelkorns auf makroskopischer Betrachtungsebene beschreibt. Das ursprüngliche Konzept zur Beschreibung der Sphärizität geht zurück auf WADELL (1932), der zunächst die *wahre Sphärizität (true sphericity)* als das Verhältnis der tatsächlichen Oberfläche eines Partikels zur Oberfläche einer volumengleichen Kugel definierte. Da diese Definition für unregelmäßig geformte Partikel keine praxistaugliche Bestimmung von S ermöglichte, vereinfachte Wadell die Definition der Sphärizität S und beschrieb diese fortan als das Verhältnis des nominalen Durchmessers d eines Partikels zur maximalen Partikellänge a (WADELL, 1933). Die Definition der Sphärizität nach WADELL (1933) wurde von KRUMBEIN & SLOSS (1963) aufgegriffen. Sie definierten die Sphärizität als das Verhältnis aus der Partikelbreite d_2 zur Partikellänge d_1 und leiteten zur einfacheren Bestimmung der Sphärizität S schließlich Tafeln ab (s. Kapitel 4.1.2.5).

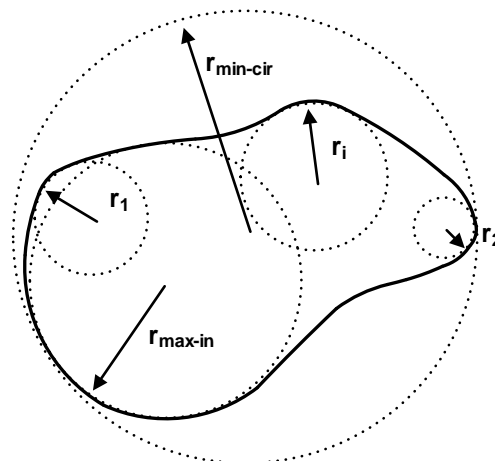


Abbildung 49: Bezeichnungen der Radien zur Bestimmung der Sphärizität und Rundheit eines Einzelkorns, adaptiert nach CHO, DODDS & SANTAMARINA (2006)

Darüber hinaus finden in der Literatur weitere Definitionen der Sphärizität S Anwendung. Beispielsweise definieren ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016) die Sphärizität S bei zweidimensionaler Betrachtung als das Verhältnis des Umfangs eines Kreises, der dieselbe Fläche besitzt wie das betrachtete Partikel, zum tatsächlichen Umfang des Partikels. Der so bestimmte Wert weicht von dem nach KRUMBEIN & SLOSS (1963) ermittelten Wert ab, korreliert aber gut mit diesem. Die Sphärizität S kann Werte zwischen $0 < S \leq 1$ annehmen. Nimmt S den Wert 1 an, so entspricht die globale Form eines Kornes bei zweidimensionaler Betrachtungsweise der Form eines Kreises. CHO, DODDS & SANTAMARINA (2006) wiederum definieren die Sphärizität als das Verhältnis zwischen dem Durchmesser des größten, in ein

Partikel eingezeichneten Kreises ($r_{\max-in}$) zum Durchmesser des kleinsten umschreibenden Kreises ($r_{\min-cir}$, s. Abbildung 49).

4.1.2.4 Rundheit (Roundness) und Angularität (Angularity)

Die Rundheit R ist ein Maß für die Ausbildung der Partikelvorsprünge eines Kornes. Sie beschreibt damit die Ausprägung wesentlicher Oberflächenmerkmale eines Einzelkorns. Die Rundheit R nimmt Werte zwischen > 0 und ≤ 1 an, wobei die Ecken eines Einzelkorns umso stärker abgerundet sind, je näher der Wert der Rundheit R bei $R = 1$ liegt. Für kreisrunde Partikel nimmt die Rundheit einen Wert von 1 an. WADELL (1932) definiert die Rundheit R mathematisch als den mittleren inneren Krümmungsradius aller Partikelvorsprünge eines Kornes zum größtmöglichen Durchmesser eines in ein Partikel eingezeichneten Kreises (vgl. Abbildung 49):

$$R = \frac{\Sigma(\frac{r_i}{N})}{r_{\max-in}} \quad [-] \quad \text{Gleichung 20}$$

Die Definition der Rundheit nach WADELL (1932) findet in der Literatur breite Verwendung (z. B. bei KRUMBEIN & SLOSS, 1963; SANTAMARINA & CHO, 2004; CHO, DODDS & SANTAMARINA, 2006; CAVARETTA, COOP & O'SULLIVAN, 2010).

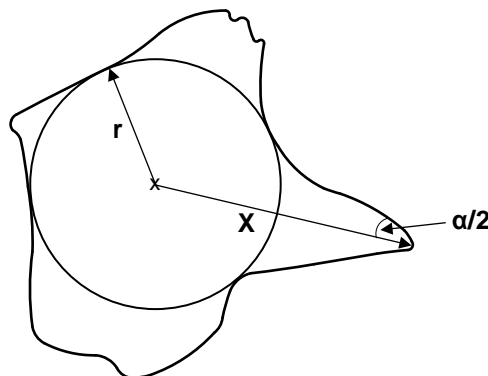


Abbildung 50: Definitionen zur Ermittlung der Angularität eines Partikelvorsprungs A_{PV} , adaptiert nach MIURA ET AL. (1997)

Neben der Rundheit ist auch die Angularität A_{2D} ein Maß zur quantitativen Beschreibung der Ausbildung der Partikelvorsprünge eines Einzelkorns. Im Gegensatz zur Rundheit R , die den Grad der Abrundung der Partikelvorsprünge angibt, ist die Angularität ein Maß dafür, wie viele Partikelvorsprünge ein Einzelkorn besitzt und wie spitz diese ausgeprägt sind. Sie wird im zweidimensionalen als die Summe der Angularitäten aller Partikelvorsprünge eines Partikels bestimmt (LEES, 1964), wobei sich die Angularität eines einzelnen Partikelvorsprungs (A_{PV}) gemäß folgender Definition ergibt:

$$A_{PV} = \frac{(180^\circ - a) \cdot X}{r} \quad [-] \quad \text{Gleichung 21}$$

Dabei bezeichnet „ a “ den Öffnungswinkel einer Ecke, „ r “ den Radius des größtmöglichen in das Partikel eingeschriebenen Kreises und „ X “ den Abstand der betrachteten Ecke zum

Kreismittelpunkt (vgl. Abbildung 50). Die Angularität eines Einzelkorns A_{2D} ergibt sich schließlich aus der Summe der Angularitäten aller Partikelvorsprünge:

$$A_{2D} = \sum A_{PV} \quad [-] \quad \text{Gleichung 22}$$

Dies bedeutet, dass ein Einzelkorn umso mehr und ausgeprägtere (d. h. spitzere) Partikelvorsprünge besitzt, je höher seine Angularität A_{2D} ist.

4.1.2.5 Bestimmung der Formfaktoren anhand von Tafeln

Die mathematischen Definitionen der Deskriptoren zur quantitativen Beschreibung der Form eines Einzelkorns bedingen das Ausmessen der jeweiligen Geometrie eines Partikels. Hierbei handelt es sich allerdings um ein schwieriges und sehr zeitaufwändiges Vorgehen, insbesondere, wenn man berücksichtigt, dass zur repräsentativen Erfassung der Verteilung der Kornformen in einem Korngemisch mehrere Einzelkörner vermessen werden müssen.

Um die Bestimmung der Formfaktoren zu vereinfachen und den erforderlichen Zeitaufwand zu reduzieren, wurden von einigen Autoren Tafeln entwickelt, mit denen einige Kornformdeskriptoren visuell bestimmt werden können. Von KRUMBEIN & SLOSS (1963) wurde beispielsweise eine Tafel zur Bestimmung der Sphärizität S und der Rundheit R (s. Abbildung 51) und von LEES (1964) eine Tafel zur Bestimmung der Kantigkeit A_{2D} (s. Abbildung 52) von Einzelkörnern entwickelt.

Durch die Zuordnung der Form eines Einzelkorns zu den in den Tafeln dargestellten Klassen können im Vergleich zum Ausmessen der Einzelkörner innerhalb einer deutlich kürzeren Zeitspanne deutlich mehr Einzelkörner betrachtet werden. Die quantitative Bestimmung der Formfaktoren anhand der Tafeln ist allerdings mit gewissen Unsicherheiten verbunden, die in erster Linie auf Unterschiede in der subjektiven Wahrnehmung und Zuordnung der Einzelkörner zu den Kornformparametern der Tafeln durch den Betrachter zurückzuführen sind.

Dass die anhand der Tafeln bestimmten Kornformfaktoren jeweils vom Durchführenden abhängen wurde beispielsweise von HRYCIW, ZHENG & SHETLER (2016) aufgezeigt, welche die Sphärizität und die Rundheit von 20 unterschiedlichen Granulaten von 38 Probanden anhand der Tafel von KRUMBEIN & SLOSS (1963) bestimmen ließen. Zwei dieser Materialien sowie die Häufigkeitsverteilungen der durch die Probanden ermittelten Werte für die Sphärizität und die Rundheit sind beispielhaft in Abbildung 53 wiedergegeben. Am Beispiel der Glaskugeln zeigt sich deutlich, dass die anhand der Tafeln von KRUMBEIN & SLOSS (1963) ermittelten Deskriptoren zur Beschreibung der Rundheit und der Sphärizität bei gleichkörnigen Korngemischen mit eindeutigen Kornformen gut bestimmt werden können und die von den Probanden ermittelten Werte lediglich eine geringe Standardabweichung aufweisen. Am Beispiel des natürlichen Sandes (Michigan Class IIA) wird jedoch offenkundig, dass die ermittelten Formfaktoren umso mehr streuen, je ungleichförmiger die Einzelkörner eines Korngemisches sind und je weniger eindeutig sich ihre Form den Klassen in den Tafeln zuordnen lässt.

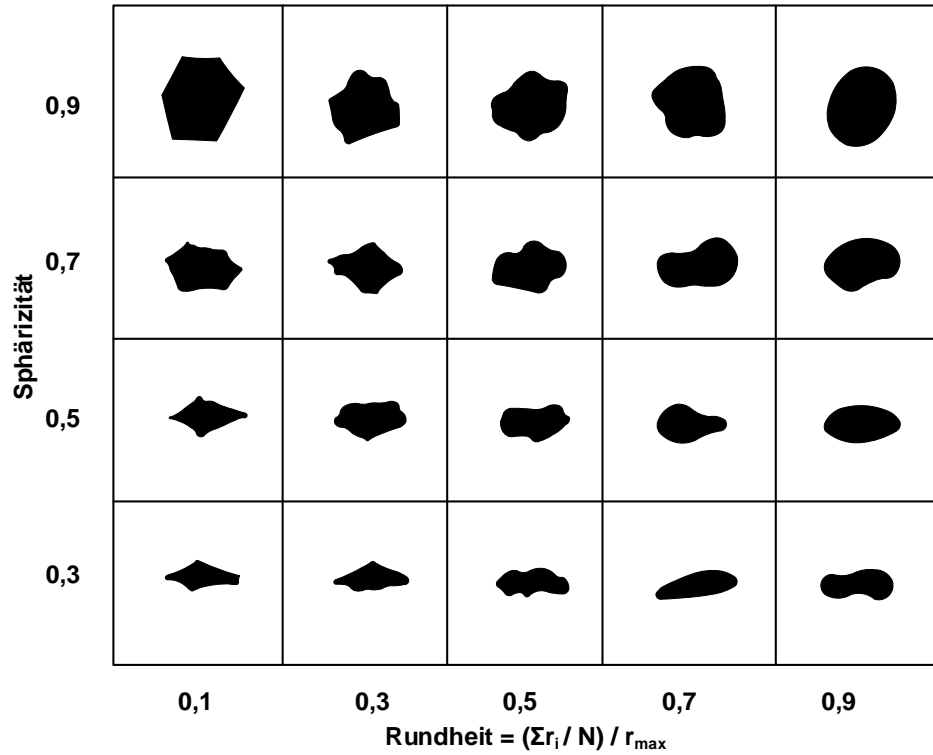


Abbildung 51: Tafel zur Bestimmung der Sphärizität und Rundheit nach KRUMBEIN & SLOSS (1963)

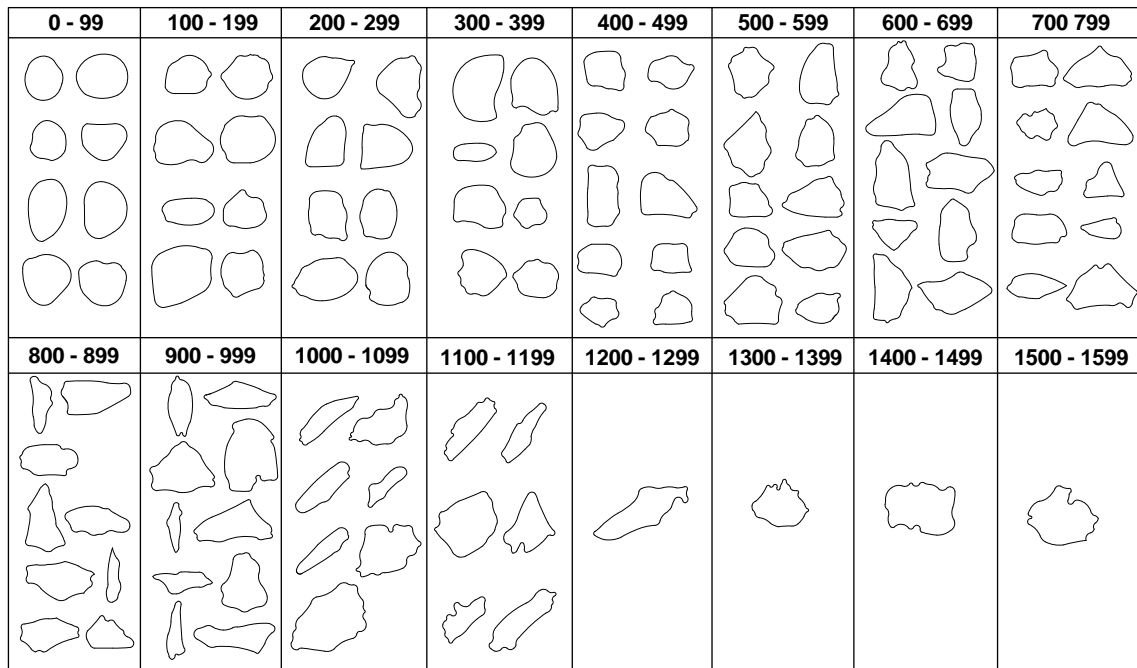


Abbildung 52: Tafel zur visuellen Bestimmung der Angularität A_{2D} von Partikeln, adaptiert nach LEES (1964)

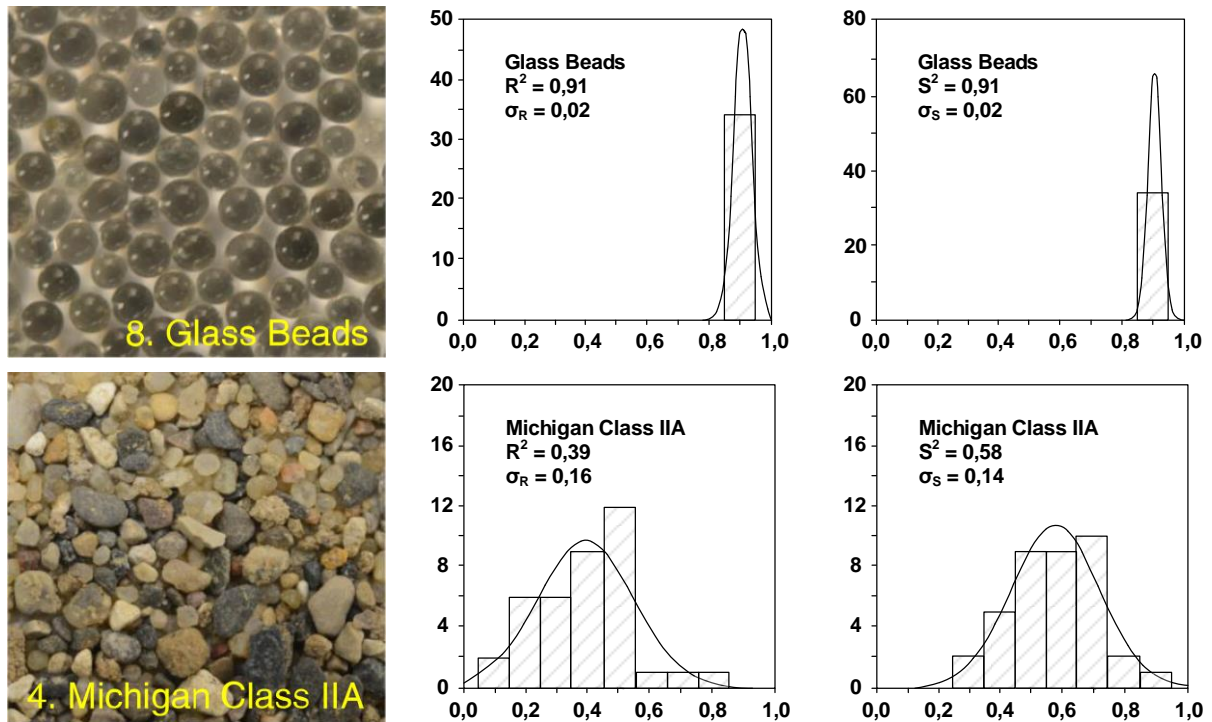


Abbildung 53: Beispielbilder einiger der untersuchten Materialien (Glaskugeln, oben und Michigan Class IIA, unten) und Häufigkeitsverteilungen der ermittelten Rundheit (R) und der Sphärizität (S), aus HRYCIW, ZHENG & SHETLER (2016)

Die genaueste und schnellste Möglichkeit zur objektiven Bestimmung der Formfaktoren eines Korngemisches stellen Verfahren dar, die es ermöglichen, mittels dynamischer Bildanalyse innerhalb kurzer Zeit eine große Anzahl an Einzelkörnern eines aufgegebenen Korngemisches zu vermessen, um daraus computerbasiert die Formfaktoren zu bestimmen (z. B. ALTUHAFI, O’SULLIVAN & CAVARETTA, 2013). Derartige Verfahren sind nicht nur deutlich schneller und objektiver, sondern geben zudem eine repräsentative Verteilung der Kornformen für einzelne Korngrößenbereiche wieder. Bei der Bewertung der so bestimmten Deskriptoren sollte allerdings stets berücksichtigt werden, welche Definition der jeweiligen Bestimmung eines Deskriptors in der jeweiligen Software zugrunde liegt.

4.1.3 Quantitative Beschreibung der Oberflächenrauheit

Die Oberflächenrauheit beschreibt die Beschaffenheit der Oberfläche eines Einzelkorns auf mikroskopischer Ebene und ist ein Maß für die Unebenheit (d. h. Rauheit) seiner Oberfläche. Sie lässt sich mathematisch erfassen und wird meist in der physikalischen Einheit [nm] angegeben. Die einfachste Definition der Oberflächenrauheit ist die durchschnittliche mittlere Rauheit R_M , die sich mathematisch zu

$$R_M = \frac{1}{n} \int_1^n |y| dx \quad [-] \quad \text{Gleichung 23}$$

definiert (CAVARETTA, 2009). Sie bezeichnet damit den Mittelwert aller betragsmäßigen Differenzen y der Oberflächenunebenheiten über eine Bezugsstrecke L bezogen auf eine mittlere Bezugslinie (vgl. Abbildung 54).

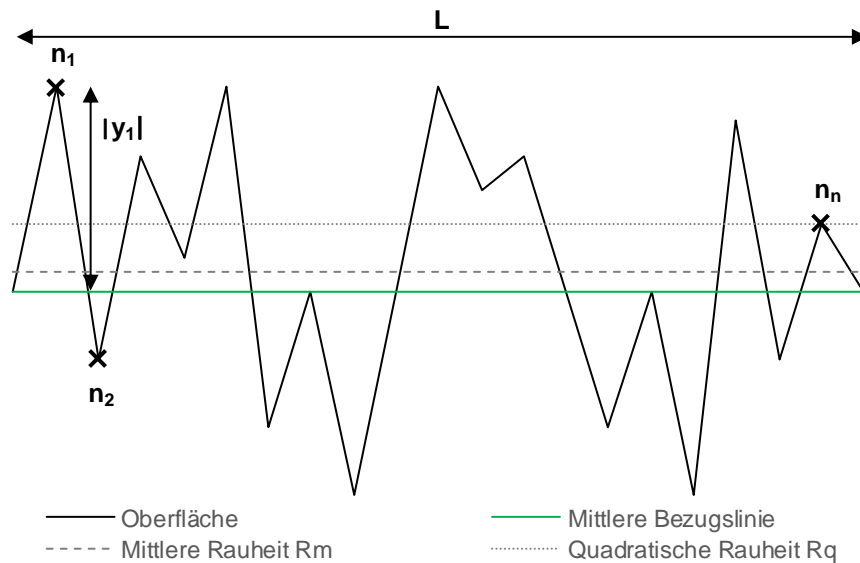


Abbildung 54: Schematische Darstellung einer Oberfläche und Definitionen zur Bestimmung der Oberflächenrauheit, eigene Darstellung

4.2 Grundlagen zur Zusammendrückbarkeit nichtbindiger Erdbaustoffe

4.2.1 Vorgänge im Korngerüst bei der Zusammendrückung

Wird ein granulares Korngemisch zum ersten Mal auf Druck belastet (Erstbelastung), kommt es aufgrund von Kornumlagerungen zu Verformungen und einer Reduktion des Porenraumes. Die Verformungen halten solange an, bis sich ein Gleichgewichtszustand einstellt, bei dem die aufgebrachte Spannung entlang von Kraftketten, die sich bei der Kornumlagerung im Korngerüst ausbilden, abgetragen werden kann. Die durch die Belastung induzierten Spannungen entlang dieser Kraftketten werden dabei an den Korn-zu-Korn-Kontakten der Einzelkörner als Druckkräfte übertragen.

Wird das System entlastet und anschließend erneut aus derselben Richtung belastet, wobei die Last die Größe der Erstbelastung nicht überschreitet, erfolgt der Abtrag der durch die Last induzierten Spannungen entlang der Kraftketten aus der Erstbelastung. Weitere signifikante Kornumlagerungen, die zu zusätzlichen Verformungen führen, finden dabei in der Regel nicht statt. Erfolgt die Belastung jedoch aus einer anderen Richtung oder überschreiten die im Korngerüst wirkenden Spannungen die Spannungen der Erstbelastung, kommt es erneut zu Kornumlagerungen, bis sich ein neuer Gleichgewichtszustand einstellt, bei dem die neue Belastung entlang neu ausgebildeter Kraftketten abgetragen werden kann. Dieser Prozess geht allerdings mit weiteren Verformungen einher.

Bei vergleichsweise niedrigen Spannungen sind die auftretenden Verformungen überwiegend auf Kornumlagerungen infolge von Partikelbewegungen, bei denen die Einzelkörner aneinander abgleiten oder abrollen, zurückzuführen. Bei höheren Spannungen, bei denen die Bruchspannungen der Einzelkörner überschritten werden, sind die Verformungen hingegen auch auf das Abbrechen größerer Kanten und einzelner Partikelteile oder auf den vollständigen Bruch ganzer Einzelkörner zurückzuführen.

Die in nichtbindigen Baustoffen durch eine Druckbeanspruchung hervorgerufenen Verformungen setzen sich somit aus einem Anteil infolge von Kornumlagerungen (bei vergleichsweise niedrigen globalen Spannungen) sowie einem Anteil infolge von Kornbrüchen (bei vergleichsweise hohen globalen Spannungen) zusammen. Neben der Größe und der Richtung der aufgetragenen Belastung sowie dem Belastungspfad sind beide Verformungsanteile von weiteren Faktoren wie der Kornabstufung, der Lagerungsdichte, der Geometrie und Festigkeit der Einzelkörner sowie der Belastungsgeschwindigkeit abhängig (z. B. ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU, 2016; ALTUHAFI & COOP, 2011a; ALTUHAFI & COOP, 2011b; FITYUS & SIMMONS, 2017, KOLLMER & DANIELS, 2017).

4.2.2 Einflussfaktoren auf die Zusammendrückbarkeit

4.2.2.1 Lagerungsdichte und Kornabstufung

Der in einem Korngefüge zu Belastungsbeginn vorhandene Porenraum besitzt maßgeblich Einfluss auf die Zusammendrückbarkeit eines nichtbindigen Korngemisches. Durch eine hohe Lagerungsdichte sowie eine günstige Kornabstufung (d. h. eine weitgestufte Kornverteilungskurve) kann der Porenraum in einem Korngemisch vermindert werden, wodurch nur mehr ein geringerer Porenraum für mögliche Verformungen zur Verfügung steht. Durch eine hohe Lagerungsdichte und eine gute Kornabstufung besitzen die Einzelkörner zudem eine größere Anzahl an Korn-zu-Korn-Kontakten, wodurch sich die Last gleichmäßiger auf viele Einzelkörner verteilt. Dadurch reagiert das Korngemisch bei Belastung steifer, gleichzeitig vermindert sich das Potential für Verformungen infolge von Kornbruch.

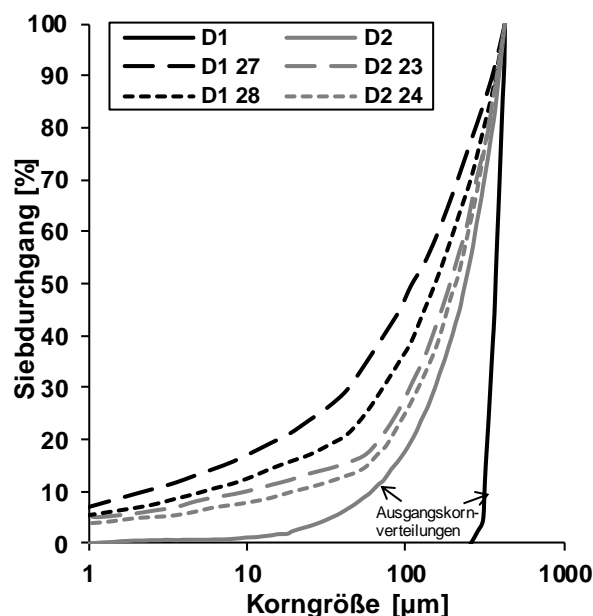


Abbildung 55: Kornverteilungskurven der von ALTUHAFI & COOP (2011a) untersuchten karbonatischen Sande D1 (enggestuft) und D2 (weitgestuft) vor und nach der Belastung im Odometer

Der Einfluss der Kornabstufung sowie der Lagerungsdichte auf die Zusammendrückbarkeit von nichtbindigen Korngemischen wurde u. a. von ALTUHAFI & COOP (2011a) am Beispiel von eindimensionalen Kompressionsversuchen u. a. an karbonatischen Sanden (*Dogs Bay Sand*)

untersucht. Die Sande wiesen Unterschiede in ihrer Kornabstufung auf (s. Abbildung 55) und wurden jeweils bei unterschiedlicher Anfangsporenzahl bis auf Spannungen von bis zu 30 MPa belastet. Einige der in ihren Versuchen an einem eng- und einem weitgestuften karbonatischen Sand ermittelten Kompressionskurven sind in Abbildung 56 dargestellt.

Wie erläutert kommt es im Korngerüst der untersuchten Sande zu Beginn der Belastung zunächst zu Verformungen, die überwiegend auf die Umlagerung der Einzelkörner in eine dichtere Packung und nur zum kleinen Teil auf Plastifizierungen von Oberflächenunebenheiten zurückzuführen sind. Dieser Spannungsbereich zeichnet sich durch einen vergleichsweise flachen Abfall der Kompressionskurven mit zunehmender Spannung aus. Der Übergang zum zweiten Teilbereich ist durch eine starke Krümmung der Kompressionskurve gekennzeichnet. Der Punkt der stärksten Krümmung der Kompressionskurve in einem e -log σ' -Diagramm markiert dabei per Definition den Beginn von nennenswertem Kornbruch. Die an diesem Punkt wirkende Spannung wird in der Literatur häufig als Fließspannung (*yield stress*) bezeichnet (z. B. ALTUHAFI & COOP, 2011a; NAKATA ET AL., 2001a; COOP & LEE, 1993). Dabei ist zu berücksichtigen, dass es auch bereits bei Spannungen unterhalb der Fließspannung an den Kontaktpunkten der Einzelkörner zur Abschürfung von Oberflächenunebenheiten und zum Abplatzen von einzelnen Kanten und Partikelvorsprüngen kommt. Der Begriff Fließspannung ist zudem irreführend, da es ab Überschreitung des Punktes der stärksten Krümmung der Kompressionskurve zwar per Definition vermehrt zu Kornbruch kommt, ein *plastisches Fließen* des Materials wird in der Realität allerdings nicht einsetzen.

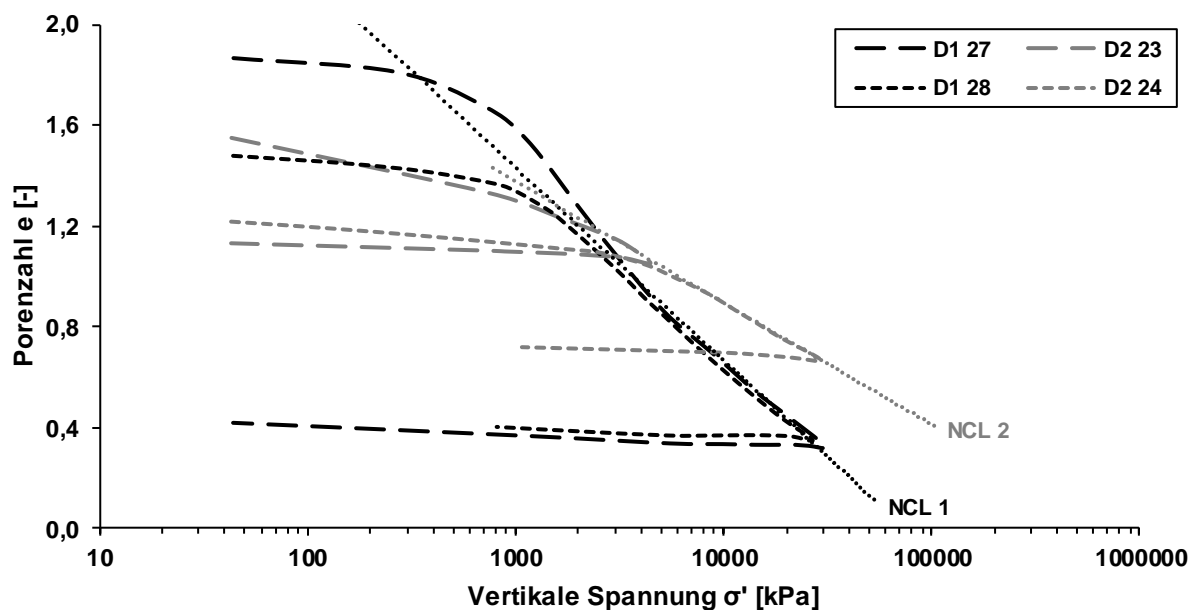


Abbildung 56: Kompressionskurven eines enggestuften (D1) und eines gut abgestuften (D2) karbonatischen Sandes, nach ALTUHAFI & COOP (2011a)

Der Einfluss der Kornabstufung sowie der Lagerungsdichte auf die Größe der Spannung, bei der eine Kompressionskurve ihre größte Krümmung aufweist, ist in Abbildung 56 klar ersichtlich. So befindet sich der Punkt der größten Krümmung der Kompressionskurve bei dem weitgestuften Sand D2 bei höheren vertikalen Spannungen als bei den Kompressionskurven des enggestuften Sandes D1. Bei beiden Kornabstufungen D1 und D2 liegt der Punkt der größten Krümmung der Kompressionskurven bei den jeweils dichter gelagerten

Versuchsreihen zudem bei höheren Spannungen als bei den anfangs lockerer gelagerten Versuchsreihen. Dies ist in beiden Fällen eine Konsequenz der lastverteilenden Wirkung einer größeren Koordinationszahl bei einer weitgestuften Kornverteilungskurve sowie bei einer höheren Lagerungsdichte.

Mit weiterer Zunahme der Spannungen gehen die Kompressionskurven beider Kornabstufungen jeweils in eine Gerade über: die sogenannte *Kompressionslinie* oder *Normal Compression Line (NCL)*. Die in diesem Spannungsbereich auftretenden plastischen Verformungen sind überwiegend auf Kornbruch zurückzuführen, welcher weitere Kornumlagerungen ermöglicht und zu einer weiteren Verringerung des Hohlraumgehaltes sowie einer weiteren Erhöhung der Anzahl an Korn-zu-Korn-Kontakten zwischen den Einzelkörnern führt.

Unabhängig von ihrer jeweiligen Anfangsporenzahl münden die Kompressionskurven beider Kornabstufungen in Abbildung 56 jeweils in einer eigenen NCL. Wie bereits bei der Lage des Punktes der größten Krümmung der Kompressionskurven spiegelt sich der Einfluss der Kornabstufung auch im Verlauf der NCL wieder. So verläuft NCL 1 des enggestuften Sandes D1 deutlich steiler als NCL 2 des weitgestuften Sandes D2. Der steilere Verlauf von NCL 1 zeigt dabei die größere Zusammendrückbarkeit des Sandes D1 sowie sein größeres Potential von Kornbruch im Vergleich zum Sand D2.

Die im Zusammenhang mit Kornbruch anhand der Verläufe der Kompressionskurven beschriebenen Mechanismen zeigen sich auch in den Kornverteilungskurven in Abbildung 55. So erfährt der enggestufte Sand D1 aufgrund der geringeren Anzahl an Korn-zu-Korn-Kontakten und den damit verbundenen höheren Kontaktspannungen bei identischer Belastung deutlich mehr Kornbruch als der weitgestufte Sand D2. Zudem erleiden die Sande umso mehr Kornbruch, je höher die jeweilige Anfangsporenzahl zu Beginn der Beanspruchung ist.

4.2.2.2 Geometrische Beschaffenheit der Einzelkörner

Neben der Kornabstufung und der Lagerungsdichte beeinflusst auch die geometrische und morphologische Beschaffenheit der Einzelkörner, d. h. ihre Kornform und Oberflächenrauheit, die Reaktion eines granularen Materials auf eine Druckbeanspruchung. So behindert eine kantige Kornform die Umordnung der Partikel in einem Korngemisch durch Rotation und eine raue Kornoberfläche steht dem gegenseitigen Ab-/Aufgleiten von Einzelkörnern entgegen (z. B. SANTAMARINA & CHO, 2004). Dies zeigen auch Versuche zur Zusammendrückbarkeit granularer Materialien von CAVARRETTA, COOP & O'SULLIVAN (2010) an Glaskugeln, anhand derer sie den Einfluss der Kornform sowie der Oberflächenrauheit auf die Zusammendrückbarkeit untersuchten. Als Versuchsmaterialien verwendeten sie Glaskugeln mit einer glatten Kornoberfläche, Glaskugeln, deren Kornoberfläche durch Säure angeraut („angeätzt“) wurde sowie gebrochene Glaskugeln. Die Korngrößen der Versuchsmaterialien lagen dabei zwischen 1 und 1,4 mm. Einige ihrer Ergebnisse aus den Kompressionsversuchen sind in Abbildung 57 als Änderung des spezifischen Volumens der Proben über die vertikale Spannung dargestellt.

Die Kompressionskurven in Abbildung 57 weisen einen für granulare Materialien typischen Kurvenverlauf auf. Die Versuchsmaterialien erfahren zunächst plastische Verformungen

infolge von Partikelumlagerungen. Ab Erreichen des Punktes der stärksten Krümmung der Kompressionskurven tritt überwiegend Kornbruch auf und schließlich gehen die Kompressionskurven der unterschiedlichen Materialien in ihre Normal Compression Line (NCL) über.

An den Verläufen der Kompressionskurven lässt sich deutlich der Einfluss der Kornform auf die Zusammendrückbarkeit von granularen Materialien erkennen. So münden die Kompressionskurven der gebrochenen Glaskugeln deutlich früher in die NCL als die der glatten Glaskugeln. Der Punkt der größten Krümmung der Kompressionskurve wird also bereits bei geringeren Spannungen erreicht. Dies ist darauf zurückzuführen, dass es bei den gebrochenen Glaskugeln bereits bei geringeren Spannungen zum Abbruch von Kanten oder zum Bruch ganzer Körner kommt, während hierzu bei den glatten Kugeln deutlich höhere Spannungen erforderlich sind.

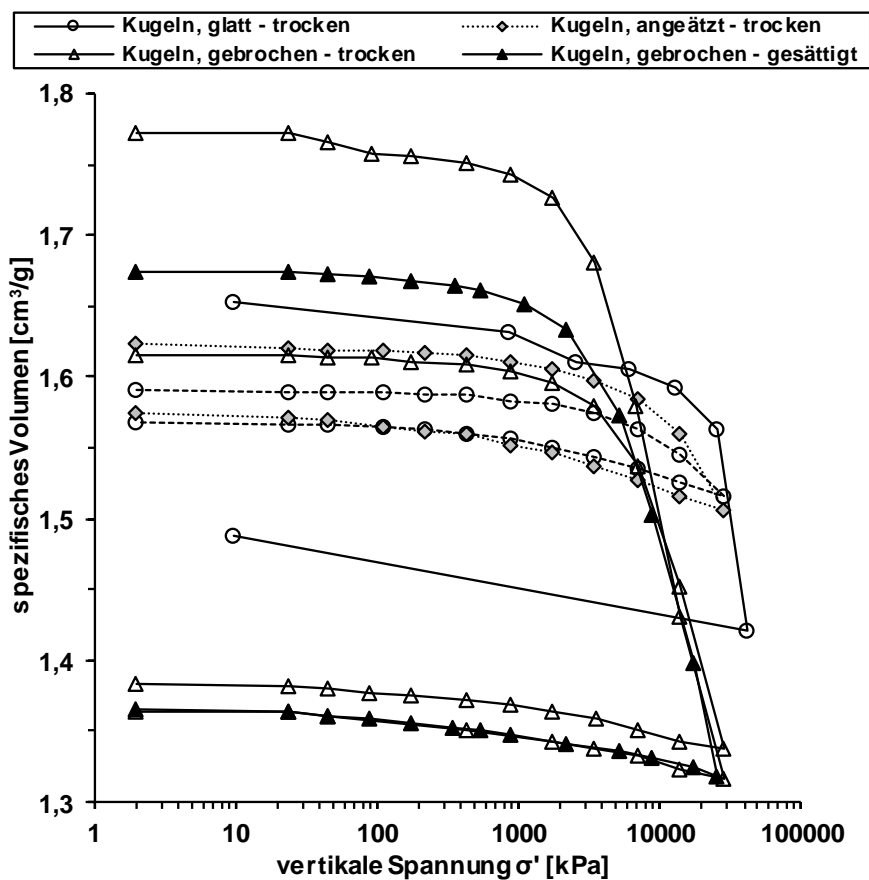


Abbildung 57: Kompressionskurven aus Versuchen von CAVARRETTA, COOP & O'SULLIVAN (2010) an runden, gebrochenen und angerauten („angeätzt“) Glaskugeln

Die NCL der gebrochenen Glaskugeln verläuft zudem weniger steil als die NCL der glatten Glaskugeln. Beide Kompressionslinien konvergieren jedoch mit zunehmenden Spannungen, was darauf hindeutet, dass die anfänglichen Unterschiede in der Kornform bei hohen Spannungen verschwinden.

Der Einfluss der Oberflächenrauheit auf die Kompressibilität ist im Gegensatz zum Einfluss der Form der Einzelkörner weniger stark ausgeprägt. Dies wird beim Vergleich der Kompressionskurven der angeätzten und der glatten Glaskugeln, die ausgehend von einem

spezifischen Volumen von etwa $1,6 \text{ cm}^3/\text{g}$ belastet wurden, deutlich. So weisen die Kompressionskurven beider Materialien bei einer Belastung bis auf ca. 3 MPa (dies liegt jeweils unterhalb des Punktes der größten Krümmung der Kompressionskurven) einen nahezu identischen Verlauf auf. Bei den angeätzten Glaskugeln wird der Punkt der größten Krümmung der Kompressionskurve schließlich etwas früher erreicht als bei den glatten Glaskugeln. Zudem erfahren die angeätzten Glaskugeln nach Überschreitung dieses Punktes größere plastische Verformungen. Dies ist vermutlich eine Folge der Plastifizierung von Oberflächenunebenheiten, die bei den angeätzten Glaskugeln im Vergleich zu den glatten Glaskugeln vorhanden sind. Nach der Entlastung verbleiben bei den angeätzten Glaskugeln zudem deutlich mehr plastische Verformungen im Korngerüst. Ein Einfluss des Wassergehalts auf die Zusammendrückbarkeit konnten CAVARRETTA, COOP & O'SULLIVAN (2010) bei den inerten Glaskugeln hingegen nicht feststellen.

4.3 Grundlagen zu Scherverhalten und Scherfestigkeit nichtbindiger Erdbaustoffe

4.3.1 Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb

Im Gegensatz zur Beanspruchung durch eindimensionale Kompression weist eine Scherbeanspruchung neben einer Änderung des Porenvolumens auch eine Formänderung (Scherdehnung) auf. Der Widerstand, den ein Erdbaustoff einer solchen Beanspruchung entgegensetzt, wird als Scherwiderstand bezeichnet. Die Scherfestigkeit beschreibt den unter den jeweiligen gegebenen Randbedingungen größten Scherwiderstand eines Erdbaustoffes gegenüber einer Scherbeanspruchung. Zur Beschreibung der Scherfestigkeit wird in der Geotechnik für gewöhnlich die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb herangezogen:

$$\tau_f = \sigma' \cdot \tan \varphi' + c' \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \text{Gleichung 24}$$

Dabei bezeichnen τ_f die Scherfestigkeit, σ' die effektive Normalspannung in der Gleitfuge, φ' den wirksamen inneren Reibungswinkel und c' die wirksame Kohäsion (z. B. MITCHEL & SOGA, 2005; DÜSER, 1999; STRIEGLER & WERNER, 1973). Aus Gleichung 24 ergibt sich ein linearer Zusammenhang zwischen der Scherfestigkeit τ_f und der wirkenden Normalspannung σ' . Die Kennwerte der Scherfestigkeit φ' und c' können anhand von Scherversuchen ermittelt werden. Für nichtbindige, granulare Erdbaustoffe (kohäsionslose Materialien) kann die wirksame Kohäsion c' , welche die Scherfestigkeit bei verschwindendem effektiven Druck darstellt, vernachlässigt werden.

Der lineare Zusammenhang zwischen der Scherfestigkeit und der Normalspannung aus Gleichung 24 ist in Abbildung 58 in der Mohr'schen Darstellung abgebildet. Die dargestellte zylindrische Probe wird durch die Radialspannung σ_3' (kleinere Hauptspannung) sowie die Normalspannung σ_1' (größere Hauptspannung) belastet. Die Grenzbedingung wird in einer mit einem Winkel von $\alpha = 45^\circ + \varphi'/2$ gegen die Horizontale geneigten Ebene erfüllt. Der Spannungszustand im Grenzzustand wird durch einen Spannungskreis beschrieben, der die Grenzbedingung tangiert. Abbildung 58 zeigt auch die Bruchgerade, die durch den Scheitelpunkt des größtmöglichen Mohr'schen Spannungskreises bei einer gegebenen Radialspannung σ_3' verläuft und durch die Koordinaten $(\sigma_1' + \sigma_3')/2$ und $(\sigma_1' - \sigma_3')/2$ definiert

ist. Die Kennwerte, welche beide Geraden definieren (φ' und c' für die Schergerade, β' und b für die Bruchgerade), können ineinander umgerechnet werden (s. Abbildung 58). Wird die Radialspannung σ_3' erhöht, verschiebt sich der Spannungskreis entlang der x-Achse nach rechts und der Radius des Spannungskreises, der die Grenzbedingung tangiert, und somit die Scherfestigkeit, werden größer. Dies bedeutet, dass die zylindrische Probe auch eine größere Normalspannung σ_1' abtragen kann. Die Größe der maximal aufnehmbaren Schubspannung (Radius des Spannungskreises) hängt damit direkt von der wirkenden mittleren Spannung, die dem Mittelpunkt des Kreises entspricht, ab.

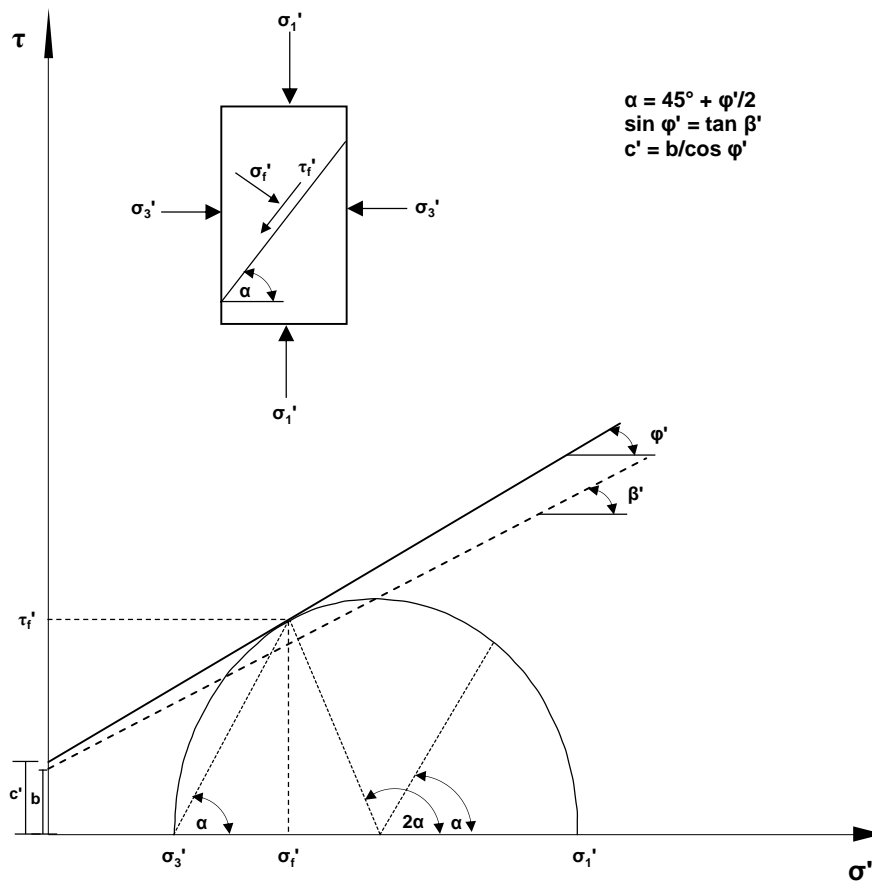


Abbildung 58: Mohr'sche Darstellung des Spannungszustandes im Bruchzustand, adaptiert nach DÜSER (1999)

Der Scherwiderstand nichtbindiger Erdbaustoffe setzt sich zum einem aus dem Reibungswiderstand an den Kontaktpunkten der einzelnen Partikel, der einer Umlagerung der Einzelkörner durch Abrollen (Rotation) und Gleiten (Translation) bei einer Scherbeanspruchung entgegensteht, zusammen. Zum anderen muss beim Abscheren insbesondere überkritisch gelagerter Materialien der Strukturwiderstand des Korngefüges überwunden werden. Es ist daher naheliegend, dass der Scherwiderstand von der Lagerungsdichte sowie der Kornform und der Kornrauigkeit beeinflusst wird. Daneben besitzen u. a. auch die Korngröße oder die Abstufung der Kornverteilungskurve Einfluss auf die Größe des Scherwiderstandes (z. B. STRIEGLER & WERNER, 1973; SCHULTZE, 1968; LAMBE & WHITMAN, 1969; KÉZDI, 1969).

4.3.2 Scherfestigkeit nach der kritischen Zustandstheorie

4.3.2.1 Allgemeines

Die Annahme eines linearen Verlaufes der Schergeraden entsprechend Gleichung 24, wonach die Scherfestigkeit lediglich eine von der effektiven Spannung abhängige lineare Funktion des Materialreibungswinkels und der Kohäsion ist, stellt in vielen Fällen für die Praxis eine brauchbare Näherung dar.

Tatsächlich resultiert die Scherfestigkeit aus dem Scherwiderstand im kritischen Zustand, bei dem die Vorgeschichte keine Rolle spielt und das Korngerüst bei konstantem Porenvolumen und konstantem Scherwiderstand abgeschert wird, sowie aus einem Anteil des Scherwiderstands aus der Dilatanz. Bei permanenten Körnern ist der Scherwiderstand im kritischen Zustand abhängig von den Korneigenschaften (Kornform, Kornmineral, Oberflächenrauigkeit, Korngrößenverteilung), aber näherungsweise unabhängig von den Zustandsgrößen (Lagerungsdichte, effektive Spannungen, Korngerüststruktur). Aus der Scherfestigkeit und der maximalen Dilatanz resultiert die maximale Scherfestigkeit im Peakzustand (JEFFERIES & BEEN, 2006).

Bei gleicher Anfangslagerungsdichte nimmt der Beitrag der Dilatanz mit steigendem mittleren Druck ab, da diese bei zunehmendem mittleren Druck erschwert wird. Kornbruch führt zu einer Abminderung der Dilatanz und dadurch zu einer Reduktion der Scherfestigkeit in Bezug auf die Festigkeit ohne Kornbruch. Einige Grundlagen zur kritischen Zustandstheorie werden nachfolgend erläutert.

4.3.2.2 Grundlagen der kritischen Zustandstheorie

Wird ein Boden auf Scherung beansprucht, geht dies mit einer Volumenänderung des Bodens einher. Ob es infolge der Scherbeanspruchung zur Volumenverringerung (Kontraktanz) oder –vergrößerung (Dilatanz) kommt, hängt von der Lagerungsdichte des Bodens zu Beginn der Scherbeanspruchung ab. Ist der Boden anfangs locker gelagert (vgl. Abbildung 59, links), verhält er sich kontraktant und die Einzelkörner werden eine dichtere Lagerung einnehmen. Ein dicht gelagerter Boden (vgl. Abbildung 59, rechts) hingegen dilatiert und es kommt zur Volumenvergrößerung während des Abscherens. Bei großen Scherwegen konvergieren die anfangs unterschiedlich dicht gelagerten Böden schließlich zur gleichen Lagerungsdichte bzw. Porenzahl (JEFFERIES & BEEN, 2006).

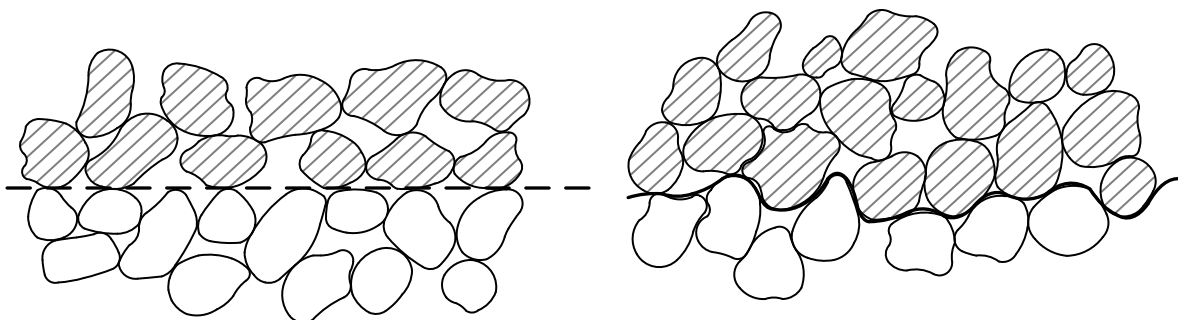


Abbildung 59: locker (links) und dicht (rechts) gelagerter nichtbindiger Erdbaustoff, adaptiert nach KÉZDI (1969)

Das unterschiedliche Verformungsverhalten anfangs locker bzw. dicht gelagerter Böden ist beispielhaft anhand der Entwicklung der Porenzahl über die Scherdehnung in Abbildung 60 dargestellt. Die Porenzahl, die nach großen Scherdehnungen erreicht wird, wird als kritische Porenzahl bezeichnet. Bei der kritischen Porenzahl befindet sich der Boden im kritischen Zustand. Im kritischen Zustand verformt sich der Boden mit weiter zunehmender Scherdehnung bei konstanter Porenzahl (der kritischen Porenzahl) und weist eine gleichbleibende Scherfestigkeit – die kritische Scherfestigkeit – auf.

Die Größe der kritischen Porenzahl eines Bodens hängt auch von der mittleren effektiven Spannung ab und nimmt mit zunehmender mittlerer effektiver Spannung ab. Der Zusammenhang zwischen der kritischen Porenzahl eines Bodens in Abhängigkeit von der mittleren effektiven Spannung ist in Abbildung 61 dargestellt und wird als Critical State Line (CSL) bezeichnet. Ob ein Boden bei einer bestimmten Lagerungsdichte und mittleren effektiven Spannung dilatiert oder kontraktiert, hängt von seinem Zustand in Bezug auf die CSL ab (vgl. Abbildung 61). Liegt die Porenzahl eines Bodens bei einer bestimmten mittleren effektiven Spannung oberhalb der CSL, ist der Boden unterkritisch gelagert und wird sich bei einer Scherdeformation kontraktant verhalten. Liegt seine Porenzahl bei derselben mittleren effektiven Spannung unterhalb der CSL, wird der Boden Dilatanz erfahren. Die Spannungsabhängigkeit der kritischen Porenzahl führt somit dazu, dass sich ein Boden bei derselben Porenzahl abhängig von der mittleren effektiven Spannung sowohl dilatant als auch kontraktant verhalten kann (JEFFERIES & BEEN, 2006).

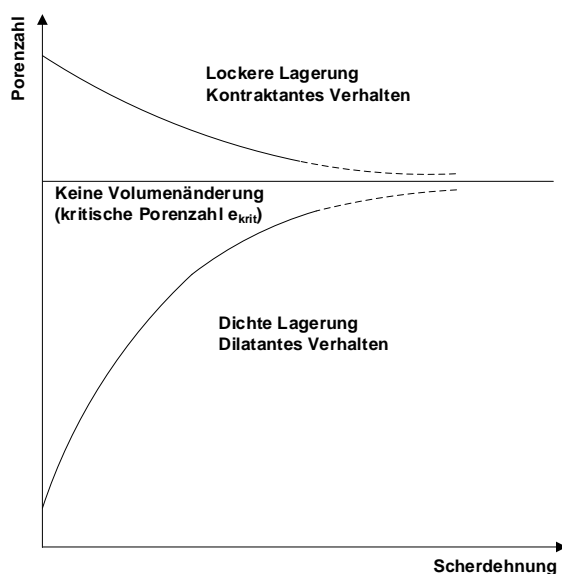


Abbildung 60: Änderung der Porenzahl von Böden von anfangs locker bzw. dicht gelagerten Böden, adaptiert nach JEFFERIES & BEEN (2006)

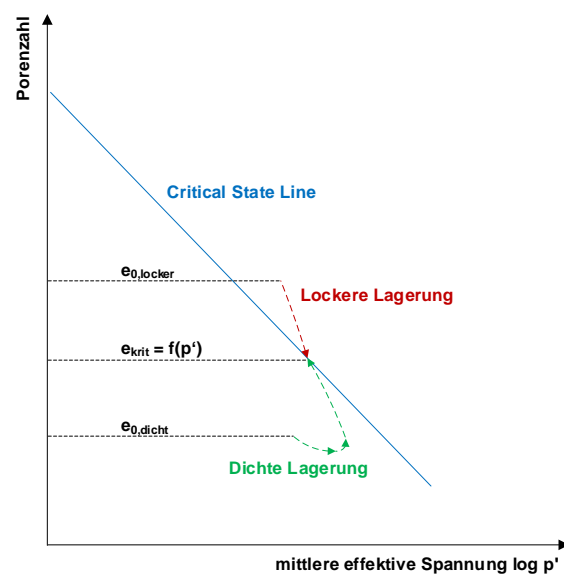


Abbildung 61: Zusammenhang zwischen mittlerer effektiven Spannung und kritischer Porenzahl (Critical State Line), eigene Darstellung

Die Scherfestigkeit eines Bodens setzt sich – wie eingangs erläutert (vgl. Abschnitt 4.3.2.1) – aus dem Scherwiderstand im kritischen Zustand infolge der Materialreibung (abhängig von den Korneigenschaften) und dem Anteil des Scherwiderstands aus der Dilatanz zusammen. Während der Scherwiderstand im kritischen Zustand infolge der Materialreibung unabhängig von der Lagerungsdichte ist, hängt der Scherwiderstand aus der Dilatanz von der Lagerungsdichte des Bodens und der mittleren effektiven Spannung ab, wobei der Beitrag der

Dilatanz im Allgemeinen mit abnehmender Lagerungsdichte zu- und mit steigendem mittlerem Druck abnimmt. Die Scherfestigkeitsanteile aus der Materialreibung im kritischen Zustand sowie aus der Dilatanz sind für eine konstante mittlere effektive Spannung schematisch in Abbildung 62 in Abhängigkeit des Porenanteils eines Bodens zu Beginn der Scherbeanspruchung dargestellt. Der in Scherversuchen makroskopisch gemessene Reibungswinkel ϕ_d nimmt in Abbildung 62 mit abnehmendem Anfangsporenanteil n zu. Dies ist auf den mit steigender Lagerungsdichte zunehmenden Scherwiderstandsanteil aus der Dilatanz zurückzuführen. Der Scherwiderstandsanteil infolge der Materialreibung (Materialreibungswinkel ϕ_μ) bleibt hingegen unbeeinflusst vom Anfangsporenanteil. Es sei darauf hingewiesen, dass der makroskopische Reibungswinkel ϕ_d in Abbildung 62 auch bei Porenanteilen, bei denen es aufgrund der Lagerungsdichte des Materials zu keiner Dilatanz kommt, oberhalb des Materialreibungswinkels ϕ_μ liegt. Dies ist nach ROWE (1962) darauf zurückzuführen, dass auch zur Umordnung der Partikel in eine dichtere Lagerung Energie benötigt wird und dies ebenfalls zu einem Anstieg des gemessenen Reibungswinkels ϕ_d beiträgt.

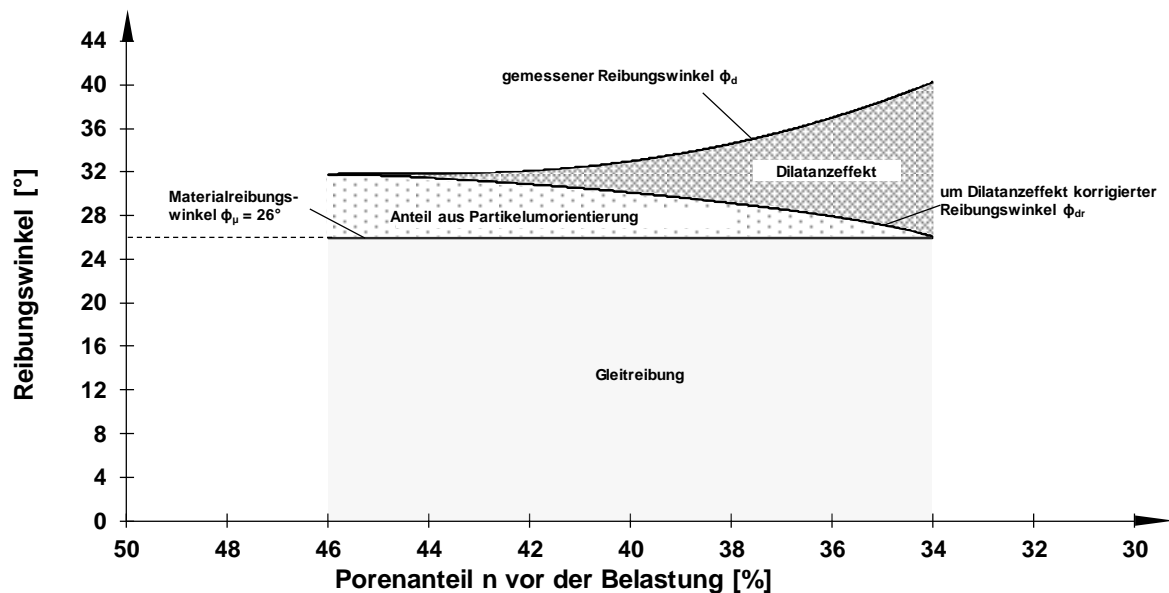


Abbildung 62: Reibungswinkel eines Sandes in Abhängigkeit seines Porenanteils vor der Belastung nach ROWE (1962), adaptiert nach LEE & SEED (1967)

4.3.2.3 Einfluss von Kornbruch auf die Scherfestigkeit

Die Scherfestigkeit eines Bodens setzt sich aus dem Scherwiderstand im kritischen Zustand und dem Scherwiderstand aus der Dilatanz zusammen. Tritt während des Abscherens Kornbruch auf, vermindert dieser die Dilatanz des Bodens und der Boden verhält sich kontraktanter. Dadurch reduziert sich der Scherfestigkeitsanteil aus der Dilatanz und damit die Scherfestigkeit des Bodens insgesamt (YU, 2021). Bezüglich der Critical State Line berichtet YU (2021) davon, dass Kornbruch zu einer abwärtsgerichteten Translationsbewegung der CLS im e -log p' -Diagramm sowie zu einer Rotationsbewegung der CLS entgegen des Uhrzeigersinns führt (s. a. YU, 2017).

Ob es infolge einer Scherbeanspruchung eines Bodens zum Bruch der Einzelkörner kommt, hängt neben den granulometrischen Eigenschaften des Bodens, beispielsweise der

Korngröße, der Korngrößenverteilung oder der Kornform (YU, 2021; NAKATA ET AL. 2001b; LADE, YAMAMURO & BOPP 1996; HAGERTY ET AL. 1993; HARDIN, 1985; LEE & FARHOOMAND, 1967), vor allem auch von der Kornfestigkeit und der einwirkenden mittleren effektiven Spannung ab (YU, 2021; YU & SU, 2016; LADE, YAMAMURO & BOPP 1996). Mit der Zunahme der mittleren effektiven Spannung wird die Dilatanz zunehmend überdrückt und im Korngefüge kommt es schließlich zum Bruch von Einzelkörnern. Der Bruch tritt bei umso höheren Spannungen ein, je höher die Festigkeit der Einzelkörner ist. DÜSER (1999) veranschaulicht den Zusammenhang zwischen der wirkenden mittleren effektiven Spannung, der Dilatanz und dem Brechen der Einzelkörner am Beispiel eines frei beweglichen, profilierten Reibklotzes. Der Reibklotz liegt dabei auf einer unbeweglichen Unterlage auf einem Hindernis auf und wird sowohl vertikal durch die Kraft F als auch horizontal durch die Kraft T beansprucht (s. Abbildung 63).

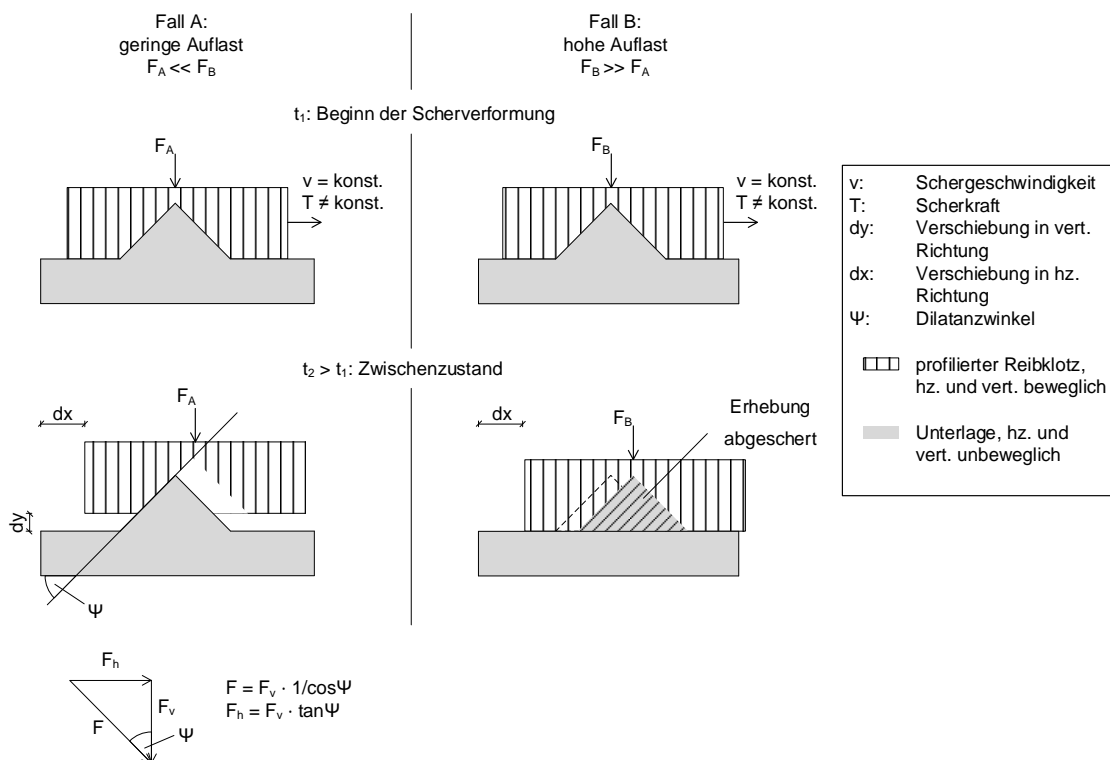


Abbildung 63: profiliertes Reibklotz auf fester Unterlage, adaptiert nach DÜSER (1999)

DÜSER (1999) unterscheidet zwei Fälle: im Fall A wird der Reibklotz durch eine vergleichsweise geringe Auflast und im Fall B durch eine vergleichsweise hohe Auflast vertikal belastet. Wird die horizontal angreifende Kraft T im Fall A schrittweise erhöht, wird der Reibklotz abgleiten und sich über das Hindernis hinweg in Bewegung setzen, sobald die Kraft T so groß ist, dass sie die Summe aus der von der Rauigkeit des Klotzes und der unbeweglichen Unterlage abhängigen Haftreibung zwischen dem Reibklotz und der Unterlage und der zum Aufgleiten über das Hindernis und von der vertikalen Kraft F_A abhängigen Kraft $F_h = F_A \cdot \tan \Psi$ überschreitet. Erhöht sich die vertikale Kraft F_A , ist auch eine höhere horizontale Kraft T notwendig, damit der Reibklotz über das Hindernis hinweggleiten kann. Das Aufgleiten des Reibklotzes wird jedoch nicht stattfinden, wenn die vertikale Kraft F_B , wie in Fall B, so hoch ist, dass die zum Aufgleiten notwendige Kraft F_h größer als die Bruchfestigkeit des mit der unbeweglichen Unterlage verbundenen Hindernisses ist. In diesem Fall wird das Hindernis von

der unbeweglichen Unterlage abgeschert. Die zum Abscheren notwendige Kraft T hängt in diesem Fall also wesentlich von der Bruchfestigkeit des Materials, aus dem die unbewegliche Unterlage und das Hindernis bestehen, ab.

4.3.2.4 Einfluss des Zustandes des Korngerüstes auf die Scherfestigkeit

4.3.2.4.1 Lagerungsdichte

In der Praxis wird der Einfluss der Lagerungsdichte auf die Scherfestigkeit für gewöhnlich dadurch berücksichtigt, dass dicht gelagerten Böden höhere Reibungswinkel zugewiesen werden als locker gelagerten Böden. Der Zusammenhang zwischen der Lagerungsdichte eines Bodens und seinem Verformungsverhalten bleibt hingegen meist unberücksichtigt und der Boden wird mit jeder Lagerungsdichte als ein eigenes Material behandelt, dessen Scherfestigkeit und Verformungsverhalten jeweils durch Versuche ermittelt werden muss. Dies stellt nach Ansicht von JEFFERIES & BEEN (2006) allerdings einen Denkfehler dar, da die intrinsischen Eigenschaften eines Bodens nicht von seiner Lagerungsdichte abhängen. Vielmehr sei Boden ein Material, das in verschiedenen Zuständen existiert, wobei der Zustand darüber entscheidet, wie die intrinsischen Eigenschaften des Bodens in bautechnisches Verhalten umgewandelt werden (vgl. Abschnitt 4.3.2.2).

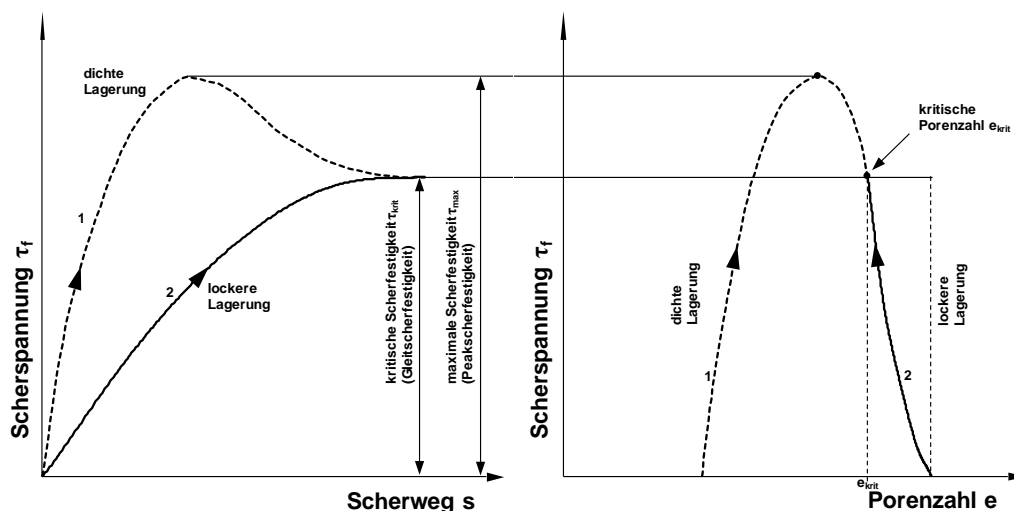


Abbildung 64: Änderung der Scherspannung über den Scherweg (links) und die Porenzahl (rechts) beim Abscheren eines dicht und eines locker gelagerten Bodens, adaptiert nach KÉZDI (1969)

Die Lagerungsdichte entscheidet neben der mittleren effektiven Spannungszustand darüber, ob ein Boden kontrahiert oder dilatiert. Dadurch beeinflusst die Lagerungsdichte gleichsam die Scherfestigkeit des Bodens. Der Einfluss der Lagerungsdichte auf den Scherwiderstand eines Bodens bei einer bestimmten mittleren effektiven Spannung ist beispielhaft in Abbildung 64 dargestellt. Die Abbildung zeigt die Entwicklung der Scherspannung eines überkritisch (dicht) und eines unterkritisch (locker) gelagerten Bodens mit zunehmendem Scherweg (s , Abbildung 64, links) sowie die Entwicklung der Scherspannung in Abhängigkeit von der Porenzahl (e , Abbildung 64, rechts). In dichter Lagerung dilatiert der Boden beim Abscheren und die Scherspannung (und damit die Scherfestigkeit) bildet ein Maximum aus. Dies stellt die maximale Scherfestigkeit (Peak-Scherfestigkeit) des Bodens dar. Nach Überschreitung der Peak-Scherfestigkeit fällt die Scherfestigkeit auf die kritische Scherfestigkeit des Bodens ab.

Das Abscheren des dicht gelagerten Bodens ist darüber hinaus mit einer Zunahme der Porenzahl verbunden (vgl. Abbildung 64, rechts). In lockerer Lagerung verhält sich der Boden kontraktant und seine Scherfestigkeit nähert sich mit zunehmendem Scherweg ohne Ausbildung eines Maximums der kritischen Scherfestigkeit an.

Die Ausführungen zeigen, dass das Scherverhalten und die Scherfestigkeit nichtbindiger Materialien neben der mittleren effektiven Spannung wesentlich von der Lagerungsdichte des Korngefüges abhängig sind. Ist der Boden zu Beginn einer Scherbeanspruchung überkritisch gelagert (d. h. $e_0 < e_{krit}$), dilatiert er und seine Scherfestigkeit bildet zunächst einen Peak aus, ehe sie der kritischen Scherfestigkeit entgegenstrebt. Ist der Boden hingegen unterkritisch gelagert (d. h. $e_0 > e_{krit}$), kontrahiert er und seine Scherfestigkeit strebt direkt seiner kritischen Scherfestigkeit entgegen (JEFFERIES & BEEN, 2006; KÉZDI, 1969; SCHULTZE, 1968). Die Abhängigkeit der Scherfestigkeit, ausgedrückt durch den Reibungswinkel, vom Anfangsporenanteil n_0 zu Beginn einer Scherbeanspruchung ist in Abbildung 65 am Beispiel unterschiedlicher natürlicher Baustoffe dargestellt.

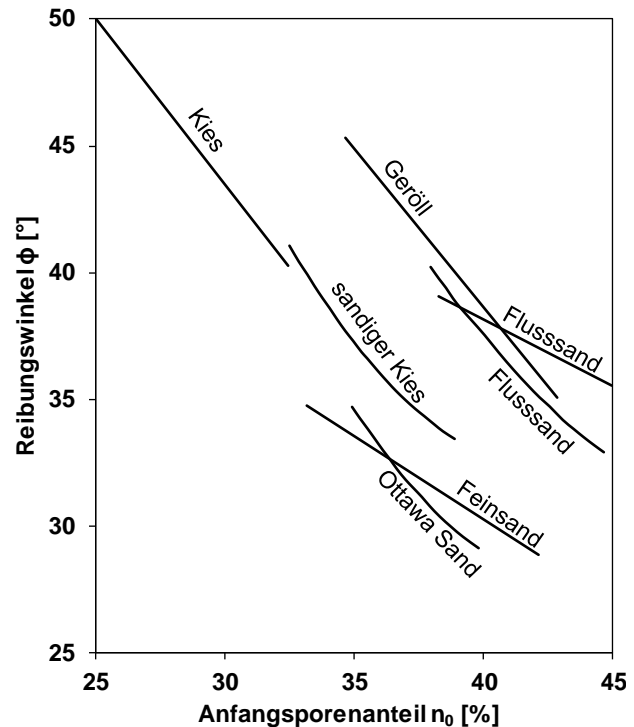


Abbildung 65: Reibungswinkel verschiedener natürlicher Böden in Abhängigkeit ihres Anfangsporenanteils, adaptiert nach LAMBE & WHITMAN (1969)

4.3.2.4.2 Wassergehalt

Im Hinblick auf den Einfluss des Wassergehalts auf die Scherfestigkeit kohäsionsloser Böden ist zunächst zu unterscheiden, ob ein Korngefüge gesättigt, teilgesättigt oder trocken vorliegt und ob das im Korngefüge enthaltene Wasser infolge einer Volumenänderung unbehindert zu- oder abströmen kann. Die Ausführungen im Rahmen dieses Abschnitts beschränken sich auf nichtbindige Erdbaustoffe mit einer vergleichsweise hohen Wasserdurchlässigkeit sowie auf Anwendungen, in denen das Porenwasser weitgehend ungehindert dränieren kann.

In einem wassergesättigten sowie einem trockenen nichtbindigen Erdbaustoff wirken zwischen den Einzelkörnern des Korngefüges keine Kapillarspannungen. Die Scherfestigkeit ergibt sich in diesen Fällen ausschließlich aus dem Scherfestigkeitsanteil im kritischen Zustand infolge der Materialreibung sowie dem Scherfestigkeitsanteil aus der Dilatanz.

Liegen teilgesättigte Verhältnisse vor, wirken zwischen den Einzelkörnern des Korngefüges Kapillarspannungen, deren Größe neben der Korngrößenverteilung (diese beeinflussen die Porengrößen und damit die Größe der Saugspannungen) insbesondere vom Sättigungsgrad des Korngefüges abhängt. Die Kapillarspannungen führen zu einer gewissen Haftfestigkeit

zwischen den Einzelkörnern (scheinbare Kohäsion). Die Scherfestigkeit ergibt sich bei teilgesättigten Verhältnissen somit aus dem Scherfestigkeitsanteil im kritischen Zustand, dem Scherfestigkeitsanteil aus der Dilatanz sowie der Haftfestigkeit infolge der kapillaren Saugspannungen (KÉZDI, 1969).

4.3.2.5 Einfluss der granulometrischen Eigenschaften auf die Scherfestigkeit

4.3.2.5.1 Kornform

Die Scherbeanspruchung eines nichtbindigen Bodens geht mit Partikelbewegungen (Rotation, Translation) einher. Überkritisch gelagerte Materialien verhalten sich dabei dilatant. Es ist naheliegend, dass die geometrische Beschaffenheit der Einzelkörner die dabei stattfindenden Partikelbewegungen und damit die Scherfestigkeit eines Bodens beeinflusst. So verzahnen sich kantige, unregelmäßig geformte Partikel deutlich stärker als runde, kugelförmig geformte Partikel, wodurch sie den Partikelumordnungen einen größeren Widerstand gegen Verdrehung entgegensetzen, was zu einer Erhöhung des Scherwiderstands im kritischen Zustand und einer stärkeren Tendenz zu Dilatanz bei Scherung führt (z. B. LAMBE & WHITMAN, 1969; KÉZDI, 1969).

Die Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der geometrischen Beschaffenheit der Einzelkörner zeigt sich am Beispiel von Untersuchungen zum Einfluss der Kornform auf den kritischen Reibungswinkel von ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016). Einige ihrer Ergebnisse sind in Abbildung 66 wiedergegeben und zeigen die Abhängigkeit des kritischen Reibungswinkels von den Kornformdeskriptoren Seitenverhältnis AR , Konvexität C_x und Sphärizität S (s. Kapitel 4.1.2). Die Ergebnisse von ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016) in Abbildung 66 zeigen, dass insbesondere das Seitenverhältnis AR und die Sphärizität S den kritischen Reibungswinkel deutlich beeinflussen, wobei dieser umso größer ist, je geringer das Seitenverhältnis AR sowie die Sphärizität S sind (d. h. je länglicher und weniger kreis- bzw. kugelförmig die Einzelkörner sind).

Abbildung 66 enthält überdies eigene Ergebnisse, die an Sanden (0/2 mm) aus Betonbruch (RC B), Ziegelbruch (RC Z), einem Gemisch aus Ziegel- und Betonbruch im Massenverhältnis 1:1 (RC ZB) sowie Elektroofenschlacke (EOS) ermittelt wurden. Vor allem für das Seitenverhältnis fügen sich die eigenen Ergebnisse gut in die Ergebnisse von ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016) ein. Für die Konvexität und insbesondere die Sphärizität zeigen sich jedoch z. T. deutliche Unterschiede.

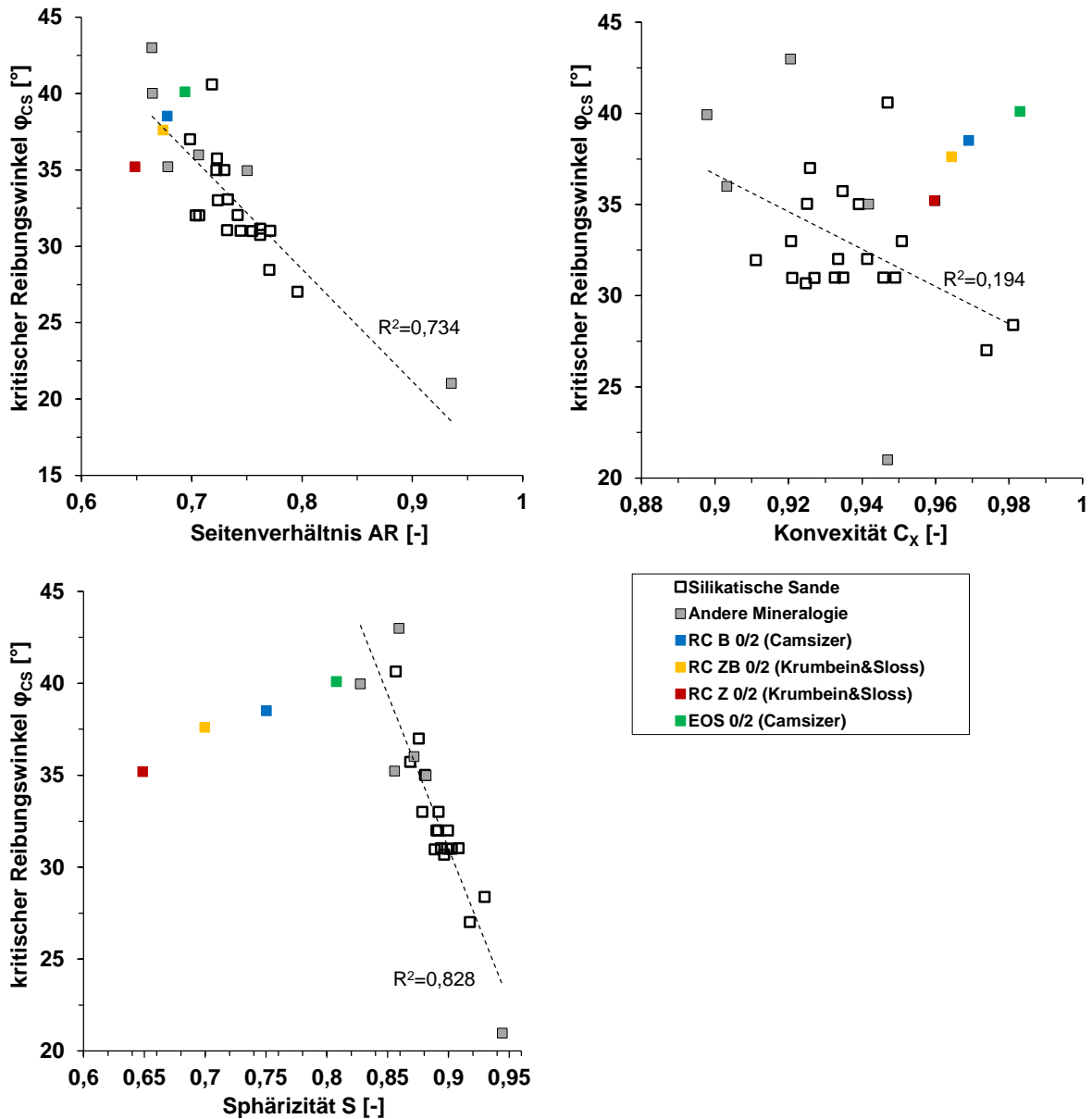


Abbildung 66: Zusammenhang zwischen den Kornformdeskriptoren Seitenverhältnis AR, Konvexität C_x und Sphärizität S und dem kritischen Reibungswinkel φ_{cs} , adaptiert nach ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016) und eigene Ergebnisse

Von MIURA ET AL. (1998) wurde der Einfluss der Angularität A_{2D} (s. Kapitel 4.1.2) auf die Größe des Schüttkegelwinkels untersucht. Ihre Ergebnisse sind in Abbildung 67 dargestellt und zeigen ebenfalls deutlich, dass die Größe des Schüttkegelwinkels mit zunehmender Angularität A_{2D} , d. h. mit zunehmender Kantigkeit der Einzelkörner, ansteigt. Ihre Ergebnisse bestätigen damit, dass kantige und eckige Partikel die Größe des Reibungswinkels beeinflussen. Zu vergleichbaren Ergebnissen kommen beispielsweise auch SANTAMARINA & CHO (2004), die eine Abnahme des Schüttkegelwinkels mit zunehmender Gleichförmigkeit der Einzelkörner feststellen konnten.

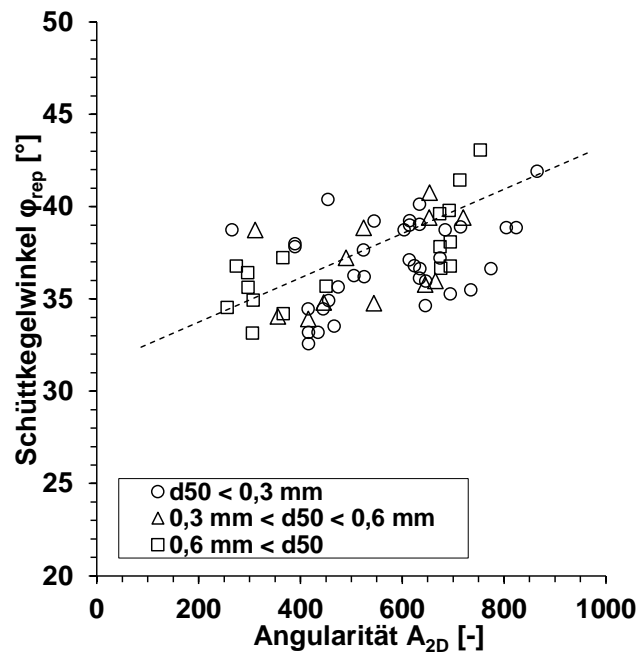


Abbildung 67: Zusammenhang zwischen der Angularität A_{2D} und dem Schüttkegelwinkel φ_{rep} verschiedener mittlerer Korngrößendurchmesser d_{50} , nach MIURA ET AL. (1998)

4.3.2.5.2 Oberflächenrauigkeit

Während der Partikelumordnung infolge einer Scherbeanspruchung gleiten und rollen die Einzelkörner aneinander auf bzw. ab. Dadurch besitzt auch die Oberflächenrauigkeit der Einzelkörner einen Einfluss auf die Scherfestigkeit von Böden. Untersuchungen zum Einfluss der Oberflächenrauigkeit (vgl. Kapitel 4.1.3) auf den kritischen Reibungswinkel granularer Sande wurden beispielsweise von ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016) durchgeführt. Einige ihrer Ergebnisse sind in Abbildung 68 dargestellt und zeigen, dass der kritische Reibungswinkel mit zunehmender Oberflächenrauigkeit zunimmt. Der Zusammenhang zwischen dem kritischen Reibungswinkel und der Oberflächenrauigkeit ist allerdings nicht sehr deutlich ausgeprägt (vgl. Bestimmtheitsmaß R^2 in Abbildung 68).

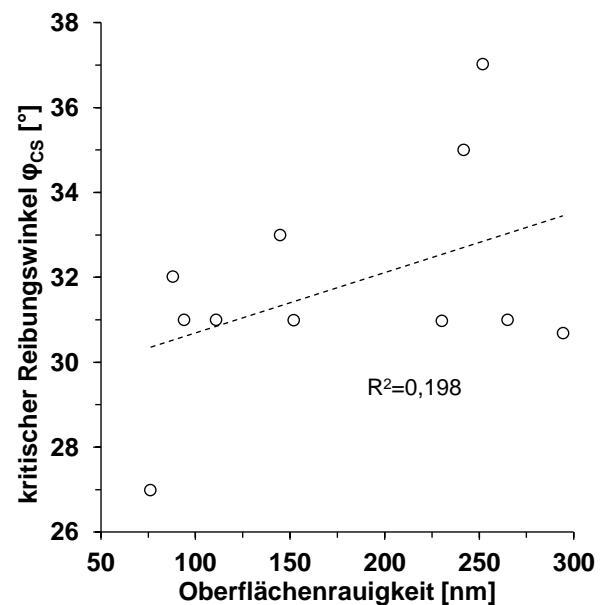


Abbildung 68: Zusammenhang zwischen der Oberflächenrauigkeit und dem kritischen Reibungswinkel, nach ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016)

Die Beobachtungen von ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016) stimmen mit den Ergebnissen von SKINNER (1969), THORNTON (2000) und YIMSIRI (2001), die Untersuchungen zum Zusammenhang zwischen dem makroskopischen Reibungswinkel von Korngemischen

(d. h. dem Reibungswinkel des Korngefüges) und dem interpartikularen Reibungswinkel (d. h. dem Reibungswinkel bzw. der Reibungskoeffizient zwischen zwei Einzelkörnern) durchgeführt haben, überein. So zeigen die Ergebnisse von SKINNER (1969), THORNTON (2000) und YIMSIRI (2001), die in Abbildung 69 dargestellt sind, mit Zunahme des interpartikularen Reibungswinkels zwischen zwei Einzelkörnern (und damit deren Oberflächenrauigkeit) einen Anstieg des makroskopischen Reibungswinkels des Korngefüges. Oberhalb eines interpartikularen Reibungswinkels von etwa 15° steigt der makroskopische Reibungswinkel jedoch lediglich unterproportional mit dem interpartikularen Reibungswinkel an.

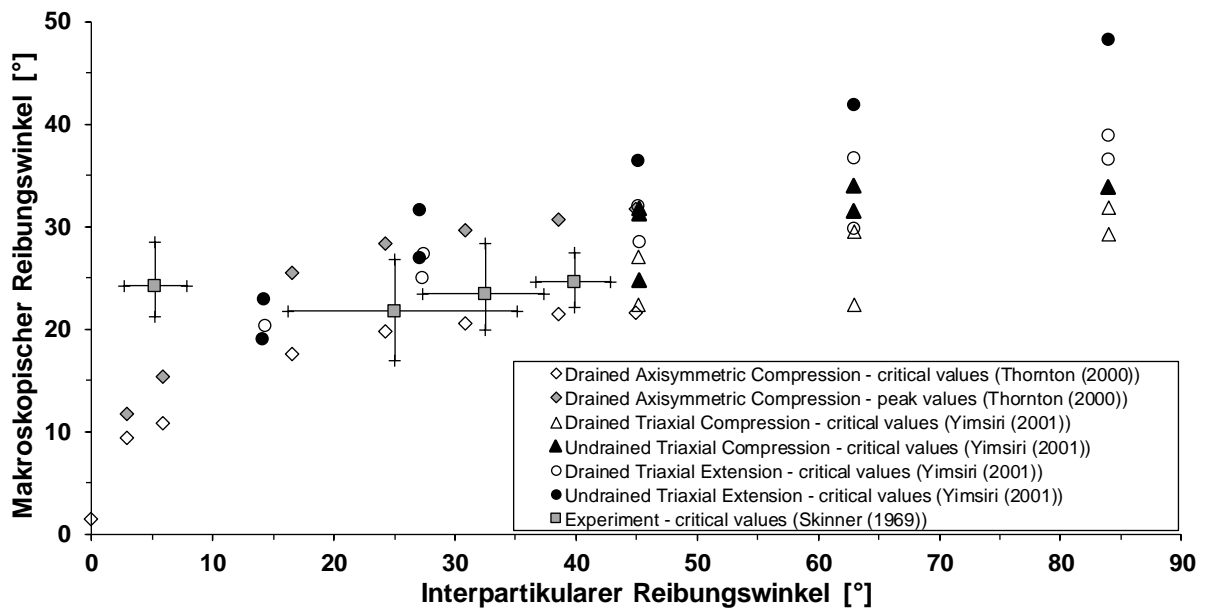


Abbildung 69: Zusammenhang zwischen dem interpartikularen Reibungswinkel zwischen den Einzelkörnern und dem makroskopischen Reibungswinkel des Korngefüges – numerisch ermittelte Werte nach THORNTON (2000) und YIMSIRI (2001), experimentell ermittelte Werte nach SKINNER (1969), adaptiert nach MITCHEL & SOGA (2005) und THORNTON (2000)

Der unterproportionale Anstieg des makroskopischen Reibungswinkels mit dem interpartikularen Reibungswinkel oberhalb eines interpartikularen Reibungswinkels von etwa 15° ist nach Auffassung von THORNTON (2000) und MITCHEL & SOGA (2005) darauf zurückzuführen, dass die in einem Korngefüge infolge einer Scherbeanspruchung wirkenden Spannungen im Korngerüst überwiegend als Normalkräfte entlang von Kraftketten abgetragen werden (vgl. Abbildung 70). Neben den Normalkräften wirken an den Kontaktpunkten der Einzelkörner entlang dieser Kraftketten auch Tangentialkräfte, deren Größe jeweils vom interpartikularen Reibungswinkel zwischen den Einzelkörnern abhängt. Die Tangentialkräfte wirken der gegenseitigen Verschiebung der Einzelkörner entgegen und

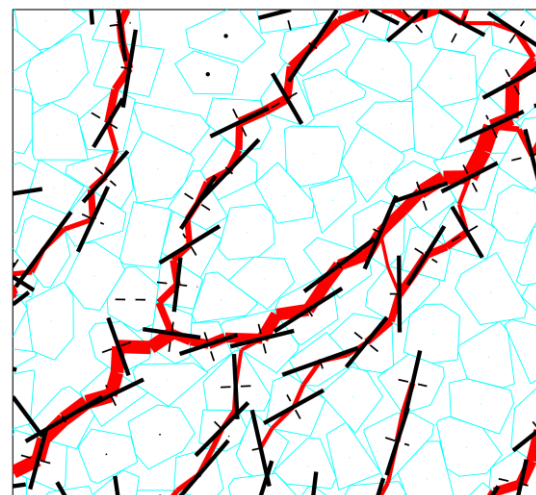


Abbildung 70: Kraftketten in einem Korngefüge (rote Linien; dicke proportional zur Größe der Kräfte) bei periodischer Scherbeanspruchung, Ergebnisse numerischer Untersuchungen von PEÑA, GARCÍA-ROJO & HERMANN (2007)

tragen damit neben dem umgebenden Korngefüge zur Stabilisierung der Kraftketten bei. Ihr Anteil am Abtrag der aufgebrachtten Spannungen ist im Vergleich zu den Normalkräften allerdings gering, woraus die geringe Abhängigkeit des makroskopischen Reibungswinkels des Korngefüges vom interpartikularen Reibungswinkel zwischen den Einzelkörnern resultiert.

Trotz des geringen Zusammenhanges zwischen dem makroskopischen und dem interpartikularen Reibungswinkel besitzen die Reibungskräfte zwischen den Einzelkörnern maßgebliche Bedeutung hinsichtlich der Ausbildung eines stabilen Korngefüges und stabiler Kraftketten. Würden zwischen den Einzelkörnern keine Reibungskräfte wirken (interpartikularer Reibungswinkel = 0°), würde sich das Korngefüge ähnlich wie ein Fluid verhalten (THORNTON, 2000; MITCHEL & SOGA, 2005). Nach Thornton (2000) zeigt sich dies auch daran, dass im Bereich von interpartikularen Reibungswinkeln $< 15^\circ$ ein deutlicher Zusammenhang zwischen dem interpartikularen und dem makroskopischen Reibungswinkel besteht (vgl. Ergebnisse von THORNTON (2000) in Abbildung 69).

4.3.2.5.3 Korngrößenverteilung und Korngröße

Die Scherfestigkeit und damit der Reibungswinkel nichtbindiger Erdbaustoffe werden auch durch die Korngrößenverteilung sowie die Korngröße beeinflusst (LAMBE & WHITMAN, 1969).

Der Einfluss der Korngrößenverteilung auf den Reibungswinkel nichtbindiger Böden ist aus Abbildung 71 ersichtlich, die den Zusammenhang zwischen der Porenzahl und dem Reibungswinkel von vier nichtbindigen Böden mit identischem Kleinst- (0,5 mm), aber unterschiedlichem Größtkorn zeigt. Bei identischem Kleinstkorn nehmen die Porenzahlen der vier Böden mit zunehmendem Größtkorn ab und die Reibungswinkel steigen an. Der Anstieg der Reibungswinkel mit dem Größtkorn ist auf die zunehmend besser abgestufte Korngrößenverteilung der dargestellten Böden zurückzuführen. Diese führt dazu, dass die Einzelkörner im Korngefüge zunehmend mehr Korn-zu-Korn-Kontakte besitzen, wodurch die Scherfestigkeit des Korngemisches ansteigt (LAMBE & WHITMAN, 1969). Aus Abbildung 71 geht überdies die Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Porenzahl hervor. So steigt der Reibungswinkel der vier dargestellten Böden mit abnehmender Porenzahl jeweils an.

Im Hinblick auf den Einfluss der Korngröße auf den Reibungswinkel nichtbindiger Böden zeigt Abbildung 72, dass dieser nicht besonders ausgeprägt ist. Die vier in Abbildung 72 dargestellten Böden weisen jeweils eine Ungleichförmigkeitszahl von $C_u = 3,3$ und damit eine vergleichbare Kornabstufung auf, sie besitzen aber einen unterschiedlichen mittleren Korndurchmesser. Werden die dargestellten Böden mit vergleichbarer Verdichtungsenergie verdichtet, zeigen sich im Hinblick auf den Reibungswinkel zwischen dem Boden mit einem mittleren Korndurchmesser von 2 mm und dem Boden mit einem mittleren Korndurchmesser von 16 mm lediglich geringe Unterschiede von wenigen Grad. Auch bei vergleichbarer Porenzahl bestehen zwischen den Böden mit unterschiedlichem mittleren Korndurchmesser hinsichtlich des Reibungswinkels nur Unterschiede von wenigen Grad. Die Reibungswinkel der in Abbildung 72 dargestellten Böden hängen hingegen jeweils erneut deutlich von ihrer Porenzahl e_0 zu Beginn der Scherbeanspruchung ab.

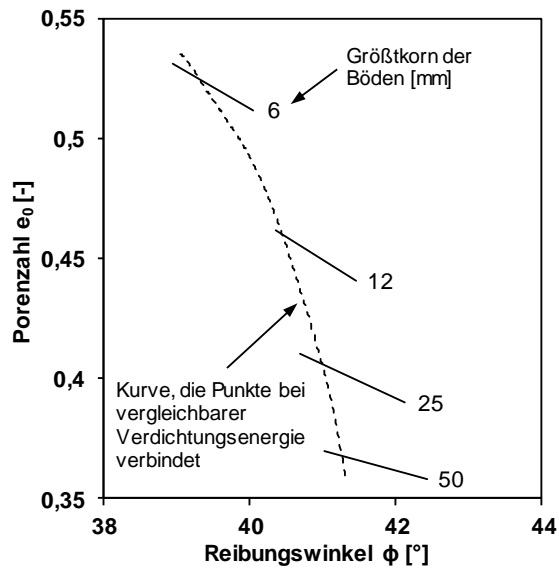


Abbildung 71: Einfluss der Korngröße auf den Reibungswinkel nichtbindiger Böden am Beispiel von Böden mit identischem Kleinstkorn (0,5 mm) und unterschiedlichem Größtkorn, adaptiert nach LAMBE & WHITMAN (1969)

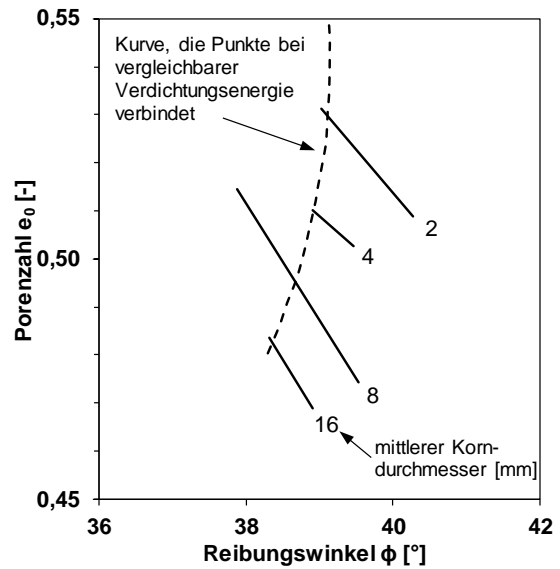


Abbildung 72: Einfluss der Kornabstufung auf den Reibungswinkel nichtbindiger Böden am Beispiel von Böden mit identischer Ungleichförmigkeitszahl ($C_U = 3,3$) und unterschiedlichem mittlerem Korndurchmesser, adaptiert nach LAMBE & WHITMAN (1969)

5 Granulometrische Eigenschaften von RC Baustoffen

5.1 Eigenschaften des Korngerüstes

5.1.1 Allgemeines

Die Ausführungen zur Verdichtung nichtbindiger Erdbaustoffe sowie zu den Grundlagen ihres mechanischen Verhaltens unter Kompressions- und Scherbeanspruchung haben verdeutlicht, dass die Eigenschaften des Korngerüstes und der Einzelkörner (granulometrische Eigenschaften) von maßgeblicher Bedeutung sind. Nachfolgend sollen daher zunächst das Korngerüst von RC Baustoffen charakterisiert werden. Besonderes Augenmerk liegt dabei auf der stofflichen Zusammensetzung und der Abstufung der Kornverteilungskurve.

5.1.2 Stoffliche Zusammensetzung

Bei RC Baustoffen handelt es sich um aufbereitete Baurestmassen, die beim Rückbau von Hochbauten sowie von Infrastruktur (z. B. Brückenwiderlager, Straßenaufbruch) anfallen. Der Rückbau sollte möglichst selektiv und durch die kontrollierte Demontage der Bauwerke erfolgen, so dass die Materialien möglichst sortenrein gewonnen und in den Arbeitsschritten „Zerkleinerung“ (in der Regel durch Backen- oder Prallbrecher), „Siebklassierung“ und „Sortierung“ zu einem qualifizierten Erdbaustoff aufbereitet werden können (MÜLLER, 2018).

Wirtschaftliche Bedeutung als Baustoffe im Erd- und Straßenbau besitzen in der Praxis in erster Linie RC Baustoffe aus sortenreinem Betonbruch (RC Beton) sowie aufbereitete Bauschuttgemische (RC Mix), die neben Anteilen an Beton insbesondere bedeutende Mengen an Ziegel und weiteren Komponenten, z. B. Porenbeton, Putze, Mörtel, Kalksandstein oder nichtmineralische Fremdstoffe (z. B. Holz, Kunststoffe, Textilien) enthalten können. Da die erdbautechnischen Eigenschaften eines RC Baustoffes maßgeblich von seiner jeweiligen stofflichen Zusammensetzung beeinflusst werden und da einige Bestandteile, beispielsweise Porenbeton oder Putz, die erdbautechnischen Eigenschaften ungünstig beeinflussen können (s. CARDOSO ET AL. 2016; KRASS & KOLLAR, 2004), ist die Kenntnis der stofflichen Zusammensetzung von RC Baustoffen, die zeitlichen und regionalen Schwankungen unterliegt, von baupraktischer Relevanz.

Um Kenntnis über die zeitliche und regionale Streuung der stofflichen Zusammensetzung von RC Baustoffen zu erhalten, wurden die Prüfzeugnisse von aufbereiteten Baurestmassen (jeweils RC Beton und RC Mix) dreier Baustoffaufbereiter aus dem Münchner und dem Nürnberger Raum hinsichtlich ihrer stofflichen Zusammensetzung nach TP BF-StB Teil 3.1.5 (FGSV, 2012d) ausgewertet. Die Prüfzeugnisse wurden durch unabhängige Prüfinstitute zwischen dem ersten Quartal 2014 und dem vierten Quartal 2016 erstellt. Für aufbereiteten Betonbruch wurden insgesamt 39 ($n_{\text{Aufbereiter 1}} = 6$, $n_{\text{Aufbereiter 2}} = 17$, $n_{\text{Aufbereiter 3}} = 6$) Prüfzeugnisse unterschiedlicher Korngrößenbereiche (0/8 mm bis 0/56 mm) ausgewertet. Die Ergebnisse, die in Abbildung 73 dargestellt sind, zeigen, dass sortenrein aufbereiteter Betonbruch weitgehend Einzelkörner der Stofffraktionen „Beton und andere hydraulisch gebundene Stoffe“ sowie „natürliche (gebrochene) Gesteinskörnung“ enthält, wobei letztere

überwiegend aus den Zuschlagstoffen der Betonkörner stammen. Andere Stofffraktionen werden weitgehend aussortiert.

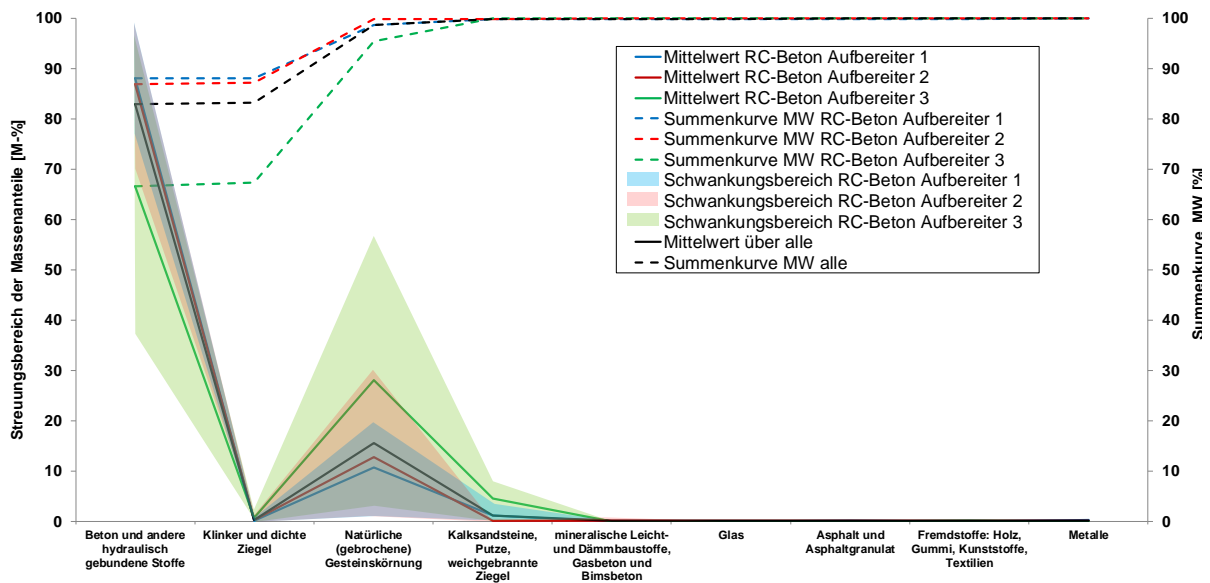


Abbildung 73: Streuungsbreite der stofflichen Zusammensetzung von aufbereitetem Betonbruch

Auch Untersuchungen von MÜLLER (2018) zeigen, dass Betonbruch und natürliche Gesteinskörnungen in RC Baustoffen aus sortenrein aufbereitetem Beton dominieren. Ihre Ergebnisse, die in Abbildung 74 dargestellt sind, stimmen insofern mit den in Abbildung 73 dargestellten eigenen Ergebnissen überein. Die von MÜLLER (2018) ausgewerteten RC Baustoffe aus Betonbruch weisen im Mittel allerdings deutlich höhere Anteile an Ausbausphal auf. Anteile an „Wandbaustoffen“ (z. B. Kalksandstein, Putz), „mineralischen Dämmstoffen“ und „Fremdbestandteilen“ wurden bei den von MÜLLER (2018) untersuchten RC Betonen hingegen ebenfalls weitgehend aussortiert.

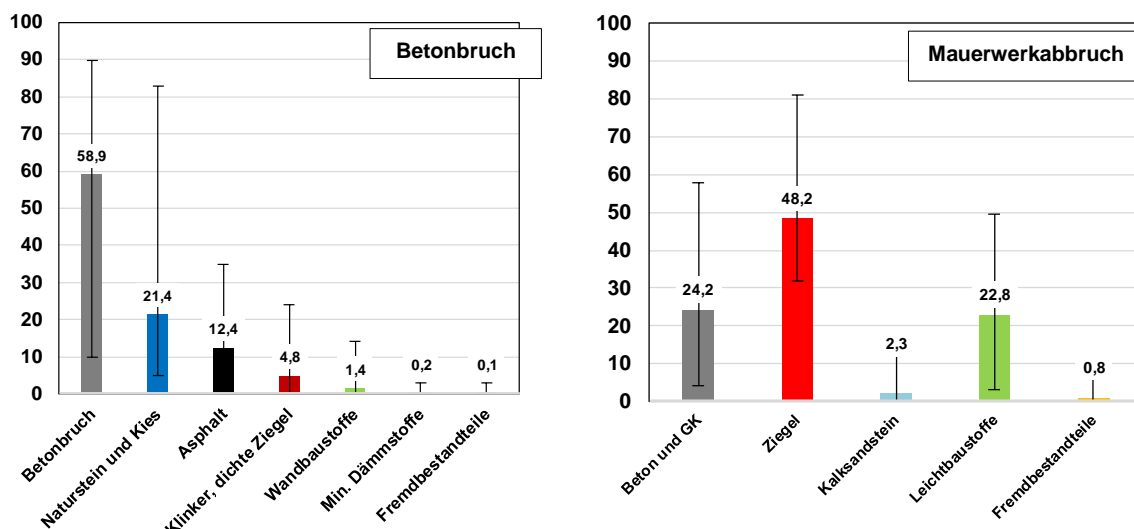


Abbildung 74: Zusammensetzung von Recycling-Baustoffen aus Betonbruch (Stichprobenumfang = 70) und Mauerwerksabbruch, nach MÜLLER (2018)

Aufbereitete Bauschuttgemische weisen im Gegensatz zu sortenreinem Betonbruch ein deutlich heterogeneres Erscheinungsbild auf. Dies ist beispielhaft anhand der Streuungsbreiten der stofflichen Zusammensetzung nach TP BF-StB Teil 3.1.5 (FGSV, 2012d)

von drei aufbereiteten Bauschuttgemischen der drei Baustoffaufbereiter in Abbildung 75 dargestellt. Die Ergebnisse in Abbildung 75 stammen ebenfalls aus der Auswertung der Prüfzeugnisse, die durch unabhängige Prüfinstitute zwischen dem ersten Quartal 2014 und dem vierten Quartal 2016 erstellt wurden (s.a. HUBER & HEYER, 2018). Entgegen der Auswertung für den sortenreinen Betonbruch wurden bei den aufbereiteten Bauschuttgemischen je Aufbereiter nur die Prüfzeugnisse jeweils einer Lieferkörnung (0/32, 0/45 und 0/63) berücksichtigt.

Die Auswertung in Abbildung 75 bestätigt, dass die stoffliche Zusammensetzung von aufbereiteten Bauschuttgemischen eine große Heterogenität besitzt sowie zeitlichen und regionalen Schwankungen unterliegt. Dennoch weisen alle drei RC Mix-Materialien im Mittel durchaus eine vergleichbare stoffliche Zusammensetzung auf, wobei es sich bei den Hauptanteilen aller drei untersuchten Materialien um die Stoffgruppen „Beton/hydraulisch gebundene Stoffe“, „Klinker/dichte Ziegel“, „natürliche Gesteinskörnung“ und „Kalksandstein/Putze/weichgebrannte Ziegel“ handelt. Unerwünschte Bestandteile, beispielsweise „mineralische Leicht-/Dämmbaustoffe“ oder „nichtmineralische Fremdstoffe“, welche die erdbautechnischen Eigenschaften ungünstig beeinflussen, werden hingegen weitgehend und zuverlässig aussortiert. Die Anforderungen der TL BuB E-StB 09 (FGSV, 2009a) an die stoffliche Zusammensetzung (s. Kapitel 2.3.2) werden von allen drei Materialien überdies durchgehend erfüllt.

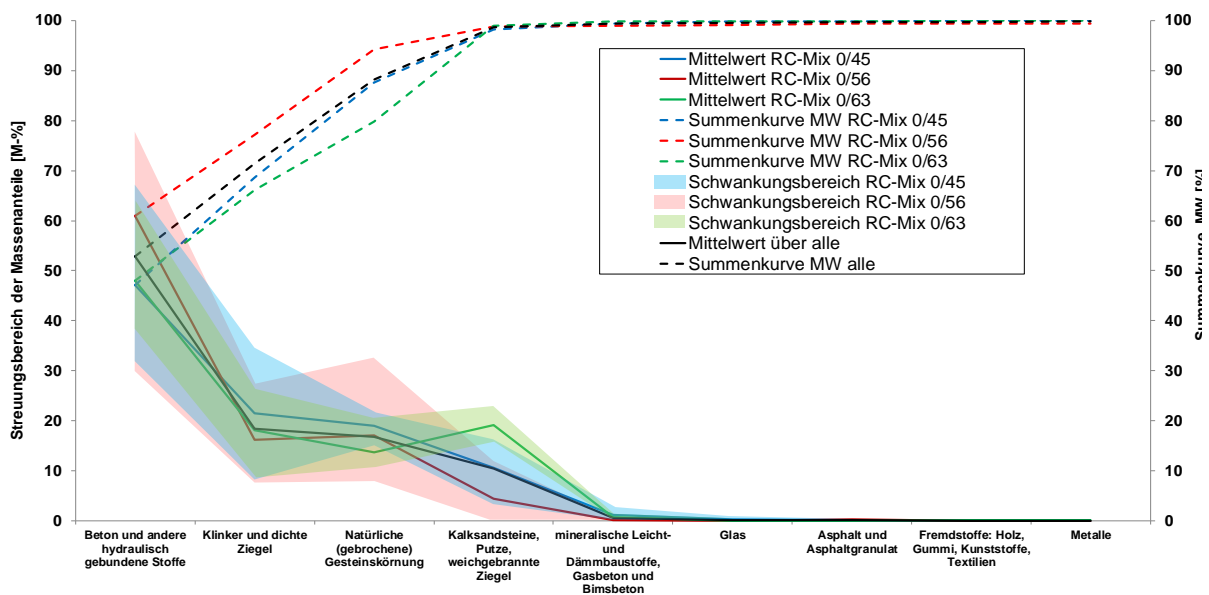


Abbildung 75: Streuungsbreite der stofflichen Zusammensetzung aufbereiteter Bauschuttgemische, aus HUBER & HEYER (2018)

Die eigenen Ergebnisse zur Heterogenität der stofflichen Zusammensetzung von aufbereiteten Bauschuttgemischen werden durch Angaben aus der Literatur bestätigt. Angaben zur stofflichen Zusammensetzung von aufbereiteten Bauschuttgemischen verschiedener Autoren

sind beispielsweise in Tabelle 9 aufgeführt. Darüber hinaus zeigt Abbildung 74 typische stoffliche Zusammensetzungen von Mauerwerksabbruch⁷.

	EMPA (2004)		MÜLLER (2000)	
	Spannen [M.-%]	Mittelwert [M.-%]	Spannen [M.-%]	Mittelwert [M.-%]
Beton	31,9 – 52,7	41,1	16,1 – 90,4	40,4
Naturstein (Kies/Sand)	21,4 – 55,3	37,7	5,1 – 65,9	40,4
Ziegel/Klinker	11 – 23,4	18,8	0 – 40,4	10,6
Keramik/Fliesen	0 – 1,8	1,0	0 – 6	1,5
Putz/Mörtel	Keine Angabe		0 – 41,9	12,0
Ausbauasphalt	0 – 1,4	0,5	Keine Angabe	
Sonstige Fremdstoffe	0 – 1,3	0,8	0 – 11,2	3,1

Tabelle 9: Stoffliche Zusammensetzung von aufbereiteten Bauschuttgemischen

In Zusammenhang mit der Bestimmung der stofflichen Zusammensetzung nach TP BF-StB Teil 3.1.5 (FGSV, 2012d) muss berücksichtigt werden, dass diese mit gewissen Unsicherheiten verbunden ist. So erfolgt die Zuordnung der Einzelkörner zu den einzelnen Stoffgruppen durch händisches Sortieren nach Augenschein und subjektiver Einschätzung. Eine objektive Beurteilung ist dadurch nicht möglich, was je nach Auszählendem zu unterschiedlichen stofflichen Zusammensetzungen führen kann. Schwierig ist auch die Zuordnung von Einzelkörnern, die Anteile an mehreren, getrennt zu erfassenden Stofffraktionen (z. B. Zuschlagkörnung und Zement, Ziegel und Mörtel) enthalten. Zudem werden die Kornanteile < 4 mm, die beispielsweise in Zusammenhang mit hydraulisch aktiven Bestandteilen besondere Relevanz besitzen, in der stofflichen Zusammensetzung nicht berücksichtigt (HUBER, HENZINGER & HEYER, 2018).

Abschließend sei darauf hingewiesen, dass auch innerhalb der einzelnen Stofffraktionen nach TP BF-StB Teil 3.1.5 (FGSV, 2012d) Unterschiede hinsichtlich der physikalischen Eigenschaften der Einzelbestandteile auftreten können. Dies ist darauf zurückzuführen, dass in der Baupraxis je nach den Anforderungen einer Anwendung unterschiedliche Betonrezepturen oder Ziegelarten verwendet werden, die sich in ihren Ausgangs- und Zuschlagstoffen, ihren Rezepturen oder ihrer Herstellung unterscheiden können.

Mineralische Sekundärbaustoffe aus industriellen Prozessen mit vergleichsweise gleichbleibenden Prozessparametern (industrielle Nebenprodukte) zeichnen sich gegenüber mineralischen Baurestmassen hingegen meist durch eine hohe Homogenität aus. Dies gilt auch für weitere sortenrein gewinnbare Materialien, wie z. B. Gleisschotter.

5.1.3 Abstufung der Kornverteilungskurve

Die Abstufung der Kornverteilungskurve ist eine wesentliche Eigenschaft eines Erdbaustoffes und besitzt in Zusammenhang mit seinem mechanischen Verhalten, seiner Verdichtung oder seiner Frostgefährdung große Bedeutung. Im Gegensatz zu natürlich gewonnenen Primärbaustoffen, die im Erdbau häufig so verwendet werden, wie sie gewonnen werden oder

⁷ Mauerwerksabbruch bezeichnet Materialien, die beim Abbruch von Bauwerken aus Mauerwerk anfallen. Nach MÜLLER (2018) enthält Mauerwerksabbruch neben Ziegel Anteile an Beton und Leichtbeton, Kalksandstein, Porenbeton, Mörtel und Putz. Es handelt sich damit im weiteren Sinne um Bauschuttgemische (RC Mix).

im Rahmen einer Baumaßnahme anfallen, durchlaufen mineralische Sekundärbaustoffe aus aufbereiteten Baurestmassen und industriellen Nebenprodukten typischerweise die Aufbereitungsschritte *Zerkleinerung* und *Siebklassierung*. Als weiterer Schritt nach der *Klassierung* kann die *Dosierung* angeschlossen werden, bei der bestimmte Kornabstufungen zusammengesetzt werden. Die Abstufung der Kornverteilungskurve von RC Baustoffen kann hierdurch in der Regel gezielt beeinflusst werden.

Typische Sieblinien von aufbereiteten Bauschuttgemischen, rezyklierten Betonbruch und industriellen Nebenprodukten sind beispielhaft in Abbildung 76 dargestellt. Es handelt sich dabei um Kornverteilungskurven, die im Rahmen mehrerer Forschungsarbeiten am Zentrum Geotechnik der TU München ermittelt wurden, sowie um Kornverteilungskurven, die im Zuge der Auswertung von Prüfzeugnissen mineralischer Sekundärbaustoffe verschiedener Baustoffaufbereiter zusammengestellt wurden.

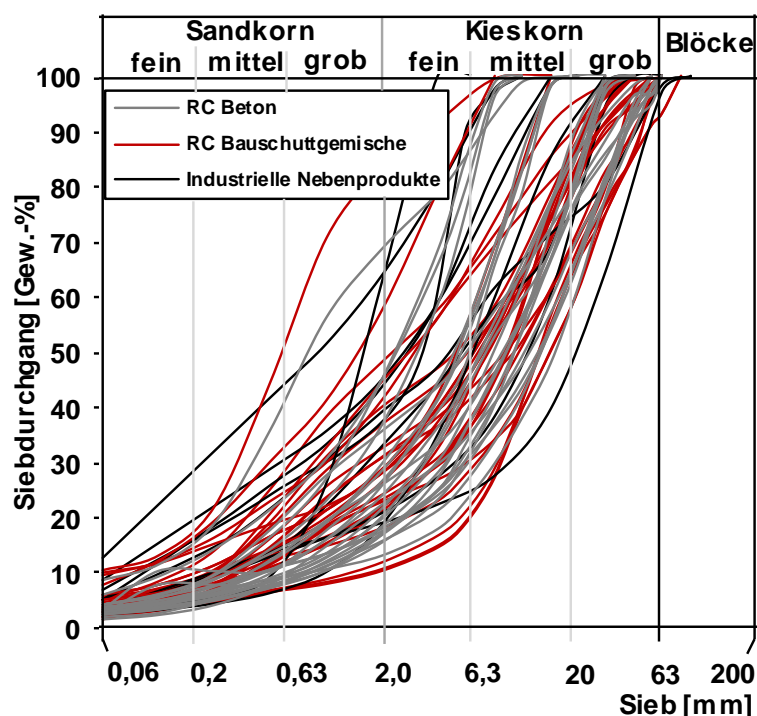


Abbildung 76: Typische Sieblinien von aufbereiteten Baurestmassen und industriellen Nebenprodukten

Die dargestellten Sieblinien zeigen, dass es sich bei RC Baustoffen meist um gut abgestufte Materialien im Kieskornbereich handelt. Der Feinkornanteil aufbereiteter Bauschuttgemische liegt meist unterhalb von 10 M.-% und sortenreiner Betonbruch weist häufig sogar Feinkornanteile von weniger als 5 M.-% auf. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sortenreiner Betonbruch häufig auch in den ungebundenen Schichten des Straßenoberbaus verwendet wird und der zulässige Feinkornanteil bei derartigen Anwendungen im Hinblick auf die Frostsicherheit der Baustoffe begrenzt wird⁸. Es wird darauf hingewiesen, dass der Feinkornanteil von aufbereiteten Baurestmassen typischerweise keine Plastizität aufweist.

⁸ Die TL SoB-StB 04/07 (FGSV, 2008) begrenzen den zulässigen Feinkornanteil für Baustoffgemische/Böden für Frostschutzschichten und für Schichten aus frostunempfindlichen Material sowie für Kies-/Schottertragschichten auf höchstens 5 M.-%.

Die Bestimmung der Verteilung der Korngrößenanteile $d < 0,063$ mm mittels Sedimentationsanalyse ist häufig nicht möglich, da es trotz der Zugabe von Dispergierungsmitteln oft zum Ausflocken der Suspension kommt. Aufgrund der vergleichsweise geringen Feinkornanteile, die das erdbautechnische Verhalten in der Regel nicht maßgeblich beeinflussen, bleibt dies aber meist unbedeutend. Ist es in solchen Fällen dennoch erforderlich, die Verteilung der Feinkornanteile zu ermitteln, kann auf alternative Verfahren, beispielsweise mittels dynamischer Bildanalyse (z. B. Camsizer), zurückgegriffen werden.

5.1.4 Veränderung der Korngrößenanteile infolge von Kornbruch

5.1.4.1 Allgemeines

Im Hinblick auf die Abstufung der Kornverteilungskurve ist zu berücksichtigen, dass äußere Einwirkungen durch mechanische Beanspruchungen (z. B. Verdichtung, Verkehrs-/Gebrauchslasten) oder Witterungseinflüsse (z. B. Frost-Tau- oder Trocken-Feucht-Wechsel) zum Bruch von Einzelkörnern und damit zu einer Veränderung der Kornabstufung führen können. Je nachdem, wie viel Kornbruch auftritt, kann dies unter ungünstigen Umständen mit einer Veränderung des mechanischen und hydraulischen Verhaltens des Erdbaustoffes einhergehen. Ob es zum Bruch von Einzelkörnern kommt, hängt von mehreren Faktoren ab. Hierzu zählen nach AFSHAR ET AL. (2017) (s. a. YU, 2021) neben der Art und der Größe der Belastung (INDRARATNA, SUN & NIMBALKAR, 2014) beispielsweise die Festigkeit und Mineralogie der Einzelkörner (z. B. LOBO-GUERRERO & VALLEJO, 2005; BONO & WANATOWSKI, 2014), die Korngröße (z. B. MARSAL, 1973; HARDIN, 1985; ROZENBLATT ET AL., 2011), die Korngrößenverteilung und Koordinationszahl (z. B. LOBO-GUERRERO & VALLEJO, 2005; MISHR & THORNTON, 2001) sowie die Kornform (z. B. TAVARES & KING, 1998; GOLCHERT ET AL. 2004, ANTONY, MORENO-ATANASIO & HASSANPOUR, 2006).

In Zusammenhang mit der Beurteilung, ob Kornbruch mit einer substanziellen Änderung der granulometrischen Eigenschaften eines Korngemisches einhergeht, ist es allerdings einerseits erforderlich, den Begriff *Kornbruch* näher zu differenzieren. Andererseits ist es notwendig, den auftretenden Kornbruch quantitativ zu beurteilen.

5.1.4.2 Differenzierung von Kornbruch

Der Begriff *Kornbruch* wird häufig pauschal und ohne weitere Differenzierung verwendet. Dabei ist zu berücksichtigen, dass Kornbruch nicht unbedingt den totalen Zerfall eines Einzelkorns bedeutet, sondern eine Vielzahl von Schadensformen umschließt, die nicht gleichgesetzt werden können.

Einen Überblick über die möglichen an einem Einzelkorn auftretenden Schäden, die unter dem Begriff *Kornbruch* zusammengefasst werden können, und die daraus resultierenden Zerkleinerungsprodukte gibt beispielsweise UNLAND (2007). Die potenziellen Schadensformen, die unter dem Begriff *Kornbruch* zusammengefasst werden, erstrecken sich ausgehend von der bloßen Schwächung eines Einzelkorns, bei der noch keinerlei Bruchstücke vom Ausgangspartikel abbrechen, bis hin zum vollständigen Zerfall des Einzelkorns in viele kleine Bruchstücke und sind in Abbildung 77 dargestellt. Darüber hinaus kann neben der

Schwächung und der Fragmentierung eines Einzelkorns auch Kornabrieb bzw. Abrasion mit Kornbruch bezeichnet werden (AFSHAR ET AL. 2017). Der bei einer Belastung jeweils eintretende Zerkleinerungseffekt hängt dabei neben der Kornfestigkeit von der Art, der Höhe und dem Angriffspunkt der Belastung sowie den Auflagebedingungen eines Einzelkorns ab.















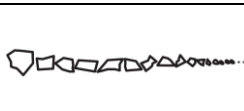
Schadensform	Ausgangspartikel	Belastetes Partikel	Zerkleinerungsprodukte
Schwächung (weakening)			
Rissbildung (cracking)			
Bruch (breaking)			
Krümelerung (crumbling)			
Absplitterung (chipping)			
Zersplitterung (splitting)			
Vollständiger Zerfall (disintegrating)			

Abbildung 77: Mögliche Formen von Kornbruch, nach Unland (2007)

5.1.4.3 Beurteilung von Kornbruch an diskreten Stellen

Die Beurteilung des Grades an Kornbruch erfolgt in der Literatur häufig durch einen Vergleich der Sieblinien eines Materials vor und nach einer Belastung, wobei zur Beurteilung des Grades an Kornbruch die Änderung des Siebdurchganges an diskreten Siebdurchgängen herangezogen wird. Einige dieser Methoden sind beispielhaft in Abbildung 78 dargestellt und werden nachfolgend kurz erläutert.

LESLIE (1963) vergleicht zur Beurteilung des Grades an Kornbruch zunächst die prozentuale Änderung des Siebdurchganges vor und nach einer Belastung bei derjenigen Korngröße, bei der vor der Belastung 100 M.-% des Siebdurchganges zurückgehalten wurden. Später legte er zur Beurteilung diejenige Korngröße zugrunde, bei der vor der Belastung 90 M.-% des Siebdurchganges zurückgehalten wurden (s. LESLIE, 1975). MARSAL (1967) bemühte zur Beurteilung des Grades an Kornbruch die prozentuale Änderung des Siebdurchganges vor und nach einer Belastung bei derjenigen Korngröße, bei der die größte Änderung des Siebdurchganges auftritt.

LEE & FARHOOMAND (1967) beurteilen den Grad an Kornbruch im Gegensatz zu den vorgenannten Methoden nicht anhand der Änderung des Siebdurchganges, sondern beziehen sich auf das Verhältnis des Korndurchmessers bei 15 M.-% Siebdurchgang vor der Belastung zum Korndurchmesser bei 15 M.-% Siebdurchgang nach der Belastung. Eine vergleichbare Herangehensweise verfolgen MAEDA ET AL., 1992) und MIURA ET AL. (1997) mit dem Crushability Index I_{Cr} , den sie als den Logarithmus des Verhältnisses des Korndurchmessers bei 10 M.-% Siebdurchgang vor der Belastung zum Korndurchmesser bei 10 M.-% Siebdurchgang nach der Belastung definieren. Dabei bedeutet ein Crushability Index von $I_{Cr} = 0$, dass an der diskreten Stelle bei einem Korndurchmesser von 10 M.-% Siebdurchgang kein Kornbruch auftritt.

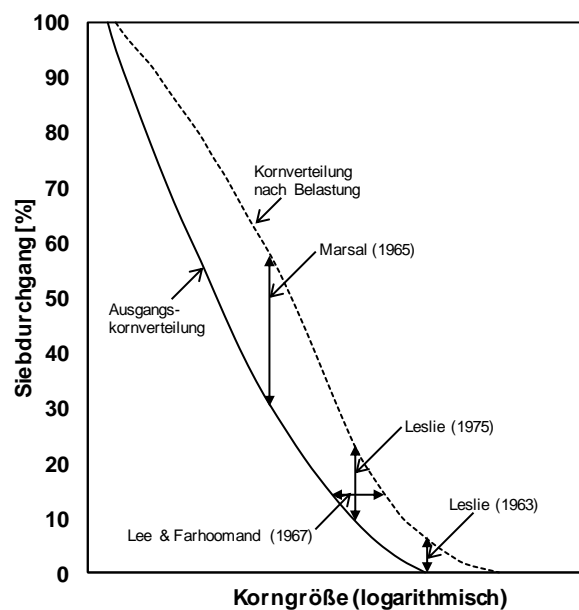


Abbildung 78: Möglichkeiten zur Quantifizierung des Grades an Kornbruch anhand einzelner Messgrößen, adaptiert nach HARDIN (1985)

5.1.4.4 Beurteilung von Kornbruch anhand der gesamten Kornverteilungskurve

Die in Kapitel 5.1.4.3 vorgestellten Methoden haben den Nachteil, dass sie den Grad an Kornbruch lediglich anhand der Änderung des Siebdurchganges an diskreten Stellen beurteilen und nicht die Änderung der Korngrößenverteilung über den gesamten Korngrößenbereich berücksichtigen.

HARDIN (1985) entwickelte daher ein Konzept, das zur Quantifizierung von Kornbruch den gesamten Bereich der Körnungslinie berücksichtigt. Dem Konzept liegt die Überlegung zugrunde, dass alle Einzelkörner unabhängig von ihrer Korngröße bei einer ausreichend großen Spannung zerbrechen, wobei die Verteilung der Korngrößen unterhalb von 0,074 mm das Materialverhalten nur gering beeinflusst und damit vernachlässigbar ist. Auf Basis dieser Überlegungen definiert HARDIN (1985) die Fläche zwischen dem Größtkorn und dem Korndurchmesser von 0,074 mm oberhalb der Ausgangskornverteilung als das Bruchpotential B_p eines Materials (s. Abbildung 79 (links)).

Wird ein Korngemisch belastet, kommt es bei ausreichend großen Spannungen zum Bruch von Einzelkörnern und die Kornverteilungskurve des Materials wird sich gegenüber der

Ausgangskornverteilung nach oben hin verschieben. Die Fläche zwischen der Kornverteilungskurve des gebrochenen Materials und der Ausgangskornverteilungskurve (jeweils Korngrößenbereich $d \geq 0,074$ mm) bezeichnet HARDIN (1985) als *total breakage* B_t . Diese Fläche repräsentiert den infolge der Belastung aufgetretenen Kornbruch. Der Verhältniswert zwischen B_t und B_p , den HARDIN (1985) als *relative breakage* B_r bezeichnet, stellt ein Maß für den aufgetretenen Grad an Kornbruch dar.

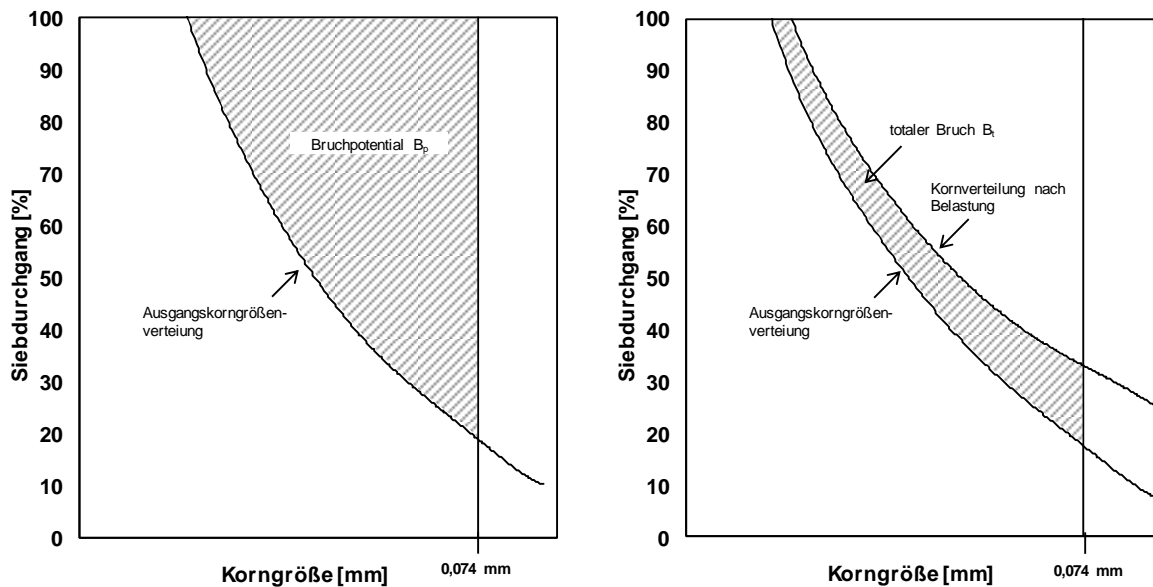


Abbildung 79: Definition des Bruchpotentials B_p („breakage potential“) und des totalen Bruches B_t („total breakage“) nach HARDIN (1985)

Einen ähnlichen Ansatz wie HARDIN (1985) verfolgte auch BRANDL (1977), der allerdings die Fläche oberhalb der Ausgangskornverteilung zwischen dem maximalen Korndurchmesser und einem Korndurchmesser von 0,02 mm betrachtete und diese als Grobfaktor G_{vorher} bezeichnete. Kommt es infolge einer Belastung zur Kornverfeinerung und infolgedessen zu einer Verschiebung der Kornverteilungskurve nach oben, kann der Grobfaktor G_{nachher} bestimmt werden, der die Fläche oberhalb der „neuen“ Kornverteilungskurve zwischen dem maximalen Korndurchmesser d_{max} und dem Korndurchmesser von 0,02 mm bezeichnet. Aus dem Grobfaktor G_{vorher} und dem Grobfaktor G_{nachher} ermittelt BRANDL (1977) den Verfeinerungsgrad ΔG , der als Maß zur Beurteilung des Grades an Kornverfeinerung herangezogen werden kann.

Die Annahme von HARDIN (1985), wonach bei einer entsprechend großen Belastung die Einzelkörner aller Korngrößen zerbrechen, entspricht nach EINAV (2007a) allerdings nicht der Realität. So werden die größeren Einzelkörner mit fortschreitendem Kornbruch zunehmend von immer mehr kleineren Einzelkörnern umgeben und durch diese „gepolstert“. Durch die lastverteilende Wirkung der kleineren Einzelkörner erfahren die größeren Partikel keinen weiteren Bruch, während die kleineren Partikel weiter zerbrechen. EINAV (2007a) entwickelte den Ansatz von HARDIN (1985) daher weiter. EINAV (2007a) geht davon aus, dass die Korngrößenverteilungen verdichteter Granulate bei sehr hohen Spannungen oder langen Scherdehnungen von einer endgültigen Kornverteilungskurve („ultimate distribution“) begrenzt werden (s.a. EINAV, 2007b), wobei sich die endgültige Kornverteilung zwischen den beiden Korngrößen d_M , dem Größtkorn der Ausgangskornverteilung, sowie d_m , dem Kleinstkorn der

Korngrößenverteilung, aufspannt. EINAV (2007a) macht jedoch keine Angaben dazu, wie d_m zu bestimmen ist.

EINAV (2007a) definiert ebenfalls das Bruchpotential B_p sowie den totalen, d. h. tatsächlich auftretenden Bruch B_t , wobei das Bruchpotential B_p die Fläche unterhalb der endgültigen Kornverteilung zwischen den Korndurchmessern d_M und d_m darstellt und der totale Bruch B_t die Fläche zwischen der tatsächlichen Kornverteilungskurve nach der Beanspruchung und der Ausgangskornverteilungskurve zwischen den Korndurchmessern d_M und d_m bezeichnet (vgl. Abbildung 80). Der relative Bruchindex B_r als Maß für den Grad an Kornverfeinerung wird von EINAV (2007a) schließlich als Verhältniswert zwischen dem totalen Bruch B_t und dem Bruchpotential B_p definiert.

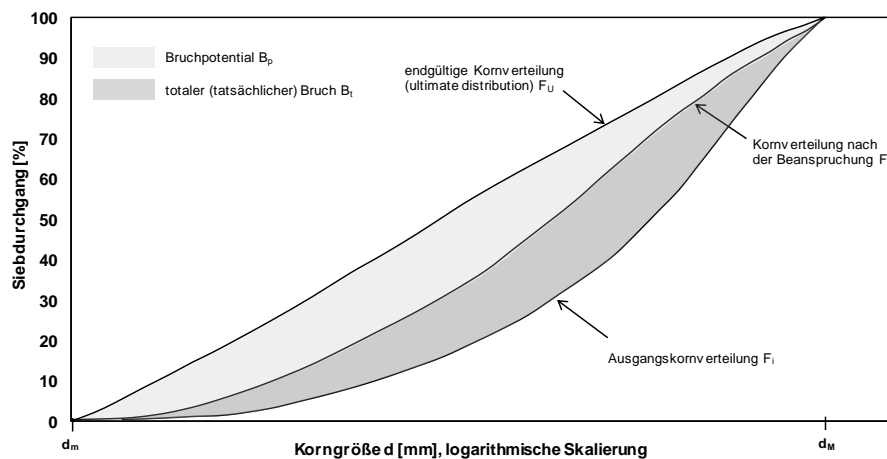


Abbildung 80: Definition des Bruchpotentials B_p , des totalen Bruches B_t und des relativen Bruchindex B_r , nach EINAV (2007a)

5.1.5 Veränderungen des Korngerüstes infolge von Verfestigungsprozessen

Zu einer Veränderung der Eigenschaften eines Korngerüstes können neben Kornbrüchen infolge von äußeren mechanischen Einwirkungen auch Verfestigungsprozesse infolge von physikalischen oder chemischen Vorgängen führen. Bei natürlich abgelagerten Lockergesteinen, deren Korngerüst in der Regel aus schichtweise abgelagerten Verwitterungsprodukten (z. B. Geröll, Kies, Sand, Schluff oder Ton) oder Skelett- und Schalenbruchstücken von Organismen besteht, werden diese Vorgänge mit dem Begriff der *Diagenese* (auch *Lithifizierung*, *Gesteinsbildung*) bezeichnet. Die Diagenese besteht im Wesentlichen aus den beiden Prozessen der *Kompaktion* sowie der *Zementation* und führt dazu, dass sich die zunächst lose nebeneinander abgelagerten Partikel der Lockergesteine im Laufe der Zeit zu harten Gesteinen verfestigen (GROTZINGER & JORDAN, 2014).

Die Kompaktion, eine Folge der Auflast durch überlagernde, jüngere Sedimente, führt zu einer dichteren Lagerung der locker abgelagerten Partikel, wobei in den Zwischenräumen der Einzelkörner gespeichertes Porenwasser zunehmend ausgepresst wird. Überdies regelt die Gewichtskraft der überlagernden Sedimente blättchenförmige Minerale parallel zueinander ein. Die Zementation, die auf Tone sowie die Ausfällung von neu gebildeten Mineralen (z. B. Ca-Mg-Carbonate, Si- und Fe-Oxide) aus entsprechend zusammengesetzten wässrigen Lösungen im Porenraum zurückzuführen ist, führt schließlich dazu, dass die anfangs losen Einzelkörner miteinander verkitten und ein stabiles Gefüge ausbilden. Beide Vorgänge

erhöhen die Kontaktflächen zwischen den einzelnen Partikeln und führen zu einer Erhöhung der Festigkeit des Gesteins sowie zu einer Verringerung des Porenraumes zwischen den einzelnen Partikeln. Die Vorgänge der Diagenese werden anhand von Abbildung 81 verdeutlicht. Aus abgelagerten Sanden kann dadurch *Sandstein*, aus Schluffen *Schluffstein* oder aus Tonen *Tonstein* entstehen. Unterliegen Schalenbruchstücke von Organismen oder calciumcarbonathaltige Partikel aus den Vorgängen der Diagenese, kann sich Kalkstein bilden (GROTZINGER & JORDAN, 2014; SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL (2018).

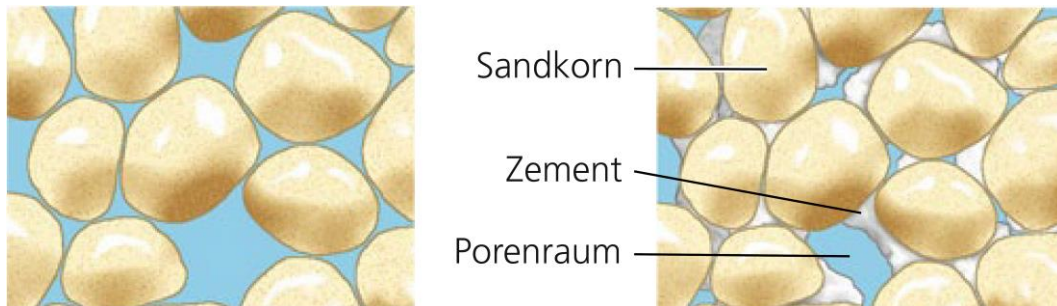


Abbildung 81: Schematische Darstellung der Vorgänge *Kompaktion* und *Zementation* bei der *Diagenese* von Lockergestein, aus GROTZINGER & JORDAN (2014)

Die strukturelle Beschaffenheit von Beton ähnelt derjenigen von verfestigten Lockersteinen insofern, als dass auch bei Beton die Einzelkörner der verwendeten Zuschlagstoffe durch neu gebildete Minerale, dem *Zementstein*, miteinander verkittet werden. Im Gegensatz zu natürlich verfestigten Lockergesteinen wird bei der Betonherstellung das Bindemittel Zement, welches mit dem Zugabewasser reagiert (Hydratisierung) und schließlich zur Aushärtung führt, allerdings gezielt industriell hergestellt und der Zuschlagkörnung zugegeben. Die Reaktion des Zementes mit dem Zugabewasser findet im Gegensatz zur Diagenese zudem in einem wesentlich kürzeren Zeithorizont sowie ohne die Einwirkung von hohem Druck statt.

Damit der zugegebene Zement vollständig hydratisieren und damit verfestigen kann, muss eine ausreichende Menge an Wasser zur Verfügung stehen. Zudem findet ein Großteil der verfestigenden Reaktionen zwar innerhalb der ersten Wochen statt (die Druckfestigkeit von Beton wird in der Regel an 28 Tagen alten Prüfkörpern ermittelt, z. B. VISMANN, 2015), doch reagieren einige Klinkerphasen des Zementklinkers auch noch nach langer Zeit und tragen zur Festigkeitsentwicklung bei. Wird Beton im Zuge des Rückbaus von Gebäuden oder Infrastruktur sowie im Zuge der Aufbereitung zu RC Baustoffen gebrochen, führt der Brechprozess dazu, dass frische Bruchflächen innerhalb des Zementsteins freigelegt werden, die noch nicht hydratisierte Zementklinkerphasen enthalten. Kommen diese unhydratisierten Zementklinkerphasen mit Wasser in Kontakt, führt dies zu sekundären Hydratationsprozessen der nicht hydratisierten Zementbestandteile, die zu einer Verkittung der Einzelkörner des Korngemisches führen und eine Erhöhung der Steifigkeit und Festigkeit (häufig angegeben als Steifigkeit oder CBR_0 -Wert) bewirken (z. B. DETTENBORN, KORKIALA-TANTTU & FORSMAN, 2017; JITSANGIAM ET AL. 2015; DETTENBORN, FORSMAN & KORKIALA-TANTTU, 2014; CERNI, COLAGRANDE & BOCCI, 2012; VEGAS ET AL. 2011; HUBER, BECKER & LOTHSCHÜTZ, 2009; POON & CHAN, 2006a; POON, QIAO & CHAN, 2006; ARM, 2001; LANCIERI, MARRADI & MANNUCCI, 2006).

5.2 Eigenschaften der Einzelkörner von RC Baustoffen

5.2.1 Mineralogische Zusammensetzung

5.2.1.1 Allgemeines

Die mineralogische Zusammensetzung eines Einzelkorns beeinflusst Eigenschaften wie die Härte und die Spaltbarkeit des Einzelkorns sowie seinen Widerstand gegenüber physikalischen und chemischen Beanspruchungen (MITCHEL & SOGA, 2005).

Bei Mineralen handelt es sich um kleinste, in sich homogene, feste Teilchen, die aus mehreren Elementen bestehen, die sich zu einer chemischen Verbindung zusammengefügt haben und in einer geordneten Kristallstruktur vorliegen. Sie werden bei geologischen Prozessen gebildet und sind die Grundbausteine eines jeden natürlichen Festgesteins und von Böden, die durch die Verwitterung und Ablagerung des natürlichen Festgesteins entstehen. Die Verwitterung kann durch physikalische (z. B. tektonische Entspannung, Temperaturwechsel, Frosteinwirkung, Salzsprengung), chemische (z. B. Lösungsvorgänge, Oxidation, Reduktion, Hydratation, Hydrolyse, Karbonatisierung) oder biologische (z. B. Wurzelsprengung) Prozesse erfolgen. Dabei führt die physikalische Verwitterung lediglich zur mechanischen Zerkleinerung des Ausgangsgesteins, aber eine Änderung der mineralogischen Zusammensetzung findet nicht statt. Die chemische Verwitterung kann hingegen auch mit einer Umbildung oder der Auflösung der Minerale des Ausgangsgesteins einhergehen (GROTZINGER & JORDAN, 2014; SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL, 2018).

Mineralklasse	Kennzeichnende Anionen	Beispiele
Silicate	Silicat-Ion SiO_4^{4-}	Quarz (SiO_2) Olivin (Mg_2SiO_4) Orthoklas (KAlSi_3O_8) Albit ($\text{NaAlSi}_3\text{O}_8$) Anorthit ($\text{Ca}(\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_8)$) Muskovit ($\text{KAl}_2(\text{AlSi}_3\text{O}_{10})(\text{OH})_2$) Biotit ($\text{K}(\text{Mg},\text{Fe})_3\text{AlSi}_3\text{O}_{10}$) Forsterit (Mg_2SiO_4) Tonminerale, z. B. Kaolinit, Illit, Montmorillonit <div style="margin-left: 20px;"> } Plagioklas } Feldspäte } Glimmer </div>
Oxide und Hydroxide	Sauerstoff-Ion O^{2-} Hydroxid-Ion OH^-	Korund (Al_2O_3) Hämatit (Fe_2O_3) Anatas (TiO_2) Calciumoxid, <i>gebrannter Kalk</i> (CaO) Gibbsit ($\text{Al}(\text{OH})_3$) Calciumhydroxid, <i>gelöschter Kalk</i> ($\text{Ca}(\text{OH})_2$)
Carbonate	Carbonat-Ion CO_3^{2-}	Calcit (CaCO_3) Dolomit ($\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$)
Sulfate	Sulfat-Ion SO_4^{2-}	Anhydrit (CaSO_4) Gips ($\text{CaSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$)
Sulfide	Sulfid-Ion S^{2-}	Pyrit (FeS_2)
Phosphate	Phosphat-Ion PO_4^{3-}	Apatit ($\text{Ca}_5(\text{PO}_4)_3\text{F,Cl,OH}$)
Halogenide	Cl^- , F^- , Br^- , I^-	Steinsalz (NaCl)
Elemente	-	Eisen (Fe) Kupfer (Cu)

Tabelle 10: Beispiele wichtiger Klassen gesteinsbildender Minerale, nach GROTZINGER & JORDAN (2014) und SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL (2018)

Nach GROTZINGER & JORDAN (2014) werden Minerale nach ihrer chemischen Komposition unterschieden und entsprechend ihrer Anionen klassifiziert. Die verbreitetsten Mineralklassen und einige der Minerale, aus denen ein Großteil der Festgesteine aufgebaut ist und die daher als gesteinsbildende Minerale bezeichnet werden, sind in Tabelle 10 aufgeführt. Die mineralogische Zusammensetzung der Festgesteine sowie von deren Verwitterungsprodukten (natürliche Böden wie Kiese, Sande und Tone) ist abhängig von der Art und der Entstehung

des Festgesteins sowie den jeweiligen Verwitterungsprozessen, wobei die mineralogische Zusammensetzung der Verwitterungsprodukte umso mehr derjenigen des Ausgangsgesteins entspricht, je geringer die Verwitterungseinflüsse sind, denen sie unterliegen, und je größer der Verwitterungswiderstand der Ausgangsminerale ist (SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL, 2018).

5.2.1.2 Natürliche Korngemische

Natürliche Festgesteine können grundsätzlich in magmatische Gesteine (Magmatite), Sedimentgesteine und metamorphe Gesteine (Metamorphite) unterschieden werden. Während magmatische Gesteine aus der Kristallisation flüssigen Gesteins (Magma) entstehen, handelt es sich bei den Sedimentgesteinen um ursprünglich locker abgelagerte Partikel (Verwitterungsprodukte wie Sand oder Schluff, aber auch Skelett-/Schalenbruchstücke von Organismen), die durch den Prozess der Diagenese (Gesteinsbildung) zu einem Gestein verfestigt wurden. Bei den Sedimentgesteinen wird dabei weiter zwischen siliclastischen Sedimentgesteinen, die aus den Verwitterungsprodukten der physikalischen Verwitterung magmatischer Gesteine stammen, sowie chemischen und chemisch-biogenen Sedimentgesteinen, deren Bausteine auch einer chemischen Verwitterung unterlagen oder aus abgelagerten Organismen bestehen, differenziert. Die metamorphen Gesteine als dritte Gesteinsgruppe entstehen hingegen durch die Änderung des Mineralbestandes, der chemischen Zusammensetzung und des Gefüges von Magmatiten und von Sedimentgesteinen unter dem Einfluss hoher Temperaturen und Drücke, wie sie vor allem in tiefen Bereichen der Erdkruste vorherrschen (GROTZINGER & JORDAN, 2014; SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL, 2018).

Hinsichtlich ihrer mineralogischen Zusammensetzung bestehen Magmatite meist aus Silicaten wie Quarz, Feldspäten, Glimmer, Pyroxen, Amphibol oder Olivin. Bei den Sedimentgesteinen ist in Zusammenhang mit ihrer mineralogischen Beschaffenheit zwischen den siliclastischen und den chemisch-biogenen Sedimentgesteinen zu unterscheiden. So bestehen die siliclastischen Sedimentgesteine meist aus Silicaten wie Quarz, Feldspäten, Glimmer oder Tonmineralen, während sich die meisten chemischen oder chemisch biogenen Sedimentgesteine (z. B. Kalksteine) aus Carbonaten wie Calcit oder Dolomit zusammensetzen. Die mineralogische Zusammensetzung metamorpher Gesteine hängt von der mineralogischen Zusammensetzung des Ausgangsgesteins, aus dem sie gebildet werden, ab. Häufige Minerale stellen Silicate wie Quarz, Feldspat, Glimmer, Pyroxen oder Amphibol dar. Bei Metamorphiten aus chemisch-biogenen Sedimenten (z. B. Marmor) können aber auch Carbonate vorkommen ((GROTZINGER & JORDAN, 2014; SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL, 2018).

Die häufigsten in natürlichen Gesteinen vorkommenden Minerale sind in Tabelle 11 zusammenfassend aufgeführt. Überdies enthalten Tabelle 12 und Tabelle 13 Angaben über die mittlere mineralogische Zusammensetzung einiger magmatischer Gesteine sowie einiger Sedimentgesteine.

Magmatische Gesteine	Sedimentgesteine	Metamorphe Gesteine
Quarz	Quarz	Quarz
Feldspat	Tonminerale	Feldspat
Glimmer	Feldspat	Glimmer
Pyroxen	Calcit	Granat
Amphibol	Dolomit	Pyroxen
Olivin	Gips	Staurolith
-	Steinsalz	Disthen

Tabelle 11: In natürlichen Gesteinen überwiegend vorkommende Minerale, nach GROTZINGER & JORDAN (2017)

	Granit ¹⁾	Granodiorit ¹⁾	Gabbro ¹⁾	Peridotit ¹⁾	Rhyolith ²⁾	Andesit ²⁾	Tholeiit ²⁾
Quarz	27	21	-	-	30	5	-
K-Feldspäte (z. B. Orthoklas)	35	15	-	-	40	11	-
Plagioklase	30	46	56	-	25	55	40
Biotit	5	3	-	-	2	-	-
Amphibole	1	13	1	-	2	15	-
Pyroxene	-	-	32	26	-	10	40
Olivin	-	-	< 1	70	-	-	5
Magnetit & Ilmenit	< 0,1	< 0,1	2	3	< 0,1	2	6
Apatit	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 1	< 0,1

¹⁾ Plutonite/Tiefengesteine

²⁾ Vulkanite/Ergussgesteine

Tabelle 12: Mittlere mineralogische Zusammensetzung magmatischer Gesteine, nach SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL (2018)

	Sandstein	Grauwacke	Tonstein	Karbonatgestein	Flugsand	Löss	Geschiebemergel
Quarz	82	37	20	-	85	40-45	38
K-Feldspäte (z. B. Orthoklas)	5	28	10-15	12	13	10-15	16
Glimmer	8	29	45-55	12	2	20	22,5
Chlorit	-	29	14	-	-	1	2
Kaolinit	-	29	14	-	-	2	-
Calcit	3	3	3	53	-	10-15	17,5
Dolomit	3	3	3	35	-	-	4
Sulfide	0,07	-	0,8	0,3	-	-	0,7

Tabelle 13: Mittlere mineralogische Zusammensetzung von Sedimentgesteinen, nach SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL (2018)

5.2.1.3 Zement und Beton

Im Gegensatz zu natürlichen Primärbaustoffen handelt es sich bei mineralischen Baustoffen um künstlich hergestellte Gesteine, zu deren Herstellung allerdings Verwitterungsprodukte natürlicher Gesteine verwendet werden (BENEDIX, 2015). Dies ist beispielhaft in Abbildung 82 anhand einiger der Verwitterungsprodukte eines Erstarrungsgesteins sowie einiger daraus hergestellter mineralischer Baustoffe dargestellt.

Beton besteht neben den verwendeten Zuschlagstoffen, bei denen es sich in der Regel um natürliche Sande und Kiese handelt (vgl. Abbildung 82), im Wesentlichen aus Zementstein, der die Einzelkörner des Betonzuschlages miteinander fest verbindet. Die mineralogische Zusammensetzung von aufbereitetem Betonbruch wird daher einerseits durch die Mineralogie

der verwendeten Zuschlagstoffe und andererseits durch die Mineralogie des Zementsteins, der sich bei der Reaktion des hydraulischen Bindemittels Zements mit Wasser (Hydratation) bildet, bestimmt. In der Baupraxis finden dabei unterschiedliche Zemente Anwendung, die sich in ihren Haupt- (95 – 100 M.-%) und Nebenbestandteilen (0 – 5 M.-%) unterscheiden.

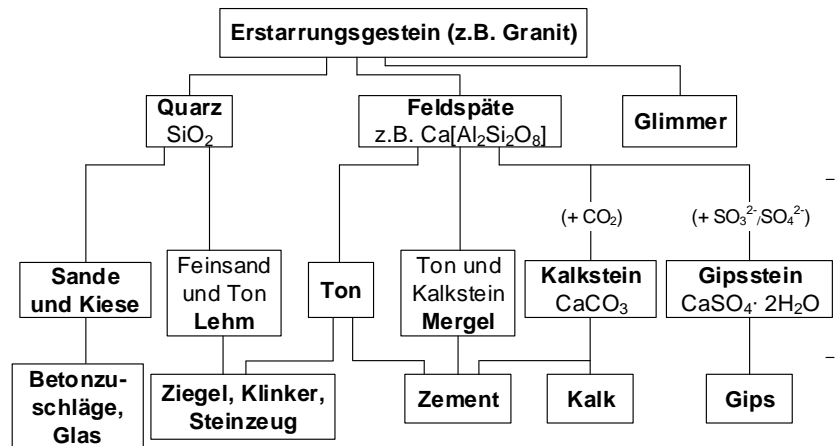


Abbildung 82: Verwitterungsprodukte eines Erstarrungsgesteins und daraus hergestellte Baustoffe, aus BENEDIX (2015)

Potenzielle Hauptbestandteile von Zementen sind beispielsweise Portlandzementklinker, Hüttensand, Puzzolane oder Flugaschen. Nebenbestandteile können Calciumsulfat oder weitere Zusätze sein (BENEDIX, 2015). Die Ausführungen zur mineralogischen Zusammensetzung von Zement beschränken sich im Rahmen dieser Arbeit auf reinen Portlandzement (CEM I), der mit einem Anteil von über 75 % weltweit den am weitest verbreiteten Zement darstellt.

Portlandzement (CEM I) wird im Wesentlichen aus vermahlenem Ton und Kalkstein (Mischungsverhältnis in etwa 1:3) oder deren natürlichen Gemischen (Mergel) hergestellt. Die Rohstoffe werden möglichst fein gemahlen und schließlich im Drehrohfen zu Zementklinker gebrannt. Während des Brennens werden zunächst bei Temperaturen zwischen 450 und 600 °C die Tonminerale zersetzt (Dehydratisierung), wobei die für die hydraulische Verfestigung des Zements verantwortlichen Hydraulefaktoren (SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3) entstehen. Bei Temperaturen oberhalb von 600 °C wird schließlich CO_2 aus dem Kalkstein abgespalten und die Brennprodukte – die Hydraulefaktoren aus dem dehydratisierten Ton und instabiles CaO aus dem Kalkstein – reagieren mit weiter ansteigenden Temperaturen miteinander zu Calciumsilicaten, Aluminaten und Aluminatferriten. Bei etwa 1280°C beginnen die einzelnen Bestandteile zu schmelzen, bis bei der maximalen Temperatur im Drehofen von ca. 1450 °C nur mehr die Silicate ungeschmolzen vorliegen und mit nicht umgesetzten CaO zusammen mit Dicalciumsilicat (C_2S) zu Tricalciumsilikat (C_3S) reagieren. Den letzten Schritt der Zementklinkerherstellung stellt der Abkühlvorgang dar, bei dem die Schmelzprodukte unter weitgehender Beibehaltung ihrer mineralischen Zusammensetzung zu den vier Hauptklinkerphasen Tricalciumsilicat (Alit), Dicalciumsilikat (Belit), Tricalciumaluminat (Aluminat) und Calciumaluminatferrit (Aluminatferrit) kristallisieren, die anschließend wieder feingemahlen werden (BENEDIX, 2015; STARK & WICHT, 2000; HORNBOGEN, 2002).

Typische Spannen für die Anteile der vier Hauptklinkerphasen von Portlandzement sind in Tabelle 14 aufgeführt. Neben den vier in Tabelle 14 aufgeführten Hauptklinkerphasen enthält Portlandzementklinker überdies geringe Anteile an freiem Kalk (CaO) und Periklas (MgO) sowie Sulfate (Na_2SO_4 , K_2SO_4) und geringe Mengen an Schwermetallverbindungen. Überdies werden dem Zementklinker zur Verlangsamung der Erstarrungszeit meist Sulfatträger wie Gips oder Anhydrit (ca. 3 – 5 M.-%) zugemahlen (BENEDIX, 2015; STARK & WICHT, 2000; HORNBOGEN, 2002).

Bezeichnung des Minerals	Formel	Gehalt im Zement-klinker [M.-%],	
		nach STARK & WICHT (2000)	Nach BENEDIX (2015)
Tricalciumsilicat (Alit, C_3S)	Ca_3SiO_5 ($3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$)	40 – 80	45 – 80 (MW = 63)
Dicalciumsilikat (Belit, C_2S)	Ca_2SiO_4 ($2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$)	2 – 30	0,2 – 32 (MW = 16)
Tricalciumaluminat (Aluminat, C_3A)	$\text{Ca}_3\text{Al}_2\text{O}_6$ ($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$)	3 – 15	7 – 15 (MW = 11)
Calciumaluminatferrit (Aluminatferrit, C_4AF)	$\text{Ca}_4\text{Al}_2\text{Fe}_2\text{O}_{10}$ ($4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$)	4 – 15	4 – 14 (MW = 8)

Tabelle 14: Anteile der Hauptklinkerphasen in Portlandzementen

Bei der Betonherstellung reagieren die in Tabelle 14 aufgeführten Klinkerphasen mit dem Zugabewasser zu sogenannten Hydratphasen, wobei zunächst flüssiger Zementleim entsteht, der schließlich zu festem Zementstein aushärtet. Herausragende Bedeutung hinsichtlich der Festigkeitsentwicklung des Zementsteins besitzen dabei die Silicate Tricalciumsilicat (C_3S) und Dicalciumsilikat (C_2S), die mit dem Zugabewasser zu Calciumsilicathydraten (C-S-H-Phasen, $3\text{CaO}\cdot 2\text{SiO}_2\cdot 3\text{H}_2\text{O}$) sowie Calciumhydroxid (Portlandit, $(\text{Ca}(\text{OH})_2)$) reagieren und bis zu 80 % zur Festigkeit des Zementsteins beitragen (BENEDIX, 2015, STARK & WICHT, 2000).

Einige Beispiele für die mineralogische Zusammensetzung von Betonbruch, der sowohl aus natürlicher Gesteinskörnung als auch Zementstein besteht, sind in Tabelle 15 angegeben. Die dargestellten Ergebnisse zeigen, dass die untersuchten Betonbrüche trotz der Unterschiede in der mineralogischen Zusammensetzung des Zementsteins zu großen Teilen aus denselben Mineralen zusammengesetzt sind, wie auch Körnungen aus natürlichen Festgesteinen. Auffällig ist, dass der Betonbruch aus den eigenen Untersuchungen überwiegend aus den Mineralen Calcit und Dolomit besteht, während bei dem Betonbruch von KREZEL ET AL. (2007) Quarz überwiegt. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass die Zuschlagstoffe des Betonbruchs aus den eigenen Untersuchungen überwiegend aus Kalkstein bestanden, während die Zuschlagstoffe des Betonbruchs von KREZEL ET AL. (2007) hauptsächlich quarzhaltig waren.

Material	Quelle	Anteil mineralischer Bestandteile [M.-]								
		Quarz	Calcit	Dolomit	Biotit	Anortit	Albit	Forsterit	Belit	Andere
Betonbruch (0/2 mm)	Eigene Ergebnisse	20	46	28					-	5
Betonbruch (0/0,063 mm)		12	53	26	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	4	5
Betonbruch (w/z = 0,2)	(Krezel, McManus, Cumbo, Karlie, & Cox, 2007)	37,4 – 41,6	8,2 – 11,3	k.A.	2,2 – 23,8	0 – 18,9	15 – 30,2	5,2 – 11	k.A.	k.A.
Betonbruch (w/z = 0,4)		53,6 – 58,7	20,1 – 22,3		3,7 – 5,7	7,3 – 20,6	0 – 8	-		
Betonbruch (w/z = 0,8)		46,2 – 73,1	7 – 10,5		1,1 – 10,6	17,7 – 18,9	0 – 15	-		

Tabelle 15: Beispiele für die mineralogische Zusammensetzung von Betonbruch

5.2.1.4 Keramische Baustoffe – Klinker, Ziegel, Steinzeug

Der Begriff der keramischen Baustoffe umfasst im Rahmen dieser Arbeit alle Baustoffe, die durch das Brennen von Tonen bei unterschiedlichen Brenntemperaturen hergestellt werden. Hierzu zählen beispielsweise Ziegelprodukte wie Mauer- und Dachziegel sowie Steinzeug wie Klinker, Fliesen oder feuerfeste Steine. Die zur Herstellung verwendeten Rohstoffe sind im wesentlichen Tone, die als Verwitterungsprodukte aus natürlichen Gesteinen entstehen und zum überwiegenden Anteil aus den drei Tonmineralen Kaolinit, Motmorillonit und Illit bestehen. Sie können darüber hinaus weitere Minerale wie Quarz, Feldspäte oder Glimmer enthalten (BENEDIX, 2015).

Die verschiedenen Ton-Keramiken resultieren aus der Verwendung von Rohstoffen unterschiedlicher Beschaffenheit, beispielsweise ihrer mineralogischen Zusammensetzung oder ihrem Sandanteil. So werden zur Fertigung von Mauerziegeln meist sand- und kalkhaltige Tone (Lehm oder Mergel, vgl. Abbildung 82) verwendet, wohingegen zur Herstellung von Porzellanartikeln (z. B. Fliesen, Sanitärprodukte) vergleichsweise reine Kaoline verwendet werden. Keramiken, die sich wie Terrakotten durch eine bräunliche bis rötliche Farbgebung auszeichnen, werden hingegen aus Eisenoxid- und -oxidhydrathaltigen Tonen hergestellt (BENEDIX, 2015). Zur Beeinflussung der Sintervorgänge während des Brennens können den Tonen überdies als weitere Zusatzstoffe Feldspäte, Eisenoxid oder Kalkstein zugegeben werden. Überdies können zur gezielten Beeinflussung bestimmter Eigenschaften hochreine Oxide, Carbide, Nitride oder Boride zugegeben werden (BENEDIX, 2015).

Darüber hinaus beeinflusst die Temperatur beim Brennen die Eigenschaften der Keramiken maßgeblich. Eine höhere Brenntemperatur führt dabei zu einer Verdichtung der keramischen Struktur und damit zu einer höheren Kornrohichte, einer Abnahme der Porosität (und damit der Wasseraufnahmefähigkeit) sowie einer Zunahme der mechanischen Festigkeit der gebrannten Tonprodukte, die in der Keramik auch als *Scherben* bezeichnet werden (BENEDIX, 2015; KARAMAN, ERSAHIN & GUNAL, 2006; CULTRONE ET AL. 2004). Je nach den Eigenschaften der Keramiken und den hierfür erforderlichen Brenntemperaturen werden diese in Irdengut mit porösen und wasseraufnahmefähigen Scherben, in Sinterzeug mit dichten Scherben sowie in feuerfeste Scherben differenziert. Eine Übersicht über typische Produkte der drei Klassen sowie ihren Brenntemperaturen ist in Tabelle 16 gegeben.

Werkstoff		Brenntemperatur [°C]	Produkte	Verwendung (Beispiele)
Irdengut (Tongut)	Farbiges Irdengut, poröser Scherben	900 – 1000	Baukeramik (Mauerziegel, Dachziegel)	Hoch-/Tiefbau
	Steingut, poröser Scherben	1100 – 1300	Irdengutfliessen und Geschirr, Steingutfliessen	Innenausbau, Sanitärausbau, Haushalt
Sinterzeug (Tonzeug)	Steinzeug, dichter Scherben	1200 – 1300	Klinker, Riemchen, Kanalrohre	Fassaden(verkleidung), Abwasserbeseitigung
	Porzellan, dichter Scherben	1200 – 1500	Fliesen, Sanitärartikel	Innenausbau, Sanitärausbau, Haushalt
Feuerfeste Steine		1300 – 1800	Steine, Formstücke	Auskleidung von Öfen/ Feuerungen

Tabelle 16: Klassifikation tonkeramischer Produkte und ihre Verwendung, adaptiert nach BENEDIX (2015)

Gebrannte Ziegel, die neben Betonbruch und natürlichen Gesteinskörnungen überwiegend in aufbereiteten Baurestmassen vorkommen, bestehen aus mineralogischer Sicht im Allgemeinen aus Quarz, Tonmineralen, Feldspäten, Carbonaten sowie eisenhaltigen oxidischen (z. B. Hämatit, Goethit), carbonatischen (z. B. Siderit) oder sulfidischen (z. B. Pyrit,

Markasit) Mineralen. Darüber hinaus können in geringeren Mengen Anatas, Gips oder Apatit enthalten sein (DUNHAM, 1992).

Die jeweilige tatsächliche mineralogische Zusammensetzung gebrannter Ziegel hängt allerdings von mehreren Faktoren, wie der chemischen und mineralogischen Beschaffenheit der verwendeten Rohstoffe, der Brenntemperatur und –dauer oder der Atmosphäre, unter welcher der Brennvorgang stattfindet, ab. Die mineralogische Zusammensetzung der als Rohstoffe verwendeten Tone unterliegt während des Brennvorgangs dabei gewissen Mineralneu- und -umbildungen, bei denen meist nur Quarz weitgehend erhalten bleibt (DUNHAM, 1992; DUNHAM, MCKNIGHT & WARREN (2001; BENEDIX, 2015).

Zu Beginn des Brennvorgangs entweicht bis zu einer Temperatur von etwa 200 °C zunächst das Wasser aus den Porenzwischenräumen der Tonpartikel und ab etwa 450 °C beginnen die Tonminerale infolge der Abgabe des in der Schichtstruktur der Tonminerale als OH-Gruppen hydroxidisch gebundenen Wassers zu zerfallen. Dabei entstehen als Zerfallsprodukte größtenteils SiO₂, Al₂O₃ sowie amorphes *Mullit* mit der chemischen Zusammensetzung 3 Al₂O₃·2 SiO₂ (DUNHAM, 1992; BENEDIX, 2015). Bei Temperaturen von etwa 950 °C schmelzen SiO₂ und Mullit und kristallisieren schließlich als Cristobalit (Hochtemperatur-Modifikation von SiO₂) und kristallines Mullit wieder aus. Bei Temperaturen von etwa 1000 °C reagiert das SiO₂ mit dem K₂O, welches aus dem Tonmineral Illit stammt, und das Reaktionsprodukt kristallisiert beim Abkühlen zu einem Glas aus, welches die einzelnen Keramikteilchen verkittet (BENEDIX, 2015).

Ein weiteres Mineral, das gelegentlich in gebrannten Ziegeln vorkommt, ist Calcit, welches aus der Rekarbonatisierung von Kalk entsteht. Die in den Rohstoffen gegebenenfalls enthaltenen Feldspäte überdauern den Brennvorgang weitgehend, sie werden in kalziumreichen Schmelzen zum Teil aber auch neu gebildet. Darüber hinaus können in kalziumreichen Schmelzen weitere silicatische Minerale wie Diopsid, Wollastonit oder Melilith und in magnesiumreichen Schmelzen das Silicat Forsterit gebildet werden. Aus dem Zerfall von Calcit und Pyrit kann während des Brennvorgangs und der Reaktion der Zerfallsprodukte Kalk und SO₂ auch Anhydrit gebildet werden. Da in den Rohstoffen zur Herstellung tonkeramischer Produkte häufig auch Gips enthalten ist, kann Anhydrit auch aus der Abspaltung von Wasser aus dem Gips entstehen (DUNHAM, 1992). Die mineralogische Zusammensetzung von zwei unterschiedlichen Ziegeln nach dem Brennvorgang ist beispielhaft in Tabelle 17 dargestellt.

Material	Quelle	Anteil mineralischer Bestandteile [M.-]						
		Quarz	Anhydrit	Hämatit	Melilith	Anortit	Pyroxen	Amorphes Material
<i>Kings Dyke</i> Ziegel	DUNHAM, MCKNIGHT & WARREN (2001)	11,5	2,9	2,3	1,9	32,2	10,4	
<i>Orten</i> Ziegel		16,8	4,4	2,5	2,1	31,5	1,4	41,3

Tabelle 17: Beispiele für die mineralogische Zusammensetzung von Ziegelbruch

Hinsichtlich ihrer mechanischen Eigenschaften zeichnen sich keramische Baustoffe durch eine vergleichsweise geringe Dichte und einer gleichzeitig hohen Festigkeit aus. Nach WESTKÄMPFER & WARNECKE (2002) ist ihre tatsächliche mechanische Festigkeit aufgrund von mechanischen Spannungskonzentrationen im Werkstoff infolge von Gitterbaufehlern in ihrer Kristallstruktur allerdings häufig geringer als ihre theoretische Festigkeit. Aufgrund der

stochastischen Verteilung dieser Fehlstellen unterliegen die Festigkeitswerte keramischer Baustoffe einer hohen Streuung. Da in keramischen Werkstoffen kein Spannungsabbau durch plastische Verformungen erfolgen kann, zeichnen sie sich überdies durch ein sprödes Bruchverhalten aus.

5.2.2 Geometrische Eigenschaften

Die geometrische Beschaffenheit der Einzelkörner eines Korngemisches (Kornform, Oberflächenbeschaffenheit) hängt wesentlich vom Entstehungsprozess des Materials ab. So werden beispielsweise die Einzelkörner von natürlichen Kiesen und Sanden durch die Erosion während ihres Transportes mit zunehmenden Transportweg runder und glatter (z. B. KÉZDI, 1969; MITCHEL & SOGA, 2005).

Künstlich hergestellte Korngemische, wie aufbereitete Baurestmassen, entstehen häufig durch die Zerkleinerung größerer Bruchstücke. Als Zerkleinerung wird der Prozess bezeichnet, bei dem die größeren Bruchstücke durch das Aufbringen mechanischer Kräfte in kleinere Partikel gebrochen werden. Bei der Aufbereitung von Baurestmassen kommen zur Zerkleinerung meist Backen- oder Prallbrecher zur Anwendung. Die Zerkleinerung resultiert dabei in einer gegenüber dem Ausgangszustand größeren Anzahl an kleineren Partikeln, wobei unmittelbar an den Druckflächen die feineren Partikel (Feingutkegel, s. Abbildung 83) entstehen (MÜLLER, 2018).

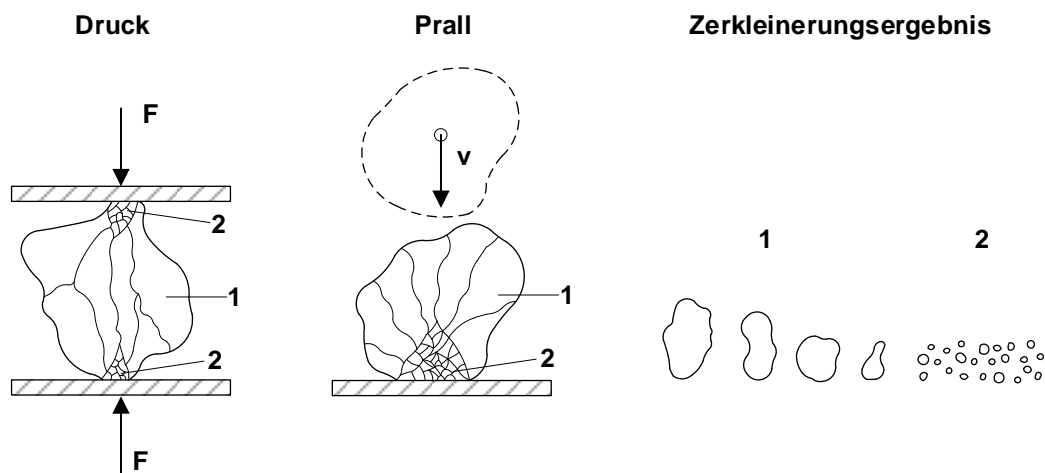


Abbildung 83: Bei der Zerkleinerung entstehende Einzelkomponenten in Abhängigkeit von der Zerkleinerungsart, links: Druckbeanspruchung (z. B. Backenbrecher); rechts: schlagende Beanspruchung (z. B. Prallbrecher), adaptiert nach SCHUBERT (1989)

Die aus der Zerkleinerung resultierenden größeren Partikel zeichnen sich auf makroskopischer Betrachtungsebene zumeist durch eine gewisse Längung aus. Als charakteristische Oberflächenmerkmale weisen sie bei qualitativer Betrachtung häufig eine unregelmäßige Kornform mit vielen Partikelvorsprüngen und konkaven Einwölbungen auf. Die Bruchkanten der durch das Brechen entstehenden Partikel sind zumeist scharfkantig und eckig ausgebildet (BARBUDO ET AL. 2012). Insbesondere bei den Einzelkörnern aus zerkleinertem Beton verlaufen die Bruchflächen häufig entlang der Kontaktflächen zwischen der Gesteinskörnung aus dem Zuschlag und der Zementmatrix, wobei sich durch das Herausbrechen der Zuschlagkörnung aus dem Betonverbund häufig konkave Einwölbungen an der

Zementsteinmatrix herausbilden. Typische Kornformen von Einzelkörnern aus gebrochenem Beton oder Ziegel (Korngrößenbereich 16/32) sind beispielhaft in Abbildung 84 dargestellt.

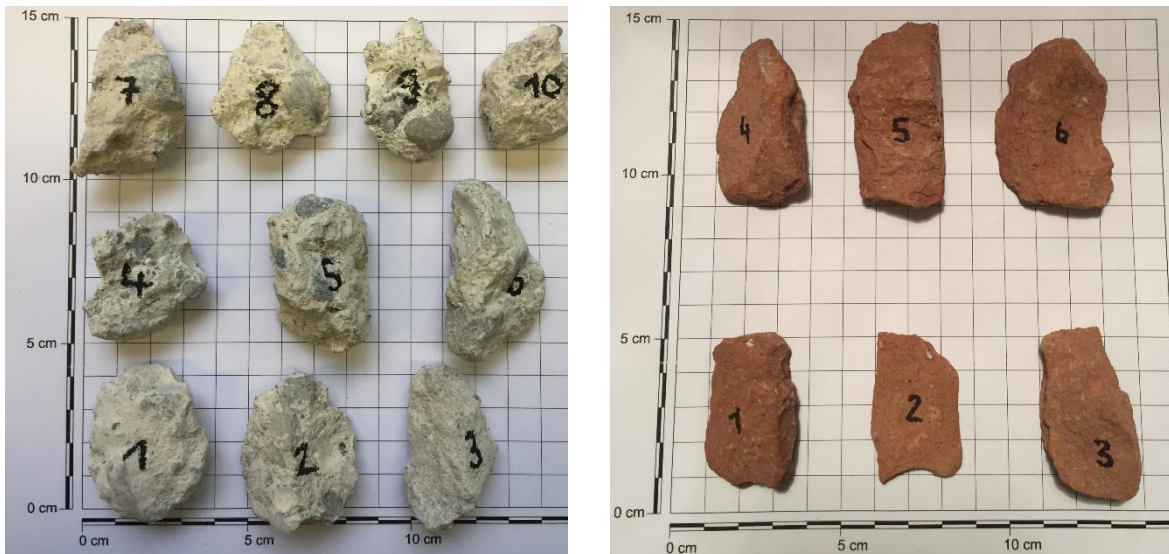


Abbildung 84: Typische Einzelkörner von Beton- (links) und Ziegelbruch (rechts)

Zur quantitativen Beschreibung der Kornform auf makroskopischer Betrachtungsebene wurden im Rahmen von eigenen Untersuchungen an verschiedenen Korngrößenbereichen von aufbereiteten Baurestmassen und von Elektroofenschlacke Formfaktoren bestimmt. Die Bestimmung der Formfaktoren erfolgte anhand der in Kapitel 4.1.2.5 vorgestellten Tafeln oder mittels digitaler Bildanalyse (*CamSizer* der Fa. Retsch Technologies) analysiert. Die an den jeweiligen Materialien bestimmten Formfaktoren sind in Tabelle 18 jeweils als Mittelwerte sowie unter Nennung der Methodik, nach der sie ermittelt wurden, aufgeführt. Sofern die Bestimmung der Formfaktoren anhand von Tafeln erfolgte, wird in Tabelle 18 angegeben, an wie vielen Einzelkörnern der jeweiligen Kornfraktion die Deskriptoren bestimmt wurden. Bei einer Bestimmung mittels *CamSizer* handelt es sich bei den angegebenen Werten um die Mittelwerte aller Einzelkörner des angegebenen Korngrößenbereiches.

Typische Bereiche für die Sphärizität S bzw. das Seitenverhältnis AR von aufbereiteten Baurestmassen (RC B, RC Klinker, RC Ziegel) liegen entsprechend der Ergebnisse in Tabelle 18 im Bereich zwischen etwa 0,6 bis 0,7 (Sphärizität) bzw. zwischen 0,5 bis 0,7 (Seitenverhältnis). Die niedrigen Werte für die Rundheit R bzw. die hohen Werte für die Kantigkeit A_{2D} zeigen, dass die untersuchten RC Baustoffe eine vergleichsweise große Anzahl an Partikelvorsprüngen aufweisen, die vergleichsweise spitz und wenig abgerundet ausgebildet sind. Die Formfaktoren für den Kalkstein, bei dem es sich ebenfalls um Brechkorn handelt, sind mit Ausnahme der Werte für das Seitenverhältnis AR vergleichbar zu den Formfaktoren der aufbereiteten Baurestmassen. Die niedrigeren Werte für das Seitenverhältnis des Kalksteins bedeuten, dass seine Einzelkörner im Vergleich zu den Einzelkörnern der Baurestmassen tendenziell länglicher sind.

Material	S	AR	C _x	R	A _{2D}	Methodik (Anzahl n)	Quelle
RC B 16/32	0,70	0,7	-	0,3	910	Tafeln (n=10)	TRÖNDLE (2018)
RC B 16/32	0,64	0,53	-	0,15	1055	Tafeln (n=45)	LONGYUAN (2017)
RC B 8/16	0,72	0,58	-	0,18	939	Tafeln (n=45)	
RC B 4/8	0,62	0,51	-	0,17	906	Tafeln (n=45)	
RC B 1/2	0,66	0,69	0,96	0,46	-	Tafeln (n=20)	
RC B 1/2	0,71	0,74	0,97	0,41	-	Tafeln (n=20)	SEGL (2018)
RC B 0/2	0,75	0,68	0,97	-	-	CamSizer	SCHÜLEN (2016)
RC Klinker 16/32	0,60	0,7	-	0,3	910	Tafeln (n=10)	TRÖNDLE (2018)
RC Klinker 16/32	0,65	0,46	-	0,13	981	Tafeln (n=45)	LONGYUAN (2017)
RC Klinker 8/16	0,64	0,47	-	0,14	986	Tafeln (n=45)	
RC Klinker 4/8	0,67	0,50	-	0,13	920	Tafeln (n=45)	
RC Ziegel 16/32	0,70	0,8	-	0,3	770	Tafeln (n=10)	
RC Ziegel 8/16	0,59	0,45	-	0,17	742	Tafeln (n=105)	LONGYUAN (2017)
RC Ziegel 4/8	0,61	0,55	-	0,15	774	Tafeln (n=105)	
RC Ziegel 1/2	0,70	0,69	0,97	0,47	-	Tafeln (n=20)	ZARE (2018)
RC Ziegel 1/2	0,73	0,70	0,96	0,45	-	Tafeln (n=20)	
RC Ziegel 1/2	0,61	0,64	0,96	0,52	-	Tafeln (n=20)	SEGL (2018)
RC Ziegel 1/2	0,57	0,66	0,96	0,45	-	Tafeln (n=20)	
EOS 16/32	0,70	0,8	-	0,3	960	Tafeln (n=10)	TRÖNDLE (2018)
EOS 16/32	0,77	0,61	-	0,14	1049	Tafeln (n=45)	LONGYUAN (2017)
EOS 8/16	0,80	0,63	-	0,18	966	Tafeln (n=45)	
EOS 4/8	0,71	0,63	-	0,17	947	Tafeln (n=45)	
EOS 0/2	0,81	0,69	0,98	0,26	-	CamSizer	
Kalksteinbruch 16/32	0,60	0,7	-	0,3	880	Tafeln (n=10)	TRÖNDLE (2018)
Kalksteinbruch 16/32	0,62	0,34	-	0,14	886	Tafeln (n=45)	LONGYUAN (2017)
Kalksteinbruch 8/16	0,65	0,38	-	0,13	883	Tafeln (n=45)	
Kalksteinbruch 4/8	0,62	0,39	-	0,12	903	Tafeln (n=45)	

S = Sphärität, AR = Seitenverhältnis, C = Konvexität, R = Rundheit, A_{2D} = Kantigkeit, vgl. Kapitel 3.2

Tabelle 18: Mittlere Kornformdeskriptoren mineralischer Sekundärbaustoffe aus Untersuchungen am Zentrum Geotechnik der TU München

Auch wenn im Rahmen dieser Arbeit keine quantitative Bestimmung der Oberflächenbeschaffenheit auf mikroskopischer Betrachtungsebene (Oberflächenrauheit) durchgeführt wurde, soll im Rahmen dieses Kapitels dennoch zumindest eine qualitative Beurteilung der Oberflächenrauheit erfolgen.

So zeichnen sich aufbereitete Baurestmassen zumeist durch eine vergleichsweise raue Kornoberfläche aus. Dies wird am Beispiel von mikroskopischen Aufnahmen zweier Einzelkörner aus RC Beton und RC Ziegel in Abbildung 85 verdeutlicht. Zum Vergleich sind in Abbildung 86 Aufnahmen eines quarzitären, eines karbonatischen und eines basaltischen Sandes dargestellt. Dabei zeigt sich, dass insbesondere der quarzitische Sand eine deutlich glattere Oberflächenbeschaffenheit besitzt als die Einzelkörner der aufbereiteten Baurestmassen, während der basaltische Sand eine qualitativ vergleichbare Oberflächenbeschaffenheit aufweist. Der ebenfalls dargestellte karbonatische Sand (Dogs Bay Sand), der aus marinen Überresten besteht, unterscheidet sich dagegen deutlich sowohl von den Einzelkörnern aus aufbereiteten Baurestmassen als auch von den beiden weiteren natürlichen Sanden (quarzitische bzw. basaltische Sande), was auf seinen maritimen Ursprung aus Muschelschalen zurückzuführen ist.

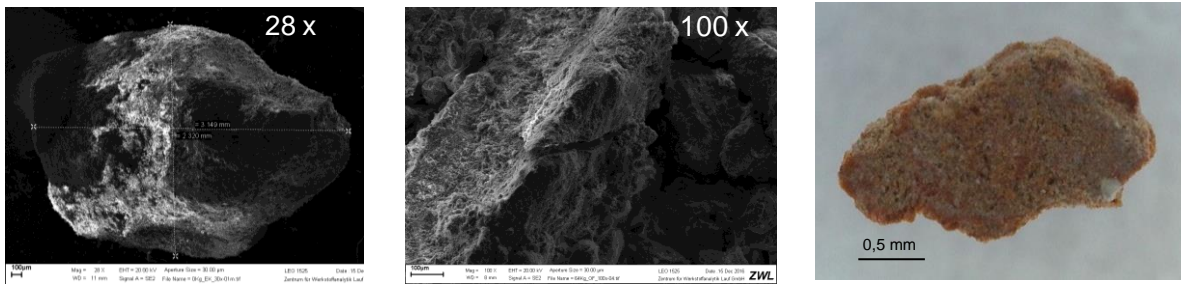


Abbildung 85: Mikroskopische Aufnahmen eines Einzelkorns eines RC Betons (links, Mitte) und eines RC Ziegels (rechts)



Abbildung 86: Mikroskopische Aufnahmen eines quarzitischen (links), karbonatischen (Mitte) und basaltischen (rechts) Sandes, aus ALTUHAFI & COOP (2011a)

5.2.3 Porenstruktur

5.2.3.1 Allgemeines

Typischerweise besitzen aufbereitete Baurestmassen eine bimodale Porenstruktur. Das bedeutet, dass sowohl zwischen den Einzelkörnern des Korngemisches (interpartikulare Porenräume) als auch innerhalb der Einzelkörner (intrapartikulare Porenräume) Porenräume vorhanden sind. Die Einzelkörner von natürlichen Primärbaustoffen besitzen hingegen meist eine geschlossene Kornoberfläche. Dies wird in Abbildung 87 verdeutlicht, in der die mikroskopisch vergrößerten Kornoberflächen eines natürlichen Einzelkorns sowie eines Einzelkorns eines Betonbruchs dargestellt sind.

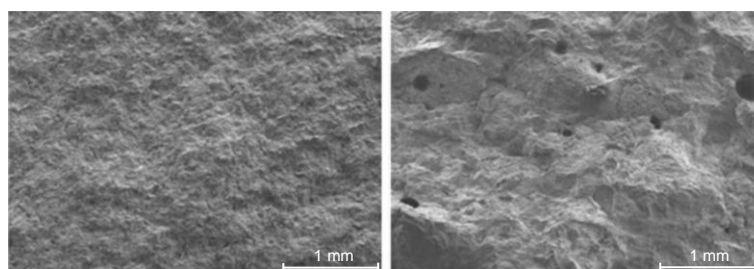


Abbildung 87: Aufnahmen der Kornoberfläche eines natürlichen Korns (links) und eines Betonbruch-Korns (rechts) mittels Rasterelektronenmikroskop (5000-fache Vergrößerung), aus ZHANG ET AL. (2016)

Die Porosität der Einzelkörner führt dazu, dass ein Teil des vorhandenen Porenwassers (oder eines anderen Fluids) in die offenen (wasserzugänglichen) Porenräume der Einzelkörner eindringen kann. Diese Eigenschaft von RC Baustoffen ist erdbautechnisch insofern von besonderer Relevanz, als dass sie beispielsweise zu Schwierigkeiten bei der Ermittlung der

Korndichte führt (s. Kapitel 5.2.4) sowie Einfluss auf das Verdichtungsverhalten von RC Baustoffen nimmt (s. Kapitel 7.4).

5.2.3.2 Ermittlung der Porengrößenverteilung mittels Quecksilberporosimetrie

Die Verteilung der Porengrößen sowie des Volumens der offenen Poren eines porösen Mediums kann mittels Quecksilberporosimetrie bestimmt werden. Da es sich bei Quecksilber um eine nichtbenetzende Flüssigkeit handelt, dringt es im Gegensatz zu Wasser nur unter Aufbringung eines äußeren Druckes in die offenen Poren eines Einzelkorns ein (BIRLE, 2012). Zur Erfassung der Verteilung der Porengrößen und des Porenvolumens wird Quecksilber durch das Aufbringen eines Druckes in ein poröses Material eingepresst und das Volumen des verbrauchten Quecksilbers in Abhängigkeit des aufgetragenen Druckes erfasst. Unter der Annahme zylinderförmiger Poren kann der Porenradius r_P mittels der Gleichung nach WASHBURN (1921) ermittelt werden:

$$r_P = \frac{2 \cdot \sigma_{Hg} \cdot \cos \theta}{\Delta p} \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad \text{Gleichung 25}$$

Dabei ist Δp der Druckunterschied zwischen dem Quecksilberdruck und dem Luftdruck, σ_{Hg} die Grenzflächenspannung zwischen Quecksilber und Luft und θ der Benetzungswinkel des Quecksilbers auf der Oberfläche der Probe.

Um Kenntnis über die Beschaffenheit des Porenraumes mineralischer Sekundärbaustoffe zu erhalten, wurden an mehreren Sekundärbaustoffen Untersuchungen mittels Quecksilberporosimetrie durchgeführt. Untersucht wurde jeweils eine Körnung aus hart- und weichgebrannten Ziegeln (RC Klinker bzw. RC Ziegel), eine Körnung aus Betonbruch (zwei Untersuchungen, RC B_1 und RC B_2), ein aufbereitetes Bauschuttgemisch (zwei Untersuchungen, RC M_1 und RC M_2), eine Elektroofenschlacke (EOS) sowie ein gebrochener Kalkstein. Die Untersuchungen wurden in einem Porosimeter *Micromeritics AutoPore IV* am *Centrum Baustoffe und Materialprüfung* der TU München in einem Druckbereich zwischen 0,52 psia (ca. 3,6 kPa) und 59739 psia (ca. 411 MPa) durchgeführt, woraus ein messbarer Porenbereich zwischen 345 μm und 0,0032 μm resultiert. Zur Auswertung der Messungen wurde eine Grenzflächenspannung zwischen Quecksilber und Luft von $\sigma_{Hg} = 0,485 \text{ N/m}$ sowie ein Benetzungswinkel des Quecksilbers auf den Oberflächen der Proben von $\theta = 130^\circ$ angenommen. Die Ergebnisse der Messungen sind in Tabelle 19 zusammenfassend aufgeführt sowie in Abbildung 88 und Abbildung 89 dargestellt. Abbildung 88 enthält darüber hinaus Daten zur Porengrößenverteilung unterschiedlicher RC Baustoffe nach MÜLLER (2018).

Die Ergebnisse zeigen deutliche Unterschiede in der Porenstruktur der Versuchsmaterialien. Das größte Porenvolumen je Gramm Material und damit die größte Porosität besitzen die beiden Körnungen aus gebrochenen Ziegeln, wobei der RC Ziegel aus weichgebrannten Ziegeln besteht und damit poröser ist als der hartgebrannte RC Klinker. Der weichgebrannte RC Ziegel weist im Vergleich zu den übrigen Versuchsmaterialien auch die größten Poren (vgl. durchschnittliche Porendurchmesser in Tabelle 19) auf. Die niedrigste Porosität besitzt die EOS, während die Porositäten des gebrochenen Kalksteins und der beiden Proben aus Betonbruch nur geringfügig höher liegen.

Material	Gesamtes Porenvolumen	Poren-oberfläche	Durchschnittlicher Porendurchmesser	Kornrohddichte bei 0,52 psia ⁹ (≈ 0,036 bar)	Kornrohddichte bei 59739 psia ⁴ (≈ 4118,9 bar)	Gesamtporosität
	[cm ³ /g]	[m ² /g]	[μm]	[g/cm ³]	[g/cm ³]	[%]
Kalkstein	0,073	2,08	0,141	2,285	2,746	11,6
RC Ziegel	0,228	4,13	0,221	1,697	2,772	38,8
RC Klinker	0,135	4,30	0,125	2,005	2,746	27,0
EOS	0,033	2,09	0,063	3,409	3,842	11,3
RC B_1	0,059	11,17	0,021	2,261	2,609	13,3
RC B_2	0,060	9,66	0,025	2,323	2,698	13,9
RC M 1	0,101	8,32	0,048	2,114	2,685	21,3
RC M 2	0,093	11,16	0,033	2,123	2,642	19,6

Tabelle 19: Ergebnisse von Untersuchungen mittels Quecksilberporosimetrie an verschiedenen mineralischen Sekundärbaustoffen

Auffällig ist, dass die beiden Proben aus Betonbruch die kleinsten durchschnittlichen Porendurchmesser sowie die mit Abstand größte Porenoberfläche aufweisen. Dies ist eine Folge der großen Anzahl an Gelporen des Betons und bedeutet, dass Betonbruch im Vergleich zur EOS und zum Kalksteinbruch, insbesondere aber auch zu den beiden gebrochenen Ziegeln, deutlich mehr, aber dafür kleinere Poren aufweist, die überwiegend im Zementstein zu finden sind. Die ermittelten Parameter des RC Mix stellen erneut einen Mittelwert seiner stofflichen Zusammensetzung dar und liegen erwartungsgemäß zwischen den Werten des RC Beton und des RC Ziegel.

Tabelle 19 enthält überdies die mittels Quecksilberporosimetrie ermittelten Kornrohddichten bei aufgetragenen Quecksilberdrücken von 0,52 psia (≈ 0,036 bar) und 59739 psia (≈ 4118,9 bar). An den Ergebnissen zeigt sich deutlich der Einfluss des aufgetragenen Druckes auf die ermittelten Korndichten. So werden mit höherem aufgetragenen Druck deutlich mehr intrapartikuläre Porenräume durch das Quecksilber erfasst als bei niedrigerem Quecksilberdruck, wodurch bei höherem Druck ein kleineres Feststoffvolumen und in der Konsequenz eine höhere Korndichte ermittelt werden.

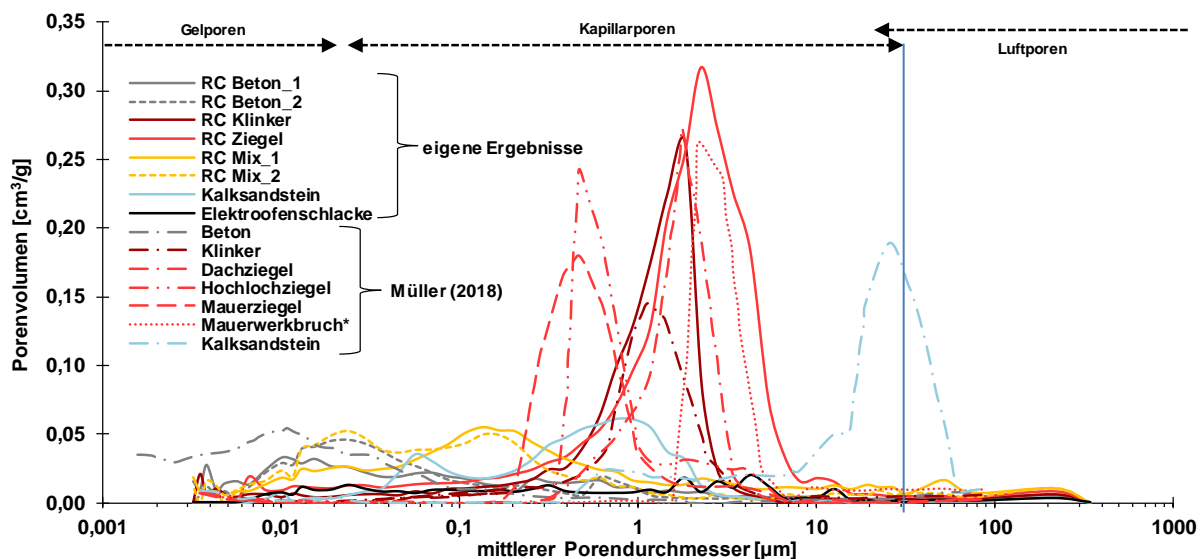


Abbildung 88: Ergebnisse von Untersuchungen mittels Quecksilberporosimetrie an verschiedenen Erdbaustoffen – Porenvolumen der mittleren Porendurchmesser

⁹ 1 psia (pound-force per square inch) ≈ 0,07 bar ≈ 6 895 N/m²

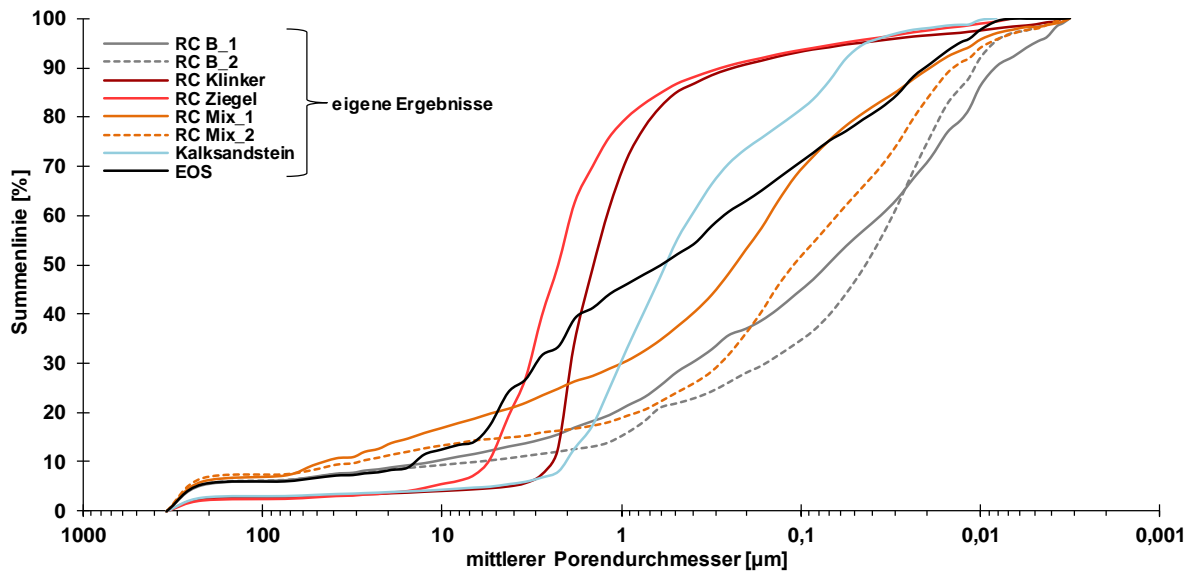


Abbildung 89: Ergebnisse von Untersuchungen mittels Quecksilberporosimetrie an verschiedenen Erdbaustoffen – Summenlinien der mittleren Porendurchmesser

5.2.4 Korndichte

5.2.4.1 Korndichte von RC Baustoffen und ihre bautechnische Bedeutung

Die Korndichte stellt eine grundlegende physikalische Eigenschaft von Korngemischen dar. Sie ist eine Eingangsgröße bei der Bestimmung des (Luft-)Porenanteils, der Schrumpfgrenze, der Bestimmung der Korngrößenverteilung mittels Sedimentationsanalyse sowie bei der Auswertung des Proctorversuches (Berechnung der Sättigungslinie, Überkornkorrektur) und des Kompressionsversuches. Darüber hinaus wird mit der Korndichte die Porosität der Einzelkörner erfasst, die wiederum mit enger Beziehung zur Wasseraufnahme steht.

Typische Rohdichtebereiche für Beton- und Mauerwerksbruch sowie für natürlichen Kies sind in Abbildung 90 dargestellt (MÜLLER, 2018; MÜLLER, 2014; MÜLLER, 2011). Die angeführten Dichten entsprechen dabei der Kornrohddichte aus ofentrockener Basis ρ_{rd} (Kornrohddichte, s. Kapitel 5.2.4.2). Die Darstellung zeigt deutlich, dass Einzelkörner aus Mauerwerksbruch typischerweise geringere Dichten aufweisen als solche aus Betonbruch. Natürliche Kiese, die (in den meisten Fällen) keine äußeren (d. h. wasserzugänglichen) und inneren Porenräume besitzen, weisen hingegen in der Regel höhere Rohdichten auf als Betonbruch. Die Spannen der Korndichten gehen dabei auf die unterschiedliche mineralogische Zusammensetzung der Materialien sowie insbesondere bei RC Baustoffen auf Unterschiede in der stofflichen Zusammensetzung zurück.

In Bezug auf die bautechnische Bedeutung der Korndichte besteht in der Literatur weitgehend Einigkeit darüber, dass die Korndichte das bautechnische Verhalten und damit die bautechnische Eignung von Baustoffen maßgeblich beeinflusst. Typischerweise besitzen Einzelkörner mit einer höheren Korndichte eine höhere Festigkeit und Steifigkeit (und damit eine größere Beständigkeit gegenüber mechanischer Beanspruchung), eine geringere Wasseraufnahmefähigkeit sowie einen größeren Widerstand gegenüber mechanischer

Beanspruchung oder Frost-Tau-Wechsel als Einzelkörner mit einer geringeren Korndichte (CARDOSO ET AL., 2016; MÜLLER, 2018).

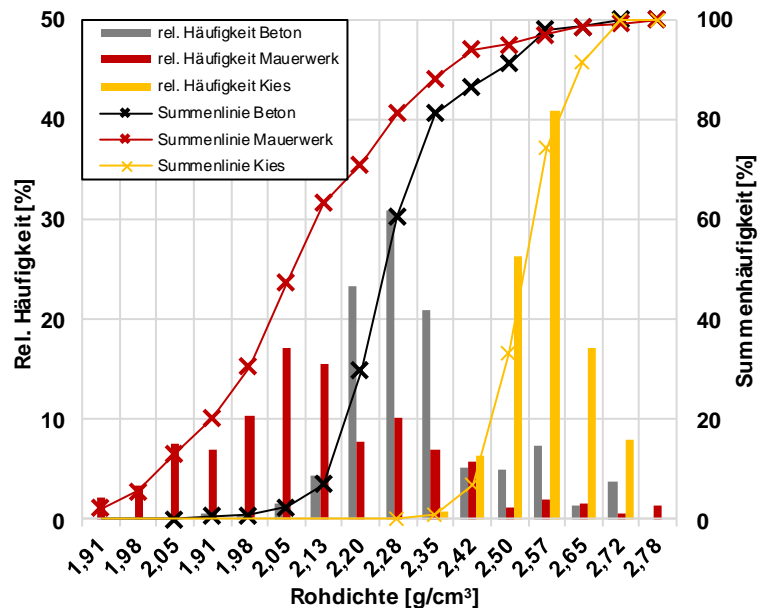


Abbildung 90: Relative Häufigkeit und Summenhäufigkeit der Rohdichte (ofentrockener Zustand) von RC Beton, Mauerwerk und Kies (Korngrößen 4/32), nach MÜLLER (2018), MÜLLER (2014) und MÜLLER (2011)

In Zusammenhang mit der erdbautechnisch relevanten Tragfähigkeit gilt für mineralische Sekundärbaustoffe aus aufbereiteten Baurestmassen, dass die Einzelkörner aus aufbereitetem Betonbruch in der Regel eine höhere Korndichte aufweisen als die Einzelkörner aus aufbereitetem Ziegelbruch (CARDOSO ET AL., 2016, DEBIEB & KENAI, 2008; DHIR, PAINE & HALLIDAY, 2008, vgl. Abbildung 90). Da die Tragfähigkeit (häufig als CBR-Wert oder Steifigkeit angegeben) u. a. von der Kornfestigkeit und Kornsteifigkeit und damit von der Korndichte abhängt, nimmt die Tragfähigkeit aufbereiteter Bauschuttgemische mit zunehmendem Anteil an Betonbruch zu (z. B. VEGAS ET AL., 2011, POON & CHAN, 2006a) und mit zunehmendem Anteil an Ziegelbruch ab (z. B. POON & CHAN, 2006b; CARDOSO ET AL. 2016).

Obwohl natürliche Kiese tendenziell eine höhere Korndichte aufweisen als reiner Betonbruch (vgl. Abbildung 90), wird für RC Baustoffe, die überwiegend aus reinem Betonbruch bestehen, im Vergleich zu natürlichen Baustoffen eine vergleichbare oder sogar höhere Tragfähigkeit angegeben (z. B. POON & CHAN, 2006a, POON, QIAO & CHAN, 2006, JIMÉNEZ ET AL., 2011; LEITE ET AL. 2011). Für RC Baustoffe, die relevante Anteile an Ziegelbruch oder weiteren Komponenten wie Mörtel oder Putz enthalten, wird im Vergleich zu natürlichen Baustoffen hingegen meist eine geringere Tragfähigkeit berichtet (z. B. POON & CHAN, 2006b, O'MAHONY & MILLIGAN, 1991).

5.2.4.2 Definitionen der Korndichte in Abhängigkeit des Bezugsvolumens

Die Korndichte wird im Erdbau nach DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016e) als Quotient der Trockenmasse eines Einzelkorns zu seinem Volumen definiert. Für heterogene Korngemische stellt die Korndichte in der Regel einen Mittelwert der Korndichten der Einzelkörner des Korngemisches dar. Neben den in DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016e) genormten Kapillar- und

Gaspyknometerverfahren kann die Korndichte auch mit dem Tauchgefäß nach Dr.-Ing. Haas gemäß TP BF-StB Teil B 3.2 (FGSV, 1988c) oder mit dem Luftpyknometer nach TP BF-StB Teil B 3.3 (FGSV, 1988b) ermittelt werden.

Die unterschiedlichen Prüfverfahren unterscheiden sich dabei jeweils in dem zu verwendenden Messfluid sowie den Versuchsrandbedingungen (z. B. Prüfdruck, Prüfzeit). In Zusammenhang mit aufbereiteten Baurestmassen, die üblicherweise aus porösen Einzelkörnern bestehen, birgt die Definition der Korndichte nach DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016e) allerdings Unsicherheiten, da die je nach Prüfverfahren unterschiedlichen Messfluide (z. B. Wasser, Helium, Luft) in Abhängigkeit von ihrer Viskosität sowie der Größe und der Dauer des aufgetragenen Druckes unterschiedlich tief in die zugänglichen Porenräume der Einzelkörner eindringen können. Das ermittelte Volumen der festen Einzelbestandteile und damit die bestimmte Korndichte hängen daher vom gewählten Prüfverfahren, dem verwendeten Prüffluid sowie den Versuchsrandbedingungen ab.

Für poröse Einzelkörner ist es also erforderlich das zur Dichtebestimmung herangezogene Bezugsvolumen genauer zu definieren und zwischen Poren, die durch das Prüffluid erfasst werden können, und Poren im Korninneren, die unzugänglich sind, zu unterscheiden. Hierzu bieten sich die Definitionen nach DIN EN 1097-6 (DIN, 2013) an, die zwischen der *Trockenrohddichte* ρ_p (scheinbare Rohddichte), der *Rohddichte auf ofentrockener Basis* ρ_{rd} (Kornrohddichte) und der *Rohddichte auf wassergesättigter und oberflächentrockener Basis* ρ_{ssd} differenziert.

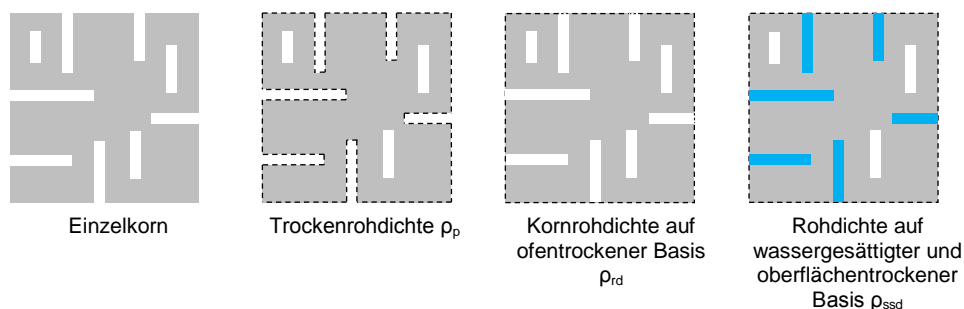


Abbildung 91: Bezugsvolumen für die scheinbare Kornrohddichte ρ_p , die Kornrohddichte auf ofentrockener Basis ρ_{rd} und die Rohddichte auf wassergesättigter und oberflächentrockener Basis ρ_{ssd} nach DIN EN 1097-6 (DIN, 2013)

Die *Trockenrohddichte* ρ_p ist gemäß DIN EN 1097-6 (DIN, 2013) definiert als Quotient der ofentrockenen Masse eines Korns und seinem Volumen, das es in Wasser einnimmt, wobei das Volumen innere, geschlossene Poren beinhaltet und wasserzugängliche Porenräume ausschließt (Bezugsvolumen für die *Trockenrohddichte* ρ_p s. Abbildung 91). Bei der Bestimmung der *Rohddichte auf ofentrockener Basis* wird die ofentrockene Masse eines Korns hingegen auf das Volumen eines Einzelkorns bezogen, welches sowohl die inneren, geschlossenen als auch die wasserzugänglichen Porenräume beinhaltet (Bezugsvolumen für die *Rohddichte auf ofentrockener Basis* ρ_{rd} s. Abbildung 91). Die Rohddichte auf wassergesättigter und oberflächentrockener Basis bestimmt sich dagegen als Verhältnis aus der ofentgetrockneten Masse eines Einzelkorns zuzüglich der Masse des sich in den wasserzugänglichen Poren befindlichen Wassers zum Volumen des Einzelkorns, welches sowohl die inneren, geschlossenen als auch die wasserzugänglichen Porenräume beinhaltet

(Bezugsvolumen für die *Rohdichte auf wassergesättigter und oberflächentrockener Basis* ρ_{ssd} s. Abbildung 91). Für Einzelkörner, die keine wasserzugänglichen Poren besitzen, sind die Trockenrohddichte, die Rohdichte auf ofentrockener Basis sowie die Rohdichte auf wassergesättigter und oberflächentrockener Basis gleichzusetzen. Die im Erdbau üblicherweise verwendete Korndichte entspricht der Trockenrohddichte (HENZINGER, 2017).

Die Kornrohddichte auf ofentrockener Basis ρ_{rd} ist kleiner als die Trockenrohddichte ρ_p sowie die Rohdichte auf wassergesättigter und oberflächentrockener Basis ρ_{ssd} (MÜLLER, 2018). Dies wird anhand der Gegenüberstellung der unterschiedlichen Definitionen der Korndichten in Abbildung 92, die Ergebnisse von MÜLLER (2018) sowie aus eigenen Versuchen enthält, verdeutlicht. Die Daten aus den eigenen Versuchen wurden dabei in Anlehnung an das Drahtkorbverfahren nach DIN EN 1097-6 (DIN, 2013) nach siebentägiger Wasserlagerung ermittelt. MÜLLER (2018) macht hingegen keine Angaben darüber, an welchen Materialien sowie nach welcher Zeit ihre Daten ermittelt wurden. Die eigenen Werte stimmen insofern mit den Daten von MÜLLER (2018) überein, als dass die Trockenrohddichte deutlich geringer ist als die Kornrohddichte auf ofentrockener Basis. Allerdings sind die Unterschiede bei den eigenen Daten deutlich größer als bei MÜLLER (2018). Dies ist möglicherweise die Folge einer größeren Porosität der in den eigenen Versuchen untersuchten Materialien gegenüber der von Müller (2018) untersuchten Materialien oder die Folge einer längeren Wasserlagerung, während der das Wasser in die wasserzugänglichen Poren eindringen kann.

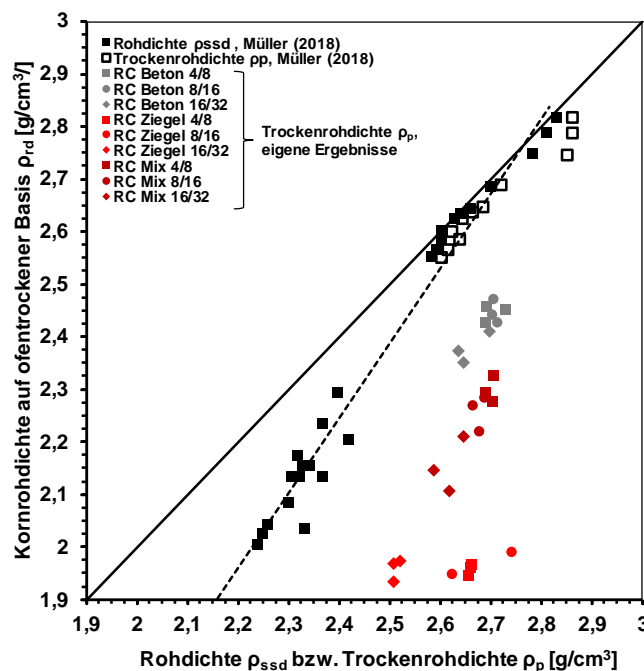


Abbildung 92: Gegenüberstellung der Korndichten nach unterschiedlichen Definitionen, Ergebnisse von MÜLLER (2018) sowie aus eigenen Versuchen

Werden die porösen Einzelkörner eines Baustoffes vor der Dichtebestimmung zerkleinert und alle wasserunzugänglichen Poren aufgeschlossen, kann die *Reindichte* ρ_{rein} des Materials ermittelt werden. Diese ist größer als die in Abbildung 91 aufgeführten Korndichten und wird im Wesentlichen durch die mineralogische Zusammensetzung des zerkleinerten Einzelkorns bestimmt. Einige Werte für die Reindichte von RC Baustoffen und einigen weiteren Mineralien sind in Tabelle 20 aufgeführt. Ist die Reindichte sowie die Kornrohddichte auf ofentrockener

Basis ρ_{rd} eines Materials bekannt, kann daraus die Porosität ε eines Partikels ermittelt werden (MÜLLER, 2018):

$$\varepsilon = 1 - \frac{\rho_{rd}}{\rho_{rein}} \quad [-] \quad \text{Gleichung 26}$$

	Reindichte [g/cm ³]			Quelle
	MW	Min	Max	
Sortenreine Betonkörnung (Stichprobenumfang n = 34)	2,678	2,594	2,983	MÜLLER (2018)
RC Betonbruch (n = 13)	2,596	2,570	2,616	
Ziegel einschließlich Klinker (n = 28)	2,735	2,630	2,950	
Kalksandstein (n = 14)	2,659	2,490	2,740	
Porenbeton (n = 12)	2,604	2, 520	2,910	
Leichtbeton (n = 10)	2,621	2,310	2,850	
Nat. Kies und Sand	2,65			KÉZDI (1969)
Löß, Mehlsand, sandiger Schluff	2,67			
Schluff	2,70			
Schluffiger Ton	2,75			
Ton	2,80			
Gips	2,32			
Quarz	2,66			
Kalzit	2,72			
Dolomit	2,87			
Quarz	2,65			
Kalzit	2,72			LAMBE & WHITMAN (1969)
Dolomit	2,85			
Muskovit	2,7 – 3,1			

Tabelle 20: Reindichten von RC Baustoffen, natürlichen Böden und einiger gesteinsbildender Minerale

5.2.5 Wasseraufnahmefähigkeit

Im Unterschied zu den meisten natürlichen Primärbaustoffen, deren Einzelkörner eine geschlossene Kornoberfläche aufweisen, nehmen RC Baustoffe aufgrund der Porosität der Einzelkörner Wasser auf. Der Grad der Wasseraufnahme hängt von der Materialart ab (z. B. Betonbruch, Ziegelbruch) und korreliert mit der Korndichte. Er ist umso größer, je geringer die Korndichte eines Materials ist. RC Baustoffe mit nennenswerten Anteilen an Ziegelbruch oder weiteren porösen Materialien, beispielsweise Putz oder Mörtel, besitzen typischerweise ein deutlich höheres Wasseraufnahmevermögen als reiner Betonbruch.

Der Zusammenhang zwischen der Wasseraufnahmefähigkeit von Baustoffen und der Kornrohndichte ρ_{rd} ist in Abbildung 93 beispielhaft anhand der Ergebnisse diverser Autoren sowie eigener Ergebnisse zur Wasseraufnahme von Betonbruch, Ziegelbruch, Mischabbruch (Bauschuttgemische), Kalksandstein, Mörtel und Primärmaterial dargestellt. Die eigenen Versuche wurden dabei in Anlehnung an das Drahtkorbverfahren nach DIN EN 1097-6 (DIN, 2013) ermittelt. Die Zeit, nach der die Wasseraufnahme bestimmt wurde, sowie die jeweilige Literaturquelle ist in der Legende in Abbildung 93 aufgeführt.

Die in Abbildung 93 dargestellten Ergebnisse zeigen, dass die Wasseraufnahmefähigkeit deutlich mit der Kornrohndichte ρ_{rd} korreliert und umso größer ist, je geringer die Kornrohndichte ist. Deutlich ersichtlich ist, dass natürliches Primärmaterial (Sande, Kiese), dessen

Einzelkörner meist keine wasserzugänglichen Porenräume innerhalb der Einzelkörner besitzen, im Vergleich zu den aufbereiteten Baurestmassen die höchsten Kornrohdichten und in der Folge die geringste Wasseraufnahme aufweist. Für Betonbruch sowie für aufbereitete Bauschuttgemische zeigen die Ergebnisse gegenüber den natürlichen Primärmaterialien geringere Trockendichten und folglich eine größere Wasseraufnahme, wobei sich die möglichen Trockendichten wie auch die Wasseraufnahme über einen vergleichsweise großen Wertebereich erstrecken. Reiner Ziegelbruch und Putz weisen hingegen die niedrigsten Trockendichten und die höchste Wasseraufnahme der dargestellten aufbereiteten Baurestmassen auf. Auffällig sind die Ergebnisse, die an Kalksteinschotter, einem natürlichen Baustoff, ermittelt wurden. Diese liegen sowohl hinsichtlich ihrer Kornrohdichten als auch ihrer Wasseraufnahme im Bereich des Ziegelbruchs und weichen damit deutlich von den übrigen Werten der natürlichen Primärmaterialien ab.

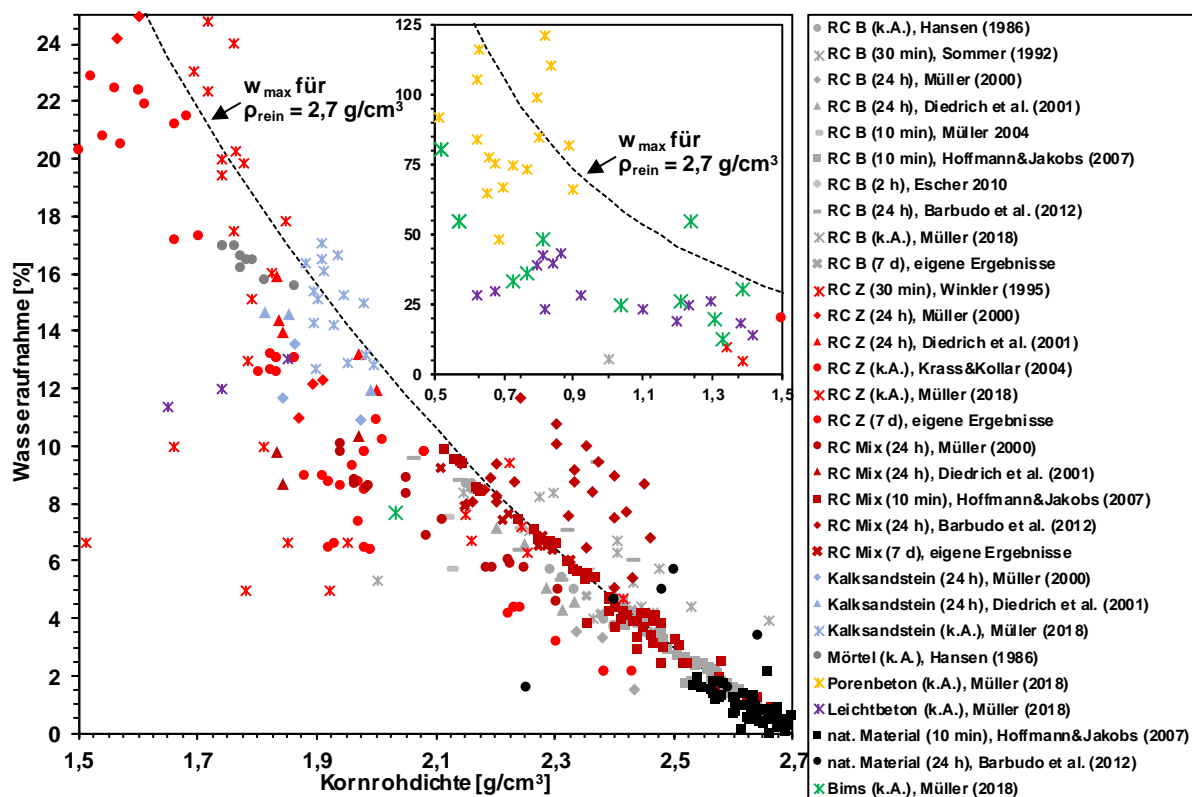


Abbildung 93: Wasseraufnahme verschiedener RC Baustoffe und von natürlichem Primärmaterial, verschiedene Quellen

Geht man davon aus, dass alle in einem Einzelkorn vorhandenen Poren wasserzugänglich und vollständig gesättigt sind, kann nach MÜLLER (2018) bei Kenntnis der Kornrohdichte auf oberflächentrockener Basis ρ_{rd} sowie der Reindichte ρ_{rein} auch die maximale Wasseraufnahmefähigkeit w_{\max} berechnet werden:

$$w_{\max} = 100 \cdot \rho_{\text{Wasser}} \cdot \left(\frac{1}{\rho_{\text{rd}}} - \frac{1}{\rho_{\text{rein}}} \right) \quad [-] \quad \text{Gleichung 27}$$

Die maximale Wasseraufnahmefähigkeit w_{\max} unter Annahme der vollen Sättigung aller wasserzugänglichen Poren ist in Abbildung 93 für eine Reindichte von $2,7 \text{ g/cm}^3$ dargestellt. Die dargestellten Messwerte stimmen dabei insbesondere für Kornrohdichten auf ofentrockener Basis, die im Bereich der angenommenen Reindichte von $2,7 \text{ g/cm}^3$ liegen, gut

mit der berechneten maximalen Wasseraufnahmefähigkeit überein. Mit abnehmender Kornrohddichte auf ofentrockener Basis weichen die dargestellten Messwerte allerdings immer weiter von der berechneten maximalen Wasseraufnahme ab. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass mit abnehmender Kornrohddichte immer mehr Poren innerhalb der Einzelkörner liegen und dadurch nicht mehr mit Wasser aufgefüllt werden.

Neben der Kornrohddichte hängt der Grad der Wasseraufnahme auch von der Zeit, während der das Wasser in die wasserzugänglichen Poren eindringen kann, ab, wobei der Grad der Wasseraufnahme mit zunehmender Zeit ansteigt (vgl. Abbildung 94, links). Der Großteil der Wasseraufnahme findet innerhalb der ersten wenigen Minuten statt und beträgt gemäß MÜLLER (2018) nach den ersten zehn Minuten etwa 85 – 90 % der Wasseraufnahme nach 24 Stunden. Zudem nehmen feinere Kornfraktionen üblicherweise mehr Wasser auf als gröbere Fraktionen (vgl. Abbildung 94, rechts). Dies ist auf eine größere spezifische Oberfläche feinerer Kornfraktionen sowie auf die Anreicherung von zementsteinreichen Partikeln zurückzuführen (MÜLLER, 2018).

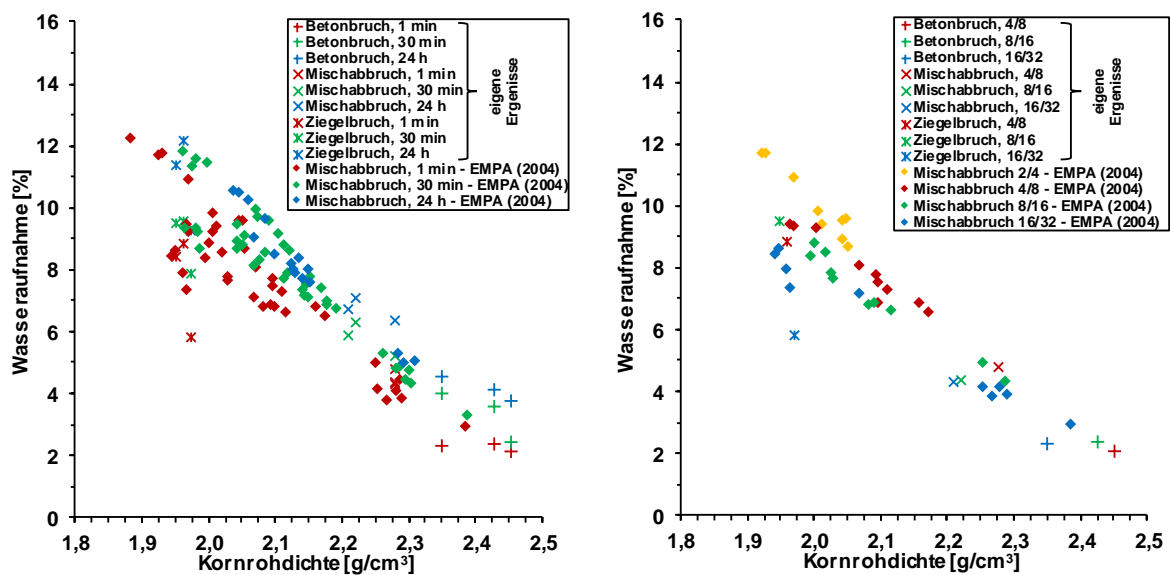


Abbildung 94: Einfluss der Zeit (links) und der Korngröße (rechts) auf die Wasseraufnahme verschiedener aufbereiteter Baurestmassen, verschiedene Quellen

Die Abhängigkeit der Wasseraufnahme von der Zeit wird auch in Abbildung 95 aufgezeigt, in der eigene Ergebnisse zur zeitlichen Wasseraufnahme eines Betonbruchs (RC B), eines aufbereiteten Bauschuttgemisches (RC M) sowie eines aufbereiteten Ziegelbruchs (RC Z) dargestellt sind (s.a. HUBER & HEYER, 2018). Die Bestimmung der zeitlichen Wasseraufnahme erfolgte nach DIN EN 1097-6 (DIN, 2013) jeweils getrennt für die Kornfraktionen 4/8 mm, 8/16 mm und 16/32 mm (RC Ziegel) mittels Unterwasserwägung. Zu Vergleichszwecken enthält Abbildung 95 überdies Ergebnisse von DIEDRICH, BRAUCH & KROPP (2001), die ebenfalls die zeitliche Wasseraufnahme unterschiedlicher Kornfraktionen eines Betonbruchs, eines aufbereiteten Bauschuttgemisches eines Ziegelbruchs bestimmten.

Die eigenen Ergebnisse zur zeitlichen Wasseraufnahme zeigen für die Kornfraktionen des RC Betons, der über alle Kornfraktionen (4/8 mm, 8/16 mm, 16/32 mm) jeweils die größte Kornrohddichte der drei Versuchsmaterialien aufweist (vgl. Tabelle 21), die kleinste und für den RC Ziegel, der über alle Kornfraktionen die kleinste Kornrohddichte aufweist (vgl. Tabelle 21), die größte Wasseraufnahme. Die Wasseraufnahme des RC Mix, der überwiegend Anteile an Beton und Ziegel enthält und dessen Kornrohddichten zwischen den des RC Betons und des RC Ziegels liegen (vgl. Tabelle 21), befindet sich zwischen den Werten des Beton- und des Ziegelbruchs. Wie bereits erwähnt, erfolgt der Großteil der Wasseraufnahme innerhalb der ersten Minuten und nähert sich schließlich asymptotisch einen finalen Wert an. Allerdings kann nach DIEDRICH, BRAUCH & KROPP (2001) bei aufbereiteten Baurestmassen auch nach mehreren Tagen Wasserlagerung noch ein Ansteigen der Wasseraufnahme beobachtet werden.

	4/8 mm	8/16 mm	16/32 mm
RC B	2,445	2,446	2,378
RC M	2,299	2,259	2,155
RC Z	1,957	1,945	1,958

Tabelle 21: Nach DIN 1097-6 (DIN, 2013) ermittelte Kornrohddichten der Versuchsmaterialien aus den eigenen Versuchen

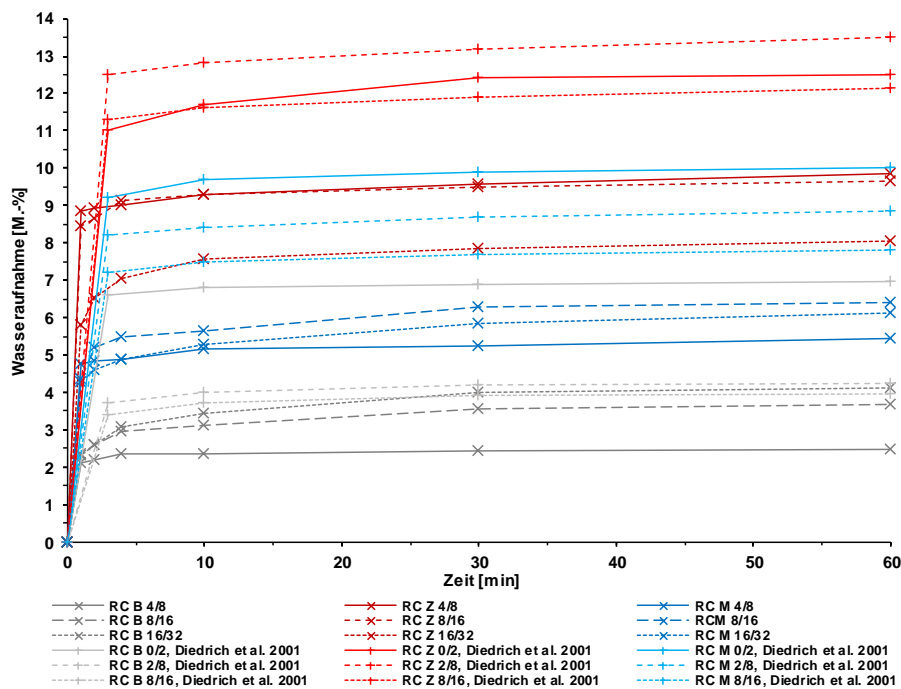


Abbildung 95: Zeitliche Wasseraufnahme verschiedener Kornfraktionen von RC Beton, RC Bauschuttgemischen und RC Ziegel

Die Versuchsergebnisse von DIEDRICH, BRAUCH & KROPP (2001) stimmen insofern mit den eigenen Versuchsergebnissen überein, als dass der Betonbruch die geringste und der Ziegelbruch die höchste Wasseraufnahme besitzt, während der RC Mix zwischen beiden sortenreinen Materialien liegt. Der Großteil der Wasseraufnahme findet innerhalb der ersten Minuten statt. Von DIEDRICH, BRAUCH & KROPP (2001) wurden jeweils etwas höhere Werte für die Wasseraufnahme ermittelt als in den eigenen Versuchen. Dies ist vermutlich auf Unterschiede in der stofflichen Beschaffenheit der untersuchten RC Baustoffe zurückzuführen, wobei auch innerhalb sortenreiner Stofffraktionen Unterschiede in den physikalischen Eigenschaften der Einzelbestandteile und damit in der Wasseraufnahme auftreten können.

Beispielsweise zeigen KERKHOFF & SIEBEL (2001) anhand von zwei Körnungen aus Betonbruch (Gesteinskörnung Ra und Rb), dass die Betonrezeptur die Wasseraufnahmefähigkeit des Betonbruchs beeinflusst (vgl. Abbildung 96). Darüber hinaus zeigen die Ergebnisse von KERKHOFF & SIEBEL (2001) den Einfluss der Zeit sowie des Korngrößenbereichs auf die Wasseraufnahmefähigkeit. Letzteres führen sie dabei auf höhere Anteile an wasseraufnahmefähigen Zementstein in den kleineren Kornfraktionen zurück. Diesbezüglich gibt beispielsweise HANSEN (1986) an, dass Einzelkörner der Fraktion 16/32 mm einen Zementanteil von 25 bis 35 M.-%, Einzelkörner der Fraktion 8/16 mm von etwa 40 M.-% und Einzelkörner der Fraktion 4/8 mm von bis zu 60 M.-% aufweisen. Der Korngrößenbereich 0/0,3 mm kann nach HANSEN (1986) sogar bis zu 65 M.-% Zementanteil besitzen. Der Einfluss der Art des Ziegels auf die Wasseraufnahmefähigkeit, der insbesondere auf den Brenngrad der Ziegel während der Herstellung zurückzuführen ist, ist darüber hinaus anhand der Angaben von NEROTH & VOLLENSCHAR (2011) in Tabelle 22 ersichtlich.

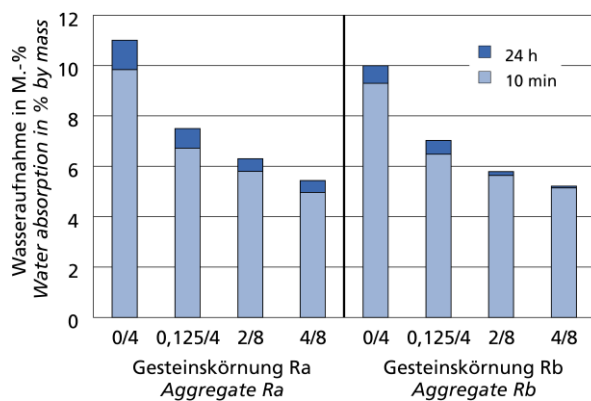


Abbildung 96: Wasseraufnahmefähigkeit unterschiedlicher Kornfraktionen des Betonbruchs Ra und Rb, aus KERKHOFF & SIEBEL (2011)

Brenngrad	Wasseraufnahmefähigkeit [M.-%]
Weichbrand	10 – 22
Mittelbrand	8 – 14
Hartbrand	6 – 8
Angeklinkertes Material	Ca. 8
Klinker	0 – 7

Tabelle 22: Einfluss des Brenngrades auf die Wasseraufnahme von Ziegel, nach NEROTH & VOLLENSCHARF (2011)

5.2.6 Kornfestigkeit

Die Kornfestigkeit ist eine weitere wesentliche physikalische Eigenschaft der Einzelkörner granularer Korngemische. Sie besitzt vor allem im Zusammenhang mit dem Widerstand der Einzelkörner gegenüber mechanischer Beanspruchung oder gegenüber Frostbeanspruchung maßgebliche Bedeutung (MÜLLER, 2018).

Die mechanische Festigkeit der Einzelkörner eines Korngemisches wird in der Literatur sowohl anhand von Versuchen am Einzelkorn (Einzelkornversuche, z. B. AFSHAR ET AL., 2017; CAVARRETTA, COOP & O'SULLIVAN, 2010; NAKATA ET AL. 2001a; JAEGER, 1967) als auch am Kornverbund (z. B. MÜLLER, 2018; AFSHAR ET AL., 2017) bestimmt. Bei den Einzelkornversuchen wird ein meist auf seiner längsten Seite liegendes Einzelkorn (in dieser Lage besitzt es die geringste potenzielle Energie) über zwei parallele Platten bis zum Bruch belastet. Es kommt zum Bruch, wenn die im Einzelkorn infolge der aufgetragenen Vertikalspannung induzierte Zugspannung die maximal aufnehmbare Zugspannung des Einzelkorns überschreitet (vgl. Abbildung 97). Die Größe der aufnehmbaren Zugspannung hängt dabei einerseits von der mineralogischen Zusammensetzung des Einzelkorns und andererseits von der Querschnittsfläche der Bruchfläche, die zwischen den beiden

Lastangriffspunkten verläuft, und damit von der Mikrostruktur des Einzelkorns ab (AFSHAR ET AL., 2017).

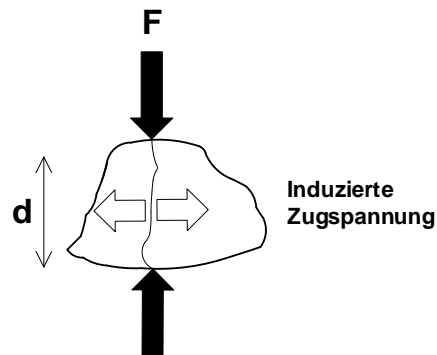


Abbildung 97: Schematische Darstellung der Belastung bei einem Einzelkornversuch und der dabei induzierten Zugspannung, nach AFSHAR ET AL. (2017)

In den Untersuchungen zur Kornfestigkeit am Kornverbund wird meist ein Korngemisch in einen Zylinder mit starrer Wandung gefüllt und anschließend auf vertikalen Druck belastet. Aufgrund der starren Wandung ist das Versagen bei der Versuchsdurchführung in einem Zylinder im Gegensatz zu den Einzelkornversuchen nicht durch den abrupten Abfall der aufbrachten Kraft gekennzeichnet. Das Versagen kann in diesem Fall durch die Begrenzung der vertikalen Verformung definiert werden.

Versuche zur Kornfestigkeit von Einzelkörnern im Kornverbund wurden beispielsweise von MÜLLER (2018) durchgeführt. Ihre Versuche wurden als eindimensionale Kompressionsversuche durchgeführt, bei denen ein Korngemisch in einen Stahlzylinder ($d = 100 \text{ mm}$, $h = \text{unbekannt}$) gefüllt und mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit ($0,2 \text{ mm/s}$) vertikal auf Druck beansprucht wurde. Mit welcher Dichte die Korngemische in den Stahlzylinder eingefüllt wurden gibt MÜLLER (2018) allerdings nicht an. Als „Kornfestigkeit“ definiert MÜLLER (2018) die Kraft, die notwendig ist, um die Körnung innerhalb von 100 Sekunden um 20 mm zu stauchen.

Die Ergebnisse von MÜLLER (2018), die in Abbildung 98 dargestellt sind, zeigen, dass die Kornfestigkeit der Versuchsmaterialien deutlich mit der Kornrohdichte auf ofentrockener Basis ρ_{rd} korreliert und mit zunehmender Kornrohdichte ansteigt. Einzelkörner aus Betonbruch weisen demnach eine deutlich höhere Kornfestigkeit auf als Einzelkörner aus Ziegelbruch. Als weitere Einflussgröße auf die Kornfestigkeit gilt neben der Kornrohdichte zudem die Korngröße, wobei geringere Korngrößen eine größere Kornfestigkeit besitzen als größere Korngrößen (MÜLLER, 2018). Dies ist auch darauf zurückzuführen, dass größere Einzelkörner statistisch gesehen mehr innere Schwachstellen aufweisen, an denen es zum Bruch des Einzelkorns kommen kann, als kleinere Korngrößen (AFSHAR ET AL., 2017).

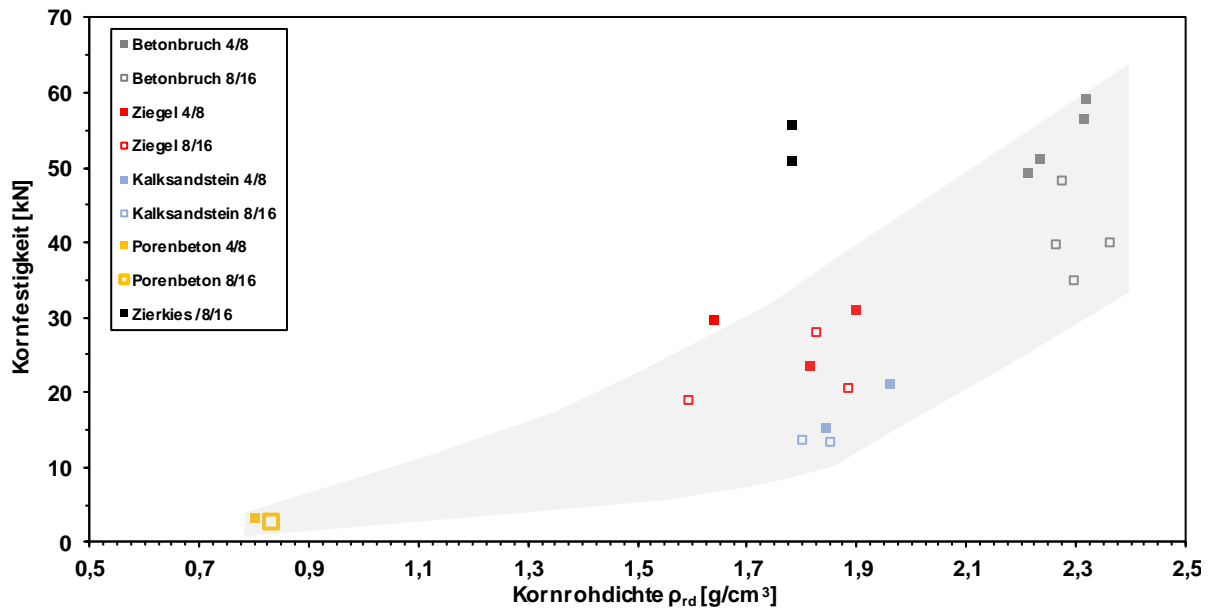


Abbildung 98: Einfluss der Kornrohichte ρ_{rd} auf die Kornfestigkeit verschiedener RC Baustoffe, nach MÜLLER (2018)

Versuche zur Festigkeit von Einzelkörnern sowie von Einzelkörnern im Kornverbund wurden auch von AFSHAR ET AL. (2017) an natürlichen, basaltischen Einzelkörnern sowie an Einzelkörnern eines Beton- sowie eines Ziegelbruchs durchgeführt. Besonderes Augenmerk der Versuche lag dabei auf dem Einfluss der Kornform auf die Kornfestigkeit. Einige Ergebnisse ihrer Versuche an Einzelkörnern sind in Abbildung 99 dargestellt. Dabei belasteten AFSHAR ET AL. (2017) Einzelkörner mit Korngrößen von 13,2 mm bis 19 mm zwischen zwei starren Platten mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit von 1 mm/min bis zum Bruch. Der Bruch der Einzelkörner ist in Abbildung 99 dabei durch den plötzlichen Abfall der Vertikalkraft gekennzeichnet, während die kleineren Schwankungen der Vertikalkraft bis zum Erreichen der Bruchlast auf das Plastifizieren von Oberflächenunebenheiten und das Abbrechen von Kanten zurückzuführen sind. Die Versuchsergebnisse in Abbildung 99 weisen darauf hin, dass die Bruchlast und damit die Kornfestigkeit allen voran von der Form der Einzelkörner und weniger von ihrer Mineralogie und Mikrostruktur abhängt. So weisen die unterschiedlichen Materialien in Abbildung 99 bei vergleichbarer Kornform unabhängig von der Art des Einzelkorns (basaltische Partikel, RC Betonpartikel, RC Ziegelpartikel) vergleichbare Bruchlasten auf, wobei die gedrungenen Partikel deutlich höhere Bruchlasten (d. h. eine höhere Kornfestigkeit) besitzen als die länglichen oder plattigen Partikel. Die Ergebnisse von AFSHAR ET AL. (2017) stehen damit im Widerspruch zu den Ergebnissen von MÜLLER (2018), die in Abbildung 98 wiedergegeben sind.

Versuche zum Kornbruch von Einzelkörnern im Korngefüge wurden von AFSHAR ET AL. (2017) lediglich an dem basaltischen Material durchgeführt. Die Versuche wurden ebenfalls als eindimensionale Kompressionsversuche ($d = h = 50$ mm) mit behinderter Seitendehnung durchgeführt, wobei der Kornverbund aus Einzelkörnern mit Korngrößen von 13,2 mm bis 19 mm bestand und bis zu bestimmten vordefinierten Lasten mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit von 1 mm/min belastet wurde. Die Ergebnisse der Einzelkornversuche am Kornverbund aus natürlichen, basaltischen Einzelkörnern sind in Abbildung 100 zusammengestellt.

Im Gegensatz zu den Einzelkornversuchen zeigen die Ergebnisse der eindimensionalen Kompressionsversuche von AFSHAR ET AL. (2017) in Abbildung 100 keinen deutlichen Lastabfall. Dies ist auf die starre seitliche Wandung in den eindimensionalen Kompressionsversuchen zurückzuführen, die dazu führt, dass die Einzelkörner mit steigender Vertikalbelastung bis zum Erreichen der vordefinierten Belastung zunehmend Kornbruch erfahren. Die Kurvenverläufe in Abbildung 100 zeigen, dass die Kraft-Verschiebungskurven der gedrungenen Partikel tendenziell eine deutlich größere Steigung aufweisen als die der länglichen oder plattigen Partikel. Dadurch ist bei den gedrungenen Partikeln eine deutlich höhere Vertikalkraft erforderlich, um eine bestimmte Vertikalverschiebung zu erreichen, als bei den länglichen oder plattigen Partikeln. Dies zeigt, dass gedrungene Partikel eine größere Festigkeit und Steifigkeit aufweisen als längliche oder plattige Partikel.

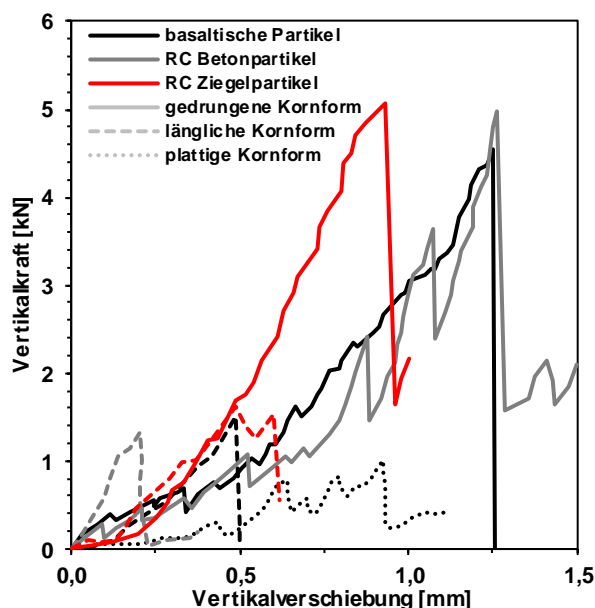


Abbildung 99: Last-Verschiebungskurven von Einzelkornversuchen zur Kornfestigkeit an basaltischen Einzelkörnern und Einzelkörnern eines Beton- und eines Ziegelbruchs, nach AFSHAR ET AL. (2017)

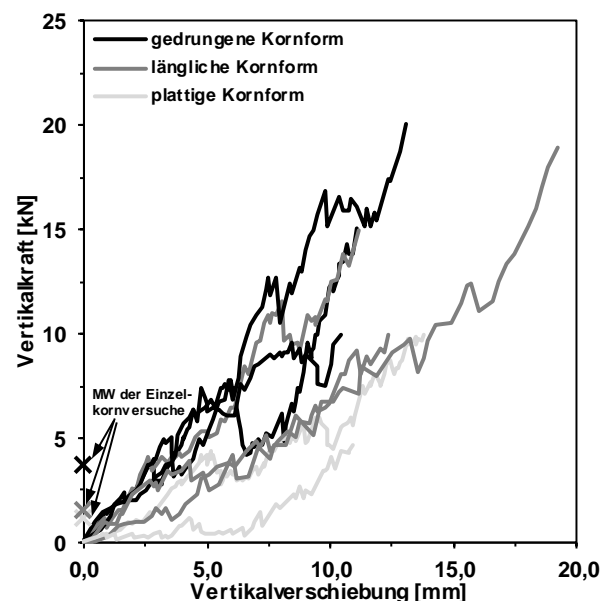


Abbildung 100: Ergebnisse von Versuchen an basaltischen Einzelkörnern in einem Korngefüge, nach AFSHAR ET AL. (2017)

5.2.7 Widerstand gegenüber mechanischer Beanspruchung sowie Wassergehalts- und Temperaturänderungen

Zur Beurteilung des Widerstandes von Einzelkörnern gegenüber mechanischer Beanspruchung sowie Wassergehalts- und Temperaturänderungen wird in der Boden- und Felsmechanik häufig der Siebtrommelversuch nach TP BF-StB Teil C20 (FGSV, 2002) herangezogen, der ursprünglich zur Beurteilung der Zerfallsbeständigkeit von Gesteinen gegen mechanischen Abrieb sowie Wassergehalts- und Temperaturänderungen entwickelt wurde. Im Straßenoberbau, wo, anders als im Erdbau, aufgrund der höheren Beanspruchungen durch die Verkehrslasten Anforderungen an den Widerstand der verwendeten Korngemische gegen mechanische Beanspruchungen zu berücksichtigen sind, werden hingegen häufig das Los-Angeles-Verfahren (LA-Verfahren) oder der Schlagzertrümmerungsversuch (SZ-Versuch) nach DIN EN 1097-2 (DIN, 2010b) zur Bestimmung des Widerstandes von Einzelkörner gegen Zertümmerung verwendet. In

Zusammenhang mit den angeführten Versuchen gilt dabei im Allgemeinen, dass der Widerstand eines Materials gegenüber mechanischer Beanspruchung mit zunehmender Kornrohichte (und damit mit zunehmender Kornfestigkeit, vgl. Kapitel 5.2.6) ansteigt.

Die Ergebnisse der angeführten Versuche (LA-Verfahren, SZ-Versuch, Siebtrommelversuch) werden häufig als Indexwerte zur vergleichenden Beurteilung der Kornfestigkeit herangezogen. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, dass die angeführten Prüfverfahren lediglich Indexwerte liefern, anhand derer der Widerstand von Einzelkörnern gegenüber einer definierten mechanischen Beanspruchung und damit die Kornfestigkeit vergleichend beurteilt werden kann. Sie stellen hingegen keine Festigkeiten im mechanischen Sinne dar.

Nachfolgend werden eigene Ergebnisse aus Siebtrommelversuchen an verschiedenen RC Baustoffen sowie Ergebnisse von Prüfungen mit dem Los-Angeles-Verfahren aus der Literatur vorgestellt, anhand derer der Widerstand von RC Baustoffen gegenüber mechanischen Beanspruchungen vergleichend beurteilt werden soll.

5.2.7.1 Siebtrommelversuch

Beim Siebtrommelversuch nach TP BF-StB Teil C20 (FGSV, 2002) werden zehn repräsentative Einzelstücke eines Versuchsmaterials zunächst getrocknet (Trockenmasse je Einzelstück 40 g bis 60 g, Gesamttrockenmasse $m_{d,0}$ zwischen 450 g und 550 g) und in eine Siebtrommel, deren Mantelfläche als Maschensieb mit einer Öffnungsweite von 2 mm ausgebildet ist, gegeben. Anschließend wird die Siebtrommel zusammen mit dem gesamten trockenen Probenmaterial gewogen, in die motorbetriebene Versuchsanordnung gestellt, wobei sich die Siebtrommel bis zur Hälfte in einem mit Wasser gefüllten Trog befindet (s. Abbildung 101), und der Versuch schließlich gestartet.

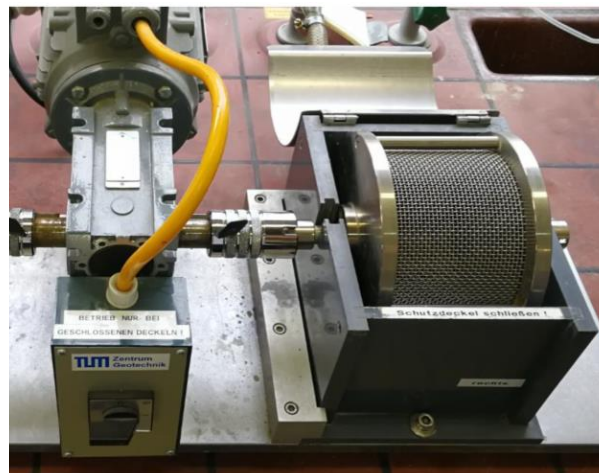


Abbildung 101: Siebtrommelversuch nach TP BF-StB C 20 (FGSV 2002)

Ein Siebtrommelversuch besteht aus mehreren Versuchszyklen, wobei die Siebtrommel während eines Zyklus innerhalb von zehn Minuten 200 Mal um die eigene Achse rotiert. Dabei werden die Einzelkörner an der Mantelfläche der Siebtrommel auf mechanischen Abrieb beansprucht. Nach Beendigung des Zyklus i wird die Siebtrommel aus dem Versuchsgerät entnommen und zusammen mit den enthaltenen Partikeln bei 105°C getrocknet. Anschließend kann die Trockenmasse der in der Trommel enthaltenen Partikel nach dem Zyklus i ($m_{d,i}$)

bestimmt werden und zusammen mit der Trockenmasse der Partikel vor Versuchsbeginn ($m_{d,0}$) der Zerfallsbeständigkeitsindex $I_{d,i}$ nach dem Zyklus i ermittelt werden:

$$I_{d,i} = \frac{m_{d,i}}{m_{d,0}} \quad [\%] \quad \text{Gleichung 28}$$

Nach dem Trocknen und Auswiegen wird die Siebtrommel mit den enthaltenen Einzelkörnern wieder in die Versuchsapparatur gehängt und der nächste Zyklus gestartet. Zur Bewertung der Zerfallsbeständigkeit eines Materials wird nach TP BF-StB Teil C20 (FGSV, 2002) in der Regel der Index nach dem zweiten Zyklus ($I_{d,2}$), bei besonders zerfallsbeständigen Materialien der Index nach dem sechsten Zyklus ($I_{d,6}$), herangezogen. Die Beurteilung der Zerfallsbeständigkeit kann nach TP BF-StB Teil C20 (FGSV, 2002) in Anlehnung an GAMBLE (1971) erfolgen (s. Tabelle 23).

Zerfallsbeständigkeitsindex I_d [%]	Zerfallsbeständigkeit
> 98	zerfallsresistent
95 – 98	sehr hoch
85 – 95	hoch
60 – 85	mittel
30 – 60	niedrig
< 30	sehr niedrig

Tabelle 23: Beurteilung der Zerfallsbeständigkeit nach GAMBLE (1971)

Zur Bestimmung des Widerstandes von mineralischen Sekundärbaustoffen und natürlichen Baustoffen gegenüber mechanischem Abrieb und Wassergehalts- und Temperaturänderungen sowie zur vergleichenden Beurteilung der Kornfestigkeit wurden am Zentrum Geotechnik der TU München eigene Siebtrommelversuche durchgeführt. Die Versuche wurden an unterschiedlichen RC Baustoffen (RC Beton, RC Ziegel, RC Klinker, RC Mix), einem natürlichen Kalksteinschotter sowie einer Elektroofenschlacke (EOS) durchgeführt. Die Ergebnisse der eigenen Siebtrommelversuche sind in Abbildung 102 dargestellt. Zu berücksichtigen ist, dass bei den Materialien RC Klinker und EOS das nach TP BF-StB C20 (FGSV, 2002) geforderte Gesamtgewicht von zehn Einzelkörnern von mindestens 450 g nicht erreicht werden konnte, da die zur Verfügung stehenden Einzelkörner nicht ausreichend groß waren. Während die Siebtrommelversuche bei RC Klinker und EOS dennoch mit zehn Einzelkörnern durchgeführt wurden ($m_{d,0,\text{Klinker}} \approx 420$ g, $m_{d,0,\text{EOS}} \approx 320$ g), wurden beim RC Ziegel deutlich mehr als zehn Einzelkörner (> 40) verwendet, damit die vorgegebene Mindestmasse erreicht werden konnte.

Die Ergebnisse in Abbildung 102 zeigen, dass alle Versuchsmaterialien mit Ausnahme des RC Ziegels nach zwei Zyklen entsprechend der Beurteilung nach GAMBLE (1971) als zerfallsresistent klassifiziert werden können. Lediglich der RC Ziegel weist nach zwei Zyklen nur eine *sehr hohe Zerfallsbeständigkeit* auf. Nach sechs Zyklen gelten alle Versuchsmaterialien mit Ausnahme des RC Ziegels noch immer als *zerfallsresistent* oder besitzen zumindest eine *hohe Zerfallsbeständigkeit*. Die Zerfallsbeständigkeit des RC Ziegels fällt im Vergleich zu den übrigen Materialien allerdings deutlich ab, sie ist jedoch noch immer als *hoch* zu beurteilen.

Neben der Bestimmung des Zerfallsbeständigkeitsindex I_d wurden die untersuchten Einzelkörner nach Durchführung der Siebtrommelversuche auch auf Veränderungen hinsichtlich ihrer Kornform betrachtet. Dabei wurde erwartungsgemäß festgestellt, dass die Einzelkörner infolge des mechanischen Abriebes an der Mantelfläche der Siebtrommel nach der Versuchsdurchführung deutlich abgerundet waren. Die ermittelte Zerfallsbeständigkeit ist damit in erster Linie keine Folge der aufgetragenen Trocken-Feucht-Wechsel, sondern vielmehr auf die mechanische Beanspruchung der Einzelkörner an der Mantelfläche der Siebtrommel zurückzuführen.

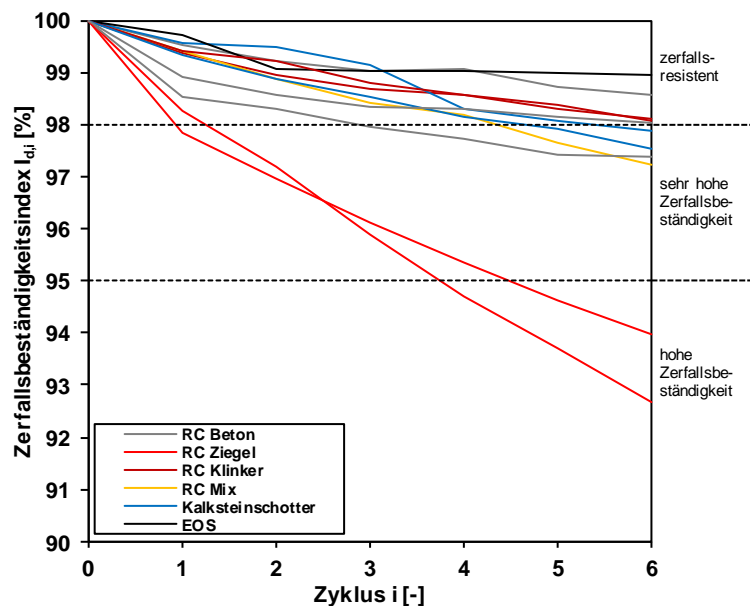


Abbildung 102: Ergebnisse von Siebtrommelversuchen an RC Baustoffen, Elektroofenschlacke und Kalksteinschotter

5.2.7.2 Los-Angeles-Verfahren

Das Los-Angeles-Verfahren nach DIN EN 1097-2 (DIN, 2010b) ist ein Prüfverfahren zur Bestimmung des Widerstandes grober Gesteinskörnungen gegen Zertrümmerung. Der Los-Angeles-Koeffizient als Ergebnis des Los-Angeles-Verfahrens wird in der Literatur von diversen Autoren zudem auch in Zusammenhang mit der Charakterisierung der bauphysikalischen Eigenschaften von RC Baustoffen hinsichtlich ihrer Verwendung im Erdbau des Straßenbaus herangezogen (z. B. ARULRAJAH ET AL., 2011; BARBUDO ET AL. 2012; ARULRAJAH ET AL. 2013a).

Zur Bestimmung des Los-Angeles-Koeffizienten wird eine definierte Messprobe der zu prüfenden Gesteinskörnung (Trockenmasse 5000 +/- 5 g, Korngrößenbereich 10/14 mm) zusammen mit elf Stahlkugeln (Durchmesser je Stahlkugel 45 mm bis 49 mm, Masse je Stahlkugel 400 g bis 445 g, Gesamtmasse 4690 g bis 4860 g) in eine aus glatten Stahlplatten geschweißte Hohltrommel (Innendurchmesser 711 +/- 5 mm, Innenlänge 508 +/- 5 mm) gegeben. Anschließend wird die Öffnung der Trommel geschlossen und der Versuch begonnen. Während des Versuchs vollführt die mit dem Versuchsmaterial und den Stahlkugeln gefüllte Hohltrommel 500 Umdrehungen mit einer Geschwindigkeit von 31 Umdrehungen/min bis 33 Umdrehungen/min, wobei das Versuchsmaterial und die Stahlkugeln je Umdrehung über eine in der Hohltrommel angebrachte Mitnehmerleiste

mitgeführt werden. Während der Rotation der Hohltrummel werden die Einzelkörner der Messprobe durch die Stahlkugeln überwiegend auf Schlag und zu geringeren Anteilen auch auf Abrasion beansprucht.

Nach der vorgegebenen Anzahl an Umdrehungen wird der gesamte Inhalt der Trommel auf ein Blech gegeben, die Stahlkugeln entfernt und die Messprobe durch ein Sieb mit einer Maschenweite von 1,6 mm gewaschen. Aus der Trockenmasse des Siebrückstandes $m_{d,>1,6\text{ mm}}$ ($d > 1,6\text{ mm}$) kann schließlich der Los-Angeles-Koeffizient bestimmt werden:

$$LA = \frac{5000 - m_{d,>1,6\text{ mm}}}{50} \quad [\%] \quad \text{Gleichung 29}$$

Der Widerstand des Versuchsmaterials gegenüber der Zertrümmerung ist dabei umso größer, je kleiner der Los-Angeles-Koeffizient ist.

Die Ergebnisse von Los-Angeles-Versuchen an RC Baustoffen und natürlichen Baustoffen verschiedener Autoren sind in Abbildung 103 über die Kornrohddichte der Versuchsmaterialien aufgetragen. Die dargestellten Ergebnisse zeigen, dass der Los-Angeles-Koeffizient mit der Kornrohddichte korreliert und Materialien mit einer höheren Kornrohddichte geringere Los-Angeles-Koeffizienten besitzen als Materialien mit einer geringeren Kornrohddichte. Die Ergebnisse der Los-Angeles-Versuche stimmen damit mit den Ausführungen in Kapitel 5.2.6 überein, wonach die Festigkeit von Einzelkörnern und damit ihr Widerstand gegenüber mechanischer Beanspruchung mit zunehmender Kornrohddichte ansteigt.

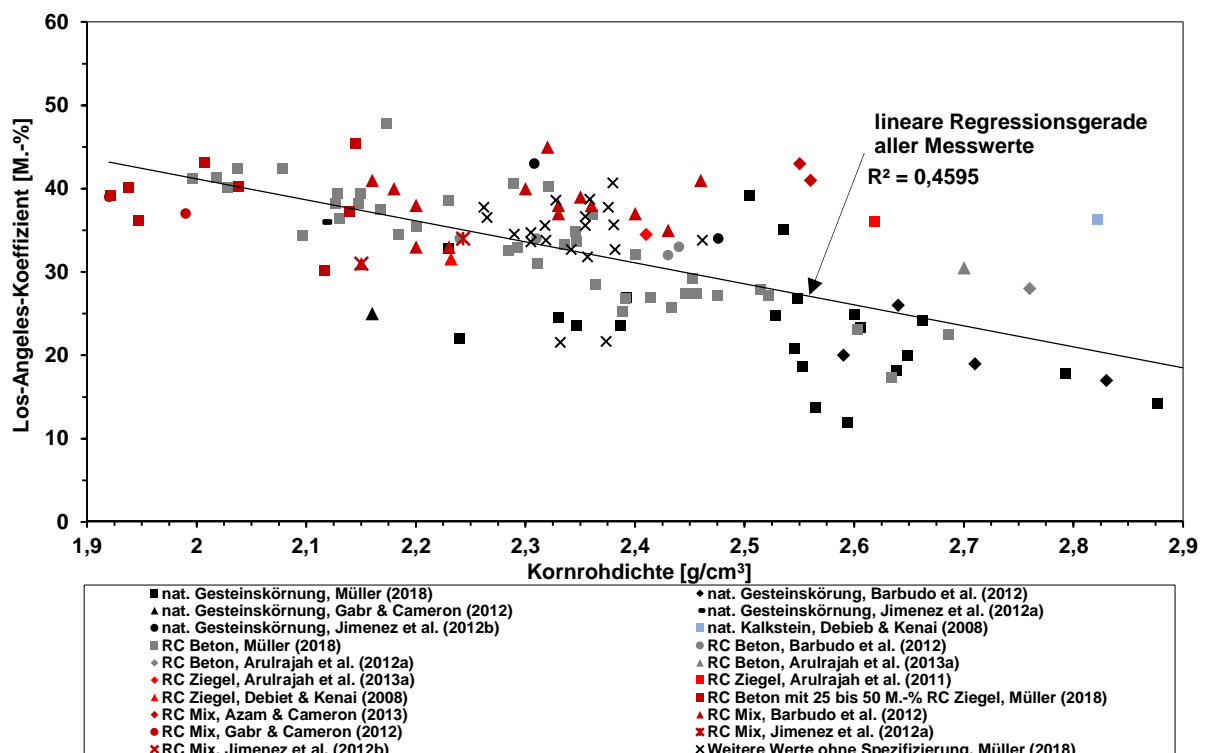


Abbildung 103: Zusammenhang zwischen dem Los-Angeles-Abrasionskoeffizienten und der Kornrohddichte unterschiedlicher Materialien, verschiedene Quellen

Natürliche Gesteinskörnungen, die tendenziell höhere Kornrohddichten und Kornfestigkeiten aufweisen als RC Baustoffe (vgl. Abbildung 90 und Abbildung 98), besitzen entsprechend eher niedrigere Los-Angeles-Koeffizienten als RC Baustoffe. Die Los-Angeles-Koeffizienten von

RC Beton sind tendenziell etwas höher als von natürlichen Gesteinskörnungen und etwas niedriger als von ziegelhaltigen RC Baustoffen (RC Ziegel, RC Mix).

5.2.8 Wasserdurchlässigkeit

In einigen erdbautechnischen Anwendungen ist die Wasserdurchlässigkeit der verwendeten Erdbaustoffe von entscheidender Bedeutung für die Gebrauchstauglichkeit. Ob hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit eine hohe oder eine niedrige Wasserdurchlässigkeit erforderlich ist, hängt dabei stets vom jeweiligen Anwendungsgebiet des Erdbaustoffes und den damit einhergehenden Anforderungen an die Wasserdurchlässigkeit ab.

Der Strömungsvorgang des Wassers in Richtung des Potentialgefälles erfolgt in einem Erdbaustoff durch die wasserführenden, untereinander in hydraulischem Kontakt stehenden Poren zwischen den einzelnen Partikeln. Porenräume im Inneren der einzelnen Partikel, die typisch für viele Einzelkörner in aufbereiteten Baurestmassen sind, sind zum Teil wasserzugänglich, aber nicht wasserdurchgängig und tragen daher nicht zur Durchströmung bei. Die Wasserdurchlässigkeit nichtbindiger Erdbaustoffe aus aufbereiteten Baurestmassen hängt daher wie auch bei natürlichen Baustoffen in erster Linie von der Anzahl und der Geometrie der wasserführenden, untereinander in hydraulischem Kontakt stehenden Poren zwischen den Einzelkörnern und damit von der Lagerungsdichte des jeweiligen Baustoffes ab.

Ein weiterer Faktor, der Einfluss auf den Porenraum eines Korngemisches besitzt und damit die Wasserdurchlässigkeit beeinflusst, ist die Abstufung seiner Kornverteilungskurve. Enggestufte Korngemische weisen typischerweise mehr Porenräume auf als gut abgestufte Korngemische und haben damit bei vergleichbarer Lagerungsdichte in der Regel größere Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte als Korngemische mit einer gut abgestuften Körnungslinie (z. B. DÜSER, 1999; BUSCH & LUCKNER, 1972). Des Weiteren beeinflusst die Anordnung der Einzelkörner sowie der Sättigungsgrad des Porenraumes den Wasserdurchlässigkeitsbeiwert eines nichtbindigen Erdbaustoffes (LAMBE & WHITMAN, 1969). Zu berücksichtigen ist, dass der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert in horizontaler und vertikaler Durchströmungsrichtung unterschiedlich sein kann. Für nichtbindige Erdbaustoffe ist dies insbesondere für lagenweise verdichtete Bauwerke (z. B. Dämme) von Bedeutung, wobei die Wasserdurchlässigkeit in horizontaler Richtung typischerweise größer ist als in vertikaler Richtung (KÉZDI, 1970).

Die Durchlässigkeitsbeiwerte einiger typischer RC Baustoffe, die im Rahmen von eigenen Untersuchungen am Zentrum Geotechnik der TU München bestimmt wurden, sind beispielhaft in Abbildung 105 in Abhängigkeit des Verdichtungsgrades D_{Pr} dargestellt. Die Kornverteilungskurven der Versuchsmaterialien, an denen die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte bestimmt wurden, sind in Abbildung 104 wiedergegeben (Bodengruppen nach DIN 18196 (DIN, 2011c) der Versuchsmaterialien s. Legende in Abbildung 104). Die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte wurden an gesättigten Proben im Versuchszylinder mit Standrohren nach DIN 18130-1 (DIN, 1998) unmittelbar nach dem Einbau und dem Erreichen stationärer Verhältnisse ermittelt und auf eine Wassertemperatur von 10 °C bezogen.

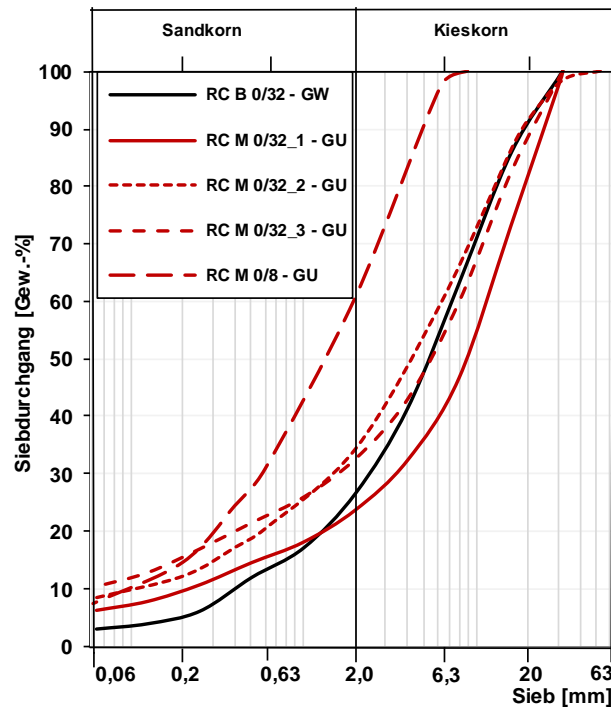


Abbildung 104: Kornverteilungskurven der RC Baustoffe, an denen die Wasserdurchlässigkeit ermittelt wurde

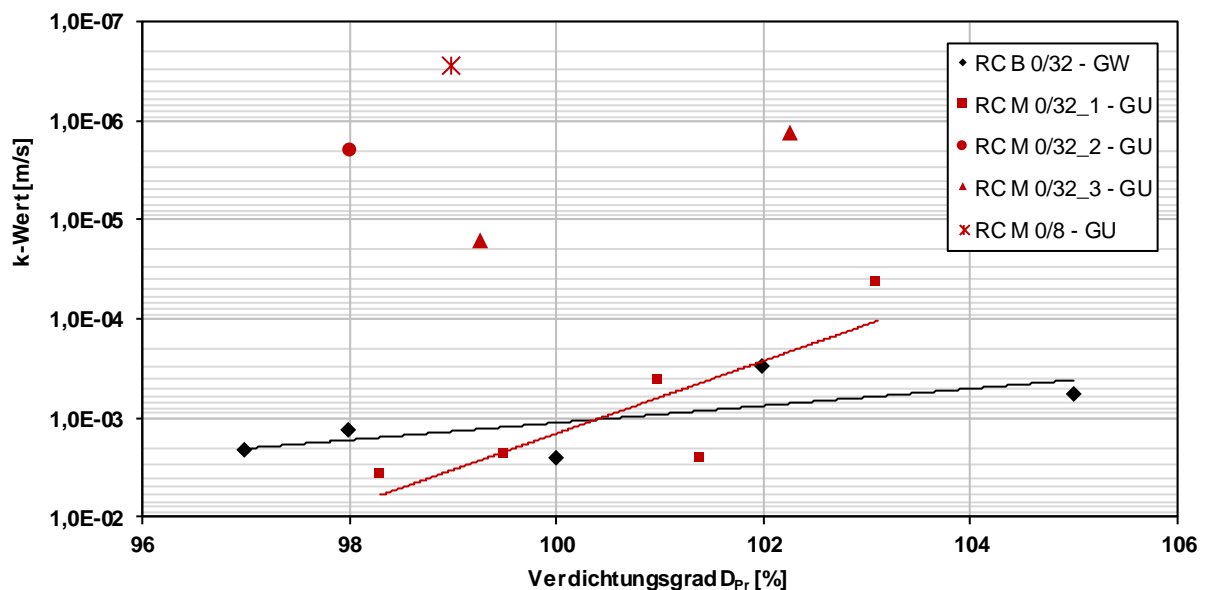


Abbildung 105: Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte einiger RC Baustoffe in Abhängigkeit des Verdichtungsgrades D_{Pr} , eigene Ergebnisse

Am Beispiel der Materialien RC B 0/32 und RC M 0/32_1 ist die Tendenz zu abnehmenden Wasserdurchlässigkeitsbeiwerten mit steigendem Verdichtungsgrad deutlich ersichtlich. Die Abnahme des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes mit steigendem Verdichtungsgrad ist auf die zunehmende Lagerungsdichte der Baustoffe und der damit einhergehenden Verringerung des wasserdurchgängigen Porenraumes zurückzuführen. Die deutlichere Abhängigkeit des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes bei RC M 0/32_1 (Bodengruppe GU) im Vergleich zu RC B 0/32 (Bodengruppe GW) ist dabei vermutlich auf die bessere Abstufung der Kornverteilungskurve sowie des höheren Feinkornanteils von RC M 0/32_1 zurückzuführen.

Die trotz geringerem Verdichtungsgrad D_{Pr} kleineren Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte der Materialien RC M 0/32_2, RC M 0/32_3 und RC M 0/8 sind ebenfalls eine Folge der besseren Abstufung ihrer Kornverteilungskurven sowie ihres größeren Feinkornanteils.

Die in Abbildung 105 dargestellten Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte stimmen mit Werten für RC Baustoffe aus der Literatur überein. Beispielsweise geben NENDZA & HECKÖTTER (1985) für ein grobkörniges Tragschicht-/Frostschuttschichtmaterial aus aufbereitetem Betonbruch im Korngrößenbereich von 0/22,5 mm bzw. 0/45 mm für mit einfacher Proctorenergie verdichtete Proben Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte von $2,4 \cdot 10^{-5}$ m/s bzw. von $1,0 \cdot 10^{-5}$ m/s bis $5,9 \cdot 10^{-5}$ m/s an. DÜSER (1999) gibt für ein aufbereitetes Bauschuttgemisch im Korngrößenbereich 0/45 mm, welches mit einfacher Proctorenergie verdichtet wurde, einen Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 1,0 \cdot 10^{-5}$ m/s an.

Die aus den eigenen Untersuchungen angeführten Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte sowie die Werte aus der Literatur zeigen, dass die Wasserdurchlässigkeit von aufbereiteten Baurestmassen vergleichbar zu denen von natürlichen Primärbaustoffen mit vergleichbarer Kornabstufung sind. Dies zeigt Tabelle 24, in der typische Bereiche von Wasserdurchlässigkeitsbeiwerten natürlicher Böden aufgeführt sind.

Bodenart	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k [m/s] nach SCHMIDT, BUCHMAIER & VOGT-BREYER (2014)	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k [m/s] nach ZOU & BOLEY (2012)
Kies	1E-0	-
Kies, sandig	2E-2 bis 1E-4	2E-2 bis 1E-4
Sand	1E-2 bis 1E-5	1E-3 bis 1E-5
Sand, schluffig	5E-5 bis 1E-7	5E-5 bis 1E-7
Schluff	5E-6 bis 1E-8	5E-6 bis 1E-8
Ton	1E-8 bis 1E-12	1E-8 bis 1E-12

Tabelle 24: Erfahrungswerte für die Wasserdurchlässigkeit natürlicher Böden

5.2.9 Frostbeständigkeit der Einzelkörner

5.2.9.1 Über den Frostwiderstand von Einzelkörnern

Die Beständigkeit gegenüber Beanspruchungen aus Frost-Tau-Wechseln ist eine weitere bedeutende Eigenschaft von Einzelkörnern. Insbesondere bei RC Baustoffen, die im Vergleich zu natürlichen Erdbaustoffen meist poröse Einzelkörner mit einer geringeren Kornfestigkeit besitzen, besteht in der Praxis die Befürchtung, dass die Volumenzunahme des in den wasserzugänglichen Poren eines Einzelkorns enthaltenen Porenwassers (intrapartikuläres Porenwasser) beim Gefrieren zur Schwächung der Einzelkörner und zum Ermüdungsbruch bzw. bei Überschreitung der jeweiligen Kornfestigkeit direkt zum Bruch führen kann.

Ob es infolge von gefrierendem intrapartikulärem Porenwasser zur Schädigung oder zum Bruch eines Einzelkorns kommt, hängt dabei zu großen Teilen von der mechanischen Festigkeit der Einzelkörner ab (z. B. BASSANI & TEFA, 2018; OMARY, GHORBEL & WARDEH, 2016). Dabei kommt es zum Kornbruch, sobald der durch das Gefrieren induzierte Eisdruck die Festigkeit eines Einzelkorns übersteigt.

Die Abhängigkeit des Widerstandes von Einzelkörnern gegenüber Frost-Tau-Wechseln von der Korndichte ist in Abbildung 106 beispielhaft anhand der „Abwitterung“ verschiedener Baustoffe, die über die Kornrohddichte auf ofentrockener Basis (zur Kornrohddichte auf ofentrockener Basis s. Kapitel 5.2.4) angetragen ist, dargestellt. Die *Abwitterung* wird nach DIN EN 1367-1 (DIN, 2007) bestimmt und bezeichnet den auf die Ausgangsmasse einer Messprobe bezogenen Massenverlust durch frostinduzierte Absplitterungen, den eine Messprobe nach 24-stündiger Wasserlagerung und anschließender zehnmahliger Frost-Tau-Wechselbeanspruchung erfährt. Die Daten in Abbildung 106 von MÜLLER (2018) zeigen, dass die *Abwitterung* bei den RC Baustoffen eine gewisse Abhängigkeit von der Kornrohddichte aufweist, während sie bei den natürlichen Gesteinskörnungen nicht von der Kornrohddichte abhängt. Die Abhängigkeit der Abwitterung von RC Baustoffen von der Kornrohddichte sowie ihr ungünstigerer Frostwiderstand ist dabei auf ihr im Vergleich zu natürlichen Baustoffen erhöhtes Wasseraufnahmevermögen zurückzuführen (vgl. Kapitel 5.2.5).

Die Problematik von Kornbruch infolge von Frosteinwirkung lässt sich allerdings nicht ausschließlich auf die Festigkeit der Einzelkörner reduzieren. Dies zeigt sich auch dadurch, dass die Abhängigkeit der Abwitterung von der Kornrohddichte und damit der Kornfestigkeit in Abbildung 106 einer vergleichsweise großen Streuung unterliegt. So hängt der Frostwiderstand von Einzelkörnern zu großen Teilen auch von der Beschaffenheit des Porensystems und der Größe der Poren innerhalb der Einzelkörner ab (BASSANI & TEFA, 2018; CARDOSO ET AL., 2016).

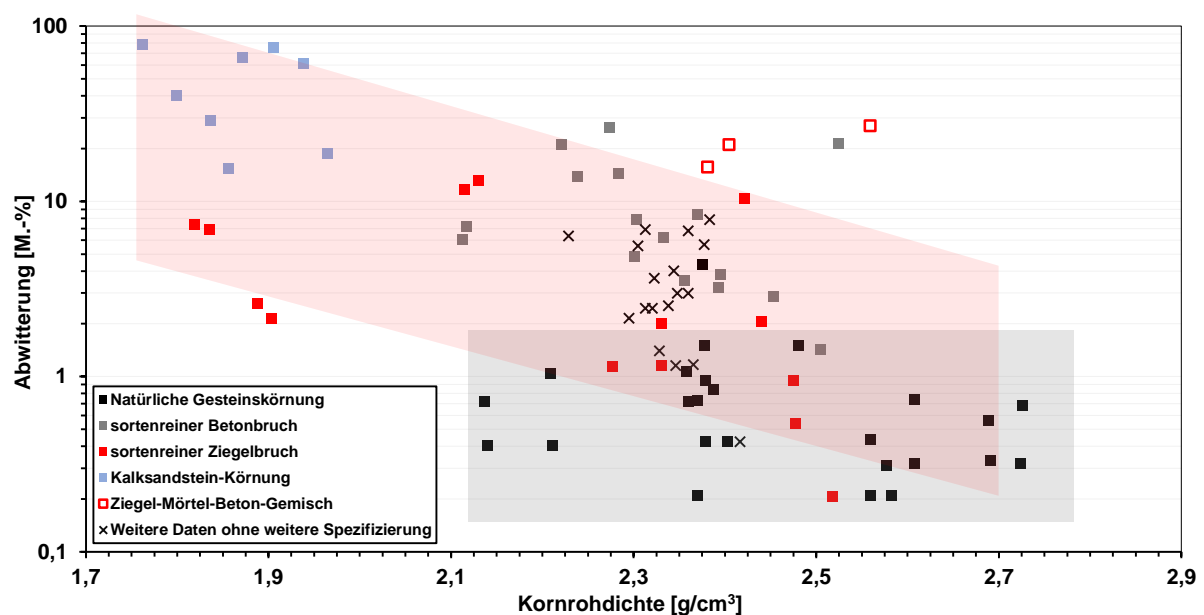


Abbildung 106: Abhängigkeit der Abwitterung von der Kornrohddichte, nach MÜLLER (2018)

5.2.9.2 Einfluss der Porenstruktur auf die Frostschädigung poröser Einzelkörner

Umfangreiche Erfahrungen zum Frostwiderstand von porösen Materialien stammen aus dem Bereich der Betontechnologie. Dort werden die Poren eines porösen Materials (z. B. Zementstein oder ein Einzelkorn) einerseits in wasserzugängliche Poren (Kapillarporen) und geschlossene Poren und andererseits nach ihrer Größe in Makroporen (Porendurchmesser

> 0,05 μm), Mesoporen (Porendurchmesser $\leq 0,05 \mu\text{m}$ und $> 0,002 \mu\text{m}$) und Mikroporen (Porendurchmesser $\leq 0,002 \mu\text{m}$) unterschieden (SCHÄFER, 1965).

Dringt Wasser in die wasserzugänglichen Poren eines Einzelkorns ein und fallen die Temperaturen im Einzelkorn unterhalb des Gefrierpunktes, bilden sich vergleichbar zu den Vorgängen in einem Korngefüge (vgl. Kapitel 3.4.2.1) zunächst in den größeren Kapillarporen Kristallisationskeime, die schließlich zu Eiskristallen anwachsen (ERBAYDAR, 1987). In Poren mit einem Durchmesser kleiner 0,1 μm bis 0,01 μm ist die Eisbildung dagegen nicht möglich, da diese Poren aufgrund zu großer Oberflächenkräfte zu klein für eine Keimbildung sind (KOLASA, 2007). Das enthaltene Wasser bleibt dadurch auch bei Temperaturen unterhalb des Gefrierpunktes als flüssige Phase bestehen.

Die Eiskristalle breiten sich in den größeren Poren zunehmend aus und verdrängen das ungefrorene Porenwasser in luftgefüllte Porenräume bzw. nehmen die flüssige Phase vollständig ein. Stehen allerdings nicht ausreichend luftgefüllte Porenräume, in die das ungefrorene Porenwasser ausweichen bzw. sich der Eiskristall ausdehnen kann, zur Verfügung, entsteht ein Eisdruck, der zur Schwächung oder zum Bruch des Einzelkorns führen kann (STOCKHAUSEN, 1981).

Ob es durch die Eisbildung innerhalb eines Einzelkorns zur Entstehung von Eisdruck und dadurch möglicherweise zur Schädigung des Einzelkorns kommt, hängt somit neben der Kornfestigkeit (und damit der Korndichte) auch wesentlich von der Porenstruktur eines Einzelkorns und der Wassersättigung des intrapartikularen Porensystems ab. ERBAYDAR (1987) führt in diesem Zusammenhang eine Wassersättigung des Porensystems von etwa 92 % an, ab der mit einer Schädigung des Einzelkorns durch Eisdruck gerechnet werden muss. Sofern Salz (z. B. Tausalz) im Porenwasser vorhanden ist, steigt das Risiko einer Schädigung der Einzelkörner zudem an, da das Salz die Oberflächenspannung des Wassers herabsetzt und das Wasser dadurch leichter auch in kleinere Poren eindringen kann (CARDOSO ET AL., 2016). Dies sollte insbesondere bei Anwendungen, in denen mit dem Einsatz von Tausalz gerechnet werden muss, berücksichtigt werden.

5.2.9.3 Kornbruch infolge von Frost-Tau-Zyklen

Im Zusammenhang mit der Beanspruchung von Beton und Zementstein durch Frost-Tau-Wechsel ist bekannt, dass diese nicht beliebig viele Frost-Tau-Wechsel ertragen können, ohne dass es zur Schädigung der Feststoffmatrix kommt. Man nahm lange an, dass die Wechselbeanspruchungen durch die hydraulischen Drücke bei den Frost-Tau-Wechseln zu einem Ermüdungsbruch führen (SETZER, 2002). Analog zu dem in Kapitel 3.4.2.1 erwähnten Effekt des Gefrierschrumpfens infolge von frostinduzierten Unterdrücken können auch beim Gefrieren von Porenwasser innerhalb des Porensystems eines Einzelkorns Unterdrücke auftreten, die während der ersten Frostbeanspruchungen zu einer Volumenverringerung der Feststoffmatrix führen (*Gefrierschwinden*). Die Unterdrücke sind dabei auf diffundierendes Porenwasser zurückzuführen, welches aus den Mesoporen zu den Eiskristallen in den Makroporen diffundiert und dadurch in den Mesoporen einen Unterdruck erzeugt (STOCKHAUSEN, 1981).

Schäden bei Beton sowie Zementstein infolge von Frost-Tau-Zyklen sind in der Praxis häufig auf einen Effekt zurückzuführen, der in der Betontechnologie als Mikroeislinsepumpe bekannt ist (SETZER, 2002). Neben der Volumenverringerung (*Gefrierschwinden*) während der ersten Frostbeanspruchungen führt der Effekt der Mikroeislinsepumpe mit jedem Frost-Tau-Wechsel auch zu einem Anstieg des Sättigungsgrades des Einzelkorns (Frostsaugen) und beim Erreichen einer Schädigungssättigung schließlich dazu, dass die Feststoffmatrix innerhalb weniger zusätzlicher Frost-Tau-Wechsel vollständig zerstört wird.

Der Effekt der Mikroeislinsepumpe ist nach SETZER (2002) auf die große Anzahl an Gel- (Porendurchmesser $< 0,02 \mu\text{m}$) und feinen Mikroporen (insbesondere Porendurchmesser bis $0,1 \mu\text{m}$) in Zementstein und in Beton zurückzuführen, wobei das Porenwasser in den feinen Poren auch bei Temperaturen unterhalb von 0°C ungefroren bleibt (vgl. auch KOLASA, 2007). Entsprechend dem mechanischen und chemischen Stabilitätskriterium (s. hierzu SETZER, 2001) kann das Porenwasser in den Gel- und feinen Mikroporen bei Temperaturen unterhalb von 0°C nur dann ungefroren bleiben, wenn sich im Porenwasser ein Unterdruck einstellt, der mit fallenden Temperaturen weiter abnimmt. Dieser Unterdruck führt zu einer Volumenverringerung der Gel- und feinen Mikroporen während eines Frost-Zyklus (*Gefrierschwinden*) und dazu, dass mit jedem Frostzyklus Porenwasser aus den Gel- und feinen Mikroporen hinausgedrückt wird und in den größeren Mikroporen an eine dort vorhandene Mikroeislinse anfrieren kann (s. Abbildung 107, links).

Schließt sich an die Frostphase nun eine Tauphase an, wird der Unterdruck in den Gel- und feinen Mikroporen geringer und die Feststoffmatrix wird sich wieder vergrößern. Da die Eislinse zu diesem Zeitpunkt zunächst noch gefroren ist und das Porenwasser, welches aus den Mikroporen ausgepresst wurde, bindet, entsteht ein Pumpeffekt, der Wasser – sofern verfügbar – von außen bzw. aus der Umgebung in das intrapartikulare Porensystem saugt (s. Abbildung 107, rechts). Dieser Prozess wird als Mikroeislinsepumpe bezeichnet und führt dazu, dass der Sättigungsgrad des Porensystems mit jedem Frost-Tau-Wechsel ansteigt, solange bis das Poreneis während der Tauphase vollständig auftaut und wieder in die Gel- und feinen Mikroporen zurück transportiert werden könnte (SETZER, 2002).

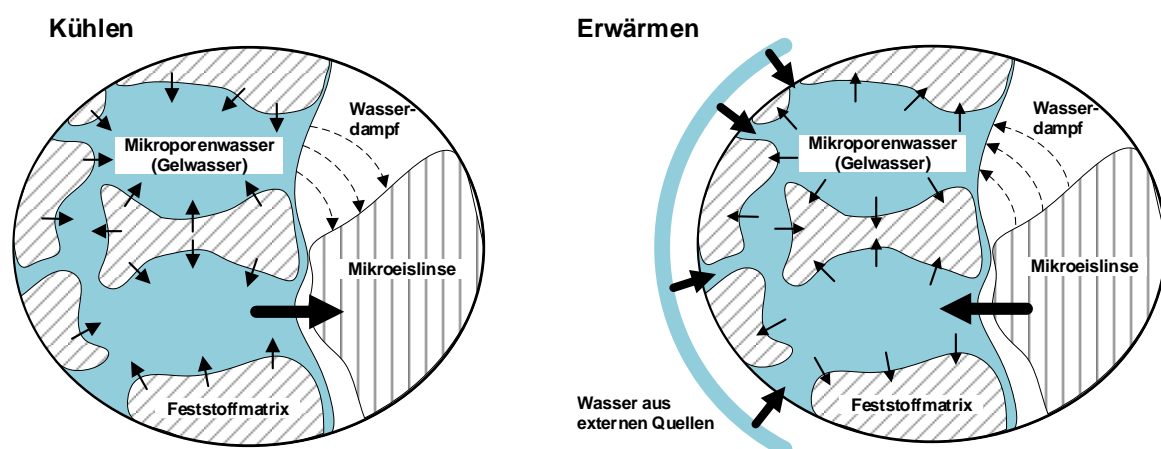


Abbildung 107: Kräfte und Wassertransport nach dem Mikroeislinsenmodell, adaptiert nach SETZER (2002)

Die Ausführungen zum Effekt der Mikroeislinsepumpe zeigen, dass die Wassersättigung des Porensystems von Zementstein mit jedem Frost-Tau-Zyklus zunehmen kann. Mögliche

Schäden in einem Beton oder Zementstein infolge von Frosteinwirkungen treten dadurch nicht unbedingt bereits während des ersten Frostereignisses auf. Erreicht der Sättigungsgrad des intrapartikularen Porensystems infolge der Mikroeislinsepumpe jedoch einen kritischen Wert (Schädigungssättigung), bei dem nicht mehr ausreichend luftgefüllte Porenräume, in welche sich die Mikroeislin sen ausdehnen können, verfügbar sind, kann die Feststoffmatrix infolge der Gefrier ausdehnung des Eises sehr schnell geschädigt und zerstört werden (SETZER, 2002).

Da auch RC Baustoffe Anteile aus Beton und Zementstein sowie weitere Anteile mit intrapartikularen Poren mit Porendurchmessern von 0,1 µm enthalten (vgl. Porengrößenverteilungen unterschiedlicher Baustoffe in Abbildung 88 und Abbildung 89), ist es möglich, dass der Effekt der Mikroeislin sepumpe auch bei RC Baustoffen auftritt. Da auch natürliche Baustoffe zum Teil Mikroporen besitzen (s. z. B. Kalksteinschotter in Abbildung 88 und Abbildung 89), kann ein derartiger Effekt auch bei solchen Baustoffen nicht völlig ausgeschlossen werden.

Der bedeutende Einfluss des Porensystems auf den Frostwiderstand von Baustoffen zeigt sich beispielsweise anhand der Ergebnisse von BAZAZ, KHAYATI & AKRAMI (2006), die gebrochenen Beton und Ziegel jeweils der gleichen Anzahl an Frost-Tau-Wechseln aussetzten und dabei sowohl bei groben (9,5 mm bis 50 mm) als auch bei feinen (0,3 mm bis 9,5 mm) Körnungen aus gebrochenem Beton einen signifikant höheren Kornbruch feststellten als bei gebrochenem Ziegel. CARDOSO ET AL. (2016) greifen diese Untersuchungen auf und führen die Beobachtungen von BAZAZ, KHAYATI & AKRAMI (2006) auf eine geringere Anzahl an wasserzugänglichen Poren im gebrochenen Ziegel im Vergleich zu dem am Beton anhaftenden Zementstein zurück. Unter diesem Aspekt scheint es auch einleuchtend, dass der Widerstand von Einzelkörnern gegenüber Frost bei natürlichen Materialien mit wenigen bis keinen wasserzugänglichen Poren im Allgemeinen höher ist als derjenige von Einzelkörnern aus aufbereiteten Baurestmassen mit wasserzugänglichen Poren (BAZAZ, KHAYATI & AKRAMI, 2006; OMARY, GHORBEL & WARDEH, 2016).

5.2.9.4 Eigene Laborversuche zur Frostbeständigkeit von Einzelkörnern

5.2.9.4.1 Versuchsdurchführung

Eigene Untersuchungen zur Beständigkeit von RC Baustoffen gegenüber Frostbeanspruchungen wurden an einem RC Beton 0/32, einem aufbereiteten Bauschuttgemisch RC Mix 0/32, einem reinen RC Ziegel 0/16, einer Elektroofenschlacke 0/32 sowie an einem Kalksteinschotter (KSS) 0/32 durchgeführt (s. TRÖNDLE, 2018). In den Untersuchungen wurden die Versuchsmaterialien insgesamt 30 Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt und der Einfluss der Frost-Tau-Beanspruchungen auf die Kornabstufung und die Geometrie der Einzelkörner beurteilt.

Für die Durchführung der Frost-Tau-Wechselversuche wurden die Proben unverdichtet in einen an der Unterseite perforierten Eimer gefüllt und vor der ersten Befrostung für 24 Stunden in einem Wasserbad gesättigt. Durch die Perforierung an der Unterseite der Eimer konnte das Wasser die Proben von unten her durchtränken. Zudem wurde sichergestellt, dass während der gesamten Sättigungsphase die Probenoberfläche stets vollständig mit Wasser überdeckt war (s. Abbildung 108 (links)). Nach der Sättigungsphase wurden die Eimer mit den Proben

aus dem Wasserbad genommen und für 30 Minuten in eine leere Wanne gestellt, wo die Proben durch die Perforierung abtropfen konnten. Um zu verhindern, dass durch die Perforierung dabei Feinteile entweichen, wurde vor dem Einfüllen des Probematerials in die Eimer über die Perforierung ein Filterpapier gelegt.

Nach dem Abtropfen des Probematerials wurden auf die Proben die Frost-Tau-Wechsel aufgebracht. Zu jedem Frost-Tau-Wechsel wurden die Eimer mit den Proben in einer handelsüblichen Gefriertruhe platziert und für 24 Stunden bei -30 °C gefroren. Anschließend wurden die Proben aus der Gefriertruhe genommen und bei Raumtemperatur (ca. 20 °C) für 24 Stunden aufgetaut. Anhand zweier separater Proben wurde im Vorfeld überprüft, dass eine Gefrier- bzw. Auftauzeit von 24 Stunden ausreicht, um die Proben vollständig zu gefrieren bzw. aufzutauen.

Nach jeweils zehn Frost-Tau-Wechseln wurde an jedem Probematerial die Kornverteilungskurve ermittelt. Hierdurch sollte überprüft werden, inwieweit die Frost-Tau-Zyklen zu einer Verfeinerung der Körnungslinie führen. Zudem wurden bei jedem Versuchsmaterial zehn Einzelkörner markiert und die Änderung ihrer Geometrie infolge der Frost-Tau-Wechsel dokumentiert. Die zehn Einzelkörner wurden während der ersten zehn Frost-Tau-Wechsel jeweils an der Probenoberfläche platziert (s. Abbildung 108 (rechts)), während sie bei den restlichen 20 Wechseln etwa fünf Zentimeter unterhalb der Probenoberfläche platziert wurden. Hierdurch sollte ein Austrocknen der Einzelkörner während der Tauphasen ausgeschlossen werden. Nach der Bestimmung der Kornverteilungskurven wurden die Proben händisch wieder homogenisiert und der nächste Frost-Tau-Zyklus in der gleichen Weise wie der erste aufgebracht.



Abbildung 108: Sättigung des aufbereiteten Bauschuttgemisches (links) und Oberfläche nach der ersten Frostbeanspruchung

5.2.9.4.2 Ergebnisse der eigenen Versuche zur Frostbeständigkeit von Einzelkörnern

Die Kornverteilungskurven der Versuchsmaterialien vor den Frost-Tau-Wechseln sowie nach 30 Frost-Tau-Wechseln sind in Abbildung 109 dargestellt. Zudem sind die Änderungen der Siebdurchgänge an diskreten Korndurchmessern nach 10, 20 und 30 Frost-Tau-Wechseln gegenüber der jeweiligen Ausgangskornverteilungskurve sowie der jeweilige Crushability Index I_{Cr} tabellarisch in Tabelle 25 aufgeführt. Die größte prozentuale Änderung des

Siebdurchganges infolge der jeweiligen Anzahl an Frost-Tau-Wechseln ist dabei farblich hervorgehoben. Die Kornverteilungskurven in Abbildung 109 sowie die Daten in Tabelle 25 zeigen, dass die Frost-Tau-Beanspruchungen bei allen Versuchsmaterialien zu einer Verfeinerung der Körnungslinie führten, die mit steigender Anzahl an Frost-Tau-Zyklen progressiv zunahm.

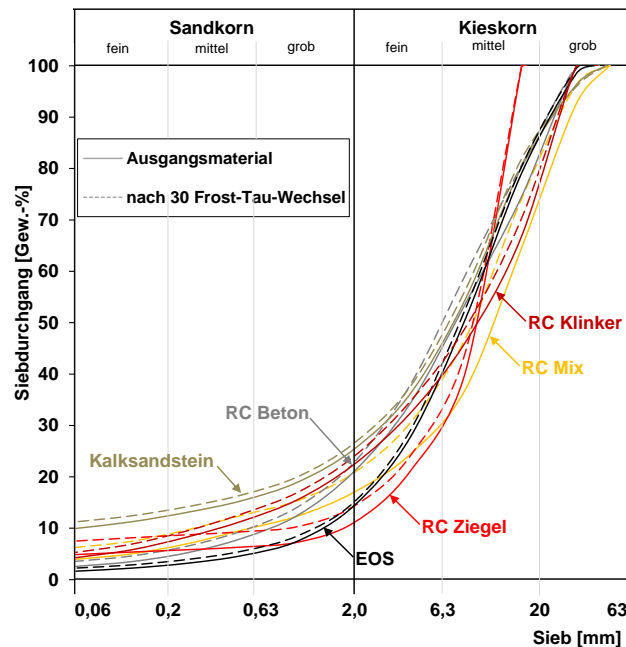


Abbildung 109: Kornverteilungskurven der Versuchsmaterialien – Ausgangsmaterial und nach 30 Frost-Tau-Wechseln

Wechsel	RC Beton 0/32			RC Ziegel 0/16			RC Klinker 0/32			RC Mix 0/32			EOS 0/32			KSS 0/32		
	10	20	30	10	20	30	10	20	30	10	20	30	10	20	30	10	20	30
Δ [mm]																		
Δ 32	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,0	3,1	3,7	0,5	0,5	1,0	-0,4	1,0	-0,3
Δ 16	1,4	3,9	6,1	0,4	0,5	0,5	2,3	3,0	3,5	4,3	7,7	9,5	1,0	1,0	1,3	1,3	1,2	1,6
Δ 8	1,1	2,9	5,6	1,0	2,2	3,9	1,6	2,4	2,8	3,3	7,1	10	1,9	2,0	1,9	1,0	1,4	1,8
Δ 4	0,9	1,9	3,6	1,1	1,9	3,0	1,0	1,6	2,3	1,8	4,2	6,1	1,0	1,1	1,3	0,8	1,2	1,4
Δ 2	0,6	1,0	1,7	1,2	2,2	3,2	0,6	1,2	1,6	1,4	2,7	3,8	0,6	0,6	0,7	0,7	0,9	1,2
Δ 1	0,7	1,1	1,6	1,1	2,1	3,0	0,6	1,1	1,4	1,4	2,4	3,0	0,8	0,9	1,0	0,5	0,9	1,1
Δ 0,5	0,7	1,1	1,4	1,1	2,0	3,0	0,6	1,1	1,4	1,5	2,3	2,9	0,6	0,8	0,8	0,5	0,9	1,1
Δ 0,25	0,6	0,9	1,3	1,1	2,0	2,9	0,6	1,0	1,2	1,6	2,4	2,7	0,5	0,6	0,7	0,5	0,9	1,1
Δ 0,125	0,5	0,8	1,1	1,1	1,9	2,8	0,5	0,9	1,1	1,5	2,2	2,4	0,4	0,5	0,6	0,5	1,0	1,2
Δ 0,063	0,6	0,8	1,0	1,0	1,8	2,6	0,6	0,8	1,0	1,4	2,0	2,3	0,4	0,5	0,6	0,6	1,0	1,3
I_{Cr}	0,05	0,09	0,11	0,07	0,15	0,28	0,06	0,10	0,12	0,16	0,26	0,31	0,04	0,04	0,05	n.b.	n.b.	n.b.

Tabelle 25: Änderungen der Siebdurchgänge an diskreten Korndurchmessern im Vergleich zur Ausgangskornverteilung sowie Crushability Index I_{Cr} nach 10, 20 und 30 Frost-Tau-Wechseln

Der Grad der Kornverfeinerung infolge der Frost-Tau-Wechsel ist bei den einzelnen Versuchsmaterialien unterschiedlich stark ausgeprägt. So zeigen die Elektroofenschlacke sowie der Kalksteinschotter die geringsten Kornverfeinerungen infolge der Frost-Tau-Wechsel. Der RC Mix und der RC Beton weisen hingegen die größten Unterschiede zwischen ihren Ausgangskornverteilungen und ihren Kornverteilungen nach 30 Frost-Tau-Wechseln auf, wobei die größten Unterschiede insbesondere im Korngrößenbereich $d > 2$ mm beobachtet wurden.

Bei den Korngrößen $d < 1$ mm zeigt die Korngrößenverteilung des RC Beton nur geringfügige Veränderungen, die sich nur unwesentlich von den Veränderungen des Kalksteinschotter und der Elektroofenschlacke unterscheiden. Der RC Mix weist in diesem Korngrößenbereich deutliche Veränderungen auf. Bei den beiden Korngemischen aus Ziegeln ist die Kornverfeinerung weniger stark ausgeprägt als beim RC Mix und RC Beton, aber deutlich stärker als beim Kalksteinschotter und der Elektroofenschlacke. Beim RC Ziegel zeigen sich die größten Veränderungen der Siebdurchgänge ebenfalls im Kieskornbereich, die Veränderungen setzen sich zu großen Teilen aber bis in den Feinkornbereich fort. Der RC Klinker aus überwiegend hartgebrannten Ziegeln erfährt überdies weniger Kornbruch als der RC Ziegel, der überwiegend aus weichgebrannten Ziegeln besteht.

Mögliche Erläuterungen für die beobachteten Tendenzen ergeben sich aus der Zusammenschau der Ausführungen zu den physikalischen Vorgängen im inter- und intrapartikularen Porensystem eines Korngefüges beim Gefrieren von Wasser mit der Dokumentation der Entwicklung der Kornformen einiger Einzelkörner. So treten die Bruchflächen beim RC Beton allen voran in den Grenzflächen zwischen der Zementsteinmatrix und den Zuschlagstoffen auf, während innerhalb der Zementsteinmatrix oder den Zuschlagstoffen keine Bruchflächen beobachtet werden konnten. Der Schadensmechanismus von Betonbruch ist anhand von Abbildung 110 am Beispiel eines Einzelkorns dokumentiert. Die mit zunehmender Anzahl an Frost-Tau-Wechseln fortschreitende Rissbildung entlang der Grenzflächen zwischen der Zementsteinmatrix und den Zuschlagstoffen ist deutlich ersichtlich.

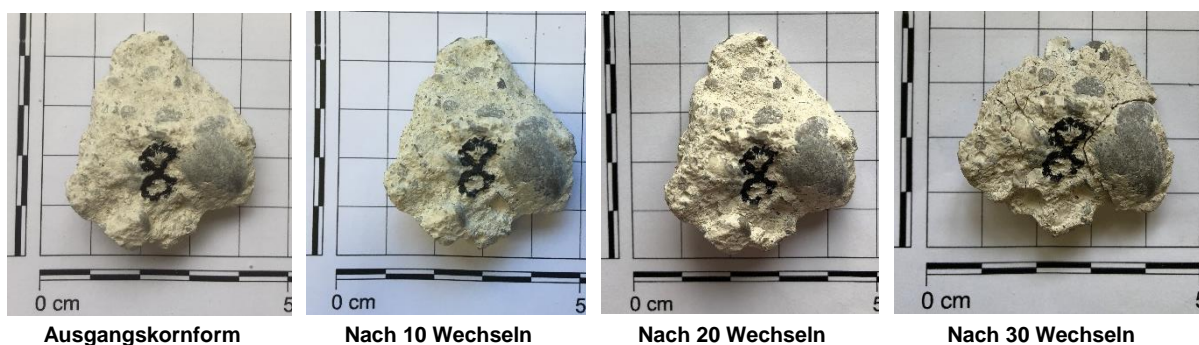


Abbildung 110: Entwicklung der Rissbildung in einem Einzelkorn aus RC Beton infolge der aufgetragenen Frost-Tau-Wechsel

Der bei den Betonbruchstücken beobachtete Schadensmechanismus ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass Wasser in die Grenzflächen zwischen der Zementsteinmatrix und den Zuschlagstoffen eindringen kann, wo es infolge der Frosttemperaturen gefriert und nach mehreren Frost-Tau-Wechseln schließlich zum Ermüdungsbruch eines Einzelkorns führt. Dabei brechen einzelne Zuschlagkörner aus der Zementsteinmatrix heraus oder es entstehen mehrere vergleichsweise große Bruchstücke. Dadurch nehmen die Siebdurchgänge beim RC Beton insbesondere im Korngrößenbereich > 2 mm zu, wohingegen eine signifikante Zunahme der feineren Kornanteile nicht beobachtet werden konnte. Kornbrüche innerhalb der Zementsteinmatrix, die beispielsweise auf den Effekt der Eislinsepumpe zurückzuführen sind, konnten nicht beobachtet werden. Zudem stand während der Frost-Tau-Wechsel auch keine externe Wasserquelle zur Verfügung, die eine stete Erhöhung des Sättigungsgrades bis zur Schadenssättigung ermöglicht hätte.

Die Kornverfeinerung beim RC Mix ist einerseits auf Kornbrüche in den enthaltenen Betonbruchstücken zurückzuführen. Andererseits enthält RC Mix auch Anteile an Putz und Mörtel, die im Vergleich zu Betonbruchstücken feinere Zuschlagstoffe enthalten und damit mehr Grenzflächen aufweisen, in die Wasser eindringen kann. Zudem besitzen Putz und Mörtel eine geringere Kornfestigkeit. Einzelkörner aus Putz und Mörtel erleiden bei den Frost-Tau-Wechseln damit im Vergleich zum Betonbruch ein höheres Maß an Kornbruch. Ein bei Einzelkörnern aus Mörtel typischerweise beobachteter Bruchmechanismus, bei dem es zum Abbrechen größerer Partikel sowie zum Zerbröseln einzelner Bruchstücke kommt, ist beispielhaft in Abbildung 111 dargestellt.



Abbildung 111: Einzelkorn aus Mörtel beim RC Mix 0/32 nach 30 Frost-Tau-Wechseln

Bei den Körnungen aus weich- und hartgebrannten Ziegeln (RC Ziegel und RC Klinker) konnte während der Frost-Tau-Wechsel an den beobachteten Einzelkörnern weder eine Rissbildung noch das Abbrechen größerer Bruchstücke beobachtet werden. Dennoch wurde mit zunehmender Anzahl an Frost-Tau-Wechsel eine fortschreitende Verfeinerung der Körnungslinien festgestellt. Die Beobachtung der Einzelkörner führt zu dem Schluss, dass die während der Frost-Tau-Wechsel auftretende Kornverfeinerung bei den Ziegelkörnungen vor allem auf den frostbedingten Zerfall und das Abplatzen von anhaftenden Putz- und Mörtelresten an den Einzelkörnern zurückzuführen ist. Dies ist in Abbildung 112 am Beispiel eines Einzelkorns eines weichgebrannten Ziegels dargestellt. Anhand der Abbildung ist deutlich zu erkennen, dass die an dem Einzelkorn anhaftenden Putzreste mit zunehmender Anzahl an Frost-Tau-Zyklen sukzessive von der Kornoberfläche abplatzen. Dass in den Einzelkörnern aus Ziegeln keine Rissbildung festgestellt werden konnte, ist vermutlich auf die vergleichsweise großen Poren innerhalb der Ziegelkörner zurückzuführen (vgl. Kapitel 5.2.3.2). Diese führen dazu, dass in den Einzelkörnern genügend Porenraum vorhanden ist, in dem sich das Wasser beim Gefrieren ohne die Entstehung von Eisdruck ausdehnen kann.

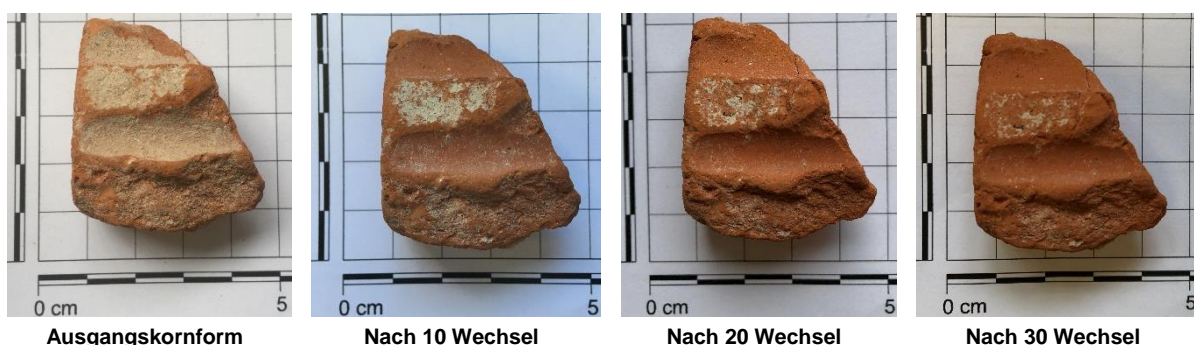


Abbildung 112: Sukzessiver Abrieb von anhaftenden Putzresten an einem Einzelkorn aus RC Ziegel infolge der aufgebrachten Frost-Tau-Wechsel

Die relativ geringen Kornverfeinerungen bei den Materialien Elektroofenschlacke und Kalksteinschotter sind einerseits vermutlich auf ihre vergleichsweise hohen Kornfestigkeiten zurückzuführen. Andererseits besitzen beide Materialien im Vergleich zu den

Versuchsmaterialien aus aufbereiteten Baurestmassen wenige Porenräume innerhalb der Einzelkörner (vgl. Ergebnisse der Quecksilberporosimetrie in Kapitel 5.2.3.2), in die Wasser eindringen und beim Gefrieren schließlich zur Bildung von Eisdruck führen kann. Die relativ geringe Ausbildung von Eisdruck beim Gefrieren von intrapartikularem Porenwasser in Verbindung mit einer vergleichsweise hohen Kornfestigkeit führt schließlich dazu, dass die Frost-Tau-Wechsel lediglich in einer relativ geringen Kornverfeinerung resultieren.

Bei den Einzelkörnern der Elektroofenschlacke konnten infolge der Frost-Tau-Wechsel keine signifikanten Beschädigungen der Einzelkörner festgestellt werden (vgl. Abbildung 113). Bei den Einzelkörnern des Kalksteinschotters wurden hingegen bei zwei der insgesamt zehn beobachteten Partikel deutliche Frostschäden festgestellt, die im vollständigen Zerfall der Einzelkörner resultierten. Die Entwicklung des Schadensbildes bei einem dieser zwei Einzelkörner ist beispielhaft in Abbildung 114 dokumentiert. Die beobachteten Frostschäden sind dabei auf die geschichtete Struktur des Einzelkorns zurückzuführen. Das Wasser kann zwischen die Schichten des Einzelkorns eindringen, vergrößert beim Gefrieren sein Volumen und schwächt mit jedem Gefrierzyklus das Einzelkorn, bis dieses schließlich zerbricht. Bei den übrigen acht Einzelkörnern des Kalksteinschotters konnten keine derartigen Schäden beobachtet werden.

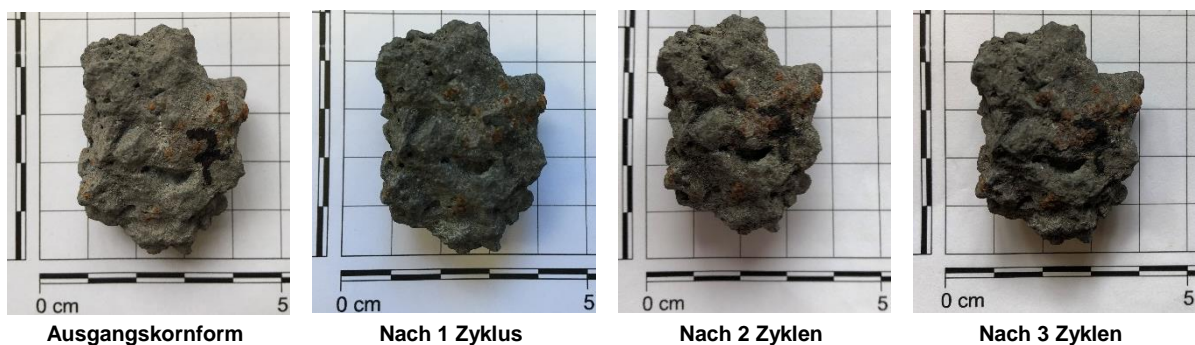


Abbildung 113: Entwicklung der Form eines Einzelkorn aus der Elektroofenschlacke während der aufgetragenen Frost-Tau-Wechsel

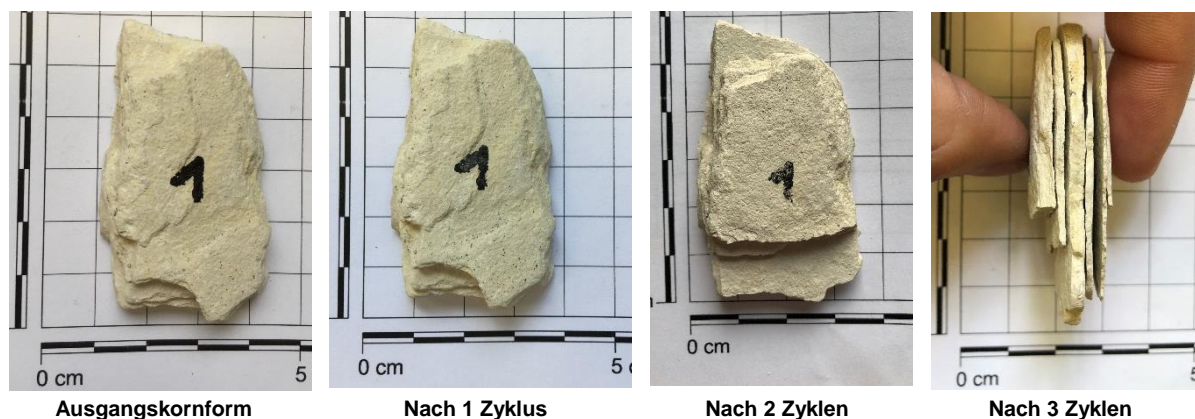


Abbildung 114: Fortschreitende Beschädigung eines Einzelkorns aus Kalksteinschotter infolge der aufgetragenen Frost-Tau-Wechsel

6 Mechanisches Verhalten von RC Baustoffen

6.1 Untersuchungen zur Scherfestigkeit von RC Baustoffen

6.1.1 Zum Scherverhalten und zur Scherfestigkeit von RC Baustoffen

Die Ausführungen in Kapitel 4.3 haben die grundlegenden Vorgänge in nichtbindigen Materialien bei Scherbeanspruchung aufgezeigt. Dabei wurde gezeigt, dass die in der Erdbaupraxis üblicherweise verwendete Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb (linearer Zusammenhang zwischen Schubspannung und Normalspannung für die Beschreibung der Scherfestigkeit) lediglich eine Vereinfachung darstellt und dass das Scherverhalten nichtbindiger Erdbaustoffe von einer Vielzahl an Einflussfaktoren abhängt. Da RC Baustoffe gegenüber natürlichen Baustoffen Unterschiede in ihren granulometrischen Eigenschaften besitzen und je nach ihrer stofflichen Zusammensetzung weitere materialcharakteristische Besonderheiten aufweisen, soll nachfolgend das Verhalten von RC Baustoffen unter Scherbeanspruchung näher beleuchtet werden.

Für RC Baustoffe werden in der Literatur typischerweise vergleichsweise hohe Scherparameter angegeben (z. B. SOLEIMANBEIGI & EDIL, 2015; RAHMAN ET AL., 2014; ARULRAJAH ET AL., 2013a; RATHJE ET AL., 2006; AQIL ET AL., 2005; O'MAHONY, 1997; O'MAHONY & MILLIGAN, 1991). Einige der Scherparameter aus der Literatur sind exemplarisch in Tabelle 26 aufgeführt. Die angeführten Scherparameter wurden dabei häufig bei Trockendichten im Bereich des Verdichtungsoptimums nach Proctor oder leicht darunter ermittelt. Dabei ist zu berücksichtigen, dass der Peak-Reibungswinkel eines Materials von der Lagerungsdichte und damit dem Verdichtungsgrad abhängt (z. B. AQIL ET AL., 2015; O'MAHONY, 1997).

Material	Quelle	Versuchsart ¹⁾	φ'_{peak} [°]	c'_{peak} [kN/m ²]	Einbaubedingung		Spannungsbereich [kPa]
					ρ_d [g/cm ³]	w [%]	
RC B Beton 0/19	RAHMAN ET AL. (2014)	RS	65	95	1,862 – 2,058	11,9 – 13,2	30, 60, 120
		CD	52	66			50 – 200
RC Ziegel 0/19		RS	57	87	1,862 – 2,156	12,0 – 13,5	30, 60, 120
		CD	51	60			50 – 200
RC Beton _1 0/19	AQIL ET AL. (2005)	CD	63	39	1,780	16,9	20 – 90
RC Beton _2 0/19			58	60	1,870	8,2	
RC Beton 0/19	ARULRAJAH ET AL. (2013a)	CD	49	44	1,875	k.A. (≠0)	50 – 200
RC Ziegel 0/19			48	41	1,934		
RC Beton 0/50	RATHJE ET AL. (2006)	RS	46	62	1,904	10,0	41 – 193
RC Beton 0/16		CD	41	152			138 – 345

¹⁾ RS = Rahmenscherversuch, CD = konsolidierter, dräniertes Triaxialversuch

Tabelle 26: Beispiele von Scherparametern einiger RC Baustoffe aus der Literatur

Die Reibungswinkel von RC Baustoffen sind vergleichsweise hoch und liegen im Bereich von dicht gelagerten natürlichen Sanden und Kiesen, für die LAMBE & WHITMAN (1969) Werte zwischen 40° und 48° angeben. Die hohen Reibungswinkel von RC Baustoffen sind eine Folge der typischerweise eckigen und (scharf-)kantigen Form ihrer Einzelkörner, welche deutlichen Einfluss auf die Dilatanz und die Größe des Scherwiderstandes besitzt (vgl. Kapitel 4.3.2.5.1). Auffällig an den in Tabelle 26 aufgeführten Scherparametern sind die zum Teil sehr hohen Werte für die Kohäsion, die in granularen Materialien eigentlich vernachlässigbar ist. Wird bei

nichtbindigen Erdbaustoffen dennoch eine Kohäsion angegeben, wird diese meist auf die Linearisierung der Schergeraden zurückgeführt. Allein dieser Effekt kann nicht zu den in Tabelle 26 aufgeführten Werten für die Kohäsion beitragen. Bei RC Baustoffen, welche hydraulisch aktive Bestandteile wie Betonbruch enthalten, tragen im Wesentlichen sekundäre Verfestigungsprozesse zur Ausbildung einer Kohäsion bei (z. B. HUBER, 2018).

6.1.2 Triaxialversuche an RC Sanden

Die dränierten triaxialen Kompressionsversuche an RC Sanden wurden an einem reinen Betonbruch, einem reinen Ziegelbruch, einem Gemisch aus je 50 M.-% Ziegel- und Betonbruch sowie an Elektroofenschlacke durchgeführt. Die Kornverteilungskurven der Versuchsmaterialien, die ein Größtkorn von jeweils 2 mm aufwiesen, sind in Abbildung 115 dargestellt. Weitere bodenmechanische Kenngrößen der Versuchsmaterialien sind in Tabelle 27 zusammengefasst.

Die Triaxialversuche wurden an trockenen ($w = 0\%$), zylindrischen Proben ($h/d = 10/5$ cm) als konsolidierte dränierte Triaxialversuche (CD-Versuche) durchgeführt und die Proben bei Radialspannungen von $\sigma_3 = 50, 100, 200$ und 300 kN/m² weggesteuert mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit von $0,016$ mm/min abgeschert. Die bezogene Lagerungsdichte in den Scherversuchen betrug bei dem Betonbruch (RC B 0/2) $I_D = 0,40$, bei dem Gemisch aus Beton- und Ziegelbruch (RC Z/B 0/2) $I_D = ,053$, bei dem Ziegelbruch (RC Z 0/2) $I_D = 0,48$ und bei der Elektroofenschlacke (EOS 0/2) $I_D = 0,5$.

Die Probekörper der Triaxialversuche wurden direkt im Triaxialstand hergestellt. Da das Probematerial trocken eingebaut wurde konnten keine für sich standfesten Proben hergestellt werden. Daher wurde ein zweischaliger Zylinder zur Hilfe genommen, der innen mit einer Gummimembran ausgekleidet wurde. Der Innendurchmesser des zweischaligen Zylinders entspricht dem Durchmesser der unteren Filterplatte und wurde auf diese aufgesetzt. Die Gummimembran wurde schließlich an der unteren Filterplatte mit O-Ringen befestigt. An der Oberseite des Zylinders wurde die Gummimembran umgeschlagen und ebenfalls mit einem O-Ring fixiert. Zwischen der Innenseite des Zylinders und der Gummimembran wurde ein geringer Unterdruck angelegt, so dass die Gummimembran satt an der Zylinderinnenseite anlag. Anschließend wurde die zum Erreichen der vorgesehenen Trockendichte erforderliche Trockenmasse des jeweiligen Versuchsmaterials mit einem Löffel in acht Schichten in die Vorrichtung eingebracht, wobei jede Schicht leicht mit einem Stößel festgedrückt wurde. Um einen guten Verbund zwischen den einzelnen Schichten zu gewährleisten, wurde jede Schicht vor dem Einbringen der folgenden Schicht angeraut. Nach dem Einbringen der letzten Schicht wurde die tatsächlich erreichte Höhe der Proben mit einem Abstechmaß ermittelt. Im Anschluss wurde die obere Filterplatte auf die Probe aufgesetzt und die Gummimembran von der Schalung auf diese umgeschlagen und mit einem O-Ring fixiert. Nun wurde das Vakuum zwischen dem zweischaligen Zylinder und der Gummimembran weggenommen und stattdessen innerhalb der Gummimembran ein geringer Unterdruck aufgebracht. Anschließend konnte der Zylinder entfernt werden, wobei die trockenen Probekörper durch die stützende Wirkung der Gummimembran standfest waren. Nach dem Entfernen des zweischaligen Zylinders wurde der Außendurchmesser der Proben an drei Stellen ermittelt und die eigentliche Durchführung des Triaxversuches begonnen.

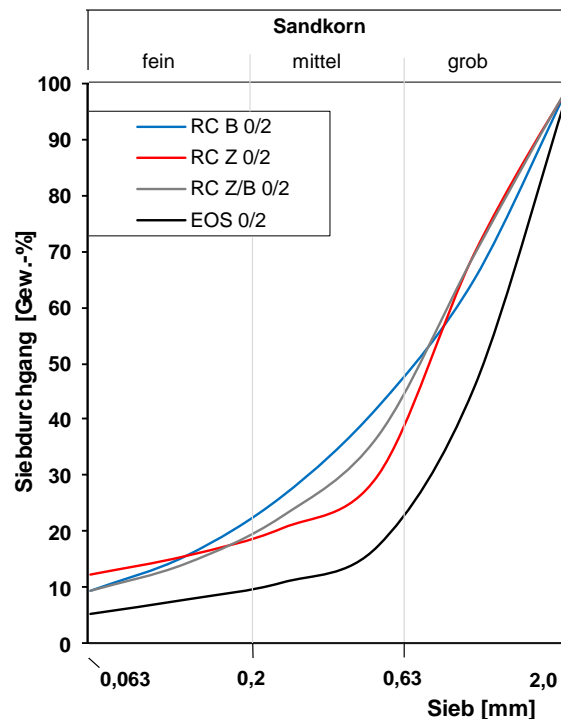


Abbildung 115: Kornverteilungskurven der in den Triaxialversuchen untersuchten RC Sande

Material Eigenschaft	RC B 0/2	RC Z 0/2	RC Z/B 0/2	EOS 0/2
Bodengruppe ¹⁾	SW	SU	SU	SE
Größtkorn ²⁾ [mm]	2	2	2	2
≤ 31,5 mm ²⁾ [%]	–	–	–	–
≤ 2 mm ²⁾ [%]	100	100	100	100
≤ 0,06 mm ²⁾ [%]	9	12,3	9,4	3,0
C _u ³⁾	14	17,0	11,9	2,8
C _c ³⁾	1,1	5,9	2,6	1,2
ρ _s [g/cm ³]	2,534 ⁵⁾	2,690 ⁵⁾	2,620 ⁵⁾	3,581 ⁵⁾
ρ _p ⁷⁾ [g/cm ³]	1,550	–	–	–
e _{max} ⁸⁾ [-]	1,03	1,66	1,38	1,04
e _{min} ⁸⁾ [-]	0,65	1,04	0,84	0,62
I _{D, Einbau} [-]	0,4	0,48	0,53	0,5
ρ _{d, Einbau} [g/cm ³]	1,349	1,149	1,251	1,957
e _{Einbau} [-]	0,878	1,362	1,094	0,83

¹⁾ Bodengruppe nach DIN 18196 (DIN, 2011c)

²⁾ Korngrößenverteilung nach DIN EN ISO 17892-4 (DIN, 2011d)

³⁾ nach DIN EN ISO 14688-2 (DIN, 2018b)

⁴⁾ bestimmt mit dem Luftpyknometer nach TP BF StB Teil B 3.3 (FGSV, 1988b)

⁵⁾ bestimmt mit dem Gaspyknometer nach DIN 18124 (DIN, 2011a)

⁶⁾ bestimmt mit dem Tauchwägegefäß nach Haas (FGSV, 1988c)

⁷⁾ nach DIN 18127 (DIN, 2012a)

⁸⁾ nach DIN 18126 (DIN, 1996a)

⁹⁾ bezogene Lagerungsdichte beim Einbau

Tabelle 27: Bodenmechanische Kenngrößen der untersuchten RC Sande und ihre Einbaukennwerte

Die Ergebnisse der Triaxialversuche an den RC Sanden sind in Abbildung 116 und Abbildung 117 dargestellt. Abbildung 116 zeigt die Spannungspfade der Triaxialversuche im p'-q-Diagramm sowie die ermittelten Bruchgeraden. In Abbildung 117 sind die Deviatorspannungen q über die axialen Dehnungen ϵ_a dargestellt. Die Bruchgeraden in Abbildung 116 ergeben für EOS 0/2 den größten Reibungswinkel und die geringste Kohäsion. Der Reibungswinkel des RC B liegt nur geringfügig unterhalb des Reibungswinkels der EOS. Mit zunehmendem Ziegelanteil nimmt der Reibungswinkel sowie die Kohäsion (d. h. die Scherfestigkeit) der Versuchsmaterialien stetig ab. Dies ist vermutlich eine Folge der geringeren Festigkeit der Einzelkörner des Ziegels im Vergleich zum Betonbruch, die dazu führt, dass Kornbrüche in Form von Abschürfungen von Oberflächenunebenheiten und Abplatzungen von

Partikelvorsprünge deutlich eher auftreten. Die Werte für die Kohäsion liegen bei den aufbereiteten Baurestmassen deutlich oberhalb der Kohäsion der EOS.

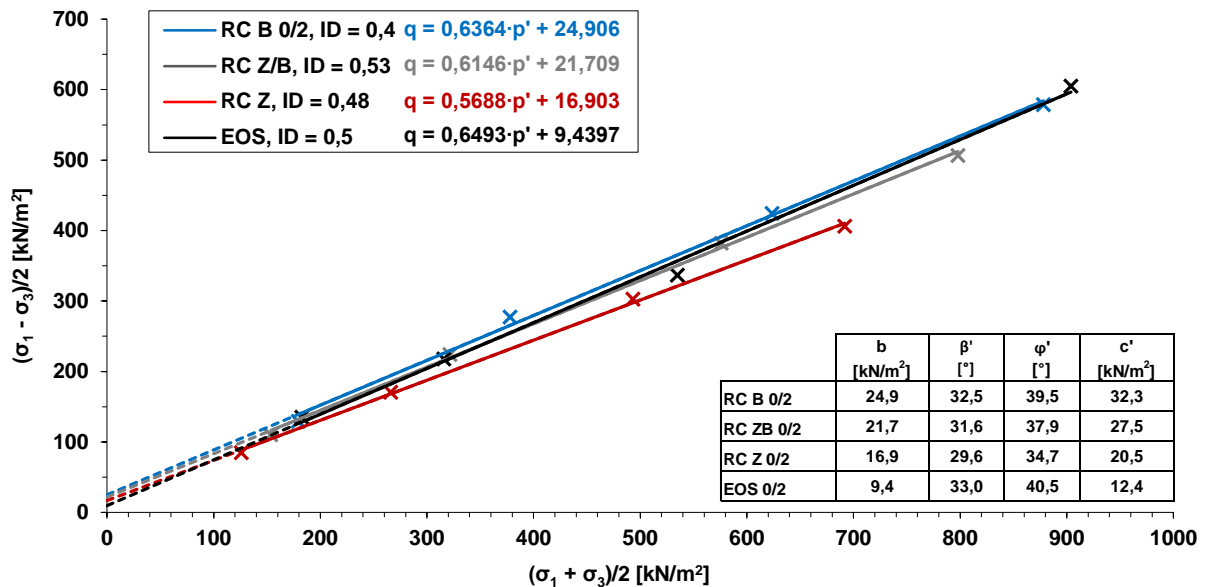


Abbildung 116: Ergebnisse von CD-Triaxialversuchen an RC B, RC Z/B und RC Z ($w = 0\%$) – Darstellung der Spannungspfade im p' - q -Diagramm

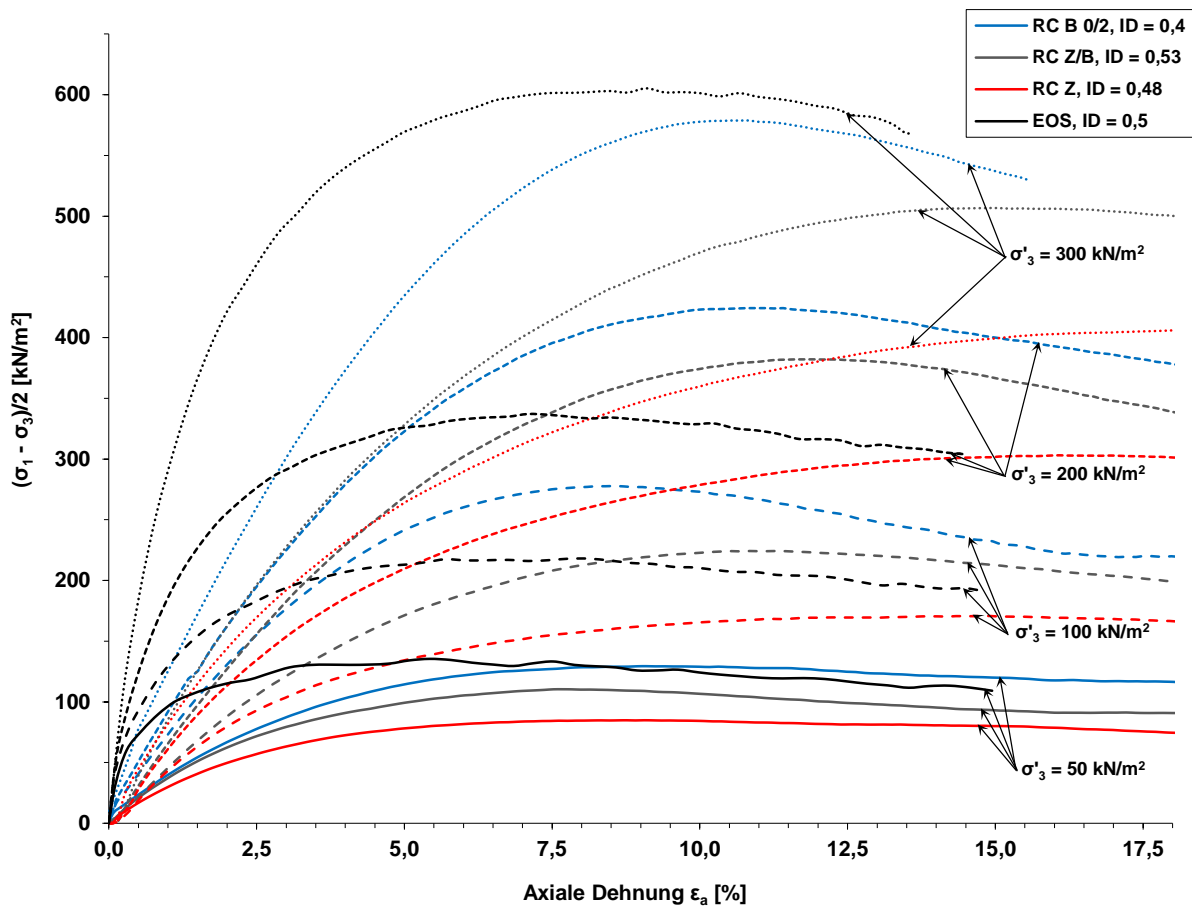


Abbildung 117: Ergebnisse von CD-Triaxialversuchen an RC B, RC Z/B und RC Z ($w = 0\%$) – Darstellung der Deviatorspannungen q über die axiale Dehnung ϵ_a

Die Versuchsergebnisse in Abbildung 117 zeigen, dass unter den aufbereiteten Baurestmassen der RC B 0/2 trotz der geringsten bezogenen Lagerungsdichte der drei RC Baustoffe, bei vergleichbaren Spannungen σ'_3 die höchsten mittleren Spannungen $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ und die höchsten Deviatorspannungen $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ abtragen kann. Der reine Ziegelbruch weist bei jeder der vier unterschiedlichen Spannungen σ'_3 ($\sigma'_3 = 50, 100, 200, 300 \text{ kN/m}^2$) jeweils die geringsten Deviatorspannungen auf und das Gemisch aus 50 M.-% Ziegel- und Betonbruch liegt bei vergleichbaren Spannungen σ'_3 erwartungsgemäß zwischen dem reinen Beton- und dem reinen Ziegelbruch. Zu berücksichtigen ist, dass die etwas höheren Deviatorspannungen von RC Z/B 0/2 im Vergleich zu RC Z 0/2 zu einem geringen Anteil auch auf die etwas höhere Lagerungsdichte von RC Z/B 0/2 gegenüber RC Z 0/2 zurückzuführen sind. Hinsichtlich der Elektroofenschlacke EOS 0/2 sind die Ergebnisse nicht ganz eindeutig. So weist EOS 0/2 bei Spannungen σ'_3 von $\sigma'_3 = 50 \text{ kN/m}^2$ und $\sigma'_3 = 300 \text{ kN/m}^2$ jeweils die höchste Deviatorspannung der vier Versuchsmaterialien auf. Bei Spannungen σ'_3 von $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$ und $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ kann hingegen der RC B 0/2 trotz einer im Vergleich zu EOS 0/2 geringeren bezogenen Lagerungsdichte jeweils eine größere Deviatorspannung abtragen als EOS 0/2. Das Gemisch aus Ziegel- und Betonbruch RC Z/B 0/2 kann bei Spannungen von $\sigma'_3 = 50 \text{ kN/m}^2$ und $\sigma'_3 = 300 \text{ kN/m}^2$ jeweils eine geringere Deviatorspannung aufnehmen als EOS 0/2, wohingegen es bei einer Spannung von $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$ eine vergleichbare und bei einer Spannung von $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ sogar eine höhere Deviatorspannung abtragen kann. Der reine Ziegelbruch RC Z 0/2 kann bei allen betrachteten Radialspannung jeweils nur die geringste Deviatorspannung aufnehmen.

Auffällig ist, dass die Verläufe der Deviatorspannungen des RC B 0/2 über die axiale Dehnung, der im Vergleich der drei Versuchsmaterialien die lockerste Lagerung aufweist, in Abbildung 117 jeweils einen deutlichen Peak aufweisen. Die Deviatorspannungen von RC Z/B 0/2 und EOS 0/2 bilden ebenfalls jeweils einen Hochpunkt aus. Im Gegensatz dazu weisen die Verläufe der Deviatorspannungen des RC Z 0/2 trotz einer höheren bezogenen Lagerungsdichte keinen Peak auf und zeigen einen für unterkritisch gelagerte nichtbindige Materialien charakteristischen Verlauf, wobei sie sich scheinbar asymptotisch einer konstanten Deviatorspannung annähern. Da die volumetrischen Dehnungen in den Versuchen nicht erfasst wurden, kann allerdings keine Aussage hinsichtlich des kritischen Zustandes getroffen werden.

Die Steigungen der Deviatorspannungen in Abbildung 117, welche die Steifigkeit der Versuchsmaterialien darstellen (diese kann beispielsweise anhand des Steifemoduls E_{50} angegeben werden), nehmen mit zunehmender Festigkeit der Einzelkörner ebenfalls zu. So zeigen die Verläufe der Deviatorspannungen in Abbildung 117 an, dass die Elektroofenschlacke die größte Steifigkeit der dargestellten Versuchsmaterialien aufweist. Danach folgen die Materialien RC B 0/2 und RC Z/B 0/2, die in absteigender Reihenfolge jeweils eine geringere Steifigkeit besitzen als die EOS. Das Material RC Z 0/2 weist schließlich die geringste Steifigkeit auf.

Die Unterschiede in den maximal aufnehmbaren mittleren Hauptspannungen sowie in den Verläufen der Deviatorspannungen über die jeweiligen axialen Dehnungen zeigen deutlich, dass die stoffliche Beschaffenheit von mineralischen Sekundärbaustoffen und die Eigenschaften der Einzelkörner deutlichen Einfluss auf ihr Verhalten unter

Scherbeanspruchung besitzen. So zeigen Materialien mit vergleichsweise weichen Einzelkörnern geringere Scherwiderstände (insbesondere RC Z 0/2) als Materialien mit härteren Einzelkörnern (insb. EOS 0/2 und RC B 0/2). Wie die Verläufe der Deviatorspannungen in Abbildung 117 zeigen, weisen Materialien mit vergleichsweise weichen Einzelkörnern zudem eine geringere Steifigkeit auf und zeigen beim Abscheren ein duktileres Materialverhalten, während Einzelkörner mit einer größeren Kornfestigkeit zu größeren Steifigkeiten und einem deutlichen Peak führen.

Eine geringe Kornfestigkeit führt dazu, dass bei einer Scherbeanspruchung die starke Tendenz des dichtgelagerten Korngerüstes zur Dilatanz durch Abplatzungen an den Kornkontakten und Kornbrüchen reduziert wird. Dies würde erklären, weshalb das Material RC Z 0/2 gegenüber den anderen Versuchsmaterialien geringere Scherwiderstände sowie ein duktileres Materialverhalten aufweist. Da in Untersuchungen zum Kornbruch infolge der aufgetragenen Scherbeanspruchungen keine signifikante Kornverfeinerung beobachtet werden konnten (vgl. Kapitel 6.4.3), findet der Kornbruch vermutlich in Form von Abplatzungen von Oberflächenrauigkeiten und dem Abbrechen von kleinen Kanten statt.

6.1.3 Triaxialversuche an RC Kiesen

Neben dränierten triaxialen Kompressionsversuchen an RC Sanden wurden auch eigene dränierte triaxiale Kompressionsversuche (CD-Triaxialversuche) mit RC Baustoffen im Kieskornbereich durchgeführt. Die Versuche wurden an einem reinen Betonbruch (RC B) sowie einem aufbereiteten Bauschuttgemisch (RC M) durchgeführt. Zu Vergleichszwecken wurden überdies Triaxialversuche an einem natürlichen Kies mit runden (nat. Rundkorn) sowie einem Kies mit eckigen Einzelkörnern (nat. Brechkorn) durchgeführt. Die Korngrößenverteilungen der Versuchsmaterialien sind in Abbildung 118 wiedergegeben. Weitere bodenmechanische Kenngrößen sowie die Einbaudichten in den Scherversuchen sind in Tabelle 28 aufgeführt.

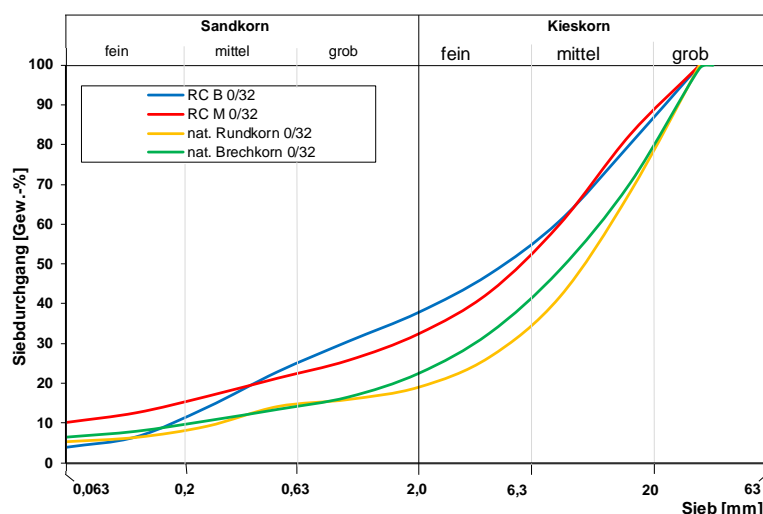


Abbildung 118: Korngrößenverteilungen der Versuchsmaterialien aus den Scherversuchen

Material Eigenschaft	RC B 0/32	RC M 0/32	Nat. Rundkorn 0/32	Nat. Brechkorn 0/32
Bodengruppe ¹⁾	GW	GU	GU	GU
Größtkorn ²⁾ [mm]	32	32	32	32
≤ 31,5 mm ²⁾ [%]	100	100	100	100
≤ 2 mm ²⁾ [%]	21,3	32,6	19,1	22,6
≤ 0,06 mm ²⁾ [%]	2,9	10,3	5,4	6,5
C _u ³⁾	25,0	127,0	30	32
C _c ³⁾	2,3	5,1	9,3	4,5
ρ _s [g/cm ³]	2,638 ⁴⁾	2,664 ⁶⁾	2,705	2,653
ρ _p ⁷⁾ [g/cm ³]	1,820	1,803	2,301	2,047

¹⁾ Bodengruppe nach DIN 18196 (DIN, 2011c)

²⁾ Korngrößenverteilung nach DIN EN ISO 17892-4 (DIN, 2011d)

³⁾ nach DIN EN ISO 14688-2 (DIN, 2018b)

⁴⁾ bestimmt mit dem Luftpyknometer nach TP BF StB Teil B 3.3 (FGSV, 1988b)

⁵⁾ bestimmt mit dem Gaspyknometer nach DIN 18124 (DIN, 2011a)

⁶⁾ bestimmt mit dem Tauchwägegefäß nach Haas (FGSV, 1988c)

⁷⁾ nach DIN 18127 (DIN, 2012a)

⁸⁾ nach DIN 18126 (DIN, 1996a)

Tabelle 28: Bodenmechanische Eigenschaften der Versuchsmaterialien aus Abbildung 118 und Einbaukenngrößen in den Scherversuchen

Die CD-Triaxialversuche wurden mit einer Abschergeschwindigkeit von 0,05 mm/min durchgeführt. Die Proben wurden bei einem für den Einbau günstigen Wassergehalt mit einem Proctorhammer (4,5 kg) in sechs Schichten jeweils auf 100 % der Proctordichte verdichtet (s. jeweils in Tabelle 28) und hatten ein Verhältnis der Höhe zum Durchmesser von 30 cm zu 15 cm. Zur Abmessung der Proben sei anzumerken, dass die Versuchsmaterialien jeweils ein Größtkorn von 32 mm aufwiesen und ein Probendurchmesser von 15 cm als gerade noch annehmbar erachtet wird. Dabei besteht bei zu kleinen Abmessungen der Probekörper die Gefahr, dass zu große Körner zu einer Lokalisierung der Bruchfuge führen können. Die Triaxialversuche an den RC Baustoffen wurden an teilgesättigten sowie gesättigten Proben durchgeführt. Die Versuche an den natürlichen Materialien wurden ebenfalls an gesättigten Proben durchgeführt. Bei den im teilgesättigten Zustand durchgeführten



Abbildung 119: Probekörper des RC B 0/32 mit lokaler Bruchfuge nach Durchführung eines Triaxialversuches; Foto: Johannes Riedelsheimer

Versuchen wurden die Proben jeweils direkt nach dem Einbau in die Triaxialzelle ohne Sättigungsphase mit einer Abschergeschwindigkeit von 0,05 mm/min abgeschert. Bei den bei gesättigten Verhältnissen durchgeführten Versuchen wurde der Abschervorgang hingegen erst nach einer jeweils 24-stündigen Sättigungs- und Konsolidationsphase (somit insgesamt 48 Stunden nach dem Einbau in die Triaxialzelle) gestartet (Abschergeschwindigkeit ebenfalls 0,05 mm/min). Die Ergebnisse der Versuche sind in Abbildung 120 und Abbildung 121 dargestellt. Abbildung 120 zeigt den Verlauf der Spannungspfade im p-q'-Diagramm und Abbildung 121 die Verläufe der Deviatorspannungen über die axialen Dehnungen. In

Abbildung 119 ist zudem ein Probekörper des RC B 0/32 nach dem Abschervorgang dargestellt. Deutlich erkennbar ist darin die stark lokalisierte Bruchfuge.

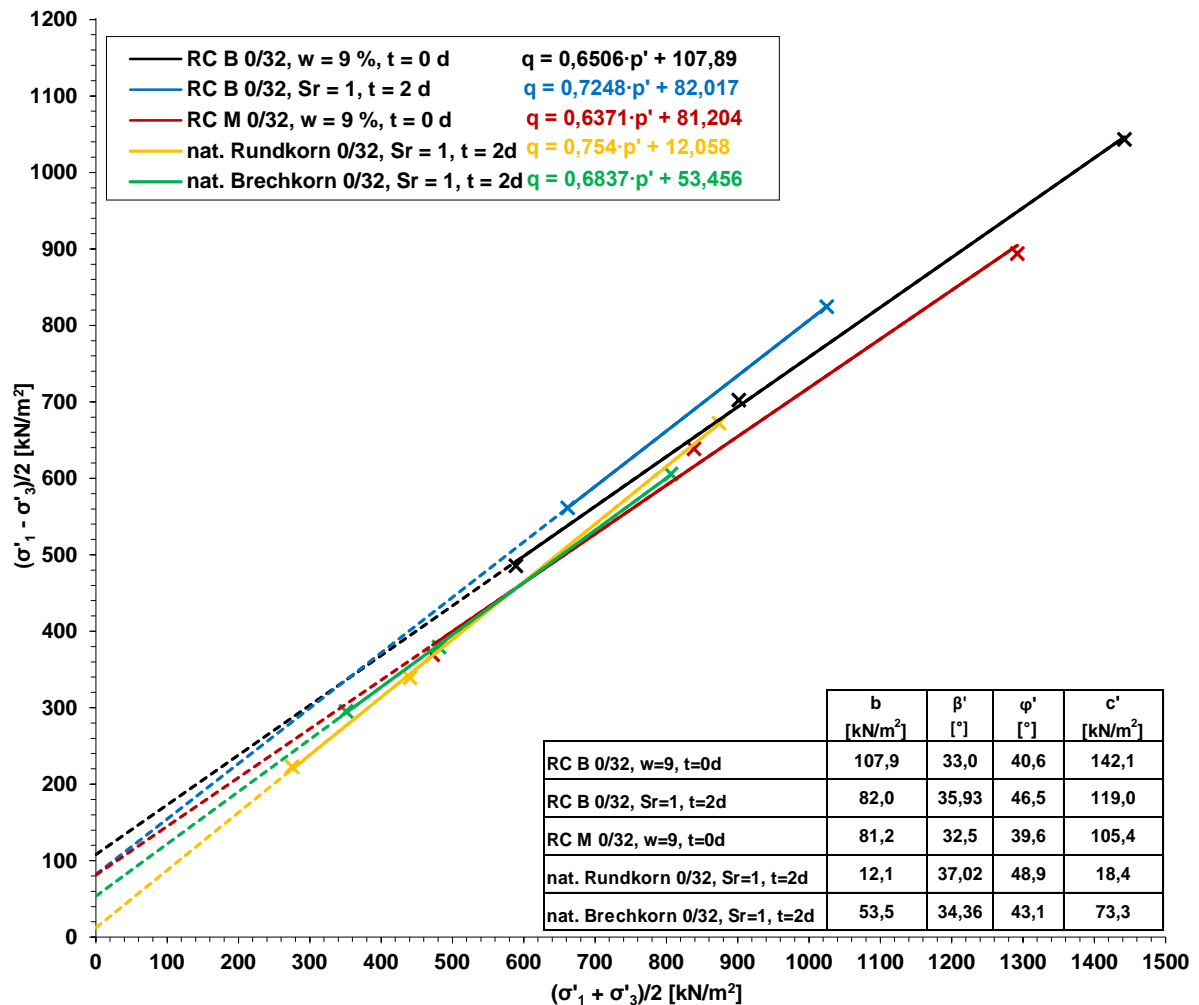


Abbildung 120: Ergebnisse von CD-Triaxialversuchen an gesättigten und teilgesättigten Kiesen aus reinem Betonbruch (RC B 0/32), einem aufbereitetem Bauschuttgemisch (RC M 0/32) sowie natürlichem Rund- und Brechkorn– Darstellung der Spannungspfade im p'-q-Diagramm

Die Spannungspfade in Abbildung 120 zeigen, dass der Betonbruch RC B bei vergleichbaren Spannungen σ_3' jeweils größere Deviatorspannungen abtragen kann als das aufbereitete Bauschuttgemisch RC M und das natürliche Rund- und Brechkorn. Deutliche Unterschiede sind auch zwischen den teilgesättigt und den gesättigt abgescherten Proben des Betonbruchs ersichtlich. So können die bei gesättigten Verhältnissen abgescherten Proben des RC B bei vergleichbaren Spannungen σ_3' deutlich höhere Deviatorspannungen abtragen als die teilgesättigten Proben. Dies ist vermutlich eine Folge der jeweils 24-stündigen Sättigungs- und Konsolidationsphase vor Beginn des Abschervorgangs, während der sekundäre Verfestigungsprozesse stattfinden können, die zur Verkittung der Einzelkörner und zu einem höheren Scherwiderstand führen. Bei Spannungen σ_3' bis 100 kPa kann der RC M höhere Deviatorspannungen aufnehmen als die natürlichen Materialien. Ab einer Spannung von $\sigma_3' = 200$ kPa kann allerdings das natürliche Rundkorn bereits höhere Deviatorspannung abtragen als der RC M. Dies ist möglicherweise darauf zurückzuführen, dass die höheren Spannungen σ_3' bei RC M zu einem vermehrten Auftreten von Kornbrüchen an den Kornkontakten führen und damit den Scherwiderstand vermindern. Zwischen dem RC M und

dem natürlichen Brechkorn sind bei Spannungen von $\sigma_3' = 200$ kPa keine deutlichen Unterschiede hinsichtlich der aufnehmbaren Deviatorspannungen zu beobachten.

Unter Annahme der Mohr-Coulombschen Bruchbedingungen wurden auch die Scherparameter der Versuchsmaterialien bestimmt (s. Abbildung 120). Den größten Reibungswinkel weist dabei das natürliche Rundkorn auf. Als Folge der Linearisierung der Bruchgeraden kann dem natürlichen Rundkorn auch eine Kohäsion in Höhe von etwa 18 kN/m^2 zugewiesen werden. Einen hohen Reibungswinkel besitzt auch das natürliche Brechkorn, dem überdies eine vergleichsweise hohe Kohäsion von 73 kN/m^2 zugeordnet werden kann. Diese ergibt sich einerseits als Folge der Linearisierung der Bruchgeraden und ist andererseits vermutlich eine Folge des höheren Verzahnungswiderstandes der eckigen Einzelkörner des natürlichen Brechkornes. Die RC Baustoffe besitzen ebenfalls hohe Reibungswinkel und zusätzlich hohe Kohäsionswerte. Diese sind einerseits eine Folge der Linearisierung der Bruchgeraden sowie des Verzahnungswiderstandes ihrer eckigen Einzelkörner, vermutlich aber auch auf sekundäre Verfestigungsprozesse infolge hydraulisch aktiver Bestandteile zurückzuführen. Der reine Betonbruch weist dabei höhere Werte für die Kohäsion auf als das aufbereitete Bauschuttgemisch RC M. Der Betonbruch, der zwei Tage nach dem Einbau in die Triaxialzelle im gesättigten Zustand abgeschert wurde, weist einen höheren Reibungswinkel und eine etwas geringere Kohäsion auf als der Betonbruch, der unmittelbar nach dem Einbau abgeschert wurde.

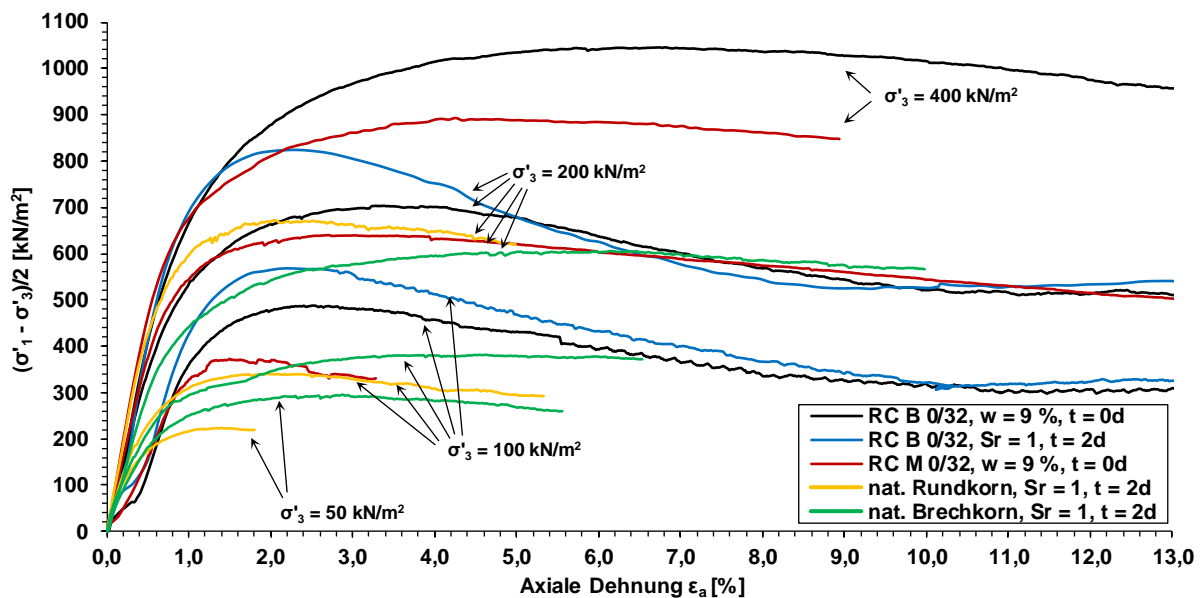


Abbildung 121: Ergebnisse von CD-Triaxialversuchen an gesättigten und teilgesättigten Kiesen aus reinem Betonbruch (RC B 0/32), einem aufbereitetem Bauschuttgemisch (RC M 0/32) sowie natürlichem Rund- und Brechkorn – Darstellung der Deviatorspannung über die axiale Dehnung

Die Darstellung der Deviatorspannungen über die axialen Dehnungen in Abbildung 121 zeigt für dicht gelagerte Proben typische Kurvenverläufe. Die Deviatorspannungen bilden zunächst einen Peak aus und nähern sich anschließend asymptotisch dem kritischen Zustand an. Auffällig ist, dass der Peak bei den RC Baustoffen mit zunehmenden Spannungen σ_3' immer weniger deutlich ausgeprägt ist. Dies ist vermutlich auf vermehrte Kornbrüche an den Kornkontakten infolge des größeren Spannungsniveaus zurückzuführen. Wie Abbildung 120 bereits gezeigt hat, können die Proben des Betonbruchs im Vergleich zu den übrigen

Materialien bei vergleichbaren Spannungen σ'_3 jeweils die höchsten Deviatorspannungen aufnehmen. Die Unterschiede zwischen dem teilgesättigten RC B und dem natürlichen Rundkorn sind dabei bei Spannungen von $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$ deutlicher ausgeprägt als bei Spannungen $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$. Dies ist womöglich eine Folge davon, dass die scharfkantigen Einzelkörner von Betonbruch zu einem größeren Verzahnungswiderstand führen, als die runden und glatten Körner des natürlichen Rundkornes. Bei den höheren Spannungen σ'_3 werden die weicheren und kantigeren Einzelkörner des Betonbruchs leichter brechen als die des natürlichen Rundkornes, wodurch die Unterschiede hinsichtlich der aufnehmbaren Deviatorspannungen geringer werden. Unterschiede in der Festigkeit der Einzelkörner sind vermutlich auch die Ursache, dass RC B im Vergleich zu RC M einen höheren Scherwiderstand aufweist.

Klar ersichtlich ist in Abbildung 121 erneut der Effekt der sekundären Verfestigungsprozesse, der dazu führt, dass der Peak des Scherwiderstands der gesättigten Proben des Betonbruchs deutlich oberhalb des Peaks der teilgesättigten Proben des Betonbruchs liegt. Die zwei Tage nach dem Einbau in die Triaxialzelle abgescherten Proben des gesättigten Betonbruchs reagieren bei vergleichbaren Radialspannungen zudem deutlich steifer als die Proben des teilgesättigten Betonbruchs.

An den beiden bei gesättigten Bedingungen durchgeführten Versuchen an dem Betonbruch wurde auch die volumetrische Dehnung der Proben während des Abschervorganges erfasst. Die volumetrischen Dehnungen der beiden gesättigten Proben sind in Abbildung 122 jeweils über ihre axiale Dehnung dargestellt und zeigen einen für dicht gelagerte Materialien typischen Verlauf. So kommt es zu Beginn des Abschervorganges zunächst zu einer geringfügigen Verringerung des Probenvolumens (Kontraktanz), bevor sich das Volumen vergrößert (Dilatanz). Infolge des größeren Druckes auf die Probe bei größeren Radialspannungen ist die Kontraktanz bei einer Radialspannung von $\sigma_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ stärker ausgeprägt als bei einer Radialspannung von $\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$. Der kritische Zustand wurde bei der dargestellten axialen Dehnung von bis zu 4 % noch nicht erreicht.

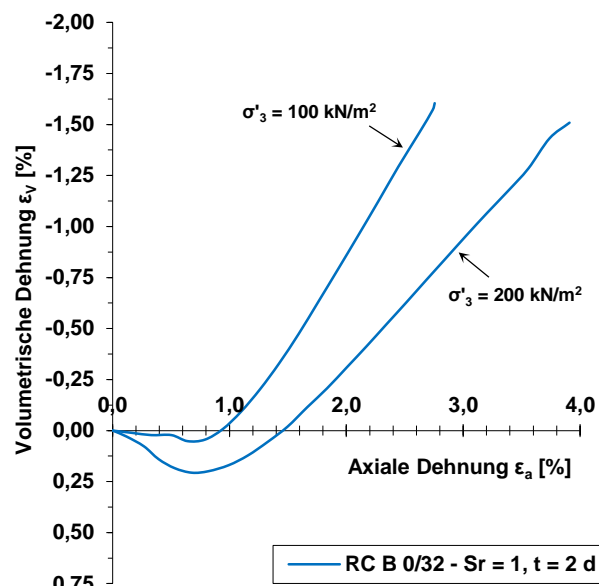


Abbildung 122: Darstellung der volumetrischen Dehnung ϵ_v über die axiale Dehnung ϵ_a bei RC B 0/32 ($S_r = 1$)

6.1.4 Scherparameter von RC Baustoffen aus eigenen Versuchen

In Tabelle 29 sind die Mohr-Coulombschen Scherparameter einiger RC Baustoffe aufgeführt. Die Scherparameter wurden dabei aus eigenen Triaxialversuchen, die am Zentrum Geotechnik entsprechend den vorangegangenen Kapitel durchgeführt wurden, unter Annahme einer linearen Schergeraden abgeleitet. Neben den Scherparametern aus den

Versuchen an den RC Sanden aus Kapitel 6.1.2 und den RC Kiesen aus Kapitel 6.1.3 enthält Tabelle 29 die Ergebnisse von weiteren Triaxialversuchen, die im Rahmen dieser Arbeit nicht im Detail gezeigt werden. Die Spannungspfade und Bruchgeraden dieser Versuche sowie ihre Verläufe der Deviatorspannungen über die axiale Dehnung, anhand derer die in Tabelle 29 aufgeführten Scherparameter ermittelt wurden, sind im Anhang aufgeführt.

Die Zusammenstellung der Scherparameter in Tabelle 29 zeigt, dass RC Baustoffe in der Regel vergleichsweise hohe Scherparameter aufweisen, auch wenn die in den eigenen Versuchen ermittelten Scherparameter insbesondere in Bezug auf den Reibungswinkel etwas niedriger sind als die aus der Literatur angegebenen Werte (vgl. Kapitel 6.1.1). Zudem zeigt sich deutlich, dass die Größe der Reibungswinkel sowohl von der Lagerungsdichte als auch von der stofflichen Beschaffenheit der RC Baustoffe abhängt. Dabei steigt der Reibungswinkel der untersuchten RC Baustoffe mit zunehmender Lagerungsdichte sowie mit zunehmendem Anteil an Betonbruch an. Ein hoher Ziegelanteil führt hingegen zu niedrigeren Reibungswinkeln.

Material	ρ_d [g/cm ³]	Einbaubedingung				Scherparameter		
				h/d [cm/cm]	σ_3' [kN/m ²]	ϕ' _{peak} [°]	c' _{peak} ¹⁾ [kN/m ²]	Schüttkegelwinkel [°]
RC B 0/2	1,550	$D_{Pr} = 100\%$	$S_r = 1$	12/10	100 – 400	36	68	-
	1,550	$I_D = 1,04$	$S_r = 1$	10/5	50 – 200	41	146	-
	1,536	$I_D = 1,0$	$w = 0$	10/5	50 – 300	47	15	-
	1,363	$I_D = 0,40$	$w = 0$	10/5	50 – 300	40	32	-
RC Z 0/2	1,096	$I_D = 0,48$	$w = 0$	10/5	50 – 300	34	20	-
	1,360	$I_D = 0,34$	$w = 0$	10/5	50 – 300	27	14	34
RC Z/B 0/2	1,250	$I_D = 0,53$	$w = 0$	10/5	50 – 300	38	28	-
	1,250	$I_D = 0,53$	$S_r = 1$	10/5	50 – 200	32	59	-
	1,189	$I_D = 0,33$	$w = 0$	10/5	50 – 300	31	29	-
EOS 0/2	1,960	$I_D = 0,50$	$w = 0$	10/5	50 – 300	40	12	-
	1,960	$I_D = 0,50$	$S_r = 1$	10/5	50 – 200	40	13	-
	1,824	$I_D = 0,17$	$w = 0$	10/5	50 – 300	-	-	37
RC B 0/32-1	1,767	$D_{Pr} = 100\%$	$w = 9\%$	30/15	100 – 400	41	363	-
RC B 0/32-2	1,820	$D_{Pr} = 100\%$	$S_r = 1$	18/15	100 – 400	46	318	-
RC M 0/32	1,690	$D_{Pr} = 100\%$	$w = 9\%$	30/15	100 – 400	40	270	-
Nat. Rundkorn 0/32		$D_{Pr} = 100\%$	$S_r = 1$	30/15	50 – 200	49	18	-
Nat. Brechkorn 0/32		$D_{Pr} = 100\%$	$S_r = 1$	30/15	50 – 200	43	73	-
RC GS ²⁾ 0/	1,970	$D_{Pr} = 100\%$	$w = 3\%$	30/15	50 – 200	45	28	-

¹⁾ Kohäsionsanteil infolge Linearisierung der Schergeraden

²⁾ rezyklierter Gleisschotter

Tabelle 29: Scherparameter von RC Baustoffen aus eigenen am Zentrum Geotechnik durchgeführten Triaxialversuchen

6.1.5 Verhalten von RC Baustoffen unter zyklischer Scherbeanspruchung

Das Verhalten eines Erdbaustoffes unter zyklischer Beanspruchung muss hinsichtlich seiner dauerhaften Gebrauchstauglichkeit und Standsicherheit ebenfalls berücksichtigt werden. Zyklische Beanspruchungen treten im Erdbau beispielsweise als Folge des Verkehrs im Unterbau von Verkehrswegen auf. Über seine gesamte Nutzungsdauer wirken auf den Unterbau dabei viele Lastzyklen ein, wobei die im Unterbau ankommenden Lasten aufgrund der lastverteilenden Wirkung des Oberbaus vergleichsweise gering sind.

Das typische Verhalten eines nichtbindigen Erdbaustoffes unter zyklischer Beanspruchung ist in Abbildung 123 (links) schematisch dargestellt. Mit jedem Lastzyklus erfährt das Material Dehnungen, wobei der überwiegende Anteil der Dehnungen als elastische Dehnung auftritt. Ein gewisser Anteil verbleibt bei jedem Lastzyklus jedoch als plastische Dehnung im Korngefüge bestehen. Während der ersten Lastzyklen ist der plastische Dehnungsanteil dabei noch vergleichsweise groß, seine Größe nimmt mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen allerdings sukzessive ab und nach einer ausreichend großen Anzahl an Lastwechseln treten die Dehnungen nur mehr vornehmlich als elastische Dehnungen auf. Über viele Lastzyklen können sich die plastischen Dehnungsanteile allerdings akkumulieren und so trotzdem zu einer Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit führen. Dies zeigt sich im Straßenbau beispielsweise durch die Bildung von Spurrillen an der Fahrbahnoberfläche. Zur Gewährleistung der dauerhaften Gebrauchstauglichkeit ist es daher notwendig, dass die zulässigen akkumulierten Verformungen beschränkt werden und nicht zu kritischen Verformungen führen.

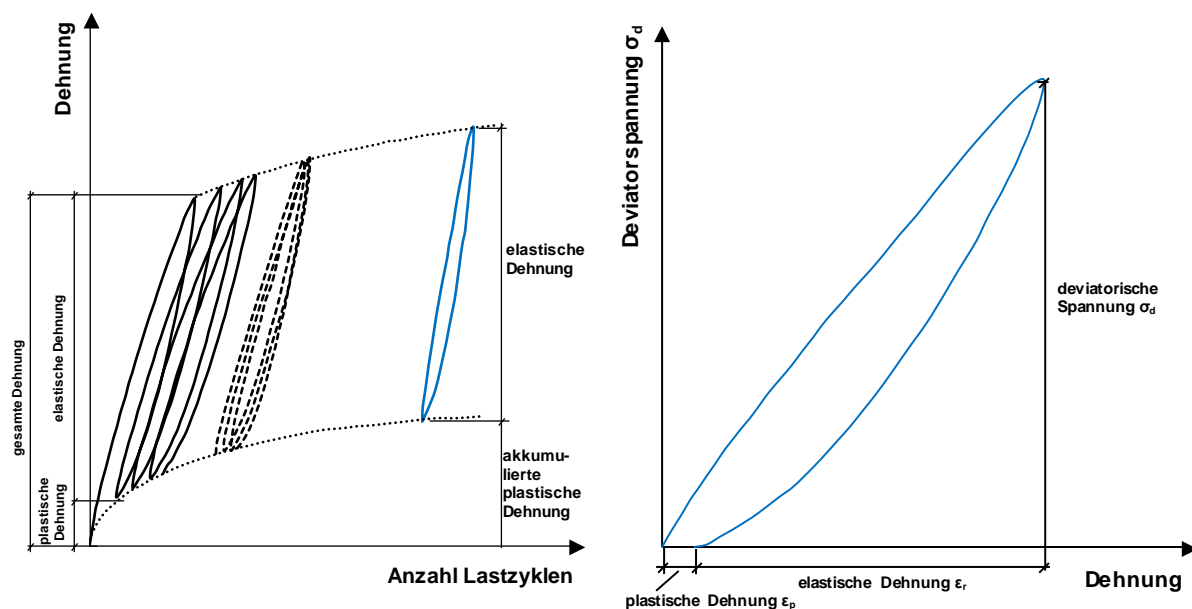


Abbildung 123: Dehnungsverhalten nichtbindiger Baustoffe bei zyklischer Beanspruchung (links) und Dehnungsverhalten während eines Lastzyklus (rechts), adaptiert nach SALOUR, ERLINGSSON & ZAPATA (2014)

Das Verhalten eines Materials unter zyklischer Beanspruchung kann im Labor anhand von zyklischen Triaxialversuchen untersucht werden. CERNI, COLAGRANDE & BOCCI (2012) führten beispielsweise zyklische Triaxialversuche an einem aufbereiteten Bauschuttgemisch 0/16 (RC Mix), einem gebrochenen Kalkstein 0/16 (Material A) sowie einem gebrochenen Kalkstein 0/16, dessen Anteil $< 0,063$ mm durch Ton ersetzt wurde (Material B), durch. Die Versuche wurden an teilgesättigten (bei Proctorwassergehalt) sowie gesättigten Proben, die jeweils auf Proctordichte verdichtet wurden, durchgeführt. Einige ihrer Ergebnisse, die sie an teilgesättigten Proben bei Spannungen von $\sigma_1 = 210$ kN/m² und $\sigma_3 = 70$ kN/m² sowie bei einer Lastfrequenz von 2 Hz erzielten, sind beispielhaft in Abbildung 124 dargestellt und zeigen den Verlauf der akkumulierten plastischen Dehnungen über die Anzahl an Lastzyklen. Angaben darüber, welche zusätzliche axiale Spannung oder welche Amplitude sie mit jedem Lastzyklus aufbrachten, machen CERNI, COLAGRANDE & BOCCI (2012) allerdings nicht.

Die in Abbildung 124 dargestellten akkumulierten plastischen Dehnungen der Versuchsmaterialien weisen einen typischen Verlauf auf und nehmen mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen zu. Innerhalb der ersten Lastzyklen erfahren die Proben einen deutlichen Zuwachs an plastischer Dehnung. Mit steigender Anzahl an Lastzyklen werden die zusätzlichen plastischen Dehnungen je Lastzyklus zunehmend geringer und die akkumulierten plastischen Dehnungen nähern sich schließlich asymptotisch einem Grenzwert an. Die akkumulierten plastischen Dehnungen des aufbereiteten Bauschuttgemisches liegen dabei oberhalb der akkumulierten plastischen Dehnungen des gebrochenen Kalksteins, aber deutlich unterhalb derjenigen des gebrochenen Kalksteins, dessen Feinkornanteil durch Ton ersetzt wurde. Letzteres führen CERNI, COLAGRANDE & BOCCI (2012) dabei in erster Linie auf die plastischen Eigenschaften des Tons zurück.

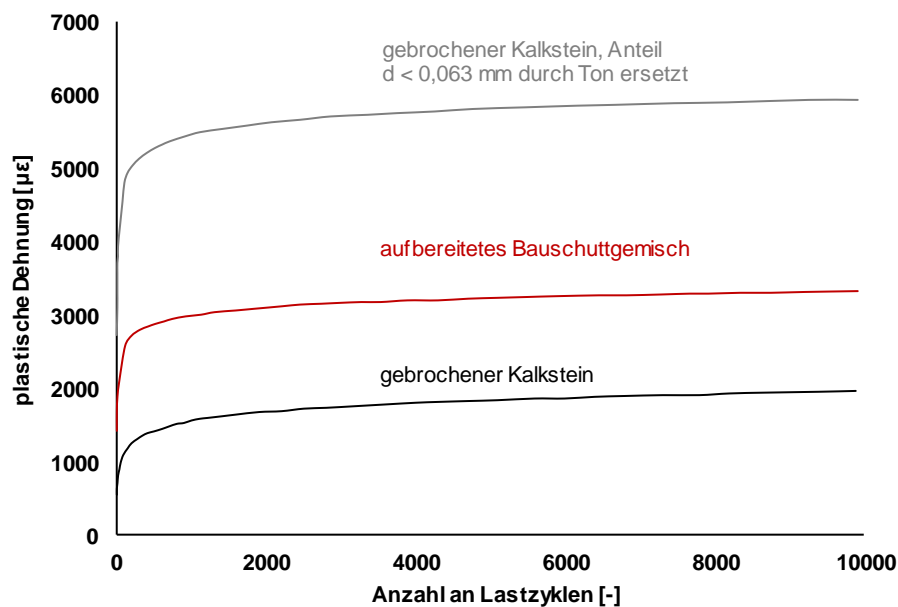


Abbildung 124: Plastische Dehnung über die Anzahl an Lastzyklen – Ergebnis eines zyklischen Triaxialversuches ($\sigma_1 = 210$ kN/m², $\sigma_3 = 70$ kN/m²), adaptiert nach CERNI, COLAGRANDE & BOCCI (2012)

In ihren Untersuchungen stellten CERNI, COLAGRANDE & BOCCI (2012) zudem fest, dass die geringeren Kornfestigkeiten einiger Bestandteile des aufbereiteten Bauschuttgemisches und das damit einhergehende größere Potential zum Kornbruch insbesondere bei höheren radialen und axialen Beanspruchungen zu größeren plastischen Dehnungsraten führen können. Unter bestimmten Bedingungen wies das aufbereitete Bauschuttgemisch trotz seiner weicheren Bestandteile (z. B. Ziegel, Putz, Mörtel) allerdings ein hinsichtlich seiner Verwendung in den ungebundenen Schichten des Straßenbaus günstigeres Materialverhalten als die natürlichen Baustoffe auf. So zeigte das plastische Dehnungsverhalten des Bauschuttgemisches im Bereich des optimalen Wassergehalts eine geringere Abhängigkeit von den aufgetragenen Radial- und Vertikalspannungen als die beiden natürlichen Materialien. Dies begründen CERNI, COLAGRANDE & BOCCI (2012) mit hydraulisch aktiven Bestandteilen des Bauschuttgemisches, die zu sekundären Verfestigungseffekten führen. Im gesättigten Zustand wurde das plastische Dehnungsverhalten des RC Mix sowie des natürlichen Materials A zudem nur geringfügig durch das Wasser beeinflusst, wohingegen das kohäsive natürliche Material B deutlich negativ beeinflusst wurde.

Das Verhältnis zwischen der vertikalen Spannung und der vertikalen Dehnung bei zyklischer Beanspruchung wird in der Literatur häufig anhand des Resilient Modulus M_R charakterisiert. Der Resilient Modulus M_R ist nach SALOUR, ERLINGSSON & ZAPATA (2014) definiert als

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad \text{Gleichung 30}$$

Dabei bezeichnet σ_d die Amplitude der aufgebrachten Deviatorspannung und ε_r den dabei auftretenden elastischen Dehnungsanteil. Beide Größen sind in Abbildung 123 (rechts) dargestellt. Die Größe des Resilient Modulus M_R hängt von einer Vielzahl an Materialeigenschaften wie beispielsweise der Trockendichte, dem Wassergehalt, der Kornverteilungskurve (Kornabstufung, Größtkorn, Feinkornanteil) sowie der geometrischen, physikalischen und mechanischen Beschaffenheit der Einzelkörner ab. Darüber hinaus beeinflussen weitere Parameter wie z. B. der Spannungszustand oder die Belastung (z. B. Anzahl an Lastzyklen, Dauer der Einwirkung) die Größe des Resilient Modulus M_R (LEKARP, ISACSSON & DAWSON, 2000).

Über den Resilient Modulus M_R von natürlichen und RC Baustoffen liegen in Zusammenhang mit ihrer Verwendung im Erd- und Straßenbau in der Literatur umfangreiche Erfahrungen vor (z. B. BASSANI & TEFA, 2018; SOLEIMANBEIGI ET AL., 2015; JITSANGIAM ET AL., 2015; ARULRAJAH ET AL., 2013B; CERNI & COLAGRANDE, 2012; BOZYURT ET AL., 2012; LEITE ET AL., 2011; SAEED, 2008; MOLIN, LARSSON & ARVIDSON, 2004; ARM, 2003; ARM, 2001; NATAATMADJA & TAN, 2001; BENNERT ET AL., 2000; PAPP ET AL., 1998). In der Literatur herrscht allerdings kein Konsens bezüglich des Resilient Modulus M_R von aufbereiteten Baurestmassen. So berichten einige Quellen, dass der Resilient Modulus M_R von rezyklierten Baurestmassen vergleichbar zu natürlichen Materialien oder sogar höher ist (z. B. CARDOSO ET AL., 2016; ARULRAJAH ET AL., 2014; LEITE ET AL., 2011; ARM, 2003; BENNERT ET AL., 2000; PAPP ET AL., 1998), während andere Quellen zeigen, dass ein steigender Anteil von rezyklierten Baurestmassen zu einem niedrigeren Resilient Modulus M_R führt (z. B. SAEED, 2008). Da für aufbereiteten Betonbruch in der Regel ein größerer Resilient Modulus M_R berichtet wird als für aufbereiteten Ziegelbruch (ARULRAJAH ET AL., 2014), sind die widersprüchlichen Angaben in der Literatur vermutlich eine Folge der jeweiligen stofflichen Zusammensetzung der untersuchten RC Baustoffe. Für RC Baustoffe mit Anteilen an Betonbruch wurde zudem ein Anstieg des Resilient Modulus M_R infolge von sekundären Verfestigungseffekten berichtet (ARM, 2001).

6.2 Untersuchungen zur Zusammendrückbarkeit von RC Baustoffen

6.2.1 Allgemeines

Das Verhalten von RC Baustoffen unter eindimensionaler Kompression wurde anhand von Ödometerversuchen untersucht. Die Ödometerversuche wurden in Anlehnung an DIN EN ISO 17892-5 (DIN, 2017b) an RC Sanden sowie RC Kiesen durchgeführt. Die Sande wurden in eigenen Versuchsreihen dabei auf Spannungen bis 1600 kN/m² (1,6 MPa) sowie auf Spannungen bis etwa 350 000 kN/m² (350 MPa), die Kiese auf Spannungen bis 800 kN/m² (0,8 MPa) belastet. Nachfolgend werden die Ergebnisse der Versuche aufgeführt.

6.2.2 Eindimensionale Kompression von RC Sanden bis 1,6 MPa

6.2.2.1 Versuchsmaterialien und Versuchsdurchführung

Zur Untersuchung des Verhaltens von RC Baustoffen im Sandkornbereich unter eindimensionaler Kompression wurden eigene Ödometerversuche an RC Beton (RC B), RC Ziegel (RC Z), einem Gemisch aus jeweils 50 M.-% Ziegel- und Betonbruch (RC Z/B) sowie einer Elektroofenschlacke (EOS) durchgeführt. Es handelt sich um die Sande, die auch in den Triaxialversuchen untersucht wurden (s. Kapitel 6.1.2). Die Korngrößenverteilungen der Sande sind in Abbildung 115 dargestellt und weitere bodenmechanische Kenngrößen in Tabelle 27 aufgeführt.

Die Ödometerversuche wurden in Ödometerzellen mit einem Zellendurchmesser von 10 cm und bei einer Probenhöhe von 2 cm durchgeführt. Vor dem Einbau der Proben wurde die für den jeweiligen Einbauzustand erforderliche Trockenmasse einer Probe abgewogen. Bei Proben, die wie RC B 0/2 auf eine sehr dichte Lagerungsdichte ($I_D = 1,0$) eingebaut wurden, wurde das Probenmaterial lagenweise in die Ödometerzelle eingebracht und



Abbildung 125: Einbau der Proben bei mitteldichter und lockerer Lagerung mittels Rotationsschieber, aus SCHÜLEN (2016)

gleichmäßig mit einem Stößel auf die erforderliche Probehöhe verdichtet. Die Proben bei mitteldichter und lockerster wurde das Probenmaterial mittels eines Trichters in den Ödometerzellen eingerieselt und anschließend gleichmäßig mit Hilfe eines auf die erforderliche Probehöhe angepassten Rotationsschiebers verteilt und verdichtet (s. Abbildung 125). Nach dem Einbau wurden die Proben mittels Totlasten über die Laststufen $12,5 \text{ kN/m}^2 - 25 \text{ kN/m}^2 - 50 \text{ kN/m}^2 - 100 \text{ kN/m}^2 - 200 \text{ kN/m}^2 - 400 \text{ kN/m}^2 - 800 \text{ kN/m}^2$ auf bis zu 1600 kN/m^2 belastet, stufenweise entlastet (in der Regel $400 \text{ kN/m}^2 - 100 \text{ kN/m}^2 - 25 \text{ kN/m}^2 - 12,5 \text{ kN/m}^2$) und erneut auf bis zu 1600 kN/m^2 belastet, wobei die Laststufen der Wiederbelastung denjenigen der Erstbelastung entsprachen. Jede Laststufe wurde für mindestens 24 Stunden gehalten. Die Versuche wurden bei unterschiedlichen Anfangslagerungsdichten der Versuchsmaterialien durchgeführt. Um den Einfluss möglicher hydraulischer Effekte (insbesondere Verfestigungsprozesse) auszuschließen, wurden alle Versuche bei einem Wassergehalt von $w = 0 \%$ durchgeführt. Die Spannen der Porenzahl e_0 sowie der bezogenen Lagerungsdichte I_{D0} zu Beginn der jeweiligen Versuche sind in Tabelle 30 aufgeführt.

Material Eigenschaft	RC B 0/2	RC Z 0/2	RC Z/B 0/2	EOS 0/2
w_0 [%]	0	0	0	0
e_0 [-]	0,91 – 0,65	1,43 – 1,29	1,15 – 1,08	0,91 – 0,83
D_{Pr0} [%]	–	–	–	–
I_{D0} [-]	0,28 – 1,0	0,36 – 0,59	0,42 – 0,56	0,30 – 0,50

Tabelle 30: Spannen der Einbaukenngößen der untersuchten RC Sande

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Ödometerversuche (Kompressionskurven, Verlauf des Ödometermoduls, Verlauf der Kompressions- und Schwellbeiwerte) an den Proben im Sandkornbereich dargestellt. Bei den dargestellten Kurven handelt es sich dabei jeweils um die Mittelwerte aus mehreren Einzelversuchen. So wurden beim Betonbruch bei jeder Einbaubedingung jeweils drei Einzelversuche und bei den übrigen Versuchsmaterialien bei jeder Einbaubedingung vier Einzelversuche durchgeführt. Die Ödometermoduln sowie die Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte wurden jeweils zwischen der Laststufe, bei der die Kennwerte angetragen sind, sowie der vorherigen Laststufe bestimmt.

6.2.2.2 Kompressionskurven

Die Kompressionskurven der untersuchten RC Sande sind in Abbildung 126 anhand der Entwicklung der Porenzahlen e über die Normalspannung σ_v' (e -log σ_v' -Diagramm) dargestellt. Grundsätzlich zeigen die Kompressionskurven bei der Erst- und Wiederbelastung für nichtbindige Erdbaustoffe charakteristische Kompressionsverläufe. Die Versuchsmaterialien reagieren bei der Erstbelastung vergleichsweise weich und erfahren relativ große Verformungen, die bei der Entlastung größtenteils als plastische Verformungen im Korngerüst erhalten bleiben. Werden die Proben wiederbelastet, verlaufen die Wiederbelastungspfade nahezu deckungsgleich entlang der jeweiligen Entlastungspfade, wobei zusätzliche plastische Verformungen lediglich in geringem Umfang auftreten.

Deutlich ersichtlich ist in Abbildung 126 der Einfluss der Anfangsporenzahl und damit der Lagerungsdichte bzw. des Verdichtungsgrades auf die Zusammendrückbarkeit der dargestellten Materialien im Zuge der Erstbelastung. Bei allen vier Materialien erfahren die Proben bei der Erstbelastung und bei vergleichbarer Normalspannung σ_v' erwartungsgemäß umso geringere plastische Verformungen, je dichter gelagert (d. h. je geringer ihre Porenzahl bzw. ihre bezogene Lagerungsdichte) die Materialien zu Beginn der Kompressionsversuche waren. Im Gegensatz zur Erstbelastung besitzt die Anfangslagerungsdichte allerdings lediglich einen geringen Einfluss auf die Porenzahländerung im Zuge der Wiederbelastung und die Wiederbelastungskurven in Abbildung 126 verlaufen insbesondere für Materialien derselben Materialart unabhängig von der Anfangslagerungsdichte der Proben nahezu parallel.

Deutlichen Einfluss auf die Porenzahl zu Versuchsbeginn sowie den Verlauf der Kompressionskurven besitzt die stoffliche Beschaffenheit der Versuchsmaterialien. Betrachtet man zunächst die Kompressionskurven der Sande aus den aufbereiteten Baurestmassen (RC Z 0/2, RC Z/B 0/2 und RC B 0/2) fällt auf, dass die Anfangsporenzahlen der Sande bei vergleichbarer bezogener Lagerungsdichte deutlich vom Ziegelanteil abhängen und umso größer sind, je höher der Ziegelanteil ist. So besitzt der reine Ziegelbruch RC Z 0/2 bei einer bezogenen Lagerungsdichte von $I_{D0} = 0,59$ eine deutlich höhere Anfangsporenzahl als das Material RC Z/B 0/2 bei einer in etwa vergleichbaren bezogenen Lagerungsdichte von $I_{D0} = 0,56$ bzw. als das Material RC B 0/2 bei einer geringeren bezogenen Lagerungsdichte von $I_{D0} = 0,45$. Zudem weisen die Materialien mit ansteigendem Ziegelanteil eine deutlichere Änderung ihrer Porenzahlen im Zuge der Erstbelastung auf. Dies wird beispielsweise bei einem Vergleich der Kompressionskurven des RC Z 0/2 bei einer bezogenen Lagerungsdichte von $I_{D0} = 0,59$ mit der Kompressionskurve des RC Z/B 0/2 bei einer bezogenen Lagerungsdichte von $I_{D0} = 0,56$ deutlich. Dabei erfährt der RC Z 0/2 bei Belastung bis auf 1,6

MPa trotz einer geringfügig höheren Anfangslagerungsdichte eine größere Porenzahländerung (von ca. 1,29 auf ca. 1,03, $\Delta e = 0,26$) als der RC Z/B 0/2 (von ca. 1,15 auf ca. 0,94, $\Delta e = 0,21$).

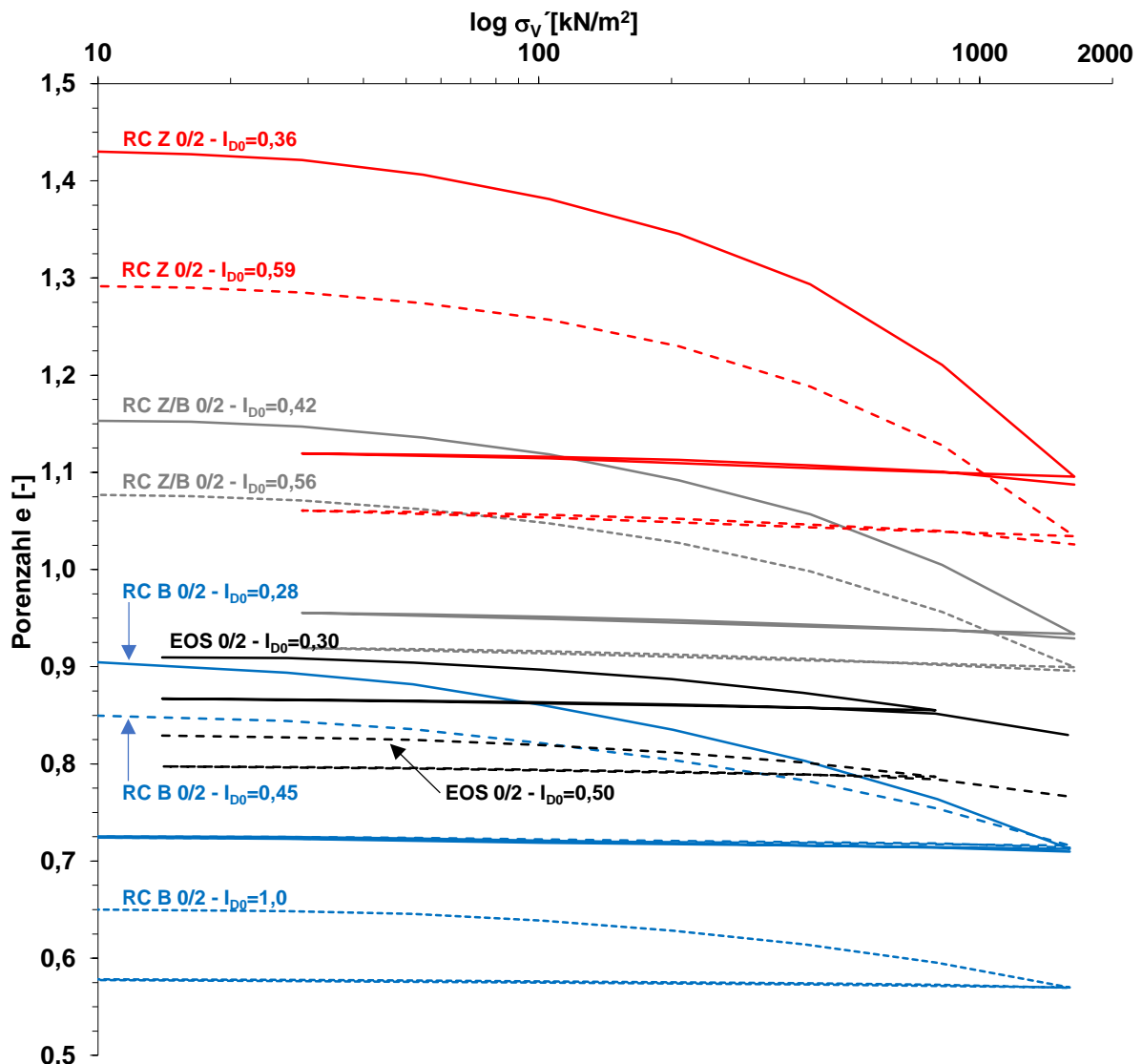


Abbildung 126: Kompressionskurven der untersuchten RC Sande

Bei der Wiederbelastung sind in Abbildung 126 lediglich geringe Unterschiede zwischen den Wiederbelastungskurven der Sande aus den aufbereiteten Baurestmassen erkennbar. Die Proben aus reinem Ziegelbruch erfahren bei der Wiederbelastung im Vergleich mit den übrigen Versuchsmaterialien die größten Verformungen und die Proben aus reinen Betonbruch die geringsten Verformungen. Die Verformungen des Gemisches aus Ziegel- und Betonbruch liegen bei der Wiederbelastung zwischen denen des Ziegel- und Betonbruchs.

Die Kompressionskurven der Elektroofenschlacke EOS 0/2 weisen bei vergleichbarer Anfangslagerungsdichte gegenüber den Baurestmassen bei der Erstbelastung ein deutlich steiferes Materialverhalten auf und erfahren geringere Änderungen ihrer Porenzahlen. Dies zeigt sich beispielweise bei einem Vergleich der Kompressionskurven der Elektroofenschlacke EOS 0/2 bei bezogenen Lagerungsdichten von $I_{D0} = 0,30$ und $I_{D0} = 0,50$ mit den Kompressionskurven des reinen Betonbruchs bei bezogenen Lagerungsdichten von $I_{D0} = 0,28$ und $I_{D0} = 0,45$. Bei der Wiederbelastung reagieren auch die Elektroofenschlacken steifer als

bei der Erstbelastung und erfahren bei vergleichbaren Anfangslagerungsdichten eine ähnliche Porenzahländerung wie der Betonbruch.

Da vor allem die Sande aus den aufbereiteten Baurestmassen eine vergleichbare Kornabstufung und aufweisen und ihre Einzelkörner ähnliche geometrische Eigenschaften besitzen, sind die trotz vergleichbarer Anfangsporenzahlen beobachteten Unterschiede zwischen den Versuchsmaterialien vermutlich eine Folge der unterschiedlichen Festigkeit der Einzelkörner. So kommt es bei Materialien mit einer geringeren Kornfestigkeit (z. B. Ziegelbruch) vermutlich vermehrt und eher zu Kornbrüchen und damit zu größeren Verformungen (d. h. Porenzahländerungen) als bei Einzelkörnern mit einer größeren Kornfestigkeit (z. B. Betonbruch). Da Kornbruch bei Kompressionsbeanspruchungen bis 1,6 MPa anhand eines Vergleichs der Kornverteilungskurven nicht festgestellt werden konnte (vgl. Kapitel 6.4.2.1), tritt der Kornbruch vermutlich durch das Abplatzen von kleinen Kanten und Oberflächenunebenheiten vornehmlich auf der Ebene der Kornkontakte auf.

6.2.2.3 Ödometermoduln

Die aus den Porenzahl-Normalspannungs-Diagramm resultierenden Verläufe der Ödometermoduln E_{Oed} der Versuchsmaterialien nach DIN EN ISO 17892-5 (DIN, 2017b) bei Erst- und Wiederbelastung sind in Abbildung 127 dargestellt. In Tabelle 31 und Tabelle 32 sind die Ödometermoduln der Versuchsmaterialien bei den jeweiligen Laststufen überdies tabellarisch aufgeführt.

Die Kurven der Ödometermoduln bestätigen die Erkenntnisse aus den Verläufen der Kompressionskurven. Die Versuchsmaterialien weisen bei der Erstbelastung deutlich geringere Ödometermoduln auf als bei der Wiederbelastung, wo sie deutlich steifer reagieren. Klar erkennbar ist auch der Einfluss der unterschiedlichen Lagerungsdichte der Versuchsmaterialien zu Versuchsbeginn. Die Versuchsmaterialien mit einer größeren Anfangslagerungsdichte haben dabei erwartungsgemäß höhere Ödometermoduln. Lediglich bei RC B 0/2 liegt bei der Wiederbelastung ein Ödometermodul bei einer Lagerungsdichte von $I_{D0} = 0,45$ oberhalb des Wiederbelastungsmoduls bei einer Lagerungsdichte von $I_{D0} = 1,0$. Dieser Wert ist in Abbildung 127 durch einen roten Kringel hervorgehoben.

Deutlich zeigen sich in den Verläufen der Ödometermoduln auch die Steifigkeitsunterschiede zwischen den verschiedenen Materialien. So weist der Betonbruch im Vergleich zu den weiteren Baurestmassen sowohl bei der Erst- als auch bei der Wiederbelastung die deutlich höchsten Ödometermoduln auf, während der Ziegelbruch die geringsten Steifigkeiten zeigt. Das Gemisch aus Ziegel- und Betonbruch liegt erneut zwischen beiden Reinstoffen. Die Elektroofenschlacke weist bei der Erstbelastung gegenüber dem Betonbruch ein nochmals steiferes Materialverhalten auf, während seine Steifigkeit bei der Wiederbelastung vergleichbar ist zu derjenigen des Betonbruchs.

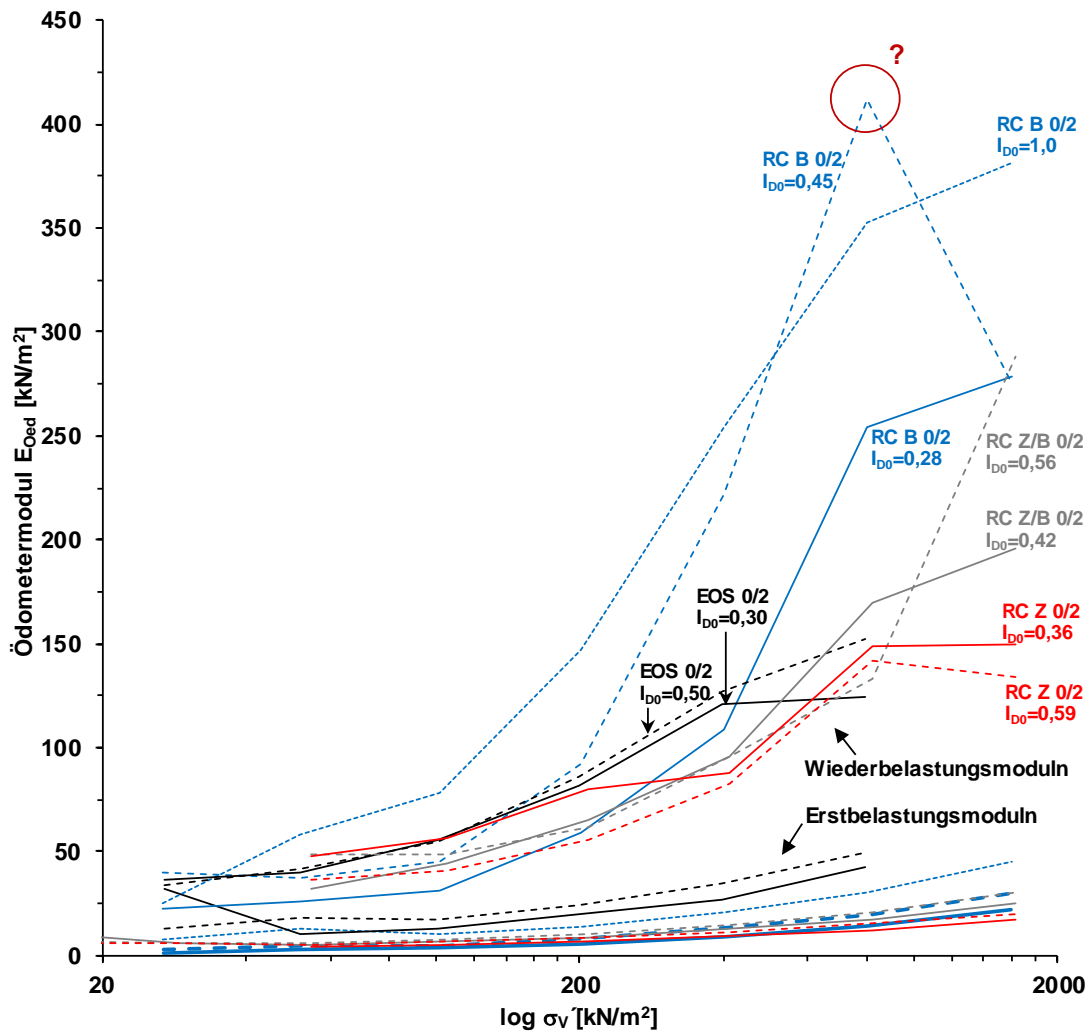


Abbildung 127: Entwicklung der Ödometermodul E_{Oed} über die Normalspannung

6.2.2.4 Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte (C_C und C_{Cr})

Die Verläufe der Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte (C_C bzw. C_{Cr}) der Versuchsmaterialien sind in Abbildung 128 dargestellt und ihre Zahlenwerte bei den jeweiligen Laststufen in Tabelle 31 und Tabelle 32 als tabellarisch aufgeführt. Wie die Verläufe der Kompressionskurven und Ödometermodul in Abbildung 126 und Abbildung 127 erwarten lassen, weisen die Versuchsmaterialien deutlich höhere Kompressions- als Rekompansionsbeiwerte auf.

Klar ersichtlich ist erneut der Einfluss der Lagerungsdichte zu Beginn der Kompressionsversuche. Dabei nehmen die Kompressionsbeiwerte der Versuchsmaterialien mit zunehmender Anfangslagerungsdichte jeweils deutlich ab. Im Gegensatz zu den Kompressionsbeiwerten ist der Einfluss der Anfangslagerungsdichte an den Rekompansionsbeiwerten nur mehr gering auszumachen. Dies bedeutet, dass die Größe der Verformungen infolge einer Beanspruchung durch eine Normalspannung bei der Erstbelastung erheblich von der Lagerungsdichte abhängt. Wurde das Material allerdings bis zu einer gewissen Spannung belastet, spielt die Anfangslagerungsdichte nur mehr eine nachrangige Rolle hinsichtlich des Verformungsverhaltens.

Deutlich erkennbar ist zudem erneut der Einfluss der unterschiedlichen Kornfestigkeit der Versuchsmaterialien. So zeigt der reine Ziegelbruch die größten Kompressions- bzw. Rekompansionsbeiwerte, während in den Versuchen an dem reinen Betonbruch die geringsten Kompressions- bzw. Rekompansionsbeiwerte ermittelt wurden. Die Elektroofenschlacke weist gegenüber dem Betonbruch nochmals geringere Werte auf.

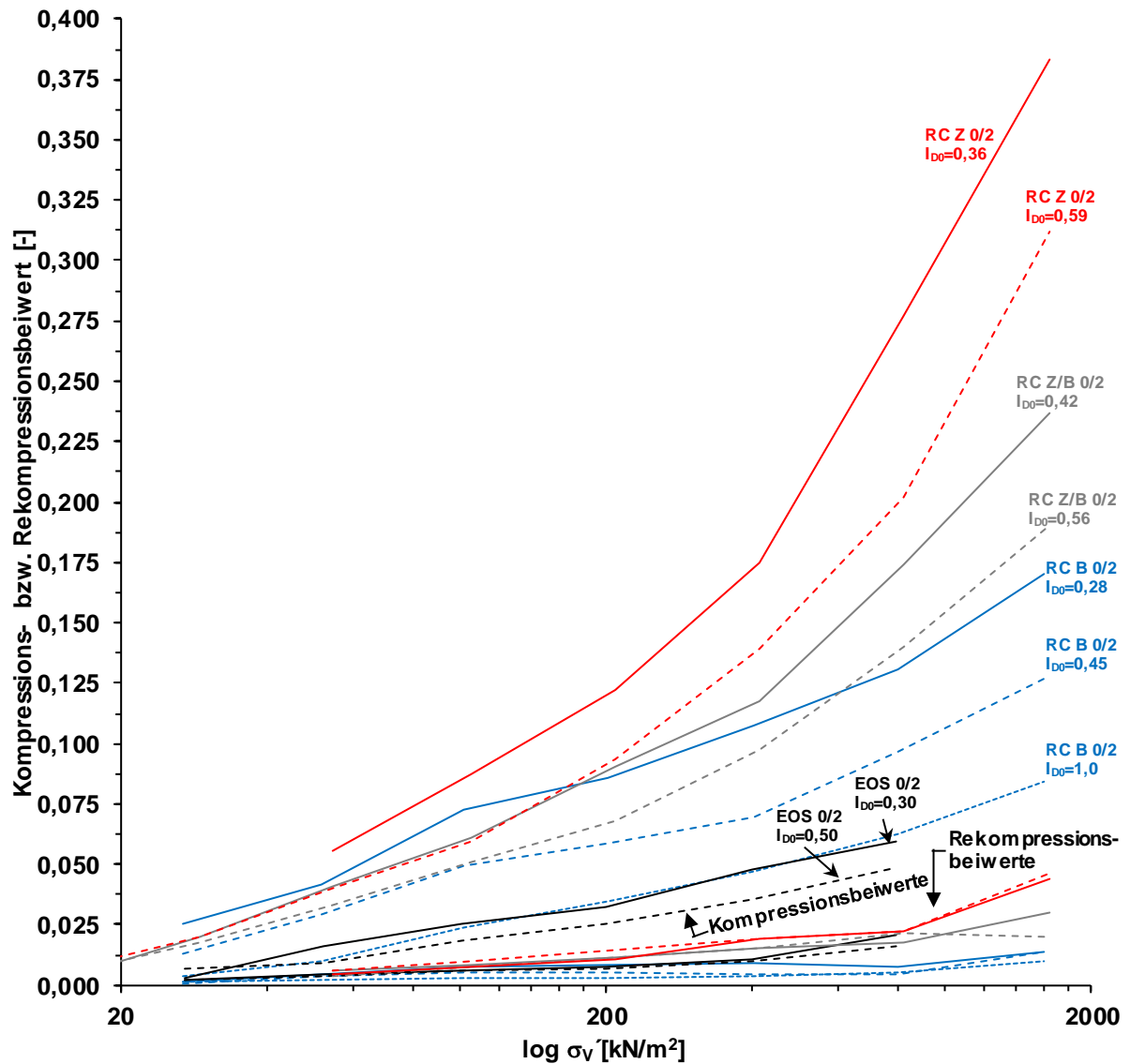


Abbildung 128: Entwicklung der Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte über die Normalspannung

		RC B 0/2						EOS 0/2				
		$I_D = 0,28$		$I_D = 0,45$		$I_D = 1,0$		$I_D = 0,30$		$I_D = 0,50$		
		σ'_v [kN/m ²]	E_{Oed} [kN/m ²]	C_c bzw. C_{Cr} [-]	E_{Oed} [kN/m ²]	C_c bzw. C_{Cr} [-]	E_{Oed} [kN/m ²]	C_c bzw. C_{Cr} [-]	E_{Oed} [kN/m ²]	C_c bzw. C_{Cr} [-]	E_{Oed} [kN/m ²]	C_c bzw. C_{Cr} [-]
Erstbelastung	25	1,2	0,0250	2,4	0,0126	7,7	0,0040	32,3	0,0027	12,8	0,0065	
	50	3,0	0,0415	4,2	0,0294	12,7	0,0098	10,4	0,0162	18,0	0,0089	
	100	3,3	0,0729	4,9	0,0493	10,1	0,0240	12,9	0,0253	17,1	0,0182	
	200	5,6	0,0855	8,1	0,0588	13,7	0,0349	19,6	0,0325	24,4	0,0250	
	400	8,9	0,1071	13,6	0,0698	20,3	0,0469	26,3	0,0482	34,2	0,0355	
	800	14,5	0,1309	19,7	0,0965	30,3	0,0626	42,7	0,0592	49,7	0,0486	
	1600	22,2	0,1706	29,8	0,1269	44,8	0,0845	-	-	-	-	
Wiederbelastung	25	22,7	0,0013	39,6	0,0008	25,3	0,0012	36,3	0,0024	33,9	0,0025	
	50	25,8	0,0048	36,9	0,0034	58,5	0,0021	39,6	0,0042	41,2	0,0039	
	100	31,4	0,0077	45,2	0,0054	78,0	0,0031	55,1	0,0059	55,0	0,0057	
	200	59,2	0,0081	92,3	0,0052	146,9	0,0033	81,7	0,0078	86,1	0,0071	
	400	108,9	0,0087	221,6	0,0043	253,9	0,0037	120,5	0,0105	127,1	0,0095	
	800	254,1	0,0075	412,3	0,0046	352,5	0,0054	124,2	0,0203	151,9	0,0159	
	1600	278,5	0,0136	274,9	0,0138	381,6	0,0099	-	-	-	-	

Tabelle 31: Ödometermoduln und Kompressions- sowie Rekompansionsbeiwerte aus den Kompressionsversuchen an RC B 0/2 und EOS 0/2 ($w = 0 \%$)

		RC Z/B 0/2				RC Z 0/2				
		$I_D = 0,42$		$I_D = 0,56$		$I_D = 0,36$		$I_D = 0,59$		
		σ'_v [kN/m ²]	E_{Oed} [kN/m ²]	C_c bzw. C_{Cr} [-]	E_{Oed} [kN/m ²]	C_c bzw. C_{Cr} [-]	E_{Oed} [kN/m ²]	C_c bzw. C_{Cr} [-]	E_{Oed} [kN/m ²]	C_c bzw. C_{Cr} [-]
Erstbelastung	25	5,5	0,0199	6,0	0,0177	5,2	0,0238	5,9	0,0199	
	50	4,9	0,0409	5,9	0,0329	4,1	0,0554	5,4	0,0398	
	100	6,3	0,0606	7,2	0,0513	5,0	0,0871	6,9	0,0596	
	200	8,3	0,0905	10,6	0,0682	6,9	0,1225	8,6	0,0933	
	400	12,6	0,1177	14,7	0,0975	9,6	0,1745	11,4	0,1389	
	800	16,9	0,1739	20,3	0,1400	12,0	0,2771	15,5	0,2019	
	1600	24,8	0,2372	29,8	0,1901	17,3	0,3832	20,0	0,3122	
Wiederbelastung	25	-	-	-	-	-	-	-	-	
	50	32,4	0,0062	48,2	0,0040	47,9	0,0047	36,7	0,0058	
	100	44,1	0,0087	48,2	0,0077	56,6	0,0077	40,4	0,0101	
	200	64,8	0,0116	61,3	0,0118	80,3	0,0106	55,9	0,0143	
	400	95,8	0,0155	95,7	0,0149	87,4	0,0192	82,3	0,0192	
	800	169,4	0,0174	133,2	0,0213	148,6	0,0224	142,2	0,0221	
	1600	195,8	0,0300	288,3	0,0197	149,8	0,0443	134,0	0,0467	

Tabelle 32: Ödometermoduln und Kompressions- sowie Rekompansionsbeiwerte aus den Kompressionsversuchen an RC Z/B 0/2 und RC Z 0/2 ($w = 0 \%$)

6.2.3 Eindimensionale Kompression von RC Sanden bis 350 MPa

Das Verhalten von Sekundärbaustoffen bei eindimensionaler Kompression unter hohen Spannungen wurde ebenfalls im Rahmen von eigenen Versuchen untersucht. Dabei wurden unterschiedliche RC Baustoffe in einer eigens angefertigten Ödometerzelle auf Spannungen von bis zu 350 MPa belastet. Die hohen Spannungen sollten ermöglichen, den Einfluss der unterschiedlichen Festigkeit der Einzelkörner verschiedener RC Baustoffe auf das Kompressionsverhalten und den Grad an Kornbruch (s. hierzu Kapitel 6.4.2.2) aufzuzeigen. Die Versuche wurden an trockenen Sanden ($d_{max} = 2 \text{ mm}$) aus einem reinen Betonbruch, einem reinen Ziegelbruch, einem Gemisch aus 50 M.-% Beton- und 50 M.-% Ziegelbruch sowie einem aufbereitetem Bauschuttgemisch (RC Mix) durchgeführt (Lagerungsdichte der Versuchsmaterialien zu Beginn der Kompressionsversuche s. Legende in Abbildung 130). Zudem wurde ein trockener Sand aus einer Elektrofenschlacke ($d_{max} = 2 \text{ mm}$) untersucht. Die Kornverteilungskurven der Versuchsmaterialien sind in Abbildung 129 dargestellt.

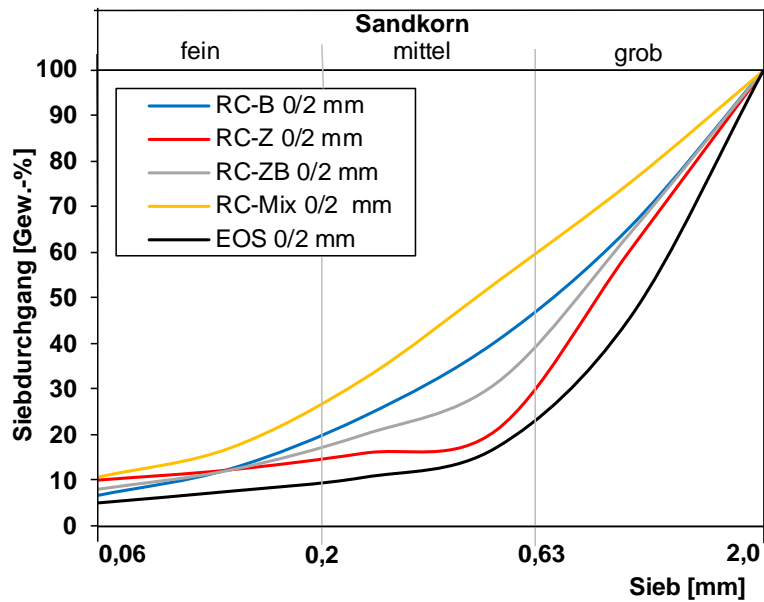


Abbildung 129: Ausgangskornverteilungskurven der in den Kompressionsversuchen bei hohen Spannungen untersuchten Materialien

Einige der Versuchsergebnisse sind in Abbildung 130 dargestellt. Die Versuchsmaterialien besitzen zu Versuchsbeginn unterschiedliche Anfangsporenzahlen, die insbesondere auf eine unterschiedliche bezogene Lagerungsdichte sowie auf Unterschiede in der Kornabstufung der Materialien zurückzuführen sind. Die Spannung, bei der die Kompressionskurven der jeweiligen Materialien die größte Krümmung aufweisen, ist aufgrund des duktilen Verhaltens der Versuchsmaterialien und den daraus resultierenden großen Krümmungsradien der Kompressionskurven nicht eindeutig festzumachen. Dennoch ist klar ersichtlich, dass dieser Punkt bei der Elektroofenschlacke im Vergleich zu den übrigen untersuchten Sekundärbaustoffen bei deutlich höheren Spannungen liegt. Dies zeigt auch an, dass die Elektroofenschlacke im Vergleich mit den übrigen Versuchsmaterialien die größte Kornfestigkeit besitzt. Die Spannung, bei welcher die Kompressionskurve des Betonbruchs die größte Krümmung aufweist, liegt deutlich unterhalb der Spannung der Elektroofenschlacke. Sie ist allerdings deutlich höher als bei dem Gemisch aus 50 M.-% Ziegel- und Betonbruch (ca. 0,3 – 0,4 MPa), dem reinen Ziegelbruch sowie dem RC Mix.

Abbildung 130 zeigt auch Ergebnisse von LELEU & VALDES (2007), die eindimensionale Kompressionsversuche unter hohen Spannungen an natürlichen Sanden im Korngrößenbereich 0,6/0,85 mm durchführten. Ihre Sande bestanden aus variierenden Volumenanteilen eines quarzitären und eines kalzitischen Sandes, wobei die Einzelkörner des quarzitären Sandes abgerundet und die des kalzitischen Sandes eckig waren. Die Krümmung der Kompressionskurve des rein quarzitären Sandes (100 % Quarz, 0 % Kalk) setzt im Vergleich zu den Sekundärbaustoffen erst bei wesentlich höheren Spannungen ein und ist deutlich stärker ausgeprägt (sprödes Materialverhalten). Gegenüber dem rein quarzitären Sand ist die Krümmung der Kompressionskurve des rein kalzitischen Sandes (0 % Quarz, 100 % Kalk) deutlich weniger stark ausgeprägt und setzt bereits bei deutlich geringeren Spannungen ein. Die Unterschiede im Kompressionsverhalten beider Sande sind dabei insbesondere eine Folge der unterschiedlichen Festigkeiten ihrer Einzelkörner.

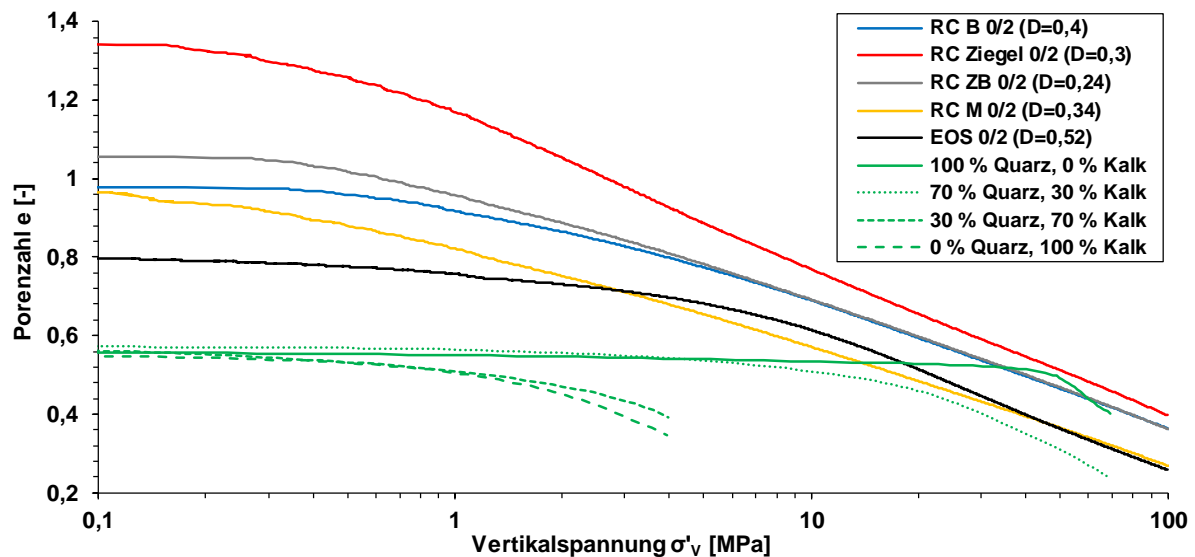


Abbildung 130: Ergebnisse der eigenen Kompressionsversuche an Sanden aus aufbereiteten Baurestmassen und Elektroofenschlacke sowie an Gemischen aus quarzitischen und kalzitischen Sanden nach LELEU & VALDES (2007)

Anhand der Variationen der quarzitischen und kalzitischen Anteile der untersuchten Sande konnten LELEU & VALDES (2007) Erkenntnisse zum Bruchverhalten von Gemischen aus Einzelkörnern mit unterschiedlichen Kornfestigkeiten gewinnen, die auch im Hinblick auf Bauschuttgemische Relevanz besitzen. So schwächen bereits vergleichsweise geringe Anteile an weichen Körnern eine Kornmatrix aus weitgehend harten Einzelkörnern deutlich. Dies wird anhand der Kurven „100 % Quarz, 0 % Kalk“ und „70 % Quarz, 30 % Kalk“ in Abbildung 130 ersichtlich. Bereits ein Volumenanteil von 30 % an kalzitischen Körnern führt durch den Bruch der weicheren Einzelkörner zu einem signifikant duktileren Materialverhalten, welches dadurch gekennzeichnet ist, dass die Krümmung der Kompressionskurve des Korngemisches mit 30 % an kalzitischen Körnern deutlich geringer ist und bereits bei kleineren Vertikalspannungen einsetzt als die Krümmung der Kompressionskurve des reinen Quarzsandes. Besteht das Korngemisch hingegen überwiegend aus weicheren Einzelkörnern, besitzen vergleichsweise geringe Anteile an harten Einzelkörnern nur einen untergeordneten Einfluss auf den Verlauf der Kompressionskurve. Dies zeigt sich am Beispiel der Kompressionskurven von „0 % Quarz, 100 % Kalk“ und „30 % Quarz, 70 % Kalk“ in Abbildung 130, bei denen lediglich geringe Unterschiede hinsichtlich der Krümmung der Kompressionskurven festgestellt werden können.

Die Kompressionskurven der überwiegend kalzitischen Sande mit weichen Einzelkörnern sind vergleichbar mit denen der RC Sande, die ebenfalls eine geringe Krümmung aufweisen damit ein duktileres Materialverhalten anzeigen.

6.2.4 Eindimensionale Kompression von RC Kiesen bis 0,8 MPa

6.2.4.1 Versuchsmaterialien und Versuchsdurchführung

An RC Baustoffen im Kieskornbereich wurden ebenfalls eigene Ödometerversuche durchgeführt. Die Ödometerversuche wurden an einem reinen Betonbruch (RC B 0/32) und einem aufbereiteten Bauschuttgemisch (RC M 0/32) im Korngrößenbereich 0/32 mm

durchgeführt. Es handelt sich dabei um die RC Kiese, an denen auch die Triaxialversuche in Kapitel 6.1.3 durchgeführt wurden. Ihre Kornverteilungskurven sind in Abbildung 118 dargestellt und weitere bodenmechanische Kenngrößen in Tabelle 28 aufgeführt. Die Spannen der Einbaukenngrößen für die Ödometerversuche sind in Tabelle 33 aufgelistet.

Material	RC B 0/32	RC M 0/32
w ₀ [%]	0,0 – 8,4	11,3
e ₀ [-]	0,51 – 0,46	0,52
D _{Pr0} [%]	95,9 – 99,3	99,2

Tabelle 33: Spannen der Einbaukenngrößen der Versuchsmaterialien in den Ödometerversuchen

Die Ödometerversuche wurden in Anlehnung an DIN EN ISO 17892-5 (DIN, 2017b) in Ödometerzellen mit einem Zellendurchmesser von 30 cm und bei einer Probenhöhe von 8 cm durchgeführt. Die Lastaufbringung erfolgte über eine elektromechanische Presse. Bei der Erstbelastung wurden alle Proben über Laststufen von 12,5 kN/m², 25 kN/m², 50 kN/m², 100 kN/m², 200 kN/m² und 400 kN/m² bis auf 800 kN/m² belastet. Lediglich die Probe des RC B 0/32, die zu Versuchsbeginn einen Verdichtungsgrad D_{Pr} von 95,9 % aufwies, wurde im Zuge der Erstbelastung nur bis 200 kN/m² belastet. Die Entlastung erfolgte einheitlich über die Laststufen 200 kN/m², 50 kN/m² und 12,5 kN/m². Ausgehend davon wurden die Proben entsprechend den Laststufen der Erstbelastung wieder bis auf 800 kN/m² belastet.

Jede Laststufe wurde für 24 Stunden gehalten, lediglich bei RC B 0/32 bei einem Verdichtungsgrad von D_{Pr0} = 98,0 % wurden die Laststufen nur für sechs Minuten aufgebracht. Im Gegensatz zu den Ödometerversuchen an den Sanden aus Kapitel 6.2.2, bei denen je Einbaubedingung mehrere Einzelversuche durchgeführt und die Ergebnisse gemittelt wurden, wurde an den Kiesen je Einbaubedingung lediglich ein Versuch durchgeführt. Nachfolgend werden die Ergebnisse der Ödometerversuche an den Proben im Kieskornbereich dargestellt. Die Ödometermoduln sowie die Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte wurden dabei jeweils zwischen der aktuellen und der vorangegangenen Laststufe bestimmt.

6.2.4.2 Kompressionskurven

Die Kompressionskurven der durchgeführten Ödometerversuche sind in Abbildung 131 als e-log σ'_v-Kurven dargestellt. Die Porenzahlen der Versuchsmaterialien liegen zu Beginn der Belastung umso höher, je geringer der Verdichtungsgrad der Materialien ist, wobei das aufbereitete Bauschuttgemisch (D_{Pr0} = 99,2 %) bei einem ähnlichen Verdichtungsgrad wie der Betonbruch (D_{Pr0} = 99,3 %) eine höhere Porenzahl aufweist. Die Versuchsmaterialien erfahren im Zuge der Erstbelastung vergleichsweise große Verformungen, die bei der Entlastung weitgehend als plastische Verformungen im Korngerüst erhalten bleiben. Werden die Proben wiederbelastet, verlaufen die Kompressionskurven nahezu deckungsgleich entlang des Entlastungspfades und die Proben reagieren deutlich steifer als bei der Erstbelastung. Am Beispiel des RC B 0/32 bei einem Verdichtungsgrad von D_{Pr0} = 95,9 %, der im Zuge der Zweitbelastung deutlich über die maximale Spannung der Erstbelastung hinaus belastet wurde, ist klar ersichtlich, dass die Wiederbelastungskurve ab Überschreitung der maximalen Spannung während der Erstbelastung wieder in den Erstbelastungsast mündet.

Der Verlauf der Kompressionskurven und somit die Zusammendrückbarkeit der Versuchsmaterialien hängen deutlich vom Verdichtungsgrad der Materialien zu Versuchsbeginn sowie von der stofflichen Beschaffenheit der Versuchsmaterialien ab. Die Zusammendrückbarkeit der Proben des RC B 0/32 ist umso geringer, je höher ihr Verdichtungsgrad zu Beginn der Belastung ist. Es ist auch darauf hinzuweisen, dass die Probe des RC B 0/32 bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr0} = 95,9\%$ bei einem Wassergehalt von $w = 0\%$ belastet wurde, während die beiden weiteren Versuche an RC B 0/32 jeweils bei einem Wassergehalt von knapp oberhalb von 8% durchgeführt wurden. Das Porenwasser führt bei dem Betonbruch zu sekundären Verfestigungsprozessen, wodurch das steifere Verhalten der dichter gelagerten Proben des RC B 0/32 auch zum Teil hierauf zurückzuführen ist. Dies ist vor allem bei der Probe des RC B 0/32 bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr0} = 99,3\%$ der Fall, bei der die Laststufen jeweils über eine Dauer von 24 Stunden aufgebracht wurden. Bei der Probe des RC 0/32, die bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr0} = 98,0\%$ untersucht wurde und bei der die Laststufen jeweils lediglich für sechs Minuten gehalten wurden, dürften die sekundären Verfestigungsprozesse hingegen einen geringeren Einfluss auf die Zusammendrückbarkeit ausüben.

Der RC M 0/32 weist im Zuge der Erstbelastung gegenüber der Probe des RC B 0/32, die bei einem ähnlichen Verdichtungsgrad untersucht wurde ($D_{Pr0,RCM} = 99,2\%$ bzw. $D_{Pr0,RCB} = 99,3\%$), eine etwas größere Änderung der Porenzahlen auf ($\Delta e_{RCB} = 0,0154$, $\Delta e_{RCM} = 0,0181$). Da beide Versuchsmaterialien insbesondere im Korngrößenbereich $> 0,2\text{ mm}$ eine vergleichbare Kornabstufung besitzen, ist dies vermutlich vor allem eine Folge der weicheren Kornbestandteile des RC M 0/32 im Vergleich zum RC B 0/32.

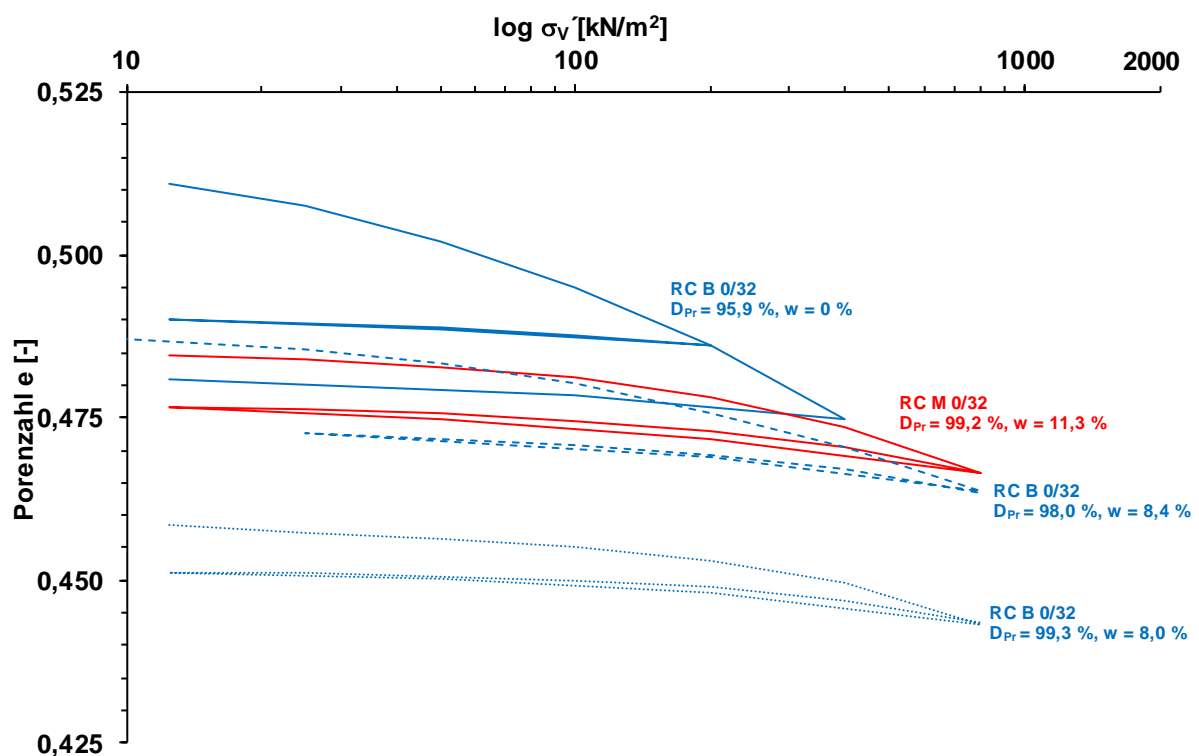


Abbildung 131: Kompressionskurven von RC B 0/32 und RC M 0/32 bei eindimensionaler Kompression bis $0,8\text{ MPa}$

6.2.4.3 Ödometermoduln

Die Verläufe der Ödometermoduln E_{Oed} nach DIN EN ISO 17892-5 (DIN, 2017b) der untersuchten RC Kiese sind in Abbildung 132 wiedergegeben. In Tabelle 34 sind zudem die Ödometermoduln der Versuchsmaterialien zu den jeweiligen Laststufen tabellarisch aufgeführt. Insbesondere während der Erstbelastung ist der Einfluss des Verdichtungsgrades auf die Größe des Ödometermoduls klar zu erkennen. So weist der RC B 0/32 bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr0} = 99,3 \%$ zu jeder Laststufe die höchsten Ödometermoduln auf, während der RC B 0/32 bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr0} = 95,9 \%$ die geringsten Ödometermoduln besitzt. Der RC M 0/32, der mit einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr0} = 99,2 \%$ einen annähernd hohen Verdichtungsgrad besitzt wie der dichteste Betonbruch, weist über weite Spannungsbereiche Ödometermoduln auf, die größer sind als die des Betonbruchs bei geringeren Verdichtungsgrades von $D_{Pr0} = 98,0 \%$ und $D_{Pr0} = 95,9 \%$.

Bei der Wiederbelastung besitzt der Betonbruch mit der zu Versuchsbeginn dichtesten Lagerung ($D_{Pr0} = 99,3 \%$) die höchsten Ödometermoduln. Unter den weiteren Versuchsmaterialien besitzt der zu Beginn der Belastung am lockersten gelagerte Betonbruch ($D_{Pr0} = 95,9 \%$) die höchsten Ödometermoduln. Die Ödometermoduln des RC M 0/32 und des RC B 0/32 (bei $D_{Pr0} = 98,0$) liegen auf einem in etwa vergleichbarem Niveau. Unter allen Versuchsmaterialien kann der RC M 0/32 im Zuge der Wiederbelastung dabei den geringsten Steifigkeitszuwachs verzeichnen.

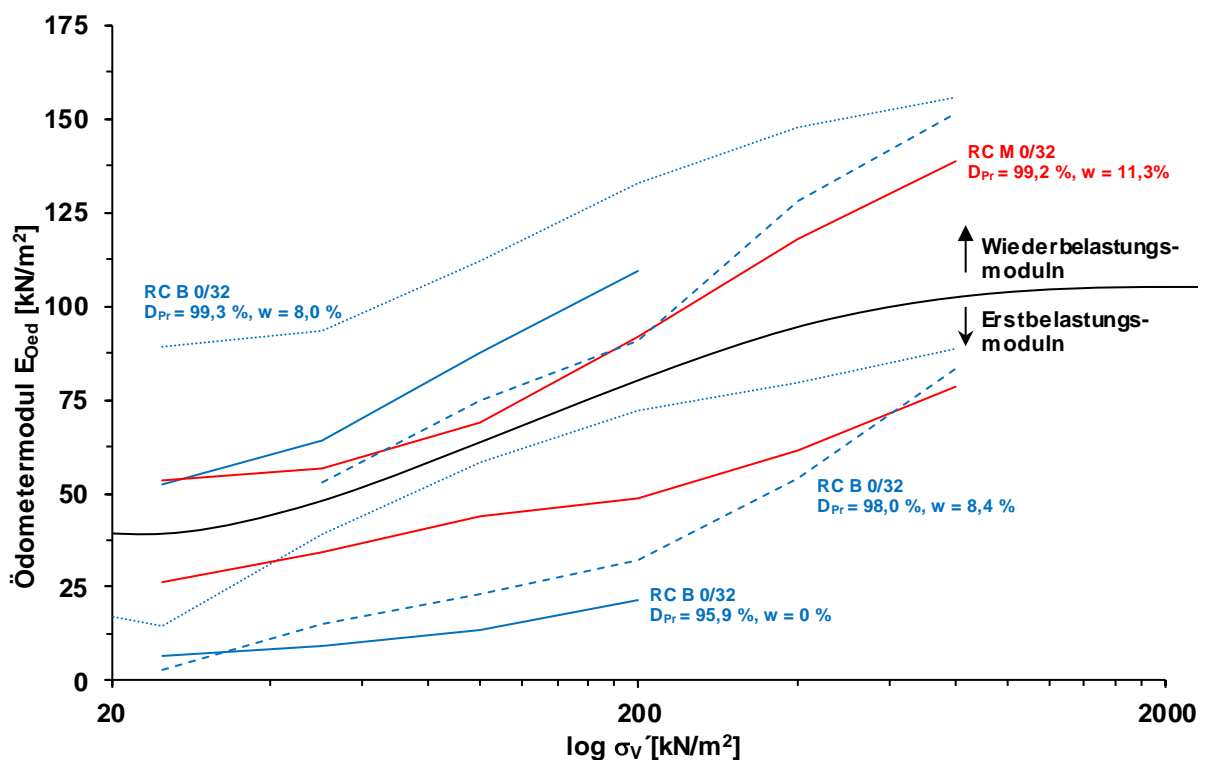


Abbildung 132: Ödometermodul des Betonbruchs (RC B 0/32) und des aufbereiteten Bauschuttgemisches (RC M 0/32)

6.2.4.4 Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte

Die Verläufe der Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte aus den Ödometerversuchen sind in Abbildung 133 dargestellt. Die Zahlenwerte der Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte zu den einzelnen Laststufen sind in Tabelle 34 angegeben. Erwartungsgemäß besitzt der Betonbruch mit dem höchsten Verdichtungsgrad ($D_{Pr0} = 99,3\%$) aufgrund der höchsten Lagerungsdichte des Korngefüges sowohl die geringsten Kompressions- als auch Rekompansionsbeiwerte, während der Betonbruch mit dem geringsten Verdichtungsgrad ($D_{Pr0} = 95,9\%$) jeweils die höchsten Werte aufweist. Während der gegenüber den Proben aus Betonbruch mit einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr0} = 98,0\%$ und $D_{Pr0} = 95,9\%$ höhere Verdichtungsgrad des RC M 0/32 ($D_{Pr0} = 99,2\%$) in den Kompressionsbeiwerten noch deutlich zu erkennen ist und der RC M 0/32 geringere Kompressionsbeiwerte besitzt, weisen diese drei Proben im Zuge der Wiederbelastung vergleichbare Rekompansionsbeiwerte auf. Lediglich der Betonbruch mit einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr0} = 99,3\%$ besitzt Rekompansionsbeiwerte, die erkennbar kleiner sind als die Rekompansionsbeiwerte in den übrigen Versuchen. Dies ist neben dem Verdichtungsgrad zu Belastungsbeginn vermutlich ebenfalls eine Folge der sekundären Verfestigungsprozesse, die bei dieser Versuchsreihe auch aufgrund der vergleichsweise langen Dauer der Laststufen (24 h/Laststufe, vgl. Kapitel 6.2.4.1) zu einem steiferen Materialverhalten beitragen.

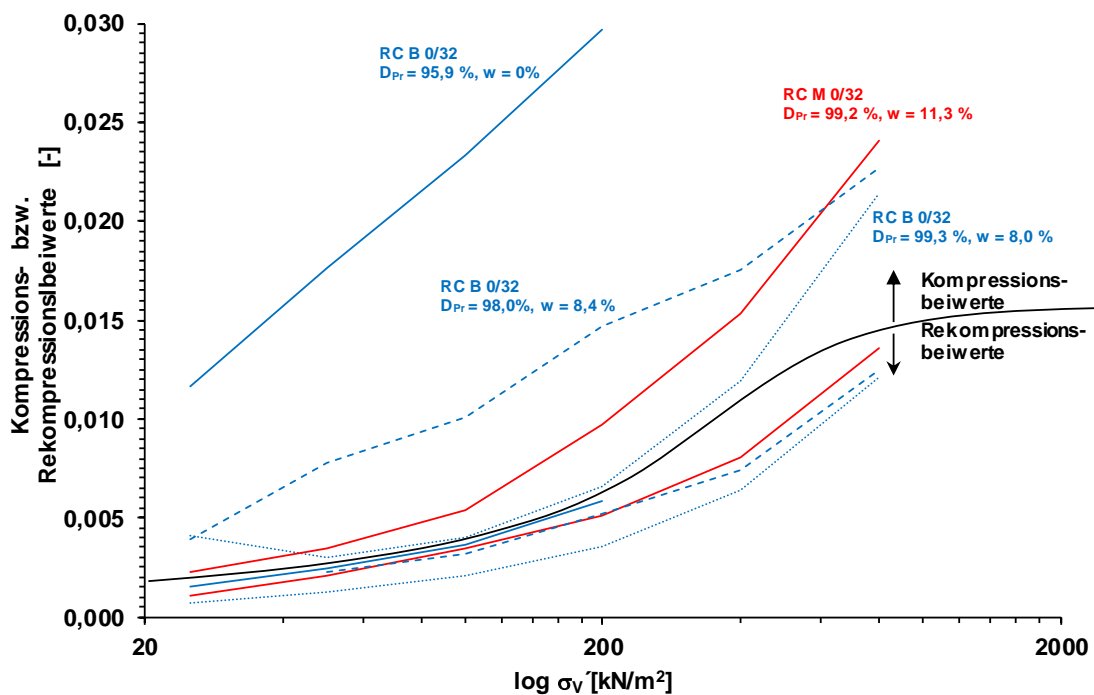


Abbildung 133: Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte von RC B 0/32 und RC M 0/32

		RC B 0/32						RC M 0/32	
		D _{Pr} = 95,9 %, w = 0 %		D _{Pr} = 98,0 %, w = 8,8 %		D _{Pr} = 99,3 %, w = 8,0 %		D _{Pr} = 99,2 %, w = 11,3 %	
σ' _v [kN/m ²]		E _{Oed} [kN/m ²]	C _c bzw. C _{Cr} [-]	E _{Oed} [kN/m ²]	C _c bzw. C _{Cr} [-]	E _{Oed} [kN/m ²]	C _c bzw. C _{Cr} [-]	E _{Oed} [kN/m ²]	C _c bzw. C _{Cr} [-]
Erstbelastung	25	6,8	0,0116	2,7	0,0039	14,4	0,0041	26,0	0,0023
	50	9,0	0,0176	15,2	0,0078	39,2	0,0030	34,4	0,0034
	100	13,6	0,0233	23,4	0,0101	58,5	0,0040	43,8	0,0054
	200	21,4	0,0297	32,1	0,0147	71,9	0,0066	48,5	0,0098
	400	-	-	54,0	0,0175	79,5	0,0119	61,7	0,0153
	800	-	-	83,4	0,0227	88,5	0,0214	78,7	0,0241
Wiederbelastung	25	52,6	0,0015	-	-	89,0	0,0007	53,5	0,0011
	50	64,1	0,0025	52,9	0,0022	93,3	0,0013	56,7	0,0021
	100	87,6	0,0036	74,7	0,0031	111,9	0,0021	68,8	0,0034
	200	109,5	0,0058	90,7	0,0052	132,8	0,0036	91,8	0,0052
	400	-	-	128,0	0,0074	147,8	0,0064	117,7	0,0080
	800	-	-	151,5	0,0125	155,9	0,0121	138,9	0,0136

Tabelle 34: Zusammenfassung der Ergebnisse der Ödometerversuche an RC B 0/32 und RC M 0/32

6.3 Einfluss sekundärer Verfestigungsprozesse

6.3.1 Allgemeines

In RC Baustoffen, die Anteile an Betonbruch oder anderen hydraulisch aktiven Bestandteilen besitzen, können sekundäre Verfestigungsprozesse zu Verkittungen des Korngerüsts führen (vgl. Abbildung 81). Sekundäre Verfestigungsprozesse können das mechanische Verhalten von RC Baustoffen sowie deren Festigkeit dadurch unter Umständen erheblich beeinflussen. Anhand von eigenen Untersuchungen sollte aufgezeigt werden, inwieweit sekundäre Verfestigungsprozesse von der stofflichen Zusammensetzung der RC Baustoffe abhängen und inwiefern sie sich auf die Festigkeit und das mechanische Verhalten der RC Baustoffe auswirken. Hierzu wurden an RC Baustoffen mit variierender stofflicher Zusammensetzung einaxiale Druckversuche, eindimensionale Kompressionsversuche (Ödometerversuche) sowie Triaxialversuche durchgeführt. Einige der Versuchsergebnisse werden nachfolgend dargestellt.

6.3.2 Einaxiale Druckfestigkeit

Der Einfluss sekundärer Verfestigungsprozesse infolge hydraulisch aktiver Bestandteile auf die einaxiale Druckfestigkeit von RC Baustoffen wurde anhand von einaxialen Druckversuchen an einem reinen Betonbruch (RC B), einem Gemisch aus Ziegel- und Betonbruch im Massenverhältnis 1:1 (RC Z/B) und einem aufbereiteten Bauschuttgemisch (RC M) durchgeführt (s. Abschlussarbeit von WIESER, 2017). Bei den Versuchsmaterialien handelte es sich um Sande mit einem Größtkorn von 2 mm. Die Kornverteilungskurven der Materialien sind in Abbildung 134 dargestellt. Die einaxialen Druckversuche wurden nach DIN 18136 (DIN, 2003) an teilgesättigten Proben, die durch Einpressen in eine kreiszylindrische Form (Höhe/Durchmesser = 10/5 cm/cm) hergestellt wurden, nach verschiedenen Lagerungszeiten im Feuchtraum durchgeführt. Die jeweiligen Einbauwassergehalte wurden entsprechend den Ergebnissen von Proctorversuchen, die im Zuge der Klassifizierung der Materialien durchgeführt wurden, gewählt und lagen im Bereich eines für den Einbau günstigen Wassergehalts ($w_{\text{Einbau,RC B}} = 14 \%$, $w_{\text{Einbau,RC Z/B}} = 16 \%$, $w_{\text{Einbau,RC M}} = 18 \%$). Einige der Ergebnisse der einaxialen Druckversuche sind in Abbildung 135 dargestellt.

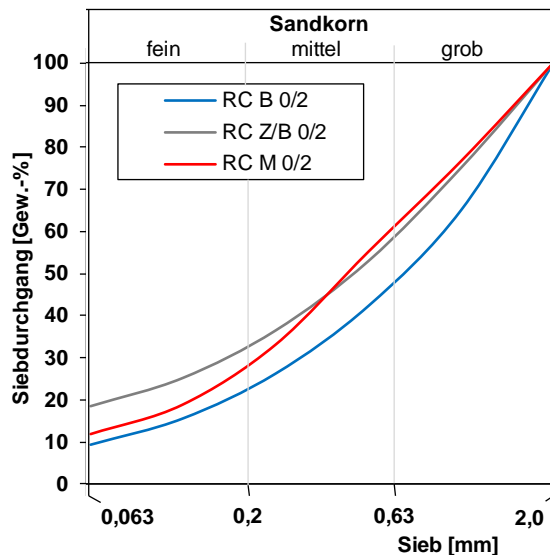


Abbildung 134: Kornverteilungskurven der Sande aus aufbereiteten Baurestmassen zur Durchführung der einaxialen Druckversuche

Die Ergebnisse der einaxialen Druckversuche in Abbildung 135 (dargestellt werden jeweils die Ergebnisse von drei Einzelversuchen sowie der jeweilige Mittelwert *MW* der drei Einzelversuche) zeigen insbesondere für die Proben aus reinem Betonbruch (RC B) einen signifikanten Anstieg der einaxialen Druckfestigkeit q_u über die Zeit, wobei bereits innerhalb der ersten Tage ein deutlicher Festigkeitsanstieg beobachtet werden konnte. Die einaxiale Druckfestigkeit des untersuchten RC B scheint dabei über die maximale Lagerungszeit von 56 Tagen hinaus weiter zuzunehmen und sich asymptotisch einer Endfestigkeit anzunähern.

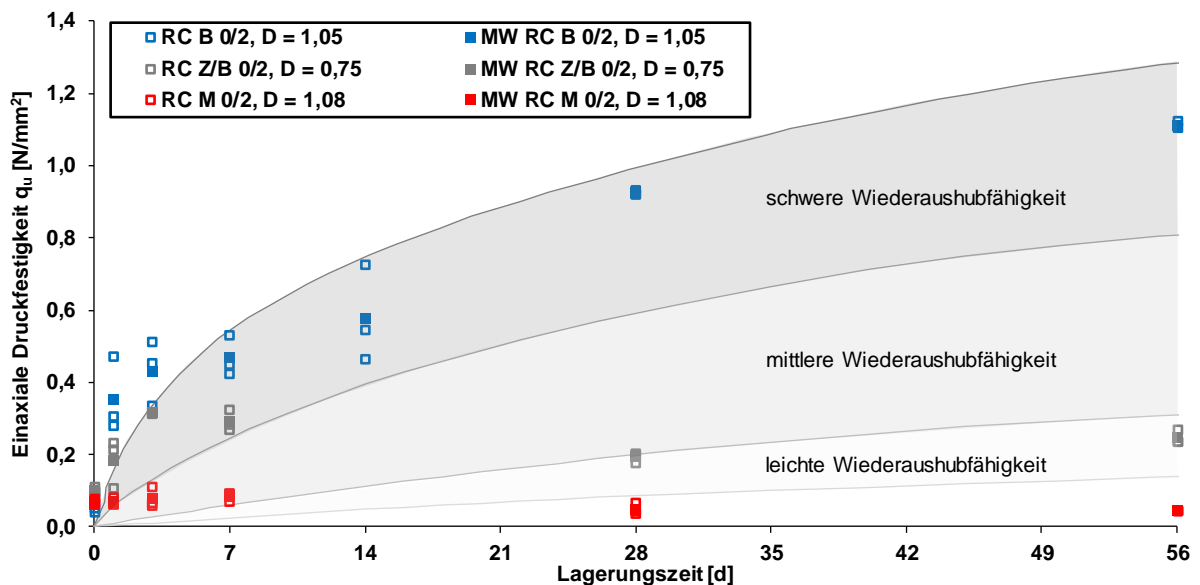


Abbildung 135: Ergebnisse von einaxialen Druckversuchen an teilgesättigten Proben aus RC B, RC Z/B und RC M (jeweils 0/2 mm) nach unterschiedlichen Lagerungszeiten im Feuchtraum

Eine Zunahme der einaxialen Druckfestigkeiten q_u konnte auch bei den Proben aus dem Gemisch aus Ziegel- und Betonbruch (RC Z/B) beobachtet werden. Die ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten sind allerdings deutlich niedriger als bei den Proben aus reinem Betonbruch.

Zu berücksichtigen ist in diesem Zusammenhang jedoch auch, dass die Lagerungsdichte der Proben aus Beton- und Ziegelbruch im Vergleich zu den Proben aus reinem Betonbruch deutlich geringer war (s. Legende in Abbildung 135), was ebenfalls zu den niedrigeren Druckfestigkeiten beiträgt. Der größte Festigkeitsanstieg findet bei dem Gemisch aus Beton- und Ziegelbruch ebenfalls innerhalb der ersten Tage statt. Die Festigkeiten nehmen zudem bei Lagerungszeiten über sieben Tage hinaus wieder etwas ab. Dies ist möglicherweise auf einen deutlichen Anstieg des Wassergehalts der Proben während der Feuchtraumlagerung zurückzuführen, der zu einer Verringerung der Festigkeit beigetragen haben könnte. So wurde bei den Proben aus Beton- und Ziegelbruch ein Anstieg des Wassergehalts von anfänglich 16 % auf 23 % nach einer Lagerungszeit von 28 Tagen festgestellt.

Bei den Proben aus dem aufbereiteten Bauschuttgemisch (RC M) konnte hingegen kein Anstieg der einaxialen Druckfestigkeit beobachtet werden. Dies ist vermutlich auf den im Vergleich zum Gemisch aus Ziegel- und Betonbruch geringeren Anteil an Betonbruch zurückzuführen. Die Untersuchungen an RC M, dem Gemisch aus Ziegel- und Betonbruch sowie dem reinen Betonbruch zeigen damit, dass das Auftreten sekundärer Verfestigungsprozesse sowie der Grad der Verfestigung maßgeblich vom Anteil an Betonbruch und damit von der stofflichen Zusammensetzung eines RC Baustoffes abhängt.

Sekundäre Verfestigungsprozesse sollten bei aufbereiteten Baurestmassen auch im Hinblick auf deren Wiederaushubfähigkeit berücksichtigt werden. Dies wird unter Berücksichtigung der in Abbildung 135 eingetragenen Bereiche der Wiederaushubfähigkeit deutlich. Die angegebenen Bereiche der Wiederaushubfähigkeit wurden den *Hinweise(n) für die Herstellung von zeitweise fließfähigen, selbstverdichteten Verfüllbaustoffen im Erdbau (H ZFSV, FGSV, 2012e)* entlehnt. Entsprechend den Ergebnissen der einaxialen Druckversuche weist der reine Betonbruch eine schwere Wiederaushubfähigkeit auf und kann gemäß den H ZFSV nur mehr mittels vergleichsweise schwerem Geräteeinsatz (Baggerlöffel, Pressluft-/Hydraulikmeißel) gelöst werden.

6.3.3 Zusammendrückbarkeit

Der Einfluss sekundärer Verfestigungsprozesse auf die Zusammendrückbarkeit von RC Baustoffen wurde anhand von eindimensionalen Kompressionsversuchen an einem Sand aus reinem Betonbruch untersucht. Bei dem untersuchten Betonbruch handelt es sich um den Betonbruch aus Kapitel 6.2.2. Die Ergebnisse der eindimensionalen Kompressionsversuche an dem Betonbruch, die bei unterschiedlichen Lagerungsdichten sowie bei einem Wassergehalt des Betonbruchs von $w = 14\%$ durchgeführt wurden, sind in Abbildung 136 dargestellt (s.a. HUBER, 2018). Die Lagerungsdichten zu Beginn der Kompressionsbeanspruchung sind in Abbildung 136 gegeben. Neben den Kompressionskurven der teilgesättigten Proben enthält Abbildung 136 zu Vergleichszwecken überdies auch die Kompressionskurven, die an trockenen Proben ($w = 0\%$) desselben Betonbruchs bei vergleichbaren Einbaudichten ermittelt wurden.

Wie die Ödometerversuche an dem trockenen Betonbruch wurden die Versuche an den teilgesättigten Proben in Ödometerzellen mit einem Durchmesser von 10 cm und einer Probenhöhe von 2 cm durchgeführt. Die Laststufen wurden bei den teilgesättigten Versuchen entsprechend der Versuche an den trockenen Proben gewählt. So wurden im Zuge der

Erstbelastung Spannungen von 2 kN/m^2 , 25 kN/m^2 , 50 kN/m^2 , 100 kN/m^2 , 200 kN/m^2 , 400 kN/m^2 , 800 kN/m^2 und 1600 kN/m^2 mittels Totlasten aufgebracht, wobei jede Laststufe für mindestens 24 Stunden gehalten wurde. Nach der Erstbelastung wurden die Proben entlastet ($400 \text{ kN/m}^2 - 100 \text{ kN/m}^2 - 25 \text{ kN/m}^2 - 2 \text{ kN/m}^2$) und anschließend erneut stufenweise bis auf 1600 kN/m^2 belastet (Laststufen entsprechend der Erstbelastung). Wie bereits bei den Kompressionsversuchen an den trockenen Materialien in Kapitel 6.2.2 handelt es sich auch bei den Kompressionskurven der teilgesättigten Proben in Abbildung 136 um die Mittelwerte mehrerer Einzelversuche. So wurden bei den Kompressionskurven der teilgesättigten Materialien bei einer bezogenen Lagerungsdichte von $I_{D0} = 1,0$ vier Einzelversuche und bei bezogenen Lagerungsdichten von $I_{D0} = 0,4$ sowie von $I_{D0} = 0,25$ je drei Einzelversuche durchgeführt.

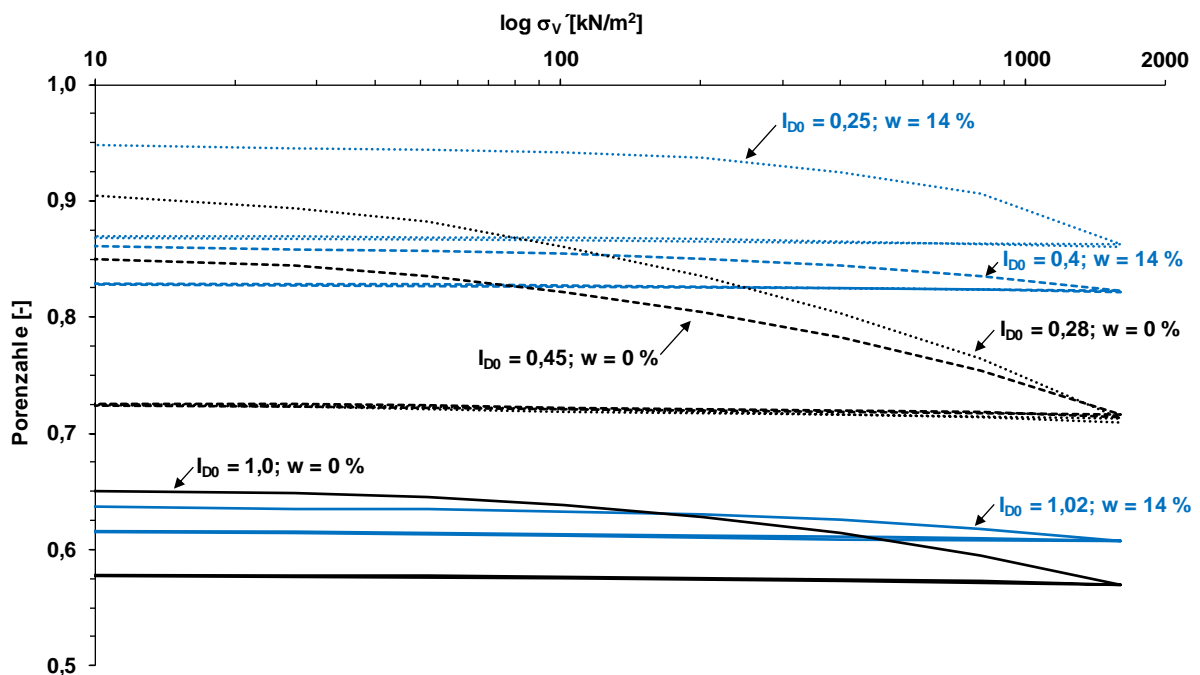


Abbildung 136: Vergleich der Kompressionskurven von RC B 0/2 bei unterschiedlichen Einbaubedingungen

Die Kompressionskurven der trocken und teilgesättigt durchgeführten Versuche in Abbildung 136 unterscheiden sich trotz ihrer jeweils in etwa vergleichbaren Lagerungsdichten zu Beginn der Beanspruchung (I_{D0}) deutlich voneinander. Die teilgesättigten Proben reagieren gegenüber den trockenen Proben bei der Erstbelastung deutlich steifer und erfahren eine deutlich geringere Änderung ihrer Porenzahlen als die trockenen Proben. Diese Unterschiede sind eine Folge der sekundären Verfestigungsprozesse, die bei Materialien mit signifikanten Anteilen an Betonbruch bei Anwesenheit von Wasser auftreten und die, wie die einaxialen Druckversuche in Kapitel 6.3.2 gezeigt haben, bereits innerhalb der ersten 24 Stunden (Dauer einer Laststufe) auftreten. Die Verfestigungen führen dabei zu einem Verkitten der Einzelkörner untereinander und damit zu einem steiferen Verhalten des Betonbruchs.

Die Einflüsse der Anfangslagerungsdichte sowie der sekundären Verfestigungsprozesse spiegeln sich auch in den Verläufen der Ödometermoduln E_{Oed} des Betonbruchs, die in Abbildung 137 über die Normalspannung dargestellt sind, wieder. Die Ödometermoduln

zwischen der jeweiligen und der vorangegangenen Laststufe sind überdies in Tabelle 35 aufgeführt. Es zeigt sich deutlich, dass die Ödometermoduln der Proben bei der Erstbelastung umso höher sind (s. Abbildung 137, links), je höher die Anfangslagerungsdichte der Proben ist. Zudem liegen die Ödometermoduln der teilgesättigten Proben bei vergleichbarer Anfangslagerungsdichte bei der Erstbelastung deutlich oberhalb der Ödometermoduln der trockenen Proben. Bei der teilgesättigten Probe mit einer Anfangslagerungsdichte von $I_{D0} = 0,25$ kann beim Verlauf des Ödometermoduls bei der Erstbelastung nach einem deutlichen Anstieg zu Belastungsbeginn bei einer Erhöhung der Spannung auf 100 kN/m^2 ein deutlicher Abfall beobachtet werden. Dieser ist möglicherweise darauf zurückzuführen, dass die Zementierungen zwischen den Einzelkörnern durch die Lastaufbringung abrupt zerstört werden. Bei den dichter gelagerten teilgesättigten Proben brechen die Zementierungen bei diesen Spannungen nicht, da das Korngerüst durch die dichteren Lagerungen in sich besser abgestützt ist.

Die Ödometermoduln bei der Wiederbelastung (s. Abbildung 137, rechts) liegen bei allen Proben deutlich oberhalb der Ödometermoduln bei der Erstbelastung. Die Einflüsse der unterschiedlichen Anfangslagerungsdichten der Proben sowie der Effekte der sekundären Verfestigungsprozesse sind allerdings nicht mehr so eindeutig ersichtlich wie im Zuge der Erstbelastung. So weisen zwar die anfangs dichter gelagerten Proben tendenziell höhere Ödometermoduln auf als die anfangs locker gelagerten Proben und die teilgesättigten Proben besitzen bei vergleichbaren Einbaudichten tendenziell höhere Ödometermoduln als die trockenen Proben, einige Kompressionskurven laufen allerdings entgegen dieser Trends. So weist die teilgesättigte Probe bei mitteldichter Lagerung die höchsten Ödometermoduln auf und auch die trockene Probe bei sehr dichter Lagerung besitzt über weite Spannungsbereiche größere Ödometermoduln als die teilgesättigte Probe bei sehr dichter Lagerung.

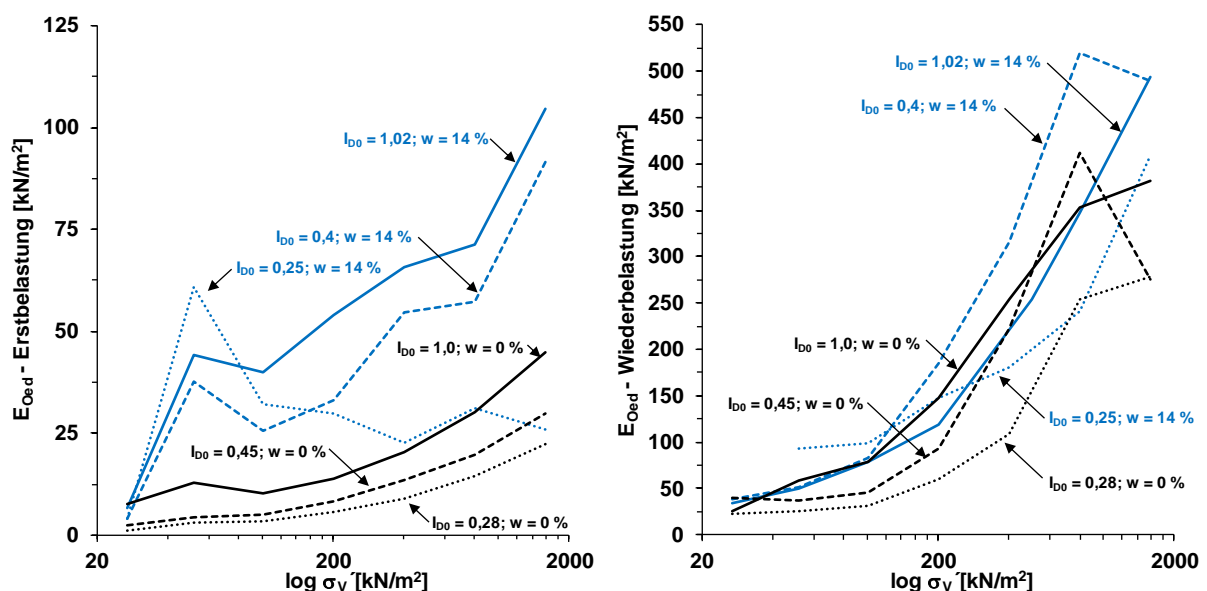


Abbildung 137: Vergleich der Ödometermoduln von RC B 0/2 bei unterschiedlichen Einbaubedingungen bei Erst- (links) und Wiederbelastung

Die Verläufe der Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte bei den unterschiedlichen Einbaubedingungen sind in Abbildung 138 dargestellt und ebenfalls in Tabelle 35 aufgeführt.

Die Verläufe der Kompressionsbeiwerte in Abbildung 138 (links) spiegeln die Ausführungen zu den Verläufen der Kompressionskurven sowie der Ödometermoduln wieder. So weist der Betonbruch umso größere Kompressionsbeiwerte auf, je lockerer gelagert die Proben zu Versuchsbeginn waren. Zudem liegen die Kompressionsbeiwerte der teilgesättigten Proben bei vergleichbaren Einbaudichten deutlich unterhalb der Kompressionskurven der trockenen Proben. Selbst die Kompressionsbeiwerte der teilgesättigten Probe bei lockerer Lagerung ($I_{D0} = 0,25$) liegen zunächst unterhalb der Kompressionsbeiwerte der trockenen Proben. Bei der teilgesättigten Probe bei lockerer Lagerung kann jedoch ein deutlicher Anstieg der Kompressionsbeiwerte beobachtet werden. Dies ist vermutlich eine Folge der Zementierungen, die bei der Lasterhöhung abrupt brechen und damit zu einem Anstieg der Kompressionsbeiwerte führen. Der Kompressionsbeiwert nähert sich dabei dem Kompressionsbeiwert der trockenen Probe mit einer vergleichbaren Anfangslagerungsdichte ($I_{D0} = 0,28$) an. Die Rekompansionsbeiwerte in Abbildung 138 (rechts) liegen deutlich unterhalb der Kompressionsbeiwerte und unterscheiden sich bei den unterschiedlichen Einbaubedingungen nur geringfügig voneinander, wobei die Rekompansionsbeiwerte tendenziell umso kleiner sind, je höher die Anfangslagerungsdichte der Proben war. Die teilgesättigten Proben weisen bei vergleichbaren Einbaubedingungen überdies tendenziell geringere Rekompansionsbeiwerte auf als die trockenen Proben.

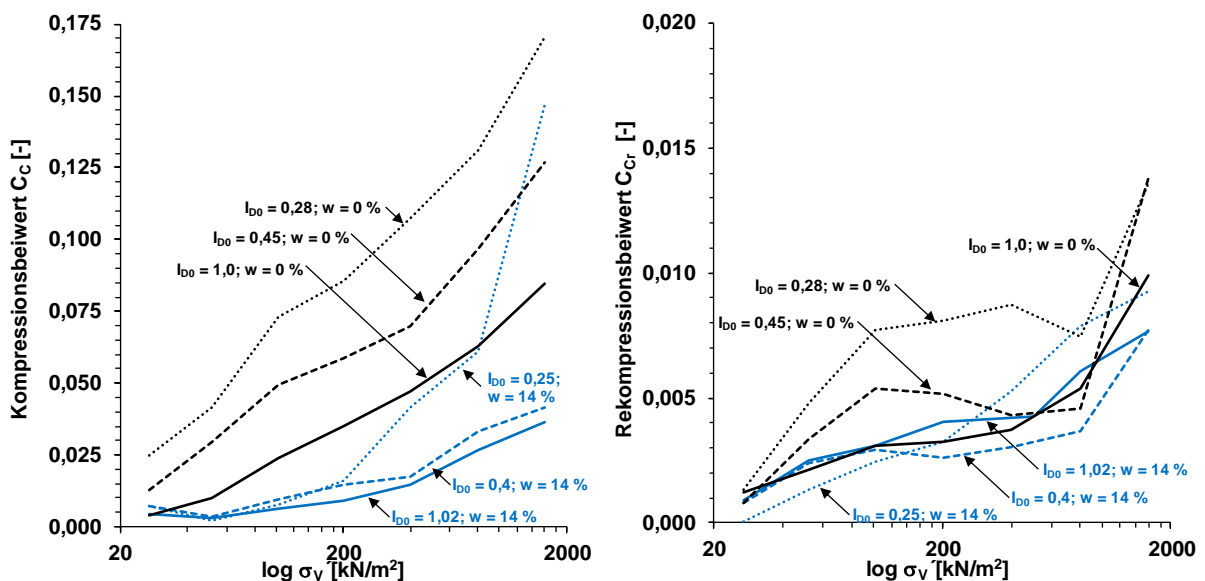


Abbildung 138: Vergleich der Kompressions- (links) und Rekompansionsbeiwerte (rechts) von RC B 0/2 bei unterschiedlichen Einbaubedingungen

		RC B 0/2					
		$I_D = 0,25$		$I_D = 0,40$		$I_D = 1,02$	
σ'_v [kN/m ²]		E_{Oed} [kN/m ²]	C_c bzw. C_{Cr} [-]	E_{Oed} [kN/m ²]	C_c bzw. C_{Cr} [-]	E_{Oed} [kN/m ²]	C_c bzw. C_{Cr} [-]
Erstbelastung	25	4,2	0,0073	4,2	0,0073	6,7	0,0046
	50	60,9	0,0020	37,6	0,0033	44,1	0,0028
	100	32,0	0,0076	25,5	0,0095	39,9	0,0061
	200	29,9	0,0160	33,2	0,0144	54,1	0,0089
	400	22,8	0,0417	54,8	0,0174	65,9	0,0144
	800	31,0	0,0611	57,1	0,0332	71,3	0,0266
	1600	25,8	0,1467	91,5	0,0414	104,7	0,0362
Wiederbelastung	25	-	-	38,5	0,0008	33,9	0,0009
	50	93,3	0,0013	51,8	0,0024	50,2	0,0025
	100	99,2	0,0024	82,9	0,0029	78,5	0,0031
	200	147,6	0,0032	184,2	0,0026	118,3	0,0040
	400	181,3	0,0052	315,4	0,0030	253,3	0,0043
	800	241,5	0,0079	519,2	0,0037	346,7	0,0061
	1600	409,4	0,0093	490,3	0,0077	493,2	0,0077

Tabelle 35: Ödometermoduln E_{Oed} sowie Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte (C_c bzw. C_{Cr}) aus den Ödometerversuchen an RC B 0/2 ($w = 14 \%$)

6.3.4 Scherfestigkeit

Der Einfluss sekundärer Verfestigungsprozesse auf das Verhalten von RC Baustoffen unter Scherbeanspruchung sowie auf die Scherfestigkeit wurde Zentrum Geotechnik der TU München anhand von Triaxialversuchen an einem Sand aus reinem Betonbruch im Korngrößenbereich 0/2 mm untersucht (s. Abschlussarbeit SCHÜLEN, 2016). Es handelt sich um denselben Betonsand, an dem die Kompressions- und Scherversuche in den Kapiteln 6.2.2 und 6.1.2 sowie die Versuche in Zusammenhang mit dem Einfluss sekundärer Verfestigungsprozesse in diesem durchgeführt wurden (Korngrößenverteilung des RC B 0/2 mm s. Abbildung 115).

Die Triaxialversuche wurden als CD-Versuche (konsolidiert, dräniert) an trockenen sowie an gesättigten Proben (zylindrisch, $h/d = 10/5$ cm) jeweils bei einer bezogenen Lagerungsdichte der Proben von $I_{D0} = 1,0$ (dies entspricht in etwa einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100 \%$) durchgeführt. Die Versuche wurden weggesteuert (konstante Vorschubgeschwindigkeit von 0,016 mm/min) bei Radialspannungen von $\sigma_3 = 50, 100, 200$ und 300 kN/m² (300 kN/m² nur bei den trockenen Proben) abgeschert. Bei den gesättigten Proben ist zu beachten, dass zwischen dem Einbau der Proben in das Triaxialgerät und dem Beginn des Abschervorgangs infolge der Sättigungsphase sechs Tage lagen. Die Ergebnisse der Triaxialversuche sind in Abbildung 139 und Abbildung 140 dargestellt. Abbildung 139 zeigt die Spannungspfade der Einzelversuche im p' - q -Diagramm und Abbildung 140 gibt die Entwicklung der Deviatorspannungen q' über die axialen Dehnungen ϵ_a wieder.

Der Einfluss sekundärer Verfestigungsprozesse infolge hydraulisch aktiver Bestandteile ist in Abbildung 139 deutlich ersichtlich. So können die im gesättigten Zustand abgescherten Proben bei vergleichbaren Spannungen σ'_3 deutlich höhere Spannungen σ'_1 als die trocken abgescherten Proben aufnehmen. Die sekundären Verfestigungsprozesse führen dazu, dass die Bruchgerade der gesättigten Proben die Y-Achse deutlich oberhalb des Nullpunktes schneidet. Die Verkittung der Einzelkörner führt damit zu einem erheblichen Festigkeitsanteil, der als „Kohäsion“ interpretiert werden kann. Im Gegensatz zu den gesättigten Proben schneidet die Bruchgerade der trocken abgescherten Proben die Y-Achse bei einem deutlich

geringeren Wert. Der trocken abgescherte Betonbruch weist damit eine deutlich geringere Kohäsion auf.

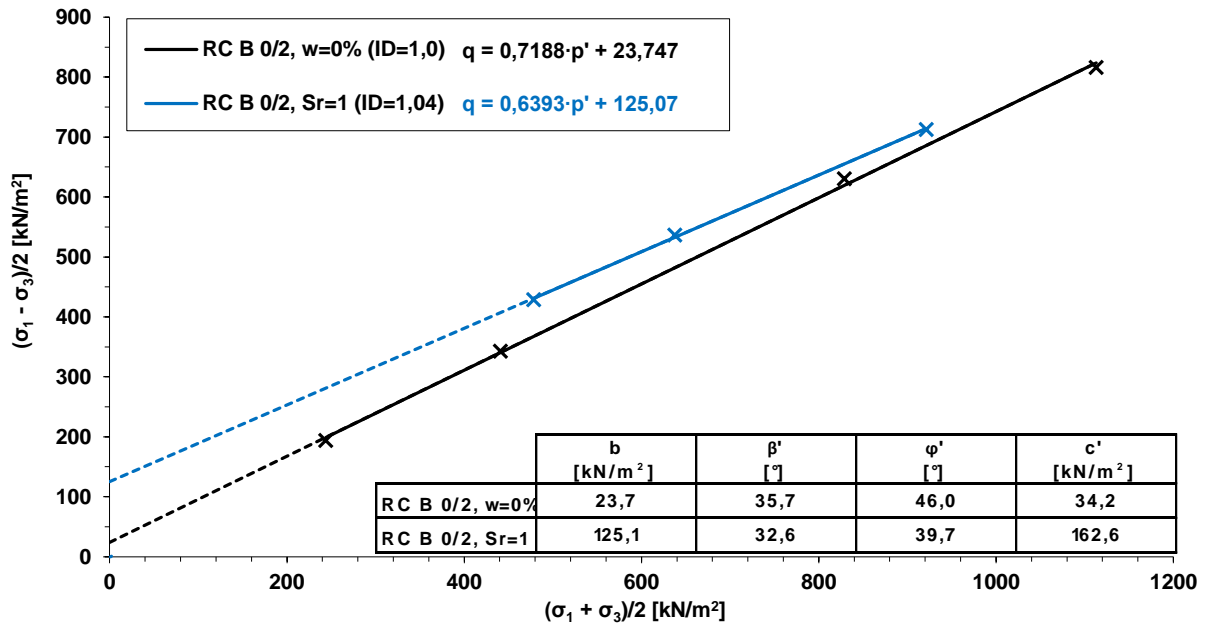


Abbildung 139: Ergebnisse von CD-Triaxialversuchen an trockenem und feuchtem Betonbruch 0/2 mm ($\rho_d \approx 1,55 \text{ g/cm}^3 \triangleq I_D = 1,0$) – Darstellung der Spannungspfade im p' - q -Diagramm

Der Einfluss der sekundären Verfestigungsprozesse zeigt sich auch deutlich anhand der Verläufe der Deviatorspannung q über die axiale Dehnung ε_a in Abbildung 140. Die gesättigt abgescherten Proben können bei vergleichbaren Radialspannungen deutlich höhere Deviatorspannungen q aufnehmen. Überdies verhalten sich die gesättigt abgescherten Proben ($D = 1,04$) deutlich steifer als die trocken abgescherten Proben ($D = 1,0$). Dies ist an den deutlich steileren Anstiegen ihrer Deviatorspannungen q ersichtlich und wird in Abbildung 140 anhand der angedeuteten Steifemoduln E_{50} der gesättigten, bei einer Radialspannung von $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ abgescherten sowie der trockenen, bei einer Radialspannung von $\sigma'_3 = 300 \text{ kN/m}^2$ abgescherten Probe verdeutlicht. Dabei weist die gesättigte Probe trotz einer geringen Radialspannung σ'_3 ein deutlich größeres Steifemodul E_{50} auf als die trocken abgescherte Probe. Die gesättigt abgescherten Proben erreichen ihre Peak-Festigkeit infolge ihres steiferen Verhaltens somit bereits bei wesentlich geringeren axialen Dehnungen als die trocken abgescherten Proben. Nach Überschreitung des Peaks fallen die Deviatorspannungen sowohl der gesättigt als auch trocken abgescherten Proben wieder ab und streben dem kritischen Zustand entgegen, wobei die Deviatorspannungen der gesättigt abgescherten Proben bei vergleichbarer Radialspannung jeweils lediglich geringfügig oberhalb der Deviatorspannungen der trocken abgescherten Proben verbleiben.

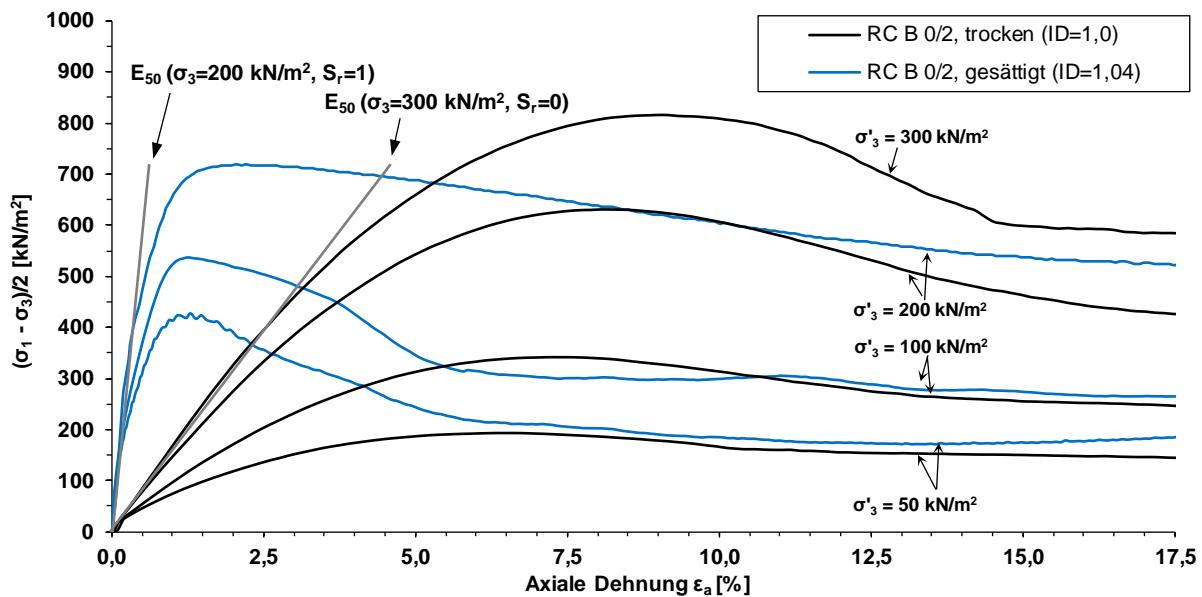


Abbildung 140: Ergebnisse von Triaxialversuchen (CD) an trockenem und feuchtem Betonbruch 0/2 mm – Darstellung der Deviatorspannungen q' über die axiale Dehnung ϵ_a

6.4 Kornbruch infolge mechanischer Beanspruchungen

6.4.1 Allgemeines

Bei RC Baustoffen wird häufig befürchtet, dass die Verdichtung der Materialien im Zuge des Einbaus oder Beanspruchungen während der Nutzungsdauer mit Kornbrüchen einhergehen, welche die erdbautechnischen Eigenschaften der Baustoffe beeinträchtigen können. Im Rahmen der in den vorherigen Kapiteln dargestellten Untersuchungen wurde jeweils auch überprüft, inwieweit die mechanische Beanspruchung von RC Baustoffen durch eindimensionale Kompression, während des Abscherens im Triaxialversuch oder bei der Verdichtung im Proctorversuch sowie im Feld tatsächlich zum Bruch von Einzelkörnern und damit zu einer Veränderung der Kornverteilungskurve führt.

Ob ein Korn bei einer bestimmten Beanspruchung zerbricht, hängt neben der Größe der Beanspruchung zu großen Teilen von der Kornfestigkeit ab. Einzelkörner mit einer geringeren Kornfestigkeit neigen dabei eher zum Bruch als solche mit einer höheren Kornfestigkeit. Die Kornfestigkeit korreliert mit der Korndichte und Einzelkörner mit einer höheren Korndichte besitzen meist eine größere Kornfestigkeit als solche mit einer geringeren Korndichte (z. B. CAVARRETTA, COOP & O'SULLIVAN, 2010; LELEU & VALDES, 2007; COOP & LEE, 1993). Die Kornfestigkeit hängt auch von der Mineralogie der Einzelkörner ab (z. B. AFSHAR ET AL., 2017, LELEU & VALDES, 2007). Weitere Faktoren, die Einfluss darauf haben, ob ein Einzelkorn unter einer gegebenen Belastung zerbricht, sind die Anzahl an Korn-zu-Korn-Kontakten eines Einzelkorns (Koordinationszahl), die Größe des Einzelkorns und seine Kornform (z. B. AFSHAR ET AL., 2017; ALTUHAFI & COOP, 2011a; LELEU & VALDES, 2007; NAKATA ET AL., 2001a; MIURA ET AL., 1997; LADE, YAMAMURO & BOPP, 1996; HAGERTY ET AL., 1993; HARDIN, 1985).

Die Anzahl an Korn-zu-Korn-Kontakten eines Einzelkorns in einem Korngemisch hängt neben der Abstufung der Körnungslinie auch von der Lagerungsdichte des Korngemisches ab. Die

Wahrscheinlichkeit, dass es zum Kornbruch kommt, ist umso geringer, je besser abgestuft die Kornverteilungskurve des Materials und je höher seine Lagerungsdichte ist. Ursächlich hierfür ist, dass der Lastabtrag in einem Korngemisch durch die Kraftübertragung an den Kontaktpunkten der Einzelkörner stattfindet. Je besser abgestuft und dichter gelagert ein Korngemisch ist, umso mehr Korn-zu-Korn-Kontakte besitzt ein Einzelkorn, womit sich die auf das Einzelkorn wirkende Kontaktspannung verringert (z. B. ALTUHAFI & COOP, 2011a; NAKATA ET AL., 2001a; MIURA ET AL., 1997; LADE, YAMAMURO & BOPP, 1996; HAGERTY ET AL., 1993).

Im Hinblick auf die Bruchwahrscheinlichkeit in Abhängigkeit des Korngrößenanteils neigen gröbere Materialien eher zum Bruch als feinere Materialien. Dies ist zum einen darauf zurückzuführen, dass der Lastabtrag in einem Korngemisch tendenziell über eine vergleichsweise geringe Anzahl an größeren Einzelkörnern erfolgt, wohingegen die kleineren Korngrößen zwischen den größeren Körnern eher unbelastet bleiben. Dadurch werden die größeren Einzelkörner durch größere Spannungen beansprucht und die Wahrscheinlichkeit, dass es zum Bruch des Einzelkorns kommt, erhöht sich (z. B. HAGERTY ET AL., 1993; HARDIN, 1985). Zum anderen besitzen größere Einzelkörner eine größere Anzahl an Schwachstellen entlang derer das Korn brechen kann. Kleinere Einzelkörner, die als Folge eines Bruchereignisses aus größeren Partikeln entstanden sind, besitzen dagegen weniger Schwachstellen, wodurch ihre Bruchwahrscheinlichkeit abnimmt (z. B. MIURA ET AL., 1997; LADE, YAMAMURO & BOPP, 1996).

Hinsichtlich der Form der Einzelkörner neigen längliche oder plättchenförmige sowie kantige Partikel im Allgemeinen eher zum Kornbruch als sphärische und kompakte Partikel mit einer glatten Kornoberfläche (z. B. AFSHAR ET AL., 2017; MIURA ET AL., 1997; LADE, YAMAMURO & BOP, 1996; HAGERTY ET AL., 1993). So wirken die Kräfte an den Korn-zu-Korn-Kontakten bei einem sphärischen, kompakten Partikel überwiegend als Druckkräfte in Richtung des Partikelzentrums. Bei länglichen oder plättchenförmigen Partikeln ist die Wahrscheinlichkeit größer, dass die an den Korn-zu-Korn-Kontakten einwirkenden Kräfte exzentrisch angreifen und damit Scher- und Zugspannungen im Korn hervorrufen, die zu Kornbruch führen können (HAGERTY ET AL., 1993). Bei kantigen Partikeln kann es an den Partikelvorsprüngen zudem zu Spannungskonzentrationen kommen, die zum Bruch dieser Partikelvorsprünge führen (LADE, YAMAMURO & BOPP, 1996).

6.4.2 Ödometrische Kompression

Die Beanspruchung eines Korngemisches auf Druck resultiert in einer Reduktion des Porenvolumens, die nach HAGERTY ET AL. (1993) bei verhältnismäßig niedrigen Spannungen vor allem auf die Umlagerungen der Einzelkörner in eine dichtere Lagerung und bei höheren Spannungen zunehmend auch auf Kornbrüche zurückzuführen ist. Tatsächlich kommt es jedoch auch bei vergleichsweise niedrigen Spannungen bereits zu Kornbrüchen in Form von Abrasion und der lokalen Plastifizierung von Oberflächenunebenheiten. Dies ist darauf zurückzuführen, dass an den Kontaktflächen von zwei sich berührenden Partikeln auch bei geringen Spannungen auf mikroskopischer Ebene lokal hohe Spannungsspitzen auftreten können, welche die Bruchfestigkeit der Partikel kleinräumig überschreiten. Derartige Kornbrüche finden nach CAVARETTA, COOP & O'SULLIVAN (2010) allerdings nur solange statt, bis die Oberflächenunebenheiten durch die Plastifizierungen nivelliert sind und eine

durchgehende (größere) Kontaktfläche entstanden ist, die zu geringeren Kontaktspannungen unterhalb der Bruchspannung führt.

6.4.2.1 Spannungen bis 1,6 MPa

Inwieweit die eindimensionale Kompression von RC Baustoffen bei Spannungen von 1,6 MPa zum Bruch von Einzelkörnern führt, wurde im Rahmen der Ödometerversuche an den Sanden aus RC Beton 0/2 mm (RC B 0/2), RC Ziegel 0/2 mm (RC Z 0/2) und RC Beton/Ziegel 0/2 mm (RC BZ 0/2) untersucht (s. Kapitel 6.2.2). Hierzu wurden nach der Durchführung der Ödometerversuche die Kornverteilungskurven der Versuchsmaterialien ermittelt und mit ihren jeweiligen Ausgangskornverteilungskurven (s. Abbildung 115) verglichen. In den eindimensionalen Kompressionsversuchen wurden die Versuchsmaterialien trocken und bei verschiedenen Lagerungsdichten stufenweise bis auf Spannungen von 1600 kN/m² belastet. Der RC B 0/2 wurde bei lockerer ($I_{D0} = 0,28$), mitteldichter ($I_{D0} = 0,45$) und sehr dichter ($I_{D0} = 1,0$) Lagerungsdichte eingebaut. Der RC Z 0/2 und der RC BZ 0/2 wurden lediglich bei mitteldichter Lagerung (RC Z: $I_{D0} = 0,36$ bzw. $I_{D0} = 0,59$; RC BZ: $I_{D0} = 0,42$ bzw. $I_{D0} = 0,56$) untersucht.

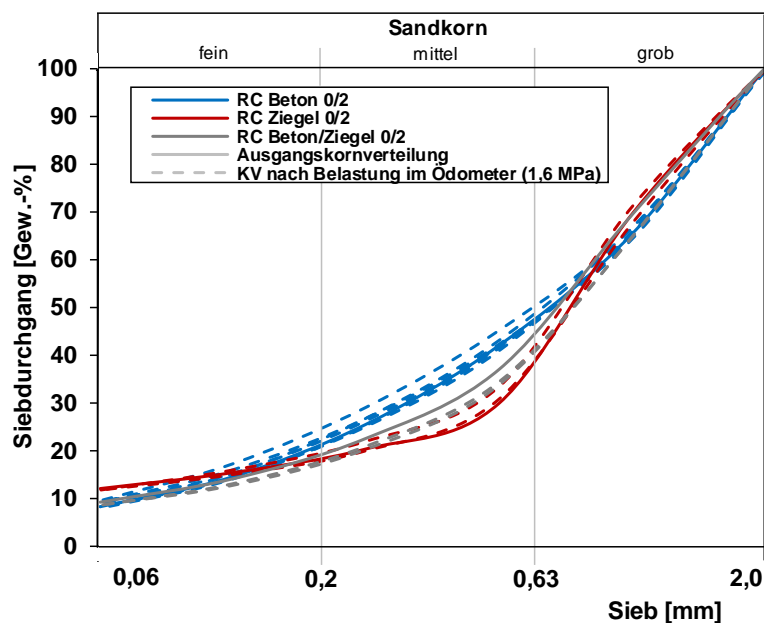


Abbildung 141: Kornverteilungen der Ausgangsmaterialien (RC Beton 0/2, RC Ziegel 0/2, RC Beton/Ziegel 0/2) sowie nach Belastung im Ödometer bis 1,6 MPa

Die Kornverteilungskurven der Ausgangsmaterialien sowie alle nach den Ödometerversuchen ermittelten Kornverteilungskurven sind in Abbildung 141 dargestellt. Da ein Einfluss der Lagerungsdichte auf den Grad an Kornbruch in den Versuchen nicht festgestellt werden konnte, wird in Abbildung 141 von einer Unterscheidung der Einbaubedingungen abgesehen. Vergleicht man die Kornverteilungskurven der Versuchsmaterialien vor und nach der Kompressionsbeanspruchung, zeigt sich, dass die aufgebrachte Spannung von 1600 kN/m² weder bei RC B 0/2, der vergleichsweise harte Einzelkörner aufweist, noch bei dem ziegelreichen Gemisch aus Beton- und Ziegelbruch und dem reinen Ziegelbruch, die im Vergleich zu Betonbruch Einzelkörner mit einer deutlich geringeren Festigkeit aufweisen, in deutlichem Kornbruch resultierte.

6.4.2.2 Spannungen bis 350 MPa

In den eindimensionalen Kompressionsversuchen, in denen neben den RC Baustoffen aus dem vorangegangenen Abschnitt (RC B 0/2, RC Z 0/2, RC BZ 0/2) ein aufbereitetes Bauschuttgemisch (RC M 0/2) sowie eine Elektroofenschlacke (EOS 0/2) auf Spannungen von 2,5 MPa und 350 MPa belastet wurde, zeigt sich die unterschiedliche Neigung der verschiedenen Versuchsmaterialien zum Kornbruch deutlich (Durchführung und Ergebnisse der eindimensionalen Kompressionsversuche bis 350 MPa s. Kapitel 6.2.2.4). Die Lagerungsdichten der Versuchsmaterialien zu Versuchsbeginn lagen zwischen $D = 0,24$ und $D = 0,52$ und sind in der Legende in Abbildung 130 aufgeführt. Alle Versuche wurden trocken durchgeführt. Wie im vorangegangenen Abschnitt wurden nach der Versuchsdurchführung die Kornverteilungskurven der Versuchsmaterialien bestimmt und mit ihren jeweiligen Ausgangskornverteilungskurven verglichen. Die Kornverteilungskurven der Versuchsmaterialien vor sowie nach Belastung auf 2,5 MPa und 350 MPa sind in Abbildung 142 dargestellt.

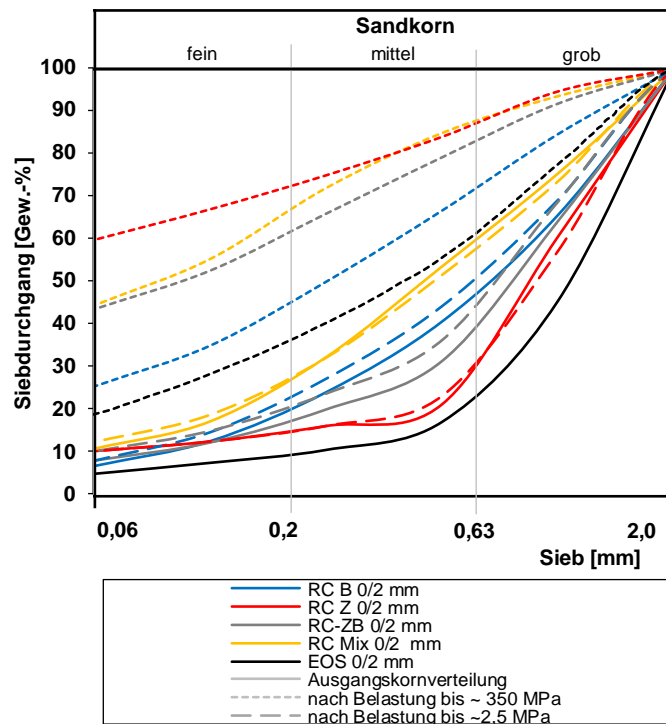


Abbildung 142: Kornverteilungskurven der Versuchsmaterialien nach Belastung bis ~2,5 MPa und ~350 MPa

Ein Vergleich der Kornverteilungskurven nach einer Belastung von etwa 2,5 MPa mit den jeweiligen Kornverteilungskurven der Ausgangsmaterialien zeigt, dass bei Spannungen von 2,5 MPa noch kein signifikantes Maß an Kornbruch auftritt. Die Kornverteilungskurven nach einer Belastung bis auf etwa 350 MPa zeigen hingegen ein erhebliches Maß an Kornbruch an. Die deutlichste Verfeinerung erfährt der reine Ziegelbruch RC Z 0/2, dessen Einzelkörner die geringsten Kornfestigkeiten aufweisen. Der reine Betonbruch RC B 0/2 erleidet dagegen in deutlich geringerem Ausmaß Kornbruch. Die Kornverteilungskurven des RC Mix 0/2 sowie des Gemisches aus Beton- und Ziegelbruch RC BZ 0/2, die sowohl Beton- und Ziegelanteile

aufweisen, liegen zwischen den Kornverteilungskurven des reinen Beton- und des reinen Ziegelbruchs. Den geringsten Grad an Kornverfeinerung erfährt die Elektroofenschlacke, deren Einzelkörner die größte Kornfestigkeit besitzen.

6.4.3 Scherbeanspruchung im Triaxialversuch

6.4.3.1 Scherversuche an Sanden

Ob und inwieweit die Scherbeanspruchung der Einzelkörner während des Abscherens im Triaxialversuch bei RC Baustoffen zum Kornbruch führt, wurde an den RC Sanden RC B 0/2, RC Z/B 0/2 und RC Z 0/2 überprüft. Hierzu wurden nach der Durchführung der Triaxialversuche aus Kapitel 6.1.2 bei Radialspannungen von $\sigma_3' = 50 \text{ kN/m}^2$ und von $\sigma_3' = 300 \text{ kN/m}^2$ die Kornverteilungskurven der Versuchsmaterialien bestimmt und mit der jeweiligen Kornverteilungskurve des Ausgangsmaterials verglichen. Die Kornverteilungskurven nach Durchführung der Triaxialversuche sowie die Ausgangskornverteilungen der Versuchsmaterialien sind in Abbildung 143 dargestellt.

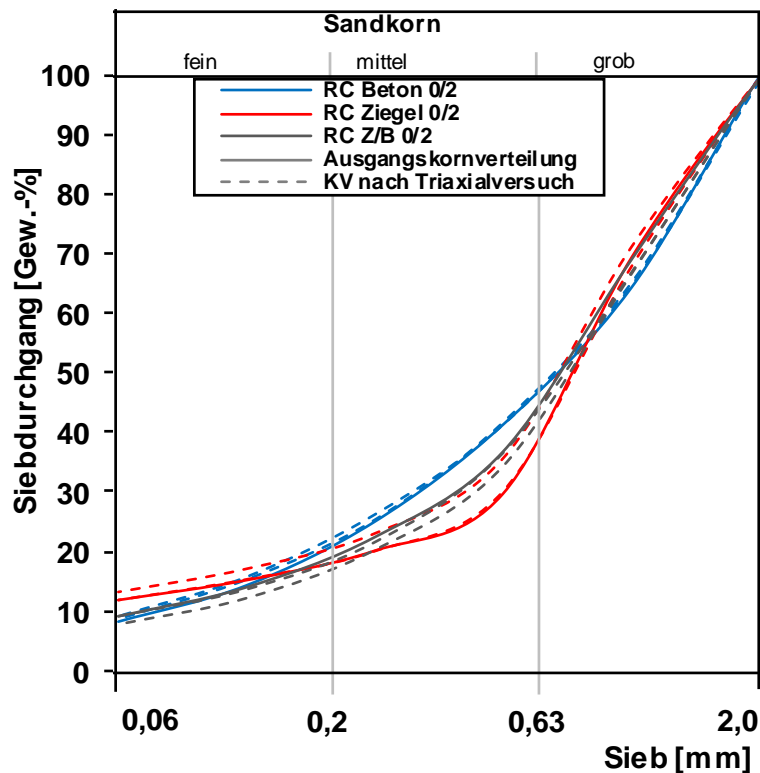


Abbildung 143: Vergleich der Ausgangskornverteilungskurven der RC Baustoffe mit den Kornverteilungskurven nach Durchführung der Triaxialversuche

Insbesondere bei den Materialien RC B 0/2 und RC Z/B 0/2 verlaufen die Kornverteilungskurven des Ausgangsmaterials und des Probenmaterials nach den Triaxialversuchen annähernd identisch und Kornbruch infolge der Scherbeanspruchung kann anhand der Kornverteilungskurven nicht festgestellt werden. Beim reinen Ziegelbruch RC Z 0/2 sind die Ergebnisse hingegen nicht eindeutig. Während die Kornverteilungskurve des Probenmaterials nach dem Triaxialversuch bei einer Radialspannungen von $\sigma_3' = 50 \text{ kN/m}^2$ nahezu deckungsgleich auf der Kornverteilungskurve des Ausgangsmaterials verläuft, weicht die Kornverteilungskurve des Probenmaterials nach dem Triaxialversuch bei einer

Radialspannung von $\sigma_3' = 300 \text{ kN/m}^2$ insbesondere im Korngrößenbereich zwischen etwa 0,1 mm und 0,63 mm deutlich von derjenigen des Ausgangsmaterials ab. Dies würde darauf hindeuten, dass bei dem reinen Ziegelbruch bei einer Radialspannung von $\sigma_3' = 300 \text{ kN/m}^2$ in deutlichem Maße Kornbruch auftritt. Zur Klärung, inwieweit diese Unterschiede tatsächlich auf den Bruch von Einzelkörnern oder auf Streuungen innerhalb des Versuchsmaterials zurückzuführen sind, wären weitere systematische Untersuchungen erforderlich.

6.4.3.2 Scherversuche an Kiesen

Inwieweit die Scherbeanspruchung der Einzelkörner im Triaxialversuch bei RC Baustoffen im Kieskornbereich zum Bruch von Einzelkörnern führt, wurde am Beispiel von RC B 0/32 und RC M 0/32 untersucht. Auch bei den Kiesen wurden die Kornverteilungskurven der Versuchsmaterialien nach der Durchführung der Triaxialversuche ermittelt und mit einer Kornverteilungskurve verglichen, die an einer entsprechend den Triaxialversuchen verdichteten (die Verdichtung erfolgte mit einem handgeführten Proctorhammer), aber nach der Verdichtung nicht abgescherten Probe ermittelt wurde. Die Kornverteilungskurven nach der Verdichtung und der Durchführung der Triaxialversuche, die Kornverteilungskurven nach Verdichtung entsprechend der Triaxialversuche sowie die Kornverteilungskurven der unverdichteten Ausgangsmaterialien sind in Abbildung 144 wiedergegeben.

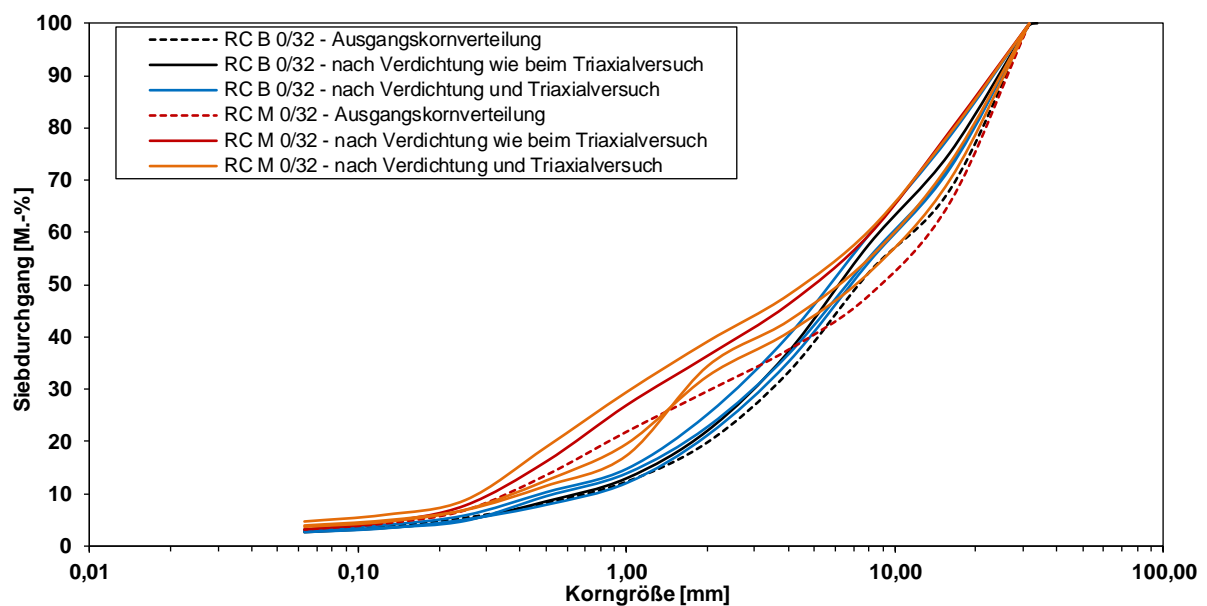


Abbildung 144: Korngrößenverteilungen der Versuchsmaterialien RC B 0/32 und RC M 0/32 vor Versuchsdurchführung, nach Verdichtung wie beim Triaxialversuch und nach Verdichtung und Durchführung der Triaxialversuche

Der Vergleich der Kornverteilungskurven in Abbildung 144 zeigt, dass die Verdichtung im Zuge der Probekörperherstellung vor allem bei RC M 0/32 zu einer deutlichen Verfeinerung der Körnungslinie geführt hat. Deutlicher Kornbruch infolge der Scherbeanspruchung im Triaxialversuch kann bei RC M 0/32 lediglich an einer Kornverteilungskurve festgestellt werden. Hierbei handelt es sich um die Kornverteilungskurve, die nach Durchführung des Triaxialversuchs bei einer Radialspannung von $\sigma_3 = 400 \text{ kN/m}^2$ erstellt wurde. Die Kornverteilungskurven der beiden weiteren Triaxialversuche an RC M 0/32 zeigen hingegen keine Tendenz zum Kornbruch infolge des Abscherens, sie weisen jedoch einen deutlichen Abfall der Siebdurchgänge zwischen 1 mm und 2 mm auf.

Die Proben des RC B 0/32 zeigen im Gegensatz zu RC M 0/32 bei der Verdichtung im Zuge der Probekörperherstellung lediglich eine geringe Tendenz zum Kornbruch. Die Unterschiede zwischen den Kornverteilungskurven sind typisch für grobkörnige Materialien und lassen nicht unbedingt auf Kornbruch infolge des Abscherens schließen.

6.4.4 Verdichtung im Proctorversuch

In welchem Ausmaß es infolge der Verdichtung im Proctorversuch zum Bruch von Einzelkörnern kommt, hängt neben den bereits bekannten Faktoren wie der Festigkeit der Einzelkörner, der Kornform, der Korngröße und der Korngrößenverteilung auch vom Wassergehalt ab. Dies wurde etwa von BRANDL (1977) am Beispiel natürlicher Tragschichtmaterialien aufgezeigt, indem er die Kornanteile $d < 0,02$ mm nach der Verdichtung im Labor und im Feld bei unterschiedlichen Wassergehalten jeweils über den Verdichtungswassergehalt darstellte (Abbildung 145). Nach BRANDL (1977) nimmt der aus der Verdichtung resultierende Kornbruch mit zunehmendem Wassergehalt ab und ist bei voller Wassersättigung der Proben minimal. BRANDL (1977) führt dies darauf zurück, dass sich die Einzelkörner feuchter Gemische mit steigendem Wassergehalt zunehmend leichter gegeneinander verschieben können und das Wasser eine dämpfende Wirkung besitzt.

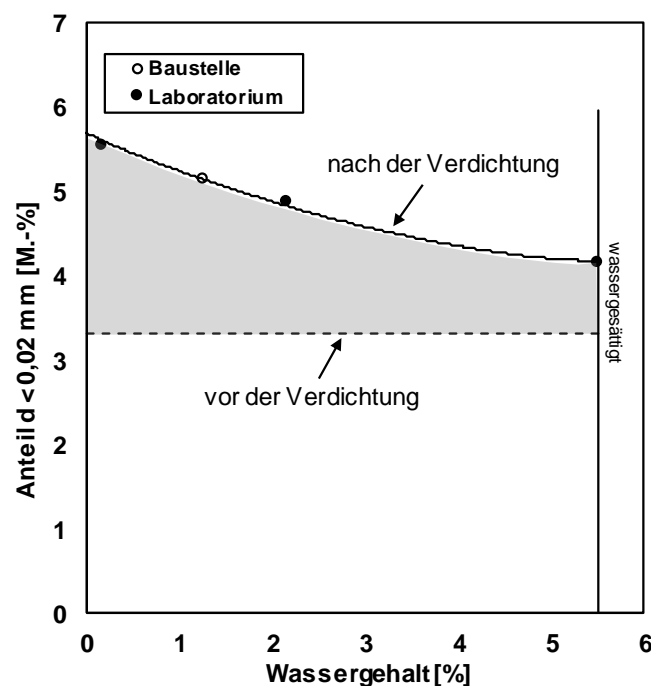


Abbildung 145: Einfluss des Verdichtungswassergehalts auf die Anteile $< 0,02$ mm eines natürlichen Kiesel vor und nach der Verdichtung, adaptiert nach BRANDL (1977)

Umfangreiche Untersuchungen zum Kornbruch infolge der Verdichtung beim Proctorversuch wurden auch durchgeführt. In den Versuchen wurden mehrere RC Baustoffe (RC B 0/32, RC Z 0/16, RC M 0/32) sowie gebrochener Kalksteinschotter (KSS 0/32) mit möglichst vergleichbarer Kornabstufung bei unterschiedlichen Wassergehalten mit einfacher ($A = 0,6 \text{ MN/m}^3$) und modifizierter ($A = 2,7 \text{ MN/m}^3$) Proctorenergie verdichtet. Anschließend wurden die Kornverteilungskurven der verdichteten Proben ermittelt und diese mit den jeweiligen Kornverteilungskurven der unverdichteten Ausgangsmaterialien verglichen. Zur

Bewertung des Grades an Kornverfeinerung wurden in Anlehnung an die Verfahren nach MARSAL (1967) und LESLIE (1975) (s. Kapitel 5.1.4.3) die Änderungen der Siebdurchgänge bei diskreten Korndurchmessern sowie der Crushability Index I_{Cr} herangezogen.

Die an RC B 0/32 und RC Z 0/16 nach den Proctorversuchen mit einfacher und modifizierter Proctorenergie bestimmten Korngrößenverteilungen sowie die Korngrößenverteilungen der Ausgangsmaterialien sind beispielhaft für die durchgeführten Untersuchungen in Abbildung 146 dargestellt. Zudem sind in Tabelle 36 die Änderungen der Siebdurchgänge an diskreten Korndurchmessern im Vergleich zur Ausgangskornverteilung sowie der Crushability Index I_{Cr} aufgeführt. Im Gegensatz zu den Angaben von BRANDL (1977) konnte in den eigenen Untersuchungen keine Abhängigkeit des Grades an Kornbruch vom Wassergehalt festgestellt werden. Dementsprechend handelt es sich bei den in Tabelle 36 angegebenen Änderungen der Siebdurchgänge jeweils um die Mittelwerte von mehreren Korngrößenverteilungen, die nach der Verdichtung mit unterschiedlichen Verdichtungswassergehalten bestimmt wurden. Bei der Verdichtung mit einfacher Proctorenergie wurden fünf und bei Verdichtung mit modifizierter Proctorenergie drei unterschiedliche Wassergehalte berücksichtigt.

Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass das Maß an Kornbruch deutlich von der jeweiligen Art des Materials abhängt. Bei RC B 0/32 tritt in deutlich geringerem Umfang Kornbruch auf als bei RC Z 0/16 (vgl. Abbildung 146 und Tabelle 36) oder RC Mix 0/32 (vgl. Tabelle 36). Zudem erfährt RC B 0/32 auch im Vergleich zu KSS 0/32 ein geringeres Maß an Kornbruch. Erwartungsgemäß tritt bei Verdichtung mit modifizierter Proctorenergie zudem deutlich mehr Kornbruch als bei Verdichtung mit einfacher Proctorenergie auf. Auffällig ist, dass sowohl bei Verdichtung mit einfacher als auch mit modifizierter Proctorenergie überwiegend die größeren Einzelkörner zum Bruch neigen. Dies zeigt sich an den Änderungen bei diskreten Korndurchmessern in Tabelle 36, wobei die jeweils größten Änderungen hervorgehoben sind. Die größten Änderungen treten vornehmlich bei den größeren Korndurchmessern auf, wohingegen bei den kleineren Korndurchmessern lediglich geringe Änderungen der Siebdurchgänge festgestellt werden können.

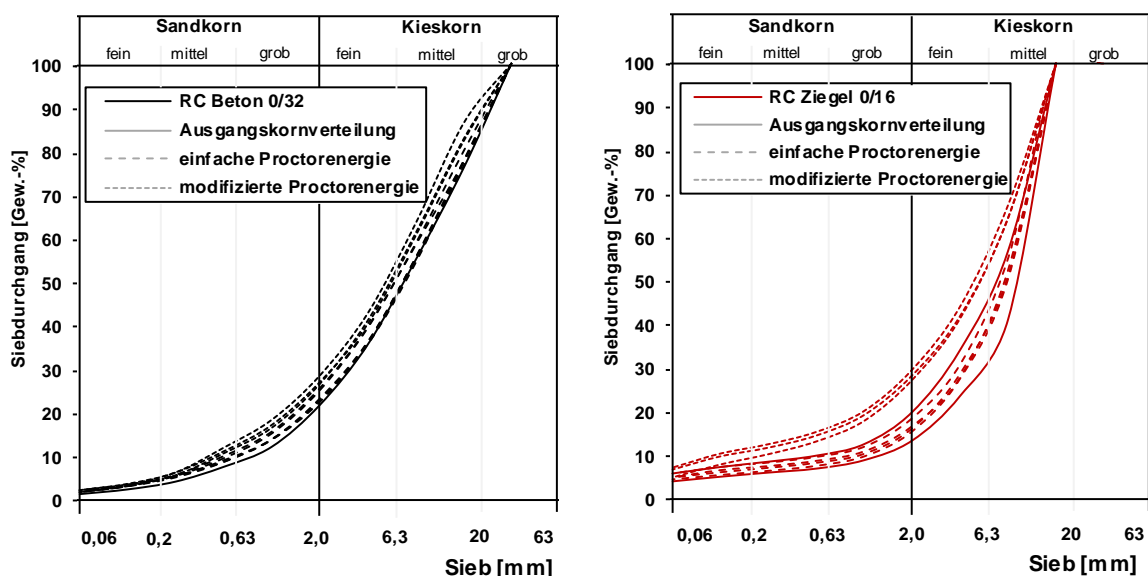


Abbildung 146: Kornverteilungskurven von RC B 0/32 (links) und RC Z 0/16 (rechts) nach Verdichtung im Proctor mit einfacher und modifizierter Proctorenergie

Δ [mm]	RC Beton 0/32		RC Ziegel 0/16		RC Mix 0/32		KSS 0/32	
	0,6 MN/m ³	2,7 MN/m ³	0,6 MN/m ³	2,7 MN/m ³	0,6 MN/m ³	2,7 MN/m ³	0,6 MN/m ³	2,7 MN/m ³
Δ 16	1,7	7,6	0,6	0,6	12,6	18,7	1,5	7,4
Δ 8	1,4	6,6	12,6	24,4	11,7	19,9	3,3	10,1
Δ 4	1,7	5,7	6,4	19,0	8,2	15,5	3,0	9,2
Δ 2	2,0	5,5	4,1	15,2	5,7	11,3	2,9	8,1
Δ 1	2,2	5,0	2,4	10,4	3,8	8,0	2,5	6,1
Δ 0,5	1,5	3,5	2,0	7,6	2,7	5,9	2,1	4,8
Δ 0,25	1,1	1,7	1,7	5,7	1,4	3,1	1,1	2,2
Δ 0,125	0,7	1,0	1,6	4,4	0,7	2,0	1,0	2,0
Δ 0,063	0,4	0,6	1,3	2,4	0,2	1,0	0,8	1,8
l_{cr}	0,12	0,23	0,30	0,95	0,21	0,35	0,10	0,21

Tabelle 36: Änderungen der Siebdurchgänge an diskreten Korndurchmessern im Vergleich zur Ausgangskornverteilung nach Verdichtung mit einfacher und modifizierter Proctorenergie – Mittelwerte nach Verdichtung bei unterschiedlichen Wassergehalten

6.4.5 Großtechnische Verdichtung

Inwiefern die großtechnische Verdichtung durch eine Verdichtungswalze zum Bruch von Einzelkörnern führt wurde im Rahmen der Probefelder aus Kapitel 7 untersucht. Hierzu wurde nach der Verdichtung der obersten Lage der beiden Verdichtungsspuren (vibrierende und oszillierende Verdichtung) aus jedem der unterschiedlich stark verdichteten Bereiche (zwei und vier Überfahrten) oberflächennah jeweils eine Probe entnommen und die Sieblinie bestimmt. Die Kornverteilungskurven der Proben aus den vier unterschiedlich stark verdichteten Bereichen wurden anschließend der Kornverteilungskurve des jeweils unverdichteten Materials, welches vor dem Einbau aus dem jeweiligen Haufwerk entnommen wurde, vergleichend gegenübergestellt.

Eine signifikante Verfeinerung der Versuchsmaterialien und eine Zunahme der Kornanteile $d < 0,063$ mm infolge der Verdichtungsüberfahrten konnte in den Untersuchungen bei keinem der Versuchsmaterialien festgestellt werden. Die Kornverteilungskurven der Versuchsmaterialien wiesen nach der Verdichtung in vielen Fällen sogar eine gröbere Kornabstufung auf als die Kornverteilungskurve des jeweiligen unverdichteten Materials. Dies ist in Abbildung 147 am Beispiel der Kornverteilungskurven der Materialien RC B 0/56 und RC M 0/45-3 dargestellt.

Vor allem bei RC B 0/56 (s. Abbildung 147 (links)) weisen die Kornverteilungskurven der Proben, die aus den unterschiedlich stark verdichteten Bereichen der beiden Verdichtungsspuren entnommen wurden, eine deutlich gröbere Kornabstufung auf als das Ausgangsmaterial. Die Unterschiede in den Kornabstufungen treten dabei vor allem im Bereich zwischen den Korndurchmessern 0,2 mm und 20 mm auf. Eine Zunahme der Feinkornanteile infolge der Verdichtung konnte anhand der Sieblinien nicht festgestellt werden. Die gröberen Kornverteilungskurven nach der Verdichtung können einerseits eine Folge von Inhomogenitäten infolge von Entmischungsvorgängen während des Einbaus sein. Andererseits kann die Verdichtung zu einer oberflächennahen Entmischung der Fein- und Grobfraktionen der Materialien geführt haben. Unterschiede zwischen vibrierender und

oszillierender Verdichtung sowie zwischen zwei und vier Verdichtungsüberfahrten sind am Beispiel des Materials RC B 0/56 nicht auszumachen.

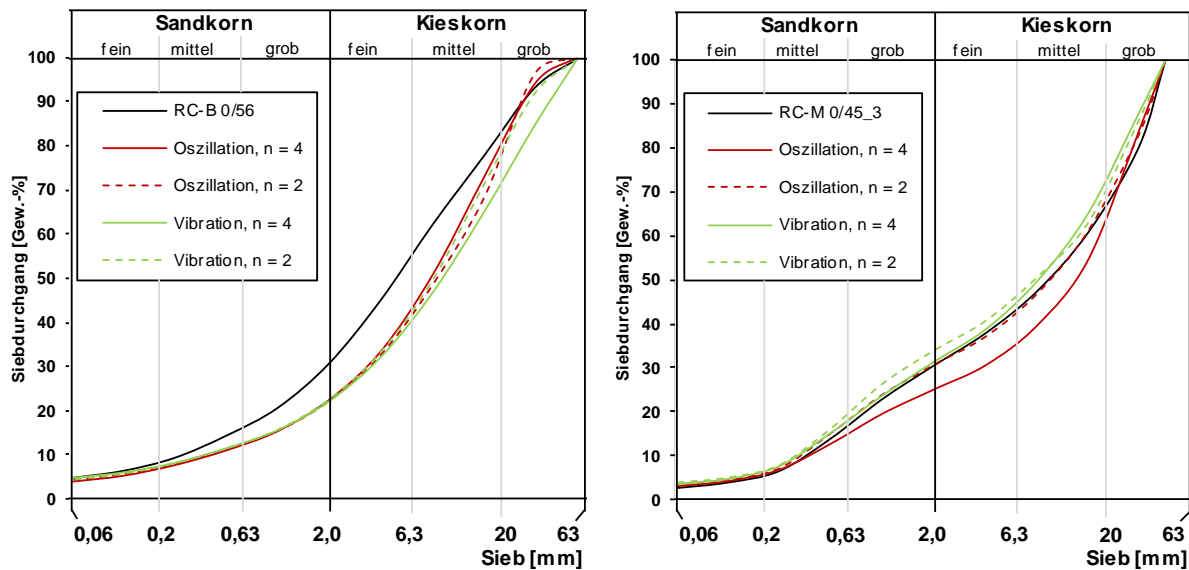


Abbildung 147: Kornverteilungskurven von RC B 0/56 (links) und RC M 0/45-3 (rechts) nach zwei und vier Überfahrten mit oszillierender und vibrierender Verdichtung mit einer 13-t-Walze

Bei den Kornverteilungskurven des Materials RC M 0/45-3, welches den höchsten Anteil an Ziegeln und mineralischen Leicht- und Dämmbaustoffen der im Rahmen der Probefelder untersuchten Materialien aufwies (vgl. Tabelle 42), weist lediglich die Kornverteilungskurve der Probe aus dem mit oszillierender Bandage und mittels vier Überfahrten verdichteten Bereich einen merklichen Unterschied zur Kornverteilungskurve des Ausgangsmaterials auf. Die Kornverteilungskurve des verdichteten Materials zeigt dabei im Vergleich zur Kornverteilungskurve des Ausgangsmaterials eine gröbere Kornabstufung auf. Die Kornverteilungskurven der Materialien aus den übrigen Verdichtungsbereichen zeigen hingegen weder gegenüber der Kornverteilungskurve des Ausgangsmaterials noch untereinander deutliche Unterschiede. Eine Zunahme des Feinkornanteils infolge der Verdichtungsübergänge konnte bei RC M 0/45-3 nicht festgestellt werden.



Abbildung 148: Infolge der Verdichtung (Vibration) gebrochenes Ziegelkorn (RC M 0/45-3) und Korn aus Granit (RC GS 0/45)

Obwohl anhand des Vergleichs der Kornverteilungskurven kein Kornbruch erfasst werden konnte, waren nach der Verdichtung der obersten Lage der beiden Verdichtungsspuren

oberflächennah Einzelkörner sichtbar, die infolge der geleisteten Verdichtungsarbeit in mehrere kleinere Einzelteile zerbrachen. Dabei kam es sowohl bei den vergleichsweise weichen Einzelkörnern aus Ziegelbruch als auch bei den vergleichsweise harten Einzelkörnern des rezyklierten Gleisschotters (Granitbruch) zum Bruch (s. Abbildung 148).

6.5 Witterungsbeständigkeit und dauerhafte Tragfähigkeit von RC Baustoffen

6.5.1 Ziel der Untersuchungen

Der Feldversuch¹⁰, der während des Winters 2017 bis zum Frühsommer 2018 durchgeführt wurde, sollte zeigen, inwieweit realistische Witterungsbedingungen bei RC Baustoffen zu Gefügauflockerungen und zur Kornverfeinerung führen sowie die dauerhafte Tragfähigkeit beeinflussen. Zudem sollte untersucht werden, inwiefern sich diesbezüglich Unterschiede zu einem natürlichen Baustoff mit vergleichbarer Granulometrie ergeben.

In dem Feldversuch wurde aus zwei aufbereiteten Bauschuttgemischen (RC Mix) unterschiedlicher Korngrößenverteilung jeweils ein Versuchsfeld erstellt und während des Versuchszeitraumes zu verschiedenen Prüfzeitpunkten beprobt. Zur Überprüfung, ob und inwieweit zwischen den aufbereiteten Bauschuttgemischen und natürlichen Erdbaustoffen Unterschiede im Materialverhalten infolge von Witterungseinflüssen bestehen, wurden zeitgleich zwei weitere Versuchsfelder aus gebrochenem Kalkstein erstellt und diese ebenfalls zu den jeweiligen Prüfzeitpunkten beprobt. Um Einflüsse aus Unterschieden in den Kornverteilungskurven zu minimieren, waren die Korngrößenverteilungen der beiden Materialien aus gebrochenem Kalkstein auf die Kornverteilungskurven der aufbereiteten Bauschuttgemische abgestimmt. Nachfolgend soll der durchgeführte Feldversuch erläutert und anschließend die erzielten Ergebnisse aufgezeigt werden.

6.5.2 Versuchsmaterialien

Im Rahmen der Felduntersuchungen wurden jeweils zwei RC Baustoffe aus aufbereiteten Bauschuttgemischen (RC Mix) und zwei Körnungen aus Kalksteinschotter (KSS) berücksichtigt. Beide Materialarten wurden jeweils in den Korngrößenbereichen 0/32 mm (RC M 0/32 und KSS 0/32) und 0/8 mm (RC M 0/8 und KSS 0/8) untersucht. Die aufbereiteten Bauschuttgemische stammten von einem Aufbereitungsunternehmen aus dem Münchner Umland, die Materialien aus gebrochenem Kalkstein (Jurakalk) aus einem Kalksteinbruch etwa 120 km nördlich von München.

Zur Durchführung der klassifizierenden Versuche im Labor wurde vor der Erstellung der Versuchsfelder aus den unverdichteten Haufwerken eines jeden Materials eine repräsentative Probemenge von etwa 100 kg nach DIN EN 932-1 (DIN, 1996b) entnommen. Vor der Durchführung der klassifizierenden Untersuchungen wurden die Proben im Labor homogenisiert und nach DIN EN 932-2 (DIN, 1999) mittels Riffelteiler in repräsentative Teilproben aufgeteilt. Die nach DIN 18123 (DIN, 2011d) erstellten Korngrößenverteilungen der Versuchsmaterialien sind in Abbildung 149 wiedergegeben. Die Korngrößenverteilungen zeigen, dass es sich bei allen Versuchsmaterialien um gut abgestufte Erdbaustoffe mit einem

¹⁰ Zum Feldversuch s.a. HUBER, HENZINGER & HEYER (2020)

Feinkornanteil zwischen 7 und 9 M.-% handelt. Alle vier Versuchsmaterialien sind nach DIN 18196 (DIN, 2011c) als Kies-Schluff-Gemische (Bodengruppe GU) zu klassifizieren.

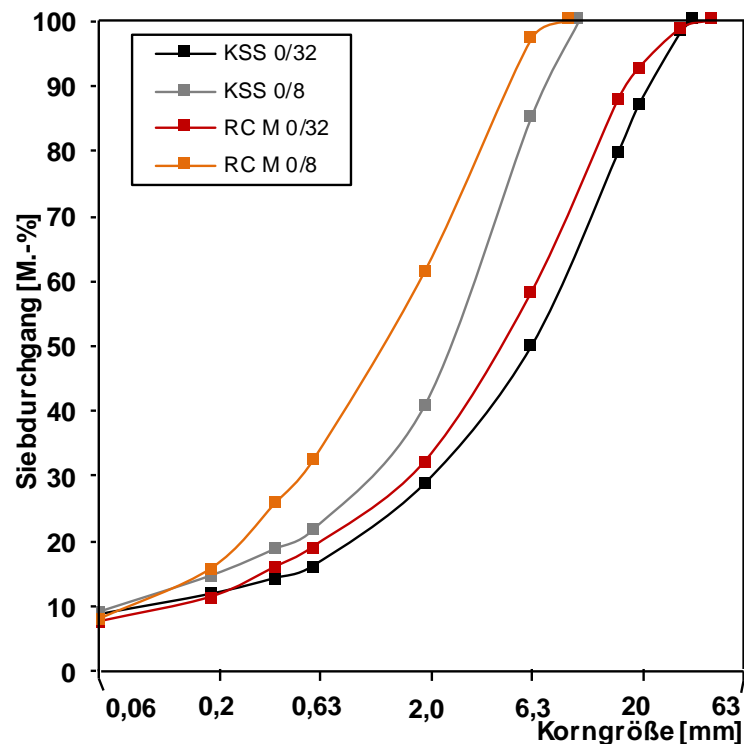


Abbildung 149: Korngrößenverteilungen der Versuchsmaterialien

Weitere bodenmechanische Kenngrößen der Versuchsmaterialien sind in Tabelle 37 aufgeführt. Die Korndichte wurde mittels Luftpyknometer nach TP BF-StB Teil B 3.3 (FGSV, 1988b) ermittelt. Zur Berücksichtigung der Porosität der Einzelkörner der aufbereiteten Bauschuttgemische wurde bei beiden RC Baustoffen die Korndichte jeweils unmittelbar nach dem Vermischen mit Wasser sowie nach viertägiger Sättigung, während der das Wasser in die wasserzugänglichen Porenräume eindringen konnte, ermittelt.

Materialeigenschaft	aufbereitete Bauschuttgemische		gebrochener Kalkstein	
	RC M 1	RC M 2	KSS 1	KSS 2
Max. Korngröße ¹⁾ [mm]	40	8	36	10
≤ 31.5 mm ¹⁾ [%]	98.8	-	98.3	-
≤ 2 mm ¹⁾ [%]	31.9	61.4	28.6	40.7
≤ 0.06 mm ¹⁾ [%]	7.2	7.6	8.4	8.7
C _U ²⁾	36.8	22.6	82.8	41.3
C _C ²⁾	2.7	1.6	5.3	4.6
ρ _S ³⁾ [g/cm ³]	2.66 ⁶⁾ /2.71 ⁷⁾	2.67 ⁶⁾ /2.72 ⁷⁾	2.71	2.72
w _{Pr} ⁴⁾ [%]	15.7	20.6	8.8	9.9
ρ _{Pr} ⁴⁾ [g/cm ³]	1.870	1.680	2.150	2.070
Wasserdurchlässigkeit k ⁵⁾ [m/s]	1.9 · 10 ⁻⁶	8.1 · 10 ⁻⁷	-	2.9 · 10 ⁻⁷
Frostempfindlichkeitsklasse ⁸⁾	F2	F2	F2	F2

¹⁾ Korngrößenverteilung nach DIN 18123 (DIN, 2011d)

²⁾ nach DIN EN ISO 14688-2 (DIN, 2018b)

³⁾ bestimmt mit dem Luftpyknometer nach TP BF-StB Teil B 3.3 (FGSV, 1988b)

⁴⁾ nach DIN 18127 (DIN, 2012a)

⁵⁾ nach DIN 18130 (DIN, 1998), für D_{Pr} ≈ 100 %

⁶⁾ unmittelbar nach Wasserzugabe

⁷⁾ 4 Tage nach Wasserzugabe

⁸⁾ nach ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017)

Tabelle 37: Bodenmechanische Kenngrößen der Versuchsmaterialien

An dem grobkörnigeren RC M 0/32 wurde zudem die stoffliche Zusammensetzung nach TP Gestein-StB Teil 3.1.5 (FGSV, 2012d) an den Kornanteilen > 4 mm ermittelt. Die stoffliche Zusammensetzung von RC M 0/32 ist in Tabelle 38 aufgeführt. Die Ermittlung der stofflichen Zusammensetzung von RC M 0/8 erfolgte aufgrund der großen Kornanteile < 4 mm nicht. Allerdings wurde RC M 0/8 aus demselben Ausgangsmaterial wie RC M 0/32 hergestellt, so dass für beide RC Baustoffe eine vergleichbare stoffliche Zusammensetzung angenommen werden kann.

Klasse	Materialien	Massenanteil (M.-%) ⁵⁾
R _c	Beton, Mörtel ¹⁾	58,9
R _u	Natürliche Gesteinskörnung ²⁾	26,5
R _b	Klinker, Ziegel, Steinzeug	8,9
R _{bm}	Min. Leicht-/Dämmbaustoffe ³⁾	5,4
R _g	Glas	0,1
R _a	Asphalt	0,1
X	Nicht-mineralische Anteile ⁴⁾	0,2
X _i	Eisen, Nichteisenmetalle	0,1

¹⁾ auch natürliche Körnung mit überwiegendem Anteil an Zement oder Mörtel

²⁾ auch natürliche Körnung mit geringem Anteil an Zement oder Mörtel

³⁾ u. a. Putz, Porenbeton, Bims, Kalksandstein, Gips

⁴⁾ Holz, Plastik, Textilien, Papier/Pappe

⁵⁾ Abweichung der Summe von 100 % rundungsbedingt

Tabelle 38: Stoffliche Zusammensetzung von RC M 0/32 nach TP Gestein-StB Teil 3.1.5 (FGSV, 2012d)

6.5.3 Herstellung der Versuchsfelder

Die Versuchsfelder wurden am 22. und 23. November 2017 auf dem Gelände einer Verfüllgrube etwa 60 km nordwestlich von München hergestellt. Das Planum, auf dem die Versuchsfelder hergestellt wurden, bestand größtenteils aus mineralischen Restmassen (überwiegend gebrochener Beton und Bauschuttgemisch, Steine und Blöcke waren nicht vorhanden), die in der Grube durch Einbauen und Verdichten verfüllt wurden. Vor der Herstellung der Versuchsfelder wurden in dem Bereich, in dem die Versuchsfelder aus den vier Materialien erstellt werden sollten, dynamische Plattendruckversuche mit dem leichten Fallgewichtsgerät nach TP BF-StB Teil B 8.3 (FGSV, 1988a) durchgeführt. Die unterhalb der späteren Versuchsflächen ermittelten Verformungsmoduln E_{Vd} lagen größtenteils zwischen 30 MN/m² und 55 MN/m². Lediglich im südlichen Bereich von Verdichtungsspur 1 wurden geringe E_{Vd} -Werte zwischen 8 MN/m² und 12 MN/m² ermittelt, die auf einen vernässten Bereich im Untergrund zurückgeführt wurden. Eine schematische Darstellung der späteren Verdichtungsspuren mit Angabe der auf dem Planum ermittelten E_{Vd} -Werte ist in Abbildung 150 gegeben.

Aufgrund von zeitlichen und räumlichen Rahmenbedingungen und nicht verfügbarem Baugerät war es nicht möglich, die Versuchsfelder zu einem anderen Zeitpunkt, an einem anderen Ort mit homogeneren Untergrundverhältnissen oder nach dem Austausch des vernässten Untergrundes herzustellen. Der Vergleich der Ergebnisse oberhalb des unzureichenden Untergrundes (südlicher Bereich von Verdichtungsspur 1) mit den Ergebnissen oberhalb des nördlichen Bereiches von Verdichtungsspur 1) liefert allerdings ein anschauliches Beispiel dafür, welche Bedeutung die Untergrundverhältnisse auf die Leistungsfähigkeit eines Erdbaustoffes besitzen.

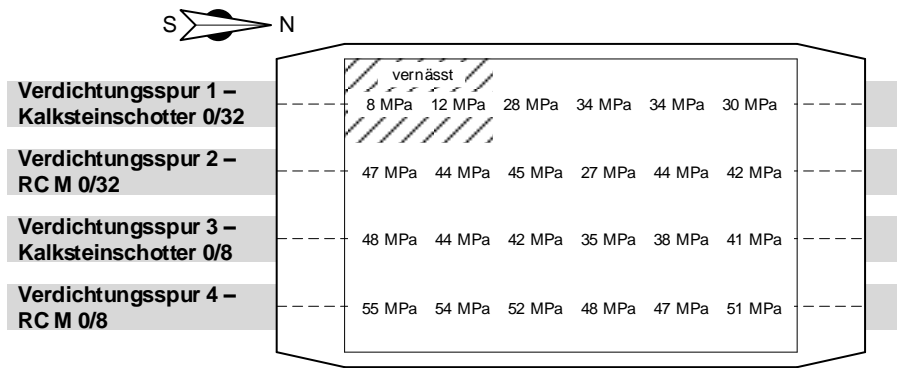


Abbildung 150: Vor der Erstellung der Versuchsfelder auf dem Planum ermittelte dynamische Verformungsmoduln E_{vd}

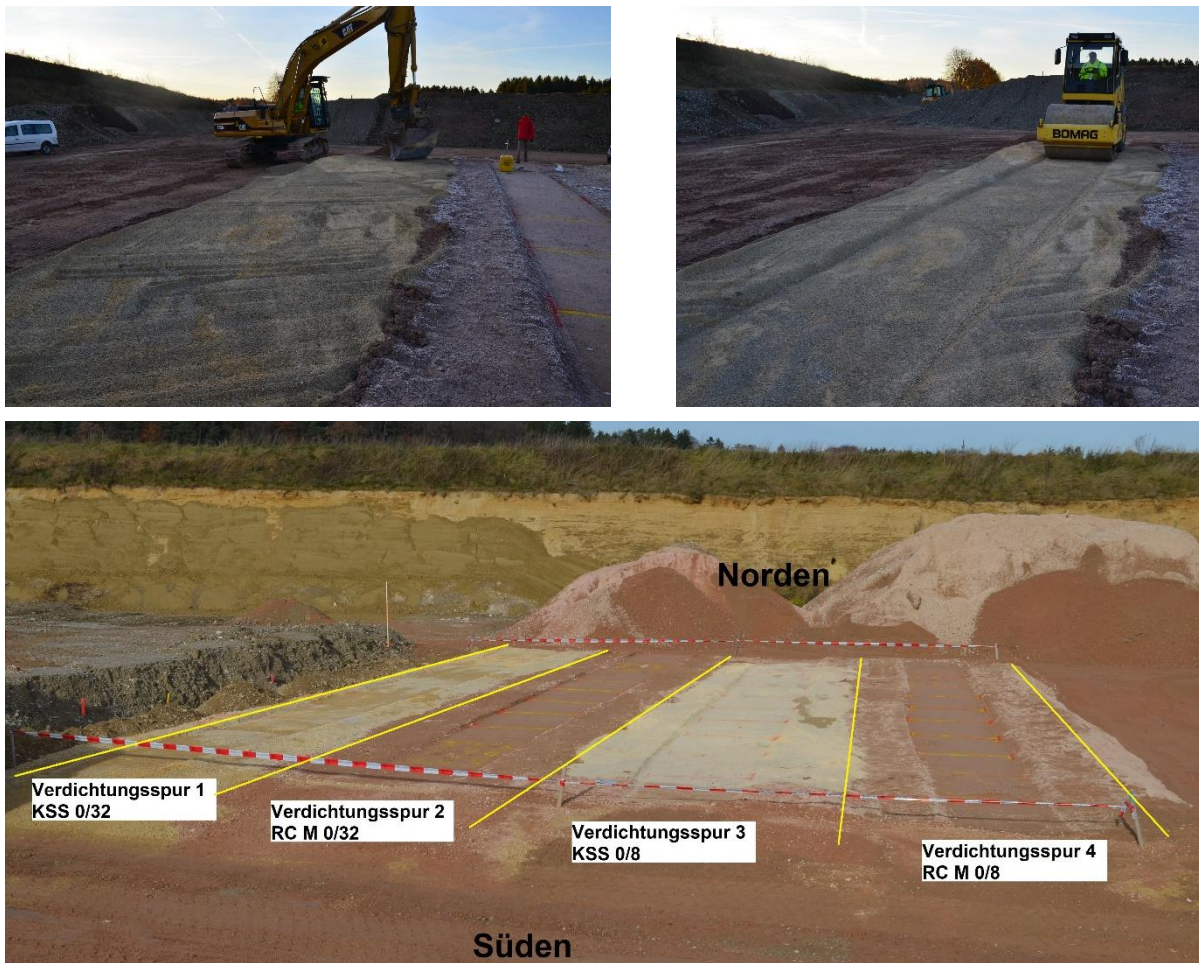


Abbildung 151: Arbeitsschritte „Abziehen der Oberfläche mit dem Bagger“ (oben links) und „Verdichtung“ (oben rechts) sowie fertig hergestellte Probefelder (unten), Fotos: Steffen Klepsch

Jedes der vier Versuchsmaterialien wurde zunächst mit einem Radlader in zwei Lagen auf einer Länge von etwa 25 m und einer Breite von etwa 3,5 m verteilt, wobei jede Lage im unverdichteten Zustand eine Schichtmächtigkeit zwischen 0,30 m und 0,40 m aufwies. Jede Lage wurde unmittelbar nach dem Aufbringen mit einer Verdichtungswalze (Betriebsgewicht etwa 6,5 Tonnen) mittels drei dynamischer Übergänge (je drei Überfahrten in Vorwärts- und Rückwärtsrichtung) und einem statischen Übergang (eine Überfahrt in Vorwärts- und

Rückwärtsrichtung) verdichtet. Die statischen Übergänge dienten insbesondere dazu, etwaige oberflächliche Auflockerungen infolge des dynamischen Verdichtungsprozesses zu kompensieren. Nach der Verdichtung wiesen die Versuchsfelder jeweils eine Gesamtstärke zwischen 0,50 m und 0,60 m auf. Lediglich im Bereich des unzureichenden Untergrundes (südlicher Bereich von Verdichtungsspur 1) konnte nur eine Gesamtstärke zwischen 0,30 m und 0,40 m erreicht werden. Die Arbeitsprozesse zur Herstellung der Probefelder, d. h. das Abziehen des Materials mit einem Bagger nach der Aufbringung mittels Radlader und der Verdichtungsvorgang sowie die fertig hergestellten Probefelder sind in Abbildung 151 dargestellt.

6.5.4 Versuchsmethodik

Für das Versuchsprogramm wurde jede der aus den vier Versuchsmaterialien hergestellten Verdichtungsspuren (vgl. Abbildung 151) in einen nördlichen und einen südlichen Bereich unterteilt und beide Bereiche weiter in jeweils vier Teilflächen unterteilt. Jede Teilfläche war etwa 2 m lang und 1,5 m breit. Die Unterteilung in einen nördlichen und einen südlichen Bereich wurde vorgenommen, um die zu den jeweiligen Zeitpunkten im südlichen und nördlichen Bereich durchgeführten Versuche miteinander vergleichen zu können. Die südlichen und nördlichen Bereiche der Versuchsfelder 2 (RC M 1), 3 (KSS 2) und 4 (RC M 2) wurden aufgrund vergleichbarer Untergrundverhältnisse (vgl. Abbildung 150) jeweils als miteinander vergleichbar angesehen. Lediglich der südliche Bereich von Verdichtungsspur 1 (KSS 1), der auf dem vernässten Untergrund erstellt wurde, war nicht mit dem nördlichen Bereich von Verdichtungsspur 1 vergleichbar. Die vier Teilflächen eines jeden Bereiches wurden durchnummeriert, wobei die Nummerierung ausgehend von den äußeren Begrenzungen jedes Bereiches zur Mitte hin anstieg (s. Abbildung 152). Der vernässte Bereich ist in der Darstellung in Abbildung 152 erneut hervorgehoben.

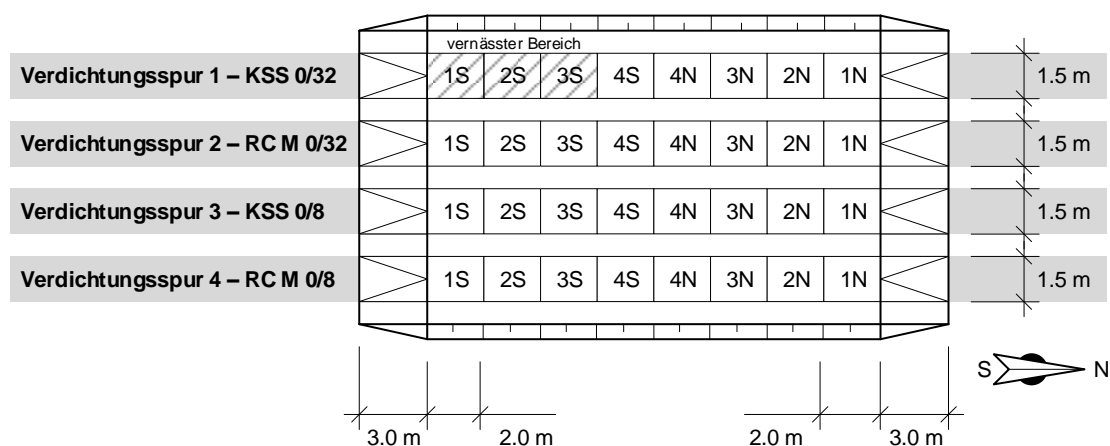


Abbildung 152: Einteilung der Verdichtungsspuren für die Versuchsdurchführung

Auf den Versuchsflächen wurden während des Winters 2017 und dem frühen Sommer 2018 zu verschiedenen Zeitpunkten Felduntersuchungen durchgeführt. Die Witterungsverhältnisse, die während des Versuchszeitraumes in der Gegend um die Versuchsfläche herrschten, wurden von vier Wetterstationen, die im Umkreis von 11 km, 14 km, 19 km und 35 km um die Versuchsflächen lagen, als Tagesmittelwerte für die Temperatur und den Niederschlag zur

Verfügung gestellt. Alle vier Wetterstationen zeigen für die Temperatur und den Niederschlag vergleichbare Werte. Aus den Wetterdaten der vier umliegenden Wetterstationen konnten für die Versuchsfläche mittels eines $1/r^2$ Gewichtungsschemas virtuelle Wetterdaten bestimmt werden (s. WU ET AL., 2000; DORÉ & ZUBECK, 2009). Die Daten der vier umliegenden Wetterstationen sowie die daraus für die Versuchsfläche abgeleiteten virtuellen Wetterdaten sind in Abbildung 153 wiedergegeben.

Für die maßgebende Frostphase, die zwischen dem vierten Februar und dem dritten März auftrat (hervorgehoben in Abbildung 153), konnte anhand der virtuellen Wetterdaten der Versuchsfläche ein Frostindex FI_{Luft} von $103 [^{\circ}C \cdot d]$ bestimmt werden. Mit einem Frostindex von $FI_{Luft} = 103 [^{\circ}C \cdot d]$ ergibt sich die während der Frostphase auftretende Frosteindringtiefe nach unterschiedlichen Design-Kurven (s. Abbildung 44) zwischen etwa 25 und 40 Zentimeter (s. Tabelle 39). Sofern detailliertere Informationen über die thermischen Eigenschaften der verwendeten Materialien bekannt sind, könnte die Frosteindringtiefe auch rechnerisch ermittelt werden (s. Kapitel 3.4.4).

Methoden	Frosteindringtiefe	Quelle
Design-Kurve US Corps of Engineers	38 cm	US ARMY CORPS OF ENGINEERS (1949)
Modifizierte Design-Kurve nach BROWN (1964)	26 cm	BROWN (1964)
Design-Kurve nach SANGER (1963) für gut dränierende, sandige Kiese	27 cm	SANGER (1963)
Design-Kurve nach GÁSPÁR (1959)	40 cm	KÉZDI (1970)

Tabelle 39: Mit Hilfe des Frostindex FI_{Luft} nach unterschiedlichen Design-Kurven ermittelte Frosteindringtiefen

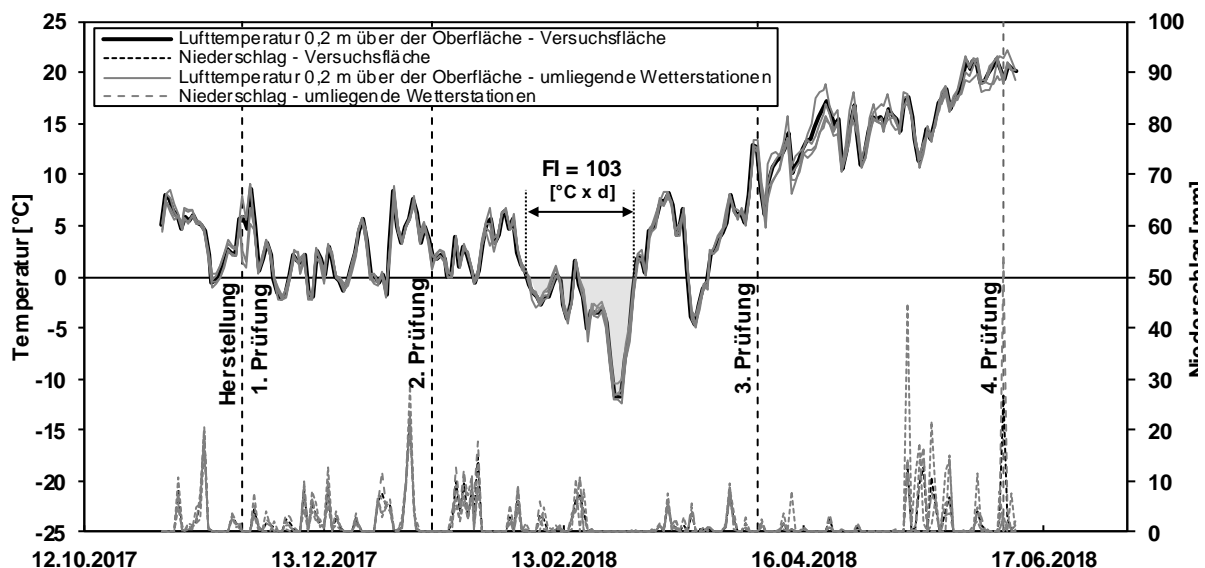


Abbildung 153: Wetterdaten der vier im Umkreis von 11 km, 14 km, 19 km und 35 km um die Versuchsfläche liegenden Wetterstationen, virtuelle Wetterdaten auf der Versuchsfläche und Frostindex FI_{Luft} der maßgebenden Frostphase

Die einzelnen Teilflächen wurden ausgehend von den äußeren Begrenzungen der Versuchsflächen in aufsteigender Nummerierung geprüft, wobei zu einem Versuchszeitpunkt jeweils Versuche auf dem südlichen und nördlichen Bereich durchgeführt wurden. Insgesamt

wurden die Versuchsflächen zu vier Versuchszeitpunkten beprobt. Die erste Beprobung der Teilflächen 1S und 1N fand am 22.11.2017 (Materialien KSS 1 und RC M 1) bzw. 23.11.2017 (Materialien KSS 2 und RC M 2) unmittelbar nach der Herstellung (Einbau und Verdichten) der jeweiligen Versuchsflächen statt. Der zweite Versuchstermin (Teilflächen 2S und 2N) fand am 10.01.2018 statt, wobei zwischen dem ersten und dem zweiten Versuchstermin keine langanhaltenden Frostphasen und nur gelegentliche Niederschläge auftraten. Vor der Durchführung der Versuche am zweiten Beprobungstermin wurde überprüft, ob die Versuchsflächen unterhalb der Oberfläche nicht gefroren waren. Hierzu wurden die Bereiche der bereits zum ersten Beprobungstermin geprüften Teilflächen mittels eines Baggers angeschnitten und die Temperatur in dem Anschnitt mittels eines Laserthermometers überprüft. Der dritte Beprobungstermin fand nach einer längeren Frostperiode mit langanhaltenden tiefen Temperaturen und Schneefall am 04.04.2018 statt (Teilflächen 3S und 3N), wobei vor der Versuchsdurchführung sicherheitshalber erneut geprüft wurde, ob der Dammkörper gefroren war. Die letzte Beprobung der Versuchsflächen fand am 07.06.2018 statt (Teilflächen 4S und 4N). Dabei traten zwischen dem vorletzten und dem letzten Beprobungstermin keine Temperaturen unterhalb des Gefrierpunktes mehr auf. Der heftige Niederschlag, der in Abbildung 153 am letzten Beprobungstermin ersichtlich ist, trat am späten Nachmittag nach Beendigung der Versuche auf.

Zu jedem Versuchszeitpunkt wurden Dichtebestimmungen (Ballonverfahren, radiometrische Sonde Typ „Troxler 3440“) sowie statische und dynamische Plattendruckversuche durchgeführt. Die Dichtebestimmung mit dem Ballonverfahren nach DIN 18125-2 (DIN, 2011b) erfolgte zu jedem Versuchszeitpunkt, wobei zum ersten Versuchszeitpunkt je Teilfeld zwei Versuche (d. h. vier Ergebnisse je Versuchsmaterial) durchgeführt wurden. Zu den übrigen Versuchszeitpunkten wurde lediglich ein Versuch je Teilfeld (d. h. zwei Ergebnisse je Versuchsmaterial) durchgeführt. Die Dichtebestimmung mit der radiometrischen Sonde nach TP BF-StB Teil B 3.3 (FGSV, 2012a) erfolgte lediglich zum ersten sowie zum letzten Versuchszeitpunkt, wobei zum ersten Versuchszeitpunkt zwei Versuche je Teilfeld (vier Ergebnisse je Versuchsmaterial) und zum letzten Versuchszeitpunkt ein Versuch je Teilfeld (zwei Ergebnisse je Versuchsmaterial) durchgeführt wurden. Die Versuche mit der radiometrischen Sonde wurden dabei jeweils in Messtiefen von 5, 15 und 30 cm durchgeführt; wobei es sich bei den nachfolgend dargestellten Werten jeweils um Mittelwerte aus den Ergebnissen der drei Messtiefen handelt.

Die Entwicklung der Steifigkeit der Versuchsmaterialien wurde anhand von statischen und dynamischen Plattendruckversuchen untersucht. Zu jedem Versuchszeitpunkt wurde in der Mitte eines jeden Teilfeldes ein statischer Plattendruckversuch ($d = 30$ cm) nach DIN 18134 (DIN, 2012b) (d. h. zwei statische Plattendruckversuche je Versuchsmaterial) sowie an zwei Punkten eines Teilfeldes jeweils ein dynamischer Plattendruckversuch mit dem leichten Fallgewichtsgerät nach TP BS-StB Teil B 8.3 (FGSV, 2012a) (d. h. vier dynamische Plattendruckversuche je Versuchsmaterial) durchgeführt. Bei den nachfolgend dargestellten E_{vd} -Werten eines Teilfeldes handelt es sich jeweils um die Mittelwerte aus den zwei je Teilfeld durchgeführten dynamischen Plattendruckversuchen. Falls die Oberfläche an den Stellen, an denen die Plattendruckversuche durchgeführt werden sollten, Unebenheiten aufwies, erfolgte die Versuchsdurchführung entsprechend den Vorgaben der Normen/Prüfvorschriften auf einem dünnen Bett aus Mittelsand.

Neben den Versuchen wurden zu jedem Versuchszeitpunkt Proben der Versuchsmaterialien aus den unverdichteten Bereichen zwischen den Versuchsfeldern entnommen und deren Korngrößenverteilungen bestimmt, um möglichen Kornbruch infolge der Witterungseinflüsse zu identifizieren.

Das Vorgehen, die Versuchsfelder in einen südlichen und einen nördlichen Bereich zu unterteilen und beide Bereiche zu einem Versuchszeitpunkt zu beproben, ermöglicht es, die Streuung der Versuchsergebnisse zu bewerten (eine Ausnahme stellt der südliche Bereich von Versuchsfeld 1 dar, der aufgrund des aufgeweichten Untergrundes nicht mit dem nördlichen Bereich von Versuchsfeld 1 vergleichbar ist).

6.5.5 Entwicklung der Korngrößenverteilungen

Die Korngrößenverteilungen der vier Ausgangsmaterialien sowie die zu allen Versuchszeitpunkten bestimmten Korngrößenverteilungen sind in Abbildung 154 zusammenfassend dargestellt. Abbildung 154 (links) zeigt die Korngrößenverteilungen der beiden gebrochenen Kalksteinschotter KSS 0/32 mm und KSS 0/8 mm, Abbildung 154 (rechts) die Korngrößenverteilungen der beiden aufbereiteten Bauschuttgemische RC M 0/32 mm und RC M 0/8 mm.

Insbesondere die Korngrößenverteilungen der beiden feinkörnigeren Materialien KSS 0/8 und RC M 0/8 mit einem Größtkorn von 8 mm zeigen zu den unterschiedlichen Prüfzeitpunkten jeweils eine hohe Übereinstimmung und weichen kaum voneinander ab. Die hohe Homogenität beider Materialien (KSS 0/8 und RC M 0/8) im Hinblick auf ihre Korngrößenverteilungen zeigt sich auch an den Werten in Tabelle 40, in der die Siebdurchgänge der Ausgangsmaterialien sowie der zu den weiteren Versuchszeitpunkten entnommenen Proben durch die Siebweiten 0,063 mm und 2,0 mm zusammenfassend wiedergegeben sind. Eine Kornverfeinerung infolge von Witterungseinflüssen (insbesondere Frost-Tau-Wechsel) während der Dauer der Feldversuche konnte für die Materialien KSS 0/8 und RC M 0/8 somit nicht festgestellt werden. Die Korngrößenverteilungen der beiden grobkörnigen Materialien KSS 0/32 und RC M 0/32 zeigen eine ausgeprägtere Streuung, die allerdings innerhalb der erwarteten Streuung für grobkörnige Materialien liegt. Eine eindeutige Kornverfeinerung infolge der Witterungseinflüsse konnte nicht festgestellt werden.

	Korngrößenbereich	KSS 1	KSS 2	RC M 1	RC M 2
Ausgangsmaterial	< 0,063 mm	8-9 %	9 %	6-8 %	8 %
	< 2 mm	28-29 %	40-42 %	29-34 %	61-62 %
Ergebnisse aller Versuchszeitpunkte	< 0,063 mm	7-10 %	8-11 %	2-8 %	6-10 %
	< 2 mm	26-39 %	38-47 %	23-34 %	57-62 %

Tabelle 40: Vergleich der Kornabstufung der Ausgangsmaterialien mit den Kornabstufungen der zu den einzelnen Versuchszeitpunkten entnommenen Proben (kumuliert)

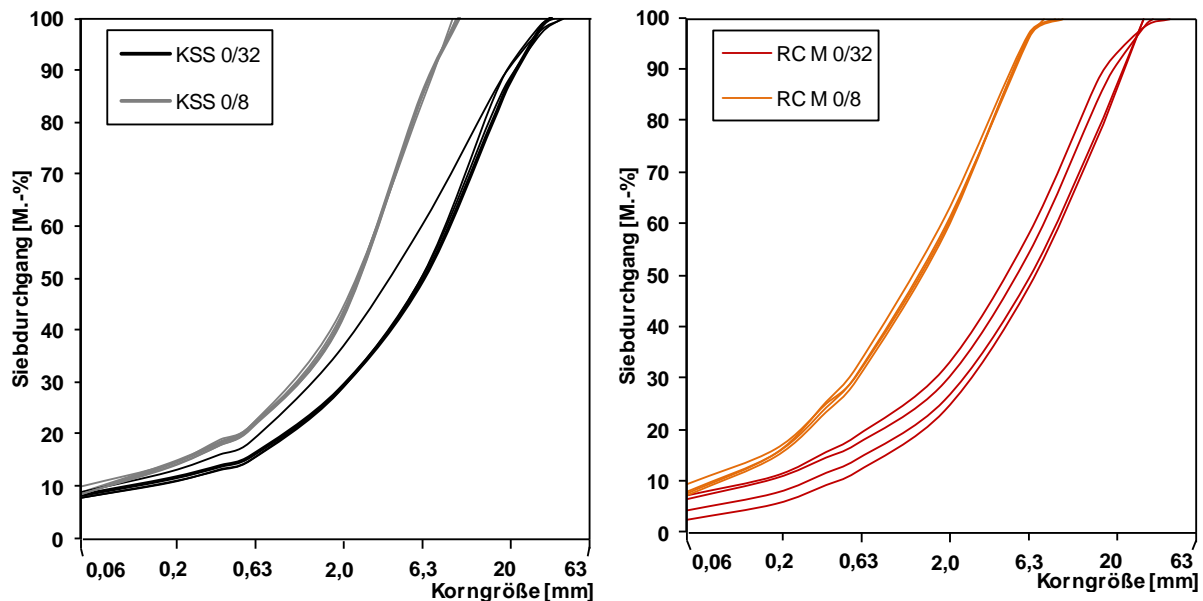


Abbildung 154: Zusammenstellung der Korngrößenverteilungen der Ausgangsmaterialien sowie der zu allen Versuchszeitpunkten entnommenen Proben, links: gebrochene Kalksteinschotter KSS 0/32 mm und KSS 0/8 mm, rechts: aufbereitete Bauschuttgemische RC M 0/32 mm und RC M 0/8 mm

6.5.6 Entwicklung der Trockendichten

Die Entwicklungen der mit dem Ballonersatzverfahren bzw. der radiometrischen Sonde zu den jeweiligen Prüfzeitpunkten ermittelten Trockendichten ist in Abbildung 155 jeweils getrennt für den südlichen (Endung „S“) und nördlichen (Endung „N“) Bereich eines Versuchsfeldes dargestellt. Die im südlichen und nördlichen Bereich eines Versuchsfeldes (d. h. für ein Versuchsmaterial) ermittelten Trockendichten stimmen bis auf wenige Ausnahmen jeweils gut überein. Die zum ersten und letzten Versuchszeitpunkt mit der radiometrischen Sonde ermittelten Trockendichten (*Troxler*) stimmen mit den mittels Ballonersatzverfahren bestimmten Trockendichten (*Ballon*) ebenfalls gut überein. Ein Einfluss des vernässten Bereiches unterhalb des südlichen Bereiches von Versuchsfeld 1 (Versuchsmaterial KSS 0/32) auf die erreichten Trockendichten konnte nicht festgestellt werden und die Trockendichten im südlichen und nördlichen Bereich von Versuchsfeld 1 zeigen vergleichbare Ergebnisse.

Die in Abbildung 155 dargestellten Daten zeigen sowohl für die Materialien aus gebrochenem Kalkstein als auch für die aufbereiteten Baurestmassen insbesondere während der Frostperiode im Winter einen Trend zur Abnahme der Trockendichten, d. h. zur Auflockerung der Partikelstruktur. Die Auflockerung der Partikelstruktur resultiert aus dem Einfluss der Witterung. Dabei kommt es während der Phasenübergänge des Porenwassers zwischen den Einzelkörnern von der flüssigen in die feste Phase und zurück zu Volumenänderungen. Dieser Prozess ist zyklisch (zumindest in der Übergangszeit vom Herbst auf den Winter und vom Winter auf das Frühjahr herrschen nachts niedrige Temperaturen $< 0^{\circ}\text{C}$ und tagsüber warme Temperaturen $> 0^{\circ}\text{C}$) und führt zur Auflockerung der Partikelstruktur. Zu berücksichtigen ist, dass dieser Prozess überwiegend im obersten Bereich der verdichteten Schichten stattfindet (vgl. Abbildung 156). Zwischen dem dritten und vierten Prüfzeitpunkt wurden keine Temperaturen unter dem Gefrierpunkt mehr registriert (vgl. Abbildung 153) und eine weitere

signifikante Auflockerung der verdichteten Schichten (Ausnahme: RC M 0/32 N) konnte nicht mehr festgestellt werden. In einigen Fällen wurde sogar ein Anstieg der Trockendichten beobachtet.

Die mit der radiometrischen Sonde zum ersten und vierten Prüftermin in den unterschiedlichen Messtiefen (30, 15 und 5 cm) ermittelten Trockendichten sind in Abbildung 156 jeweils getrennt für den südlichen und den nördlichen Bereich eines Versuchsfeldes über die Messtiefe dargestellt. Die Entwicklung der Trockendichten stimmt für die südlichen und nördlichen Bereiche jeweils erneut gut überein. Darüber hinaus können hinsichtlich der Entwicklung der Trockendichten zwischen den Materialien aus gebrochenem Kalkstein und denen aus aufbereiteten Bauschuttgemischen sowie zwischen den Materialien mit Größtkorn 32 mm und denen mit Größtkorn 8 mm keine Unterschiede festgestellt werden.

Abbildung 156 bestätigt, dass der Rückgang der Trockendichten und damit die Auflockerungen der Partikelstruktur überwiegend auf die oberflächennahen Bereiche der verdichteten Materialien beschränkt waren. Mit zunehmender Messtiefe konnte keine systematische Abnahme der Trockendichten beobachtet werden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Witterung sowie die niedrigen Temperaturen vor allem auf die oberflächennahen Bereiche einwirken (vgl. Tabelle 39). Dauerhafte Temperaturen weit unterhalb des Gefrierpunktes, die zu einer Auflockerung auch tieferer Bereiche durch Frost führen könnten, wurden während der Messkampagne nicht gemessen (vgl. Darstellung der Temperaturen in Abbildung 153).

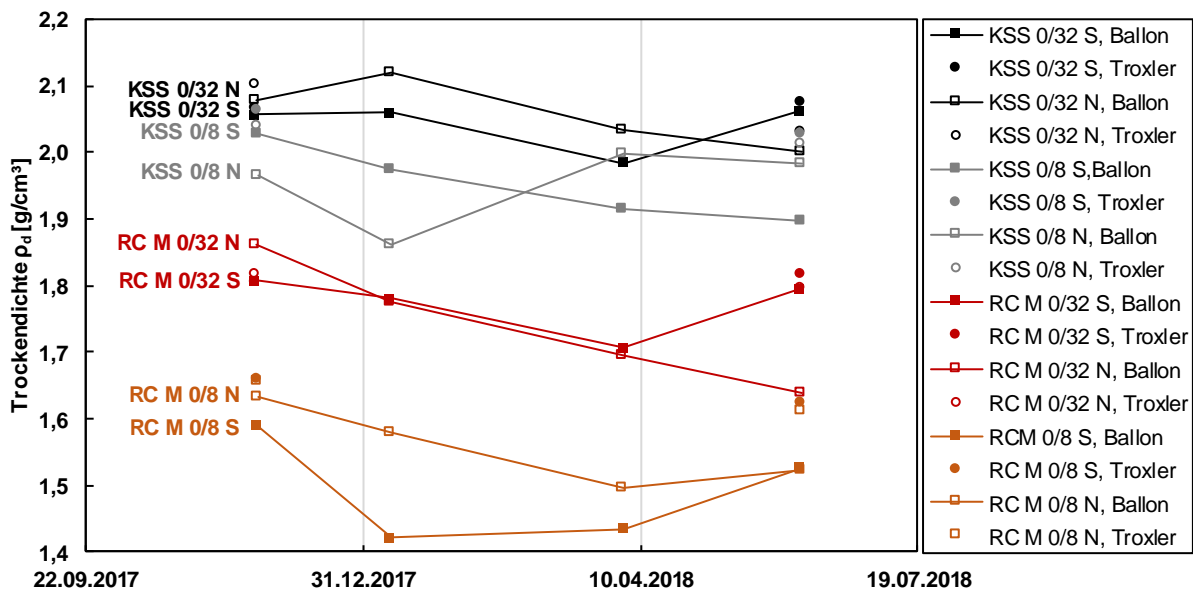


Abbildung 155: Entwicklung der Trockendichten über den Untersuchungszeitraum

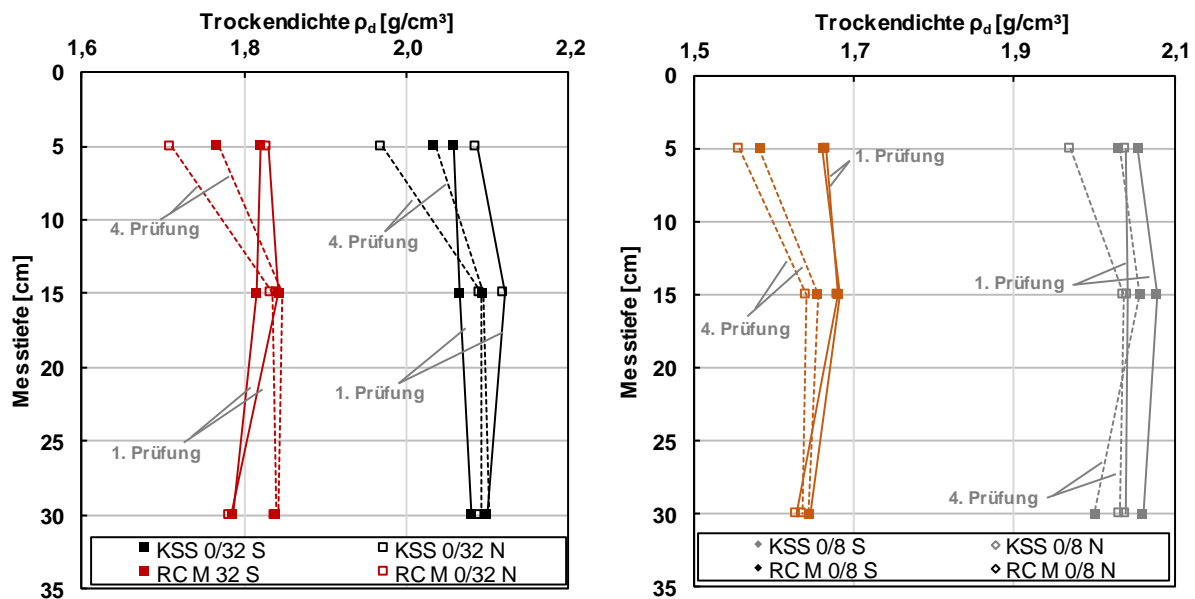


Abbildung 156: Radiometrisch ermittelte Trockendichten über die Messtiefe – links: KSS 0/32 und RC M 0/32, rechts: KSS 0/8 und RC M 0/8

6.5.7 Entwicklung der Verformungsmoduln

6.5.7.1 Statische Verformungsmoduln E_{V1} bei Erstbelastung

Die in der Mitte eines jeden Teilfeldes zu den jeweiligen Prüfzeitpunkten ermittelten Verformungsmoduln E_{V1} sind für alle Versuchsmaterialien getrennt für die südlichen und nördlichen Bereiche in Abbildung 157 dargestellt. Mit Ausnahme des südlichen Bereiches von Versuchsfeld 1 (KSS 0/32 S), der auf dem vernässten Untergrund erstellt wurde, stimmen die E_{V1} -Werte der südlichen und nördlichen Bereiche jeweils gut überein. Die E_{V1} -Werte der natürlichen Materialien (KSS 0/32 N, KSS 0/8 S, KSS 0/8 N) nehmen bis zum dritten Prüfzeitpunkt tendenziell ab. Dies ist auf die Auflockerungen der verdichteten Oberfläche (abnehmende Trockendichten) infolge der Witterungseinflüsse zurückzuführen, die zu einer geringeren Steifigkeit führen. Nach dem dritten Prüfzeitpunkt bleiben die E_{V1} -Werte der natürlichen Materialien wie auch ihre Trockendichten (vgl. Abbildung 155) nahezu unverändert.

Im Gegensatz zum nördlichen Bereich konnten auf dem südlichen Bereich von Verdichtungsspur 1 (KSS 0/32), der auf dem vernässten Planum erstellt wurde und lediglich eine Schichtmächtigkeit von 30 bis 40 cm aufwies (vgl. Kapitel 6.5.3), ansteigende E_{V1} -Werte festgestellt werden. Die E_{V1} -Werte stiegen im südlichen Bereich ausgehend vom ersten Prüfzeitpunkt, an dem die E_{V1} -Werte im südlichen Bereich deutlich unterhalb der E_{V1} -Werte im nördlichen Bereich lagen, mit jedem Prüfzeitpunkt an, bis sie zum letzten Prüfzeitpunkt ein ähnliches Niveau erreichten wie die E_{V1} -Werte im nördlichen Bereich. Dieser Anstieg der E_{V1} -Werte kann jedoch nicht primär mit zeitlichen Effekten erklärt werden, sondern ist vielmehr auf die zur Mitte hin ansteigende Steifigkeit des Planums unterhalb des südlichen Bereiches von Versuchsfeld 1 zurückzuführen. Die Schichtstärke von Versuchsfeld 1 nahm ausgehend von Teilfeld KSS 0/32-1S bis zu Teilfeld KSS 0/32-4S ebenfalls von 30 – 40 cm auf 50 – 60 cm zu, wodurch der Einfluss der Steifigkeit des Planums auf die ermittelten E_{V1} -Werte mit jedem Prüfzeitpunkt abnahm. Die ansteigenden E_{V1} -Werte im südlichen Bereich von Versuchsfeld 1

sind dadurch in erster Linie auf die ausgehend von Teilfeld KSS 0/32 1S bis hin zu Teilfeld KSS 0/32 4S zunehmende Steifigkeit des Planums sowie die zunehmende Schichtstärke des verdichteten Materials zurückzuführen (vgl. Abbildung 150 und Kapitel 6.5.3).

Im Gegensatz zu den Materialien aus gebrochenem Kalkstein zeigen die aufbereiteten Bauschuttgemische zwischen dem ersten und dem dritten Prüfzeitpunkt zunehmende und abnehmende E_{V1} -Werte. Nach der Frostperiode, d. h. nach dem dritten Versuchszeitpunkt steigen die E_{V1} -Werte allerdings sowohl für RC M 0/32 als auch für RC M 0/8 an. Insbesondere bei RC M 0/32 kann ein deutlicher Anstieg der E_{V1} -Werte festgestellt werden. Dieser Steifigkeitsanstieg ist wahrscheinlich auf sekundäre Verfestigungsprozesse infolge hydraulisch aktiver Bestandteile zurückzuführen, die in tieferen Bereichen der verdichteten Schichten stattfinden und welche die Oberflächenauflockerungen infolge der Witterungseinflüsse (vgl. Abbildung 155) überkompensieren.

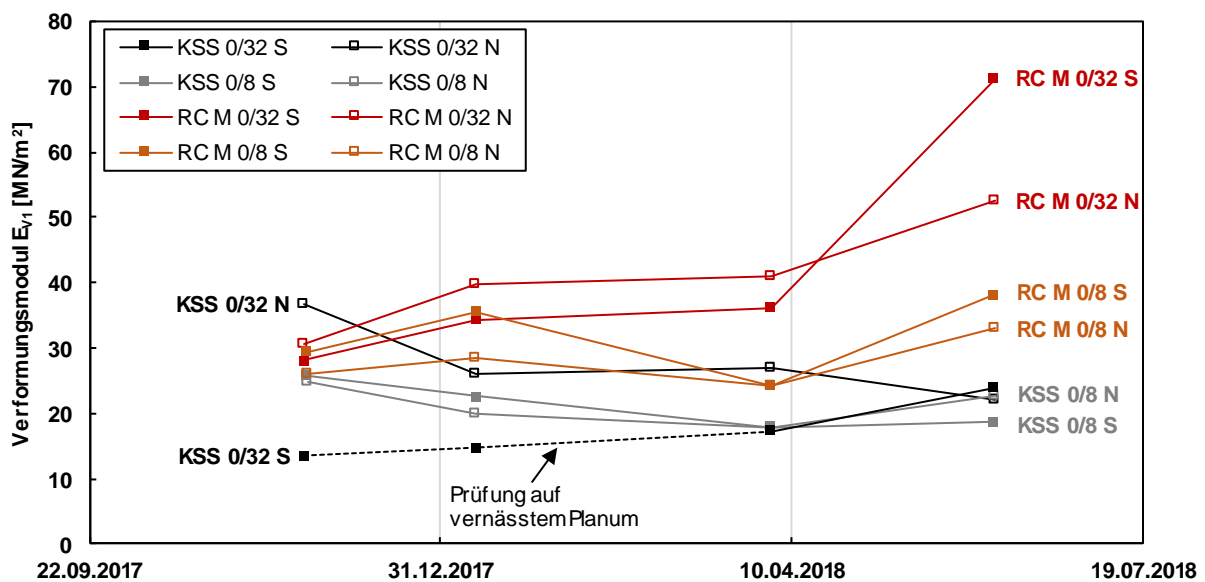


Abbildung 157: Entwicklung der während des Versuchszeitraumes bestimmten statischen Verformungsmoduln E_{V1}

6.5.7.2 Statische Verformungsmoduln E_{V2} bei Wiederbelastung

Die Entwicklung der statischen Verformungsmoduln E_{V2} bei Wiederbelastung über den Versuchszeitraum ist für die vier Versuchsmaterialien jeweils getrennt für den südlichen und den nördlichen Bereich der Verdichtungsspuren in Abbildung 158 wiedergegeben. Die Ergebnisse der südlichen und nördlichen Bereiche stimmen mit Ausnahme von Verdichtungsspur 1 (vernässter Untergrund im südlichen Bereich) erneut jeweils gut überein. Die Daten zeigen, dass die Verformungsmoduln E_{V2} der Materialien aus gebrochenem Kalksteinschotter (KSS 0/32 und KSS 0/8) während des gesamten Versuchszeitraumes annähernd auf einem konstanten Wertenniveau verharren. Lediglich im südlichen Bereich von Verdichtungsspur 1, in dem das Planum aufgrund des vernässten Untergrundes eine vergleichsweise geringe Steifigkeit aufwies und in dem lediglich eine Schichtstärke von 30 bis 40 cm erreicht wurde (vgl. Kapitel 6.5.3), wurden ausgehend von Teilfeld KSS 0/32 1S zur Mitte hin (Teilfeld KSS 0/32 4S) ansteigende Verformungsmoduln E_{V2} gemessen. Wie bereits bei den Verformungsmoduln E_{V1} kann dieser Anstieg auf die zunehmende Steifigkeit des

Planums sowie den abnehmenden Einfluss der Steifigkeit des Planums auf den gemessenen Verformungsmodul E_{V2} infolge der zunehmenden Schichtstärke (von 30 – 40 cm im Bereich von Teilfeld KSS 0/32 1S bis auf 50 – 60 cm im Bereich von Teilfeld KSS 0/32 4S) zurückgeführt werden.

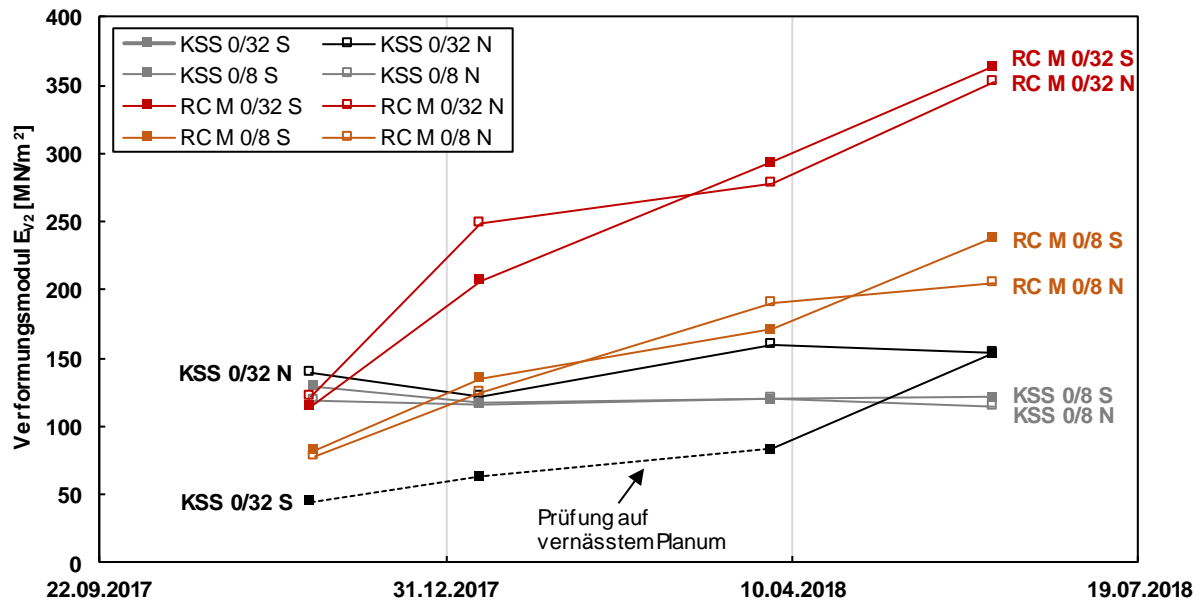


Abbildung 158: Entwicklung der während des Versuchszeitraumes bestimmten statischen Verformungsmoduln E_{V2}

Im Gegensatz zu den Materialien aus gebrochenem Kalkstein steigen die Verformungsmoduln E_{V2} der aufbereiteten Bauschuttgemische RC M 0/32 und RC M 0/8 im Laufe des Versuchszeitraumes trotz der Oberflächenauflockerungen während des Winters 2017/2018 (vgl. Kapitel 6.5.6) deutlich an. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass die Oberflächenauflockerungen im Zuge der Erstbelastung zur Bestimmung des Verformungsmoduls E_{V1} kompensiert werden und der Verformungsmodul E_{V2} deutlich von sekundären Verfestigungsprozessen unterhalb dieser Oberflächenauflockerungen beeinflusst wird und dadurch merklich ansteigt.

Die Gesamtbetrachtung der Daten zur Entwicklung der Trockendichten sowie zu den Verformungsmoduln E_{V1} und E_{V2} lässt darauf schließen, dass die Oberfläche der verdichteten Schichten infolge der Witterungseinflüsse (insbesondere durch Regen und Frost-Tau-Wechsel) aufgelockert wird. Gleichzeitig scheinen in den verdichteten Schichten aus den aufbereiteten Bauschuttgemischen RC M 0/32 und RC M 0/8 im Gegensatz zu den Materialien aus gebrochenem Kalksteinschotter (KSS 0/32 und KSS 0/8) sekundäre Verfestigungsprozesse stattzufinden. Dies führt dazu, dass die Verformungsmoduln E_{V1} der Materialien KSS 0/32 und KSS 0/8 infolge der witterungsbedingten Oberflächenauflockerungen während des Versuchszeitraumes abnehmen. Da die Verformungsmoduln E_{V2} der Materialien KSS 0/32 und KSS 0/8 während des Versuchszeitraumes allerdings annähernd konstant bleiben, scheinen diese Oberflächenauflockerungen jedoch nicht nachhaltig zu sein und im Zuge der Erstbelastung bei der Bestimmung des E_{V1} -Wertes wieder kompensiert zu werden.

In den aus den aufbereiteten Bauschuttgemischen hergestellten Schichten treten die beiden Effekte (abnehmende Trockendichte infolge von Witterungseinflüssen und sekundäre Verfestigungsprozesse) offenbar gleichzeitig auf. So scheint der Anstieg der Steifigkeit infolge der sekundären Verfestigungsprozesse die Oberflächenauflockerungen infolge von Witterungseinflüssen bei der Erstbelastung zu kompensieren (keine abnehmenden E_{V1} -Werte während des Winters). Bei der Wiederbelastung scheint hingegen der Einfluss der Verfestigungsprozesse zu überwiegen und führt zu deutlich ansteigenden Verformungsmoduln E_{V2} .

6.5.7.3 Dynamische Verformungsmoduln E_{Vd}

Die Entwicklung der während des Versuchszeitraumes ermittelten dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} ist getrennt für die südlichen und nördlichen Bereiche der Verdichtungsspuren in Abbildung 159 wiedergegeben. Wie bereits bei den statischen Verformungsmoduln E_{V1} und E_{V2} , stimmen die zu den jeweiligen Versuchszeitpunkten ermittelten dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} der südlichen und nördlichen Bereiche mit Ausnahme des südlichen Bereiches von Verdichtungsspur 1 gut überein. Die niedrigeren E_{Vd} -Werte im südlichen Bereich von Verdichtungsspur 1 sind erneut auf den Einfluss des vernässten Untergrundes zurückzuführen.

Zum ersten Versuchszeitpunkt (unmittelbar nach Verdichtung der Versuchsmaterialien) wurden auf den Materialien aus gebrochenem Kalksteinschotter im Vergleich zu den Materialien aus den aufbereiteten Bauschuttgemischen deutlich höhere Verformungsmoduln E_{Vd} gemessen. Zudem wurden sowohl bei den Materialien aus Kalksteinschotter als auch bei den Materialien aus den aufbereiteten Bauschuttgemischen an den Körnungen 0/32 (KSS 0/32 und RC M 0/32) im Vergleich zu den Körnungen 0/8 (KSS 0/8 und RC M 0/8) jeweils höhere Verformungsmoduln E_{Vd} bestimmt.

Trotz der abnehmenden Trockendichten in den oberflächennahen Bereichen infolge der witterungsbedingten Oberflächenauflockerung (vgl. Kapitel 6.5.6) steigen die Verformungsmoduln E_{Vd} aller Versuchsmaterialien während des Winters 2017/2018 an und ihre Entwicklung ist vergleichbar zu derjenigen der statischen Verformungsmoduln E_{V2} (vgl. Abbildung 158). Abnehmende Verformungsmoduln E_{Vd} infolge der Oberflächenauflockerungen, wie sie etwa bei den Verformungsmoduln E_{V1} beobachtet wurden (vgl. Abbildung 157), konnten nicht festgestellt werden. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass die in Abbildung 159 dargestellten E_{Vd} -Werte, wie in TP BF-StB Part B 8.3 (FGSV, 1988a) vorgegeben, erst nach drei Vorbelastungsstößen ermittelt wurden, wobei die drei Vorbelastungsstöße die witterungsbedingten Oberflächenauflockerungen wirksam kompensiert haben.

Bereits ab dem zweiten Versuchszeitpunkt erreichten die E_{Vd} -Werte des feinkörnigeren RC Baustoffes (RC M 0/8) die E_{Vd} -Werte des grobkörnigeren Kalksteinschotters (KSS 0/32) und ab dem dritten Versuchszeitpunkt wiesen alle RC Baustoffe höhere E_{Vd} -Werte auf als die natürlichen Materialien. Der ausgeprägte Anstieg der dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} bei den aufbereiteten Bauschuttgemischen ist vermutlich erneut auf die sekundären Verfestigungsprozesse infolge hydraulisch aktiver Bestandteile zurückzuführen. Hervorzuheben sind die dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} des grobkörnigen

RC Baustoffes RC M 0/32 zum letzten Versuchszeitpunkt. Obwohl diese in etwa noch immer dreimal so hoch sind wie die Anfangswerte, wurde zwischen dem dritten und dem letzten Versuchszeitpunkt ein deutlicher Abfall der E_{Vd} -Werte beobachtet. Die Ursache dieses Abfalls kann nicht erklärt werden; womöglich handelt es sich um Messfehler.

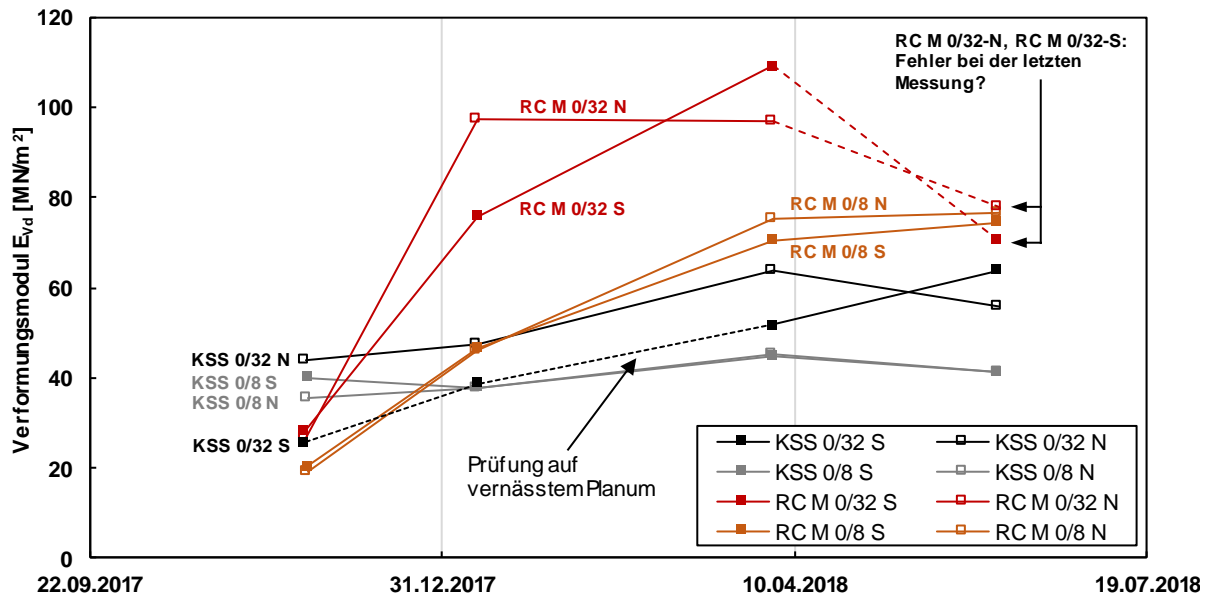


Abbildung 159: Entwicklung der während des Versuchszeitraumes bestimmten dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd}

7 Verdichtung und Verdichtungskontrolle von RC Baustoffen

7.1 Hintergrund und Zweck der Untersuchungen

Wie in den vorangegangenen Kapiteln bereits aufgezeigt wurde, ist die anforderungsgerechte Verdichtung der verwendeten Erdbaustoffe von essenzieller Bedeutung für die Standsicherheit und die dauerhafte Gebrauchstauglichkeit von Erdbauwerken. Von einer anforderungsgerechten Verdichtung kann ausgegangen werden, wenn die anwendungsbezogen formulierten Anforderungen der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) an den Verdichtungsgrad D_{Pr} bei der Verdichtung im Feld erreicht wurden. Zur Qualitätssicherung muss nach den Verdichtungsarbeiten im Zuge der Verdichtungskontrolle überprüft werden, ob der geforderte Verdichtungsgrad im Feld auch tatsächlich erreicht wurde.

Zum Nachweis eines Verdichtungsgrades muss die Bezugsdichte für die Verdichtung im Feld bekannt sein. Hierbei handelt es sich um die Proctordichte, die im Rahmen des Proctorversuches labortechnisch bestimmt wird. Diesbezüglich ist für RC Baustoffen aus der Praxis bekannt, dass die Proctorkurven von RC Baustoffen nicht immer dem von natürlichen Erdbaustoffen bekannten Verlauf entsprechen und die eindeutige Festlegung der Proctordichte sowie des optimalen Einbauwassergehalts meist nicht möglich ist. Dieser Aspekt soll anhand der im Rahmen der erdbautechnischen Klassifizierung der Versuchsmaterialien durchgeführten Proctorversuche verdeutlicht werden.

Anschließend werden die Ergebnisse der Felduntersuchungen mit den in Kapitel 3.3 vorgestellten Verfahren zur Verdichtungskontrolle dargestellt. Dabei ist bekannt, dass die Volumenersatzverfahren unter Berücksichtigung der in Kapitel 3.3.2 angeführten Unsicherheiten und Nachteile bei RC Baustoffen grundsätzlich anwendbar sind. Bei den radiometrischen Prüfverfahren deuten die Erkenntnisse aus der Literatur hingegen an, dass die Kalibrierung der radiometrischen Sonden nicht immer unmittelbar auf RC Baustoffe anwendbar ist und zu Fehlern in der Dichte- und Wassergehaltsbestimmung führen kann (z. B. RATHJE ET AL., 2006; VIYANANT, RATHJE & RAUCH, 2004; NAGI & WHITING, 1999).

In der Erdbaupraxis erfolgt die Verdichtungskontrolle bei grobkörnigen Erdbaustoffen häufig auch anhand von Plattendruckversuchen (statisch/dynamisch). Da die mit den Plattendruckversuchen bestimmten Verformungsmoduln indirekte Prüfmerkmale darstellen, müssen sie vorab im Rahmen von Kalibrierversuchen zum Verdichtungsgrad D_{Pr} korreliert werden. Lediglich für grobkörnige Baustoffe besteht nach den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) die Möglichkeit, die Verdichtungskontrolle mit dem statischen oder dynamischen Plattendruckversuch ohne vorherige Kalibrierung allein auf Basis von Richtwerten (s. Kapitel 3.2.1) durchzuführen. Erfahrungen aus der Praxis zeigen jedoch, dass die Anwendung dieser Richtwerte bei RC Baustoffen häufig zu Schwierigkeiten führen kann. So können mit dem statischen Plattendruckversuch bei ausreichendem Verdichtungsgrad D_{Pr} zwar genügend hohe Verformungsmoduln E_{V2} erreicht werden, doch liegen die Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} meist deutlich oberhalb der zulässigen Richtwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017). Beim dynamischen Plattendruckversuch werden trotz ausreichendem Verdichtungsgrad D_{Pr} indes häufig nur E_{Vd} -Werte unterhalb der Richtwerte ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) erreicht.

Mit den durchgeführten Felduntersuchungen sollen daher neben der Bestimmung der erdbautechnischen Eigenschaften verschiedener RC Baustoffe nach großtechnischer Verdichtung folgende Fragestellungen beantwortet werden:

- Wodurch zeichnet sich das Verdichtungsverhalten von RC Baustoffen aus? Können die für die Praxis notwendigen Kennwerte Proctordichte und optimaler Wassergehalt bei RC Baustoffen abgeleitet werden?
- Ist die herstellerseitige Kalibrierung radiometrischer Sonden zur Dichte- und Wassergehaltsbestimmung von RC Baustoffen geeignet?
- Werden mit den Volumenersatzverfahren und den radiometrischen Verfahren vergleichbare Messwerte ermittelt?
- Ist die Verdichtungskontrolle von RC Baustoffen anhand der indirekten Prüfverfahren statischer und dynamischer Plattendruckversuch möglich?
- Kann die Verdichtungskontrolle von RC Baustoffen mittels statischen und dynamischen Plattendruckversuch anhand der derzeit bestehenden Richtwerte gemäß den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) erfolgen? Falls nein: Können für bestimmte RC Baustoffe allgemein gültige Richtwerte zur indirekten Verdichtungskontrolle mittels Plattendruckversuchen abgeleitet werden?

7.2 Versuchsmethodik

Zur Beantwortung der im vorangegangenen Kapitel formulierten Fragestellungen wurden aus zwölf unterschiedlichen mineralischen Sekundärbaustoffen sowie drei natürlichen Primärbaustoffen im Rahmen von drei Versuchskampagnen insgesamt 17 Probefelder erstellt und jedes Probefeld mittels direkten und indirekten Prüfverfahren zur Verdichtungskontrolle

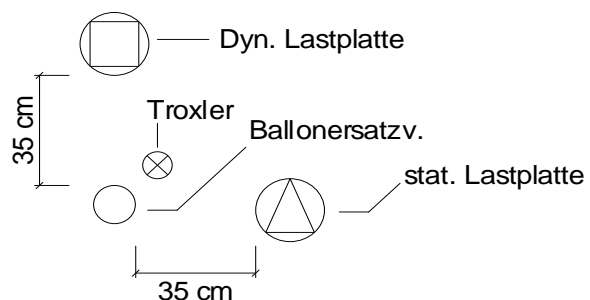


Abbildung 160: Anordnung der je Prüfbereich durchgeführten Feldversuche

beprob. Die Versuchsmaterialien wurden im Labor des Zentrum Geotechnik der TU München erdbautechnisch charakterisiert und ihr Verdichtungsverhalten mittels Proctorversuchen untersucht. Die direkte Ermittlung der im Feld erreichten Dichten erfolgte mit dem Ballonverfahren und einer radiometrischen Sonde vom Typ „Troxler 3440“. Als indirekte Prüfverfahren zur Verdichtungskontrolle wurden in erster Linie statische und dynamische Plattendruckversuche durchgeführt. Darüber hinaus erfolgten Messfahrten zur flächendeckenden dynamischen Verdichtungskontrolle, wobei je ein System für die Verdichtung mittels vibrierender und mittels oszillierender Bandage zur Anwendung kam. Die Feldversuche wurden unmittelbar im Anschluss an die Verdichtung der obersten Lage eines Versuchsfeldes durchgeführt. Die Versuche wurden jeweils in vier unterschiedlich stark verdichteten Bereichen durchgeführt, wobei jeder Verdichtungsbereich aus mindestens drei Prüfbereichen bestand. Die Anordnung der einzelnen Versuche erfolgte in jedem Prüfbereich dabei entsprechend der Anordnung in Abbildung 160.

Die Dichtebestimmungen mit dem Ballonverfahren erfolgten nach DIN 18125-2 (DIN, 2011b) und die Dichtebestimmungen mit der radiometrischen Sonde nach TP BF-StB B 4.3 (FGSV, 1999), wobei die radiometrischen Dichtebestimmungen jeweils in Tiefen von 5, 15 und 30 cm durchgeführt wurden. Die in den unterschiedlichen Messtiefen bestimmten Messwerte wurden für die weitere Verwendung gemittelt. Da die mit dem Ballonverfahren und der radiometrischen Sonde bestimmten Trockendichten und Wassergehalte miteinander verglichen werden sollten, wurden beide Versuche in engen räumlichen Abstand zueinander (weniger als 30 cm) durchgeführt. Die statischen Plattendruckversuche wurden nach DIN 18134 (DIN, 2012b) und die dynamischen Plattendruckversuche nach TP BF-StB Teil B 8.3 (FGSV, 2012a) durchgeführt. Sowohl die statischen als auch die dynamischen Plattendruckversuche wurden mit einem Lastplattendurchmesser von je 30 cm durchgeführt.

Im Rahmen der Probefelder im Juni 2017 und Juli 2018 wurde jeder Verdichtungsübergang mit dynamisch angeregter Bandage der Verdichtungswalze zudem mit einem walzenintegrierten System zur Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle aufgezeichnet.

7.3 Versuchsmaterialien

Im Rahmen der drei Versuchskampagnen wurden zwölf verschiedene mineralische Sekundärbaustoffe sowie drei natürliche Primärbaustoffe untersucht, die in folgende Materialgruppen unterteilt werden können:

- sortenrein aufbereiteter Betonbruch (RC B 0/56, RC B 0/16),
- aufbereitete Bauschuttgemische (RC M 0/56, RC M 0/45-1/-2, RC M 0/45-3, RC M 0/22, RC M 0/8, RC M 0/4),
- ein Gemisch aus sortenrein aufbereitetem Betonbruch und Gleisschotter (RC B/GS 0/45),
- sortenrein aufbereiteter Gleisschotter (RC GS 0/45),
- Elektroofenschlacke (EOS 0/32, EOS 0/4)
- natürliche Primärbaustoffe (Grubenkies 0/22, nat. Rundkorn 0/45, nat. Brechkorn 0/32)

Bei allen aufbereiteten Baustoffen handelte es sich um zertifizierte und güteüberwachte mineralische Sekundärbaustoffe. Die aufbereiteten Baurestmassen und die Materialien mit Gleisschotter stammten von Baustoffaufbereitern aus dem Münchner und Nürnberger Raum, die Elektroofenschlacke aus einem bayerischen Stahlwerk. Der Grubenkies 0/22 wurde als Rohstoff in der Verfüll-/Kiesgrube, in welcher die Feldversuche im Juni 2017 durchgeführt wurden, abgebaut. Das natürliche Rundkorn 0/45 sowie das natürliche Brechkorn 0/32 fielen auf der Fläche einer großen Baumaßnahme, auf der die Feldversuche im August 2020 durchgeführt wurden, an und worden dort aufbereitet (Siebung und Klassierung).

Zur Durchführung der klassifizierenden Versuche im Labor wurde vor der Erstellung der Versuchsfelder aus den Haufwerken eines jeden Materials eine repräsentative Probemenge von etwa 100 kg nach DIN EN 932-1 (DIN, 1996b) entnommen. Die Proben wurden im Labor vor der Durchführung der klassifizierenden Untersuchungen homogenisiert und anschließend gemäß DIN EN 932-2 (DIN, 1999) mittels Riffelteiler in repräsentative Teilproben aufgeteilt.

Die Korngrößenverteilungen der Versuchsmaterialien nach DIN 18123 (DIN, 2011d) (DIN, 2011d) sowie ihre Proctorkurven nach DIN 18127 (DIN, 2012a) (DIN, 2012a) sind in Abbildung 161 und Abbildung 162 dargestellt. Darüber hinaus enthält Tabelle 41 weitere bodenmechanische Kenngrößen der Versuchsmaterialien. Die in Tabelle 41 aufgeführten Proctordichten ρ_{Pr} wurden für alle Versuchsmaterialien jeweils als Mittelwert der drei höchsten im Proctorversuch bestimmten Trockendichten ermittelt. Dieses Vorgehen wurde auch bei den natürlichen Primärbaustoffen, deren Verdichtungskurven eine bessere Abhängigkeit vom Wassergehalt aufweisen als die der Sekundärbaustoffe, angewendet. Ein optimaler Wassergehalt wird nicht angegeben, da viele der dargestellten Materialien keine eindeutige Abhängigkeit vom Wassergehalt zeigen. Die Proctorversuche wurden in Proctortöpfen mit einem Durchmesser von 15 cm durchgeführt. Für den Fall, dass die Versuchsmaterialien das zulässige Größtkorn von 32 mm überschritten, wurden die Anteile $d > 32$ mm abgesiebt und entsprechend der Vorgaben nach DIN 18127 (DIN, 2012a) rechnerisch berücksichtigt. An den Kornanteilen > 4 mm der grobkörnigeren Bauschuttgemische (RC M 0/56, RC M 0/45-1/-2, RC M 0/45-3, RC M 0/22) wurde zudem die stoffliche Zusammensetzung nach TP Gestein-StB Teil 3.1.5 (FGSV, 2012d) ermittelt. Die ermittelten stofflichen Zusammensetzungen der Materialien sind in Tabelle 42 aufgeführt. An den Materialien RC M 0/8 und RC M 0/4 wurden aufgrund ihrer Korngrößenbereiche keine stofflichen Zusammensetzungen bestimmt.

Es sei darauf hingewiesen, dass es sich bei den Materialien RC M 0/32-1 und RC M 0/32-2 sowie bei RC B/GS 0/45-1 und RC B/GS 0/45-2 jeweils um dasselbe Material handelt. Die formelle Unterscheidung folgt daraus, dass mit beiden Materialien jeweils zwei Versuchsfelder erstellt wurden.

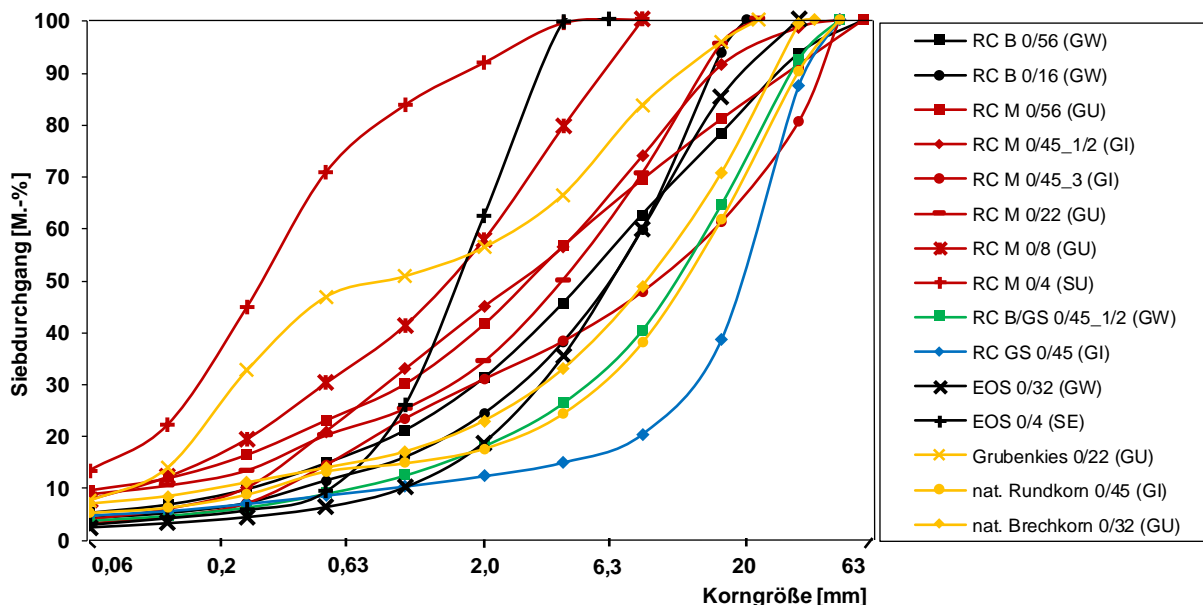


Abbildung 161: Korngrößenverteilungen der Versuchsmaterialien

Material Eigenschaft	RC B		RC M						EOS	
	0/56	0/16	0/56	0/45_1/2	0/45-3	0/22	0/8	0/4	0/32	0/4
Bodengruppe ¹⁾	GW	GW	GU	GI	GI	GU	GU	SU	GW	SE
Größtkorn ²⁾ [mm]	56	16	56	45	45	22	8	8	32	4
≤ 31,5 mm ²⁾ [%]	93,4	100,0	91,2	98,5	80,3	100,0	100	100	100	100
≤ 2 mm ²⁾ [%]	30,9	24,0	41,2	44,6	30,6	33,9	57,6	83,5	18,4	62,2
≤ 0,06 mm ²⁾ [%]	4,9	3,8	9,3	3,5	2,8	8,4	7,4	10,3	2,0	2,6
C _U ³⁾	26,4	19,0	60,5	18,5	42,8	48,3	22,4	-	7,8	3,6
C _C ³⁾	1,8	2,3	2,7	0,6	0,6	3,5	1,2	-	1,4	1,2
ρ _s [g/cm ³]	2,672 ⁴⁾	2,629 ⁴⁾	2,698 ⁴⁾	2,621 ⁴⁾	2,585 ⁴⁾	2,647 ⁴⁾	2,645 ⁵⁾	2,628 ⁵⁾	3,676 ⁴⁾	3,598 ⁵⁾
ρ _{Pr} ⁶⁾ [g/cm ³]	1,879	1,801	1,839	1,833	1,800	1,809	1,743	1,844	2,300	2,120
Versuchsfläche	A	C	A	A	B	C	A	B	A	A

Material Eigenschaft	RC B/GS 0/45_1/2	RC GS 0/45	Gruben- kies 0/22	Nat. Rund- korn 0/45	Nat. Brech- korn 0/32
Bodengruppe ¹⁾	GW	GI	GU	GI	GU
Größtkorn ²⁾ [mm]	45	45	22	45	32
≤ 31,5 mm ²⁾ [%]	92,3	87,2	100,0	90,0	100
≤ 2 mm ²⁾ [%]	17,8	12,0	56,7	17,2	22,6
≤ 0,06 mm ²⁾ [%]	3,4	4,4	6,7	4,9	6,5
C _U ³⁾	21,2	21,2	24,0	48,6	56,6
C _C ³⁾	2,6	8,3	0,2	6,6	4,6
ρ _s [g/cm ³]	2,740 ⁴⁾	2,850 ⁴⁾	2,646	2,705 ⁴⁾	2,653 ⁴⁾
ρ _{Pr} ⁶⁾ [g/cm ³]	2,043	2,142	2,099	2,301	2,047
Versuchsfläche	B	B	A	C	C

Anmerkungen:

¹⁾ Bodengruppe nach DIN 18196 (DIN, 2011c)

²⁾ Korngrößenverteilung nach DIN 18123 (DIN, 2011d)

³⁾ nach DIN EN ISO 14688-2 (DIN, 2018)

⁴⁾ bestimmt mit dem Luftpiknometer nach TP BF StB Teil B 3.3 (FGSV, 1988b)

⁵⁾ bestimmt mit dem Gaspyknometer nach DIN 18124 (DIN, 2011a)

⁶⁾ nach DIN 18127 (DIN, 2012a), Mittelwert der drei höchsten im Proctorversuch bestimmten Trockendichten

Tabelle 41: Bodenmechanische Kenngrößen der Versuchsmaterialien aus den Probefeldern

Klasse	Materialien	Massenanteil (M.-%) ⁵⁾			
		RC M 0/56	RC M 0/45_1/2	RC M 0/45_3	RC M 0/22
R _c	Beton, Mörtel ¹⁾	46,2	50,9	32,8	35,4
R _u	Natürliche Gesteinskörnung ²⁾	22,5	23,0	23,0	42,2
R _b	Klinker, Ziegel, Steinzeug	30,2	9,7	20,0	22,4
R _{bm}	Min. Leicht-/Dämmbaustoffe ³⁾	0,4	14,6	21,9	0
R _g	Glas	0,1	1,8	0,9	0
R _a	Asphalt	0	0	1,3	0
X	Nicht-mineralische Anteile ⁴⁾	0,5	0,4	0,1	0
X _i	Eisen, Nichteisenmetalle	0,6	0,2	0	0

¹⁾ auch natürliche Körnung mit überwiegendem Anteil an Zement oder Mörtel

²⁾ auch natürliche Körnung mit geringem Anteil an Zement oder Mörtel

³⁾ u. a. Putz, Porenbeton, Bims, Kalksandstein, Gips

⁴⁾ Holz, Plastik, Textilien, Papier/Pappe

⁵⁾ Abweichungen von 100 % rundungsbedingt

Tabelle 42: Stoffliche Zusammensetzung nach TP Gestein-StB Teil 3.1.5 (FGSV; 2012d) von RC M 0/56, RC M 0/45_1/2 und RC M 0/45_3

7.4 Verdichtungsverhalten der Versuchsmaterialien

In Kapitel 3 wurden die erdbautechnische Bedeutung der Verdichtung sowie die Grundlagen zum Verdichtungsverhalten von Erdbaustoffen verdeutlicht. Es wurde gezeigt, dass der Wassergehalt neben weiteren Faktoren wie z. B. den bodenphysikalischen Eigenschaften des zu verdichtenden Erdbaustoffes, der Art der Verdichtung oder der Größe der geleisteten

Verdichtungsarbeit wesentliche Bedeutung für die mit definierter Verdichtungsarbeit erreichbare Trockendichte besitzt. Zum Einfluss des Wassergehalts auf die mit definierter Verdichtungsarbeit erzielbare Trockendichte existieren dabei in der Literatur mehrere Theorien, die in Kapitel 3.1.4 erläutert wurden. Ein zunehmender Wassergehalt begünstigt dabei zunächst die Verdichtung und führt dazu, dass mit gleichbleibender Verdichtung zunächst höhere Trockendichten erreicht werden. Ab einem gewissen Wassergehalt, dessen Größe von der Beschaffenheit des jeweiligen Erdbaustoffes abhängig ist, besteht das jeweilige Bezugsvolumens schließlich zunehmend aus Wasser und die erzielbaren Trockendichten fallen mit weiter steigendem Wassergehalt wieder ab.

Im Gegensatz zu den meisten natürlichen Primärbaustoffen besitzen mineralische Ersatzbaustoffe aus aufbereiteten Baurestmassen poröse Einzelkörner, in denen ein großer Teil des Porenwassers gespeichert wird. Die in Zusammenhang mit den Ausführungen in Kapitel 3.1.4 genannten Effekte treten dadurch bei der Verdichtung nicht maßgeblich in Erscheinung. Dies hat zur Folge, dass die mit definierter Verdichtungsarbeit erreichbare Trockendichte auch bei gut abgestuften RC Baustoffen meist keine ausgeprägte Abhängigkeit vom Wassergehalt aufweist und die Proctorkurve statt des von natürlichen Baustoffen bekannten parabolischen Verlaufes mit steigendem Wassergehalt einen flachen Verlauf, lineare Anstiege oder konkave und konvexe Krümmungen zeigt (z. B. KRASS & KOLLAR, 2004, HUBER & HEYER, 2018; HUBER, HENZINGER & HEYER, 2018). Ein eindeutiges Proctoroptimum sowie ein optimaler Wassergehalt können somit nicht angegeben werden. Die im Proctorversuch ermittelten Trockendichten zudem häufig eine relativ große Streuung innerhalb eines materialabhängigen Dichtebereiches auf.

Die in Abbildung 162 dargestellten Proctorkurven der im Rahmen der Untersuchungen zum Verdichtungsverhalten und zur Verdichtungskontrolle untersuchten mineralischen Sekundärbaustoffe (Kornverteilungskurven und Bodengruppen der Materialien s. Kapitel 7.3) verdeutlichen die im vorangegangenen Abschnitt dargelegten Ausführungen. Wie beschrieben weisen die Verdichtungskurven insbesondere der RC Baustoffe (Körnungen aus sortenreinem Betonbruch und aufbereitete Bauschuttgemische) lineare Anstiege oder konkave und konvexe Krümmungen auf. Die Verdichtungskurven der Elektroofenschlacken (EOS) zeigen ebenfalls kein klares Proctoroptimum. Im Gegensatz zu den RC Baustoffen, die alle eine gut abgestufte Körnungslinie besitzen (Bodengruppen GW, GU), ist dieses Verhalten bei den Elektroofenschlacken allerdings nicht nur eine Folge der Porosität ihrer Einzelkörner, sondern auch auf die Abstufung ihrer Kornverteilungskurven zurückzuführen (insbesondere EOS 0/4, Bodengruppe SE, vgl. Kapitel 7.3). Der Verlauf des Gemisches aus Betonbruch und Gleisschotter RC B/GS 0/45 ist dem Verlauf des sortenreinen Betonbruchs RC B 0/56 sehr ähnlich.

Die Verdichtungskurven der Materialien ohne poröse Einzelkörner (natürliche Baustoffe und reiner Gleisschotter GS 0/45 (Granitbruch)) sind ebenfalls in Abbildung 162 dargestellt. Ihre Verdichtungskurven zeigen eine deutliche Abhängigkeit vom Wassergehalt und weisen die von natürlichen Baustoffen bekannten Verläufe auf.

Neben dem Einfluss der Porosität sind die Verläufe der Proctorkurven von mineralischen Sekundärbaustoffen sowie die Streuungen der ermittelten Trockendichten mit zunehmendem

Wassergehalt auch auf weitere Aspekte zurückzuführen. So handelt es sich bei mineralischen Sekundärbaustoffen häufig um vergleichsweise grobe Korngemische mit Feinanteilen von häufig weniger als 15 M.-% (vgl. Abbildung 76). Hinsichtlich ihres Verdichtungsverhaltens verhalten sich Erdbaustoffe mit weniger als 15 M.-% Kornanteilen von $d < 0,06$ mm nach STRIEGLER (1998) und VOß & FLOß (1968) verdichtungstechnisch nahezu wie reine Kiese und Sande, die im Verdichtungsversuch aufgrund ihrer dränierenden Wirkung generell nur eine geringe Abhängigkeit vom Wassergehalt zeigen (vgl. Kapitel 3.1.3.2).

Mit zunehmendem Größtkorn nimmt bei RC Baustoffen darüber hinaus nicht nur die Heterogenität der Abstufung der Kornverteilungskurven der im Proctorversuch verwendeten Einzelproben¹¹ zu, sondern auch die Heterogenität hinsichtlich ihrer stofflichen Zusammensetzung. Dies hat zur Folge, dass sich die im Proctorversuch verwendeten Einzelproben trotz entsprechender Probenteilung sowohl hinsichtlich ihrer Kornabstufung als auch ihrer stofflichen Zusammensetzung unterscheiden können. Diese Unterschiede können sich auch auf die ermittelten Trockendichten auswirken.

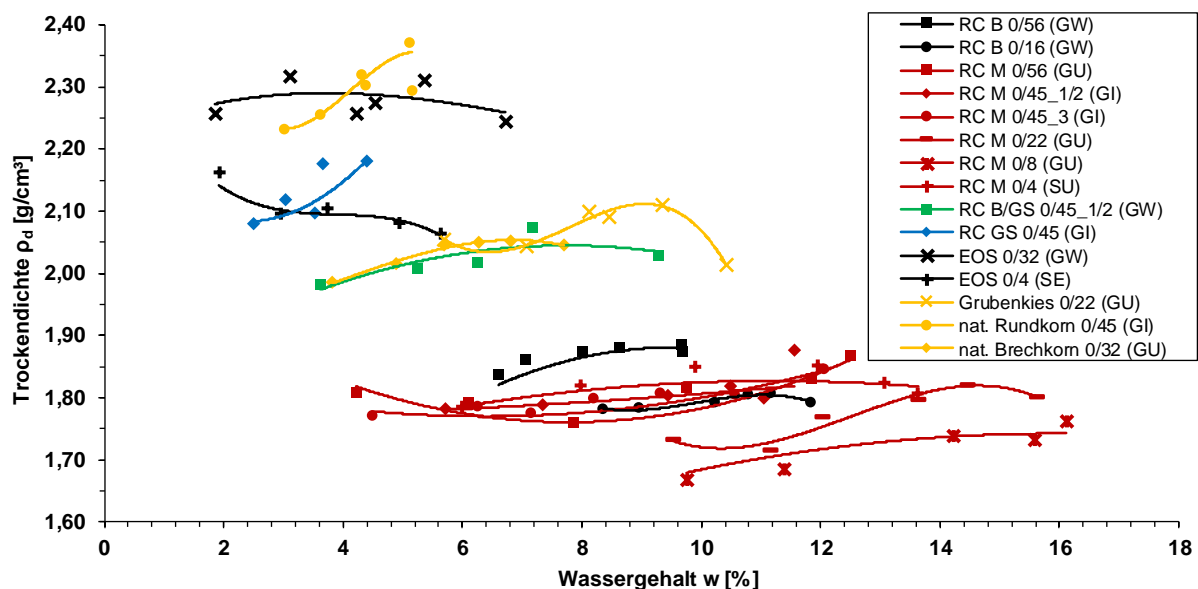


Abbildung 162: Proctorkurven¹² der Versuchsmaterialien

7.5 Herstellung der Probefelder

Die Felduntersuchungen zur großtechnischen Verdichtung und Verdichtungskontrolle von RC Baustoffen wurden im Rahmen von drei Messkampagnen durchgeführt. Die erste Messkampagne fand im Juli 2017 auf dem Gelände einer Kies-/Verfüllgrube der Firma Ettengruber GmbH etwa 60 km nordwestlich von München statt (Versuchsfläche A). Die zweite Messkampagne wurde im Juni 2018 auf dem Gelände der Deponie Kreitmeier in der Nähe von Feucht bei Nürnberg durchgeführt (Versuchsfläche B). Die dritte Messkampagne fand im

¹¹ Aufgrund der vergleichsweise geringen Kornfestigkeit vieler RC Baustoffe empfiehlt es sich, im Verdichtungsversuch nach Proctor für jeden Einzelversuch eine unverdichtete Probe zu verwenden, da es durch die Verdichtung im Proctortopf zu Kornbrüchen kommen kann (s. Kapitel 6.4.4).

¹² Für die Untersuchungen im Labor wurden die Materialien mit Kornanteilen > 32 mm auf ein Größtkorn von 32 mm abgesiebt und der Korngrößenanteil > 32 mm bei den dargestellten Proctorkurven rechnerisch nach DIN 18127 berücksichtigt.

August 2020 im Rahmen eines vom Bundesministerium für Verkehr und Infrastruktur geförderten und von der Bundestanstalt für Straßenwesen betreutem Forschungsvorhaben¹³ auf einem Baustellengelände in München statt. Das Vorgehen bei der Herstellung der Versuchsfelder wird nachfolgend dargestellt.

7.5.1 Probefelder im Juni 2017 und Juli 2018

Die Herstellung der Versuchsfelder erfolgte bei den Messkampagnen im Juni 2017 und Juli 2018 auf identische Weise. Vor dem Aufbringen der Versuchsmaterialien wurde auf beiden Versuchsfeldern das Planum vorbereitet. Hierzu wurden die Versuchsfelder zunächst mittels einer Planierdraupe eingeebnet und anschließend mit einer Verdichtungswalze (Hamm H13 ViO, ca. 13 Tonnen Betriebsgewicht) gründlich abgewalzt. Da das Planum auf der Versuchsfeld B oberflächlich zu trocken war, wurde dieses vor dem Abwalzen gewässert. Die Arbeitsschritte im Zuge der Vorbereitung der beiden Erdplanen sind in Abbildung 163 dargestellt.



Abbildung 163: Vorbereitung des Planums am Beispiel der Versuchsfeld B – Planieren (links), Wässern (Mitte), Abwalzen (rechts)

Bei beiden Messkampagnen wurde das Planum im Anschluss an die Vorbereitung mittels statischen (nur Versuchsfeld A) und dynamischen (Versuchsfeldern A und B) Plattendruckversuchen beprobt. Die Beprobung ergab auf der Versuchsfeld A E_{V2} -Werte von 220 kN/m² bis 490 kN/m², E_{V1} -Werte von 58 kN/m² bis 184 kN/m² sowie E_{Vd} -Werte von 40 kN/m² bis 75 kN/m². Auf der Versuchsfeld B wurden E_{Vd} -Werte zwischen 8 kN/m² und 48 kN/m² erreicht. Insgesamt war der Untergrund auf der Versuchsfeld B damit deutlich weniger steif als der Untergrund der Versuchsfeld A. Überdies war Versuchsfeld B hinsichtlich der Steifigkeit des Untergrundes deutlich inhomogener als Versuchsfeld A. Die Steifigkeit des Planums ist insofern von Relevanz, als dass sie die Größe der Verformungsmoduln, die auf der Oberfläche der Versuchsfelder mittels Plattendruckversuchen ermittelt werden, sowie die bei der Verdichtung mit den Verdichtungswalzen erreichbare Trockendichte beeinflusst. Beide Aspekte sind dabei insbesondere bei geringen Schichtstärken der Versuchsfelder von Bedeutung.

Nach der Vorbereitung der Erdplanen wurden die Versuchsmaterialien bei beiden Versuchsfeldern (Versuchsfeld A: RC B 0/56, RC M 0/56, RC M 0/45-1/2, RC M 0/8, EOS 0/32, EOS 0/4; Versuchsfeld B: RC M 0/45-3, RC M 0/4, RC B/GS 0/45_1/2, RC GS 0/45) mittels eines Straßenfertigers (*Vögele Super 1900-3*) in drei Lagen von jeweils etwa 25 – 30 cm Schichtstärke auf einer Fläche von etwa 50 m x 6 m aufgebracht. Unmittelbar

¹³ BAST FE 05.0203/2018/CGB – Eignung konventioneller Prüfverfahren für Recycling-Baustoffe und industrielle Nebenprodukte im Erdbau

im Anschluss an das Aufbringen einer Lage wurde diese auf zwei Verdichtungsspuren (Spur I und Spur II) mit einer Verdichtungswalze (Hamm H13 ViO, Betriebsgewicht ca. 13 Tonnen) verdichtet. Um Bereiche mit unterschiedlichen Verdichtungsgraden zu erreichen, erfolgte die Verdichtung von Spur I mittels oszillierender Bandage (35 Hz, 3 km/h) und die Verdichtung von Spur II mittels vibrierender Bandage (30 Hz, 3 km/h). Zur weiteren Variation der Verdichtungsgrade wurden beide Verdichtungsspuren in jeweils zwei Hälften unterteilt, wobei die vordere Hälfte einer Verdichtungsspur jeweils mit vier Walzenübergängen und die hintere Hälfte einer Verdichtungsspur jeweils mit zwei Walzenübergängen verdichtet wurde. Ein Walzenübergang bezeichnet dabei eine Überfahrt mit dynamisch angeregter Bandage in Vorwärtsrichtung sowie eine statische Überfahrt ohne Anregung der Bandage in Rückwärtsrichtung. Das Aufbringen eines Versuchsmaterials (RC B 0/56) auf der Versuchsfläche A sowie die Verdichtung des Versuchsmaterials RC M 0/4 auf der Versuchsfläche B ist in Abbildung 164 dargestellt. Abbildung 165 zeigt eine schematische Darstellung der Versuchsfelder, die nach der Verdichtung eine Gesamtstärke von 50 – 60 cm aufwiesen.



Abbildung 164: Einbau von RC M 0/56 mm (Lage 2) auf der Versuchsfläche A (oben) und Verdichtung von RC M 0/4 mm (Lage 1) auf der Versuchsfläche B (unten)

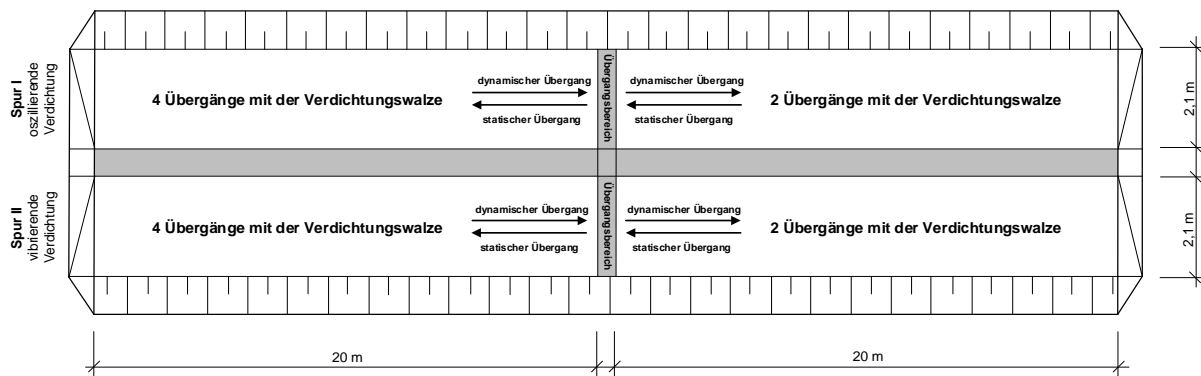


Abbildung 165: Schematische Darstellung der Versuchsfelder auf den Versuchsflächen A und B

Abweichend zu den vorangegangenen Ausführungen zur Herstellung der Probefelder erfolgte bei dem Material RC M 0/8 mm die Verdichtung lediglich mittels oszillierender Bandage. Dabei wurde eine der beiden Verdichtungspuren mittels zwei Übergängen und die zweite der beiden Verdichtungsspuren mittels vier Übergängen verdichtet. Die Probefelder aus den Materialien RC M 0/45_2 sowie RC B/GS 0/45_2 wurden zudem lediglich aus zwei Lagen aufgebaut.

7.5.2 Probefelder im August 2020

Die dritte Messkampagne fand am 05.08.2020 (RC B 0/16, RC Mix 0/22) und 06.08.2020 (nat. Rundkorn 0/45, nat. Brechkorn 0/32) auf dem Gelände der ehemaligen Bayernkaserne in München bei hochsommerlichen Witterungsbedingungen statt. Die zur Verfügung stehende Versuchsfläche in vier Teilbereiche mit Abmessungen von jeweils etwa 20 x 5 m unterteilt und in jedem Teilbereich ein Probefeld erstellt. Vor der Herstellung der Probefelder wurde die Steifigkeit des Planums eines jeden Teilbereiches mittels dynamischer Lastplatte flächig erfasst, wobei je Teilbereich acht dynamische Plattendruckversuche durchgeführt wurden. Die Beprobung der vier Teilbereiche mit der dynamischen Lastplatte zeigte flächendeckend eine hohe Steifigkeit des Planums, wobei dynamische Verformungsmoduln zwischen 68 MN/m² und 151 MN/m² (Anzahl: 32, Mittelwert: 94 MN/m²) erreicht wurden.

Zur Herstellung der Probefelder wurden die Versuchsmaterialien jeweils mit Hilfe eines Baggers auf einer Fläche von etwa 20 x 5 m ausgebreitet (s. Abbildung 166 (links)). Die Lagenstärke der ersten Lage betrug im unverdichteten Zustand bei allen vier Versuchsmaterialien zwischen 32 und 38 cm. Im Anschluss an das Ausbreiten der ersten Lage eines Probefeldes wurde diese mittels einer Verdichtungswalze (*Hamm 13i ViO*) verdichtet (s. Abbildung 166 (rechts)). Die Verdichtung der ersten Lage eines jeden Probefeldes erfolgte bei einer Fahrgeschwindigkeit von 2,5 km/h, einer Anregung der Bandage von 29 Hz und mittels kleiner Amplitude. Die kleine Amplitude wurde aufgrund der hohen Steifigkeit des Planums ausgewählt. Jedes Probefeld wurde weiter in zwei Bereiche unterteilt, wobei der eine Bereich mit sechs Übergängen und der andere Bereich mit drei Übergängen verdichtet wurde. Ein Übergang bestand aus einer Vorwärtsfahrt mit dynamisch angeregter Bandage und einer Rückwärtsfahrt ohne Anregung der Bandage.

Nach der Herstellung der ersten Lage eines jeden Probefeldes wurde mit Hilfe eines Radladers Material für eine zweite Lage (Lagenstärke im unverdichteten Zustand 32 bis 38 cm) aufgeschüttet. Das Material zur Herstellung der zweiten Lage wurde erneut mit Hilfe eines

Bagger ausgebreitet und anschließend mit der Verdichtungswalze verdichtet, wobei erneut ein Teilbereich eines jeden Probefeldes mittels sechs Übergängen und ein Teilbereich mittels drei Übergängen verdichtet wurde. Die Verdichtung erfolgte bei einer Fahrgeschwindigkeit von 2,5 km/h und einer Anregung der Bandage von 29 Hz. Im Gegensatz zur Verdichtung der ersten Lage wurde die zweite Lage bei jedem Probefeld mit großer Amplitude verdichtet. Die fertig hergestellten Probefelder sind in Abbildung 167 dargestellt.



Abbildung 166: Arbeitsschritte zur Herstellung der Probefelder auf der Versuchsfläche C – Verteilen von RC M 0/22 (links) und Verdichtung des natürlichen Brechkornes 0/32



Abbildung 167: Im Zuge der Messkampagne im August 2020 erstellte Probefelder aus natürlichem Brechkorn 0/32, RC B 0/16, RC M 0/22 und natürlichem Rundkorn 0/45 (im Uhrzeigersinn beginnend von links oben)

7.6 Ergebnisse der Felduntersuchungen

7.6.1 Ergebnisse der Plattendruckversuche

7.6.1.1 Statischer Verformungsmodul bei Erstbelastung (E_{V1})

Wie in Kapitel 3.2.2 gezeigt wurde, beruhen die indirekten Prüfmerkmale zum Nachweis des Verdichtungsgrades D_{Pr} mittels statischem Plattendruckversuch auf Untersuchungen von FLOß (1971) an natürlichen Sanden und Kies-Sand-Gemischen. In seinen Untersuchungen trug FLOß (1971) die Verformungsmoduln E_{V2} und E_{V1} über den Porenanteil n an. Die im Rahmen

der drei Messkampagnen im Juli 2017, Juni 2018 und August 2020 ermittelten Verformungsmoduln E_{V1} der Versuchsmaterialien sind zusammen mit den Daten von FLOß (1971) in Abbildung 168 dargestellt.

Im Vergleich mit den natürlichen Materialien von FLOß (1971) weisen die untersuchten Sekundärbaustoffe bei vergleichbaren Porenanteilen niedrigere Verformungsmoduln E_{V1} auf. Die untersuchten Sekundärbaustoffe reagieren bei der Erstbelastung damit weniger steif als die natürlichen Materialien von FLOß (1971). Auffällig ist, dass zwischen den verschiedenen Sekundärbaustoffen deutliche Unterschiede bestehen. So liegen die Verformungsmoduln E_{V1} der aufbereiteten Baurestmassen (RC B, RC M) sowie der Elektroofenschlacken nur vergleichsweise gering unterhalb der Werte der natürlichen Materialien von FLOß (1971), wohingegen die Sekundärbaustoffe, die Gleisschotter enthalten, deutlich niedrigere Verformungsmoduln E_{V1} aufweisen. Auffällig sind auch die natürlichen Primärbaustoffe, deren Verformungsmoduln E_{V1} ebenfalls deutlich unterhalb der Werte der natürlichen Materialien von FLOß (1971) liegen. Besonders niedrige Verformungsmoduln zeigt dabei der Grubenkies 0/22. Diese sind allerdings auf den hohen Sandanteil des Grubenkies 0/22 von fast 57 M.-% zurückzuführen. Eine Systematik in Abhängigkeit der Bodengruppen der Sekundärbaustoffe (s. Legende in Abbildung 168) ist nicht zu erkennen.

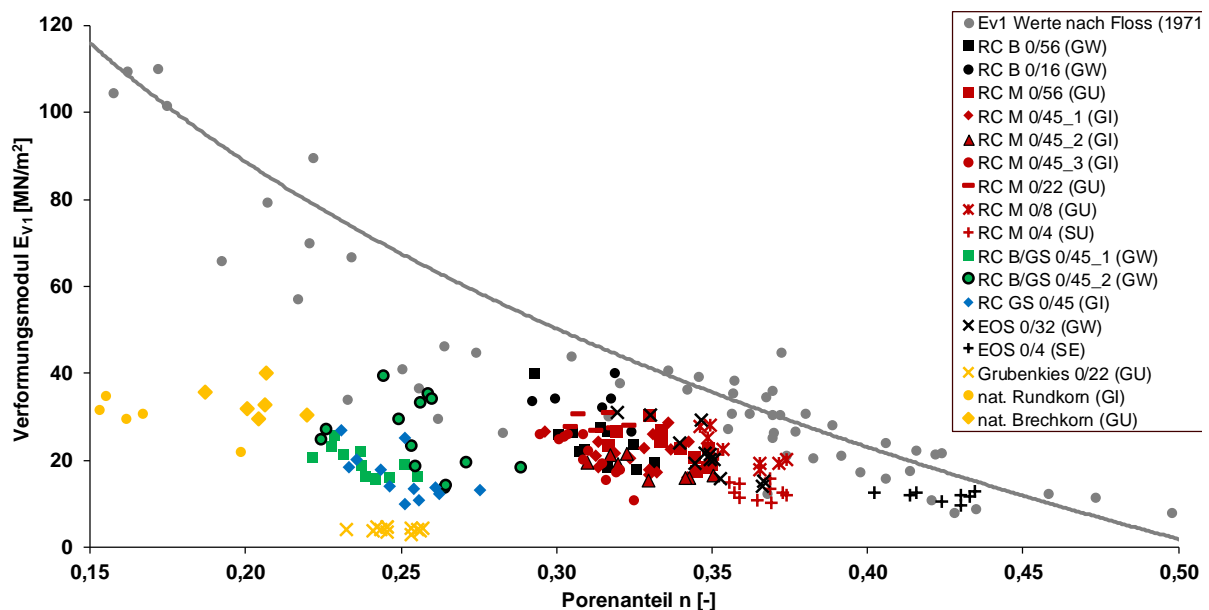


Abbildung 168: Zusammenhang zwischen Porenanteil n und statischem Verformungsmodul E_{V1} bei Erstbelastung – eigene Daten aus den Messkampagnen und Daten von FLOß (1971)

In Abbildung 169 sind die Verformungsmoduln E_{V1} der Versuchsmaterialien über den Verdichtungsgrad D_{Pr} aufgetragen, was im Hinblick auf die indirekte Verdichtungskontrolle mittels statischem Plattendruckversuch die zielführendere Darstellung ist. Der Zusammenhang zwischen dem Verdichtungsgrad D_{Pr} und dem Verformungsmodul E_{V1} wurde dabei bei allen Materialien mittels einer linearen Regressionsgeraden dargestellt. Das Bestimmtheitsmaß R^2 der jeweiligen Regressionskurven ist in der Legende in Abbildung 169 aufgeführt. Über alle Materialien ergibt sich ein Mittelwert für das Bestimmtheitsmaß von $R^2_{MW} = 0,37$. Die Versuchsergebnisse zeigen mit zunehmendem Verdichtungsgrad D_{Pr} ansteigende Verformungsmoduln E_{V1} (Ausnahme: natürlicher Grubenkies 0/22), wobei die

Verformungsmoduln E_{V1} eine für die Prüfung mit dem statischen Plattendruckversuch typische Streuung aufweisen. Bei einem im Erdbau häufig geforderten Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ weisen die aufbereiteten Baurestmassen entsprechend der linearen Regressionsgeraden in Abbildung 169 einen Verformungsmodul E_{V1} von 15 MN/m^2 bis 34 MN/m^2 auf. Die Elektroofenschlacken und die Materialien, die Gleisschotter enthalten, besitzen bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ ein Verformungsmodul E_{V1} von 10 MN/m^2 bis 15 MN/m^2 bzw. von 10 MN/m^2 bis 25 MN/m^2 . Das natürliche Rundkorn 0/45 sowie das natürliche Brechkorn weisen bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ ein nahezu identisches Verformungsmodul E_{V1} von etwa 31 MN/m^2 auf. Der natürliche Grubenkies, beim dem der Verformungsmodul E_{V1} nur sehr gering mit dem Verdichtungsgrad D_{Pr} ansteigt, besitzt bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ lediglich einen Verformungsmodul E_{V1} von 5 MN/m^2 .

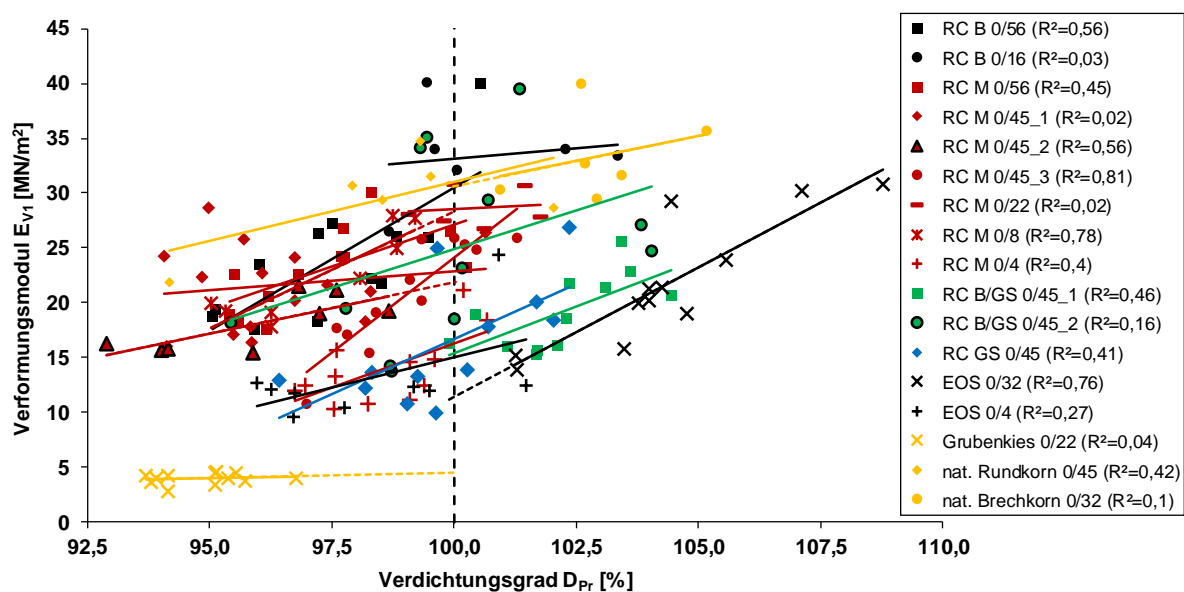


Abbildung 169: Zusammenhang zwischen Verdichtungsgrad D_{Pr} und statischem Verformungsmodul E_{V1}

7.6.1.2 Statischer Verformungsmodul bei Wiederbelastung (E_{V2})

Die im Zuge der Wiederbelastung bestimmten Verformungsmoduln E_{V2} sind in Abbildung 170 zusammen mit den Daten der natürlichen Materialien von FLOß (1971) über den Porenanteil n dargestellt. Insbesondere die aufbereiteten Baurestmassen, aber auch die Elektroofenschlacken zeigen Verformungsmoduln E_{V2} , die zu den Verformungsmoduln E_{V2} der natürlichen Materialien nach FLOß (1971) vergleichbar oder gar höher sind. Die E_{V2} -Werte der Materialien, die Gleisschotter enthalten (RC B/GS, RC GS), liegen allerdings noch immer z. T. deutlich unterhalb der Werte der natürlichen Materialien von FLOß (1971). Die Verformungsmoduln E_{V2} des natürlichen Rundkorns sowie des natürlichen Brechkorns, die in etwa vergleichbar zu den Verformungsmoduln E_{V2} der Körnungen aus sortenreinem Beton sind, liegen etwas unterhalb der natürlichen Materialien von FLOß (1971). Der natürliche Grubenkies 0/22 weist erneut die niedrigsten Verformungsmoduln E_{V2} auf und seine Werte liegen deutlich unterhalb der Materialien von FLOß (1971).

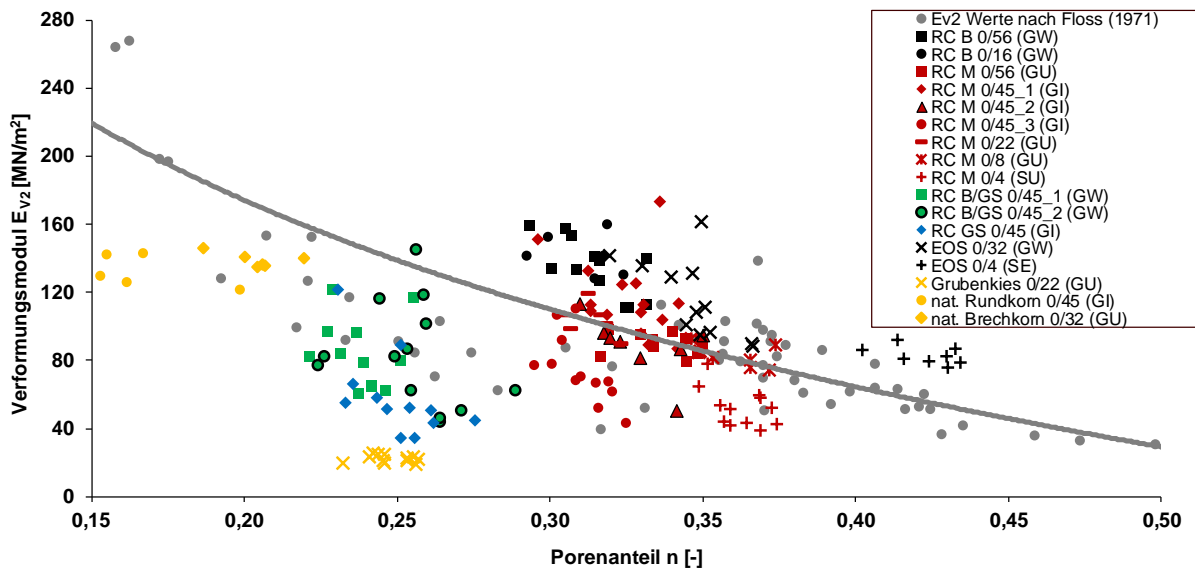


Abbildung 170: Zusammenhang zwischen Porenanteil n und statischem Verformungsmodul E_{V2} bei Wiederbelastung – eigene Daten aus den Messkampagnen und Daten von FLOß (1971)

Im Hinblick auf die Verdichtungskontrolle mittels statischem Plattendruckversuch wurden auch die Verformungsmoduln E_{V2} über den Verdichtungsgrad D_{Pr} angetragen (s. Abbildung 171) und der Zusammenhang zwischen den Verformungsmoduln E_{V2} und dem Verdichtungsgrad D_{Pr} der einzelnen Versuchsmaterialien durch lineare Regressionsgeraden dargestellt (Bestimmtheitsmaß R^2 s. Legende in Abbildung 171).

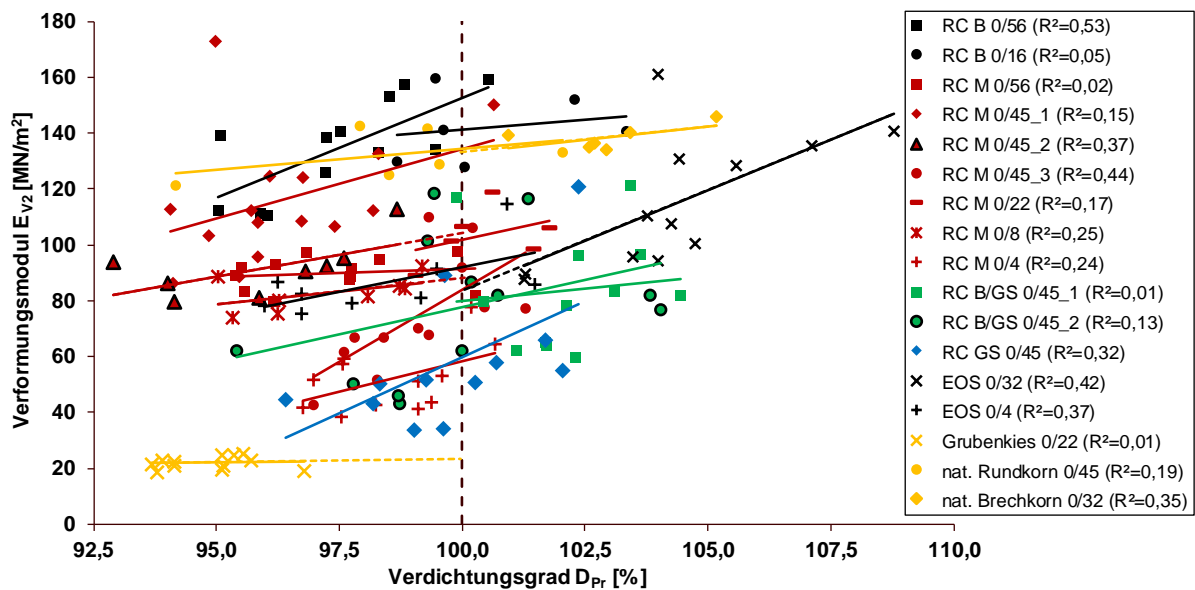


Abbildung 171: Zusammenhang zwischen Verdichtungsgrad D_{Pr} und statischem Verformungsmodul E_{V2}

Alle Versuchsmaterialien in Abbildung 171 weisen mit zunehmendem Verdichtungsgrad D_{Pr} ansteigende Verformungsmoduln E_{V2} auf (Ausnahme: natürlicher Grubenkies 0/22). Das mittlere Bestimmtheitsmaß über alle Versuchsmaterialien R^2_{MW} ergibt sich für den Zusammenhang zwischen dem Verdichtungsgrad D_{Pr} und dem statischen Verformungsmodul E_{V2} zu $R^2_{MW} = 0,24$. Die Verformungsmoduln E_{V2} zeigen damit im Vergleich zu den Verformungsmoduln E_{V1} eine ausgeprägtere Streuung der Versuchsergebnisse. Entsprechend der linearen Regressionsgeraden weisen die aufbereiteten Baurestmassen im

Proctoroptimum ($D_{Pr} = 100\%$) statische Verformungsmoduln E_{V2} zwischen 60 MN/m^2 und 150 MN/m^2 auf. Die statischen Verformungsmoduln E_{V2} der Elektroofenschlacken bzw. der Materialien, die Gleisschotter enthalten, liegen bei einem Verdichtungsgrad $D_{Pr} = 100\%$ zwischen 80 MN/m^2 und 100 MN/m^2 bzw. zwischen 60 MN/m^2 und 80 MN/m^2 . Die statischen Verformungsmoduln E_{V2} des natürlichen Rund- und Brechkornes liegen bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ bei etwa 130 MN/m^2 und die Verformungsmoduln E_{V2} des natürlichen Grubenkies 0/22 liegen bei nur etwa 22 MN/m^2 .

7.6.1.3 Verhältniswert E_{V2}/E_{V1}

Neben der Größe des statischen Verformungsmoduls E_{V2} bei Wiederbelastung ist bei der indirekten Verdichtungskontrolle mit dem statischen Plattendruckversuch in Verbindung mit den Richtwerten der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) zusätzlich der Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} zu berücksichtigen. So darf der Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} zum Nachweis eines Verdichtungsgrades von $D_{Pr} \geq 100\%$ bzw. von $D_{Pr} \geq 98\%$ einen Wert von 2,3 bzw. 2,5 nicht überschreiten (vgl. Kapitel 3.2.1). Die Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} , die sich bei den im Zuge der Felduntersuchungen durchgeführten statischen Plattendruckversuchen ergaben, sind in Abbildung 172 über den Verdichtungsgrad D_{Pr} dargestellt. Der Zusammenhang zwischen dem Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} und dem Verdichtungsgrad D_{Pr} wurde für alle Versuchsmaterialien erneut durch eine lineare Regressionsgerade angenähert (Bestimmtheitsmaße s. Legende in Abbildung 172, im Mittel: $R^2_{MW} = 0,22$).

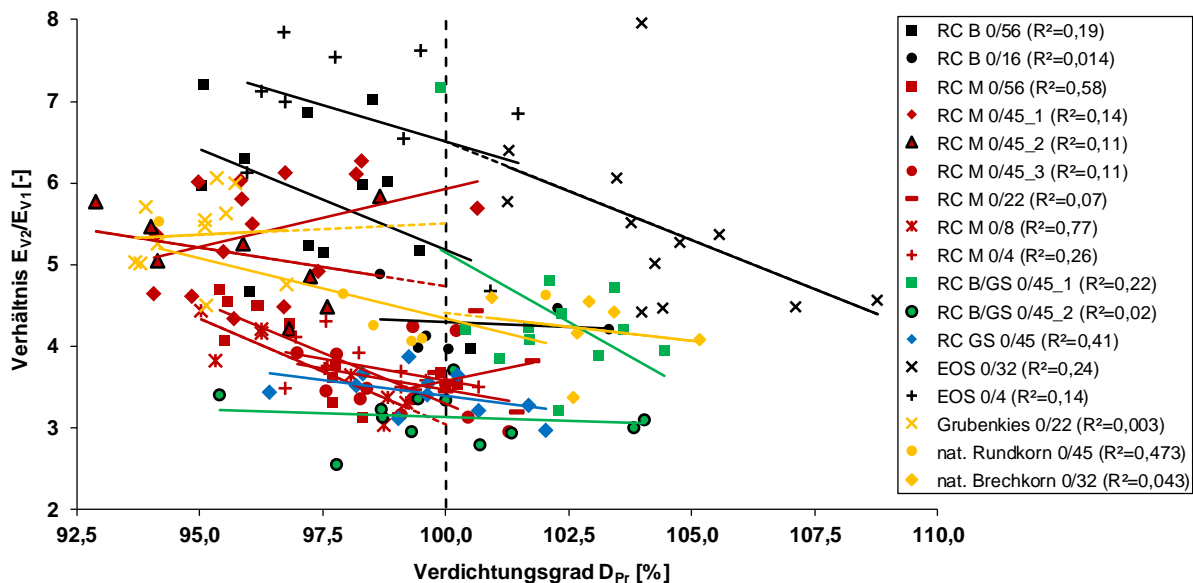


Abbildung 172: Zusammenhang zwischen Verdichtungsgrad D_{Pr} und Verhältnis E_{V2}/E_{V1}

Mit Ausnahme von RC M 0/45_2 und dem natürlichen Grubenkies 0/22 zeigen alle Versuchsmaterialien mit steigendem Verdichtungsgrad D_{Pr} abnehmende Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} . Der bei der Erstbelastung in der verdichteten Schicht verbleibende plastische Verformungsanteil nimmt also mit zunehmendem Verdichtungsgrad D_{Pr} kontinuierlich ab. Die bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ erreichten Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} liegen für Sekundärbaustoffe der Bodengruppen GW, GI, GU, SE und SU dabei zwischen etwa 3,0 und 6,5 und damit deutlich oberhalb des nach den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) zulässigen Verhältniswertes von 2,3 (für $D_{Pr} \geq 100\%$) bzw. 2,5 (für $D_{Pr} \geq 98\%$). Allerdings liegen auch die bei dem natürlichen Rund- und Brechkorn sowie die bei dem natürlichen Grubenkies bei einem

Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ erreichten Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} oberhalb der nach den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) zulässigen Verhältniswerten. Zu berücksichtigen ist, dass die Vorgaben der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) nur für grobkörnige Materialien der Bodengruppen GW, GI, GE, SW, SI und SE, nicht aber für gemischtkörnige Materialien der Bodengruppen GU und SU gelten. Die zulässigen Verhältniswerte wurden allerdings auch von allen Sekundär- und natürlichen Baustoffen der Bodengruppen GW, GI und SE trotz ausreichender Verdichtung ($D_{Pr} \geq 100\%$) überschritten.

Stellt man die im Zuge der Felduntersuchungen an mineralischen Sekundärbaustoffen sowie natürlichen Primärbaustoffen ermittelten Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} den Ergebnissen von FLOß (1971) und BRANDL (1977) gegenüber (s. Abbildung 173), zeigt sich, dass sowohl die mineralischen Sekundärbaustoffe als auch die natürlichen Primärbaustoffen bei vergleichbaren Porenanteilen n zum Teil deutlich höhere Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} aufweisen als die natürlichen Baustoffe von FLOß (1971) und BRANDL (1977). Abbildung 173 zeigt damit deutlich, dass eine Beurteilung des Verdichtungszustandes von Sekundärbaustoffen und natürlichen Baustoffen anhand derselben Anforderungen an den Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} nicht möglich ist.

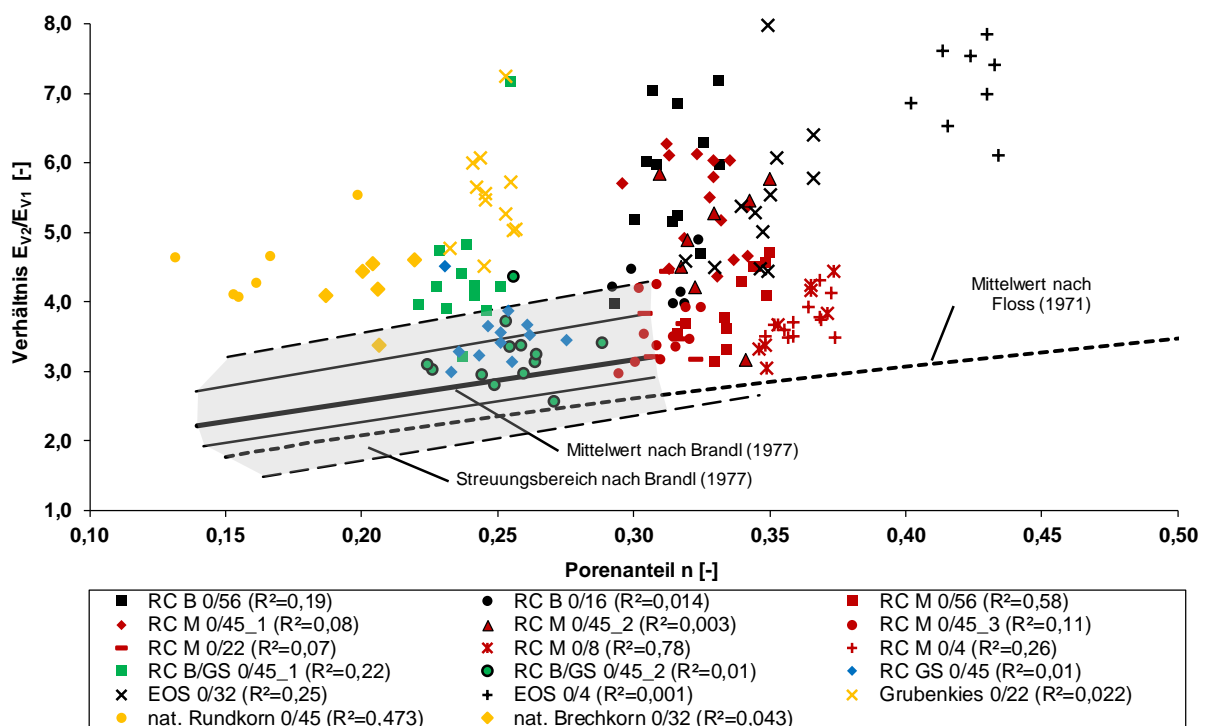


Abbildung 173: Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} nach FLOß (1971) und BRANDL (1977) sowie eigene Versuchsergebnisse

7.6.1.4 Verhältniswert E_{V3}/E_{V2}

Bei einigen statischen Plattendruckversuchen wurde nach der ersten Wiederbelastung (2. Belastung) ein zweites Mal entlastet und eine zweite Wiederbelastung (3. Belastung) durchgeführt. Die resultierende Spannungs-Setzungskurve eines solchen Versuches ist in Abbildung 175 beispielhaft für einen statischen Plattendruckversuch auf RC Beton 0/56 ($D_{Pr} = 96,0\%$) und RC Mix 0/56 ($D_{Pr} = 100,3\%$) dargestellt. Abbildung 175 zeigt, dass beide

Materialien im Zuge der Erstbelastung vergleichsweise große plastische Verformungen erfahren. Bei der ersten Wiederbelastung reagieren beide Materialien deutlich steifer und zeigen ein überwiegend elastisches Materialverhalten, wobei sie deutlich geringere plastische Verformungen erfahren als im Zuge der Erstbelastung.

Bei der zweiten Wiederbelastung verlaufen die Spannungs-Setzungskurven beider Materialien nahezu parallel zu ihren jeweiligen Spannungs-Setzungskurven der ersten Wiederbelastung und die zusätzlich auftretenden plastischen Verformungen infolge der zweiten Wiederbelastung sind nochmals deutlich geringer als infolge der ersten Wiederbelastung. Die Verläufe der Spannungs-Setzungskurven spiegeln sich auch in den resultierenden Verhältniswerten $E_{V_{i+1}}/E_{V_i}$ wieder. So ergeben sich für den RC Beton 0/56 bzw. den RC Mix 0/56 zunächst vergleichsweise hohe Verhältniswerte von $E_{V_2}/E_{V_1} = 4,7$ (RC Beton 0/56) bzw. von $E_{V_2}/E_{V_1} = 3,3$ (RC Mix 0/56), die den großen Anteil an plastischen Verformungen während der Erstbelastung anzeigen. Vergleicht man die Verformungsmoduln der zweiten und der ersten Wiederbelastung (E_{V_3} und E_{V_2}), ergibt sich sowohl für den RC B 0/56 als auch den RC Mix 0/56 nur mehr ein Verhältniswert von $E_{V_3}/E_{V_2} = 1,1$. Dies zeigt an, dass die nach der Erstbelastung auftretenden Verformungen überwiegend als plastische Verformungen auftreten und danach die Verformungen quasi-elastisch sind.

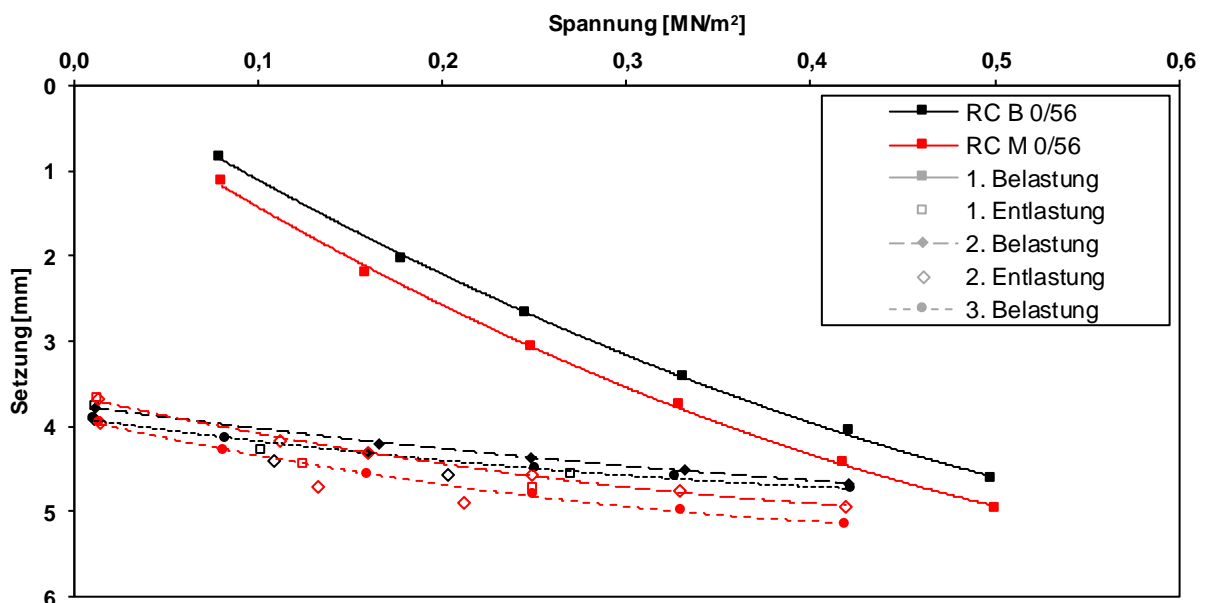


Abbildung 174: Spannungs-Setzungskurven eines statischen Plattendruckversuches auf RC B 0/56 und RC Mix 0/56

7.6.1.5 Dynamischer Verformungsmodul (E_{Vd})

Die auf den Versuchsfeldern bestimmten dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} sind in Abbildung 175 über den Verdichtungsgrad D_{Pr} aufgetragen. Der Zusammenhang zwischen dem dynamischen Verformungsmodul E_{Vd} und dem Verdichtungsgrad D_{Pr} bei den einzelnen Versuchsmaterialien wurde erneut durch lineare Regressionsgeraden dargestellt (Bestimmtheitsmaße R^2 s. Legende in Abbildung 175, Mittelwert: $R^2_{MW} = 0,34$). Die linearen Regressionsgeraden zeigen, dass die dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} aller Versuchsmaterialien mit steigendem Verdichtungsgrad D_{Pr} zunehmen. Bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ werden für die aufbereiteten Baurestmassen dynamische

Verformungsmoduln E_{Vd} zwischen 19 MN/m^2 und 32 MN/m^2 erreicht, für die Elektroofenschlacken zwischen 15 MN/m^2 und 20 MN/m^2 und für die Materialien, die Gleisschotter enthalten, zwischen 31 MN/m^2 und 45 MN/m^2 . Das natürliche Rundkorn sowie das natürliche Brechkorn weisen bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100 \%$ dynamische Verformungsmoduln E_{Vd} von 39 MN/m^2 bzw. 35 MN/m^2 auf und der natürliche Grubenkies hat dynamische Verformungsmoduln E_{Vd} von 18 MN/m^2 .

Mit Ausnahme des natürlichen Rund- und Brechkornes sowie der Materialien, die Gleisschotter enthalten, liegen die dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} der untersuchten Sekundärbaustoffe damit trotz ausreichender Verdichtung ($D_{Pr} \geq 100 \%$) deutlich unterhalb der Richtwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) zum indirekten Nachweis des Verdichtungsgrades mit dem dynamischen Plattendruckversuch (vgl. Tabelle 4). Zu berücksichtigen ist, dass die Richtwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) erneut nur für grobkörnige Materialien der Bodengruppen GW, GI, GE, SW, SI und SE gelten. Die Richtwerte werden aber auch von den aufbereiteten Baurestmassen und den Elektroofenschlacken, die diesen Bodengruppen angehören, nicht erreicht.

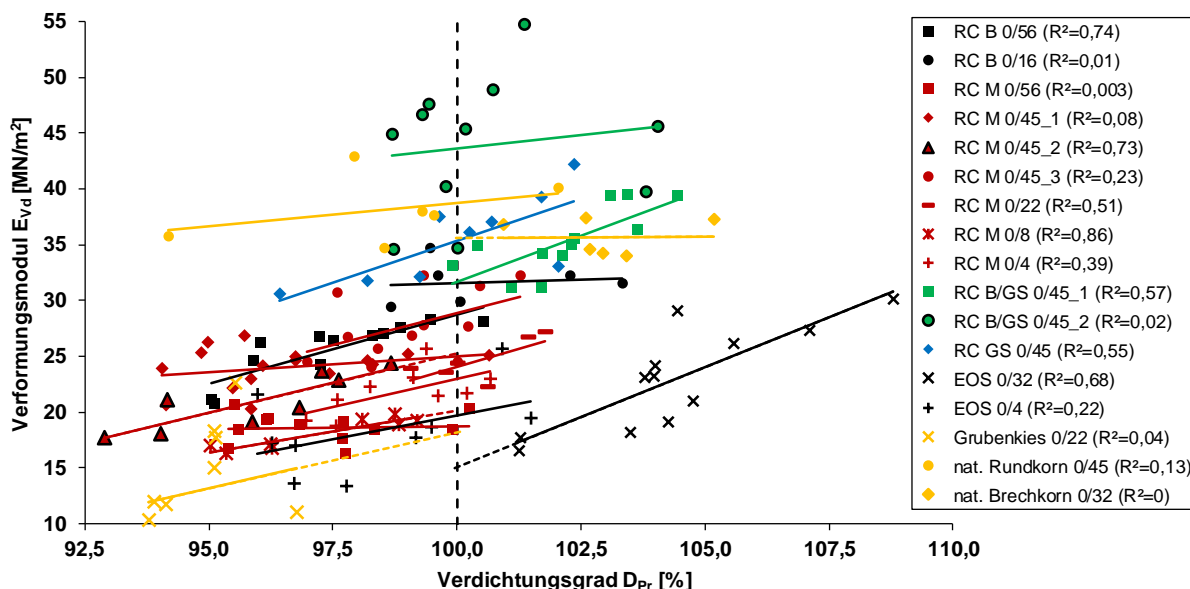
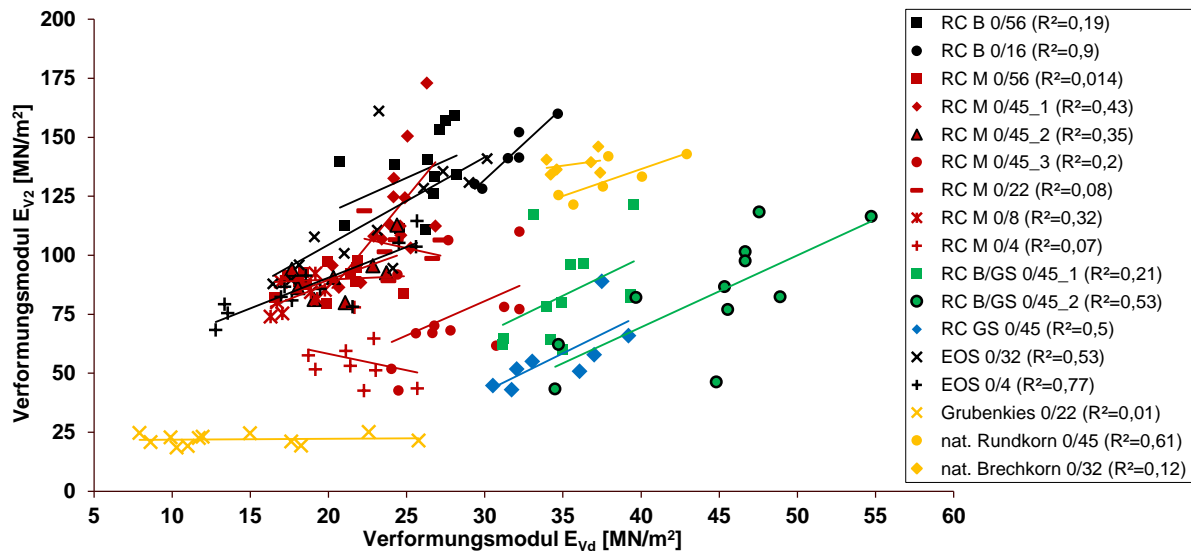


Abbildung 175: Zusammenhang zwischen Verdichtungsgrad D_{Pr} und dynamischen Verformungsmodul E_{Vd}

7.6.1.6 Zusammenhang zwischen den Verformungsmoduln E_{Vd} und E_{V2}

Häufig wird aufgrund der deutlich schnelleren Versuchsdurchführung anstatt des statischen der dynamische Plattendruckversuch verwendet. In diesen Fällen kann es notwendig werden, den dynamischen Plattendruckversuch zum statischen Plattendruckversuch zu kalibrieren. Die in den Probefeldern erzielten statischen Verformungsmoduln E_{V2} sind daher in Abbildung 176 über die dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} angetragen (Bestimmtheitsmaße R^2 s. Legende in Abbildung 176, Mittelwert: $R^2_{MW} = 0,34$). Die linearen Regressionsgeraden zeigen, dass die statischen Verformungsmoduln E_{V2} der Versuchsmaterialien mit Ausnahme von RC M 0/22 und RC M 0/4 mit steigendem dynamischen Verformungsmodul zunehmen. Die Umrechnung des dynamischen Verformungsmoduls E_{Vd} auf den statischen Verformungsmodul E_{V2} kann anhand der in Tabelle 43 angeführten Kurvengleichungen erfolgen.

Abbildung 176: Zusammenhang zwischen Verformungsmodul E_{Vd} und Verformungsmodul E_{V2}

Material	$E_{V2} = m \cdot E_{Vd} + b$	
	m	b
RC B 0/56	2,9478	59,176
RC B 0/16	6,1145	-51,349
RC M 0/56	0,2890	83,953
RC M 0/45_1	8,0702	-77,229
RC M 0/45_2	2,3680	42,158
RC M 0/45_3	2,9098	-6,6751
RC M 0/22	-1,4569	139,430
RC M 0/8	2,5946	35,985
RC M 0/4	-1,3922	86,089
RC B/GS 0/45_1	3,2192	-29,830
RC B/GS 0/45_2	3,0477	-52,490
RC GS 0/45	3,2636	-55,772
EOS 0/32	3,7174	30,029
EOS 0/4	2,6067	38,371
Grubenkies 0/22	0,0374	21,445
Nat. Rundkorn 0/45	2,2785	45,38
Nat. Brechkorn 0/45	0,9255	105,55

Tabelle 43: Umrechnungen des Verformungsmoduls E_{Vd} auf den Verformungsmodul E_{V2}

7.6.2 Radiometrisch und mittels Ballonverfahren bestimmte Prüfgrößen

Die Untersuchungen mit den direkten Prüfverfahren zur Dichtebestimmung wurden einerseits durchgeführt, um die Verformungsmoduln (z. B. E_{V2} , E_{Vd}) zum Verdichtungsgrad D_{Pr} zu korrelieren. Andererseits sollte überprüft werden, inwieweit die herstellereitige Kalibrierung der verwendeten radiometrischen Sonde zur Wassergehalts- und Dichtebestimmung bei mineralischen Sekundärbaustoffen anwendbar ist und ob vergleichbare Wassergehalte und Dichten wie mit dem vergleichsweise zeitintensiven Ballonverfahren ermittelt werden.

Nachfolgend werden die radiometrisch ermittelten Wassergehalte, Feuchtdichten und Trockendichten den mit dem Ballonverfahren in Verbindung mit Ofentrocknung bestimmten

Werten gegenübergestellt. Zusätzlich zu den in Tabelle 41 aufgeführten Materialien enthalten die nachfolgenden Darstellungen auch Ergebnisse zu einem Asphaltbruch (RC A 0/45). Die Untersuchungen an dem Asphaltbruch wurden ebenfalls im Rahmen der Messkampagne im Juni 2018 durchgeführt, wobei ein Probefeld entsprechend den Kapiteln 7.4 und 7.2 erstellt und beprobt wurde. Aufgrund des viskosen Materialverhaltens des Asphaltbruchs werden über die Ergebnisse der direkten Dichtebestimmungen hinaus keine weiteren Ergebnisse zu diesem Material angeführt.

7.6.2.1 Wassergehalt

Die radiometrisch bestimmten Wassergehalte sind den durch Ofentrocknung ermittelten Wassergehalten in Abbildung 177 gegenübergestellt. Beide Messverfahren liefern übereinstimmende Messwerte, wenn diese auf der ebenfalls in Abbildung 177 dargestellten Isolinie liegen. Liegen die Punkte oberhalb bzw. unterhalb der Isolinie, werden mit dem radiometrischen Prüfverfahren höhere bzw. niedrigere Werte ermittelt als durch die Ofentrocknung. Für jedes Versuchsmaterial wurde an jedem Prüfpunkt zudem das Verhältnis $w_{\text{Troxler}}/w_{\text{Ofentrocknung}}$ bestimmt. Die Mittelwerte, Standardabweichungen sowie minimalen und maximalen Verhältniswerte $w_{\text{Troxler}}/w_{\text{Ofentrocknung}}$ sind für alle Versuchsmaterialien in Tabelle 44 aufgeführt. Tabelle 44 enthält zudem den aus den jeweiligen Versuchsergebnissen eines Materials bestimmten Korrekturwert Δw nach BEHR (1988) zur näherungsweisen Korrektur der radiometrischen Prüfgrößen (vgl. Kapitel 3.3.2.2.2).

Die Ergebnisse in Abbildung 177 und Tabelle 44 zeigen allen voran für die aufbereiteten Bauschuttgemische eine gute Übereinstimmung der mit beiden Prüfverfahren ermittelten Wassergehalte. Lediglich für RC M 0/56 werden mit der radiometrischen Sonde im Mittel etwa zwölf Prozent geringere Wassergehalte ermittelt als durch Ofentrocknung. Die Ursache für diese Diskrepanz konnte nicht geklärt werden. Bei dem Betonbruch RC B 0/16 werden mit der radiometrischen Sonde hingegen etwas höhere Wassergehalte ermittelt als durch Ofentrocknung. Dies ist nach NAGI & WHITING (1999) möglicherweise auf Wasserstoffatome zurückzuführen, die im Zementleim oder den Zusatzmitteln und Modifikatoren des Zements enthalten sein können.

Deutliche Unterschiede zwischen beiden Prüfverfahren treten bei den Elektroofenschlacken (EOS 0/32, EOS 0/4) sowie bei dem Asphaltbruch (RC A 0/45) auf. Dabei liegen die radiometrisch ermittelten Wassergehalte bei den Elektroofenschlacken deutlich unterhalb der durch Ofentrocknung bestimmten Wassergehalte. Dies ist vermutlich auf Metalle (z. B. Eisen, Eisenoxide, Cadmium) zurückzuführen, die in den Elektroofenschlacken enthalten sind und thermische Neutronen absorbieren, wodurch der Wassergehalt als zu niedrig bestimmt wird. Beim Asphaltbruch RC A 0/45 werden hingegen mit der radiometrischen Sonde deutlich höhere Wassergehalte ermittelt als durch Ofentrocknung. Dies ist höchstwahrscheinlich auf die im bituminösen Bindemittel enthaltenen Kohlenwasserstoffe zurückzuführen, deren Wasserstoffatome von der Sonde fälschlicherweise als Wasseratome interpretiert werden.

Worauf die höheren radiometrischen Wassergehalte für die Materialien, die Gleisschotter enthalten (RC B/GS 0/45, RC GS 0/45), zurückzuführen sind, konnte nicht geklärt werden. Nach BLACK (1995) kann die Ursache für mögliche Abweichungen in physikalisch oder chemisch gebundenem Wasser liegen. Bei dem Gemisch aus Gleisschotter und Betonbruch

(RC B/GS 0/45) können die Abweichungen auch aus zusätzlichen Wasserstoffatomen im Zement oder den Zusatzmitteln und Modifikatoren des Zements herrühren (NAGI & WHITING (1999)). Bei den natürlichen Primärbaustoffen wurden mit der radiometrischen Sonde allerdings ebenfalls etwas größere Wassergehalte bestimmt als mit dem Ballonverfahren. Wie bei dem reinen Gleisschotter konnte nicht geklärt werden, worauf dies zurückzuführen ist.

Anhand der beiden Elektroofenschlacken wurde abschließend beispielhaft die Anwendbarkeit des Korrekturwertes Δw nach BEHR (1988) überprüft. Zur Bestimmung des Korrekturwertes Δw wurden bei beiden Elektroofenschlacken jeweils alle radiometrisch und konventionell bestimmten Messwertpaare herangezogen und der Korrekturwert Δw nach Gleichung 5 bestimmt. Alle an den Elektroofenschlacken radiometrisch ermittelten Wassergehalte wurden schließlich um den jeweiligen Korrekturwert Δw korrigiert. Die korrigierten Wassergehalte der Elektroofenschlacken sind ebenfalls in Abbildung 177 dargestellt. Gegenüber den nicht korrigierten Werten liegen die korrigierten Werte in Abbildung 177 im Bereich der Isolinie. Dies zeigt, dass das Korrekturverfahren nach BEHR (1988) auch bei mineralischen Sekundärbaustoffen anwendbar ist.

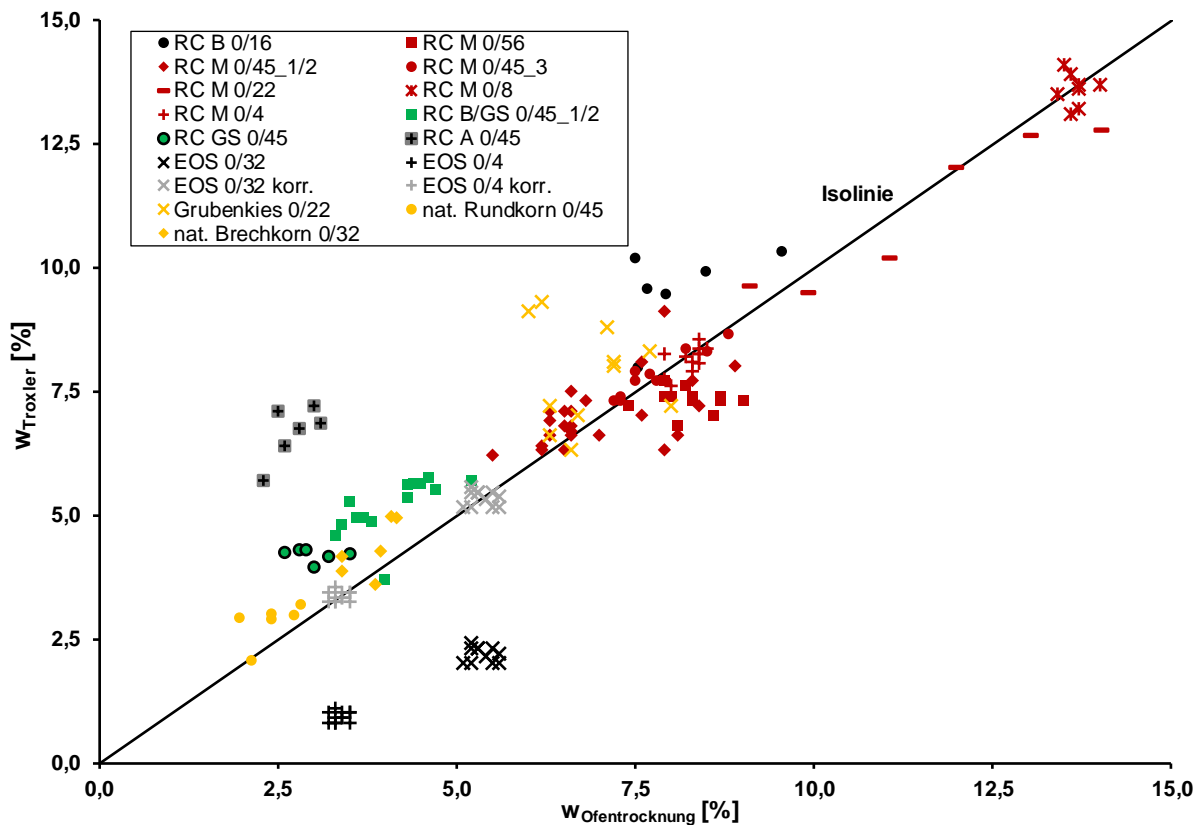


Abbildung 177: Vergleich der radiometrisch und durch Ofentrocknung bestimmten Wassergehalte

Material	$w_{\text{Troxler}}/w_{\text{Ofentrocknung}} [-]$			$\Delta w = \frac{\sum_{i=1}^n (w_{\text{Ofen},i} - w_{\text{Troxler},i})}{n}$ [%]
	Mittelwert	Standardabweichung	Min. - Max.	
RC B 0/16	1,186	0,111	1,058 - 1,360	-1,5
RC M 0/56	0,882	0,052	0,814 - 0,973	1,0
RC M 0/45_1/2	1,017	0,092	0,815 - 1,152	-0,1
RC M 0/45_3	1,009	0,023	0,976 - 1,053	0,0
RC M 0/22	0,970	0,054	0,922 - 1,057	0,4
RC M 0/8	0,996	0,028	0,963 - 1,044	0,1
RC M 0/4	0,985	0,027	0,950 - 1,044	0,1
RC B/GS 0/45_1/2	1,263	0,136	0,925 - 1,412	-1,0
RC GS 0/45	1,411	0,166	1,200 - 1,635	-1,2
EOS 0/32	0,409	0,033	0,357 - 0,462	3,2
EOS 0/4	0,272	0,024	0,242 - 0,313	2,4
RC A 0/45	2,467	0,206	2,210 - 2,840	-4,0
Grubenkies 0/22	1,151	0,199	0,900 - 1,517	-1,0
nat. Rundkorn 0/45	1,191	0,177	1,088 - 1,495	-0,4
nat. Brechkorn 0/32	1,131	0,112	0,930 - 1,230	-0,5

Tabelle 44: Mittelwerte, Standardabweichungen und Spannen aller Verhältniswerte $w_{\text{Troxler}}/w_{\text{Ofentrocknung}}$ sowie nach BEHR (1988) ermittelte Korrekturwerte Δw

7.6.2.2 Feuchtdichte

Die radiometrisch sowie mit dem Ballonersatzverfahren ermittelten Feuchtdichten sind in Abbildung 178 dargestellt. Wie bei den Wassergehalten in Abbildung 177 bedeutet eine Lage der Punkte oberhalb der eingezeichneten Isolinien, dass mit der radiometrischen Sonde größere Feuchtdichten bestimmt wurden als mit dem Ballonverfahren. Liegen die Punkte unterhalb der Isolinie, wurden mit dem Ballonverfahren höhere Werte ermittelt als mit der radiometrischen Sonde. In Tabelle 45 sind überdies für alle Versuchsmaterialien erneut die mittleren Verhältniswerte der radiometrisch ($\rho_{\text{feucht,Troxler}}$) und mit dem Ballonverfahren ($\rho_{\text{feucht,Ballon}}$) aller an den jeweiligen Materialien ermittelten Feuchtdichten, ihre Standardabweichungen sowie die Spannen der maximalen und minimalen Verhältniswerte $\rho_{\text{feucht,Ballon}}/\rho_{\text{feucht,Troxler}}$ aufgeführt. Tabelle 45 enthält zudem für jedes Material den Korrekturfaktor $C_{X,\text{feucht}}$ nach BEHR (1988), der für alle Materialien jeweils aus allen bestimmten Feuchtdichtepaaren entsprechend Gleichung 6 ermittelt wurde.

Wie bereits bei den Wassergehalten stimmen auch die mit beiden Prüfverfahren ermittelten Feuchtdichten bei den aufbereiteten Bauschuttgemischen (RC M) gut überein und auch für den Betonbruch RC B 0/16 liefern beide Prüfverfahren vergleichbare Werte. Im Gegensatz zur Wassergehaltsermittlung werden zudem auch für den Asphaltbruch RC A 0/45 mit der radiometrischen Sonde Feuchtdichten bestimmt, die vergleichbar zu den mit dem Ballonverfahren ermittelten Feuchtdichten sind. Für die natürlichen Primärbaustoffe (nat. Rund- und Brechkorn, Grubenkies) werden mit beiden Prüfverfahren ebenfalls vergleichbare Trockendichten ermittelt.

Systematische Abweichungen zwischen den Ergebnissen beider Prüfverfahren treten erneut bei den Elektroofenschlacken (EOS 0/32, EOS 0/4) auf, bei denen mit der radiometrischen

Sonde höhere Feuchtdichten bestimmt werden als mit dem Ballonverfahren. Die Abweichungen sind bei EOS 0/4 größer als bei EOS 0/32, obwohl beide Materialien aus demselben Herstellprozess stammen und hinsichtlich ihrer chemischen Beschaffenheit somit vergleichbar sind. Die Abweichungen bei den Elektroofenschlacken sind vermutlich auf schwere Atome mit einer hohen Ordnungszahl zurückzuführen, die vermehrt Gammastrahlung absorbieren und dadurch zu einer Überschätzung der Feuchtdichte führen.

Keine eindeutige Tendenz lässt sich dagegen bei den Materialien, die Gleisschotter enthalten, erkennen. Dies ist allerdings vermutlich weniger eine Folge der Kalibrierung der radiometrischen Sonde, sondern vielmehr darauf zurückzuführen, dass die Bestimmung der Dichte mit dem Ballonverfahren bei diesen Materialien mit vergleichsweise großen Prüffehlern und Streuungen verbunden ist. Dies ist mutmaßlich eine Folge der im Vergleich zu den übrigen Versuchsmaterialien sehr grobkörnigen Kornabstufung der Materialien mit Gleisschotter, die einen geringen Sand- und Feinkornanteil (vgl. Abbildung 161 und Tabelle 41) und damit vergleichsweise große Porenräume besitzen, wodurch die korrekte Ermittlung des Prüfvolumens mit dem Ballon aufgrund von dessen Elastizität schwierig ist.

An den beiden Elektroofenschlacken EOS 0/32 und EOS 0/4, die beide systematische Abweichungen zwischen beiden Prüfverfahren aufweisen, wurde erneut die Anwendbarkeit des Korrekturfaktors $C_{X,feucht}$ nach BEHR (1988) überprüft. Der Korrekturfaktor $C_{X,feucht}$ wurde jeweils aus allen an den Elektroofenschlacken bestimmten Messwerten entsprechend Gleichung 6 ermittelt und die radiometrisch ermittelten Feuchtdichten schließlich durch Multiplikation mit dem Korrekturfaktor $C_{X,feucht}$ korrigiert. Die korrigierten Werte sind neben den Messwerten ebenfalls in Abbildung 178 dargestellt und zeigen, dass die radiometrisch ermittelten Feuchtdichten anhand der Korrekturmöglichkeit nach BEHR (1988) in guter Näherung korrigiert werden können.

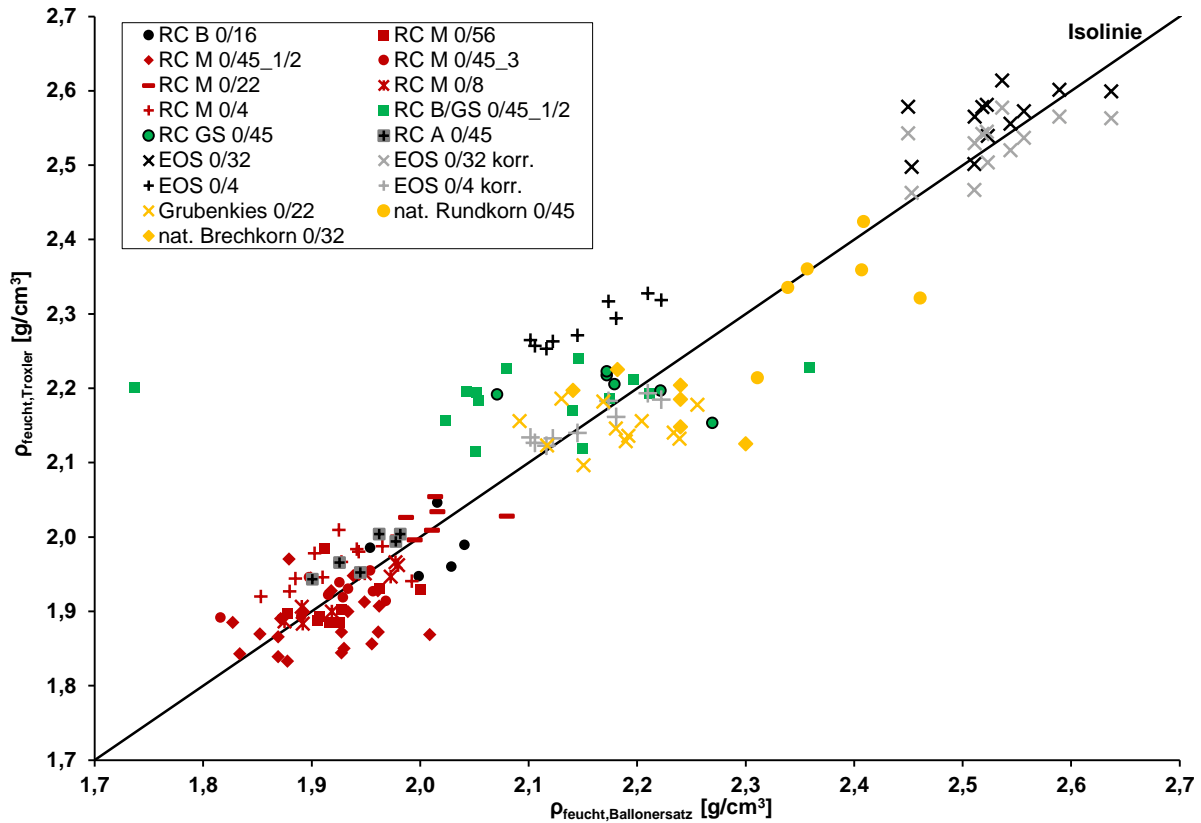


Abbildung 178: Vergleich der radiometrisch und mit dem Ballonverfahren bestimmten Feuchtdichten ρ_f

Material	$\rho_{feucht,Troxler}/\rho_{feucht,Ballon} [-]$			$C_{X,feucht} = \frac{\sum_{i=1}^n (\frac{\rho_{feucht,Ballon,i}}{\rho_{feucht,Troxler,i}})}{n}$
	Mittelwert	Standardabweichung	Min. - Max.	
RC B 0/16	0,994	0,025	0,966 - 1,021	1,006
RC M 0/56	0,992	0,021	0,964 - 1,037	1,009
RC M 0/45_1/2	0,988	0,029	0,930 - 1,048	1,013
RC M 0/45_3	1,003	0,019	0,972 - 1,041	0,993
RC M 0/22	1,004	0,017	0,975 - 1,020	0,996
RC M 0/8	0,996	0,008	0,987 - 1,008	1,004
RC M 0/4	1,021	0,018	0,974 - 1,044	0,980
RC B/GS 0/45_1/2	1,035	0,033	0,985 - 1,075	0,967
RC GS 0/45	1,009	0,037	0,949 - 1,058	0,993
EOS 0/32	1,014	0,018	0,986 - 1,053	0,986
EOS 0/4	1,061	0,011	1,043 - 1,078	0,942
RC A 0/45	1,014	0,008	1,004 - 1,022	0,986
Grubenkies 0/22	0,981	0,022	0,952 - 1,026	1,015
nat. Rundkorn 0/45	0,981	0,026	0,943 - 1,006	1,020
nat. Brechkorn 0/32	0,981	0,038	0,924 - 1,026	1,020

Tabelle 45: Mittelwerte, Standardabweichungen und Spannen aller Verhältniswerte $\rho_{feucht,Troxler}/\rho_{feucht,Ofentrocknung}$ sowie nach BEHR (1988) ermittelte Korrekturwerte $C_{X,feucht}$

7.6.2.3 Trockendichte

Das entscheidende Kriterium zur Verdichtungskontrolle stellt in der Erdbaupraxis die Trockendichte dar. Die für die Versuchsmaterialien radiometrisch sowie mit dem Ballonverfahren in Verbindung mit Ofentrocknung bestimmten Trockendichten sind in Abbildung 179 dargestellt. Zu beachten ist, dass die Trockendichten mit der radiometrischen Sonde nicht direkt bestimmt, sondern aus den radiometrisch ermittelten Werten für die Feuchtdichte und den Wassergehalt berechnet werden. In die radiometrische Bestimmung der Trockendichten gehen somit Fehler der radiometrischen Wassergehalts- und Feuchtdichteermittlung ein. In Tabelle 46 sind überdies für alle Versuchsmaterialien die mittleren Verhältniswerte der radiometrisch ($\rho_{d,Troxler}$) und mit dem Ballonverfahren ($\rho_{d,Ballon}$) ermittelten Trockendichten, ihre Standardabweichungen sowie die Spannen der maximalen und minimalen Verhältniswerte aufgeführt. Tabelle 46 enthält zudem erneut für alle Versuchsmaterialien den Korrekturfaktor $C_{X,d}$, der für jedes Material aus allen bestimmten Messwertpaaren $\rho_{d,Troxler}$ und $\rho_{d,Ballon}$ entsprechend Gleichung 6 ermittelt wurde.

Wie bei der Ermittlung der Wassergehalte und der Feuchtdichten stimmen die radiometrisch ermittelten Trockendichten der aufbereiteten Bauschuttgemische bis auf wenige Ausreißer gut mit den mittels Ballonverfahren in Verbindung mit Ofentrocknung bestimmten Trockendichten überein. Für den Betonbruch RC B 0/16 sowie die natürlichen Primärbaustoffe werden mit der radiometrischen Sonde etwas geringere Trockendichten bestimmt als mit dem Ballonverfahren.

Bei dem aufbereiteten Asphaltbruch RC A 0/45, bei dem mit der radiometrischen Sonde Feuchtdichten bestimmt wurden, die geringfügig oberhalb der mit dem Ballonverfahren ermittelten Feuchtdichten lagen, führen die mit der radiometrischen Sonde deutlich zu hoch bestimmten Wassergehalte dazu, dass mit der radiometrischen Sonde schließlich niedrigere Trockendichten bestimmt werden als mit dem Ballonverfahren. Bei den Elektroofenschlacken, bei denen mit der radiometrischen Sonde gegenüber dem Ballonverfahren deutlich höhere Feuchtdichten sowie niedrigere Wassergehalte ermittelt wurden, liegen die radiometrisch ermittelten Trockendichten schließlich deutlich höher als die mit dem Ballonverfahren bestimmten Werte. Für die Materialien, die Gleisschotter enthalten, kann keine eindeutige Tendenz beobachtet werden.

Wie für die Feuchtdichten ist es auch für die Trockendichten möglich, die radiometrisch bestimmten Werte anhand der Korrekturfaktoren $C_{X,d}$ nach BEHR (1988) zu korrigieren. Dies wird exemplarisch am Beispiel der Elektroofenschlacken aufgezeigt. Der Korrekturfaktor $C_{X,d}$ wurde für beide Elektroofenschlacken jeweils aus allen bestimmten Trockendichtepaaren bestimmt. Anschließend wurden die radiometrisch ermittelten Trockendichten der Elektroofenschlacken mit ihrem jeweiligen Korrekturfaktor $C_{X,d}$ multipliziert. Die korrigierten Werte sind neben den tatsächlichen Messwerten in Abbildung 179 dargestellt und liegen im Bereich der Isolinie, was die Anwendbarkeit des Korrekturfaktors $C_{X,d}$ nach BEHR (1988) bestätigt.

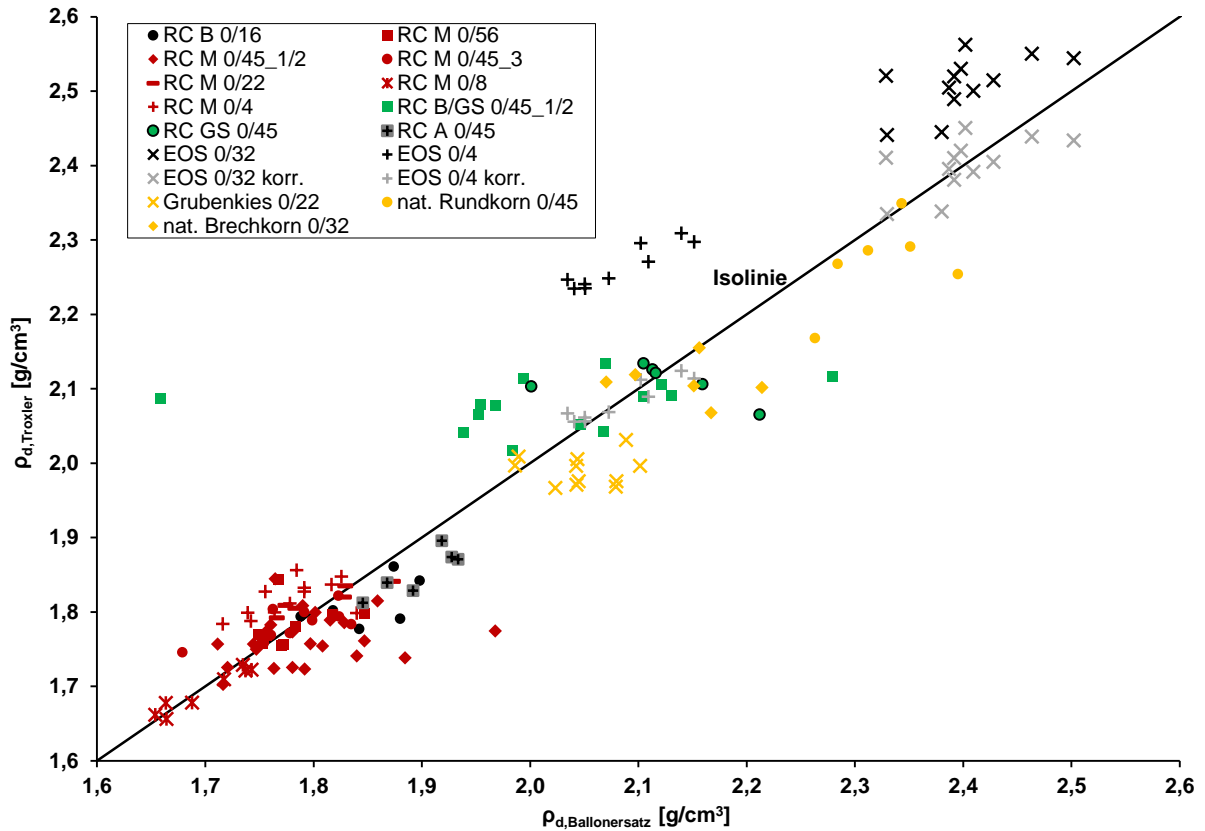


Abbildung 179: Vergleich der radiometrisch und mit dem Ballonverfahren bestimmten Trockendichten ρ_d

Material	$\rho_{d,Troxler}/\rho_{d,Ballonersatz} [-]$			$C_{x,d} = \frac{\sum_{i=1}^n (\frac{\rho_{d,Ballon,i}}{\rho_{d,Troxler,i}})}{n}$
	Mittelwert	Standardabweichung	Min. to Max.	
RC B 0/16	0,979	0,020	1,058 - 1,360	1,022
RC M 0/56	1,001	0,020	0,973 - 1,043	1,000
RC M 0/45_1/2	0,987	0,028	0,922 - 1,045	1,014
RC M 0/45_3	1,002	0,019	0,972 - 1,040	0,994
RC M 0/22	1,005	0,014	0,983 - 1,020	0,995
RC M 0/8	0,997	0,007	0,989 - 1,009	1,003
RC M 0/4	1,022	0,018	0,978 - 1,041	0,979
RC B/GS 0/45_1/2	1,025	0,032	0,982 - 1,063	0,977
RC GS 0/45	0,997	0,039	0,934 - 1,051	1,004
EOS 0/32	1,046	0,018	1,017 - 1,082	0,956
EOS 0/4	1,087	0,011	1,068 - 1,104	0,920
RC A 0/45	0,977	0,009	0,967 - 0,988	1,024
Grubenkies 0/22	0,973	0,021	0,947 - 1,010	1,030
nat. Rundkorn 0/45	0,976	0,023	0,941 - 1,003	1,025
nat. Brechkorn 0/32	0,985	0,029	0,949 - 1,019	1,016

Tabelle 46: Mittelwerte, Standardabweichungen und Spannen aller Verhältniszerte $\rho_{d,Troxler}/\rho_{d,Ofentrocknung}$ sowie nach BEHR (1988) ermittelte Korrekturwerte $C_{x,d}$

7.6.3 Anwendbarkeit der FDVK

Zusätzlich zu Dichtebestimmungen und den Plattendruckversuchen, auf denen der Fokus der Felduntersuchungen lag, wurde im Rahmen der beiden Messkampagnen im Juni 2017 und

Juli 2018 jede Verdichtungsüberfahrt bei der Herstellung der Versuchsfelder mittels eines walzenintegrierten Messsystems (*HAMM Compaction Meter*) zur flächendeckenden dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK) aufgezeichnet. Das Messsystem kann sowohl bei vibrierender als auch oszillierender Verdichtung zur FDVK eingesetzt werden, wobei das Messsystem jeweils unterschiedliche Messwerte liefert. Die unterschiedlichen Messwerte sind dabei nicht direkt vergleichbar und stellen kein tatsächliches Maß für die Steifigkeit des Untergrundes dar, sondern müssen zur Verdichtungskontrolle jeweils zu einer weiteren direkt bestimmbar Prüflgröße (z. B. Trockendichte, Verformungsmodul) kalibriert werden.

Abbildung 180 zeigt beispielhaft die Aufzeichnungen des Messsystems für die Verdichtungsfahrten mit oszillierender (Spur I) und vibrierender Bandage (Spur II) auf der dritten Lage des Materials RC M 0/45_3. Die erste und zweite Überfahrt erfolgte dabei über die gesamte Strecke der beiden Verdichtungsspuren (ca. 50 m), während die dritte und vierte Überfahrt nur bis zur Hälfte der beiden Verdichtungsspuren (ca. 25 m) erfolgte. Die in Abbildung 180 dargestellten Messwerte steigen sowohl bei Verdichtung mit oszillierender als auch vibrierender Bandage mit einer zunehmenden Anzahl an Überfahrten an. Anzumerken ist, dass insbesondere bei den Aufzeichnungen mit vibrierender Verdichtung der Einfluss des Untergrundes auf die Messwerte deutlich erkennbar ist. So sind die beiden Messwertanstiege zwischen ca. 5 m und 10 m und zwischen ca. 40 m und 45 m auf eine höhere Steifigkeit des Untergrundes zurückzuführen, die im Rahmen der Vorbereitung des Planums in diesem Bereich erkundet wurde. Zudem fallen die Messwerte bei vibrierender Verdichtung innerhalb der ersten fünf Meter deutlich ab und nehmen zwischen 20 m und 25 m deutlich zu. Dies ist auf den Einfluss beim Anfahren (zwischen 0 m und 5 m) bzw. Abbremsen (zwischen 20 m und 25 m) der Verdichtungswalze zurückzuführen.

Um die Messwerte beider Verdichtungsarten zur Verdichtungskontrolle nutzen zu können, ist es erforderlich, sie zu einer der in Abbildung 180 ebenfalls dargestellten Prüfmerkmale Trockendichte, statischer Verformungsmodul E_{V2} oder dynamischer Verformungsmodul E_{Vd} zu kalibrieren. Dabei sind die Vorgaben der TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) zu beachten. Da mit zunehmender Anzahl an Überfahrten sowohl die Messwerte der FDVK als auch die Prüfmerkmale Trockendichte, statischer Verformungsmodul E_{V2} oder dynamischer Verformungsmodul E_{Vd} ansteigen, ist die Eignung der FDVK zur Beurteilung des Verdichtungszustandes von mineralischen Sekundärbaustoffen auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen grundsätzlich gegeben.

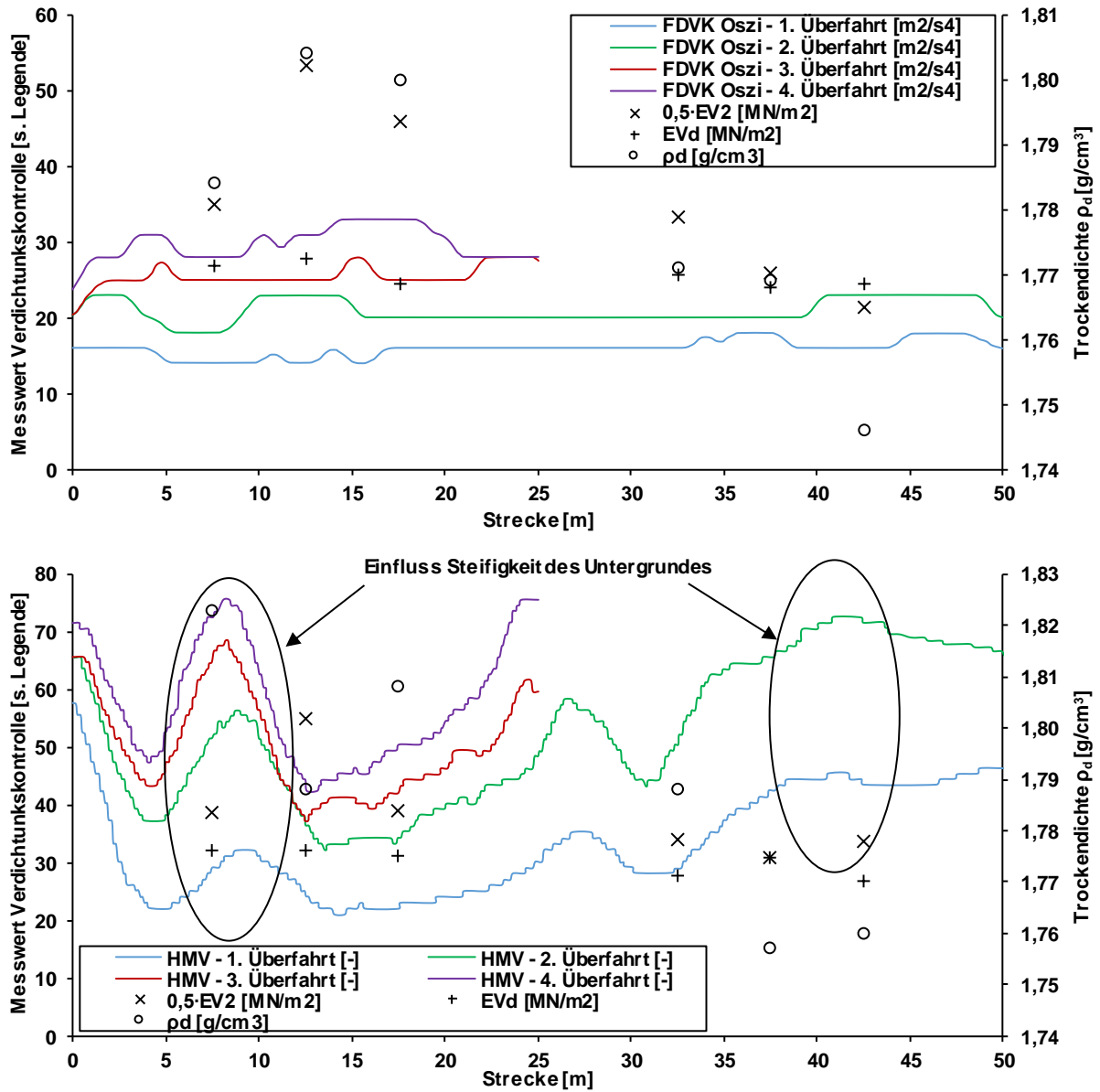


Abbildung 180: Aufzeichnungen der FDVK bei oszillierender (oben) und vibrierender Bandage (unten) über die Länge der Versuchsstrecke am Beispiel von RC M 0/45_3 (Versuchsfläche B)

8 Baupraktische Folgerungen

8.1 Verdichtungsverhalten und Proctorversuch

Die im Rahmen dieser Arbeit an RC Baustoffen durchgeführten Verdichtungs- und Proctorversuche haben gezeigt, dass die mit einer definierten Verdichtungsenergie erzielbare Trockendichte bei RC Baustoffen nicht vom Wassergehalt abhängt. Die in den Proctorversuchen bei unterschiedlichen Wassergehalten erzielten Trockendichten, aber auch die in den Feldversuchen bei identischer Verdichtung ermittelten Trockendichten streuen je nach stofflicher Beschaffenheit des Erdbaustoffes meist innerhalb eines bestimmten Dichtekorridors. Die Ableitung einer Proctordichte, wie es von natürlichen Baustoffen (mit Ausnahme von enggestuften Kiesen und Sanden) bekannt ist, ist damit in der Regel nicht möglich. Ebenfalls kann kein optimaler Wassergehalt angegeben werden. Ursächlich hierfür sind im Wesentlichen folgende Aspekte:

- Anders als die meisten natürlichen Primärbaustoffe, deren Einzelkörner eine geschlossene Kornoberfläche aufweisen, besitzen RC Baustoffe poröse, wasserzugängliche Einzelkörner. Abhängig von der Porenstruktur des jeweiligen RC Baustoffes und der Zeit wird dadurch ein Teil des vorhandenen Wassers innerhalb der Einzelkörner der RC Baustoffe gespeichert, womit es nicht mehr an den Kornoberflächen und in den Porenräumen zwischen den Einzelkörnern zur Verfügung steht. Dadurch werden die die Verdichtung begünstigenden Effekte (abnehmende Kapillarspannungen mit zunehmendem Wassergehalt; verringerte effektive Spannungen zwischen den Einzelkörnern infolge höherer Porenwasserüberdrücke bei der Verdichtung durch die zunehmende Wassersättigung des Porenraumes, vgl. Abschnitt 3.1.4.3.2) nur mehr in untergeordnetem Maße wirksam.
- Die Feinanteile von RC Baustoffen weisen keine Plastizität auf. Dies bedeutet, dass die Bildsamkeit der Feinanteile von RC Baustoffen im Gegensatz zu den Feinanteilen vieler natürlicher Baustoffe mit steigendem Wassergehalt nicht zunimmt. Der verdichtungsbegünstigende Effekt einer größeren Bildsamkeit der Feinanteile mit zunehmendem Wassergehalt wird damit bei RC Baustoffen nicht wirksam.
- Die Streuung der Trockendichten innerhalb eines gewissen Dichtekorridors beruht zum einen darauf, dass zwischen den Proben der einzelnen Prüfungen Unterschiede hinsichtlich ihrer Kornabstufung bestehen, woraus trotz identischer Verdichtungsbedingungen Unterschiede in den bestimmten Trockendichten resultieren. Zum anderen kommt bei RC Baustoffen die Heterogenität hinsichtlich ihrer stofflichen Zusammensetzung und Kornbeschädigungen hinzu. Diese kann ebenfalls zur Streuung der Trockendichten beitragen.

Da im Erdbau in der Regel Anforderungen an den Verdichtungsgrad definiert werden, ist es erforderlich, für die Praxis eine Trockendichte als Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad anzugeben. Weisen die Proctorkurven kein eindeutiges Optimum auf, muss eine alternative Methode angewendet werden. Denkbar wäre nach Ansicht des Verfassers beispielsweise die Durchführung von (mindestens) fünf Verdichtungsversuchen nach Proctor bei unterschiedlichen Wassergehalten. Ein Verdichtungsversuch sollte bei einem relativ niedrigen Wassergehalt und einer bei einer hohen Sättigung des Korngerüstes durchgeführt werden. Die übrigen drei Versuche sollten zwischen dieser unteren und oberen Grenze gleichmäßig verteilt

werden. Zur Ableitung einer Bezugsdichte für die Praxis könnten die fünf bestimmten Trockendichten gemittelt und der Mittelwert mit der Standardabweichung der Versucherergebnisse beaufschlagt werden. Der Begriff Proctordichte könnte für die so ermittelte Bezugsdichte beibehalten werden. Hinsichtlich des Einbauwassergehaltes kann auf Basis der Versuchsergebnisse ein Wassergehaltsbereich anstatt eines Einzelwerts angegeben werden.

Unbedingt zu beachten ist, dass für jeden der Einzelversuche eine separate Probe verwendet wird, da die Beanspruchung im Proctorversuch zu Kornbruch führen kann. Da bei RC Baustoffen mit porösen Einzelkörnern ein Teil des in der Probe vorhandenen Wassers, dessen Größe u. a. von der Homogenisierungszeit abhängt, nicht verdichtungswirksam in den Poren des Materials gespeichert wird, sollte die Homogenisierungszeit bei jedem Einzelversuch konstant gehalten werden, damit die Wiederholbarkeit des Verdichtungsversuches gegeben ist. Die Homogenisierungszeit sollte ausreichend bemessen sein. Eine verbindliche Angabe in den Regelwerken zur Homogenisierungszeit wäre nach Ansicht des Verfassers sinnvoll.

Die Reproduzierbarkeit eines Proctorversuches erfordert bei RC Baustoffen vergleichbare Kornporosität und makroskopische Porosität und Homogenisierungszeit. Der Wassergehalt spielt eher eine untergeordnete Rolle.

Die Wasseraufnahmefähigkeit der RC Baustoffen führt dazu, dass sie sich über einen vergleichsweise großen Wassergehaltsbereich mehr oder minder gleich gut verdichten lassen. Sie können dadurch größere Schwankung des Wassergehalts tolerieren, ohne dass ihre Verdichtbarkeit nachteilig beeinflusst wird. Dadurch ist auch bei hohen Wassergehalten (z. B. bei Regenschauern) häufig noch eine anforderungsgerechte Verdichtung möglich.

8.2 Großtechnische Verdichtbarkeit

Die Verdichtungsfeldversuche im Rahmen der drei Messkampagnen im Juli 2017, Juni 2018 und August 2020 haben gezeigt, dass RC Baustoffe mit konventionellen Verdichtungsgeräten anforderungsgerecht verdichtet werden können. Die Verdichtung erfolgte mittels vibrierender und oszillierender Bandage der Verdichtungswalze. Die meisten der untersuchten RC Baustoffe konnten mittels vier Walzenübergängen (ein Übergang bezeichnet eine Überfahrt mit dynamisch angeregter Bandage in Vorwärtsrichtung und eine statische Überfahrt ohne Anregung der Bandage in Rückwärtsrichtung) auf einen Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$ verdichtet werden. Die erforderliche Anzahl an Walzenübergängen sollte im Vorfeld einer Verdichtungsmaßnahme unbedingt anhand von Probeverdichtungen bestimmt werden.

Signifikanter Kornbruch, welcher zu einer maßgeblichen Änderung der bodenmechanischen Eigenschaften der RC Baustoffe oder einer Verschlechterung ihrer Frostempfindlichkeit führt, konnte in den Felduntersuchungen ebenfalls nicht festgestellt werden.

8.3 Prüfung der Verdichtung anhand von direkten Prüfverfahren

Die Anwendbarkeit direkter Prüfverfahren zur Verdichtungskontrolle von RC Baustoffen wurde im Zuge der Messkampagnen im Juli 2017, Juni 2018 und August 2020 untersucht. Dabei kamen das Ballonverfahren und eine radiometrische Sonde vom Typ „Troloxer 3440“ zur Anwendung. Die grundsätzliche Eignung beider Verfahren zur Verdichtungskontrolle konnten in den Untersuchungen bestätigt werden. Allerdings ist es erforderlich verfahrensspezifische Besonderheiten und Unsicherheiten zu berücksichtigen.

Beim Ballonverfahren als Volumenersatzverfahren sind im Allgemeinen die verfahrensspezifischen Fehlerquellen zu berücksichtigen (s. Kapitel 3.3.2.1). Vor allem beim Ballonverfahren können die scharfkantigen Einzelkörner einerseits zu großen Hohlräumen in der Wandung des Prüfvolumens führen, die durch den Ballon nicht vollständig erfasst werden, andererseits können die scharfen Kanten oder andere Bestandteile zur Schädigung des Ballons führen.

Die Versuche mit der radiometrischen Sonde haben gezeigt, dass mit dieser Methode die Dichte und der Wassergehalt insbesondere bei den aufbereiteten Bauschuttgemischen (RC Mix) zutreffend ermittelt werden können (s. Kapitel 7.6.2). Bei einigen mineralischen Sekundärbaustoffen führt die Kalibrierung der radiometrischen Sonde allerdings zu systematischen Fehlern in der Dichte- und Wassergehaltsbestimmung. So können bei der Wassergehaltsbestimmung Bestandteile mit wasserstoffhaltigen Verbindungen (z. B. Bitumen, Asphalt, organische Bestandteile, Zementleim) dazu führen, dass der Wassergehalt überschätzt wird. Schwere Elemente (z. B. Metalle), die Neutronen absorbieren, können hingegen eine Unterschätzung des Wassergehaltes bewirken (z. B. Elektroofenschlacken). Bei der Dichtermittlung können Bestandteile, die chemische Elemente mit einer hohen Ordnungszahl besitzen (z. B. Eisen), zu einer Überschätzung der Dichte führen (z. B. Elektroofenschlacken).

Soll die Verdichtungskontrolle mit der radiometrischen Sonde erfolgen, empfiehlt es sich bei mineralischen Sekundärbaustoffen zunächst anhand von Voruntersuchungen zu überprüfen, inwieweit die Kalibrierung der radiometrischen Sonde zur Dichte- und Wassergehaltsbestimmung bei dem vorliegenden Erdbaustoff geeignet ist. Hierzu können Vergleichsuntersuchungen mit der radiometrischen Sonde und einem geeigneten Volumenersatzverfahren durchgeführt werden und die Ergebnisse in der Form wie in Kapitel 7.6.2 dargestellt werden. Zeigen die Ergebnisse für die radiometrische Sonde systematische Abweichungen von den konventionell bestimmten Messwerten, können aus den Ergebnissen der Voruntersuchungen Korrekturbeiwerte ermittelt werden und die radiometrisch bestimmten Werte korrigiert werden (s. 3.3.2.2). Zur ausreichend genauen Bestimmung der Korrekturwerte sollten die Ergebnisse von mindestens fünf Versuchen berücksichtigt werden.

8.4 Indirekte Prüfung der Verdichtung mittels Plattendruckversuchen

Im Zuge der Messkampagnen im Juni 2017, Juli 2018 und August 2020 wurden auch umfangreiche Versuche mit den indirekten Prüfverfahren statischer und dynamischer Plattendruckversuch durchgeführt. Die Ergebnisse der Plattendruckversuche haben gezeigt,

dass die Verformungsmoduln E_{V1} , E_{V2} und E_{Vd} mit zunehmendem Verdichtungsgrad D_{Pr} ansteigen. Die Möglichkeit, den Verdichtungsgrad D_{Pr} indirekt anhand der Verformungsmoduln nachzuweisen, ist damit grundsätzlich gegeben. Eine allgemeingültige Beurteilung der ausreichenden Verdichtung anhand der Richtwerte zur Zuordnung des statischen bzw. dynamischen Verformungsmoduls zum Verdichtungsgrad D_{Pr} der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) (Richtwerte s. Tabelle 3 und Tabelle 4) ist auf Basis der im Rahmen dieser Arbeit erzielten Versuchsergebnisse nach Ansicht des Verfassers allerdings weder bei mineralischen Sekundärbaustoffen noch bei natürlichen Primärbaustoffen sinnvoll.

Die in den Felduntersuchungen bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$ ermittelten Verformungsmoduln E_{V2} , E_{V1} und E_{Vd} sowie die Verhältnismerte E_{V2}/E_{V1} und E_{V2}/E_{Vd} sind zusammenfassend in Tabelle 47 aufgeführt und verdeutlichen, dass die Verdichtungskontrolle grobkörniger mineralischer Sekundärbaustoffe, aber auch natürlicher Primärbaustoffe anhand der Richtwerte der ZTV E-StB 17 nicht sinnvoll ist:

- Die aufbereiteten Baurestmassen (und das natürliche Rundkorn) der Bodengruppen GW und GI besitzen bei einem Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100\%$ zum Teil sehr hohe Verformungsmoduln E_{V2} (vgl. Tabelle 47). Da einige dieser Materialien auch bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \leq 100\%$ bereits hohe Verformungsmoduln E_{V2} über 100 MN/m^2 aufweisen, kann die Anwendung der Richtwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) zu einer Überschätzung des Verdichtungsgrades D_{Pr} führen. Die Anwendung der Richtwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) liegt damit auf der unsicheren Seite. Zudem liegen die Verhältnismerte E_{V2}/E_{V1} trotz ausreichender Verdichtung ($D_{Pr} \geq 100\%$) bei allen aufbereiteten Baurestmassen sowie dem natürlichen Rundkorn 0/45 (Bodengruppe GI) deutlich oberhalb des zulässigen Verhältnismertes von $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,3$ (für $D_{Pr} \geq 100\%$).
- Für die Materialien, die Gleisschotter enthalten, sowie für die Elektroofenschlacken wurden bei einem Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100\%$ vielfach Verformungsmoduln $E_{V2} \leq 100 \text{ MN/m}^2$ ermittelt. Damit liefern die Richtwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) für diese Materialien, welche den Bodengruppen GW, GI und SE zuzuordnen sind, auf der sicheren Seite liegende Abschätzungen des Verdichtungsgrades D_{Pr} auf Basis des Verformungsmoduls E_{V2} . Die Anwendung der Richtwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) ist allerdings unwirtschaftlich, da zum Erreichen des geforderten Richtwertes E_{V2} ein deutlich höherer als der geforderte Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$ erreicht werden müsste. Die Verhältnismerte E_{V2}/E_{V1} liegen bei diesen Materialien trotz ausreichender Verdichtung ($D_{Pr} \geq 100\%$) überdies ebenfalls durchweg deutlich oberhalb des zulässigen Verhältnismertes von $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,3$ (für $D_{Pr} \geq 100\%$).
- Im Hinblick auf den dynamischen Verformungsmodul E_{Vd} weisen alle aufbereiteten und natürlichen Versuchsmaterialien der Bodengruppen GW, GI und SE trotz ausreichender Verdichtung $D_{Pr} \geq 100\%$ Verformungsmoduln E_{Vd} unterhalb der Richtwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) auf. Die Anwendung der Richtwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) zur Verdichtungskontrolle mit dem dynamischen Plattendruckversuch liefert bei mineralischen Sekundärbaustoffen damit eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung des Verdichtungsgrades D_{Pr} . Die Anwendung der

Richtwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) auf Basis des dynamischen Verformungsmoduls E_{Vd} ist allerdings ebenfalls unwirtschaftlich, da zum Erreichen des geforderten Richtwertes E_{Vd} ein deutlich höherer als der geforderte Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$ erreicht werden müsste. Darüber hinaus ist anzunehmen, dass die geforderten Richtwerte E_{Vd} in der Praxis nicht erreicht werden können.

Material	Boden- gruppe	E_{V1} [MN/m ²]	E_{V2} [MN/m ²]	E_{V2}/E_{V1} [-]	E_{Vd} [MN/m ²]	E_{V2}/E_{Vd} [-]
RC B 0/56	GW	≥ 31	≥ 153	≤ 5,2	≥ 29	5,3
RC B 0/16	GW	≥ 33	≥ 142	≤ 4,2	≥ 32	4,4
RC M 0/56	GU	≥ 27	≥ 91	≤ 3,3	≥ 19	4,8
RC M 0/45_1	GI	≥ 23	≥ 134	n.v.	≥ 25	5,4
RC M 0/45_2	GI	≥ 22	≥ 104	≤ 4,7	≥ 25	4,2
RC M 0/45_3	GI	≥ 26	≥ 90	≤ 3,4	≥ 30	3,0
RC M 0/22	GU	≥ 28	≥ 102	≤ 3,6	≥ 24	4,3
RC M 0/8	GU	≥ 28	≥ 88	≤ 3,0	≥ 20	4,4
RC M 0/4	SU	≥ 16	≥ 58	≤ 3,6	≥ 23	2,5
RC B/GS 0/45_1	GW	≥ 15	≥ 80	≤ 5,3	≥ 31	2,6
RC B/GS 0/45_2	GW	≥ 24	≥ 76	≤ 3,1	≥ 44	1,7
RC GS 0/45	GI	≥ 16	≥ 56	≤ 3,4	≥ 35	1,6
EOS 0/32	GW	≥ 11	≥ 84	≤ 6,5	≥ 15	5,6
EOS 0/4	SE	≥ 15	≥ 92	≤ 6,5	≥ 20	4,6
Grubenkies 0/22	GU	≥ 5	≥ 22	≤ 5,5	≥ 18	1,2
Nat. Rundkorn 0/45	GI	≥ 31	≥ 135	≤ 4,2	≥ 39	3,5
Nat. Brechkorn 0/32	GU	≥ 31	≥ 134	≤ 4,3	≥ 35	3,8

Tabelle 47: Zusammenfassung der statischen und dynamischen Verformungsmoduln der Versuchsmaterialien bei $D_{Pr} \geq 100\%$ bzw. $D_{Pr} = 100\%$ (für E_{V2}/E_{Vd})

Die Steifigkeit eines Materials hängt nicht allein von der Dichte und damit dem Verdichtungsgrad ab, sondern auch von den Eigenschaften des Korngerüsts, beispielsweise der Kornform, der Kornsteifigkeit, der Kornfestigkeit und der Korngrößenverteilung. Die Richtwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017), die auf umfangreichen Untersuchungen von FLOß (1971) an natürlichen Sanden und Kies-Sand-Gemischen beruhen, sind deshalb ohne Weiteres weder auf mineralische Sekundärbaustoffe, die sich in wesentlichen Materialeigenschaften (z. B. Korndichte, Kornfestigkeit, Kornform) von natürlichen Materialien unterscheiden, noch auf andere natürliche Primärbaustoffe übertragbar.

Soll die Verdichtungskontrolle von natürlichen Baustoffen und mineralischen Sekundärbaustoffen indirekt anhand von Plattendruckversuchen erfolgen, ist es erforderlich, den Zusammenhang zwischen dem Verformungsmodul E_{V2} und dem Verdichtungsgrad D_{Pr} , dem Verformungsmodul E_{V1} und dem Verdichtungsgrad D_{Pr} oder dem Verformungsmodul E_{Vd} und dem Verdichtungsgrad D_{Pr} vorab im Rahmen von Probefeldern nach TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) zu bestimmen. Zu beachten ist allerdings, dass das nach TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) für eine praktische Nutzbarkeit geforderte Bestimmtheitsmaß von $R^2 \geq 0,65$ für den Zusammenhang zwischen dem direkten und dem indirekten Prüfmerkmal sowohl bei den natürlichen Primär- als auch Sekundärbaustoffen nicht einfach erreicht werden kann (vgl. Bestimmtheitsmaße der Zusammenhänge zwischen den jeweiligen Verformungsmoduln und

dem Verdichtungsgrad D_{Pr} in den Legenden von Abbildung 169, Abbildung 171 und Abbildung 175).

Ist das Bestimmtheitsmaß R^2 nach den TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) zu klein für eine praktische Nutzbarkeit ($R^2 < 0,65$), kann ein anforderungsgerechtes Bestimmtheitsmaß $R^2 \geq 0,65$ gemäß den TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) gegebenenfalls durch die Vergrößerung des Versuchsbereiches, innerhalb dessen die Kalibrierung zwischen dem direkten und indirekten Prüfmerkmal erfolgte, erreicht werden. Für die Beispiele im Rahmen dieser Arbeit (d. h. in Abbildung 169, Abbildung 171 und Abbildung 175), in denen meist Bestimmtheitsmaße $R^2 < 0,65$ erreicht wurden, bedeutet dies, zur Kalibrierung der Verformungsmoduln mit dem Verdichtungsgrad jeweils zusätzliche niedrige und höhere Verdichtungsgrade in die Kalibrierung miteinzubeziehen. Ist der Prüfbereich zu eng, kann dies zu einer Punktwolke führen, deren Gestalt vornehmlich durch die Prüfstreuung der verwendeten Prüfverfahren abhängt, was zu einem kleinen Bestimmtheitsmaß führt. Eine weitere Möglichkeit zum Erreichen eines anforderungsgerechten Bestimmtheitsmaßes $R^2 \geq 0,65$ besteht nach den TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) darin, zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen dem direkten und indirekten Prüfmerkmal anstatt einer linearen eine gekrümmte Kalibrierfunktion (z. B. Polynom- oder Exponentialfunktion) heranzuziehen. In den Zusammenhängen in Abbildung 169, Abbildung 171 und Abbildung 175 konnte hierdurch allerdings keine Verbesserung des Bestimmtheitsmaßes erreicht werden. Schließlich können auch einzelne Ausreißer unter den ermittelten Messwertepaaren zu einem nicht anforderungsgerechten Bestimmtheitsmaß von $R^2 < 0,65$ führen. Die Eliminierung solcher Ausreißer kann ebenfalls zu einem anforderungsgerechten Bestimmtheitsmaß von $R^2 \geq 0,65$ führen. Die Eliminierung eines Messwertepaares ist allerdings nur dann zulässig, soweit die Abweichung durch offensichtliche und vermeidbare Fehler verursacht ist oder es sich bei dem Messwertpaar tatsächlich um einen statistischen Ausreißer handelt (s. hierzu Ausreißertst in Anhang A 2.4 der TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003)).

In Anbetracht der Schwierigkeiten im Zusammenhang mit der indirekten Verdichtungskontrolle mittels Plattendruckversuchen (Anwendbarkeit der Richtwerte der ZTV E-StB 17, anforderungsgerechte Kalibrierung zwischen direkten und indirekten Prüfmerkmal) sollte die Verdichtungskontrolle nach Möglichkeit durch direkte Prüfmethoden, d. h. die direkte Bestimmung der im Feld erreichten Trockendichte, erfolgen. Insbesondere bei größeren Verdichtungsmaßnahmen empfiehlt sich auch die Anwendung der Prüfmethode M 3 (Überwachung des Arbeitsverfahrens) nach Abschnitt 14.2.4 der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017). Dabei wird auf Basis einer Probeverdichtung ein zur anforderungsgerechten Verdichtung des jeweiligen Erdbaustoffs geeignetes Arbeitsverfahren festgelegt. Die Einhaltung des Arbeitsverfahrens muss während der Bauausführung durch den Auftragnehmer dokumentiert und der Verdichtungserfolg durch Eigenüberwachungsprüfungen überprüft werden.

Im Hinblick auf das Verhältnis zwischen dem statischen und dem dynamischen Verformungsmodul E_{V2}/E_{Vd} , für den in der Erdbaupraxis bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ ohne vorhergehende Kalibrierung häufig ein Verhältnis von $E_{V2}/E_{Vd} = 2$ angenommen wird (vgl. beispielsweise Verhältnisse der Richtwerte der ZTV E-StB 17 für den statischen Verformungsmodul E_{V2} zum dynamischen Verformungsmodul E_{Vd} bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ aus Tabelle 3 und Tabelle 4), sei darauf hingewiesen, dass

bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ deutliche Unterschiede zwischen den untersuchten Materialien bestehen. Bei den aufbereiteten Baurestmassen, den Elektroofenschlacken sowie dem natürlichen Rund- und Brechkorn wurde das Verhältnis von $E_{V2}/E_{Vd} = 2$ mitunter deutlich überschritten. Lediglich für RC B/GS_0/45_2 und RC GS_0/45 konnten Verhältniswerte $E_{V2}/E_{Vd} < 2$ erreicht werden. Soll in der Praxis der Nachweis eines geforderten Verformungsmoduls E_{V2} mittels dem deutlich schneller durchzuführenden dynamischen Plattendruckversuch erfolgen, wird anstatt der Verwendung des gebräuchlichen Verhältnisses $E_{V2}/E_{Vd} = 2$ die Kalibrierung der beiden Verformungsmoduln empfohlen. Die Hinweise nach den TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) sind hierbei zu berücksichtigen.

Hinsichtlich der im erdbautechnischen Regelwerk gestellten Anforderungen an den statischen Verformungsmodul E_{V2} und den dynamischen Verformungsmodul E_{Vd} auf dem Planum – allgemein werden ein Verformungsmodul $E_{V2} \geq 45 \text{ MN}^2$, bei einem Untergrund/Unterbau aus grobkörnigen Böden der Bodengruppen GW oder GI ein Verformungsmodul $E_{V2} \geq 100 \text{ MN}^2$ bzw. $E_{Vd} \geq 50 \text{ MN}^2$ und bei einem Untergrund/Unterbau aus grobkörnigen Böden der Bodengruppen SW oder SI ein Verformungsmodul $E_{V2} \geq 80 \text{ MN}^2$ bzw. $E_{Vd} \geq 40 \text{ MN}^2$ gefordert (vgl. Tabelle 2) – zeigen die Versuchsergebnisse folgendes:

- Der bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$ auf dem Planum allgemein geforderte statische Verformungsmodul von $E_{V2} \geq 45 \text{ MN}^2$ konnte mit Ausnahme des Materials Grubenkies 0/22 von allen untersuchten Primär- und Sekundärbaustoffen erfüllt werden.
- Der bei einem Untergrund/Unterbau aus grobkörnigen Böden der Bodengruppen GW oder GI bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$ auf dem Planum geforderte statische Verformungsmodul $E_{V2} \geq 100 \text{ MN}^2$ konnte mit Ausnahme von RC M 0/45_3 von allen untersuchten Primärbaustoffen und RC Materialien dieser Bodengruppen erreicht werden. Mit dem reinen Gleisschotter (RC GS 0/45), dem Gemisch aus RC Beton und Gleisschotter (RC GS 0/45_1, RC GS 0/45_2) sowie der Elektroofenschlacke (EOS 0/32), die ebenfalls den Bodengruppen GW oder GI zuzuordnen sind, wurden die Anforderungen an den E_{V2} -Wert von $E_{V2} \geq 100 \text{ MN}^2$ bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$ nicht erfüllt.
- Der bei einem Untergrund/Unterbau aus grobkörnigen Böden der Bodengruppen GW oder GI bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$ alternativ zum statischen Verformungsmodul E_{V2} auf dem Planum geforderte dynamische Verformungsmodul $E_{Vd} \geq 50 \text{ MN}^2$ konnte bei keinem der untersuchten Primär- und Sekundärbaustoffe der entsprechenden Bodengruppen erreicht werden.

Nach FLOß (2019) haben „die für das Planum vorgeschriebenen E_{V2} -Moduln [...] in vertragsrechtlicher Hinsicht die Bedeutung von zusätzlichen Anforderungen neben dem Verdichtungsgrad D_{Pr} “. Können die Anforderungen an den statischen Verformungsmodul E_{V2} bei ausreichendem Verdichtungsgrad D_{Pr} nicht erfüllt werden, muss weiterverdichtet werden. Gegebenenfalls kann auch eine Umstellung des Bauverfahrens zielführend sein. Hinsichtlich der für das Planum zu berücksichtigenden Anforderungen an den dynamischen Verformungsmodul E_{Vd} gilt, dass die in Abschnitt 4.5 der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) festgelegte Zuordnung der E_{V2} - und E_{Vd} -Werte nicht zuverlässig gesichert ist (FLOß, 2019). Dies zeigen bereits auch die im Rahmen der Felduntersuchungen bei einem Verdichtungsgrad

von $D_{Pr} = 100\%$ ermittelten Verhältniswerte E_{V2}/E_{Vd} , die für die untersuchten Materialien innerhalb einer großen Spanne variieren und meist größer als 2 sind (s. Tabelle 47). Die Prüfung der Steifigkeit des Planums im Rahmen der Qualitätsprüfung unter Verwendung der Anforderungen an den dynamischen Verformungsmodul nach Abschnitt 4.5 der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) wird daher nicht empfohlen. Soll die Prüfung der Steifigkeit des Planums mittels dynamischen Plattendruckversuch erfolgen, wird empfohlen die Zuordnung des E_{Vd} -Wertes zum E_{V2} -Wert materialspezifisch im Rahmen von Vergleichsversuchen zu Beginn der Qualitätsprüfung zu überprüfen und ggf. anzupassen. Die Hinweise nach den TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) sind hierbei zu berücksichtigen.

Die Anforderungen an den statischen Verformungsmodul E_{V2} auf der Oberfläche von Banketten ($E_{V2} \geq 80 \text{ MN/m}^2$) konnten von allen RC Baustoffen der Bodengruppen GW, GI und GU erreicht werden, lediglich die E_{V2} -Werte des RC M 0/4 (Bodengruppe SU) lagen unterhalb des geforderten E_{V2} -Wertes. Der auf der Bankettoberfläche geforderte dynamische Verformungsmodul von $E_{Vd} \geq 40 \text{ MN/m}^2$ konnte hingegen trotz eines Verdichtungsgrades von $D_{Pr} = 100\%$ von keinem der RC Baustoffe erreicht werden. Diesbezüglich gelten die Ausführungen zur Zuordnung des dynamischen Verformungsmoduls E_{Vd} zum statischen Verformungsmodul E_{V2} im vorangegangenen Absatz.

8.5 Beständigkeit gegenüber mechanischen Einwirkungen

Im Zusammenhang mit der Beständigkeit der Einzelkörner von RC Baustoffen gegenüber mechanischen Einwirkungen wurden Untersuchungen zum Kornbruch infolge der Verdichtung im Proctorversuch oder durch Walzen sowie Versuche zur Beständigkeit gegenüber Kompressions- und Scherbeanspruchungen durchgeführt. Die Überprüfung, inwieweit die aufgeführten Beanspruchungen zum Bruch von Einzelkörnern führen, erfolgte jeweils durch einen Vergleich der Kornverteilungskurven der Versuchsmaterialien vor und nach der jeweiligen Beanspruchung.

Insbesondere im Proctorversuch konnte bei der Verdichtung von RC Baustoffen mit vergleichsweise hohen Anteilen an relativ weichen Einzelkörnern eine deutliche Verfeinerung der Kornverteilungskurven beobachtet werden. Der Kornbruch trat dabei überwiegend im Mittel- und Grobsandbereich sowie im Fein- und Mittelkiesbereich auf. Im Feinkornbereich konnte nur eine vergleichsweise geringe Zunahme der Siebdurchgänge ausgemacht werden. Bei RC Baustoffen mit hohen Anteilen an härteren Einzelkörnern (z. B. Beton, aber auch aufbereitete Bauschuttgemische) konnte Kornbruch infolge der Verdichtung im Proctorversuch nur in einem Umfang festgestellt werden, wie er auf bei natürlichen Baustoffen auftreten kann.

Auch wenn auf den verdichteten Oberflächen der Versuchsfelder aus den Felduntersuchungen vereinzelt gebrochene Partikel beobachtet wurden, konnte kein nennenswerter Kornbruch infolge der Verdichtung mit Walzen festgestellt werden. Die Kornverteilungskurven wiesen nach der Verdichtung im Feld gegenüber den Ausgangskornverteilungen tendenziell sogar eine gröbere Kornabstufung auf. Deutliche Unterschiede im Hinblick auf Kornbruch konnten bei der Verdichtung mittels vibrierender und oszillierender Bandage in den Untersuchungen nicht erfasst werden.

In den Ödometerversuchen bei Spannungen bis 1,6 MPa und den Triaxialversuchen konnte anhand des Vergleichs der Korngrößenverteilungen vor und nach der Beanspruchung bei den untersuchten RC Baustoffen ebenfalls kein Kornbruch beobachtet werden. Unterschiede im mechanischen Verhalten unter Scher- und Kompressionsbeanspruchung deuten allerdings darauf hin, dass auf der Ebene der Kornkontakte Kornbrüche auftreten.

Deutliche Unterschiede im Hinblick auf die Beständigkeit der Einzelkörner unterschiedlicher RC Baustoffe gegenüber einer Druckbeanspruchung wurden in den Ödometerversuchen bei Spannungen bis 350 MPa festgestellt werden. Die Ergebnisse haben deutlich gezeigt, dass unterschiedliche RC Baustoffe in Abhängigkeit von der mechanischen Festigkeit ihrer Einzelkörner in unterschiedlichem Maß brechen.

Nach Auffassung des Verfassers bestehen in gewöhnlichen Anwendungen des Erdbaus im Hinblick auf die Beständigkeit von RC Baustoffen gegenüber den dabei auftretenden statischen Beanspruchungen keine Vorbehalte. Im Hinblick auf hoch-, möglicherweise zyklische beanspruchte Anwendungen ist hingegen immer die stoffliche Beschaffenheit der RC Baustoffe zu berücksichtigen. Im Zweifel sollten weitergehende Laboruntersuchungen (z. B. Kompressionsversuche, zyklische Triaxialversuche) zur Beurteilung der Beständigkeit des betreffenden Baustoffes gegenüber hohen Spannungen oder zyklischen Beanspruchungen durchgeführt werden.

8.6 Dauerhafte Tragfähigkeit und Witterungsbeständigkeit

Die Untersuchungen zum Einfluss realistischer Witterungsbedingungen auf die Tragfähigkeit (gemessen als Verformungsmodul E_{V2} , E_{V1} und E_{Vd}) im Rahmen eines Feldversuches (s. Kapitel 6.5) haben gezeigt, dass die Witterung während des Winters bei ungeschützten Erdplanien sowohl bei aufbereiteten Baurestmassen als auch bei natürlichen Materialien an der Oberfläche zu Gefügauflockerungen und verringerten Trockendichten führt. Als Folge wurden während des Winters mit dem statischen Plattendruckversuch bei der Erstbelastung abnehmende Verformungsmoduln E_{V1} gemessen. Die Verformungsmoduln E_{V2} blieben bei den natürlichen Materialien von der Gefügauflockerung weitgehend unbeeinflusst und über den Versuchszeitraum weitgehend konstant. Im Gegensatz dazu konnte bei den aufbereiteten Baurestmassen als Folge sekundärer Verfestigungsprozesse ein deutlicher Anstieg der Verformungsmoduln E_{V2} sowie E_{Vd} über die Zeit beobachtet werden. Unter dem Aspekt der Steifigkeit scheinen aufbereitete Baurestmassen den natürlichen Baustoffen daher überlegen zu sein.

Im Rahmen des Feldversuchs konnte weder bei den Sekundärbaustoffen aus aufbereiteten Bauschuttgemischen noch bei den natürlichen Primärbaustoffen Kornbruch festgestellt werden. Hingegen wurden im Rahmen von Laboruntersuchungen zur Beständigkeit von Einzelkörnern gegenüber Frost-Tau-Wechseln Frostschäden festgestellt. Bei rezykliertem Betonbruch trat bei den Laboruntersuchungen ein deutlich größeres Maß an Kornbruch auf als bei Ziegelbruch. Der Bruch fand bei den rezyklierten Betonkörnern dabei insbesondere in den Grenzflächen zwischen der Zementsteinmatrix und der Zuschlagkörnung statt. Dabei dringt Wasser in die Grenzflächen ein und führt beim Gefrieren infolge seiner Volumenzunahme zum Bruch. Demgegenüber konnte bei Ziegelbruch lediglich das Abbröseln

von anhaftendem Putz und Mörtel beobachtet werden. Kornbruch infolge des Eindringens von Wasser in wasserzugängliche Grenzflächen konnte im Labor auch bei dem untersuchten natürlichen Kalksteinschotter beobachtet werden.

Die sich widersprechenden Ergebnisse hinsichtlich der Beständigkeit der Einzelkörner gegenüber Frostbeanspruchung aus den Labor- und Felduntersuchungen werden auf die unterschiedlichen Versuchsrandbedingungen bei der Versuchsdurchführung im Labor und im Feld zurückgeführt. So hängt der Umstand, ob es infolge einer Frostbeanspruchung zum Bruch eines Einzelkörnern kommt, neben der Stärke und der Dauer eines Frostereignisses sowie der Kornfestigkeit vor allem auch von der Porenstruktur der Einzelkörner und der Sättigung der Poren mit Wasser ab (vgl. Abschnitt 3.4.2.1). In den Laboruntersuchungen war sowohl die Stärke der Frostbeanspruchung als auch die Sättigung der Einzelkörner deutlich höher als während der Felduntersuchungen. So wurden die Einzelkörner in den Laboruntersuchungen vor der Frostbeanspruchung für 24 Stunden vollständig unter Wasser gesetzt und aufgesättigt und anschließend insgesamt 30 Frost-Tau-Zyklen unterzogen, wobei die Temperaturen beim Gefrieren etwa -30 °C erreichten. In dem durchgeführten Feldversuch unterliefen die Versuchsmaterialien eine deutlich geringere Anzahl an Frost-Tau-Zyklen, wobei lediglich während einer Frostphase Temperaturen von weniger als -10 °C erreicht wurden. Während der übrigen Frostphasen wurden lediglich Temperaturen von $\leq 5\text{ °C}$ erreicht (vgl. Abbildung 153). Die Sättigung der Einzelkörner im Rahmen des Feldversuches dürfte ebenfalls deutlich geringer gewesen sein, als während der Laboruntersuchungen. Dies zeigt, dass die in den Laboruntersuchungen aufgebrachte Frostbeanspruchung gegenüber einer realistischen Frostbeanspruchung während eines durchschnittlichen Winters unter den klimatischen Bedingungen in Mitteleuropa deutlich stärker war.

Auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen vertritt der Verfasser der vorliegenden Arbeit hinsichtlich der Witterungsbeständigkeit die Auffassung, dass diese bei RC Baustoffen unter realistischen Witterungsbedingungen in Mitteleuropa in gleicher Weise gegeben ist wie bei natürlichen Baustoffen. Zwar konnten in den Laboruntersuchungen sowohl bei den natürlichen als auch den rezylierten Baustoffen Kornbrüche beobachtet werden, während des Feldversuches konnte unter realistischen Witterungsbedingungen allerdings weder bei den untersuchten natürlichen als auch rezylierten Baustoffen kein Kornbruch festgestellt werden. In den meisten erdbautechnischen Anwendungen werden die Erdbaustoffe überdies unterhalb eines frostsicheren Oberbaus eingesetzt, so dass die tatsächlich einwirkende Frostbeanspruchung nochmals geringer ist als während des Feldversuchs, bei dem die Versuchsmaterialien unmittelbar der Witterung ausgesetzt waren.

8.7 Veränderung der mechanischen und hydraulischen Eigenschaften infolge von Zementierungseffekten

RC Baustoffe zeichnen sich zudem durch materialcharakteristische Unterschiede gegenüber natürlichen Baustoffen aus. Einen wesentlichen Unterschied stellt das Verfestigungspotential infolge hydraulisch aktiver Bestandteile dar, welches zu einem Anstieg der Steifigkeit und Scherfestigkeit mit der Zeit führt. Bei Anwendungen, bei denen mit einem Rückbau oder Wiederaufbruch (z. B. Leitungsgräben) zu rechnen ist, sollten diese Verfestigungseffekte allerdings unbedingt berücksichtigt werden, da das Lösen der RC Baustoffe dadurch erschwert

wird. Von einem Ansatz von Festigkeitsanteilen infolge sekundärer Verfestigungsprozesse in erdstatischen Berechnungen wird bis zum Vorliegen detaillierterer Erkenntnisse abgeraten.

Zudem sei angemerkt, dass auch chemische Prozesse die Wasserdurchlässigkeit von RC Baustoffen beeinflussen können. So berichten RATHJE ET AL. (2006) sowie POON, QIAO & CHAN (2006), dass Verfestigungsprozesse infolge hydraulisch aktiver Bestandteile zu einer Verringerung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes führen können. In eigenen Durchlässigkeitsversuchen am Zentrum Geotechnik an RC Beton 0/32 (s. RIEDELSHEIMER, 2016)) wurde bei der Versuchsdurchführung mit kalkhaltigem Leitungswasser das Ausfällen von Kalk beobachtet, wodurch die Durchlässigkeit des Betonbruchs ebenfalls deutlich herabgesetzt wurde.

9 Zusammenfassung

Bei RC Baustoffen handelt es sich um aufbereitete mineralische Baurestmassen, die als grob- und gemischtkörnige Baustoffe Anwendung finden und hinsichtlich ihrer stofflichen Zusammensetzung aus variierenden Anteilen an Beton und Ziegeln, aber auch weiteren mineralischen Komponenten (z. B. Porenbeton, Putz, Mörtel) bestehen. Die bodenmechanischen und erdbautechnischen Eigenschaften eines RC Baustoffes hängen erheblich von seiner stofflichen Zusammensetzung ab. Die Unterschiede zwischen den RC Baustoffen verschiedener stofflicher Zusammensetzung sind dabei auf die granulometrischen Eigenschaften, insbesondere auf die Festigkeit der Einzelkörner, zurückzuführen. Die Kornfestigkeit korreliert dabei mit der Korndichte, wobei Einzelkörner mit einer höheren Korndichte eine größere und Einzelkörner mit einer geringeren Korndichte eine geringere Kornfestigkeit besitzen.

RC Baustoffe mit einer unterschiedlichen stofflichen Zusammensetzung weisen untereinander trotz der bestehenden Unterschiede, wie z. B. hinsichtlich ihrer Kornfestigkeit, aber auch Gemeinsamkeiten auf, in denen sie sich in ihrer Gesamtheit von natürlichen grobkörnigen Materialien unterscheiden. Eine dieser kennzeichnenden Eigenschaften von RC Baustoffen, in denen sie sich von den meisten natürlichen Baustoffen unterscheiden, ist die poröse Struktur ihrer Einzelkörner. Die Porosität der Einzelkörner führt dazu, dass verfügbares Porenwasser im Inneren der Einzelkörner gespeichert wird. Dies beeinflusst beispielsweise das Verdichtungsverhalten von RC Baustoffen. So zeigt die mit definierter Verdichtungsarbeit erreichbare Trockendichte auch bei gut abgestuften RC Baustoffen meist keine ausgeprägte Abhängigkeit vom Wassergehalt. Dies bedeutet für die Praxis, dass sich RC Baustoffe über einen vergleichsweise großen Wassergehaltsbereich mehr oder minder gleich gut verdichten lassen und größere Schwankung des Wassergehalts tolerieren können, ohne dass ihre Verdichtbarkeit nachteilig beeinflusst wird. Das Wasseraufnahmevermögen der Einzelkörner führt aber auch dazu, dass die Proctorkurve statt des von natürlichen Baustoffen bekannten parabolischen Verlaufes mit steigendem Wassergehalt einen flachen Verlauf, lineare Anstiege oder konkave und konvexe Krümmungen aufweist, wodurch ein eindeutiges Proctoroptimum und ein optimaler Wassergehalt meistens nicht abgeleitet werden können. Die Porenräume innerhalb der Einzelkörner führen aber auch dazu, dass RC Baustoffe gegenüber natürlichen Baustoffen eine geringere Korndichte aufweisen, wenn als Bezugsgröße für die Ermittlung der Korndichte das Kornvolumen genommen wird, welches innere, geschlossene Poren beinhaltet und wasserzugängliche Porenräume ausschließt.

Eine weitere kennzeichnende Eigenschaft der Einzelkörner von RC Baustoffen ist ihre geometrische Beschaffenheit. Die Einzelkörner von RC Baustoffen besitzen als eine Folge des Brechens während der Aufbereitung eine niedrige Sphärizität und Rundheit sowie eine hohe Angularität und Oberflächenrauheit. Scharfkantige, raue Körner bewirken im Allgemeinen eine größere Scherfestigkeit und Steifigkeit als runde Körner, können aber bei Scherung und Kompression Abplatzungen an den Kornkontakten erleiden und neigen stärker zum Bruch als glatte, abgerundete Körner. Schließlich kommt es bei RC Baustoffen mit Anteilen an Betonbruch infolge hydraulisch aktiver Bestandteile zu sekundären Verfestigungsprozessen,

die zur Ver kittung des Korngerü stes führen und damit die bodenmechanischen und erdbautechnischen Eigenschaften von RC Baustoffen beeinflussen.

Anhand von umfangreichen Scher- und Kompressionsversuchen an unterschiedlichen RC Baustoffen wurde gezeigt, dass das mechanische Verhalten von RC Baustoffen zwar weitgehend demjenigen natürlicher grobkörniger Erdbaustoffe entspricht, sich aber teilweise auch von diesem unterscheidet.

Die Untersuchungen zum Scherverhalten von RC Baustoffen sowie zur Bestimmung ihrer Scherfestigkeit wurden als CD-Triaxialversuche an trockenen und gesättigten Proben im Kies- und Sandkornbereich bei unterschiedlichen Einbaubedingungen durchgeführt. Im Kieskornbereich wurden auch Versuche an einem natürlichen Rund- und Brechkorn durchgeführt. Die Ergebnisse der Scherversuche zeigen, dass das Scherverhalten von RC Baustoffen im Wesentlichen demjenigen nichtbindiger Erdbaustoffe entspricht und primär von Zustandsgrößen wie der Lagerungsdichte oder dem Spannungszustand beeinflusst wird.

Reiner Betonbruch zeigte in den Triaxialversuchen bei vergleichbarer Lagerungsdichte und gleichem Spannungszustand eine höhere Scherfestigkeit und Steifigkeit als reiner Ziegelbruch. Materialien, die sowohl Anteile an Ziegel- als auch Betonbruch enthielten, lagen hinsichtlich ihrer Scherfestigkeit und Steifigkeit jeweils zwischen den reinen RC Baustoffen. Auffällig war zudem, dass das Scherverhalten bei reinem Ziegelbruch bei vergleichbarer Lagerungsdichte duktiler war als bei reinem Betonbruch. Die aufgeführten Unterschiede sind eine Folge der unterschiedlichen Festigkeiten der Einzelkörner von Beton- und Ziegelbruch. Da auch anhand des Vergleichs der Kornverteilungskurven der Versuchsmaterialien, die vor und nach Durchführung der Triaxialversuche bestimmt wurden, im untersuchten Spannungsbereich kein eindeutiger Kornbruch festgestellt werden konnte, ist davon auszugehen, dass das Abbrechen von Kanten und die Abplatzung von Rauigkeiten und nicht der Kornbruch die maßgebenden Mechanismen sind.

Die aus den Triaxialversuchen unter Annahme einer Mohr-Coulombschen Bruchbedingung ermittelten M-C-Scherparameter zeigen, dass RC Baustoffe durch ihre rauen und scharfkantigen Einzelkörner vergleichsweise hohe Reibungswinkel und keine Kohäsion aufweisen. Finden sekundäre Verfestigungsprozesse statt, führen diese zur Bildung einer echten Kohäsion, zu einem steiferen Materialverhalten und dadurch zu einer Zunahme der Scherfestigkeit und der Steifigkeit.

Das Verformungsverhalten von RC Baustoffen unter ödometrischer Kompressionsbeanspruchung wurde anhand von Ödometerversuchen an RC Baustoffen im Sand- und Kieskornbereich untersucht. An den Sanden wurden Versuche bei niedrigen Spannungen von bis zu 1,6 MPa sowie bei hohen Spannungen von bis zu 350 MPa, an den Kiesen von bis zu 0,8 MPa durchgeführt.

Die Ergebnisse der Ödometerversuche zeigen, dass bei vergleichbarer bezogener Lagerungsdichte teilweise erhebliche Unterschiede hinsichtlich der Zusammendrückbarkeit der RC Baustoffe bestehen. So zeigen Korngemische aus reinem Ziegelbruch eine deutlich ausgeprägtere Kompressibilität als Korngemische aus reinem Betonbruch. Die Zusammendrückbarkeit von Korngemischen mit Anteilen beider Stofffraktionen liegt zwischen

der Zusammendrückbarkeit der beiden Reinstoffe. Im Allgemeinen nimmt die Kompressibilität von RC Baustoffen mit abnehmender Korndichte des Korngemisches zu. Dies ist eine Folge von Abplatzungen an Kornkontakten und Kornbruch der Einzelkörner, die durch eine niedrige Kornfestigkeit begünstigt werden. Sekundäre Verfestigungsprozesse infolge hydraulisch aktiver Bestandteile können das Kompressionsverhalten von RC Baustoffen ebenfalls beeinflussen und führen zu einer Zunahme der Steifigkeit.

Obwohl vor und nach der Belastung bis auf 1,6 MPa bzw. 0,8 MPa keine nennenswerte Kornverfeinerung festgestellt werden konnte, geht der Verfasser dieser Arbeit davon aus, dass es bei der Kompression zu Abplatzungen von Oberflächenrauheiten und zum Bruch von Kanten kommt, die anhand eines Vergleiches der Kornverteilungskurven nur bedingt erfasst werden können. Der Einfluss der Kornfestigkeit auf die Verformbarkeit von RC Baustoffen sollte anhand von weiteren Versuchen näher beleuchtet werden. Denkbar wäre hierzu die Durchführung von vergleichenden Kriechversuchen an RC Baustoffen und natürlichen Baustoffen, die sich hinsichtlich Festigkeit und Geometrie ihrer Einzelkörner unterscheiden. Derartige Versuche wurden beispielsweise von LEVIN ET AL. (2019) durchgeführt.

Umfangreiche Untersuchungen wurden auch zu den Eigenschaften von RC Baustoffen nach großtechnischer Verdichtung und der Anwendung von direkten und indirekten Prüfverfahren durchgeführt. Auch in diesen Untersuchungen hat sich gezeigt, dass RC Baustoffe ein kennzeichnendes Verhalten aufweisen, welches bei den Prüfungen im Feld berücksichtigt werden muss. Vor allem zeigen die Ergebnisse der Plattendruckversuche deutliche Unterschiede im Vergleich zu natürlichen Erdbaustoffen, die – wie bei der Interpretation der Triaxial- und Ödometerversuche beschrieben – auf die granulometrischen Eigenschaften der Versuchsmaterialien zurückzuführen sind. Hieraus erschließt sich auch, dass die Verdichtungskontrolle rezyklierter und natürlicher Erdbaustoffe anhand einheitlicher Anforderungswerte nicht zielführend ist. Vielmehr ist bei der Spezifikation von Anforderungen nicht nur zwischen natürlichen und RC Baustoffen zu differenzieren, sondern auch zwischen den verschiedenen RC Baustoffen.

Schließlich wurden Felduntersuchungen zum Einfluss der Witterung auf die Entwicklung der Trockendichte und der Verformungsmoduln durchgeführt. Frosteinwirkungen führen oberflächennah zu Gefügauflockerungen, nicht aber zu Kornverfeinerungen. Als Folge sekundärer Verfestigungsprozesse wurde bei den RC Baustoffen ein deutlicher Anstieg der Verformungsmoduln E_{V2} und E_{Vd} festgestellt. Ab einer gewissen Liegezeit lagen die Verformungsmoduln der rezyklierten Materialien schließlich oberhalb der Werte der natürlichen Baustoffe, die keine nennenswerte Variation der Verformungsmoduln über die Zeit zeigten.

10 Referenzen

10.1 Literaturangaben

- Adam, C., & Paulmichl, I. (2007). Computational assessment of the dynamic load plate test with the falling weight device. In M. Papadrakakis, D. Charmpis, N. Lagaros, & Y. Tsompanakis (Hrsg.), *Proceedings ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. Rethymno/Greece.
- Adam, C., Adam, D., Kopf, F., & Paulmichl, I. (2009). Computational validation of static and dynamic plate load testing. *Acta Geotechnica*, 4-5 (2009), S. 35 - 55.
- Adam, C.; Kopf, F. (2002). Messtechnische und theoretische Untersuchungen als Grundlage für die Weiterentwicklung und normative Anwendung der dynamischen Lastplatte (Leichtes Fallgewichtsgesetz). *Messen in der Geotechnik - Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig*, Heft 68.
- Adam, D., Kopf, F., & Adam, C. (Januar 2004). Der dynamische Lastplattenversuch mit dem Leichten Fallgewichtsgesetz - Theoretische und experimentelle Untersuchungen. *Bauingenieur*, Band 79, S. 32 - 42.
- Afshar, T., Disfani, M., Arulrajah, A., Narsilio, G., & Emam, S. (2017). Impact of particle shape on breakage of recycled construction and demolition aggregates. *Powder Technology* 308, S. 1 - 12.
- Altuhafi, F., & Coop, M. (2011). Changes to particle characteristics associated with the compression of sands. *Géotechnique* 61 (6), S. 459 - 471.
- Altuhafi, F., & Coop, M. (2011a). Changes to particle characteristics associated with the compression of sands. *Géotechnique* 61 (6), S. 459 - 471.
- Altuhafi, F., & Coop, M. (2011b). The effect of mode of loading on particle-scale damage. *Soils and Foundations* 5 (51), S. 849 - 856.
- Altuhafi, F., Coop, M., & Georgiannou, V. (2016). Effect of particle shape on the mechanical behavior of natural sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 142 (12).
- Altuhafi, F., O'Sullivan, C., & Cavarretta, I. (2013). Analysis of an image-based method to quantify the size and shape of sand particles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 138 (8).
- Angerer, L. (2019). Experimental evaluation of the suction-induced effective stress and the shear strength of as-compacted silty sands. *Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs, Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München*.
- Antony, S., Moreno-Atanasio, R., & Hassanpour, A. (2006). Influence of contact stiffness on the micromechanical characteristics of dense particulate systems subjected to shearing. *Applied Physics Letters* 89.
- Aqil, U., Tatsuoka, F., Uchimura, T., Lohani, T., Tomita, Y., & Matsushima, K. (2005). Strength and deformation characteristics of recycled concrete aggregate as a backfill material. *Soils and Foundations* 45 (5), S. 53 - 72.

- Arm, M. (2001). Self-cementing properties of crushed demolished concrete in unbound layers: results from triaxial tests and field tests. *Waste Management 21 (2001)*, S. 235 - 239.
- Arm, M. (2003). Mechanical properties of residues as unbound road materials - experimental tests on MSWI bottom ash, crushed concrete and blast furnace slag. *Doctoral Thesis, KTH Royal Institute of Technology*. Stockholm (Schweden).
- Arulrajah, A., Disfani, M., Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, C., & Prongmanee, N. (2014). Physical properties and shear strength responses of recycled construction and demolition materials in unbound pavement base/subbase applications. *Construction and Building Materials 58 (2014)*, S. 245 - 257.
- Arulrajah, A., Horpibulsuk, S., & Maghool, F. (2016). Recycled construction and demolition materials in pavement and footpath bases. *Sixth International Symposium on Rural Roads*. Bangkok (Thailand).
- Arulrajah, A., Jegatheesan, P., & Bo, M. (2012a). Geotechnical properties of recycled concrete aggregate in pavement sub-base applications. *Geotechnical Testing Journal*.
- Arulrajah, A., Piratheepan, J., & Bo, M. (2012b). Geotechnical characteristics of recycled crushed brick blends for pavement sub-base applications. *Canadian Geotechnical Journal 49 (7)*, S. 796 - 811.
- Arulrajah, A., Piratheepan, J., Aatheesan, T., & Bo, M. (2011). Geotechnical properties of recycled crushed brick in pavement applications. *Journal of Materials in Civil Engineering 23 (10)*, S. 1444 - 1452.
- Arulrajah, A., Piratheepan, J., Disfani, M., & Bo, M. (2013a). Geotechnical and geoenvironmental properties of recycled construction and demolition materials in pavement subbase applications. *Journal of Materials in Civil Engineering 25 (8)*, S. 1077 - 1088.
- Arulrajah, A., Piratheepan, J., Disfani, M., & Bo, M. (2013b). Resilient moduli response of recycled construction and demolition materials in pavement subbase applications. *Journal of Materials in Civil Engineering 25 (12)*.
- Azam, A., & Cameron, D. (2013). Geotechnical properties of blends of recycled clay masonry and recycled concrete aggregates in unbound pavement construction. *Journal of Materials in Civil Engineering 25 (2013)*, S. 788 - 798.
- Barata, R., & Cardoso, R. (2013). Micromechanical study of the compressibility of unsaturated granular materials. *Advances in unsaturated soils - First Pan-American Conference on Unsaturated Soils* (S. 417 - 423). Colombia: CRC Press, Taylor and Francis Group.
- Barbudo, A., Agrela, F., Ayuso, J., Jiménez, J., & Poon, C. (2012). Statistical analysis of recycled aggregates derived from different sources for sub-base applications. *Construction and Building Materials 28 (2012)*, S. 129 - 138.
- Bassani, M., & Tefa, L. (2018). Compaction and freeze-thaw degradation assessment of recycled aggregates from unseparated construction and demolition waste. *Construction and Building Materials 160 (2018)*, S. 180 - 195.
- Bazaz, J., Khayati, M., & Akrami, N. (2006). Performance of concrete produced with crushed brick as the coarse and fine aggregate. *10th IAEG Congress "Engineering geology for tomorrow's cities*. London (UK): Geological Society of London.

- Behr, H. (1986). Entwicklung eines Schnellverfahrens zur Bestimmung des Verformungsmoduls von Böden. 26. *Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau*. Bundesanstalt für Straßenwesen.
- Behr, H. (1988). Hinweise zur Kalibrierung von Strahlensonden für Dichte- und Wassergehaltsmessungen im Straßenbau. *Straße und Autobahn, Jahrgang 39, Heft 3*, S. 93 - 98.
- Benedix, R. (2015). *Bauchemie - Einführung in die Chemie für Bauingenieure und Architekten (6. Auflage)*. Wiesbaden: Springer Vieweg.
- Bennert, T., Papp, W., Maher, A., & Gucunski, N. (2000). *Utilization of construction and demolition debris under traffic-type loading in base and subbase applications*. Washington D.C. (USA): Transportation research recod No. 1714, National Research Council.
- Bialucha, R., Merkel, T., Motz, H., Demond, D., Schmidt, S., Ritter, H., & Haas, S. (2016). *Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad von Schichten ohne Bindemittel, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Straßenbau - Heft S 95*. Bergisch-Gladbach: Bundestanstalt für Straßenwesen.
- Birle, E. (2012). Geohydraulische Eigenschaften verdichteter Tone unter besonderer Berücksichtigung des ungesättigten Zustandes. *Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs, Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München*.
- Bishop, A. (1961a). The measurement of pore pressure in the triaxial test. *Pore pressure and suction in soils; conference organized by the British National Society of the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering* (S. 38 - 46). London: Butterworths.
- Bishop, A. (1961b). Discussion. *Proceedings on the "Conference on pore pressure and suction in soils" organized by the British National Society of the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (S. 38 - 46). London.
- Black, K. (1995). The nuclear asphalt content gauge. *Public Roads* 58 (3), 8 - 13.
- Bolt, G. (1955). Analysis of the validity of the Gouy-Chapman theory of the electric double layer. *Journal of Colloid Science, Vol. 10*, p. 206.
- Bono, J. M., & Wanatowski, D. (2014). DEM of triaxial tests on crushable cemented sand. *Granular Matter* 16, S. 563 - 572.
- Bozyurt, O., Tinjum, J., Son, Y.-H., Edil, T., & Benson, C. (2012). Resilient modulus of recycled asphalt pavement and recycled concrete aggregate. *GeoCongress 2012: State of the art and practice in geotechnical engineering*, (S. 3901 - 3910). Oakland/California (USA).
- Brandl, H. (1977). Ungebundene Tragschichten im Straßenbau. *Schriftenreihe "Straßenforschung", Heft 67*. Bundesministerium für Bauten und Technik, Wien.
- Brandl, H., Adam, D., Kopf, F., & Niederbrücker, R. (2003). Der dynamische Lastplattenversuch mit dem Leichten Fallgewichtsgerät - Grundlagen und praktische Anwendung. *Straßenforschung, Heft 533*. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Wien.

- Brandl, H.; Kopf, F.; Adam, D. (2002). Flächendeckende dynamische Verdichtungskontrolle mit unterschiedlich angeregten dynamischen Walzen; *Straßenforschung, Heft 517*. Wien: Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie.
- Bräu, G., Hartmann, K., & Pelz, G. (2004). Flächendeckende Prüfung der Verdichtung (FDVK) - baupraktische Umsetzung und verfahrensbezogene Verdichtungsanforderungen. *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 897*. Bonn: Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abteilung Straßenbau und Straßenverkehr.
- Bräu, G., Vogt, S., & Vogt, N. (2009). Ermittlung der bodenspezifischen Anwendungsgrenzen der Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK). *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1015*. Bonn: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau und Straßenverkehr.
- Brown, W. (1964). Difficulties associated with predicting depth of freeze or thaw. *Canadian Geotechnical Journal* 1(4), 215 - 226.
- Busch, K.-F., & Luckner, L. (1972). *Geohydraulik*. Leipzig: VEB Verlag für Grundstoffindustrie.
- Cardoso, R., Silva, R., Brito, J., & Dhir, R. (2016). Use of recycled aggregates from construction and demolition waste in geotechnical applications: A literature review. *Waste Management* 49 (2016), S. 131 - 145.
- Casagrande, A. (1932). Discussion of "A new theory of frost heaving" by A.C. Benkelman and F.R. Ohlmstead. *Proceedings of the Highway Research Board, Volume 11* (S. 168-172). Washington D.C.: Highway Research Board.
- Casagrande, A. (1940). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. *Contributions to soil mechanics, 1925-1940*. Boston: Boston Society of Civil Engineers.
- Cavarretta, I. (2009). The influence of particle characteristics on the engineering behaviour of granular materials. *Thesis for the degree of Doctor of Philosophy and the Diploma of Imperial College, Department of Civil and Environmental Engineering Imperial College London*.
- Cavarretta, I., Coop, M., & O'Sullivan, C. (2010). The influence of particle characteristics on the behaviour of coarse grained soils. *Géotechnique* 60, S. 413 - 423.
- Cerni, G., & Colagrande, S. (2012). Resilient modulus of recycled aggregates obtained by means of dynamic tests in a triaxial apparatus. *Procedia - Social and Behavioral Sciences* 53 (3), S. 475 - 484.
- Cerni, G., Colagrande, S., & Bocci, M. (2012). Permanent deformation behavior of unbound recycled mixtures. *Construction and Building Materials* 37 (2012), S. 575 - 580.
- Chapman, D. (1913). A contribution to the theory of electrocapillarity. *Philosophical Magazine and Journal of Science, Sixth Series, Vol. 125*.
- Cho, G.-C., Dodds, J., & Santamarina, J. (2006). Particle shape effects on packing density, stiffness and strength: natural and crushed sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 132 (5), S. 591 - 602.
- Coop, M., & Lee, I. (1993). The behaviour of granular soils at elevated stresses. In G. Houlby, A. Schofield, P. Wroth, & B. Parry, *Predictive Soil Mechanics* (S. 186 - 198). Thomas Telford Ltd.

- Corté, J.-F., Odéon, H., & Boutonnet, M. (1995). Vérification au gel des structures de chaussée. *Bulletin de liaison des ponts et chaussées*, No. 198, pp. 13-27. Paris: Laboratoire Central des ponts et chaussées.
- Cristelo, N., Vieira, C., & de Lurdes Lopes, M. (2016). Geotechnical and geoenvironmental assessment of recycled construction and demolition waste for road embankments. *Procedia Engineering* 143 (2016), S. 51 - 58.
- Cultrone, G., Sebastián, E., Elert, K., de la Torre, M., Cazalla, O., & Rodriguez-Navarro, C. (2004). Influence of mineralogy and firing temperature on the porosity of bricks. *Journal of the European Ceramic Society* 24 (2004), S. 547 - 564.
- Debieb, F., & Kenai, S. (2008). The use of coarse and fine crushed bricks as aggregate in concrete. *Construction and Building Materials* 22 (5), S. 886 - 893.
- Del Rey, I., Ayuso, J., Galvin, A., Jiménez, J., & Barbudo, A. (2016). Feasibility of using unbound mixed recycled aggregates from CDW over expansive clay subgrade in unpaved rural roads. *Materials* 9 (2016).
- Delongui, L., Mauella, M., Núñez, W., Fedrige, W., da Silva Filho, L., & Ceratti, J. (2018). Construction and demolition waste parameters for rational pavement design. *Construction and Building Materials* 168 (2018), S. 105 - 112.
- Dettenborn, T., Forsman, J., & Korkiala-Tanttu, L. (2014). Long-term behavior of crushed concrete in road structure. *Proceedings of the 23rd European Young Geotechnical Engineers Conference*. Barcelona (Spain).
- Dettenborn, T., Korkiala-Tanttu, L., & Forsman, J. (2017). Crushed concrete in road structures - two decades of experience. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Construction Materials* 170 (6), S. 273 - 280.
- Dhir, R., Paine, K., & Halliday, J. (2008). *Facilitating the wider use of coarse and fine RA from washing plants*. WRAP Technical Report No AGG 105-003. Waste and Research Action Programme.
- Diedrich, R., Brauch, A., & Kropp, J. (2001). Rückenstützbetone mit Recyclingzuschlägen aus Bauschutt. *Schlussbericht zum Forschungsvorhaben AiF Nr. 11414 N, Forschungsvereinigung Recycling und Werkstoffverwertung im Bauwesen e.V.*
- Doré, G., & Zubeck, H. (2009). *Cold regions pavement engineering*. Reston (USA): American Society of Civil Engineers.
- Dunham, A. (1992). Developments in industrial mineralogy: I The mineralogy of brick-making. *Proceedings of the Yorkshire Geotechnical Society*, Vol. 49, Part 2, S. 95 - 104.
- Dunham, A., McKnight, A., & Warren, I. (2001). Mineral assemblages formed in Oxford Clay fired under different time-temperature conditions with reference to brick manufacture. *Proceedings of the Yorkshire geological society*, Vol. 53, Part 3, S. 221 - 230.
- Düser, O. (1999). *Verwertung von aus Bauschutt aufbereitetem Recyclingmaterial in mineralischen Dichtungssystemen*. Hannover: Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades „Doktor-Ingenieur“ der Universität Hannover, Fachbereich Bauingenieur und Vermessungswesen.
- Dysli, M., Lunardini, V., & Stenberg, L. (1997). Related effects on frost action: freezing and solar radiation indices. *Ground Freezing 97: Frost action in soils*, Knutsson, S. (ed.). Rotterdam: A. A. Balkema.

- Einav, I. (2007a). Breakage mechanics - part 1: theory. *Journal of the mechanics and physics of solids*, S. 1274-1297.
- Einav, I. (2007b). Breakage mechanics - part 2: Modelling granular materials. *Journal of the mechanics and physics of solids*, S. 1298 - 1320.
- Elhakim, A., Elbaz, K., & Amer, M. (2014). The use of light weight deflectometer for in situ evaluation of sand degree of compaction. *HBRC Journal (2014), Housing and Building National Research Center*, S. 298 - 307.
- EMPA. (2004). Materialkenngrößen von Beton aus Mischabbruch. *Forschungsbericht Nr. 203600 der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Forschungsanstalt*. Dübendorf (Schweiz).
- Erbaydar, S. (1987). Eisbildung, Volumendilatationen und Wassertransport im Gefüge von Beton bei Temperaturen bis minus 60 °C. *Dissertation, angefertigt an der Technischen Universität München*. München.
- Fityus, S., & Simmons, J. (2017). The relationship between particle strength and particle breakage in loaded gravels. *Powders & Grains 2017*. EPJ Web of Conferences 140.
- Floß, R. (1970). *Vergleich der Verdichtungs- und Verformungseigenschaften unstetiger und stetiger Kiessande hinsichtlich ihrer Eignung als ungebundenes Schüttmaterial im Straßenbau*. Berlin/München/Düsseldorf: Wissenschaftliche Berichte der Bundanstalt für Straßenwesen, Heft 9, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
- Floß, R. (Oktober 1971). Über den Zusammenhang zwischen der Verdichtung und dem Verformungsmodul von Böden. *Straße und Autobahn, 22. Jahrgang, Heft 10*.
- Floß, R. (1971). Über den Zusammenhang zwischen der Verdichtung und dem Verformungsmodul von Böden. *Straße und Autobahn, Heft 10 (1971)*, S. 433 - 439.
- Floß, R. (2019). *Handbuch ZTV E-StB 17 - Kommentar und Kompendium Erdbau, Felsbau, Landschaftsschutz (5. Auflage)*. Bonn: Kirschbaum Verlag GmbH.
- Floß, R., & Voß, R. (1968). *Die Bodenverdichtung im Straßenbau (5. Auflage)*. Düsseldorf: Werner-Verlag.
- Fonseca, J., O'Sullivan, C., Coop, M., & Lee, P. (2012). Non-invasive characterization of particle morphology of natural sands. *Soils and Foundations* 52 (4), S. 712 - 722.
- Foster, C. (1962). Field problems: compaction. In G. Leonards, *Foundation Engineering* (S. 1000-1024). New York: McGraw-Hill.
- Foster, W., Savins, J., & Waite, J. (1955). Lattice expansion and rheological behavior relationships in water-montmorillonite systems. *Clays and clay minerals - Proceedings of the 3rd national conference on clays and clay minerals of the National Academy of Sciences, Publication No. 395, pp. 296 - 316*. Washington D.C.: National Research Council.
- Fuller, W., & Thompson, S. (1907). The laws of proportioning concrete. *Transactions of the American Society for Civil Engineers Vol. LIX*. New York.
- Gabr, A., & Cameron, D. (2012). Properties of recycled concrete aggregate for unbound pavement construction. *Journal of Materials in Civil Engineering* 24 (6).
- Gamble, J. (1971). Durability-plasticity classification of shales and other argillaceous rocks. *Ph.D. Thesis*. Illinois, USA: University of Illinois.

- Golchert, D., Moreno, R., Ghadiri, M., & Litster, J. (2004). Effect of granule morphology on breakage behaviour during compression. *Powder Technology* 143-144, S. 84 - 96.
- Gouy, G. (1910). Constitution of the electric charge at the surface of an electrolyte. *Journal de Physique, Vol. 4, No. 9*.
- Grotzinger, J., & Jordan, T. (2014). *Press/Siever - Allgemeine Geologie (7. Auflage)*. Berlin/Heidelberg: Springer-Verlag.
- Haemig, H. (2018). Deponiesituation in Deutschland: Engpässe, Restlaufzeiten und Planungen zum Neubau - Überblick zur Situation in den Bundesländern. In S. Thiel, E. Thomé-Kozmiensky, B. Friedrich, T. Pretz, P. Quicker, D. Senk, & H. Wotruba, *Mineralische Nebenprodukte und Abfälle 5 - Aschen, Schlacken, Stäube und Baurestmassen* (S. 472-493). Neuruppin: Thomé-Kozmiensky Verlag.
- Hagerty, M., Hite, D., Ullrich, C., & Hagerty, D. (1993). One-dimensional high pressure compression of granular media. *Journal of Geotechnical Engineering* 119 (1), S. 1 - 18.
- Hansen, T. (1986). Recycled aggregates and recycled aggregate concrete. State of the art report. *Materials and Structures, Volume 19, Issue 3*, S. 201 - 246.
- Hardin, B. (1985). Crushing of soil particles. *Journal of Geotechnical Engineering* 111 (10), S. 1177 - 1192.
- Harnas, F., Rahardjo, H., & Wang, J.-Y. (2013). Design of landfill cover using construction and demolition waste: material characterization and numerical modelling. *Proceedings on the 18th SEAGC Conference*. Singapur.
- Hartmann, K., & Bräu, G. (2003). *Aufstellung von Anforderungswerten an den dynamischen Verformungsmodul*. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik. Bonn: Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abteilung Straßenbau und Straßenverkehr.
- Henzinger, C. (2017). *Bodenverbesserung mit Recyclingmaterial aus Bauschutt*. München: Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs, Technische Universität München, Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau.
- Henzinger, C., & Heyer, D. (2015). Use of demolition waste in soil improvement. *Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Edingburgh (Scotland).
- Henzinger, C., & Heyer, D. (2016). Bodenverbesserung weicher feinkörniger Böden mit Braunkohlenflugasche. *Straße und Autobahn* 2016 (12), S. 962 - 971.
- Henzinger, C., Huber, S., & Birle, E. (2019). Optimierung von Bankettmaterialien im Hinblick auf ihre Tragfähigkeit und Durchlässigkeit. *Straße und Autobahn* 71 (8), S. 647 - 653.
- Herrador, R., Pérez, P., Garach, L., & Ordóñez, J. (2012). Use of recycled construction and demolition waste aggregate for road course surfacing. *Journal of Transportation Engineering* 132 (2), S. 182 - 190.
- Heyer, D., & Henzinger, C. (2016). Wiederverwendung erdbautechnisch schwieriger Böden und Baustoffe als Beitrag zur Ressourceneffizienz. *Straße und Autobahn* 2016 (2), S. 91 - 98.
- Heyer, D., & Huber, S. (2019). Ressourceneffizienz im Erdbau. *Straße und Autobahn* 70 (11), S. 980 - 991.

- Hogentogler, C. (1936). Essentials of soil compaction. *Highway Research Board Proceedings Volume 16*, pp. 309 - 316. Washington D.C.: Highway Research Board.
- Holtz, R., & Kovacs, W. (1981). *An introduction to geotechnical engineering*. New Jersey: Prentice Hall, Inc.
- Hornbogen, E. (2002). *Werkstoffe: Aufbau und Eigenschaften von Keramik-, Metall-, Polymer- und Verbundstoffen*. Berlin/Heidelberg: Springer Verlag.
- Hryciw, R., Zheng, J., & Shetler, K. (2016). Particle roundness and sphericity from images of assemblies by chart estimates and computer methods. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 142 (9).
- Huber, J., Becker, A., & Lothschütz, S. (2009). CBR-Versuche an Recycling-Baustoffen. *Straße und Autobahn* 11 (60), S. 735 - 739.
- Huber, S. (2018). Mechanisches Verhalten von Sanden aus RC-Baustoffen in Zusammenhang mit ihrer Anwendung als Erdbaustoff. 35. *Baugrundtagung - Forum für junge Geotechnik-Ingenieure: Beiträge der Spezialsitzung* (S. 199-209). Stuttgart: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.
- Huber, S., & Heyer, D. (2018). Verwendung von Recyclingbaustoffen aus aufbereiteten mineralischen Baurestmassen im Erdbau. In S. Thiel, E. Thomé-Kozmiensky, B. Friedrich, T. Pretz, P. Quicker, D. Senk, & H. Wotruba, *Mineralische Nebenprodukte und Abfälle 5 - Aschen, Schlacken, Stäube und Baurestmassen* (S. 372-391). Neuruppin: Thomé-Kozmiensky Verlag GmbH.
- Huber, S., & Heyer, D. (2019a). Der anforderungsgerechte Einsatz von Recyclingbaustoffen im Erdbau des Straßenbaus. *BauPortal* 4/2019, S. 26 - 30.
- Huber, S., & Heyer, D. (2019b). Density measurement of recycled materials with the nuclear gauge and rubber balloon method in earthworks. *Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Reykjavik.
- Huber, S., Henzinger, C., & Heyer, D. (2018). Herausforderungen bei der Verwendung von RC-Baustoffen aus aufbereiteten Baurestmassen im Erdbau. In *Konferenzband zu den Vorträgen der 14. Recy&DepoTech-Konferenz*. Leoben (Österreich): Lehrstuhl für Abfallverwertungstechnik & Abfallwirtschaft der Montanuniversität Leoben.
- Huber, S., Henzinger, C., & Heyer, D. (2019). Compaction control of secondary materials used in earthworks. *Geotechnik*, 42. Jahrgang, Ausgabe 4, S. 199 - 211. doi:10.1002/gete.201900007
- Huber, S., Henzinger, C., & Heyer, D. (2020). Influence of water and frost on the performance of natural and recycled materials used in unpaved roads and road shoulders. *Transportation Geotechnics* 22 (2020).
- Huber, S., Heyer, D., & Birle, E. (2017). Verwendung von aufbereiteten mineralischen Baurestmassen im Erdbau des Straßenbaus. In D. G. e.V. (Hrsg.), *Tagungsband zu den Fachsektionstagen Geotechnik - Interdisziplinäres Forum* (S. 520-526). Würzburg: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.
- Indraratna, B., Sun, Q., & Nimbalkar, S. (2014). Observed and predicted behaviour of rail ballast under monotonic loading capturing particle breakage. *Canadian Geotechnical Journal*, S. 73-86.
- ITAD. (2014). Jahresbericht 2014. Düsseldorf: Interessengemeinschaft der Thermischen Abfallbehandlungsanlagen in Deutschland e.V.

- Jaeger, J. (1967). Failure of rocks under tensile conditions. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, S. 219 - 227.
- Jefferies, M. & Been, K. (2006). *Soil liquefaction – A critical state approach*. London/New York: Taylor and Francis Group, 2006.
- Jiménez, J., Agrela, F., Ayuso, J., & López, M. (2011). A comparative study of recycled aggregates from concrete and mixed debris as material for unbound road sub-base. *Materiales de Construcción* 61 (302).
- Jiménez, J., Ayuso, J., Agrela, F., López, M., & Galvin, A. (2012a). Utilisation of unbound recycled aggregates from selected CDW in unpaved rural roads. *Resources, Conservation and Recycling* 58 (2012), S. 88 - 97.
- Jiménez, J., Ayuso, J., Galvin, A., López, M., & Agrela, F. (2012b). Use of mixed recycled aggregates with a low embodied energy from non-selected CDW in unpaved rural roads. *Construction and Building Materials* 34 (2012), S. 34 - 43.
- Jitsangiam, P., Boonserm, K., Phenrat, T., Chummuneerat, S., Chindaprasirt, P., & Nikraz, H. (2015). Recycled concrete aggregates in roadways: laboratory examination of self-cementing characteristics. *Journal of Materials in Civil Engineering* 27 (10).
- Johnson, A., & Sallberg, J. (1960). Factors that influence field compaction of soils. *Highway Research Board Bulletin* 272. Washington D.C.: Highway Research Board.
- Jumikis, A. (1966). *Thermal soil mechanics*. New Brunswick (New Jersey): Rutgers University Press.
- Karaman, S., Ersahin, S., & Gunal, H. (2006). Firing temperature and firing time influence on mechanical and physical properties of clay bricks. *Journal of Scientific and Industrial Research*, Vol. 65, S. 153 - 159.
- Kellner, C. (2008). Frosthebungsverhalten von Böden infolge tiefliegender Vereisungskörper. *Dissertation an der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der TU München, online abrufbar unter <https://mediatum.ub.tum.de/doc/633018/633018.pdf>*.
- Kelso, A. (1935). The construction of the silvan dam, Melbourne Water-Supply. *Minutes of the Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 239, Issue 1935: Part 1, S. 403 - 446.
- Kerkhoff, B., & Siebel, E. (2001). Eigenschaften von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen. *beton* 1/2001, S. 47 - 58.
- Kersten, M. (1949). Laboratory research for the determination of the thermal properties of soils - final report. Engineering experiment station, University of Minnesota.
- Kézdi, A. (1969). *Handbuch der Bodenmechanik, Band I: Bodenphysik*. Berlin/Budapest: VEB Verlag für Bauwesen und Akadémiai Kiadó Budapest.
- Kézdi, A. (1970). *Handbuch der Bodenmechanik, Band II: Bodenmechanik im Erd- Grund- und Strassenbau*. Berlin/Budapest: VEB Verlag für Bauwesen (Berlin) und Akadémiai Kiadó (Budapest).
- Kézdi, A. (1973). *Handbuch der Bodenmechanik, Band III: Bodenmechanisches Versuchswesen*. Berlin/Budapest: VEB Verlag für Bauwesen (Berlin) und Akadémiai Kiadó (Budapest).
- Kolasa, P. (2007). Eisbildung in porösen mineralischen Materialien. Einfluss von Unterkühlung des Wassers und von Salzlösungen auf die Gefrierpunktserniedrigung und

- Kristallisation. *Dissertation, angefertigt an der Technischen Universität Hamburg-Harburg*. Hamburg.
- Kollmer, J., & Daniels, K. (2017). An experimental investigation of the force network ensemble. *Powders & Grains 2017*. EPJ Web of Conferences 140.
- Kopf, F., & Erdmann, P. (2005). Numerische Untersuchungen zur Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle. *Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift (ÖIAZ), Heft 4-5 (2005)*, S. 126 - 143.
- Kopf, F., Adam, C., & Paulmichl, I. (2005). Untersuchungen des statischen Lastplattenversuches mit der Randelementmethode. *Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift (ÖIAZ) 4-5(150)*, 102 - 111.
- Krass, K., & Kellermann, C. (1999). Verfahren zum Nachweis der erreichten Verdichtung bei Tragschichten ohne Bindemittel. *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 768*. Bremen: Carl Schünemann Verlag GmbH.
- Krass, K., & Kollar, J. (2004). Eignung von ziegelreichen Recycling-Baustoffen für Tragschichten ohne Bindemittel. *Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik Heft 884*. Bremen: Carl Schünemann Verlag.
- Kreislaufwirtschaft Bau. (2018). Mineralische Bauabfälle Monitoring 2016 - Bericht zum Aufkommen und zum Verbleib mineralischer Bauabfälle im Jahr 2016. Berlin: Bundesverband Baustoffe - Steine und Erden e.V.
- Krezel, Z., McManus, K., Cumbo, N., Karlie, H., & Cox, C. (2007). There is more to recycled concrete aggregate than just aggregate. *WIT Transactions on Ecology and the Environment Volume 102, Third International Conference on Sustainable Development and Planning in Algarve (Portugal)* (S. 981-989). Southampton, UK: WIT Press.
- Krumbein, W., & Sloss, L. (1963). *Stratigraphy and Sedimentation (Second Edition)*. San Francisco and London: W.H. Freeman and Company.
- Kruyt, H. (1952). *Colloid science, Volume I: Irreversible systems, p. 195*. Now York: Elsevier Publishing Co..
- Kudla, W., Floß, R., & Trautmann, C. (1991). Dynamischer Plattendruckversuch - Schnellprüfverfahren für die Qualitätssicherung von ungebundenen Schichten. *Straße und Autobahn 42(2)*, S. 66 - 71.
- Kumar, V., Agnihotri, A., & Gupte, D. (2013). Use of construction concrete debris as vertical stone column. *Proceedings of Indian Geotechnical Conference*. Roorke (Indien).
- Lade, P., Yamamuro, J., & Bopp, P. (1996). Significance of particle crushing in granular materials. *Journal of Geotechnical Engineering 122 (4)*, S. 309 - 316.
- Lambe, T. (1959). Physico-chemical properties of soils: role of soil technology. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, S. 55 - 70.
- Lambe, T. (1960). Structure of compacted clays. *Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 125, pp. 682 - 705*. New York: American Society of Civil Engineers (ASCE).
- Lambe, T. (1962). Soil stabilization. In G. Leonards, *Foundation Engineering* (S. 351 - 437). New York: McGraw-Hill Book Company Inc.
- Lambe, T., & Whitman, R. (1969). *Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons Inc..

- Lancieri, F., Marradi, A., & Mannucci, S. (2006). C&D waste for road construction: long time performance of roads constructed using recycled aggregate for unbound pavement layers. In V. Popos, A. Kungolos, C. Brebbia, & H. Itoh, *WIT Transactions on Ecology and The Environment* (S. 559 - 569).
- Lang, H., Huder, J., Amann, P., & Puzrin, A. (1996). *Bodenmechanik und Grundbau - Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte* (6. Auflage). Berlin/Heidelberg: Springer Verlag.
- Lee, K.L., & Farhoomand, I. (1967). Compressibility and crushing of granular soil. *Canadian Geotechnical Journal* 4(1), S. 68 - 86.
- Lee, K.L., & Seed, H. (1967). Drained strength characteristics of sands. *Journal of the soil mechanics and foundations division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, SM 6*, 117 - 141.
- Lee, P., & Suedkamp, R. (1972). Characteristics of irregularly shaped compaction curves of soils. In: *Compaction and stabilization, Highway Research Record No. 381*, pp. 1 - 9. Highway Research Board.
- Lees, G. (1964). A new method for determining the angularity of particles. *Sedimentology* 3 (1), S. 2 - 21.
- Leite, F., dos Santos Motta, R., Vasconcelos, K., & Bernucci, L. (2011). Laboratory evaluation of recycled construction and demolition waste for pavements. *Construction and Building Materials* 25 (2011), S. 2972 - 2979.
- Lekarp, F., Isacsson, U., & Dawson, A. (2000). State of the art. I: Resilient response of unbound aggregates. *Journal of Transportation Engineering* 126(1), S. 66-75.
- Leleu, S., & Valdes, J. (2007). Experimental study of the influence of mineral composition on sand crushing. *Géotechnique* 57 (3), S. 313 - 317.
- Leslie, D. (1963). Large scale triaxial tests on gravelly soils. *Proceedings of the 2nd panamerican conference on soil mechanics and foundation engineering, Vol. 1*, S. 181 - 202.
- Leslie, D. (1975). Shear strength of rockfill. *Physical properties engineering study No. 526, South Pacific Division, Corps of Engineers Laboratory*. Sausalito (Kalifornien).
- Levin, F., Vogt, S., & Cudmani, R. (2019). Time-dependent behaviour of sand with different fine contents under oedometric loading. *Canadian Geotechnical Journal Vol. 56, No. 1* (2019), S. 102 - 115.
- Li, Y., Zhou, H., Su, L., Hou, H., & Dang, L. (2017). Investigation into the application of construction and demolition waste in urban roads. *Advances in Materials Science and Engineering*.
- Lobo-Guerrero, S., & Vallejo, L. (2005). Discrete element method evaluation of granular crushing under direct shear test conditions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (131), S. 1295 - 1300.
- Lu, N., & Likos, W. (2004). *Unsaturated soil mechanics*. Hoboken: John Wiley & Sons.
- Maeda, K., Furukawa, M., Miura, K., & Toki, S. (1992). On the method of measurement for sand particle crushability. *Symposium on New Physical Tests of Soils* (S. 121 - 128). Japanese Geotechnical Society.
- Marsal, R. (1967). Discussion of shear strength. *Proceedings of the 6th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Vol. 3*, 310 - 316. Montreal.

- Marsal, R. (1973). Mechanical properties of rockfill. In R. Hirschfeld, & S. Poulos, *Embankment-Dam Engineering* (S. 92 pp.). New York: John Wiley and Sons Inc.
- Martin, R. (1959). Water-vapor sorption on kaolinite, hysteresis. *Clays and clay minerals - Proceedings of the 6th national conference on clays and clay minerals of the National Academy of Sciences*, pp. 259 - 278.
- McKelvey, D., Sivakumar, V., Bell, A., & McLaverty, G. (2002). Shear strength of recycled construction materials intended for use in vibro ground improvement. *Ground Improvement* 6 (2), S. 59 - 68.
- Merkel, T. (2017). Erzeugung und Nutzung von Eisenhüttenschlacken 2016. *FEhS Report, Jahrgang 24, Nr. 1*. Duisburg: FEhS Institut für Baustoffforschung.
- Miao, G., & Airey, D. (2013). Breakage and ultimate states for a carbonate sand. *Géotechnique* 63 (14), S. 1221 - 1229.
- Mishra, B., & Thornton, C. (2001). Impact breakage of particle agglomerats. *International Journal of Mineral Processing* 61, S. 225 - 239.
- Mitchel, J., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior (3rd Edition)*. New Delhi: Wiley India.
- Miura, K., Maeda, K., Furukawa, M., & Toki, S. (1997). Physical characteristics of sands with different primary properties. *Soils and Foundation* 37 (3), S. 53 - 64.
- Miura, K., Maeda, K., Furukawa, M., & Toki, S. (1998). Mechanical characteristics of sands with different primary properties. *Soils and Foundations* 38 (4), S. 159 - 172.
- Molenaar, A., & van Niekerk, A. (2002). Effects of gradation, composition and degree of compaction on the mechanical characteristics of recycled unbound materials. In *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board* 1787 (1) (S. 73 - 82).
- Molin, C., Larsson, K., & Arvidsson, H. (2004). Quality of reused crushed concrete strength, contamination and crushing technique. *International RILEM Conference on the Use of Recycled Materials in Buildings and Structures*, (S. 150 - 155). Barcelone (Spain).
- Mora, C., & Kwan, A. (2000). Sphericity, shape factor, and convexity measurement of coarse aggregate for concrete using digital image processing. *Cement and Concrete Research* 30 (2000), S. 351 - 358.
- Müller, A. (2011). Rohstoffe und Technologien für das Baustoffrecycling. In K. Thomé-Kozmiensky, & D. Goldmann, *Recycling und Rohstoffe - Band 4* (S. 335 - 354). Neuruppin: Thomé-Kozmiensky Verlag GmbH.
- Müller, A. (2014). *Bestimmung der Zusammensetzung von Recycling-Baustoffen unter Berücksichtigung ihrer Heterogenität*. Von https://www.easyfairs.com/uploads/tx_ef/Anette_Mueller_2014_Probenahme_Dortmund.pdf (abgerufen am 25.07.2019)
- Müller, A. (2018). *Baustoffrecycling - Entstehung, Aufbereitung, Verwertung*. Wiesbaden: Springer Vieweg.
- Müller, C. (2000). Beton als kreislaufgerechter Baustoff. *Dissertation*. Aachen: Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule, Fakultät für Bauingenieurwesen.
- Nagi, M., & Whiting, D. (1999). Evaluation of Precision of a Nuclear Gauge for Measurement of Water and Cement Content of Fresh Concrete. *Cement, Concrete and Aggregates*, Vol. 21, No. 1, 1 - 11.

- Nakata, Y., Kato, Y., Hyodo, M., Hyde, A., & Murata, H. (2001a). One-dimensional compression behaviour of uniformly graded sand related to single particle crushing strength. *Soils and Foundations* 41 (2), S. 39 - 51.
- Nakata, Y., Hyodo, M., Hyde, A., Kato, Y., & Murata, H. (2001b). Microscopic particle crushing of sand subjected to high pressure one-dimensional compression. *Soils and Foundations* 41 (1), S. 69 - 82.
- Nataatmadja, A., & Tan, Y. (2001). Resilient response of recycled concrete road aggregates. *Journal of Transportation Engineering* 127 (5), S. 450 - 453.
- Nendza, H., & Heckötter, C. (1985). *Die Verwendung von aufbereitetem Bauschutt im Erd- und Straßenbau, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik*. Essen: Universität/Gesamthochschule Essen.
- Neroth, G., & Vollenschar, D. (2011). *Wendehorst Baustoffkunde (27. Auflage)*. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag.
- Neves, J., Freire, A., Roque, A., Martins, I., Antunes, M., & Faria, G. (2013). Utilization of recycled materials in unbound granular layers validated by experimental test sections. *Ninth International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*. Trondheim (Norway).
- Olson, R. (1963). Effective stress theory of soil compaction. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, S. 27 - 45.
- O'Mahony, M. (1997). An analysis of the shear strength of recycled aggregates. *Materials and Structures Vol. 30*, S. 599 - 606.
- O'Mahony, M., & Milligan, G. (1991). Use of recycled materials in subbase layers. *Transportation Research Record No. 130*, 73 - 80. Washington D.C. (USA): Transportation Research Board, National Research Council.
- Omary, S., Ghorbel, E., & Wardeh, G. (2016). Relationships between recycled concrete aggregates characteristics and recycled aggregates concretes properties. *Construction and Building Materials* 108 (2016), S. 163 - 174.
- Papp, W., Maher, M., Bennert, T., & Gucunski, N. (1998). Behavior of construction and demolition debris in base and subbase applications. *Recycled Materials in Geotechnical Applications, Geotechnical Special Publication 79*. Reston/Virginia (USA): American Society of Civil Engineers.
- Park, T. (2003). Application of construction and building debris as base and subbase materials in rigid pavement. *Journal of Transportation Engineering, September/October 2003*, S. 558 - 563.
- Peña, A.A., García-Rojo, R. & Hermann, H.J. (2007). Influence of particle shape on sheared dense granular media. *Granular Matter*, 9, S. 279 - 291.
- Pistol, J. (2016). *Compaction with Oscillation Rollers - Motion Behaviour, Roller Integrated Compaction Control and Assessment of Wear*. Wien: Technische Universität Wien.
- Pistol, J., & Adam, D. (2018). Fundamentals of roller integrated compaction control for oscillatory rollers and comparison with conventional testing methods. *Transportation Geotechnics*, S. 75 - 84.
- Pistol, J., Villwock, S., Völkel, W., Kopf, F., & Adam, D. (2016). Continuous Compaction Control (CCC) with Oscillating Rollers. *Procedia Engineering, Vol. 143*, 514 - 521.

- Poon, C., & Chan, D. (2006a). The use of recycled aggregate in concrete in Hong-Kong. *Resources Conservation and Recycling* 50 (3), S. 293 - 305.
- Poon, C., & Chan, D. (2006b). Feasible use of recycled concrete aggregates and crushed clay bricks as unbound road sub-base. *Construction and Building Materials* 20 (8), S. 578 - 585.
- Poon, C., Qiao, X., & Chan, D. (2006). The cause and influence of self-cementing properties of fine recycled concrete aggregates on the properties of unbound sub-base. *Waste Management* 26 (10), S. 1166 - 1172.
- Proctor, R. (1933a). Fundamental principles of soil compaction (first of four articles on the design and construction of rolled-earth dams). *Engineering News-Record Volume 111, No. 9*, S. 245 - 248.
- Proctor, R. (1933b). Description of field and laboratory methods (second of four articles on the design and construction of rolled-earth dams). *Engineering News-Record, Volume 111, No. 10*, S. 286 - 289.
- Proctor, R. (1933c). Field and laboratory verification of soil suitability (third of four articles on the design and construction of rolled-earth dams). *Engineering News-Record, Volume 111, No. 12*, S. 348 - 351.
- Proctor, R. (1933d). New principles applied to actual dam-building. *Engineering News-Record, Volume 111, No. 13*, S. 372 - 376.
- Rahman, A., Imteaz, M., Arulrajah, A., & Disfani, M. (2014). Suitability of recycled construction and demolition aggregates as alternative pipe backfilling materials. *Journal of Cleaner Production* 66 (2014), S. 75 - 84.
- Rathje, E., Rauch, A., Trejo, D., Folliard, K., Viyanant, C., Esfellar, M., Ogalla, M. (2006). Evaluation of crushed concrete and recycled asphalt pavement as backfill for mechanically stabilized earth walls. *CTR Technical Report Nr. 0-4177-3, Texas Department of Transportation. Austin/Texas (USA)*.
- Reed, M., Lovell, C., Altschaffel, A., & Wood, L. (1979). Frost-heaving rate predict from pore-size distribution. *Canadian Geotechnical Journal* 16 (3), 463 - 472.
- Regimand, A., & Gilbert, A. (1999). Apparatus and Method for Field Calibration of Nuclear Surface Density Gauges. *Field Instrumentation for Soil and Rock, ASTM STP 1358 (Marr, G.N. Durham and W.A., Eds.), American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania*, 135 - 147.
- Römer, A., Völkel, W., Pistor, J., & Adam, D. (2016). Flächendeckende Verdichtungskontrolle (FDVK) mit Oszillationswalzen im Erdbau. *BauPortal 2/2016*, S. 47 - 49.
- Rowe, P. (1962). The stress dilatancy relations for static equilibrium of an assembly of particles in contact. In *Proceedings of the Royal Society of London, Series A, Mathematical and Physical Sciences, Volume 269, Issue 1339* (S. 500 - 527). London.
- Rowland, R., Weiss, E., & Bradley, W. (1956). Dehydration of monoionic montmorillonites. *Clays and clay minerals - Proceedings of the 4th national conference on clays and clay minerals of the National Academy of Sciences, Publication No. 456, pp. 85 - 95. Washington D.C.: National Research Council*.
- Rozenblat, Y., Portnikov, D., Levy, A., Kalman, H., Aman, S., & Tomas, J. (2011). Strength distribution of particles und compression. *Powder Technology* 208, S. 215 - 224.

- Saeed, A. (2008). Performance-related tests of recycled aggregates for use in unbound pavement layers. *NCHRP Report*. Washington D.C. (USA): Transportation Research Board.
- Salour, F., Erlingsson, S., & Zapata, C. (2014). Modelling resilient modulus seasonal variation of silty sand subgrade soils with matric suction control. *Canadian Geotechnical Journal* 51(12), S. 1413 - 1422.
- Sanger, F. (1963). Degree days and heat conduction in soils. *Proceedings Permafrost International Conference*, 253-262. Washington D.C.: National Academy of Sciences - National Research Council, Publication No. 1287.
- Santamarina, J., & Cho, G.-C. (2004). Soil behavior: the role of particle shape. *Advances in geotechnical engineering: the Skempton conference*. London: Institution of Civil Engineers.
- Schäfer, A. (1965). Frostwiderstand und Porengefüge des Betons. *Publikation DAFSTB Heft 167, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. Beuth Verlag.
- Scheffer, F., & Schachtschabel, P. (2018). *Lehrbuch der Bodenkunde, 17. überarbeitete und ergänzte Auflage*. Berlin: Springer Verlag.
- Schmidt, H.-H., Buchmaier, R., & Vogt-Breyer, C. (2014). *Grundlagen der Geotechnik (4. Auflage)*. Wiesbaden: Springer Vieweg.
- Schubert, H. (1989). *Aufbereitung fester mineralischer Rohstoffe - Band 1: Kennzeichnung von Körnerkollektiven, Kennzeichnung von Aufbereitungserfolg und Trennerfolg, Zerkleinerung, Klassierung*. Leipzig: VEB Verlag für Grundstoffindustrie.
- Schülen, F. (2016). Vergleichsuntersuchungen zum Verhalten von RC-Sanden unter dem Aspekt ihrer granulometrischen und mineralischen Eigenschaften unter Kompression und Scherbeanspruchung. *Abschlussarbeit zur Erlangung eines Master of Science, angefertigt am Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau*.
- Schultze, E. (1968). Der Reibungswinkel nichtbindiger Böden. *Der Bauingenieur*, 43. Jahrgang, Heft 9, 313 - 320.
- Schultze, E., & Muhs, H. (1967). *Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten (Zweite Auflage)*. Berlin: Springer-Verlag.
- Setzer, M. (2001). Mechanical stability criterion, triple-phase condition, and pressure differences of matter condensed in a porous matrix. *Journal of Colloid and Interface Science* 235, 170 - 182.
- Setzer, M. (2002). Frostschaeden - Grundlagen und Prüfung. *Beton- und Stahlbetonbau* 97 (7), 350 - 359.
- Siedek, P., Voß, R., Floss, R., & Brüggemann, K. (1982). *Die Bodenprüfverfahren bei Straßenbauten*. Werner Verlag, Düsseldorf.
- Skempton, A. (1954). The pore-pressure coefficients A and B. *Géotechnique Vol. 4*, 143 - 147.
- Skinner, A. (1969). A note on the influence of interparticulate friction on the shearing strength of a random assembly of spherical particles. *Géotechnique, Volume 19, No. 1*, 150 - 157.
- Soleimanbeigi, A., & Edil, T. (2015). Compressibility of recycled materials for use as highway embankment fill. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 141 (5).

- Soleimanbeigi, A., Edil, T., & Benson, C. (2014). Engineering properties of recycled materials for use as embankment fill. *Geo-Congress 2014 Technical Papers: Geo-Characterization and Modeling for Sustainability*, (S. 3645 - 3657). Atlanta.
- Soleimanbeigi, A., Shedivy, R., Tinjum, J., & Edil, T. (2015). Climatic effects on resilient modulus of recycled unbound aggregates. *Road Materials and Pavement Design*, August 2015.
- Sposito, G. (2018). Gouy-Chapman-Theorie. In M. White, *Encyclopedia of Geochemistry. Encyclopedia of Earth Sciences*. Cham: Springer.
- Stark, J., & Wicht, B. (2000). *Zement und Kalk - Der Baustoff als Werkstoff*. Basel: Springer Basel AG.
- Stöcker, H. (1993). *Taschenbuch der Physik: Formeln, Tabellen, Übersichten*. Frankfurt am Main/Thun: Verlag Harri Deutsch.
- Stockhausen, N. (1981). Die Dilation hochporöser Festkörper bei Wasseraufnahme und Eisbildung. *Dissertation, angefertigt an der Technischen Universität München, Fakultät für Bauingenieur und Vermessungswesen, Institut für das Bauingenieurwesen II*. München.
- Striegler, W. (1998). *Dammbau*. Berlin: Verlag für Bauwesen.
- Striegler, W., & Werner, D. (1973). *Erdstoffverdichtung*. Berlin: VEB Verlag für Bauwesen.
- Tavares, L., & King, R. (1998). Single-particle fracture under impact loading. *International Journal of Mineral Processing*, S. 1 - 28.
- Thornton, C. (2000). Numerical simulations of deviatoric shear deformation of granular media. *Géotechnique*, Volume 50, No. 1, 43 - 53.
- Transportation Research Board. (1974). Roadway Design in seasonal frost areas. *National cooperative highway research program synthesis of highway practice 26*. Washington D.C., USA: Transportation Research Board, National Research Council.
- Unland, G. (2007). The principles of single-particle crushing. In A. Salman, M. Ghadiri, & M. Hounslow, *Particle Breakage - Handbook of Powder Technology Volume 12* (S. 117 - 225). Elsevier Science.
- US Army Corps of Engineers. (1949). Addendum No. 1 1945-1947 to Report on Frost Penetration (1944-1945). Boston: US Army Corps of Engineers.
- US Army Corps of Engineers. (1984). Engineering Manual 1110-3-138 - Engineering and Design: Pavement criteria for seasonal frost conditions (EM 1110-3-138). Washington D.C.: Department of the Army.
- van Akker, J., & Soane, B. (2005). Compaction. In D. Hillel, *Encyclopedia of Soils in the Environment* (S. 285-293). New York (USA): Elsevier Ltd. All.
- Vaníček, I., & Vaníček, M. (2008). *Earth Structures in Transport, Water and Environmental Engineering*. Springer Verlag.
- Vegas, I., Ibanez, J., Lisbona, A., de Cortazar, A., & Frias, M. (2011). Pre-normative research on the use of mixed recycled aggregates in unbound road sections. *Construction and Building Materials* 25 (2011), S. 2674 - 2682.
- Vieira, C., & Pereira, P. (2015). Use of recycled construction and demolition materials in geotechnical applications: A review. *Conservation and Recycling* 103 (2015), S. 192 - 204.

- Vismann, U. (2015). *Wendehorst - Bautechnische Zahlentafeln*. Wiesbaden: Springer Vieweg.
- Viyanant, C., Rathje, E., & Rauch, A. (2004). Compaction control of crushed concrete and recycled asphalt pavement using nuclear gauge. *Geotechnical Engineering for Transportation Projects: proceedings of Geo-Trans, Volume 1, Geotechnical special publication*. Reston, Virginia: American Society for Civil Engineering.
- Viyanant, C., Rathje, E., & Rauch, A. (2004). Compaction control of crushed concrete and recycled asphalt pavement using nuclear gauge. *Geotechnical special publicatio: Geotechnical engineering for transportation projects: proceedings of Geo-Trans, Volume 1*. Reston/USA: American Society for Civil Engineering.
- Vogt, N. (2014). Studienunterlagen zur Vorlesung Grundbau und Bodenmechanik, Ausgabe 2014. Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München.
- Vogt, N. (2018). Flachgründungen. In K. Witt, *Grundbautaschenbuch Teil 3: Gründungen und Geotechnische Bauwerke* (S. 1 - 78). Berlin: Ernst & Sohn Verlag.
- von Soos, P., & Engel, J. (2017). Eigenschaften von Boden und Fels - ihre Ermittlung im Labor. In K. J. Witt, & K. J. Witt (Hrsg.), *Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen (8. Auflage)* (S. 139 - 242). Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn Verlag.
- von Soos, P., & Engel, J. (2017). Eigenschaften von Boden und Fels - ihre Ermittlung im Labor. In K. Witt, *Grundbau-Taschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen (8. Auflage)* (S. 139 - 242). Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften.
- Voß, R. (1961). Lagerungsdichte und Tragwerte von Böden bei Straßenbauten. *Straße und Autobahn* 12 (4), S. 115 - 124.
- Voß, R., & Floss, R. (1968). *Die Bodenverdichtung im Straßenbau (5. Auflage)*. Düsseldorf: Werner-Verlag.
- Voß, R., Floss, R., & Brüggemann, K. (1986). *Die Bodenverdichtung im Verkehrswege-, Grund- und Dammbau (6. Auflage)*. Düsseldorf: Werner-Verlag.
- Wadell, H. (1932). Volume, shape and roundness of rock particles. *The Journal of Geology* 40 (5), S. 443 - 451.
- Wadell, H. (1933). Sphericity and roundness of rock particles. *The Journal of Geology* 41 (3), S. 310 - 331.
- Walker, G. (1956). The mechanism of dehydration of Mg-Vermiculite. *Clays and clay minerals - Proceedings of the 4th national conference on clays and clay minerals of the National Academy of Sciences, Publication No. 456, pp. 101 - 115*. Washington D.C.: National Research Council.
- Washburn, E. (1921). Note on a method of determining the distribution of pore sizes in a porous material. *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America* 7 (4), S. 115 - 116.
- Weingart, W. (1977). Theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Elastizität, Viskosität und Festigkeit von Erdstabilisierung mit Hilfe einer registrierenden Kleinschlagsonde. *Dissertation*. Technische Hochschule Leipzig.
- Weingart, W. (1978). Theoretische Grundlagen der dynamischen Tragfähigkeitsprüfung mit Fallgeräten. *Die Straße, Ausgabe* 18 (9), S. 309 - 314.

- Weingart, W. (1981). Probleme der dynamischen Tragfähigkeitsprüfung mit Fallgeräten. *Die Straße* 21 (11), S. 369 - 373.
- Westkämpfer, E., & Warnecke, H.-J. (2002). *Einführung in die Fertigungstechnik (5. Auflage)*. Stuttgart/Leipzig/Wiesbaden: Teubner Verlag.
- Wichtmann, T., Triantafyllidis, T., & Späth, L. (2019). On the influence of grain shape on the cumulative deformations in sand under drained high-cyclic loading. *Soils and Foundations* 59 (1), S. 208 - 227.
- Wu, C.-L., Rada, G., Lopez, A., & Fang, Y. (2000). Accuracy of weather data in long-term performance database. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1699, 151 - 159. Washington D.C.: Transportation Research Board of the National Academies.
- Yimsiri, S. (2001). Pre-failure deformation characteristics of soils: anisotropy and soil fabric. *Ph.D. Dissertation, University of Cambridge*. Cambridge (UK).
- Yoder, E., & Witczak, M. (1975). *Principles of pavement design*. New York: John Wiley & Sons, Inc..
- Yong, R., & Warkentin, B. (1975). *Soil properties and behaviour*. Amsterdam/New York: Elsevier Scientific Publishing Company.
- Yu, F. (2021). Particle breakage in granular soils: a review. *Particulate Science and Technology*, Vol. 39, No. 1 (2021), S. 91 - 100.
- Yu, F. (2017). Particle breakage and the critical state of sands. *Géotechnique* 67 No. 8 (2017), S. 713 - 719.
- Yu, F., & Su, L. (2016). Particle breakage and the mobilized drained shear strengths of sand. *Journal of Mountain Science* 13 (8), S. 1481 - 1488.
- Zhang, Z., Wang, K., Liu, H., & Deng, Z. (2016). Key performance properties of asphalt mixtures with recycled concrete aggregate from low strength concrete. *Construction and Building Materials* 126 (2016), S. 711 - 719.
- Zhao, B., Wang, J., Coop, M., Viggiani, G., & Jiang, M. (2015). An investigation of single sand particle fracture using X-ray micro-tomography. *Géotechnique* 65 (8), S. 625 - 641.
- Zou, Y., & Boley, C. (2012). Eigenschaften und Klassifikation von Böden. In C. Boley, *Handbuch Geotechnik: Grundlagen, Anwendungen, Praxiserfahrungen* (S. 13 - 60). Wiesbaden: Vieweg + Teubner Verlag.

10.2 Normen und Richtlinien

- Austrian Standards (2018): ÖNORM B 4417: Geotechnik - Untersuchung von Böden - Statischer Lastplattenversuch (Ausgabe 2018). Wien: Austrian Standards International.
- DIN (1996a): DIN 18126 - Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (1996b): DIN EN 932-1 - Prüfverfahren für allgemeine Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 1: Probenahmeverfahren. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (1998): DIN 18130-1 - Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes - Teil 1: Laborversuche. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.

- DIN (1999): DIN EN 932-2 - Prüfverfahren für allgemeine Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 2: Verfahren zum Einengen von Laboratoriumsproben. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2003): DIN 18136 - Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Einaxialer Druckversuch. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2007): DIN EN 1367-1 - Prüfverfahren für thermische Eigenschaften und Verwitterungsbeständigkeit von Gesteinskörnungen - Teil 1: Bestimmung des Widerstandes gegenüber Frost-Tau-Wechsel. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2010a): Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag.
- DIN (2010b): DIN EN 1097-2 - Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 2: Verfahren zur Bestimmung des Widerstandes gegen Zertrümmerung. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2011a): DIN 18124 - Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korndichte - Kapillarpyknometer, Weithalspyknometer, Gaspyknometer (April 2011). Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2011b): DIN 18125-2 - Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte des Bodens - Teil 2: Feldversuche (März 2011). Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2011c): DIN 18196: Erd- und Grundbau - Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke (Mai 2011). Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2011d): DIN 18123 - Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korngrößenverteilung. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2012a): DIN 18127- Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Proctorversuch (September 2012). Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2012b): DIN 18134 - Baugrund - Versuche und Versuchsgeräte - Plattendruckversuch (April 2012). Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2012c): DIN 18135 - Baugrund - Untersuchung von Bodenproben - Eindimensionaler Kompressionsversuch. Berlin: Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag.
- DIN (2013): DIN EN 1097-6 - Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 6: Bestimmung der Rohdichte und der Wasseraufnahme. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2016a): DIN 18300 - VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Erdarbeiten. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH.
- DIN (2016b): DIN 18306 - VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Entwässerungskanalarbeiten. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2016c): DIN 18307 - VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) -

- Druckrohrleitungsarbeiten außerhalb von Gebäuden. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2016d): DIN 18322 - VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Kabelleitungstiefbauarbeiten. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2016e): DIN EN ISO 17892-3 - Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben, Teil 3: Bestimmung der Korndichte. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2017a): DIN EN ISO 17892-4: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 4: Bestimmung der Korngrößenverteilung (April 2017): Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2017b): DIN EN ISO 17892-5 - Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 5: Ödometerversuch mit stufenweiser Belastung (ISO 17892-5:2017). Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH.
- DIN (2018): DIN EN ISO 14688-2: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden - Teil 2: Grundlagen für Bodenklassifizierungen (Mai 2018). Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2018b): DIN 14688-2 - Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden - Teil 2: Grundlagen für Bodenklassifizierungen. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- EU Richtlinie 2008/98/EG (2008): Richtlinie 2008/98/EG des Europäischen Parlamentes und des Rates über Abfälle und zur Aufhebung bestimmter Richtlinien.
- FGSV (1959): ZTV E-StB 59 - Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau - Fassung 1959. Köln: Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e.V.
- FGSV (1965): ZTV E-StB 65 - Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau - Fassung 1965. Köln: Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e.V.
- FGSV (1976): ZTV E-StB 76 - Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau - Fassung 1976. Köln: Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e.V.
- FGSV (1988a): Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau - Teil B 8.3: Dynamischer Plattendruckversuch mit Hilfe des leichten Fallgewichtsgerätes (TP BF-StB B 8.3), Ausgabe 1988. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau.
- FGSV (1988b): Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau - Teil B 3.3: Bestimmung der Korndichte mit dem Luftpiknometern, Ausgabe 1988 (TP BF-StB Teil B 3.3): Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau.
- FGSV (1988c): TP BF-StB B 3.2 - Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau Teil B 3.2: Bestimmung der Korndichte mit dem Tauchwägegefäß nach Dr.-Ing. Haas. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe "Erd- und Grundbau".

- FGSV (1988d): TP BF-StB B 3.3 - Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau Teil B 3.3: Bestimmung der Korndichte mit dem Luftpyknometer. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe "Erd- und Grundbau".
- FGSV (1993): Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau - Teil E 1: Prüfung auf statistischer Grundlage - Stichprobenprüfpläne, Ausgabe 1993 (TP BF-StB E 1): Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV).
- FGSV (1993): Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau - Teil E1: Prüfung auf statistischer Grundlage - Stichprobenprüfpläne (TP BF-StB E1). Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe "Erd- und Grundbau".
- FGSV (1994a): Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau - Teil E2: Flächendeckende dynamische Prüfung der Verdichtung (TP BF-StB E2). Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe "Erd- und Grundbau".
- FGSV (1994b): Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau - Teil E3: Prüfung der Verdichtung durch Probeverdichtung und Arbeitsanweisung (TP BF-StB E3). Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe "Erd- und Grundbau".
- FGSV (1994c): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, Ausgabe 1994 (ZTV StB-E 1994). Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau.
- FGSV (1999): Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau - Teil B 4.3: Anwendung radiometrischer Verfahren zur Bestimmung der Dichte und des Wassergehaltes von Böden, Ausgabe 1999 (TP BF-StB B 4.3). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Köln.
- FGSV (2002): Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau Teil C20: Zerfallsbeständigkeit von Gestein - Siebtrommelversuch (TP BF-StB C20). Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau.
- FGSV (2003): Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau - Teil E4: Kalibrierung eines indirekten Prüfmerkmals mit einem direkten Prüfmerkmal, Ausgabe 2003 (TP BF-StB Teil E 4). Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV).
- FGSV (2008): Technische Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau (Ausgabe 2004/Fassung 2007). Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Gesteinskörnungen, Ungebundene Bauweisen.
- FGSV (2009a): Technische Lieferbedingungen für Böden und Baustoffe im Erdbau des Straßenbaus, Ausgabe 2009 (TL BuB E-StB 09). Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau.
- FGSV (2009b): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßen - Fassung 2009 (ZTV E-StB 09). Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV).

- FGSV (2012a): Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau - Teil B 8.3: Dynamischer Plattendruckversuch mit dem Leichtem Fallgewichtsgerät, Ausgabe 2012 (TP BF-StB Teil B 8.3). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Köln.
- FGSV (2012b): Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen, Ausgabe 2012 (RStO 12). Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe "Infrastrukturmanagement".
- FGSV (2012c): Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau - Teil B 7.1: Prüfverfahren zur Bestimmung des CBR-Wertes (California bearing ratio), Ausgabe 2012 (TP BF-StB Teil B 7.1). Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe "Erd- und Grundbau".
- FGSV (2012d): TP Gestein-StB Teil 3.1.5 - Stoffliche Kennzeichnung von groben rezyklierten Gesteinskörnungen. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- FGSV (2012e): Hinweise für die Herstellung und Verwendung von zeitweise fließfähigen, selbstverdichtenden Verfüllbaustoffen im Erdbau (H ZFSV), Ausgabe 2012. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau.
- FGSV (2017): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, Ausgabe 2017 (ZTV E-StB 17). Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Köln.
- FSV (2010): Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen 08.03.01: Technische Vertragsbedingungen für Vor-, Abbruch- und Erdarbeiten - Erdarbeiten (RVS 08.03.01). Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr (FSV), Wien.
- KrWG (2012): Gesetz zur Förderung der Kreislaufwirtschaft und Sicherung der umweltverträglichen Bewirtschaftung von Abfällen (Kreislaufwirtschaftsgesetz - KrWG).
- LAGA M 20 (1997/2003): Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Reststoffen/Abfällen - Technische Regeln. *Mitteilungen der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA) 20*.
- Mantelverordnung (2017): Referentenentwurf des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit.
- StMUGV (2005): Anforderungen an die Verwertung von Bauschutt in technischen Bauwerken. München: Leitfaden des bayerischen Staatsministeriums für Umwelt, Gesundheit und Verbraucherschutz (StMUGV).
- TGL (1978): TGL 11461/10: Bestimmung des dynamischen Verformungsmoduls mit dem leichten Fallgerät. Berlin, Deutsche Demokratische Republik (DDR): Ministerium für Verkehrswesen.

10.3 Studienarbeiten

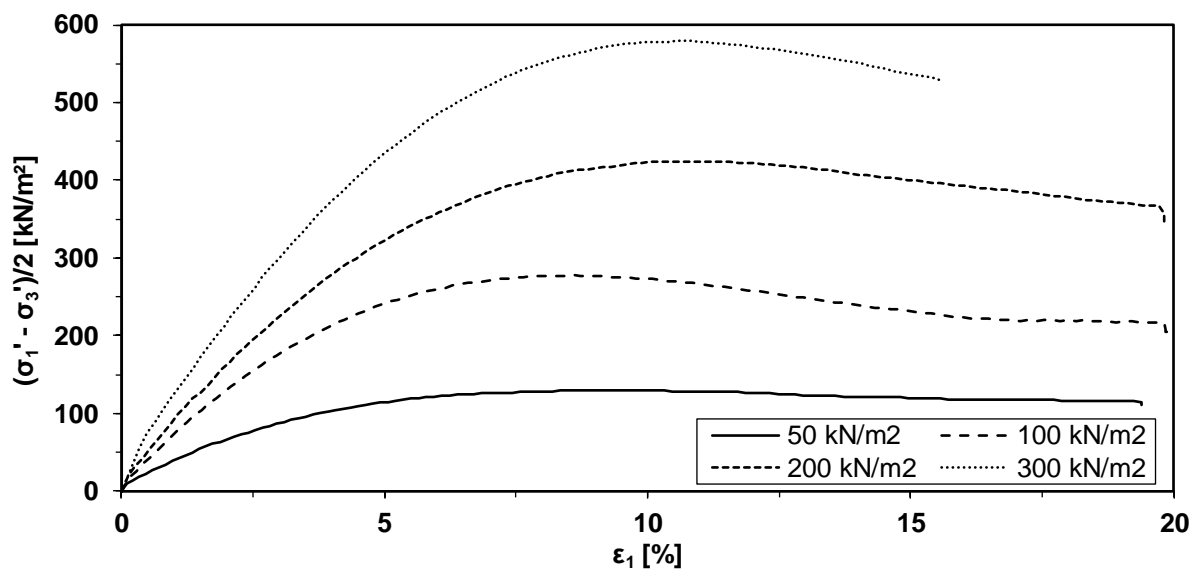
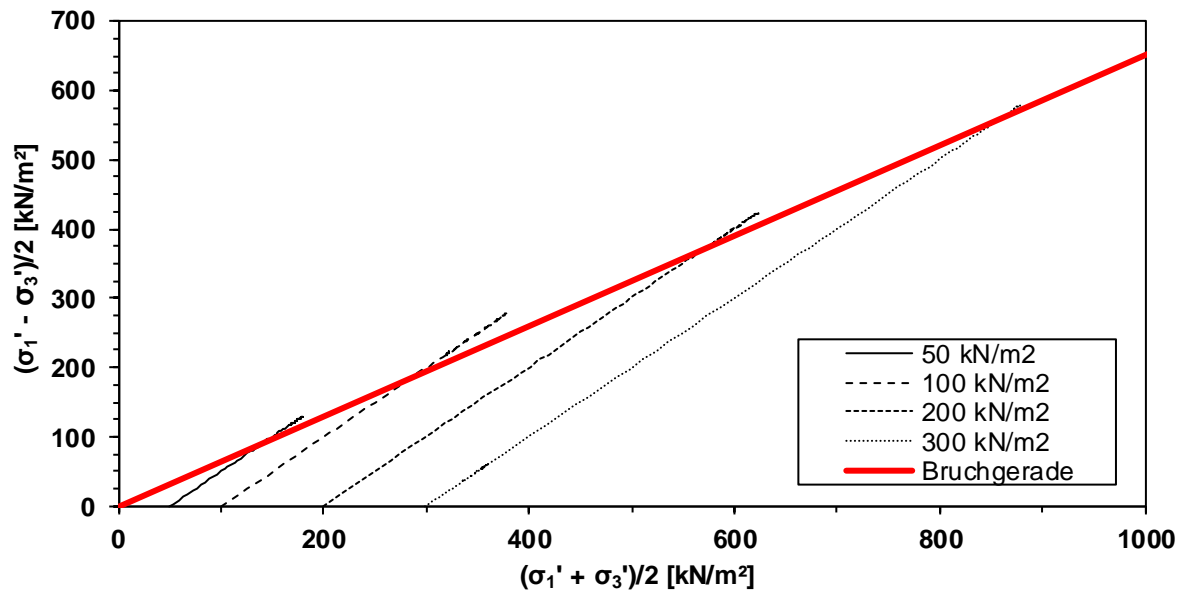
- Göbel, M. (2018). Vergleichsuntersuchungen zum Verhalten eines Sandes aus Elektroofenschlacke (EOS) unter Kompression und Scherbeanspruchung.

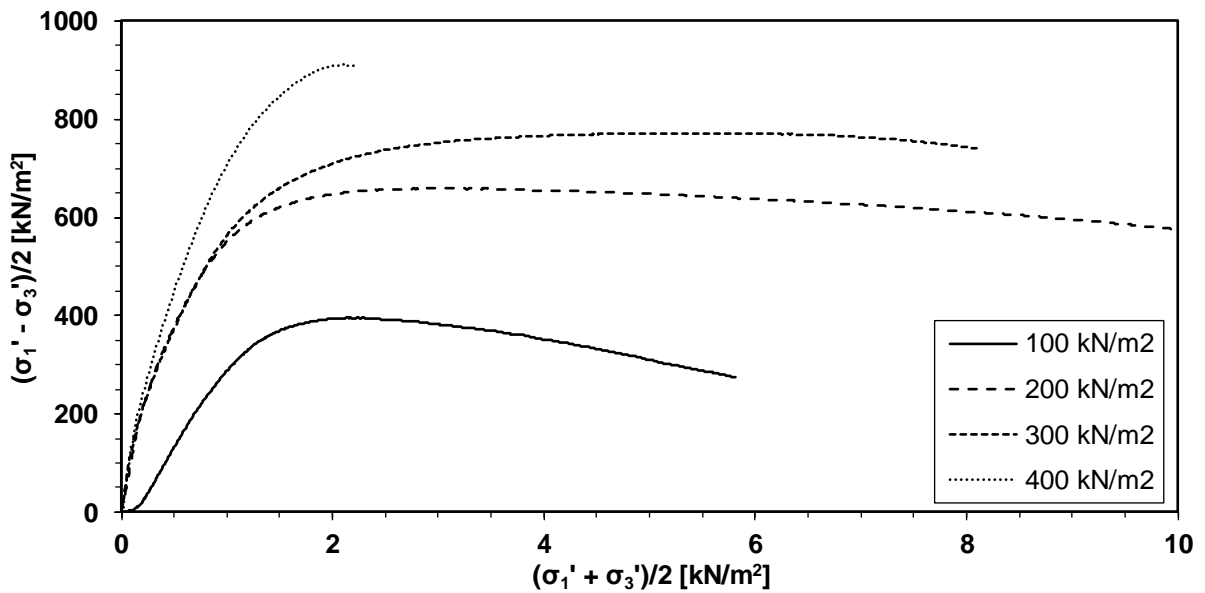
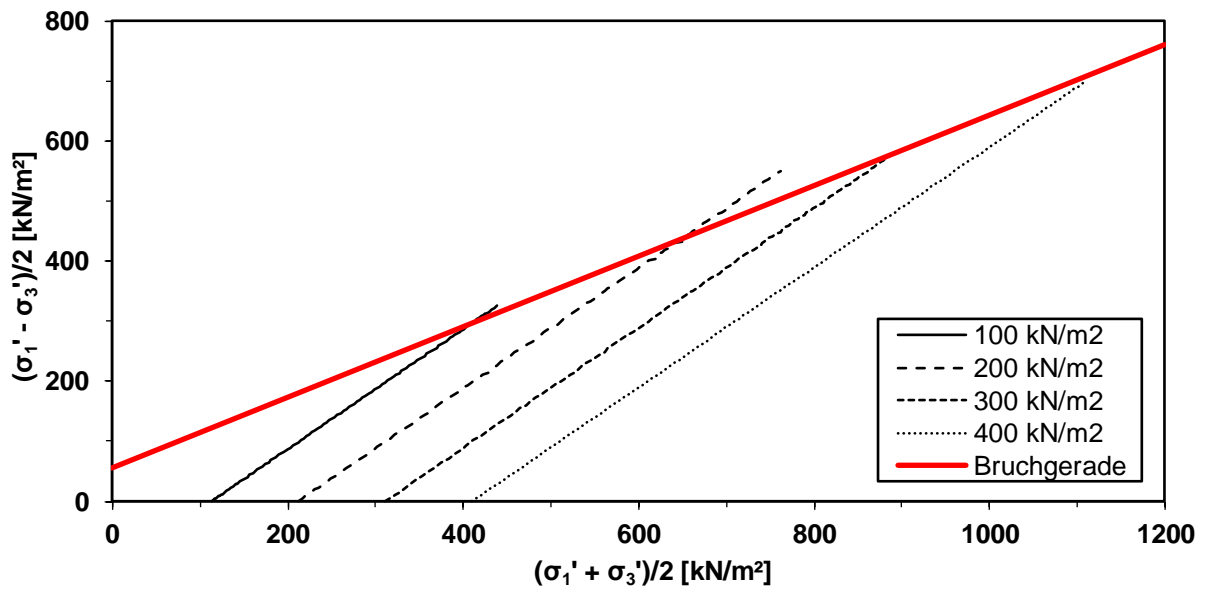
- Bachelorarbeit, durchgeführt am Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München, Betreut durch Huber Stefan, unveröffentlicht.*
- Longyuan, X. (2017). Vergleichsuntersuchungen zur Beständigkeit und mechanischen Festigkeit ziegelhaltiger Ersatzbaustoffe. *Masterarbeit, durchgeführt am Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München, Betreut durch Huber Stefan, unveröffentlicht.*
- Riedelsheimer, J. (2016). Vergleichsuntersuchungen zur Durchlässigkeit von rezykliertem Betonbruch bei unterschiedlichen Einbaubedingungen. *Bachelorarbeit, durchgeführt am Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München, Betreut durch Huber Stefan, unveröffentlicht.*
- Segl, S. (2018). Vergleichsuntersuchungen zum Verhalten von Sanden aus RC-Baustoffen unter Kompression und Scherbeanspruchung. *Bachelorarbeit, durchgeführt am Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München, Betreut durch Huber Stefan, unveröffentlicht.*
- Tröndle, S. (2018). Beständigkeit von RC-Baustoffen gegenüber Frost-Tau-Wechseln im Hinblick auf ihre Verwendung im Erd- und Straßenbau. *Masterarbeit, durchgeführt am Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München, Betreut durch Huber Stefan, unveröffentlicht.*
- Wieser, F. (2017). Vergleichsuntersuchungen zu Verfestigungsprozessen mineralischer Ersatzbaustoffe mittels einaxialer Druckversuche. *Bachelorarbeit, durchgeführt am Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München, Betreut durch Huber Stefan, unveröffentlicht.*
- Zare, B. (2018). Vergleichsuntersuchungen zum eindimensionalen Kompressionsverhalten von RC-Sanden unter hohem Druck. *Bachelorarbeit, durchgeführt am Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München, Betreut durch Huber Stefan, unveröffentlicht.*

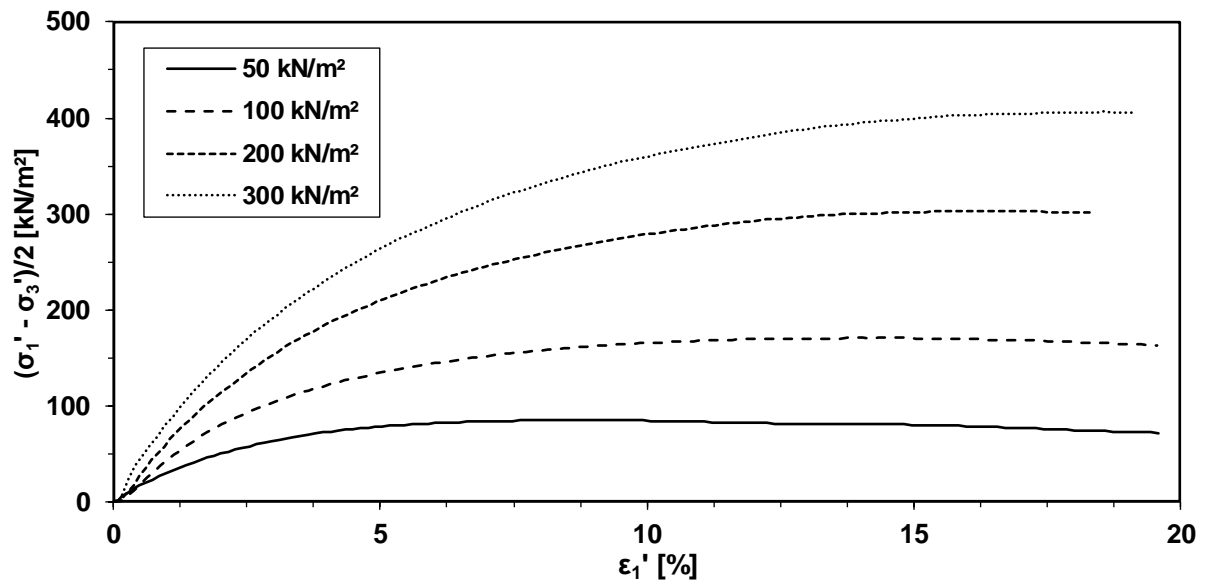
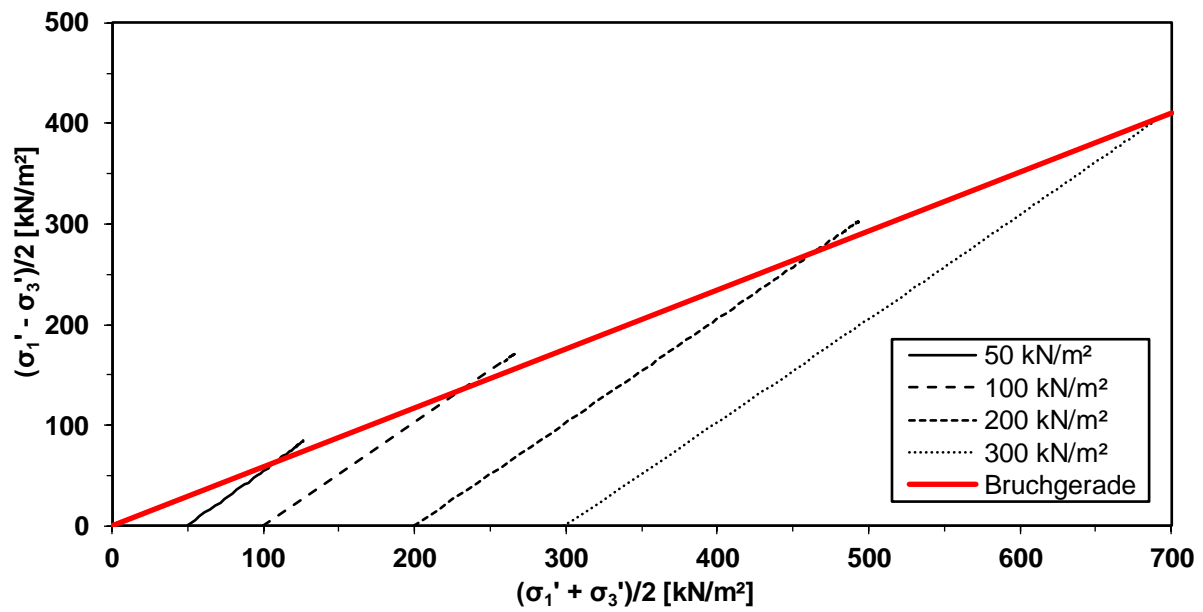
11 Anhang

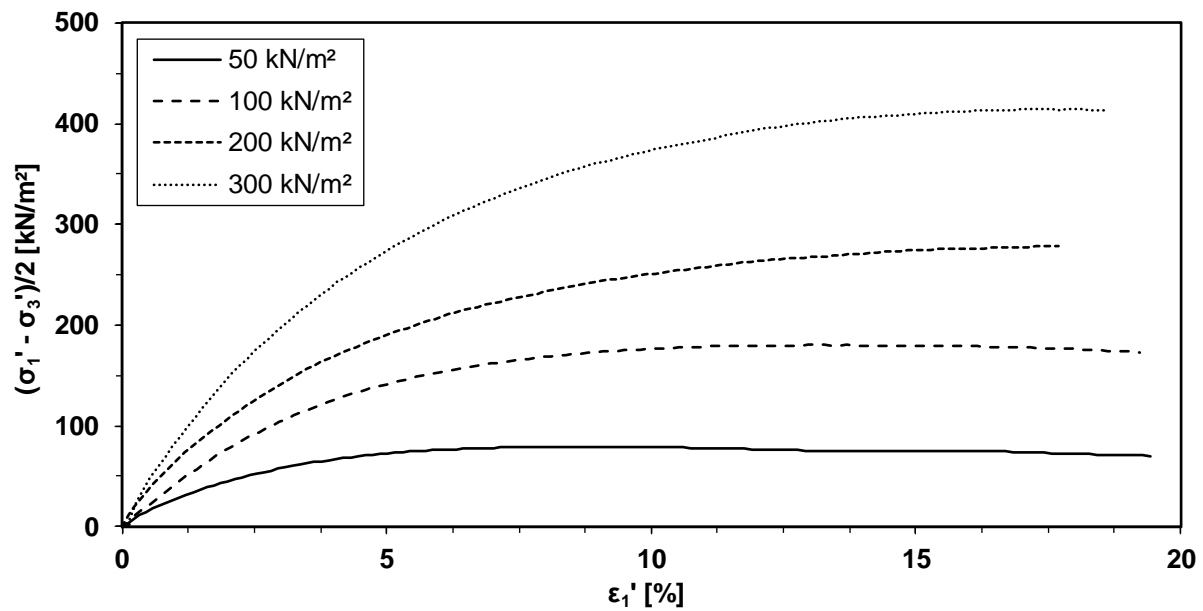
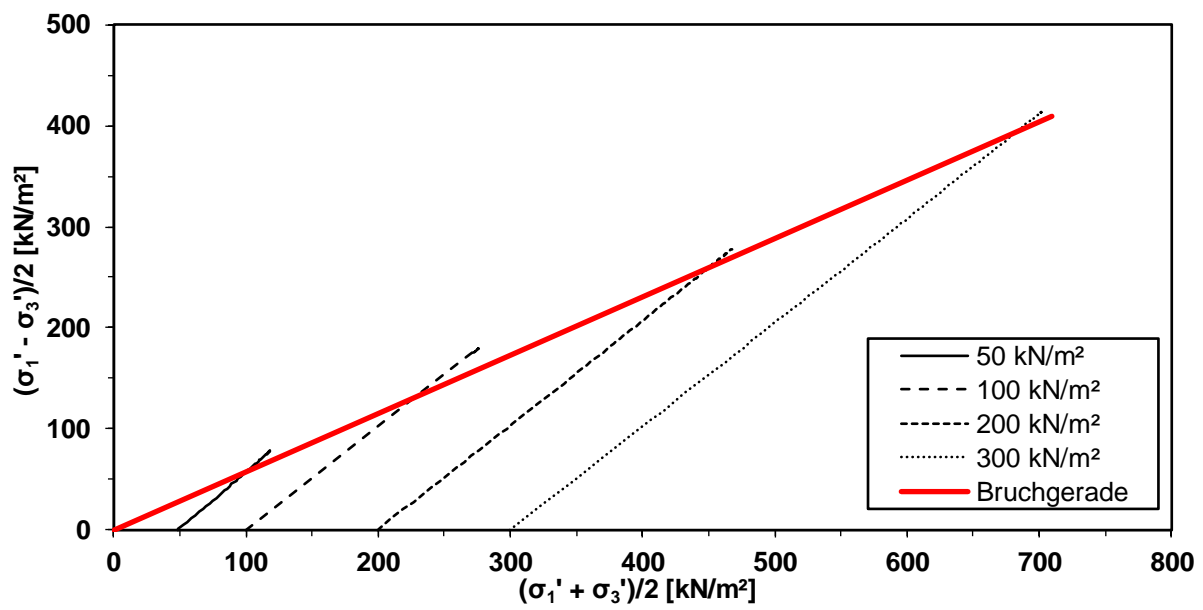
11.1 Spannungspfade und Spannungs-Dehnungskurven aus den Triaxialversuchen

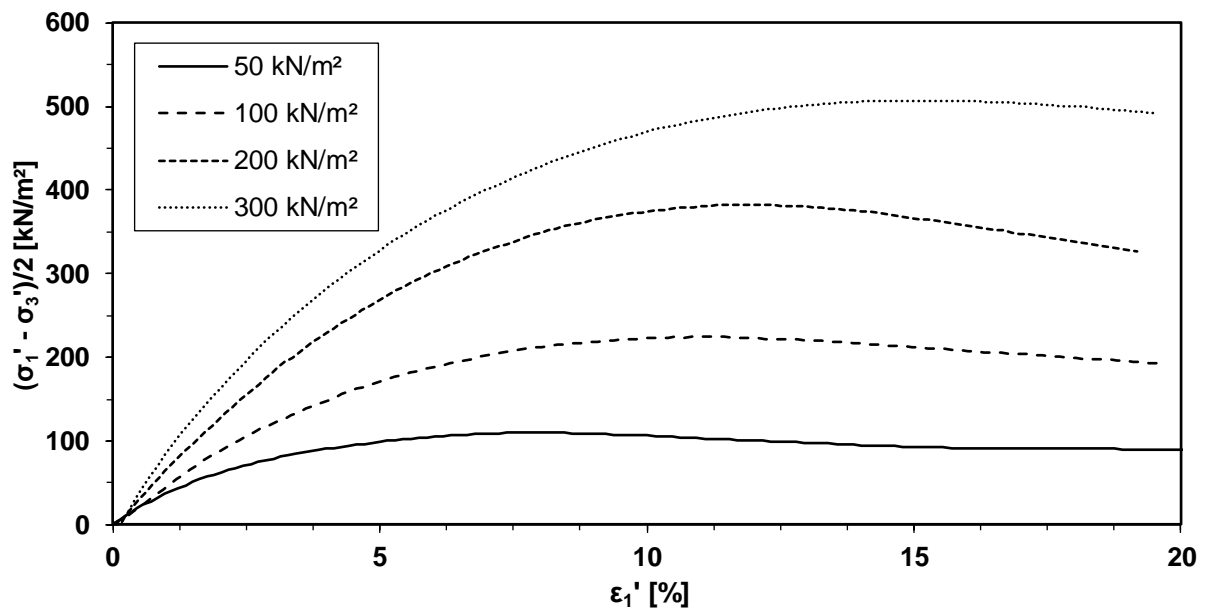
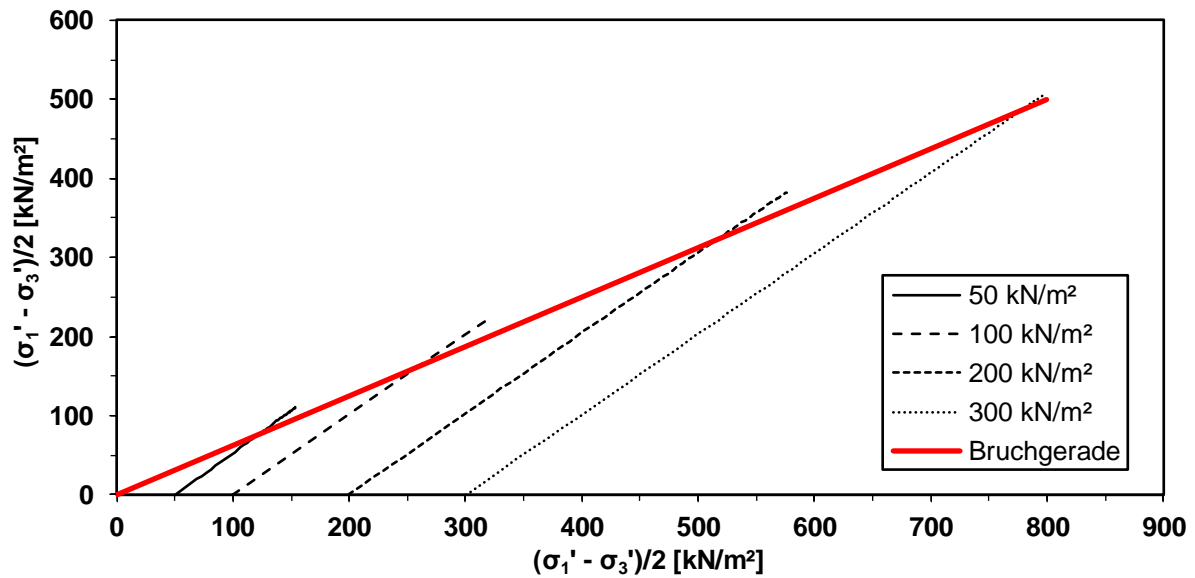
RC B 0/2, $I_D = 0,4$, $w = 0 \%$, $h/d = 10/5$ cm/cm



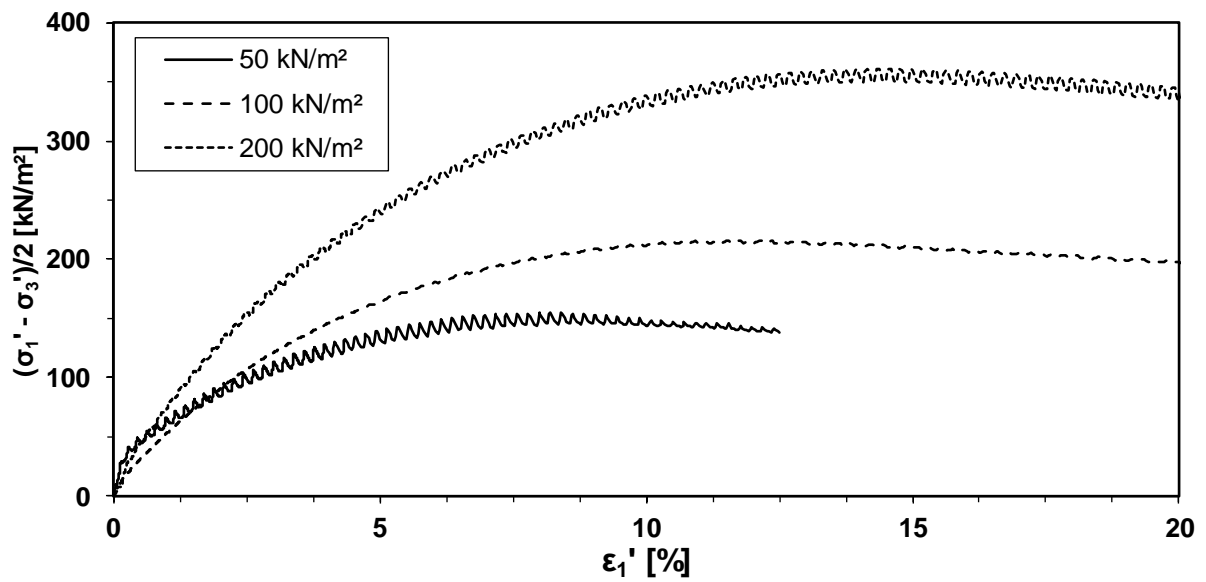
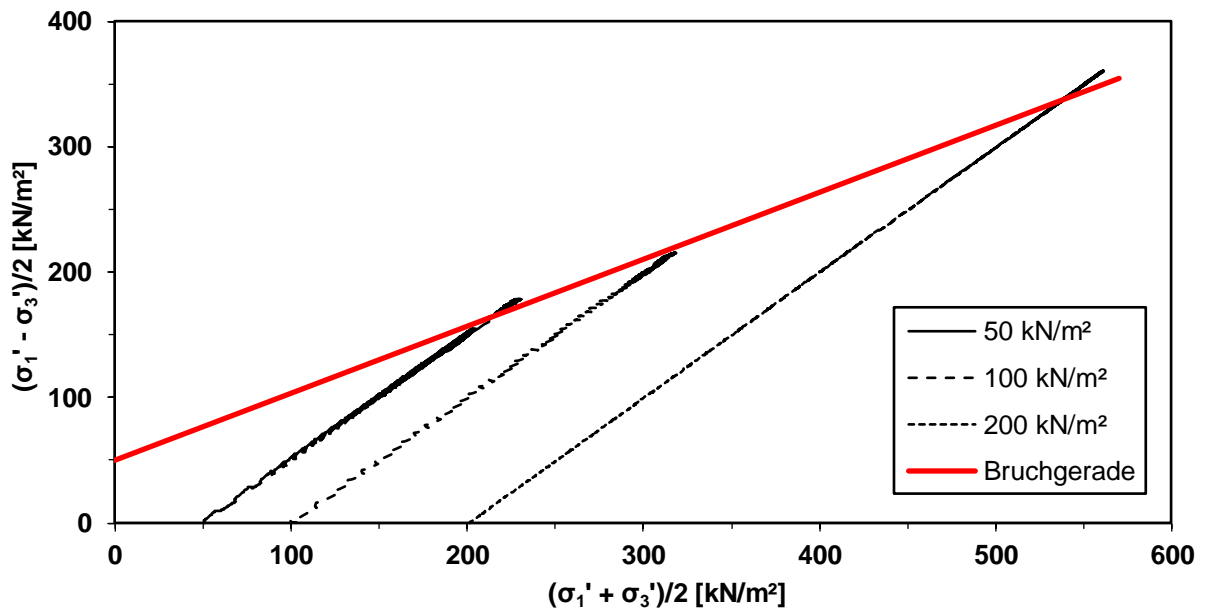
RC B 0/2, $D_{Pr} = 100 \%$, $S_r = 1$, $h/d = 12/10$ cm/cm

RC Z 0/2, $I_D = 0,48$, $w = 0 \%$, $h/d = 10/5$ cm/cm

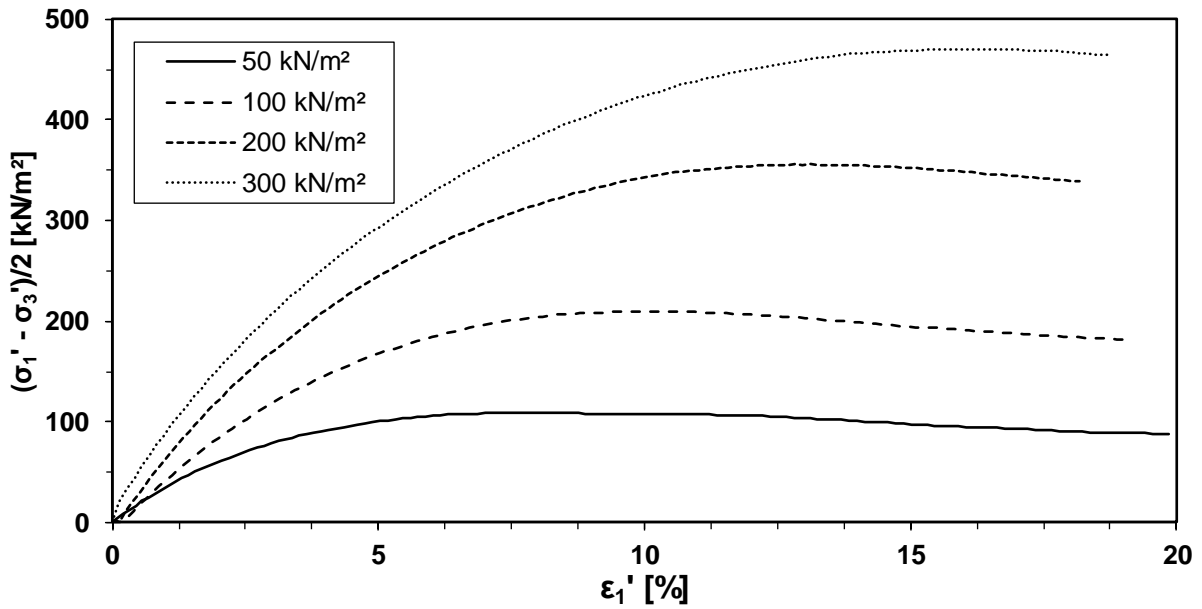
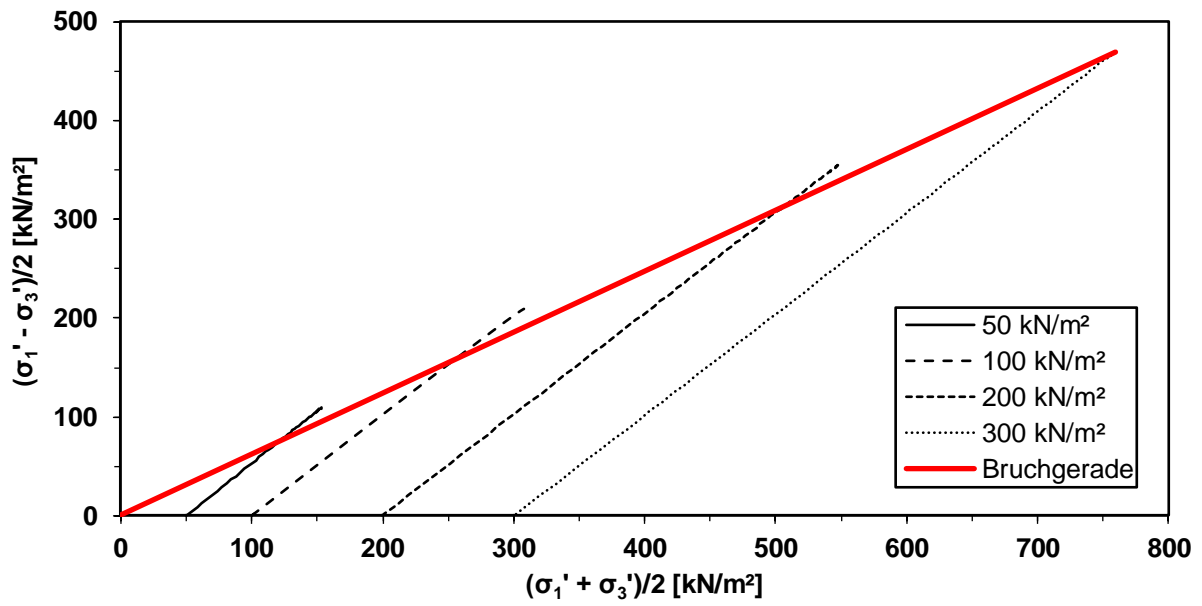
RC Z 0/2, $I_D = 0,34$, $w = 0 \%$, $h/d = 10/5$ cm/cm

RC Z/B 0/2, $I_D = 0,53$, $w = 0 \%$, $h/d = 10/5$ cm/cm

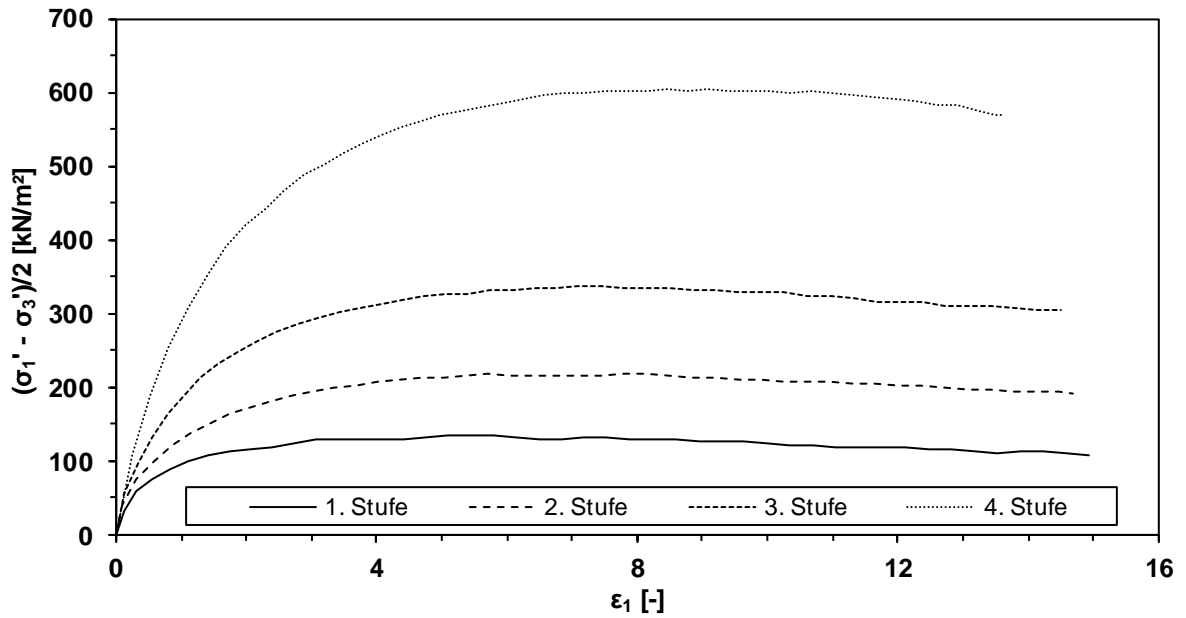
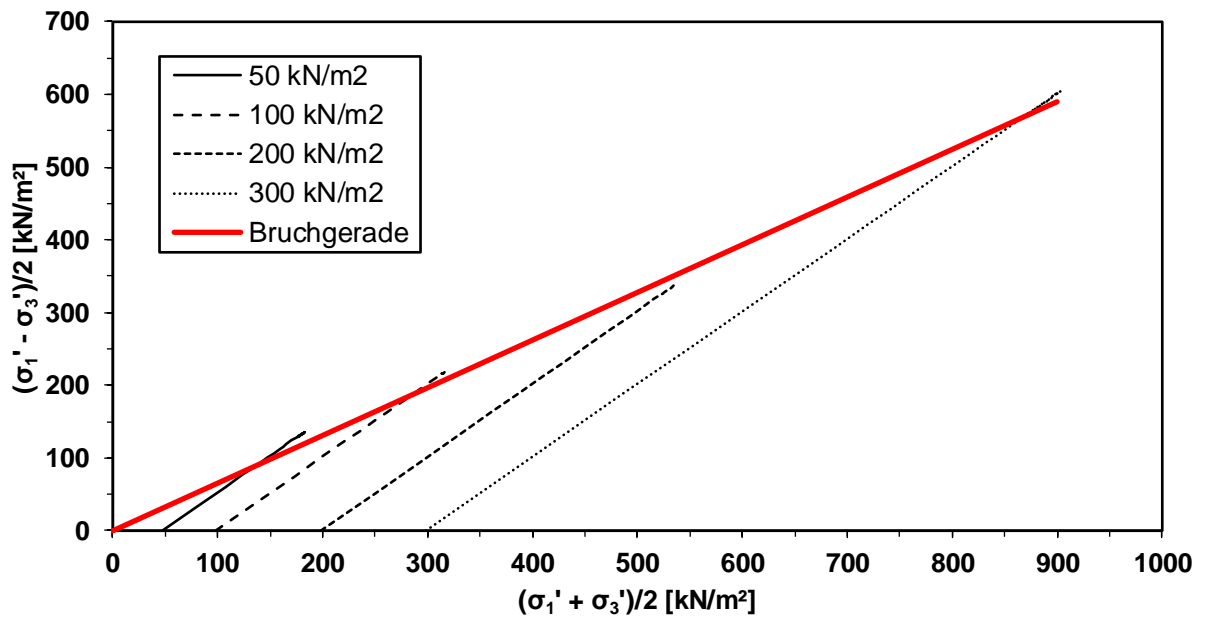
RC Z/B 0/2, $I_D = 0,53$, $S_r = 1$, $h/d = 10/5$ cm/cm

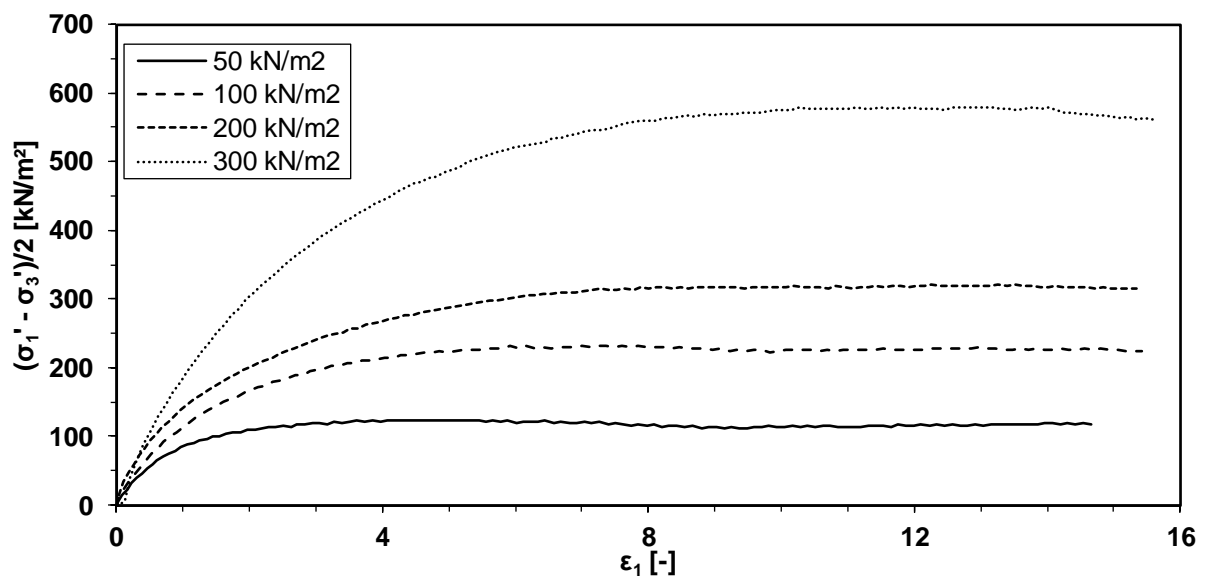
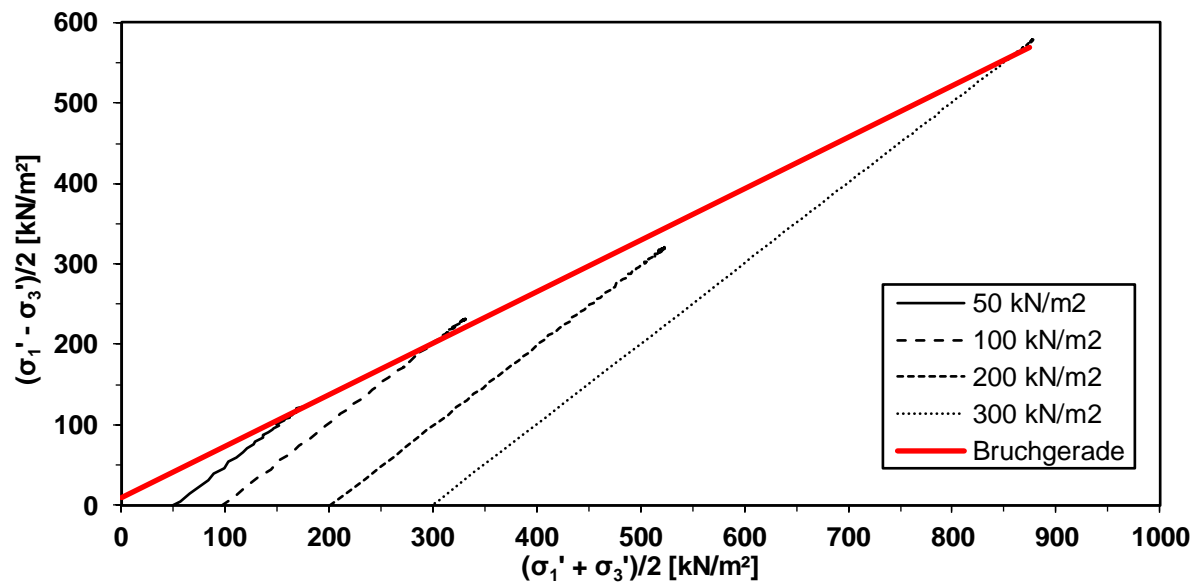


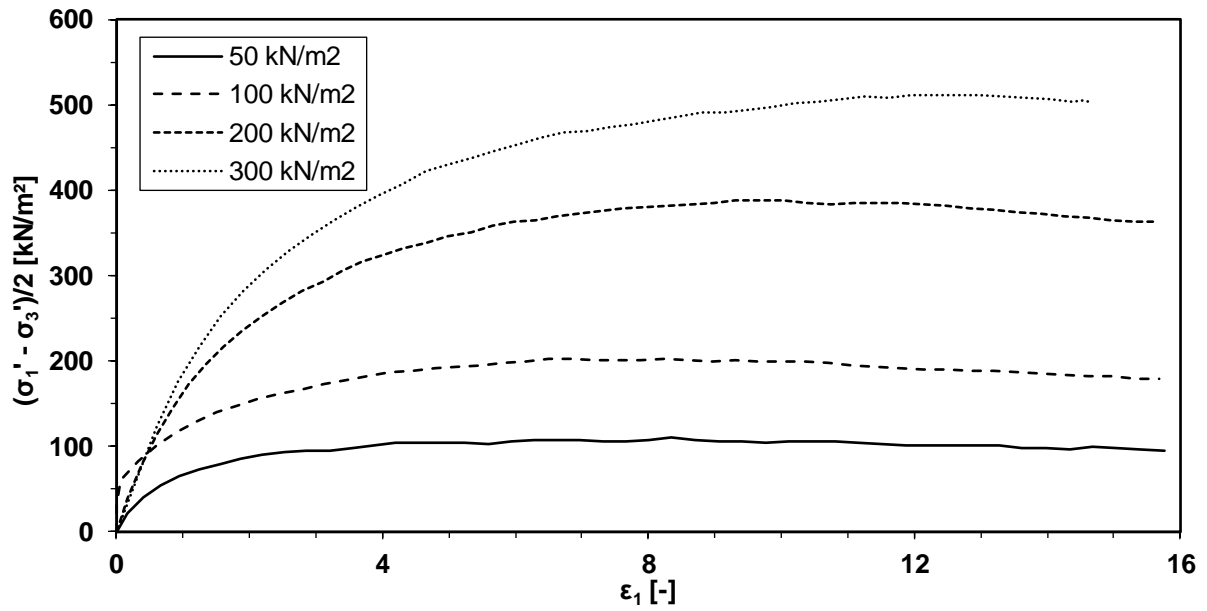
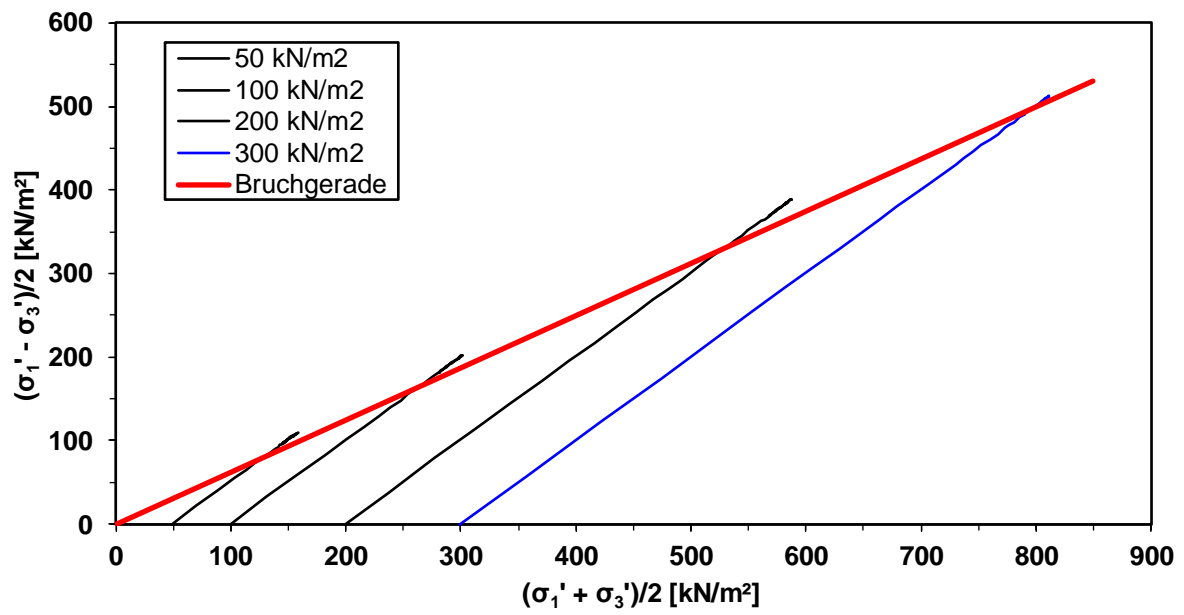
RC Z/B 0/2, $I_D = 0,33$, $w = 0 \%$, $h/d = 10/5$ cm/cm

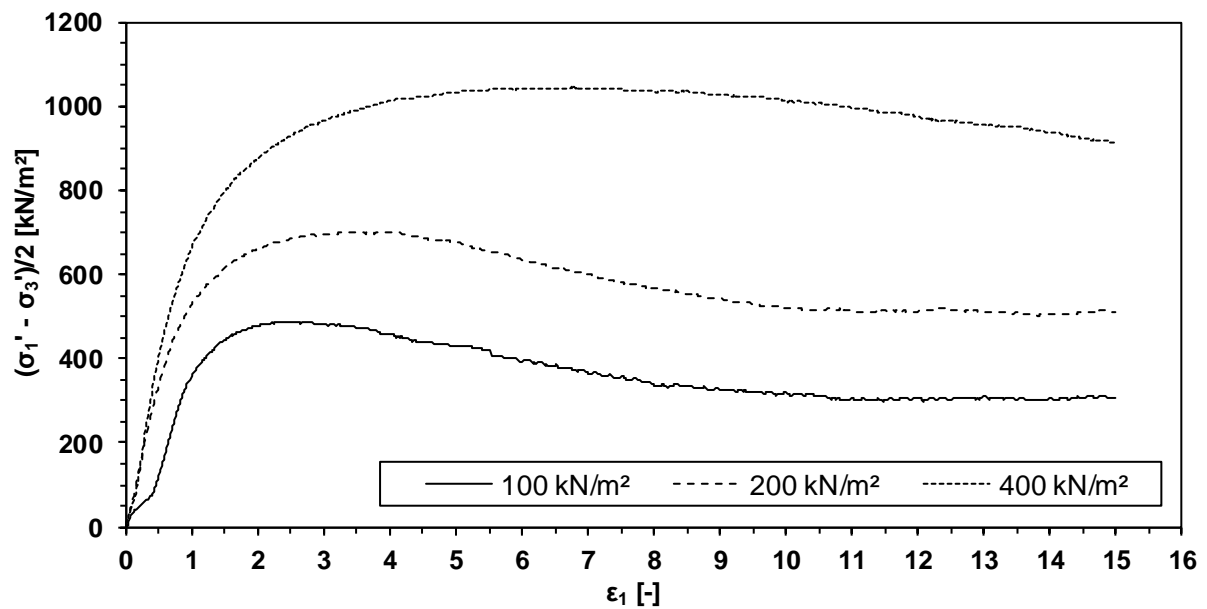
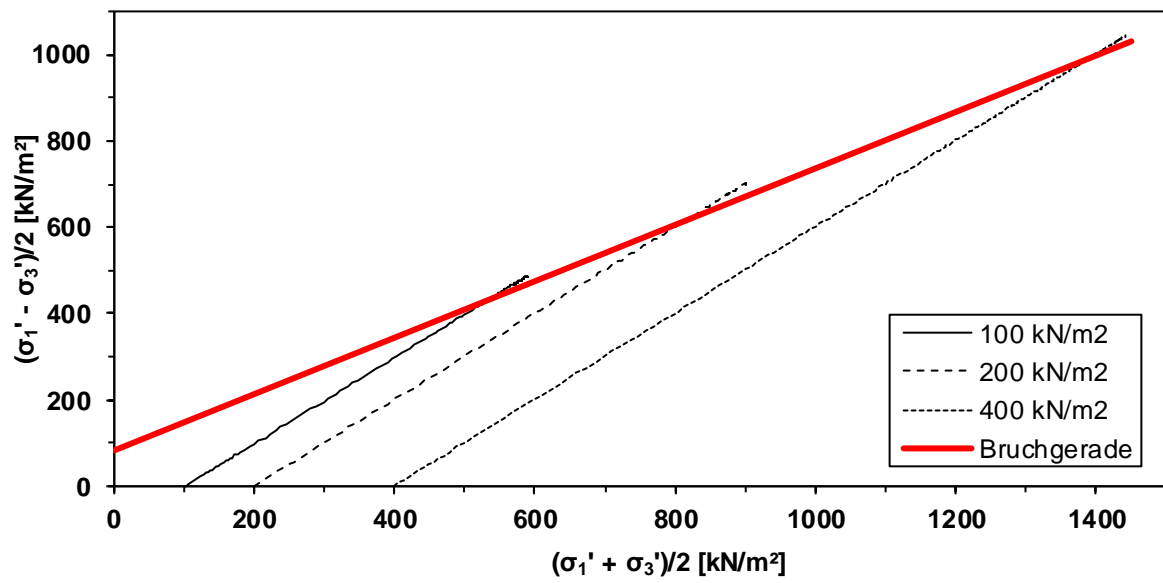


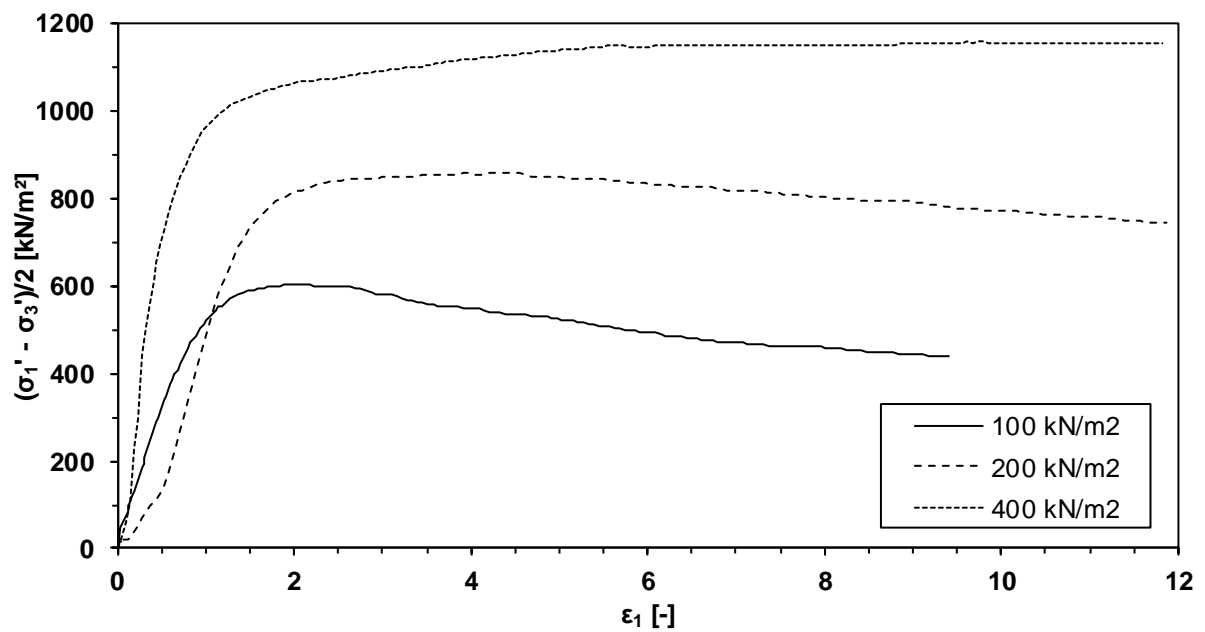
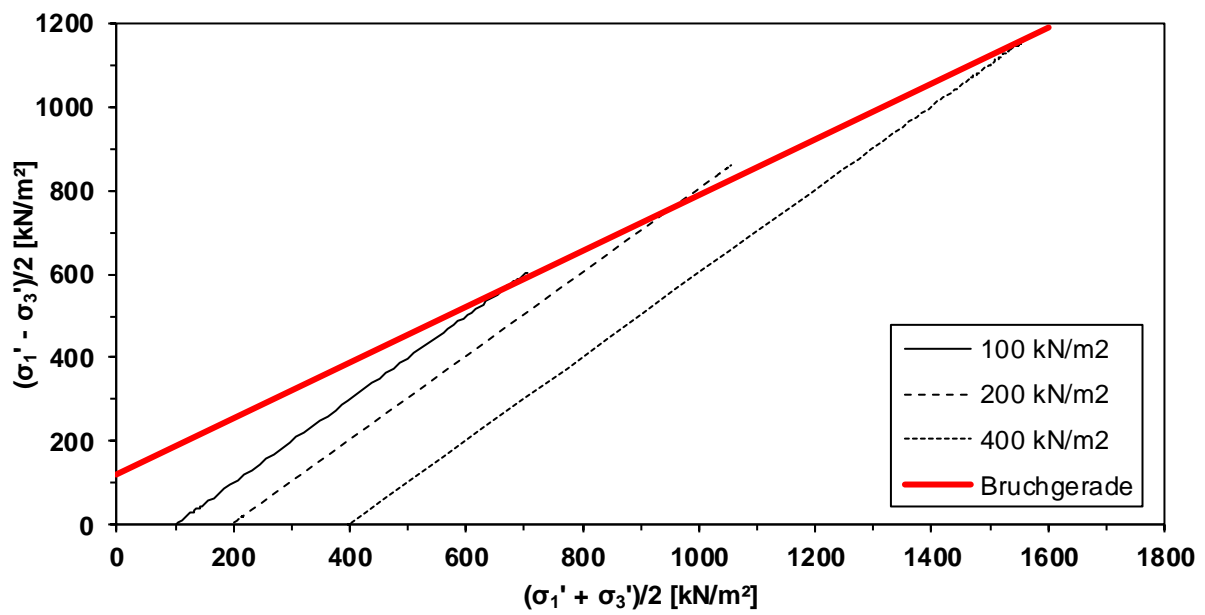
EOS 0/2, $I_D = 0,5$, $w = 0 \%$, $h/d = 10/5$ cm/cm

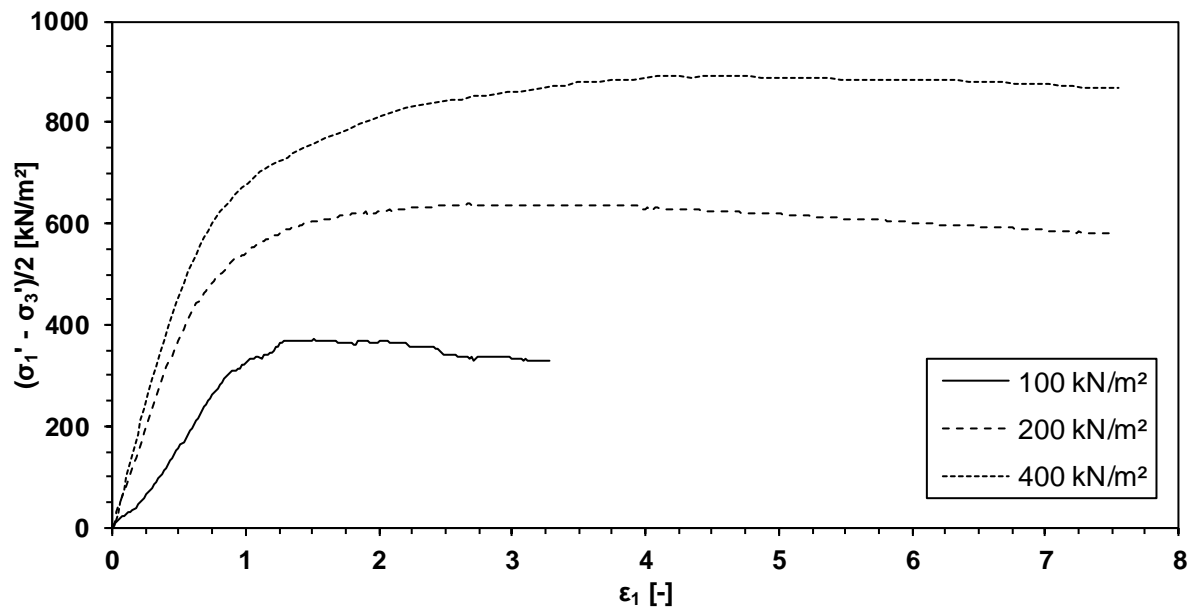
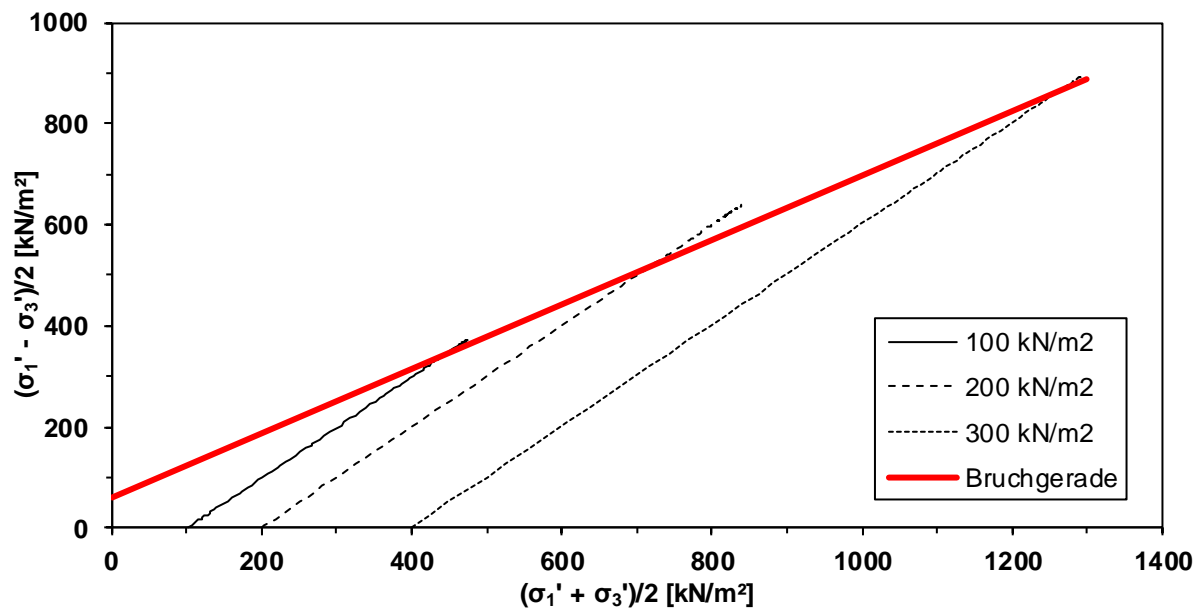


EOS 0/2, $I_D = 0,5$, $S_r = 1$, $h/d = 10/5$ cm/cm

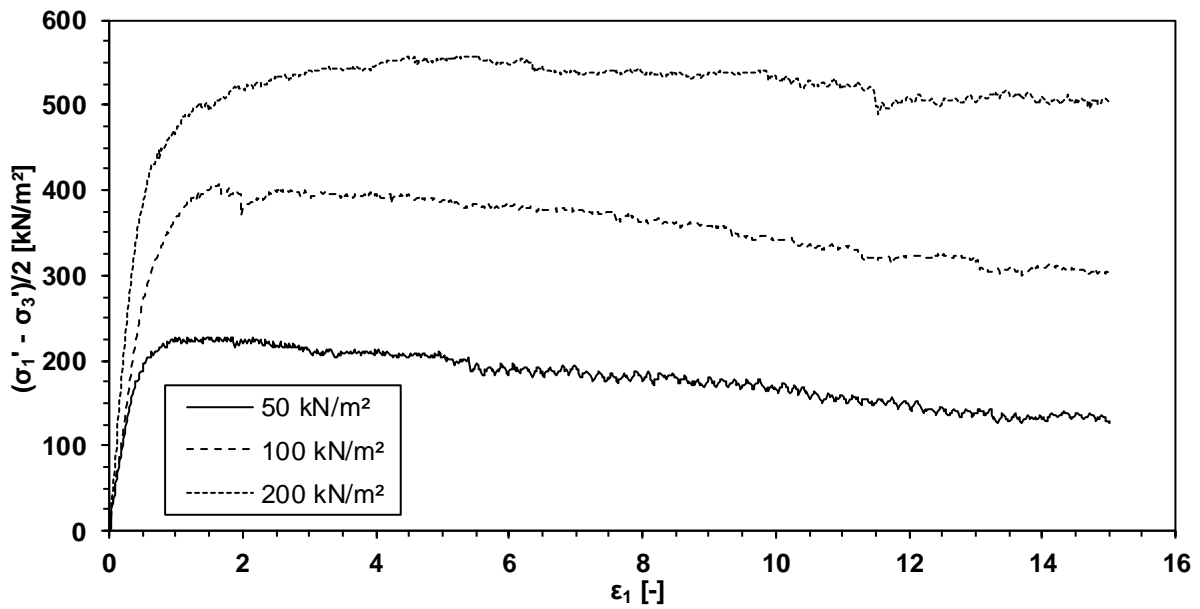
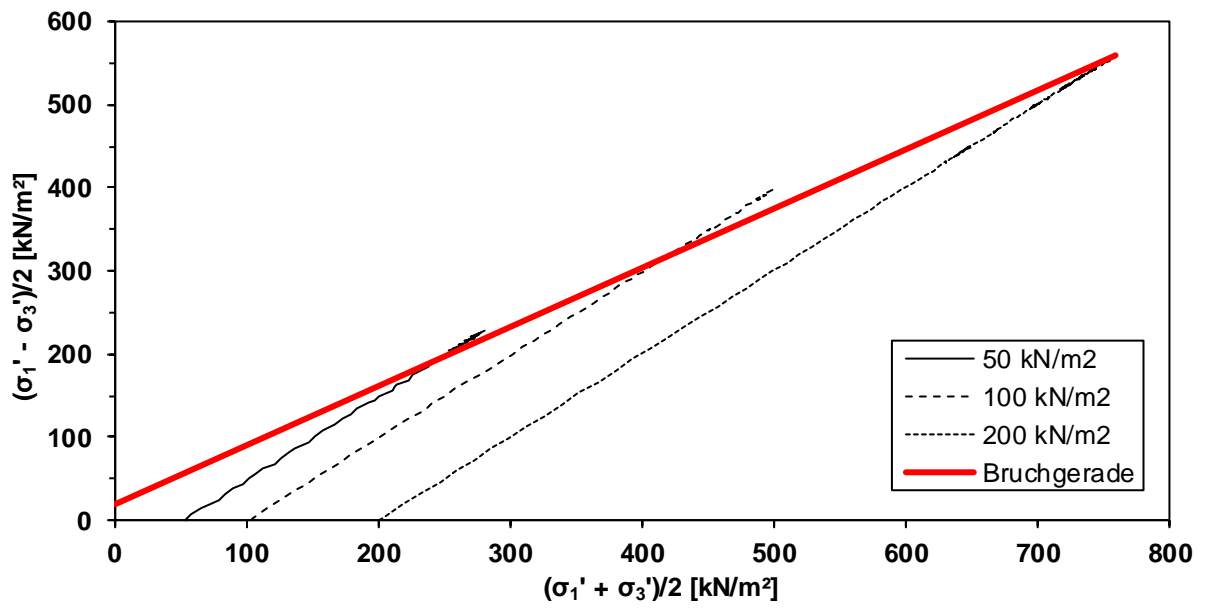
EOS 0/2, $I_D = 0,18$, $w = 0 \%$, $h/d = 10/5$ cm/cm

RC B 0/32-1, $D_{Pr} = 100\%$, $w = 9\%$, $h/d = 30/15$ cm/cm

RC B 0/32-2, $D_{Pr} = 100\%$, $S_r = 1$, $h/d = 18/15$ cm/cm

RC M 0/32, $D_{Pr} = 100\%$, $w = 9\%$, $h/d = 30/15$ cm/cm

RC GS 0/32, $D_{Pr} = 100\%$, $w = 3\%$, $h/d = 30/15$ cm/cm



11.2 Verdichtungstheorien für feinkörnige Böden

11.2.1 Hogentoglers Theorie der Viskosität des Wassers

HOGENTOGLER (1936) führte den Zusammenhang zwischen der mit definierter Verdichtungsarbeit erreichbaren Trockendichte eines Erdbaustoffes und dem Wassergehalt auf die Viskosität des Wassers zurück. In der Literatur ist seine Theorie als *viscous water theory* bekannt (z. B. LEE & SUEDEKAMP, 1972; OLSON, 1963). HOGENTOGLER (1936) erkannte ebenfalls, dass Wasser an der Oberfläche der Einzelkörner adsorbiert wird und einen kohäsiven Wasserfilm um die Einzelkörner ausbildet. Auf die innersten Schichten des Wasserfilms wirken dabei große Adhäsionskräfte, wodurch das Wasser in diesem Bereich eine hohe Viskosität besitzt und sich physikalisch eher als Feststoff denn als Wasser verhält („verfestigtes/erstarrtes Wasser“, vgl. Abbildung A-1). Mit steigendem Wassergehalt nimmt die Dicke des Wasserfilms zu, wobei die Adhäsionskräfte in den Wasserschichten mit zunehmendem Abstand von der Partikeloberfläche und damit die Viskosität des Wassers abnehmen („kohäsives Wasser“, vgl. Abbildung A-1). Ab einem bestimmten Abstand von der Partikeloberfläche wirken schließlich keine Adsorptionskräfte mehr auf das Wasser wirken und dieses liegt als freies Porenwasser vor (vgl. Abbildung A-1 und Abbildung A-2 (rechts)).

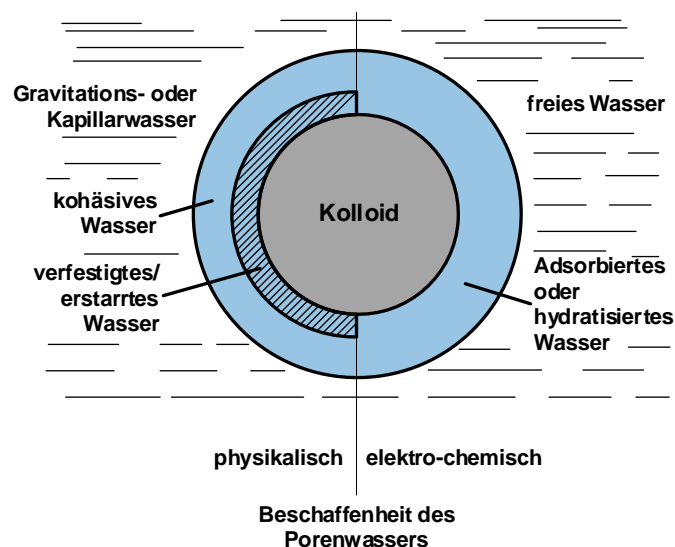


Abbildung A-1: Beschaffenheit des Porenwassers um ein Kolloid¹⁴, adaptiert nach HOGENTOGLER (1936)

HOGENTOGLER (1936) nimmt an, dass zwei sich berührende Einzelkörner an den Kontaktflächen durch einen solchen viskosen Wasserfilm getrennt werden. Bei geringen Wassergehalten weist der Wasserfilm nur eine geringe Dicke auf und es wirken große Adsorptionskräfte, die zu einer hohen Viskosität des Wassers führen. Die hohe Viskosität erschwert die Kornumlagerung und führt damit zu relativ niedrigen Trockendichten. Mit zunehmendem Wassergehalt steigt die Dicke des Wasserfilms an und die geringeren Adsorptionskräfte in den weiter von der Partikeloberfläche entfernten Wasserschichten führen

¹⁴ Als „Kolloide“ werden Partikel bezeichnet, deren spezifische Oberfläche so groß ist, dass elektrostatische Oberflächenkräfte gegenüber den Gewichtskräften dominieren. Der ungefähre Größenbereich von Kolloiden liegt zwischen 1 und 0,001 μm . Üblicherweise handelt es sich bei Tonpartikeln um Kolloide (LAMBE 1960; LAMBE 1959).

zu einer geringen Viskosität des Wassers, wodurch die Kornumlagerung erleichtert wird. Ein zunehmender Wassergehalt begünstigt solange die Kornumlagerung, bis ab Überschreitung eines bestimmten Wassergehalts (dem optimalen Wassergehalt) der Anteil des Wassers zunehmend die Feststoffpartikel in dem betrachteten Bezugsvolumen ersetzt und die Trockendichte wieder sinkt (s.a. OLSON, 1963).

OLSON (1963) führt in Zusammenhang mit der *viscous water theory* nach HOGENTOGLER (1963) an, dass diese zu einer Zeit entwickelt wurde, in welcher von einer vergleichsweise großen Dicke des adsorptiv gebundenen Wassers ausgegangen wurde und zu der nur wenige experimentelle Erfahrungen hinsichtlich der Eigenschaften von adsorptiv gebundenem Wasser verfügbar waren. Nach OLSON (1963) zeigen spätere Untersuchungen von FOSTER, SAVINS & WAITE (1955), ROWLAND, WEISS & BRADLEY (1956), WALKER (1956) und MARTIN (1959), dass die Dicke der adsorptierten Wasserhülle bei Tonen nur wenige Molekülschichten beträgt. Zudem wiesen diese Untersuchungen nicht darauf hin, dass die Viskosität des Wassers jenseits dieser Schichten besonders hoch ist. Da die Wassergehalte von Erdbaustoffen, bei denen diese verdichtet werden, für gewöhnlich deutlich oberhalb der Wassergehalte liegen, bei denen die hohe Viskosität adsorptiv gebundenem Wassers verdichtungswirksam wäre, geht OLSON (1963) davon aus, dass die Viskosität des Wassers nicht die (primäre) Ursache für den Zusammenhang zwischen der mit definierter Verdichtungsarbeit erreichbaren Trockendichte eines Erdbaustoffes und dem Wassergehalt ist.

KÉZDI (1970) führt den Verlauf der Proctorkurve allerdings ebenfalls auf die Viskosität des Porenwassers zurück. Zur Erläuterung des Verlaufs der Proctorkurve hat er die Porenzahl exemplarisch als Funktion des Sättigungsgrades S_r angetragen (vgl. Kurve 1 in Abbildung A-2, links). Mit zunehmendem Sättigungsgrad S_r nimmt die Porenzahl ausgehend von einer bestimmten Anfangsporenzahl zunächst linear ab (vgl. Kurve 1 in Abbildung A-2, links) und steigt ab einem gewissen Sättigungsgrad (d. h. ab einem bestimmten Wassergehalt) wieder stark gekrümmt an (vgl. Kurve 2 in Abbildung A-2, links), wobei sie sich nach oben hin ansteigend asymptotisch einem Sättigungsgrad von $S_r = 1$ annähert. Den durchgezogenen Abschnitten der Kurven 1 und 2 liegen dabei folgende zwei Überlegungen zugrunde:

1. Bei niedrigen Sättigungsgraden befindet sich das im Korngemisch enthaltene Wasser überwiegend in den Adsorptionshüllen der Einzelkörner. Dabei existieren genügend luftgefüllte Porenräume, die zur Umlagerung der Einzelkörner im Zuge der Verdichtung verfügbar sind. Die „Zähigkeit“¹⁵ des in den Adsorptionshüllen der Einzelkörner gebundenen Wassers wirkt der Kornumlagerung entgegen, sie nimmt mit

¹⁵ Der Begriff der „Zähigkeit“ wird von KÉZDI (1970) verwendet und ist in diesem Zusammenhang nicht ganz richtig. Korrekt wäre es, von der Reibungskraft zu sprechen, die zwischen zwei beliebigen Schichten des gebundenen Wassers einer Verschiebung der Schichten gegeneinander entgegenwirkt. Nach dem Newton'schen Reibungsgesetz ergibt sich die Reibungskraft F_R , die einer Verschiebung zweier Schichten gegeneinander entgegenwirkt, zu $F_R = \eta \cdot A \cdot \Delta v / \Delta x$. Dabei bezeichnen η die kinematische Viskosität (d. h. die „Zähigkeit“) des Wassers, A die Fläche der betrachteten Schichten und $\Delta v / \Delta x$ den Geschwindigkeitsgradienten zwischen den zwei benachbarten Schichten. Die kinematische Viskosität ist nur von der Temperatur und dem Druck abhängig (STÖCKER, 1993). Die Reibungskraft F_R ist umgekehrt proportional zur Entfernung x der beiden Wasserschichten von der Kornoberfläche. Dadurch ergibt sich der von KÉZDI (1970) in Abbildung , rechts dargestellte Zusammenhang zwischen der „Zähigkeit“ und der Entfernung x .

zunehmender Dicke der Wasserhülle (d. h. mit zunehmender Entfernung von der Oberfläche der Einzelkörner) allerdings ab (s. Abbildung A-2, rechts).

Da mit zunehmendem Sättigungsgrad die Dicke der Wasserhülle eines Einzelkorns zu- und dadurch die „Zähigkeit“ abnimmt, steigt die Beweglichkeit der Einzelkörner und damit die Verdichtbarkeit des gesamten Korngemisches an.

KÉZDI (1970) folgert, dass die Abnahme der Porenzahl gemäß dem Gesetz der „Zähigkeit“ proportional zur Zunahme des Sättigungsgrades ist und ausgehend von einer Porenzahl e_0 bei einem Sättigungsgrad $S_r = 0$ der in Abbildung A-2 (links) dargestellte lineare Zusammenhang $e = e_0 - b \cdot S_r$ der Kurve 1 gilt.

- Der lineare Zusammenhang zwischen der Zunahme des Sättigungsgrades und der Abnahme der Porenzahl aus der ersten Überlegung kann jedoch nur bis zu einem gewissen Sättigungsgrad gültig sein, da das in den Porenräumen enthaltene Wasser ab einem bestimmten Sättigungsgrad bei der Verdichtung nicht schnell genug ausgepresst werden kann und eine weitere Reduktion des Porenraumes ohne Konsolidation nicht möglich ist.

Unter der Annahme, dass die bei einem bestimmten Sättigungsgrad in den Porenräumen enthaltene Luft bei der Verdichtung jeweils vollständig entfernt werden kann, folgert KÉZDI (1970), dass die Porenzahl, die durch die Verdichtung erreicht werden kann, umgekehrt proportional zum Sättigungsgrad sein muss. Da bei einem Sättigungsgrad $S_r = 0$ somit eine Verdichtung bis auf $e = e_{\min}$ und bei vollständiger Sättigung ($S_r = 1$) keine weitere Verdichtung mehr möglich ist, ergibt sich unter den getroffenen Annahmen nach KÉZDI (1970) der Zusammenhang $e = e_{\min}/(1 - S_r)$ und damit der gekrümmte Verlauf der Kurve 2 in Abbildung A-2 (links).

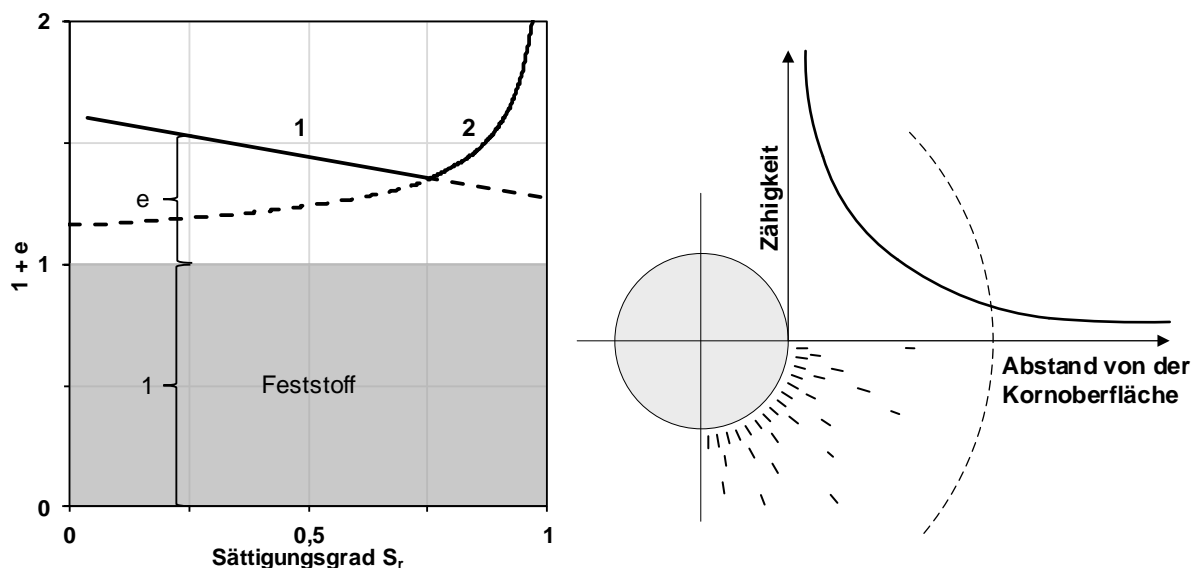


Abbildung A-2: Darstellung der Verdichtungskurve als Funktion des Wassergehalts (links) und Einfluss der molekularen Kräfte im Korn-Wasser-System (rechts), nach KÉZDI (1970)

Nach KÉZDI (1970) ist im Hinblick auf die Verdichtbarkeit diejenige der beiden Kurven 1 und 2 maßgebend, die bei einem bestimmten Sättigungsgrad S_r jeweils die größere Porenzahl (und damit die geringere Trockendichte) ergibt. Bei geringem Sättigungsgrad ist somit zunächst Kurve 1 maßgebend und mit steigendem Sättigungsgrad (d. h. Wassergehalt) können abnehmende Porenzahlen (d. h. größere Trockendichten) erreicht werden. Ab einem

gewissen Sättigungsgrad wird schließlich Kurve 2 maßgebend und mit zunehmendem Sättigungsgrad steigt die Porenzahl, die durch die Verdichtung erreicht werden kann, wieder an. Der von KÉZDI (1970) beschriebene Zusammenhang zwischen der Porenzahl (d. h. der Trockendichte) und dem Sättigungsgrad (d. h. dem Wassergehalt) spiegelt damit den bekannten Verlauf typischer Proctorkurven wider.

11.2.2 Lambes physikalisch-chemische Theorie

11.2.2.1 Elektrochemische Grundlagen¹⁶

LAMBE (1960) führt den Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt und der mit definierter Verdichtungsarbeit erzielbaren Trockendichte auf physikalisch-chemische Vorgänge zurück, die an den Partikeloberflächen zu unterschiedlich großen elektrostatischen Anziehungs- und Abstoßungskräften führen (s.a. OLSON, 1963). Die jeweilige Größe dieser Kräfte hängt dabei vom Wassergehalt ab und beeinflusst die Anordnung der Bodenteilchen und damit die Trockendichte, die mit definierter Verdichtungsarbeit bei einem bestimmten Erdbaustoff und einem bestimmten Wassergehalt erzielt werden kann. Bevor im nächsten Abschnitt Lambes Theorie näher erläutert wird, sollen vorab einige Grundlagen, die seiner Theorie zugrundeliegen, angeführt werden.

Elektrostatische Kräfte wirken zwischen allen sich berührenden oder nahe beieinanderliegenden Partikeln. Sie werden aber nur dann bedeutsam für physikalische Vorgänge, wenn sie im Vergleich zu den Gewichtskräften groß sind und diese überwiegen. Da elektrostatische Kräfte nur an der Partikeloberfläche wirken, ist dies nur dann der Fall, wenn die spezifische Oberfläche eines Partikels, d. h. die Oberfläche des Partikels im Verhältnis zu seiner Masse, groß wird. Partikel, bei denen die elektrostatischen Kräfte die Gewichtskräfte überwiegen, werden dabei als Kolloide bezeichnet (vgl. Fußnote 14 im nächsten Abschnitt). In Erdbaustoffen handelt es sich vor allem bei Tonpartikel um Kolloide (LAMBE, 1960). LAMBE (1960) schränkt seine Theorie daher insofern ein, als dass sie in erster Linie für Tone gilt. Gleichzeitig führt er aber an, dass die meisten seiner Überlegungen auch für Erdbaustoffe, die Schluffe oder Tone enthalten, übertragbar sind.

Tonpartikel besitzen im Allgemeinen eine negative Oberflächenladung, die durch austauschbare Kationen ausgeglichen wird. Bei einem trockenen Ton haften diese Kationen nach LAMBE (1960) an den Partikeloberflächen, während sie (sowie eine geringere Anzahl an Anionen) bei Anwesenheit von Wasser in Lösung gehen und sich in einer sogenannten *elektrochemischen Doppelschicht* um die einzelnen Tonpartikel sammeln. Die Konzentration der Kationen nimmt dabei mit zunehmender Entfernung von der Partikeloberfläche ab, während die Konzentration der Anionen zunimmt. Die Anordnung der Ionenkonzentration um ein Tonpartikel (Kolloid) in einer elektrochemischen Doppelschicht sowie die qualitative Verteilung der Ionenkonzentration und das elektrische Potential in der elektrochemischen Doppelschicht nach LAMBE (1960) sind in Abbildung A-3 jeweils in Abhängigkeit von der Entfernung von der Partikeloberfläche wiedergegeben.

¹⁶ Die Ausführungen in diesem Kapitel stammen, soweit nicht anders referenziert, aus LAMBE (1960)

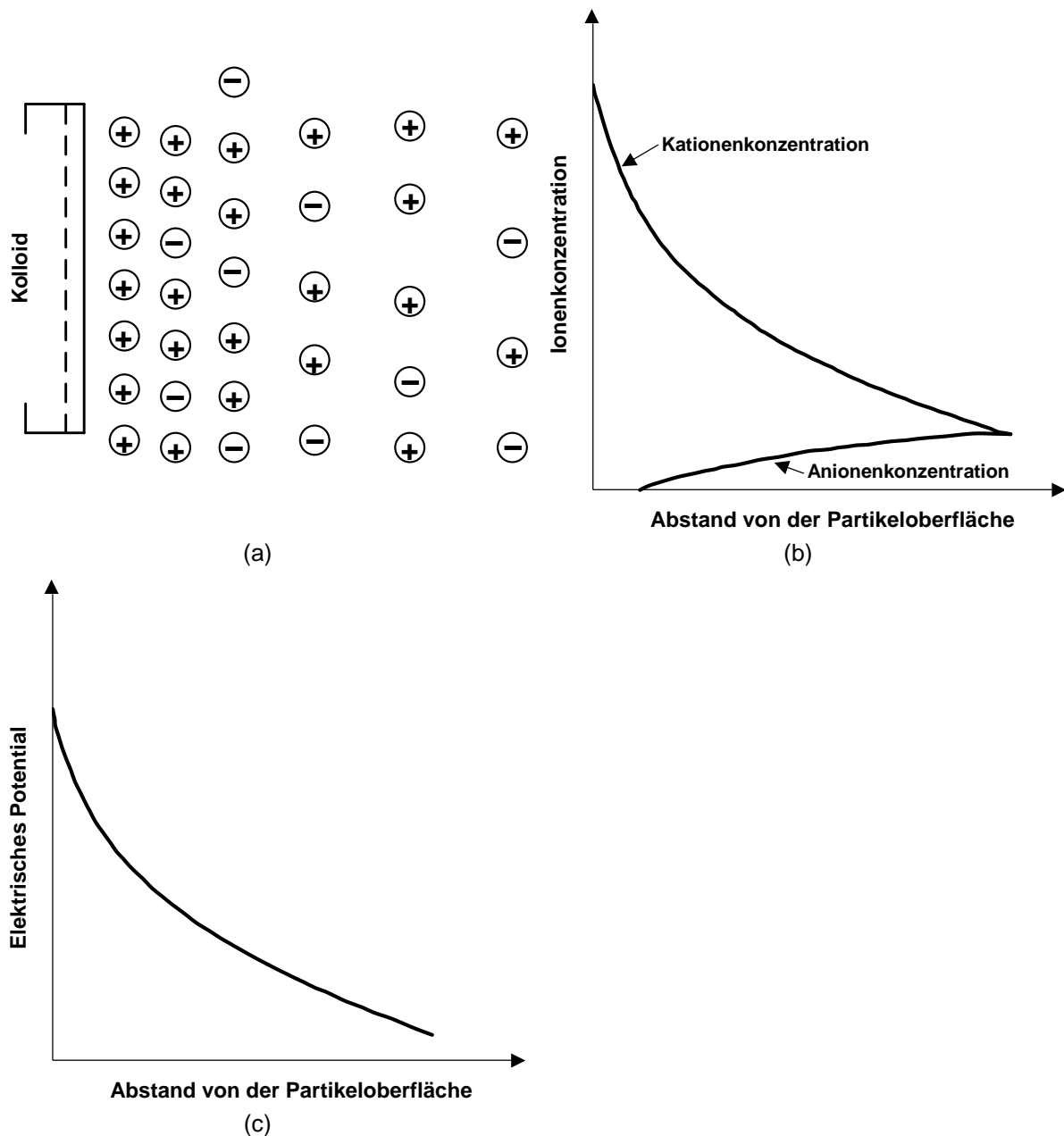


Abbildung A-3: Schematische Darstellung einer elektrochemischen Doppelschicht um ein Kolloid (a) sowie der Ionenkonzentration (b) und des elektrischen Potentials (c) jeweils in Abhängigkeit des Abstandes von der Partikeloberfläche, adaptiert nach LAMBE (1960)

Die theoretischen Grundlagen des elektrischen Potentials, die den Überlegungen von LAMBE (1960) zugrundeliegen, wurden unabhängig voneinander von GOUY (1910) und CHAPMAN (1913) entwickelt (ihre Überlegungen sind unter dem Namen *Gouy-Chapman-Theorie*¹⁷ bekannt) und zeigen, dass das elektrische Potential der elektrochemischen Doppelschicht neben dem Abstand von der Partikeloberfläche auch von den Eigenschaften der Dispersion (d. h. den Tonpartikeln und des Wassers) abhängt. Aus den Abhängigkeiten des elektrischen Potentials von den Eigenschaften der Dispersion ergibt sich auch die Bedeutung der Gouy-Chapman-Theorie für Lambes Verdichtungstheorie, da einige Kolloidchemiker mittels der Gouy-Chapman-Theorie theoretische Zusammenhänge zwischen den elektrostatischen

¹⁷ zur Gouy-Chapman-Theorie s. z. B. SPOSITO (2018)

Abstoßungskräften von Tonpartikeln und der Entfernung ihrer Partikeloberflächen sowie den Eigenschaften der Dispersion entwickelt haben.

Tonpartikel stoßen sich aufgrund ihrer negativen Oberflächenladungen elektrostatisch ab, sobald sich ihre elektrochemischen Doppelschichten überlagern. Gleichzeitig wirken neben den elektrostatischen Abstoßungskräften zwischen Tonpartikeln auch sekundäre Valenzkräfte (van-der-Waals-Kräfte), die dazu führen, dass sich die Tonpartikel gegenseitig anziehen. Überlagert man die Wirkungen des Abstoßungs- und des Anziehungspotentials, so ergibt sich eine resultierende Potentialfunktion, die bei einem gewissen Abstand x_0 der Tonteilchen voneinander ein Minimum aufweist (vgl. Abbildung A-4). Die Tonteilchen sind dabei bestrebt, sich im Abstand x_0 anzuordnen, so dass das resultierende Potential zwischen den Tonpartikeln ein Minimum aufweist. Bei Unterschreitung des Abstandes x_0 verbinden sich die Tonpartikel zu größeren Aggregaten und flocken aus. Aus der Kombination der theoretischen Zusammenhänge zu den abstoßenden und anziehenden Potentialen wurden zudem Gleichungen entwickelt, welche die Energie des dispersen Systems mit dem Abstand zwischen den Partikeln in Beziehung setzten (z. B. (KRUYT, 1952; BOLT, 1955). Diese Gleichungen zeigen folgendes:

- Wird die Energie des dispersen Systems reduziert, so nähern sich die Tonpartikel weiter an und können sich schließlich (bei entsprechend geringer Energie) zu größeren Aggregaten zusammenschließen und ausflocken.
- Wird die Energie des dispersen Systems erhöht, so werden sich die einzelnen Tonpartikel gegenseitig abstoßen und dispergieren.

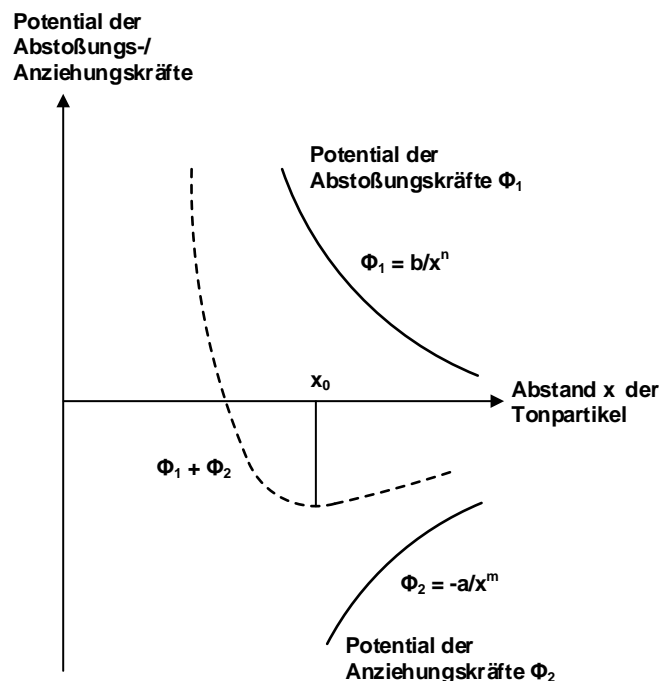


Abbildung A-4: Potentialkräfte zwischen suspendierten Partikeln, adaptiert nach VOGT (2014)

Ändert sich also der Energieinhalt des dispersen Systems aus den Tonpartikeln und dem Wasser, kann dies entweder dazu führen, dass sich die Tonpartikel zu größeren Aggregaten zusammenschließen und ausflocken, oder aber, dass sich die Tonpartikel gegenseitig

abstoßen und dispergieren. Einige dieser Eigenschaften, die den Energieinhalt des kolloiden Systems beeinflussen und von LAMBE (1960) angeführt werden, sind dabei die Elektrolytkonzentration, die Valenz der enthaltenen Ionen, die Dielektrizitätszahl des Fluids, die Temperatur, die Größe der hydratisierten Ionen oder der pH-Wert der Lösung.

Entsprechend der Gouy-Chapman-Theorie führt eine Erhöhung der Elektrolytkonzentration, der Ionen-Valenz und der Temperatur sowie eine Verringerung der Dielektrizitätszahl des Fluids zu einer Verringerung der elektrochemischen Doppelschicht von Tonpartikeln und damit zu einer Reduzierung des abstoßenden Potentials zwischen den Tonpartikeln. Dies begünstigt die gegenseitige Annäherung von Tonpartikeln und damit die Ausflockung und Bildung größerer Aggregate.

11.2.2.2 Einfluss des Wassergehalts auf die Form der Verdichtungskurve¹⁸

Wie im vorangegangenen Abschnitt ausgeführt, führt LAMBE (1960) den Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt und der mit definierter Verdichtungsarbeit erzielbaren Trockendichte auf elektrostatische Anziehungs- und Abstoßungskräfte zurück, die an der Oberfläche der Tonpartikel wirken und von den Eigenschaften der Dispersion abhängen. Einer der Faktoren, welcher die zwischen zwei Tonpartikeln wirkenden abstoßenden Kräfte beeinflusst, ist dabei die Elektrolytkonzentration der flüssigen Phase des dispersen Systems. Dabei führt eine Erhöhung der Elektrolytkonzentration zu einer Verringerung der elektrochemischen Doppelschicht von Tonpartikeln und damit zu einer Reduzierung des abstoßenden Potentials zwischen den Tonpartikeln. Dies begünstigt die Ausflockung von aggregierten Tonpartikeln.

Betrachtet man die in Abbildung A-5 dargestellte Verdichtungskurve eines Tones, so weist der Ton in Punkt A einen vergleichsweise niedrigen Wassergehalt w_A auf. Ein niedriger Wassergehalt bewirkt, dass das Porenwasser der Dispersion eine hohe Elektrolytkonzentration aufweist, die wiederum zu einer vergleichsweise geringen Mächtigkeit der elektrochemischen Doppelschicht und damit zu geringen Abstoßungskräften zwischen den Tonpartikeln führt. Die geringen Abstoßungskräfte ermöglichen die Aggregatbildung der Tonpartikel, die schließlich ausflocken und eine kartenhausähnliche Struktur (*Flockenstruktur*) einnehmen. Die Flockenstruktur führt dazu, dass die einzelnen Tonaggregate einen vergleichsweise geringen Orientierungsgrad aufweisen, wodurch der verdichtete Boden eine relativ geringe Trockendichte besitzt.

Eine Erhöhung des Wassergehalts von w_A auf w_B bewirkt, dass sich die Elektrolytkonzentration im Porenwasser verringert und sich eine im Vergleich zu Punkt A größere elektrochemische Doppelschicht um die Tonpartikel ausbilden kann. Dadurch wirken im Vergleich zu Punkt A größere Abstoßungskräfte zwischen den Tonpartikeln und deren Tendenz zu aggregieren und auszuflocken verringert sich zugunsten einer stärker dispergierten Bodenstruktur. Die Tonpartikel können sich sogar in einer vergleichsweise geordneten Struktur anordnen, wodurch die Trockendichte des Bezugssystems ansteigt. Das Vermögen der Tonpartikel, eine geordnetere Struktur einzunehmen, ist nach LAMBE (1960) nicht nur eine Folge der geringeren

¹⁸ Die Ausführungen in diesem Kapitel stammen, soweit nicht anderweitig referenziert, aus LAMBE (1960) und OLSON (1963)

Tendenz der Tonpartikel, auszuflocken, sondern auch eine direkte Folge der im Vergleich zu Punkt A größeren Abstoßungskräfte zwischen den Tonpartikeln in Punkt B. Die Abstoßungskräfte begünstigen, dass die Tonpartikeln aneinander vorbei in eine geordnetere und dichtere Struktur gleiten können.

Eine weitere Erhöhung des Wassergehalts von w_B auf w_C bewirkt eine weitere Verringerung der Elektrolytkonzentration im Porenwasser sowie eine weitere Vergrößerung der elektrochemischen Doppelschichten um die Tonpartikel. Dadurch nehmen die abstoßenden Kräfte weiter zu und die einzelnen dispersen Tonpartikel können sich in einer nochmals geordneteren Struktur anordnen. Trotz der nochmals geordneteren Struktur der Tonpartikel beim Wassergehalt w_C im Vergleich zum Wassergehalt w_B ist die Trockendichte in Punkt C allerdings geringer als in Punkt B. Dies ist nach LAMBE (1960) darauf zurückzuführen, dass der höhere Wassergehalt zu einer Verringerung der Konzentration an Bodenpartikeln je Volumeneinheit führt.

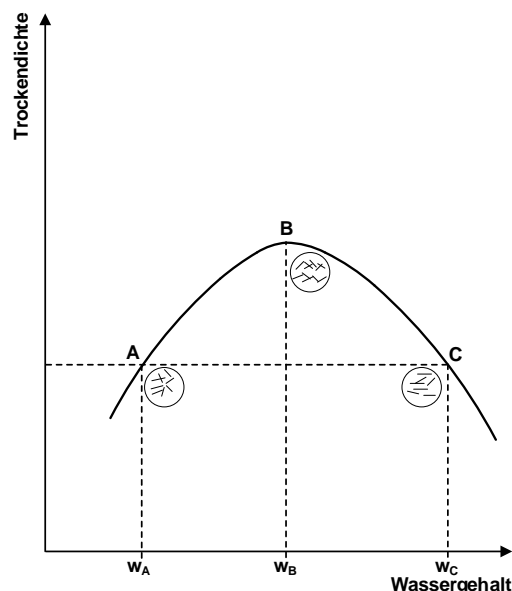


Abbildung A-5: Einfluss der Verdichtung auf die Struktur von Tonen, adaptiert nach LAMBE (1960)

LAMBE (1960) weist darauf hin, dass die Abhängigkeit der bei der Verdichtung erreichbaren Partikelanordnung und damit die Abhängigkeit der Trockendichte vom Wassergehalt abhängig von den verwendeten Böden ist. So zeigt die Partikelanordnung mancher Böden eine deutliche Abhängigkeit vom Wassergehalt, während sie bei anderen Böden nur eine geringe Abhängigkeit vom Wassergehalt aufweist.

OLSON (1963) stimmt mit LAMBE (1960) insofern überein, als dass die Elektrolytkonzentration im Porenwasser einen Einfluss auf die Form und die Lage einer Verdichtungskurve im Wassergehalts-Trockendichte-Diagramm besitzt. Nach Olson (1963) gilt dies allerdings nur für bestimmte, nicht aber für alle Böden, weshalb er folgert, dass die physikalisch-chemische Theorie nach LAMBE (1960) zum Einfluss des Wassergehalts auf die Form der Verdichtungskurve keine allgemeine Gültigkeit besitzt. Er betont aber ausdrücklich, dass die Herangehensweise von LAMBE (1960), die bautechnischen Eigenschaften insbesondere von Tonen und damit auch deren Verdichtungsverhalten auf Basis der physikalisch-chemischen Wechselwirkung zwischen den Tonpartikeln zu erläutern, der richtige Ansatz ist.