

Diploma Thesis

**Experimental analysis of later installed
anchorsystems in natural stone steps under moment
loading**

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Diplomarbeit

**Experimentelle Untersuchungen von nachträglich
installierten Dübelssystemen an Natursteinstufen
unter Momentenbelastung**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Ing. **Thomas Riha**, BSc

Matr.Nr.: 00925337

unter der Anleitung von

Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Andreas Kolbitsch**

Institut für Hochbau, Baudynamik und Gebäudetechnik
Forschungsbereich Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/208-02, 1040 Wien, Österreich

Wien, im März 2019

Danksagung

Zu Beginn möchte ich mich bei Herrn Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch bedanken, der es mir ermöglicht hat meine Diplomarbeit am Institut für Hochbau, Baudynamik und Gebäudetechnik im Forschungsbereich Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung an der Technischen Universität Wien zu verfassen. Seine interessanten Vorträge im Rahmen der Lehrveranstaltungen haben mich stets inspiriert im Bereich der Bauwerkserhaltung mein Diplomarbeitsthema zu wählen und mich in diesem Bereich zu vertiefen.

Ein besonderer Dank gebührt auch Projektassistenten DDipl.-Ing. Aleksandar Milkov Radoevski, BSc der mich stets fachlich unterstützt hat. Des weiteren hat er mir auch jederzeit im Institutslabor tatkräftig unter die Arme gegriffen. Dafür möchte ich mich an dieser Stelle ganz herzlich bedanken.

Weiters danken möchte ich Herrn Dipl.-Ing. Gerhard Kidery der mich am Anfang meiner Arbeit noch als Projektassistent des Institutes betreut hat, aber im Laufe meiner Arbeit einen anderen beruflichen Weg einschlug und nicht mehr am Institut tätig war. Trotzdem unterstützte er mich bis zum Abschluss meiner Arbeit tatkräftig.

An dieser Stelle gehört auch Herr Albert Thaller von der Firma Hilti erwähnt, der es mir ermöglicht hat diverse Hilti Geräte für die Versuchsdurchführung auszuborgen. Dadurch war es möglich die Kernbohrungen herzustellen und die in der Zulassung geforderten Maschinen zu verwenden.

Abschließend möchte ich mich noch bei meiner Frau und meiner ganzen Familie für den Rückhalt und das Verständnis bedanken. Da das ganze Studium und vor allem die Diplomarbeit einen sehr intensiven Einsatz gefordert hat.

Kurzfassung

Diese Diplomarbeit befasst sich mit den experimentellen Untersuchungen von nachträglich installierten Dübelssystemen an Naturstufen unter Momentenbelastung. Grundlage für diese Diplomarbeit sind die Voruntersuchungen unter reiner Normalkraft (STUDENER 2017) mit den gleichen Randbedingungen (Probengeometrie, Materialien, Bohrsysteme und nachträgliche Dübelssysteme). Die Versuche wurden mittels Betonschrauben und Verbundankern durchgeführt. Bei den Bohrungen wurde zwischen hammer- und kerngebohrten Bohrlöchern unterschieden. Die Materialien der Probekörper bestanden aus unbewehrten Beton, Kalksandstein und Quarzsandstein. Die Naturstufen stammen aus Wiener Gründerzeithäusern (Abbruchobjekte), da die Stufen beim Errichten der Häuser behauen wurden, besitzt jede Querschnittsfläche die beprobt wurde unterschiedliche Abmessungen. Die Kontur der Betonprobekörper entsprechen der durchschnittlichen Geometrie der Natursteinprobekörperflächen und dienen zur Reverenzierung der Ergebnisse der natürlichen Gesteinsproben.

Des Weiteren wurde im Zuge dieser Untersuchungen die Wichten, die Druckfestigkeiten und die Elastizitätsmodule aller drei verwendeten Materialien ermittelt.

In dieser Arbeit wird ausschließlich auf die Tragfähigkeit unter Momentenbelastung eingegangen, dieses Moment leitet in weiterer Folge eine Druckkraft in den Probekörper ein und eine Zugkraft in das nachträglich installierte Dübelssystem. Diese ermittelten Normalkräfte wurden mit den Voruntersuchungen unter reiner Normalkraft (STUDENER 2017) verglichen.

Der Versuch wurde möglichst realitätsnah gestaltet, dadurch kam ein quadratisches Formrohr mit Ankerplatte zur Anwendung. Um die Ergebnisse pro Schraube ohne gegenseitige Beeinflussung zu erhalten, wurde nur eine Betonschraube beziehungsweise ein Verbundanker pro Versuch verwendet. In Summe wurden 72 experimentelle Untersuchungen durchgeführt, diese setzten sich aus zwölf Serien zu je sechs Versuchen zusammen.

Die Auswertung der experimentellen Untersuchungen hat ergeben, dass die Unterschiede der einzelnen Versuchsserien zu einander groß sind. Auch die Versagensformen unterscheiden sich bei manchen Versuchsserien deutlich. Es soll in dieser Arbeit gezeigt werden, welche Abstände dieser Geländerkonstruktion bei horizontaler Belastung gemäß derzeit gültiger ÖNORM in der Praxis verwendet werden können.

Da es in Österreich eine Vielzahl von Gründerzeithäusern gibt und die Nachverdichtung dieser Objekte eine große Rolle spielt, ist die Befestigung von Geländerkonstruktionen in Naturstufen ein wichtiger Aspekt.

Abstract

This diploma thesis deals with the experimental analysis of later installed anchoring systems on natural stone steps under moment loading. Basis of this diploma thesis are the preliminary investigations under pure normal strength (STUDENER 2017) with the same boundary conditions. The same boundary conditions are the sample geometry, materials, drilling systems and subsequent anchor systems. For the experimental studies I used concrete screws and composite anchors. In the drilling, a distinction was made between hammer and core drilled holes. The materials of the trial bodies consisted of unreinforced concrete, calcareous sandstone and quartz sandstone. The original stone steps come from a demolition object (Vienna Gründerzeithäuser). Every trial body has a different dimension. The contour of the concrete specimens corresponds to the average geometry of the natural stone specimen surfaces and serves for the verification of the results of natural rock samples.

In the course of this investigation, the weights, the compressive strengths and the elastic moduli of all three materials were used.

In this work only the load carrying capacity under moment load is considered. This moment load initiates a compressive force into the trial bodies and a tensile force in the retrofitted dowel system. These determined normal forces were measured and compared with the preliminary studies under pure normal strength. (STUDENER 2017)

The experiment was designed as realistically as possible. A square shaped tube succeeded with anchor plate for use. To the results per screw without mutual interference to obtain, was only a concrete screw or a composite anchor per trial was used.

The evaluation of the experimental investigations has shown that there are big differences of the individual series of experiments. There is a big difference in the forms of every series. It will be shown in this work which distances which railing construction under horizontal load according to currently valid ÖNORM in practice can be used.

There are a lot of Gründerzeithäuser in Austria and the densification of these objects plays a major role. The attachment of railing structures in natural stone steps is an important aspect.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	11
1.1	Motivation und Problemstellung	11
1.2	Ziele dieser Diplomarbeit	11
1.3	Zitier-Methode	12
2	Grundlagen	13
2.1	Vorhandene Bausubstanz	13
2.2	Voruntersuchungen - Basisdaten	13
2.3	Verwendete Gesteinsarten	13
2.4	Überblick über nachträglich installierte Befestigungssysteme	14
2.4.1	Betonschrauben	14
2.4.2	Verbundanker	14
2.5	Versagensformen unter Normalkraft(Zuglast)	15
2.5.1	Ausbruch	15
2.5.2	Herausziehen	15
2.5.3	Spalten	16
2.5.4	Stahlversagen	16
2.6	Versagensform unter Querkraft	16
2.6.1	Kantenbruch	16
2.6.2	Pryout-Versagen	16
2.6.3	Stahlversagen	16
2.7	Versagensform unter Momentenbelastung	16
3	Experimentelle Untersuchungen	17
3.1	Variation der Versuchskomponenten	17
3.2	Probendeklaration	17
3.3	Versuchsprogramm	18
3.4	Probekörper	19
3.4.1	Probekörper aus Kalksandstein	19
3.4.2	Probekörper aus Quarzsandstein	19
3.4.3	Probekörper aus Beton	20
3.5	Verwendete Bohrverfahren	22
3.6	Verwendete Befestigungssysteme	22
3.6.1	Betonschraube Hilti HUS3-H8 (8x75mm)	22
3.6.2	Verbundanker Hilti HIT-V 5.8 M8x110 mm mit Hilti HIT - HY270	23
3.7	Versuchsaufbau	24
3.7.1	Lagerung der Naturstufen	24
3.7.2	Geländersteherform	24
3.7.3	Befestigung des Geländerstehers	24
3.7.4	Auflagerplattenform des Geländerstehers	24
3.7.5	Auflagerplattengröße des Geländerstehers	25
3.7.6	Anzahl der Verschraubungen	25

3.7.7	Rahmenkonstruktion - Lagerung Stufe	26
3.7.8	Messeinrichtung und hydraulischer Zylinder	27
3.8	Versuchsablauf	28
3.9	Vorversuche	29
3.9.1	Erster Vorversuch	29
3.9.2	Zweiter Vorversuch	30
3.9.3	Dritter Vorversuch bis sechster Vorversuch	32
3.10	Versuche für die Bestimmung der Druckfestigkeit	33
3.10.1	Bestimmung der Druckfestigkeit	33
3.11	Versuche für die Bestimmung des Elastizitätsmoduls	34
3.11.1	Messeinrichtung und Spindelprüfmaschine	34
3.11.2	Bestimmung des Elastizitätsmodul unter Druckbelastung für Betonprobekörper	35
3.11.3	Bestimmung des Elastizitätsmodul unter Druckbelastung für Natursteinprobekörper	35
4	Versuchsergebnisse	37
4.1	Auswertungsmethode der Ergebnisse und Ergebnisdarstellung	37
4.2	Versuchsergebnisse der Betonprobekörper	39
4.2.1	Versuchsergebnisse der Betonprobekörper mit Betonschraube	39
4.2.2	Versuchsergebnisse der Betonprobekörper mit Verbundanker	40
4.3	Versuchsergebnisse der Kalksandsteinprobekörper	40
4.3.1	Versuchsergebnisse der Kalksandsteinprobekörper mit Betonschraube	41
4.3.2	Versuchsergebnisse der Kalksandsteinprobekörper mit Verbundanker	42
4.4	Versuchsergebnisse der Quarzsandsteinprobekörper	44
4.4.1	Versuchsergebnisse der Quarzsandsteinprobekörper mit Betonschraube	44
4.4.2	Versuchsergebnisse der Quarzsandsteinprobekörper mit Verbundanker	46
4.5	Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse	47
4.5.1	Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse der Betonschrauben	47
4.5.2	Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse der Verbundanker	49
5	Interpretation der Ergebnisse, Schlussfolgerung, Ausblick und Zusammenfassung	53
5.1	Interpretation der Ergebnisse	53
5.1.1	Interpretation der Ergebnisse der Betonprobekörper	53
5.1.2	Interpretation der Ergebnisse der Kalksandsteinprobekörper	54
5.1.3	Interpretation der Ergebnisse der Quarzsandsteinprobekörper	55
5.2	Schlussfolgerung	56
5.2.1	Horizontale Ersatzkraft	56
5.3	Ausblick	56
5.4	Zusammenfassung	58
	Abbildungsverzeichnis	59
	Tabellenverzeichnis	65
	Literaturverzeichnis	68
	Anhang A	71
A.1	Bruchbilder der Betonprobekörper	71
A.2	Bruchbilder der Kalksandsteinprobekörper	75

A.3 Bruchbilder der Quarzsandsteinprobekörper	79
Anhang B	83
B.1 Ergebnisse der Wichten, Würfeldruckfestigkeiten und des Elastizitätsmoduls . . .	83

Kapitel 1

Einleitung

In dieser Diplomarbeit wird auf die nachträgliche Befestigung von Geländerkonstruktionen auf Natursteinstiegen¹ von Gründerzeit Häusern eingegangen.

1.1 Motivation und Problemstellung

Vor allem in Wien gibt es einen großen Bestand an Gründerzeithäusern (ungefähr fünfzehn Prozent der vorhandenen Bausubstanz). Da die Nachverdichtung, sprich die Dachgeschossausbauten in den Ballungsräumen immer mehr an Bedeutung gewinnen, sind diese vorher genannten Bestandsobjekte ein relevanter Bestandteil der Baubranche. Dadurch kommt es zu Sanierungen oder auch Neumontagen von Geländerkonstruktionen an Stirnflächen von Natursteinstufen.

Bis dato gibt es keine Untersuchungen von nachträglich installierten Ankersystemen in Natursteinstufen unter Momentenbelastung. Verbundankersysteme besitzen eine Zulassung für Natursteinmaterialien, jedoch wird bei diesen Zulassungen nicht auf die kleinen Querschnittsabmessungen der vorhandenen Stufen eingegangen. Sprich die geforderten Mindestrandabstände können nicht eingehalten werden. Betonanker haben keine Zulassung für Natursteinmaterialien, gerade aber diese können in bestehenden Objekten von hoher Bedeutung sein, da das Setzen sofort nach dem Herstellen der Bohrlöcher durchgeführt werden kann.

Da diese Geländerkonstruktionen meist im Verlauf von Fluchtwegen situiert sind, ist das Einhalten der in der ÖNORM EN 1991-1-1 [ÖNORM-EN-1991-1-1:2011] und ÖNORM B 1991-1-1 [ÖNORM-B-1991-1-1:2017] geforderter Lasten umso wichtiger. Diese Arbeit soll auch den Vergleich zur reinen Normalkraftbeanspruchung aufzeigen.

1.2 Ziele dieser Diplomarbeit

Da es momentan keine empirischen Untersuchungen bzw. Bemessungstabellen oder Bemessungsprogramme auf dem Gebiet der nachträglichen Befestigung durch Betonschrauben oder Verbundanker in Natursteinstiegen gibt, soll diese Arbeit als Anhaltspunkt bei solchen Systemen dienen. Diese experimentellen und empirischen Untersuchungen sollen folgende Aspekte näher erläutern:

- Qualitative und Quantitative Bewertung der Einsetzbarkeit von Verbundankern und Betonschrauben als Befestigungsmittel an Natursteinstufen unter Momentenbelastung
- Lösungsvorschläge für die Befestigung in der Praxis unter Belastungen gemäß ÖNORM EN 1991-1-1 [ÖNORM-EN-1991-1-1:2011] und ÖNORM B 1991-1-1 [ÖNORM-B-1991-1-1:2017]

¹Die europäische Normung verwendet heutzutage den einheitlichen Begriff "Treppe", da die untersuchten Stiegen aber in einer Zeit errichtet wurden, in denen die EN Normen noch nicht vorhanden waren. Wird die Normoklatur "Stiege" absichtlich in dieser Arbeit verwendet.

1.3 Zitier-Methode

Grundsätzlich wurde sich an der DIN ISO 690 [DIN-ISO-690:2013] orientiert, diese Norm regelt die Zitier-Methode. In dieser Diplomarbeit wurde durchgängig das Havard-System gemäß Anhang A.2 der DIN ISO 690 [DIN-ISO-690:2013] verwendet. Dieses Namen-Datum-System besagt, dass der Name des Urhebers und das Erscheinungsjahr der zitierten Ressource direkt im Text angeführt wird, dies soll folgendes Beispiel (AUTOR Erscheinungsjahr) noch einmal zeigen.

Als eingerückte Texte mit anschließender Quelle werden wörtliche Zitate dargestellt. Bei sinngemäß übernommenen Tabellen oder Abbildungen wird die Quelle in der Beschriftung in folgender Form dargestellt: AUTOR (Erscheinungsjahr). Wird eine Abbildung direkt übernommen, erfolgte die Beschriftung wie folgt: (AUTOR Erscheinungsjahr). Sollten keine Quellen angeführt worden sein, so sind die Tabellen, Abbildungen oder Diagramme vom Autor dieser Diplomarbeit.

Des Weiteren ist ein Literaturverzeichnis erstellt worden, diese alphabetische Liste wird nach dem Nachnamen des Urhebers, mit Erscheinungsjahr und falls vorhanden mit dem Kleinbuchstaben direkt nach dem Namen des Urhebers angegeben.

Kapitel 2

Grundlagen

2.1 Vorhandene Bausubstanz

Die Sanierung von Bestandsobjekten, ist in Österreich ein großer Geschäftszweig des Baugewerbes. Die Bausubstanz von Wohngebäuden die zwischen 1919 und 1960 errichtet wurden, stellt etwa 36 Prozent der vorhandenen Wohnbauobjekte dar. In Summe sind zirka ein Drittel der bestehenden Bausubstanz Gründerzeithäuser. (ONR 24009, 2013 bzw. ÖNORM B 4008-4 [ÖNORM-B-4008-1:2018])

Auf Grund dieser Fakten ist ein Marktpotenzial für die Verwendung von Ankersystemen bei der Sanierung von Geländerkonstruktionen in Natursteinstiegen vorhanden. Bis Dato sind jedoch keine experimentellen Versuche für die oben genannten Ankersysteme unter Momentenbelastung durchgeführt worden.

2.2 Voruntersuchungen - Basisdaten

Diese Arbeit baut auf den bereits durchgeführten experimentellen Untersuchungen unter reiner Normalkraft auf. (STUDENER 2017)

Die verschiedenen Gesteinsarten, Stiegentypen, Lastabtragungen samt deren unterschiedlichen bestehenden Geländerbefestigungen sind der Fachliteratur (HÖFLINER 2014 und STUDENER 2017) zu entnehmen, diese Arbeit beschäftigt sich mit der Befestigung von neuen Geländerkonstruktionen an den bestehenden Natursteinstiegen.

2.3 Verwendete Gesteinsarten

Die Abbildung 2.1, Abbildung 2.2 und Abbildung 2.3 zeigen eine Übersicht der verwendeten Querschnittsformen und Gesteine. auf Grund der Behauung der Stufen beim ursprünglichen Einbau waren die Abmessungen bei jedem Probekörper aus Naturstein unterschiedlich.



(a) Querschnitt der ersten Kalksandsteinstufen



(b) Querschnitt der zweiten Kalksandsteinstufe

Abb. 2.1: Querschnitte der ersten beiden verwendeten Kalksandsteinstufen



(a) Querschnitt der dritten Kalksandsteinstufe



(b) Querschnitt der ersten Quarzsandsteinstufe

Abb. 2.2: Querschnitt der dritten verwendeten Kalksandsteinstufe und der ersten verwendeten Quarzsandsteinstufe



(a) Querschnitt der zweiten Quarzsandsteinstufe



(b) Querschnitt der dritten Quarzsandsteinstufe

Abb. 2.3: Querschnitt der zweiten und dritten verwendeten Quarzsandsteinstufe

2.4 Überblick über nachträglich installierte Befestigungssysteme

Dieses Kapitel soll eine Übersicht der möglichen nachträglichen System zeigen. Grundsätzlich gibt es Betonschrauben, Verbundanker, Hinterschnittdübel und Metallspreizdübel. Da bei den experimentellen Untersuchungen Betonschrauben und Verbundanker verwendet wurden, behandeln die beiden folgenden Unterkapitel diese Dübelssysteme.

Hinterschnittdübel bauen auf dem Wirkungsprinzip des Formschlusses auf. Durch hinterschneiden des Probekörpers, dies kann durch ein spezielles Bohrverfahren erzeugt werden oder durch den Dübel selbst.

Bei Metallspreizdübeln unterscheiden wir zwei grundlegende Arten. Diese sind drehmomenten- oder wegkontrollierte Spreizdübel, die Kraftübertragung erfolgt bei beiden über Reibung. Drehmomentenspreizdübel werden noch in Hülsen- und Bolzentypen unterschieden.

2.4.1 Betonschrauben

Betonschrauben verwenden das Wirkungsprinzip des Formschlusses, durch eine Drehbewegung wird der Schrauben in das zylindrische Bohrloch eingedreht und schneidet sich in den vorhandenen Untergrund (mechanische Verzahnung). Diese Bewegung kann durch Schlagschrauber oder Drehmomentenschlüssel erfolgen.

2.4.2 Verbundanker

Grundsätzlich können zwei Klebersysteme zur Anwendung kommen, entweder ein Kapselsystem oder ein Kartuschensystem mit Presse. Beim Kapselsystem werden Glaspatronen oder Folienbeutel verwendet, diese müssen in das Bohrloch eingeführt werden und im Bohrloch mittels

Anker zerstört werden, um einen Austritt des Klebers zu ermöglichen. Dies kann bei kleinen Bohrdurchmessern problematisch sein. Die zweite Möglichkeit ist eine Auspresspistole, bei dieser wird der Zweikomponentenkleber mittels Druck in einem Schlauch in das Bohrloch gepresst und anschließend wird die Ankerstange in das Bohrloch eingeführt.

2.5 Versagensformen unter Normalkraft(Zuglast)

Bei reiner Zugbelastung bei nachträglich installierten Dübelsystemen unterscheiden wir vier Versagensformen (siehe Abbildung 2.4). Diese können auch kombiniert auftreten, der wesentliche Unterschied ist das Bruchverhalten.

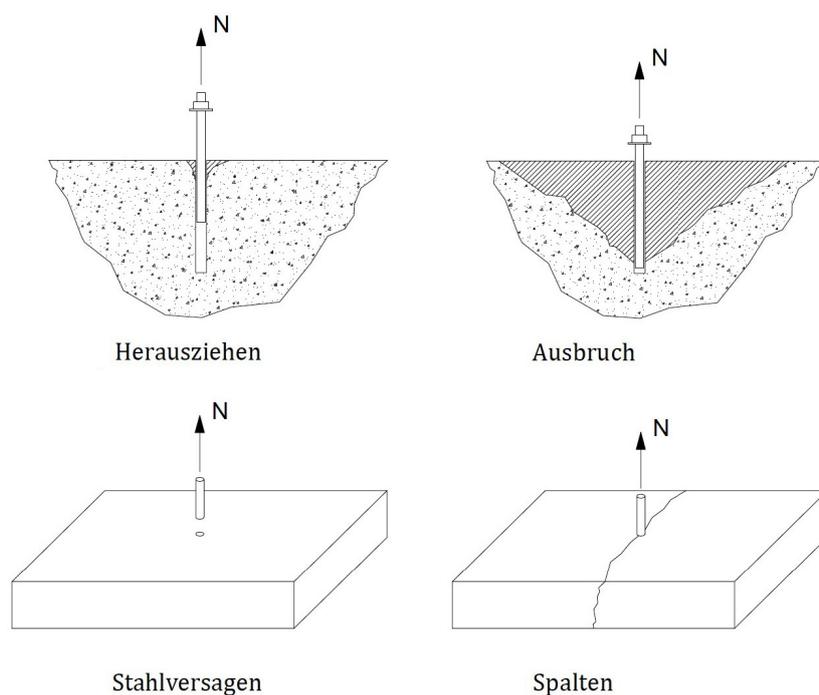


Abb. 2.4: Übersicht der Versagensformen (STUDENER 2017), nach Eligehausen (2000) und Mallée (2016)

2.5.1 Ausbruch

Hierbei tritt ein Ausbruchkegel mit einer Tiefe vom 0,8 - 1,0 fachen der Verankerungslänge auf. Diese Versagensform entsteht wenn die Zugfestigkeit des Ankeruntergrundes überschritten wird und der Dübel nicht im Vorfeld durch Stahlversagen oder Herausziehen versagt. Für diese Versagensform muss ein ausreichender Randabstand vorhanden sein. Der Bruchkörper besitzt einen Winkel zur Bauteiloberfläche von circa 35° , dieser Winkel kann zwischen den Proben variieren und der Winkel kann sich innerhalb einer Probe auch verändern. (siehe Abbildung 2.4) (ELIGEHAUSEN 2000; MALLEE 2016)

2.5.2 Herausziehen

Entsteht wenn die Verbundkräfte oder Spreizkräfte zwischen Probekörper und Dübelsystem zu gering sind und dadurch wird der Anker aus dem Bohrloch gezogen. Dabei kann auch ein oberflächennaher Materialausbruch rund um das Bohrloch entstehen. Diese Versagensform kann

auch bei Hinterschnittdübelssystemen auftreten, wenn die mechanische Verzahnung zu gering ist. (siehe Abbildung 2.4) (ELIGEHAUSEN 2000; MALLEE 2016)

2.5.3 Spalten

Auf Grund von zu kleinen Bauteilabmessungen und in weiterer Folge von zu kleinen Randabständen kann die Versagensform Spalten auftreten. Hierbei entstehen Spaltrisse und das gesamte Objekt kann gespalten werden. Die ETAG 001-C (ETAG 001-C 2010) unterscheidet zwischen Spalten infolge des Dübelsetzvorganges und infolge von Belastung des Ankers. Das Last-Verschiebungsverhalten ist ähnlich der Versagensform Ausbruch, jedoch ist die Bruchlast geringer. (siehe Abbildung 2.4) (ELIGEHAUSEN 2000; MALLEE 2016)

2.5.4 Stahlversagen

Diese Versagensform schließt auf ein Materialversagen im Stahldübel zurück. Dies kann durch überschreiten der Zugfestigkeit des Dübels entstehen. (siehe Abbildung 2.4) (ELIGEHAUSEN 2000; MALLEE 2016)

2.6 Versagensform unter Querkraft

Bei Belastung durch Querkraft können die folgenden drei Versagensformen entstehen.

2.6.1 Kantenbruch

Auf Grund von zu geringen Randabständen bricht die Kante, dies kann in der Regel die gesamte Kante des Probekörper sein. (ETAG 001-C 2010; MALLEE 2016)

2.6.2 Pryout-Versagen

Hierbei entsteht ein Materialausbruch an der Last abgewandten Seite des Dübels. Tritt vor allem bei steifen nicht ausreichend tief verankerten Dübeln auf. (ETAG 001-C 2010; MALLEE 2016)

2.6.3 Stahlversagen

Grundsätzlich wird bei Stahlversagen unterschieden ob ein Versagen bei Querkraft mit oder ohne Hebelsarm auftritt. Bei großen Randabständen erfolgt ein Versagen (Abscheren) des Dübels. (ETAG 001-C 2010; MALLEE 2016)

2.7 Versagensform unter Momentenbelastung

Da bei dieser Arbeit das aufgebrachte Moment in eine Druckkraft und eine Zugkraft aufgeteilt wird, können auch Kombinationen der Versagensformen unter Querkraft bzw. Normalkraft auftreten. Die Druckkraft wird durch die Stahlplatte auf den Probekörper aufgebracht und eine Zugkraft wird durch das Dübelssystem in den Probekörper eingeleitet. Des Weiteren tritt bei den unterschiedlichen Dübelssystemen unterschiedliche Biegungen des Ankers auf und dadurch werden unterschiedliche Querkräfte in die Versuchsprobe eingeleitet. Deshalb kann bei den durchgeführten Versuchen eine Kombination aus den Versagensformen unter Querkraft und Normalkraft entstehen.

Kapitel 3

Experimentelle Untersuchungen

Dieses Kapitel beschreibt die verwendeten Probekörper, Materialien, Dübelsysteme, das Versuchsprogramm, den Versuchsaufbau und die Messtechnik. Um die Ergebnisse mit den bereits durchgeführten Versuchen aus reiner Normalkraft (STUDENER 2017) vergleichen zu können, wurden die Versuchkörper und die verwendeten Materialien den experimentellen Untersuchungen unter reiner Normalkraft (STUDENER 2017) nachempfunden. Die experimentellen Untersuchungen wurden im Labor des Institutes für Institut für Hochbau, Baudynamik und Gebäudetechnik - Forschungsbereich Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung an der Technischen Universität Wien durchgeführt.

Grundsätzlich war das Ziel die Komponenten so zu variieren, dass die im Versuch zur Ausführung gelangten Bauteilkomponenten in der Realität Anwendung finden. Dies trifft auf das verwendete Formrohr als Geländersteher und der Auflagerplatte zu. Jedoch wurde nur ein Schrauben pro Steher gewählt um die Versuchsergebnisse eindeutig ermitteln zu können und keine gegenseitige Beeinflussung von Ankersystemen im Versuch stattfindet. In der Praxis wird sich in diesem Bereich eine Verschraubung mit bis zu vier Ankern als sinnvoll erweisen.

3.1 Variation der Versuchskomponenten

Bei den durchgeführten Versuchen wurden die folgenden Komponenten variiert:

- Material der Probekörper, verwendet wurde:
 - Beton
 - Kalksandstein
 - Quarzsandstein
- Ankersystem, zur Anwendung kam:
 - Betonschrauben
 - Verbundanker
- Bohrverfahren, verwendet wurde:
 - Hammerbohren
 - Diamantbohren

3.2 Probendeclaration

Diese Experimente bauen auf den Untersuchungen unter reiner Normalkraft (STUDENER 2017) auf, auf Grund dessen wurden die Probenbezeichnungen bzw. Abkürzungen ähnlich wie bei den oben genannten Untersuchungen gewählt. Damit ein einfacher Vergleich mit den

bereits durchgeführten Versuchen möglich ist. Neben der Buchstabencodierung wurde auch eine fortlaufende Nummernbezeichnung angeschlossen. Die vollständige Abkürzung für einen Probekörper lautet wie folgt: BHVA 1.2 (Betonprobekörper mit Hammerbohrung, Verbundanker, erster Probekörper und zweite Betonmischung) oder KKSA 1.4 (Kalksandsteinprobekörper mit Kernbohrung, Betonschraube, erste Stufe und vierter Probekörper). Bei den Versuchskörpern für die Bestimmung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls wurde die gleiche Codierung verwendet, jedoch ohne Ankertyp und Bohrverfahren, sprich die Bezeichnung lautet beispielhaft R 2.2 (Quarzsandstein, zweite Stufe und zweiter Probekörper).

3.3 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm für die experimentellen Untersuchungen unter Momentenbelastung ist in der Tabelle 3.1 dargestellt. Wie in der Abbildung 3.1 ersichtlich, entstehen auf Grund der unterschiedlichen Stufenlängen unterschiedlich lange Reststücke. Des Weiteren weisen die einzelnen Stufen unterschiedliche und nicht konstante Dicken auf, dadurch können für die Druckfestigkeiten und für die Elastizitätsmodulbestimmung nicht immer gleich viele Probestücke pro Stufe gewonnen werden.



Abb. 3.1: Übersicht des Versuchsprogramm der Naturstufen

Tab. 3.1: Durchgeführtes Versuchsprogramm der Probekörper in Stück

	Betonschraube (SA)		Verbundanker (VA)		Summe
	Hammer= bohren (H)	Kern= bohren (K)	Hammer= bohren (H)	Kern= bohren (K)	
Beton (B)	6	6	6	6	24
Kalksandstein (K)	6	6	6	6	24
Quarzsandstein (R)	6	6	6	6	24
Summe	18	18	18	18	72

3.4 Probekörper

Die Probekörper wurden aus bestehenden Naturstufen mittels einer Steintrennmaschine (Steinadler BY-300 mit Diamant-Trennscheibe) herausgeschnitten, die Stufenlängen betragen zwischen 1,40 m und 1,50 m. Auf Grund dessen konnten vier ganze Versuchskörper und zwei Randstücke gewonnen werden. Dies ist auch in der Abbildung 3.1 ersichtlich. Die Randstücke wurden in die erforderlichen Quader und Prismen zerschnitten und dienten für die Ermittlung der Würfeldruckfestigkeit, der Wichte und des Elastizitätsmoduls. Diese Stufen wurden in Gründerzeithäusern demontiert und über eine unbestimmte Zeit am Institut für Hochbau, Baudynamik und Gebäudetechnik gelagert. Alle Versuchskörper wurden händisch gereinigt und optisch kontrolliert, damit die Schnittflächen keine gröberen Inhomogenitäten, Abplatzungen an den Kanten oder Beschädigungen aufweisen.

Die Betonprobekörper wurden in der erforderlichen Dimension hergestellt.

Tab. 3.2: Auswertung des durchgeführten Versuchsprogramm der Probekörper aus Beton, Kalksandstein und Quarzsandstein für die Wichte in kN/m^3

Material	Anzahl in Stück	Minimalwert in kN/m^3	Mittelwert in kN/m^3	Maximalwert in kN/m^3	Standardabweichung	
					in kN/m^3	in %
Beton	16	20,39	21,09	21,47	0,27	1,26
Kalksandstein	9	20,05	20,48	21,33	0,45	2,19
Quarzsandstein	12	22,78	23,28	23,90	0,43	1,85
Quarzsandstein ¹	11	22,81	23,04	23,41	0,22	0,96

3.4.1 Probekörper aus Kalksandstein

Die Stufen stammen aus einem Abbruchobjekt in der Äußeren Mariahilferstraße die im fünfzehnten Wiener Gemeindebezirk liegt. Die Abbildung 3.2 zeigt eine Schnittfläche, die im Labor des Institutes hergestellt wurde. Die Proben wurden per Hand gereinigt. Auf Grund der begrenzten Probezahlen, wurde darauf geachtet keine Inhomogenitäten zu verwenden. Bei manchen Proben konnte dies aber nicht eingehalten werden.

Tab. 3.3: Auswertung des durchgeführten Versuchsprogrammes der Probekörper aus Kalksandstein für den stabilisierten Elastizitätsmodul (E-Modul) in N/mm^2 und der Würfeldruckfestigkeit in N/mm^2

	Anzahl in Stück	Minimalwert in N/mm^2	Mittelwert in N/mm^2	Maximalwert in N/mm^2	Standardabweichung	
					in N/mm^2	in %
E-Modul $E_{C,S}$	8	15492	21667	41421	8349	38,53
Druckfestigk.	9	11,53	20,36	27,57	5,30	26,04

3.4.2 Probekörper aus Quarzsandstein

Diese Stufen wurden in einem Abbruchhaus am Rennweg (Dritter Wiener Gemeindebezirk) abgebaut. In der Abbildung 3.3 ist eine Schnittfläche eines Quarzsandsteines dargestellt. All diese Proben hatten augenscheinlich keine Inhomogenitäten.

¹Diese Ergebnisse stammen ebenfalls von Quarzsandstufen die in den gleichen Abbruchobjekten demontiert wurden, jedoch wurden diese Proben nicht für die Versuchsdurchführung herangezogen. Da nur mehr die Würfel für die Druckfestigkeit vorhanden waren.

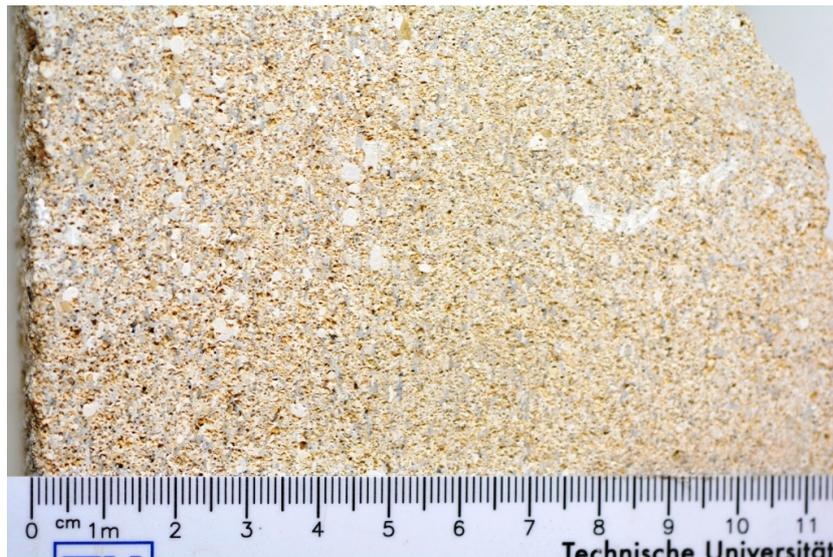


Abb. 3.2: Schnittfläche des verwendeten Kalksandsteins

Tab. 3.4: Auswertung des durchgeführten Versuchsprogramm der Probekörper aus Quarzsandstein für den stabilisierten Elastizitätsmodul (E-Modul) in N/mm^2 und der Würfel-druckfestigkeit in N/mm^2

	Anzahl in Stück	Minimalwert in N/mm^2	Mittelwert in N/mm^2	Maximalwert in N/mm^2	Standardabweichung	
					in N/mm^2	in %
E-Modul $E_{C,S}$	7	13878	16598	18857	1641	9,89
Druckfestigk.	12	56,29	88,89	111,49	18,55	20,86
Druckfestigk. ²	11	48,04	82,60	108,00	20,58	24,92

3.4.3 Probekörper aus Beton

Die unbewehrten Betonprobekörper (siehe Abbildung 3.4) wurden aus Baunit HobbyBeton (Sackware) im Labor des Institutes hergestellt. Dies ist ein werksgemischter Trockenbeton, der Festigkeitsklasse C25/30 mit der Körnung 0/4 mm und einer Verarbeitungskonsistenz C1-F38. Um einen Vergleich mit den bereits durchgeführten Versuchen unter reiner Normalkraft (STUDENER 2017) zu ermöglichen, wurde der gleiche Hersteller des Beton gewählt. Die Schalungen wurden so angefertigt, dass zwölf Probekörper auf einmal betoniert werden konnten. Es gelangen kreuzweise verleimte Dreischichtplatten mit Harzbeschichtung als Schalung zur Anwendung. Die Probekörper wurden so betoniert, dass die horizontale Fläche, entspricht der Auflagerfläche auf den beiden U-Profilen des roten Rahmens, beim Betonieren abgezogen wurden. Dadurch konnte eine glatte Schalfäche an den Beprobungsflächen erzeugt werden. Die Mischung erfolgte mittels einer Mischmaschine. Pro Mischung wurden zwei Säcke verwendet, um die Druckfestigkeit und den E-Modul für jede durchgeführte Mischung verifizieren zu können, wurden bei jeder Mischung Probekörper für die Bestimmung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmodul angefertigt. Die Betonversuchskörper wurden mit der Mischungsnummer beschriftet. Manche Probekörper bestanden durch eine Zusammensetzung von zwei unterschiedlichen Mischungen. Die Trocknung

²Diese Ergebnisse stammen ebenfalls von Quarzsandsteinstufen die in den gleichen Abbruchobjekten demontiert wurden, jedoch wurden diese Proben nicht für die Versuchsdurchführung herangezogen. Da nur mehr die Würfel für die Druckfestigkeit vorhanden waren.



Abb. 3.3: Schnittfläche des verwendeten Quarzsandstein

erfolgte 28 Tage lang bei Raumtemperatur (ungefähr 22°C), nach vollständiger Aushärtung der Probekörper wurden erst die Beprobungen (siehe Tab. 3.5) durchgeführt.

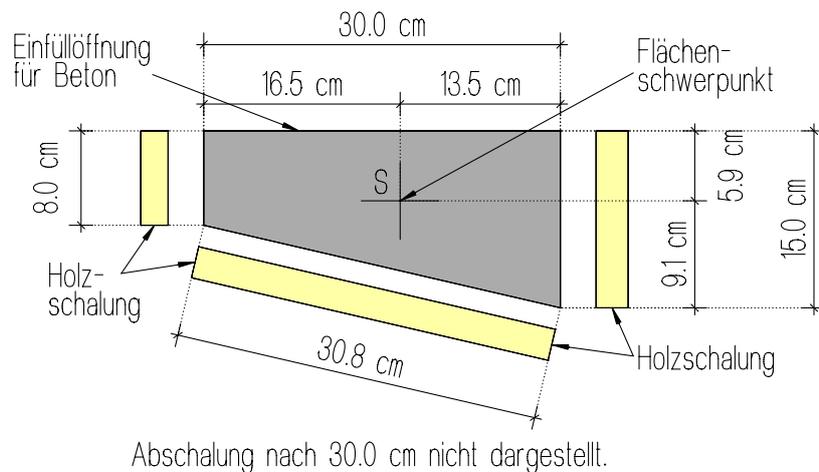


Abb. 3.4: Schnittdarstellung des Betonprobekörpers inklusive Holzschalung

Tab. 3.5: Auswertung des durchgeführten Versuchsprogramm der Probekörper aus Beton für den stabilisierten Elastizitätsmodul (E-Modul) in N/mm^2 und der Würfeldruckfestigkeit in N/mm^2

	Anzahl in Stück	Minimalwert in N/mm^2	Mittelwert in N/mm^2	Maximalwert in N/mm^2	Standardabweichung	
					in N/mm^2	in %
E-Modul $E_{C,S}$	18	18280	22254	25612	2207	9,92
Druckfestigk.	16	27,87	33,78	38,39	3,64	10,76

3.5 Verwendete Bohrverfahren

Für die Versuchsdurchführung wurden Kernbohrer und Hammerbohrer verwendet. In der Zulassung für Betonschrauben (ETA-13/1038 [ETA-13/1038:2018]) und der für Verbundanker (ETA-13/1036 [ETA-13/1036:2017]) sind derzeit nur hammergebohrte Löcher zugelassen. Auf Grund der bereits durchgeführten Normalkraftversuche (STUDENER 2017) wurden auch in dieser Arbeit beide Bohrverfahren miteinander verglichen, damit die Ergebnisse der beiden Arbeiten untereinander verglichen werden können. Da die Hammerbohrung um einiges leichter herstellbar ist, wird diese auch auf der Baustellen eingesetzt.

Folgende Komponenten wurden für die Herstellung der Bohrungen verwendet:

Kernbohrung:

- Diamantbohrgerät Hilti DD 30 H
- Diamantbohrer Hilti DD-C 8/70 T2 mit einem Durchmesser von acht Millimeter (Bohreckmaß beträgt 7,9 mm) und einer Länge von 100 mm

Hammerbohrung:

- Bohrhammer Hilti TE 6-A36
- Hammerbohrer Hilti TE-CX 8/17 mit einem Durchmesser von acht Millimeter (Bohreckmaß beträgt 8,3 mm) und einer Länge von 100 mm

3.6 Verwendete Befestigungssysteme

Es wurden zwei unterschiedliche Befestigungssysteme von der Firma Hilti verwendet. Einmal Betonschrauben und als zweites System Verbundanker. Bei den Versuchen wurde darauf geachtet, dass die Bohrer den gleichen Durchmesser haben. Jegliche Bohreckmaße unterscheiden sich auf Grund der unterschiedlichen Bohrsysteme.

3.6.1 Betonschraube Hilti HUS3-H8 (8x75mm)

Als Betonschrauben für die experimentellen Untersuchungen wurden Hilti HUS3-H8 (8x75) aus galvanisch verzinktem Stahl verwendet. Der Bohrdurchmesser des zylindrischen Bohrloches wird mit einem acht Millimeter Bohrer (für die genannte Schraube) erstellt. Durch das Spezialgewinde der Betonschraube wird beim Setzvorgang ein Innengewinde in den Verankerungsgrund geschnitten. Dadurch muss das zugelassene Setzgerät Hilti SIW 14 A oder Hilti SIW 22 A verwendet werden. Beim Versuch gelang das Nachfolgemodell des Hilti SIW 22 A zur Anwendung, nämlich der Schlagschrauber Hilti SF 6-A22. Das Anzugsdrehmoment nach dem Setzvorgang wurde nicht kontrolliert, da dies laut Zulassung ETA-13/1038 [ETA-13/1038:2018] nicht erforderlich ist und es wird auch kein Mindestanzugsdrehmoment in der Zulassung angegeben. Um der Zulassung

zu entsprechen wurde im Versuch der oben genannte Schlagschrauber verwendet. In der ETA-13/1038 [ETA-13/1038:2018] ist geregelt, dass die Betonschraube für unbewehrten oder bewehrten Beton ohne Fasern (C20/25 bis C50/60) im gerissenen und ungerissenen Zustand zugelassen sind. Die geforderte Mindesteinbindetiefe der Betonschraube Hilti HUS3-H8 mit 75 mm Länge im Verankerungsgrund beträgt 60 mm. Durch den Anbauteil (Geländersteher mit Ankerplatte) mit einer Gesamtdicke von fünfzehn Millimeter, wurde die geforderte Einbindetiefe im Versuch eingehalten. Die Bohrlöcher wurden gemäß Zulassung um mindestens zehn Millimeter länger gebohrt, sprich die Bohrlochtiefe betrug 80 mm. Die Mindestdicke der Bauteile laut Zulassung für die Hilti HUS3-H8 muss 100 mm betragen und der kleinste Randabstand muss 40 mm betragen. Auf Grund der vorhandenen Geometrie der Stufen, können die Mindestrandabstände nicht immer eingehalten werden. Bei den verwendeten Bohrdurchmesser muss eine Bohrlochreinigung erfolgen.

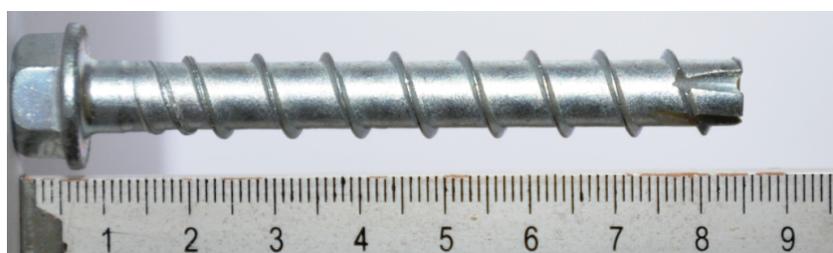


Abb. 3.5: Betonschraube Hilti HUS3-H8 (8x75mm)

3.6.2 Verbundanker Hilti HIT-V 5.8 M8x110 mm mit Hilti HIT - HY270

Für die experimentellen Untersuchungen wurden Hilti HIT-V 5.8 M8x110 mm mit Hilti Hit - HY270 verwendet. In der Zulassung ETA-13/1036 [ETA-13/1036:2017] ist das Injektionssystem Hilti HIT-HY 270 zur Verankerung im Mauerwerk geregelt. Beim Versuch gelangen Gewindestangen aus verzinktem Stahl der Festigkeitsklasse 5.8 zur Anwendung. Zugelassen sind auch nichtrostende und hochkorrosionsbeständige Stähle. Bei Lochgesteinen sind laut Zulassung Siebhülsen zu verwenden, diese gelangen bei den experimentiellen Untersuchungen nicht zur Anwendung. In der ETA-13/1036 [ETA-13/1036:2017] sind Mauersteine aus Vollziegel, Kalksandsteinvollstein, Leichtbetonvollstein, Normalbetonvollstein, Lochziegel, Kalksandlochstein, Leichtbeton Hohlblockstein, Normalbeton Lochstein und Deckensteine aus Lochziegel angeführt. Vollsteine sind mittels Hammerbohrung und Lochstein mittels Drehbohren herzustellen. Laut Zulassung sind die Bohrer Durchmesser beim Vollstein um zwei Millimeter größer als die Gewindestangen HIT-V zu wählen. Im experimentiellen Versuch wurde der gleiche Bohrer Durchmesser verwendet, da die Schwächung des Probekörper durch die Bohrung nicht verändert werden sollte. Da für die Versuche der selbe Geländersteher mit Ankerplatte verwendet wurde, konnte der maximale Durchmesser des Durchgangsloches im Anbauteil mit neun Millimeter nicht eingehalten werden, da die Betonschraube einen größeren Durchmesser benötigt. Die Bohrlochtiefe darf für eine M8 Gewindestange zwischen 50 mm und 300 mm betragen. Die gewählte Bohrlochtiefe betrug 80 mm. Auf Grund dessen ergibt sich die minimale Wanddicke von 100 mm, die im Versuch 150 mm betrug. Das maximale Anzugsdrehmoment von fünf Newtonmeter wurde nicht überschritten. Die Reinigung erfolgte gemäß Zulassung mit Bürste und Druckluftreiniger. Die maximale Verarbeitungszeit von vier Minuten und die minimale Aushärtezeit von 30 Minuten wurden ebenfalls eingehalten. Der Formschluss erfolgt zwischen Gewindestange, dem Injektionsmörtel und der Oberfläche des Bohrloches. Die Einbindetiefe wurde mit 60 mm gewählt. Bei den experimentellen

Versuchen wurden alle Komponenten (Gewindestange, Mutter, Beilagscheibe, Injektionsmörtel) gemäß Zulassung ETA-13/1036 [ETA-13/1036:2017] von Hilti gewählt. Die Ankerstangen wurden markiert um die gewünschte Setztiefe optisch kontrollieren zu können.

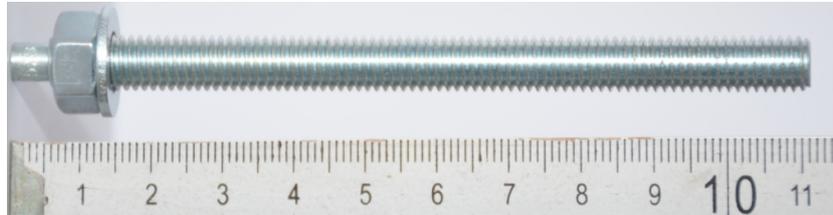


Abb. 3.6: Verbundanker Hilti HIT-V 5.8 M8x110mm

3.7 Versuchsaufbau

Die folgenden Kapitel beschreiben die Reihenfolge des Versuchsaufbaus. Dabei wird auch auf die unterschiedlichen Überlegungen zu den einzelnen Elementen eingegangen.

3.7.1 Lagerung der Natursteinstufen

Da die vorhandenen Natursteinstufen keine gleichmäßigen Abmessungen aufweisen, wurde eine Auflagerkonstruktion entwickelt, die diese Abmessungsdifferenzen ausgleichen kann. Die Trittstufe weist die ebenste Fläche auf und dadurch hat sich diese Fläche am besten als Auflager ergeben. Die Überlegungen gingen auch dahin, die Stufen am Boden aufzulegen. Jedoch wurde diese Variante verworfen, da die Halterung der Probe nicht möglich gewesen wäre.

3.7.2 Geländersteherform

Es werden zwei Varianten geprüft, einerseits ein quadratisches und andererseits ein rundes Formrohr. Beide Varianten werden in der Praxis verwendet. Zur Durchführung der experimentellen Versuche ist die Entscheidung auf ein quadratisches Formrohr mit den Dimensionen 40.40.4 Millimeter gefallen. Der Vorteil beim quadratischen liegt darin, dass beim Versuch das Formrohr vertikal zweimal an die Auflagerplatte angeschweißt werden kann. Desweiteren ist die Lastaufbringung mittels hydraulischen Zylinder besser möglich. Ein weiterer Pluspunkt ist, dass durch die quadratische Form das Profil eine linien- bis flächenförmige Kontaktfläche im Bereich der Auflagerplatte nach Lastaufbringung aufweist und dadurch ein Ausweichen aus der Belastungsebene schwerer möglich ist, als bei einem Rohr.

3.7.3 Befestigung des Geländerstehers

Der Geländersteher wird direkt auf die Auflagerplatte geschweißt, mittels senkrechten Schweißnähten. Diesbezüglich wurden Berechnungen durchgeführt, die Ergebnisse sind in der Abbildung 3.7 ersichtlich.

3.7.4 Auflagerplattenform des Geländerstehers

Bei der Betrachtung der Plattenform wird zwischen einer runden, einer rechteckigen und einer quadratischen Form unterschieden. Die runde Plattenform hat den Vorteil, dass sich eine gleich-

mäßige Spannungsverteilung in der Auflagerplatte ausgebildet. Beim Versuch wird eine quadratische Auflagerplatte gewählt, um ein Ausweichen des Geländerstehers aus der Belastungsebene konstruktiv zu verhindern. Da sich keine punktförmige Auflagerung der Platte beim Ausziehen des Ankers ausbilden kann, sondern eine linienförmige. Diese linienförmige Belastung hat den weiteren Vorteil, dass der Naturstein- oder Betonprobekörper keiner punktuellen Bruchlast ausgesetzt wird. Dadurch kann die Wahrscheinlichkeit eines Versagens des Probekörpers vor einem Versagen des Ankers deutlich verringert werden.

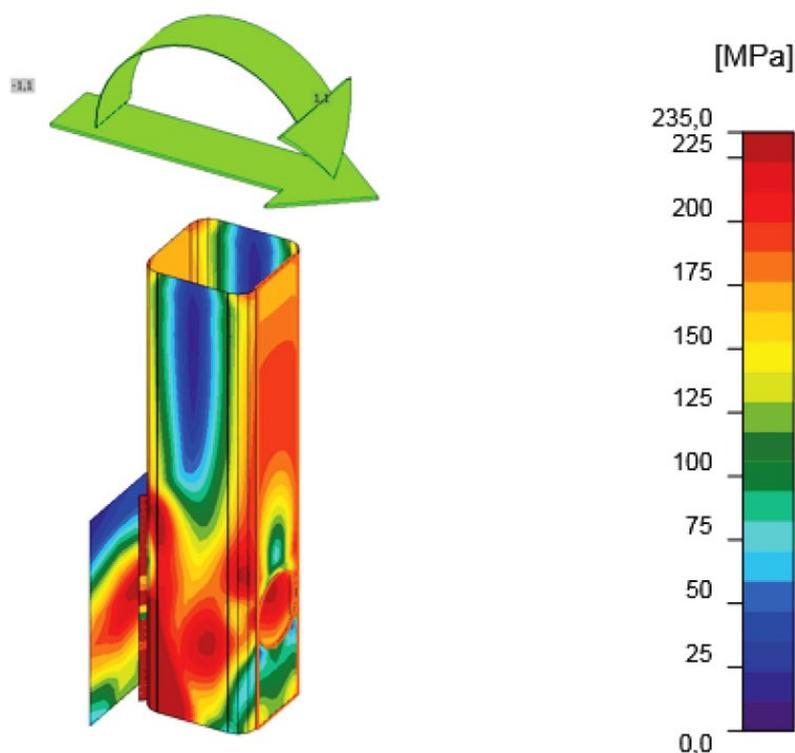


Abb. 3.7: Spannungsverteilung in der Stahlkonstruktion des Versuches

3.7.5 Auflagerplattengröße des Geländerstehers

Die Plattengröße ist mit siebenzig mal siebenzig mal zehn Millimeter gewählt worden. Die Abmessungen entsprechen den Dimensionen in der Praxis, jedoch wird in der Bauausführung eine Befestigung mit mehreren Dübeln erfolgen.

3.7.6 Anzahl der Verschraubungen

Für den Versuch wird eine Befestigung in der Achse des Formrohres verwendet. Die Überlegungen umfassten auch die weitaus realitätsnähere Befestigungsvariante mit vier Betonschrauben bzw. Verbundankern. Da jedoch bei vier Befestigungsmitteln die Beeinflussung des Ausbruchkörpers durch die vier Betonschrauben oder Verbundanker nicht ausgeschlossen werden kann, ist die Entscheidung auf ein zentrales Befestigungsmittel gefallen. Diese Entscheidung zeigt auch als Einzige eindeutig, welche Kräfte pro Schraube übertragen werden können.

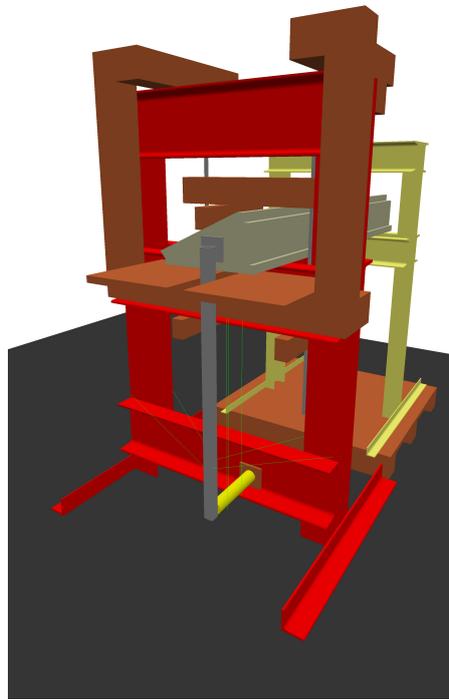


Abb. 3.8: Dreidimensionale Darstellung des Versuches

3.7.7 Rahmenkonstruktion - Lagerung Stufe

Die ersten Überlegungen gingen von einer Lagerung einer ganzen Stufe aus, wie in Abbildung 3.8 ersichtlich. Jedoch wurden diese Überlegungen verschmissen, da die Anzahl der Stufen begrenzt war und bei der Versagensform Spalten könnte eine ganze Stufe verschlissen sein. Ein weiterer negativer Punkt für eine ganze Stufe als Probekörper war das Gewicht bei der Manipulation. Durch die Vorversuche konnte gezeigt werden, dass die Beeinflussung nach maximal fünfzehn Zentimeter endet. Auf Grund dessen sind die Probekörper mit einer Länge von dreißig Zentimeter gefertigt worden. Bei der Lagerung am Rahmen wurde eine Stahlplatte über den beiden U-Profilen aufgelegt. Der Probekörper selbst lag die ersten fünfzehn Zentimeter nicht auf der Stahlplatte auf um die Beeinflussung durch das Auflager zu verhindern. Da die Proben beidseitig beprobt wurden, konnte es vorkommen, dass nur noch geringe Restquerschnitte am Auflager übergeblieben sind. Durch stärkeres Vorspannen der Gewindestangen konnten die geringeren Restflächen kompensiert werden. Zwischen der Stahlplatte und den Probekörpern wurde eine Lage Kartonagen eingelegt. Diese sollte Spannungsspitzen durch Körner kompensieren. Die behauene Oberseite der Natursteinkörper war bei jeder Probe unterschiedlich. Dadurch gelangen Plastikkeile und Plastikblättchen als Distanzierung zum querverlaufenden U-Profil zum Einsatz. Da die Betonprobekörper keine geometrischen Differenzen aufwiesen, wurde bei jedem Experiment ein Betonprobekörper als Gegenstück verwendet. Dadurch konnte eine horizontaler Abschluss zum U-Profil erreicht werden (siehe Abbildung 3.9).



(a) Darstellung der Lagerung der Betonprobekörper



(b) Darstellung der Lagerung der Natursteinprobekörper

Abb. 3.9: Gegenüberstellung der Lagerung der Probekörper aus Beton und Naturstein

3.7.8 Messeinrichtung und hydraulischer Zylinder

Die für die Auswertung der Versuche wichtigen Parameter sind zu jedem Zeitpunkt ab Krafteinleitung bis zum Versagen des Probekörpers aufgezeichnet worden. Die aufgebrachte Kraft und die Verschiebung des Dübels sowie des Formrohres im Bereich der Krafteinleitung wurden erfasst. Damit eine Starrkörperverschiebung ausgeschlossen werden kann, wurde auch noch ein Wegaufnehmer im Bereich der nicht beprobten Seite des Probekörpers befestigt. Alle durchgeführten Versuche wurden mit der folgenden Software und der nachstehenden Messtechnik ausgewertet:

- eine Messsoftware (MX Assistent V4.1 R1(202))
- ein Quantum X Universalmessverstärker (HBM MX840A)
- ein Drucktransmitter (HBM P2VA2/1000bar)
- zwei Wegaufnehmer mit 20 mm in der Ausführung als Wegtaster (HBM WA 20 mm)
- zwei Wegaufnehmer mit 50 mm in der Ausführung als Wegtaster (HBM WA 50 mm)

Die Abkürzung HBM steht für das Unternehmen Hottinger Baldwin Messtechnik.

Der Quantum X Universalmessverstärker ist das zentrale Glied in der Messkette, da alle Sensoren auf diesem Gerät angeschlossen wurden und die Software ebenfalls über den Quantum X Universalmessverstärker die Daten des Drucktransmitter und der Wegaufnehmer erfasst. Vor jeder Messung wurden alle Sensoren genullt.

Der Wegaufnehmer (WA 3) mit 50 mm wird im Bereich des Hydraulikzylinders eingesetzt. Der eine der beiden anderen Wegaufnehmer (WA 2) wurde für die Messung der Längenänderung des Ankers herangezogen. Der dritte Wegaufnehmer (WA 1) diente zur Messung der Starrkörperverschiebung. Der Drucktransmitter diente zur Messung des Druckes der mittels der hydraulischen Handpumpe der Firma Enerpac auf den einwirkenden Hydraulikzylinder Enerpac RC55 ausgeübt wurde. Dafür wurde der Drucktransmitter in den Hydraulikkreislauf zwischen Pumpe und Zylinder eingebaut. Über die wirksame Kolbenfläche laut Hersteller wurden dann auf die aufgebrachte Kraft rückgerechnet. Die wirksame Kolbenfläche für einen Enerpac RC55 beträgt laut Hersteller $6,5 \text{ cm}^2$. Dieser Zylinder besitzt eine maximale Druckkraft von 45 kN bei einem maximalen Druck von 700 bar und einem Hub von 12,7 cm. Um die Messergebnisse des Drucktransmitters kontrollieren zu können, wurde vor Versuchsdurchführung eine Vergleichsmessung

mittels einer geeichten Kraftmesseinrichtung durchgeführt. Hierbei wurde festgestellt, dass die Messergebnisse Unterschiede aufweisen, diese sind in der Tabelle 3.6 ersichtlich. Auf Grund dessen wurden zwei Messungen durchgeführt und der arithmetische Mittelwert dieser beiden Messungen als Vergleich zum geeichten Messwert herangezogen. Alle Messergebnisse des Drucktransmitters werden mit den entsprechenden Faktoren erhöht, Zwischenwerte wurden linear interpoliert.

Tab. 3.6: Vergleich der Messwerte des Drucktransmitter HBM P2VA2 mit einer geeichten Kraftmesseinrichtung in Newton

	Kraft in Newton					
	1 Messung laut HBM P2VA2	1029	2147	3200	4217	5281
2 Messung laut HBM P2VA2	1068	2122	3197	4150	5122	6382
Mittelwert für HBM P2VA2	1048	2135	3198	4183	5202	6382
Geeichte Werte	1000	2000	3000	4000	5000	6000
Kalibrierungsfaktor	1,0485	1,0673	1,0661	1,0459	1,0403	1,0636

3.8 Versuchsablauf

Der Versuchsaufbau musste komplett neu entwickelt werden, da es keine Voruntersuchungen in diesem Themenbereich gibt. Der Versuchsaufbau von den Voruntersuchen unter reiner Normalkraft (STUDENER 2017) konnte nicht herangezogen werden. Um einen möglichst realitätsnahen Versuch durchzuführen, wurde entschieden ein Formrohr mit Grundplatte als Lasteinleitungselement heranzuziehen. Die Länge des Formrohres wurde mit einem Meter (gemessen von der Stufenoberkante) gewählt. Um eine größtmögliche Verschiebung mit den vorhandenen Messinstrumenten (maximal messbare Verschiebung beträgt 50 mm) messen zu können, wurde der Lasteinleitungspunkt näher zum Befestigungssystem herangeschoben. Die Drucksteigerung im Hydrauliksystem wurde mittels einer Handpumpe erzeugt.

Da die Auftrittfläche der Stufen am ehesten eine horizontale Fläche darstellt, wurde entschieden diese Fläche als Auflagerfläche auf der Stahlkonstruktion zu wählen. Dadurch wird das Formrohr vertikal zum Boden gerichtet montiert.

Bei den Betonschrauben wurde das Formrohr vor der Montage im Stahlrahmen kraftschlüssig auf den Probekörper befestigt und anschließend mit befestigten Formrohr auf dem Rahmen montiert. Bei den Verbundankern wurde das Formrohr erst nach dem Montieren der Probekörper auf den Stahlrahmen befestigt.

Um eine Einspannung bei den Probekörper erzeugen zu können, wurde bei Beton ein zweiter Betonkörper gegengleich montiert. Auf diesem konnte ein Stahl U-Profil mit zwei Bohrungen montiert werden. Durch Vorspannen der beiden vertikalen Gewindestangen, konnte eine Kontaktspannung zwischen den beiden Probekörpern und der Probe mit der Stahlplatte erzeugt werden. Die Gewindestangen wurden länger gelassen um die unterschiedlichen Abmessungen der Probekörper ausgleichen zu können. Zwischen der Stahlplatte und den Probekörpern wurden Kartonagen eingelegt. Diese dienten zur Kompensation von Spannungsspitzen die durch Körner ausgelöst werden könnten. Auch zwischen den beiden Betonkörpern wurde eine Kartonage eingelegt.

Die Natursteinkörper weisen alle unterschiedliche Abmessungen auf und des Weiteren war die Rückseite behauen. Dadurch konnte keine Regelgegenkeil eingesetzt werden, als Distanzierung zum U-Profil dienten Plastikunterlegsplättchen und Plastikunterlegskeile.

Da die Probekörper beidseitig beprobt wurden und die Befestigung immer im Flächenschwerpunkt lag, musste die Befestigung auch über die Breitseite variabel sein. Dies konnte durch die Stahlplatte auf den U-Profilen des Rahmen erzeugt werden. Da nach jedem Versuch die Stahlplatte verschoben werden konnte um die auf die Breite starr befestigten Wegaufnehmer bei jedem Versuch mittig über dem Befestigungssystem und der Geländerkonstruktion zu justieren.

Die Wegaufnehmer sind über die Längsachse der Wegaufnehmer variabel einstellbar. Dies war erforderlich um den Einbau der Probekörper zu ermöglichen und um die unterschiedlichen Längen der Befestigungssysteme ausgleichen zu können. Diese erforderliche Verschiebung wurde durch Holzhalterungen mit Verschraubungen zum Einspannen der zwanzig Millimeter Wegaufnehmer erreicht. Die fünfzig Millimeter Wegaufnehmer wurden mit Distanzierungsplatten und starr befestigte Halterungen distanziert.

Für die Versuchsdurchführung wurde für jeden Versuch eine zweiseitige Checkliste ausgefüllt. Diese sollte sicherstellen, dass keine wesentlichen Punkte vergessen werden und ein kontinuierlicher Versuchsablauf ohne Fehler gewährleistet ist.

Die Aufzeichnung der Ergebnisse erfolgte nach Abschluss des ganzen Versuchsaufbaus bis zum Versagen des Probekörpers. Danach wurden noch Fotos des zerstörten Probekörpers erstellt. Auf Grund der vielen notwendigen variablen Komponenten beläuft sich die Versuchsdauer pro Experiment auf zwanzig bis dreißig Minuten ohne Vorbereitungsmaßnahmen wie Bohren, Reinigen der Bohrungen, Setzen der Verbundankern usw.

3.9 Vorversuche

Grundsätzlich wurde der Versuchsaufbau gemäß Abbildung 3.8 für die Vorversuche durchgeführt. Da diese Diplomarbeit auf den bereits durchgeführten Untersuchungen unter reiner Normalkraft aufbaut (STUDENER 2017), konnten für den Vorversuch drei vorhandene Betonprobekörper aus dem Jahr 2016 herangezogen werden. Diese sechs Untersuchungen sollten im Vorfeld zeigen, ob die Messtechnik richtig positioniert ist, die Halterungen der Probekörper ausreichend und richtig angebracht sind. Bei allen Vorversuchen gelangten hammergebohrte Bohrlöcher mit Betonschrauben zur Ausführung. Für diese Variante hat man sich entschieden, da nach dem Setzen der Schraube, sofort die Last aufgebracht werden kann. Nach jedem durchgeführten Vorversuch wurden die Erkenntnisse in den nächsten Vorversuch eingearbeitet um eine stetige Verbesserung zu erlangen.

3.9.1 Erster Vorversuch

Beim ersten Vorversuch gelangen drei Wegaufnehmer zur Anwendung. Diese Version sollte zeigen, ob ein Einfluss der Probekörperhalterung auf das Bruchbild ausgeübt wird. Die Messungen der Verformungen werden mittels Wegaufnehmer ermittelt.

Auf Grund der Erkenntnisse des ersten Vorversuches wurden die folgenden Änderungen beim Versuchsaufbau durchgeführt. Da die verwendeten Wegaufnehmer nur eine vordefinierte maximale Länge (zwei und fünf Zentimeter) aufnehmen können, wurde die Position des Hydraulikzylinders



(a) Rahmendarstellung des ersten Vorversuches



(b) Rahmendarstellung nach dem zweiten Vorversuch und aller Versuche

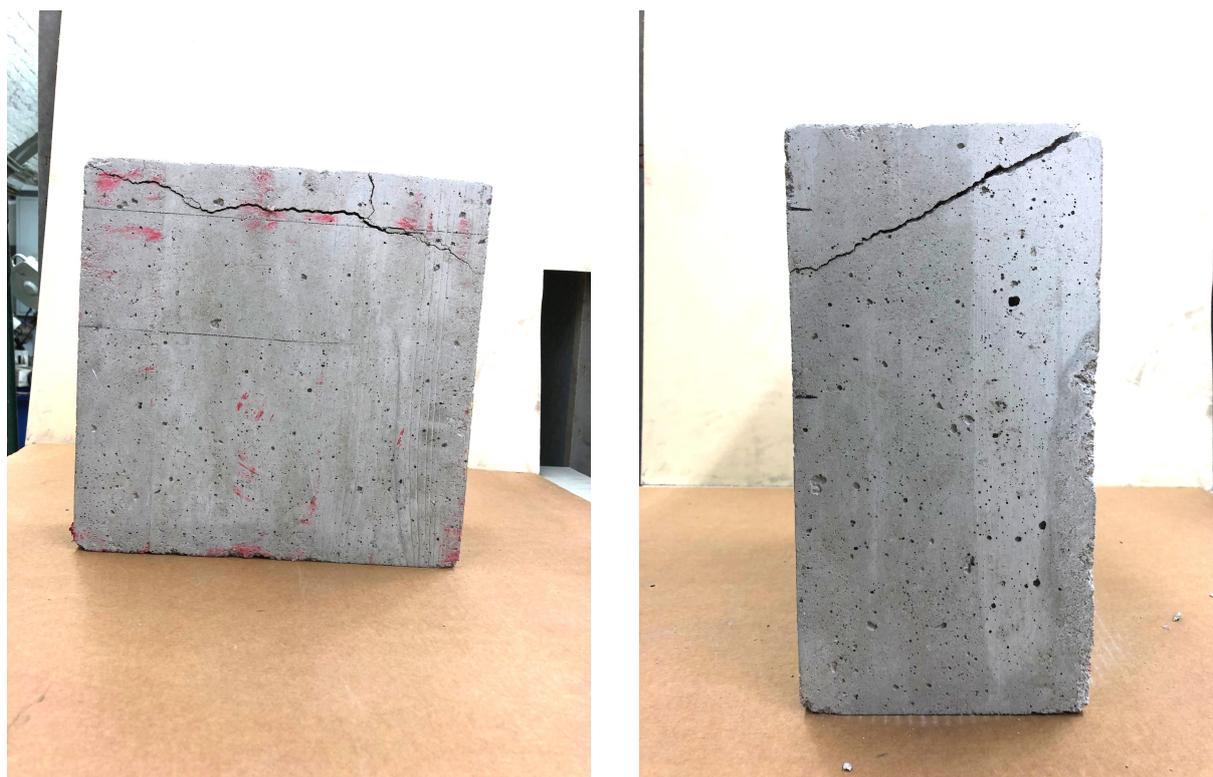
Abb. 3.10: Versuchsaufbau des ersten Vorversuches und der restlichen Versuche

und des Wegaufnehmers näher zum Dübelsystem verlegt um größere Verschiebungen messen zu können.

Die Abbildung 3.11 zeigt das Bruchbild des ersten Betonprobekörpers. Die Versagensform ist Spalten. Die horizontalen Bleistiftstriche stellen in der Abbildung 3.11a den Auflagerbereich (erstes U-Profil) am roten Rahmen dar. Um eine Verschiebung der Probekörper zu verhindern, wurden die vertikalen Gewindestangen per Hand vorgespannt. Auf Grund dessen ist eine Kontaktspannung zwischen dem roten Stahlrahmen und dem Probekörper entstanden. Um diesen Einfluss im Bereich der ersten fünfzehn Zentimeter zu entfernen, wurde beim zweiten Vorversuch eine Stahlplatte und eine Gummimatte unter den Probekörper gelegt. Somit konnte eine Auskragung des Probekörpers von fünfzehn Zentimeter erreicht werden. Dadurch kann nun verifiziert werden ob das Bruchbild noch immer annähernd parallel und im Nahbereich des Auflagers verläuft.

3.9.2 Zweiter Vorversuch

Auf Grund der Erkenntnisse aus dem ersten Vorversuch wurde beim zweiten Vorversuch die Lage und Befestigung der Wegaufnehmer verändert. Des Weiteren kam ein vierter Wegaufnehmer am Ende der Stahlplatte zur Anwendung. Der WA 1 wurde so positioniert, dass dieser bei der Kalibrierung der Wegaufnehmer ungefähr bis zur Hälfte eingefahren ist. Dies hat den Grund, dass durch diese Maßnahme eine positive und negative Starrkörperverschiebung gemessen werden könnte. Alle weiteren Wegaufnehmer wurden nur minimal eingefahren für die Nullung, damit ein möglichst großer aufnehmbarer Weg gemessen werden könnte. Die Halterung für die Wegaufnehmer wurden aus Dreischichtplatten gefertigt, da diese eine höhere Steifigkeit als die bis dato



(a) Bruchbild der Breitseite des ersten Probekörpers beim ersten Vorversuch

(b) Bruchbild der Schmalseite des ersten Probekörpers beim ersten Vorversuch

Abb. 3.11: Bruchbilder des ersten Vorversuches eines Betonprobekörpers

verwendeten Pressspanplatten aufweisen. Eine horizontale Abstützung aus Dreischichtplatten wurde eingebaut, dadurch konnte ein Rahmen aus Holz gefertigt werden. Mit dieser Maßnahme wurden die Durchbiegungen der Halterungen der Wegaufnehmer reduziert. Die Wegaufnehmer eins und vier wurden fix an den Holzrahmen geschraubt, die beiden anderen wurden mittels Schraubzwingen befestigt. Auf Grund der unterschiedlichen Schwerpunktlagen der einzelnen Probekörper, variieren die Lagen der Wegaufnehmer zwei und drei.

Die Lagerung des Probekörpers wurde entsprechend der Erläuterung vom ersten Vorversuch angepasst. Des Weiteren wurde ein Betonprobekörper als Gegenstück verwendet um die Auflagerfläche der Einspannung zu erhöhen und anstelle eines Kantholzes wurde ein U-Profil mit Stahlplatte (als Gegenplatte) und Gewindestangen angebracht. Durch diese Stahlbauteile konnte eine bessere Befestigung erbracht werden. Die Auflagerplatten aus Gummi wurden nicht ausgeführt, da die erforderliche Einspannung mit der Gummimatte nicht erzeugt werden konnte. Statt dessen wurden Kartonagen zwischen der Stahlplatte und Probekörper sowie zwischen Probekörper und Gegenstück gelegt. Das Bruchbild war Spalten, durch die geänderte Lagerung im Vergleich zum ersten Vorversuch, konnte eine Beeinflussung des Bruchbildes durch die erzeugte Einspannung verhindert werden.

Die Länge der Gewindestangen wurde verändert, dies hatte den Vorteil, dass je eine Stahlplatte pro Gewindestange als Auflager in die Rahmenkonstruktion integriert werden konnte. Mit dieser Maßnahme war es möglich höhere Vorspannkräfte in den Gewindestangen und dadurch eine höhere Kontaktspannung beim Probekörper zu erzeugen. Die Vorspannung wurde händisch erzeugt und reichte aus um keine Starrkörperverschiebung zu erzeugen.



(a) Bruchbild des Betonprobekörpers beim zweiten Vorversuch



(b) Versuchsaufbau beim zweiten Vorversuch mit Bruchbild

Abb. 3.12: Versuchsaufbau des zweiten Vorversuches und Bruchbilder des zweiten Betonprobekörpers

3.9.3 Dritter Vorversuch bis sechster Vorversuch

Durch die genannten Verbesserungen im zweiten Vorversuch wurde ab diesem Vorversuch der Versuchsaufbau nicht mehr verändert. Das Bruchbild beim dritten Vorversuch zeigte einen kegelförmigen Ausbruchskörper, somit konnte die Versagensform Ausbruch bestimmt werden. Die Bruchbilder der Vorversuche vier bis sechs waren alle auf die Versagensform Spalten zurückzuführen. Die Bruchbilder zeigen, dass sich der Bruchkörper weit vor der Einspannstelle löst. Dies zeigt, dass die Beeinflussung im Bereich des Bruchkörpers durch die Einspannung minimiert werden konnte.



(a) Bruchbild des Betonprobekörpers beim dritten Vorversuch



(b) Bruchbild des Betonprobekörpers beim vierten Vorversuch

Abb. 3.13: Bruchbilder des dritten und vierten Betonprobekörpers



(a) Bruchbild des Betonprobekörpers beim fünften Vorversuch

(b) Bruchbild des Betonprobekörpers beim sechsten Vorversuch

Abb. 3.14: Bruchbilder des fünften und sechsten Betonprobekörpers

3.10 Versuche für die Bestimmung der Druckfestigkeit

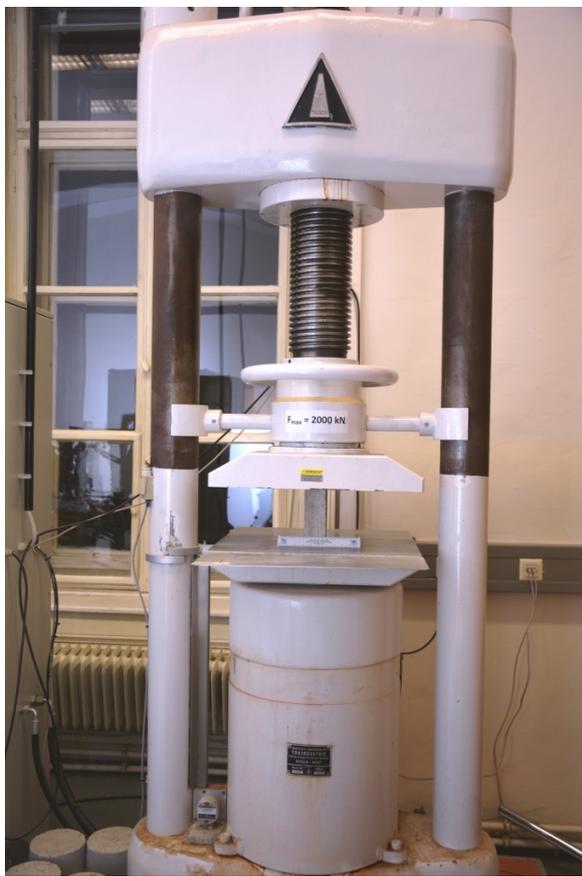
Jeder der vorhandenen Natursteinstufen weist eine unterschiedliche Länge auf, wie in Abbildung 3.1 ersichtlich entstehen dadurch unterschiedlich lange Reststücke. Aus diesen Reststücken wurden die Würfeln und die Prismen für die Bestimmung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmodul herausgeschnitten. Da die Dicke über die Länge der Reststücke ebenfalls Unterschiede aufweisen, konnte keine Standardlösung für das Herausschneiden angewendet werden. Die durch die Randstücke gewonnenen Stückzahlen an Würfeln und Prismen sind durch die vorhandene Geometrie unterschiedlich. Alle Betonprobekörper wurden nicht in einem Wasserbad gelagert, da die Natursteinstufen ebenfalls keiner Wasserlagerung ausgesetzt wurden. Die Lagerung erfolgte bei Raumtemperatur (zirka 22°C). Die Druckfestigkeit wurde an der Seger Presse des Institutes bestimmt, da die maximale Kraft 2000 kN beträgt und die maximale Kraft der Instron nur 150 kN beträgt, mussten alle Probekörper bei der Seger Presse getestet werden.

3.10.1 Bestimmung der Druckfestigkeit

Für die Herstellung der Probekörper wurde sich an die ÖNORM EN 12390-1 [ÖNORM-EN-12390-1:2012] gehalten. Auf Grund der geringen Abmessungen der Randstücke wurden die Nennlänge der Würfel reduziert. Da das größte Korn des verwendeten Betons vier Millimeter beträgt, kann die Regel laut der ÖNORM EN 12390-1 [ÖNORM-EN-12390-1:2012] angewendet werden, dass die Mindestkantenlänge dem Dreieinhalbfachen des Größtkorns entsprechen muss. Die Druckfestigkeit bei allen verwendeten Materialien wird an Würfeln mit einer Kantenlänge von 70 mm bestimmt. Für die Herstellung der Betonwürfel wurden genormte Plastik Würfelformen mit einer Seitenlänge von 100 mm verwendet. Diese wurden nach den 28 Tagen Aushärtezeit auf die kleinere notwendige Größe zusammengeschnitten. Durch das Zuschneiden wurde die glatte Fläche für die Auflagerung bei der Prüfmaschine erstellt.

3.11 Versuche für die Bestimmung des Elastizitätsmoduls

Jeder der vorhandenen Naturstufen weist eine unterschiedliche Länge auf, wie in Abbildung 3.1 ersichtlich entstehen dadurch unterschiedlich lange Reststücke. Aus diesen Reststücken wurden die Würfeln und die Prismen für die Bestimmung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls herausgeschnitten. Da die Dicke über die Länge der Reststücke ebenfalls Unterschiede aufweisen, konnte keine Standardlösung für das Herausschneiden angewendet werden. Die durch die Randstücke gewonnenen Stückzahl an Würfeln und Prismen sind durch die vorhandene Geometrie unterschiedlich. Alle Probekörper wurden bei Raumtemperatur (zirka 22°C) gelagert. Die unterschiedlichen Belastungszyklen sind in der Abbildung 3.16 gegenübergestellt. Der erste Vorbelastungszyklus ist nicht dargestellt, da nach dem ersten Vorbelastungszyklus die Dehnungsaufnehmer genullt wurden. Alle Proben mussten nach der Elastizitätsmodulmessung bei der Instronspindelprüfmaschine (maximale mögliche Kraft beträgt 150 kN, diese ist nicht für das Erreichen der maximalen Druckfestigkeit ausreichend) ausgebaut werden und im Anschluss in der Seger Presse geprüft werden um die maximale Druckfestigkeit bestimmen zu können.



(a) Versuchsaufbau für die Bestimmung der Druckfestigkeit



(b) Versuchsaufbau für die Bestimmung des Elastizitätsmoduls

Abb. 3.15: Versuchsaufbau für die Bestimmung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls

3.11.1 Messeinrichtung und Spindelprüfmaschine

Die für die Auswertung der Versuche wichtigen Parameter sind zu jedem Zeitpunkt nach dem ersten Vorbelastungszyklus bis nach dem dritten Belastungszyklus des Probekörpers aufgezeichnet

worden. Die aufgebrachte Kraft und die Dehnungen des Prismas wurden an zwei Seiten über die Probenhöhe erfasst. Alle durchgeführten Versuche wurden mit der folgenden Software und der nachstehenden Messtechnik aufgezeichnet:

- eine Messsoftware (MX Assistent V4.1 R1(202))
- ein Quantum X Universalmessverstärker (HBM MX840A)
- eine Kraftmessdose (HBM U10M / 125 kN)
- zwei Dehnungsaufnehmer (HBM DD1)

Die Abkürzung HBM steht für das Unternehmen Hottinger Baldwin Messtechnik. Der Quantum X Universalmessverstärker ist das zentrale Glied in der Messkette, da alle Sensoren auf diesem Gerät angeschlossen wurden und die Software ebenfalls über den Quantum X Universalmessverstärker die Daten der Kraftmessdose und der Dehnungsaufnehmer erfasst. Vor jeder Messung wurde die Kraftmessdose genullt. Die Dehnungsaufnehmer wurden nach dem ersten Vorbelastungszyklus kalibriert. Die Belastungsspiele mit den zugehörigen Kräften und Belastungsdauern wurden über die Instron Spindel Prüfmaschine erzeugt und über die Kraftmessdose und die Dehnungsaufnehmer gemessen. Der komplette Versuchsaufbau ist in der Abbildung 3.15b dargestellt. Da die verwendete Instronpresse keine gelenkige Lagerung beim beweglichen Kopf aufweist, musste diese Lagerungsbedingung durch eine Kalotte erzeugt werden. Da die Kontaktflächen der Proben 55 mm mal 55 mm aufweist, wurde eine Stahlplatte mit den Abmessungen von 63 mm mal 63 mm mit einer Dicke von zehn Millimeter verwendet. Am starren Fußpunkt der Presse wurde die Kraftmessdose positioniert, das vorhandene Innengewinde der Kraftmessdose wurde als Auflager für die untere Stahlplatte verwendet. Dadurch konnte eine Punktlagerung der Prismen erzielt werden.

3.11.2 Bestimmung des Elastizitätsmodul unter Druckbelastung für Betonprobekörper

Für die Versuche zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls wurde die ÖNORM EN 12390-13 [ÖNORM-EN-12390-13:2013] verwendet. Die Länge und Breite der prismatischen Probekörper beträgt 55 mm und die Höhe 150 mm. Die Messung der Dehnung erfolgt mit Dehnungsaufnehmern an einer mittig positionierten Messlinie auf zwei Seiten. Für die Bestimmung des Elastizitätsmoduls (Sekantenmodul) wurde das Verfahren A - Bestimmung des anfänglichen und des stabilisierten Elastizitätsmoduls laut ÖNORM EN 12390-13 [ÖNORM-EN-12390-13:2013] verwendet. Die Belastungszyklen mit den Belastungsdauern, die Messlinien und die Vermessungen der Probekörper wurden den entsprechenden Normen entnommen.

3.11.3 Bestimmung des Elastizitätsmodul unter Druckbelastung für Natursteinprobekörper

Grundsätzlich wurden die Elastizitätsmodule unter Druckbelastung für Natursteinprobekörper gemäß der ÖNORM EN 14580 [ÖNORM-EN-14580:2005] und ÖNORM B 3124-9 [ÖNORM-B-3124-9:1986] bestimmt. Da in diesen Normen aber keine Vorbelastungen definiert waren und die Vorbelastungen gemäß ÖNORM EN 12390-13 [ÖNORM-EN-12390-13:2013] zur Kontrolle der Messeinrichtungen dient, kamen die Vorbelastungszyklen auch bei Naturstein zur Anwendung. Die Belastungsspiele wurden gemäß der ÖNORM EN 14580 [ÖNORM-EN-14580:2005] aufgebracht. Als Proben dienten Prismen mit den Kantenlängen 55 mm / 55 mm / 150 mm. Die Kontaktflächen wurden pro Seite und Richtung dreimal gemessen und die Werte anschließend für die Spannungen

gemittelt. Die untere Prüfspannung wurde mit zwei Prozent der mittleren Druckfestigkeit und die obere Prüfspannung mit einem Drittel der mittleren Druckfestigkeit gemäß Norm gewählt. Die Vorbelastungsstufen betragen die gleichen Verhältnisse wie beim Beton, sprich die untere Prüfspannung der Vorbelastung beträgt zehn Prozent der unteren Prüfspannung der Belastungsstufe und die obere Spannung der Vorbelastungsstufe entspricht den zwei Prozent der mittleren Druckfestigkeit.

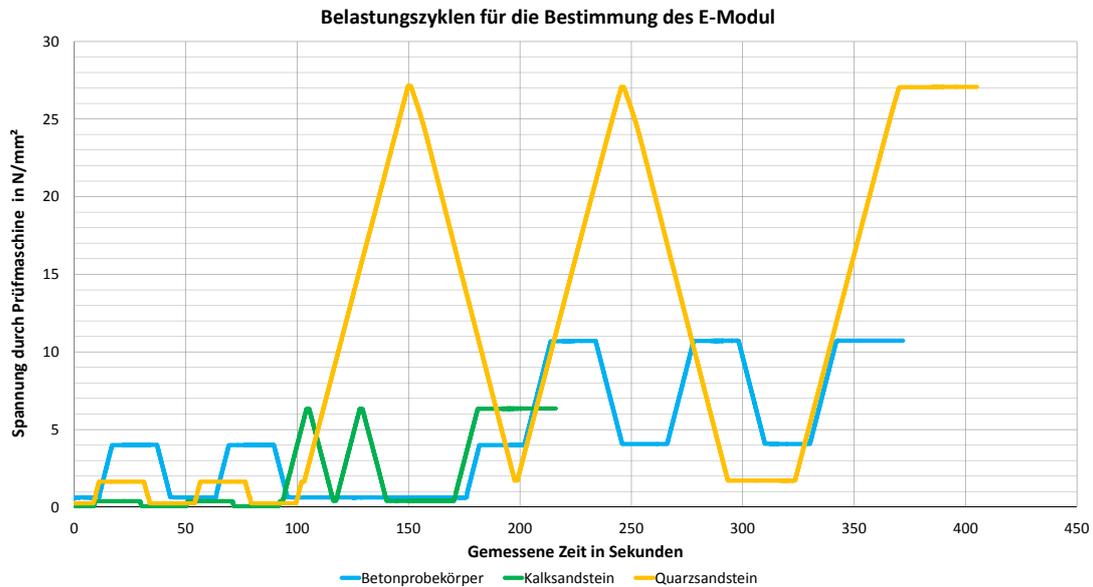


Abb. 3.16: Belastungszyklen der verwendeten Materialien

Kapitel 4

Versuchsergebnisse

Dieses Kapitel beinhaltet die Messergebnisse und die Auswertungsmethode. Die Auswertung erfolgte mittels einer für die Messergebnisse programmierten Microsoft Excel Tabelle, die entsprechende Erläuterung ist im Kapitel 4.1 nachzulesen. Bei den Versuchen wurde kontinuierlich bis zum Versagen die aufgebrachte Kraft und die Verschiebung des Stahlprofils im Bereich des Hydraulikzylinders, der Betonschraube bzw. des Verbundankers, die Verschiebung der Stahlplatte und die Starrkörperverschiebung gemessen. Die Detailergebnisse der variierten Komponenten für Betonproben sind im Kapitel 4.2 ersichtlich. Die Ergebnisse für die Kalksandsteinprobekörper sind im Kapitel 4.3 und die für Quarzsandstein im Kapitel 4.4 dokumentiert. Die Abbildungen der zerstörten Probekörper sind im Anhang A dargestellt.

4.1 Auswertungsmethode der Ergebnisse und Ergebnisdarstellung

Die Messergebnisse (Druck und Verschiebungen) wurden vom Universalmessverstärker Quantum X über die jeweilige Versuchsdauer aufgezeichnet und anschließend als *.csv Datei gespeichert. Zusätzlich wurde noch ein Diagramm (siehe Abbildung 4.1) als *.bmp Datei zur Dokumentation abgespeichert. Diese beiden Dateien zeichneten die Messergebnisse alle zweihundertstel Sekunden auf. Von der *.csv Datei wurden die Werte in eine programmierte Excel Tabelle importiert.

Grundsätzlich wurden vier Excel Dateien erstellt, diese beinhalteten jeweils achtzehn Versuchsergebnisse um die dafür notwendigen Balken- und Liniendiagramme erstellen zu können. Jeder Versuch wurde auf einem eigenen Tabellenblatt gespeichert und in einem Tabellenblatt für die Darstellung der Liniendiagramme und auf einem zweiten für das Balkendiagramm zusammengefasst. Die achtzehn Tabellenblätter wurden so aufgebaut, dass bei jedem automatisch die maximale Kraft und die zugehörige Verschiebung ermittelt wird. Mit Wenn-Funktionen wurde die Kalibrierung berücksichtigt. Da die Kalibrierungsfaktoren alle 1000 N unterschiedlich sind, wurden diese Unterschiede eingearbeitet. Die Werte dazwischen wurden linear interpoliert. Im Zusammenfassungstabellenblatt wurden die Verschiebungen und Kräfte aller achtzehn Versuche gegenübergestellt und in drei Kraft-Verschiebungs-Diagrammen dargestellt. Auf Grund von Querverweisen zu den einzelnen Tabellenblättern erfolgt die Weiterleitung zur Zusammenfassung automatisch. Die Diagramme werden ebenfalls automatisch erstellt. Die Markierung der maximalen Werte pro Versuch im Diagramm wurde ebenfalls über eine Kombination von Wenn- und Max-Funktion bewerkstelligt. Es wurden weder VBA-Codes noch Makros verwendet.

Eine weitere Zusammenfassung beinhaltete die maximalen Kräfte pro Versuch. Danach konnte die minimalen-, mittel- und maximalen Werte pro Versuchsreihe ermittelt werden. Auf dieser Basis wurden dann die Standardabweichung in Newton und Prozent sowie die 5%-Quantil-Werte berechnet. Bei diesem Tabellenblatt wurden auch die gemessenen Hebelsarme eingetragen um eine Rückrechnung auf eine Belastung in einem Meter Höhe, sowie auf die Zugkraft im Anker zu ermöglichen.

Die Darstellung der Ergebnisse erfolgt in Wertetabellen, pro Unterkapitel wird eine Tabelle dargestellt. Dadurch sollen die Ergebnisse für das jeweilig verwendete Befestigungssystem mit den unterschiedlichen Bohrsystemen gegenübergestellt werden. Diese Tabellen beinhalten die vollständige Probekörperbezeichnung, die Versagensart und die maximale kalibrierte Kraft des Hydraulikzylinders. Sollte ein Versuch bei den Ergebnissen nicht berücksichtigt werden, so wurde der Wert in der Tabelle durchgestrichen. Die Ursache für den Ausschluss sind im entsprechenden Unterkapitel erläutert. Jedes Kraft-Verschiebungs-Diagramm beinhaltet die kalibrierten gemessenen Kräfte des Hydraulikzylinders und die zugehörigen Verschiebungen im Bereich des Zylinders. Die dargestellten Verschiebungen sind vom vierten Wegaufnehmer und die eventuell aufgetretenen Starrkörperverschiebungen wurden bereinigt. Die Verschiebungen der Befestigungssysteme wurden ebenfalls in Abzug gebracht. In jeder dieser Abbildung werden gleichzeitig die sechs Versuche mit den gleichen Materialien der Probekörper, dem gleichen Bohrverfahren und dem gleichen Befestigungssystem dargestellt. Die maximalen Kräfte pro Versuch werden markiert und die Werte werden dargestellt.

Die vertikalen Sprünge in den Kraft-Verschiebungsdiagrammen entsteht durch die Belastung mit einer Handpumpe.

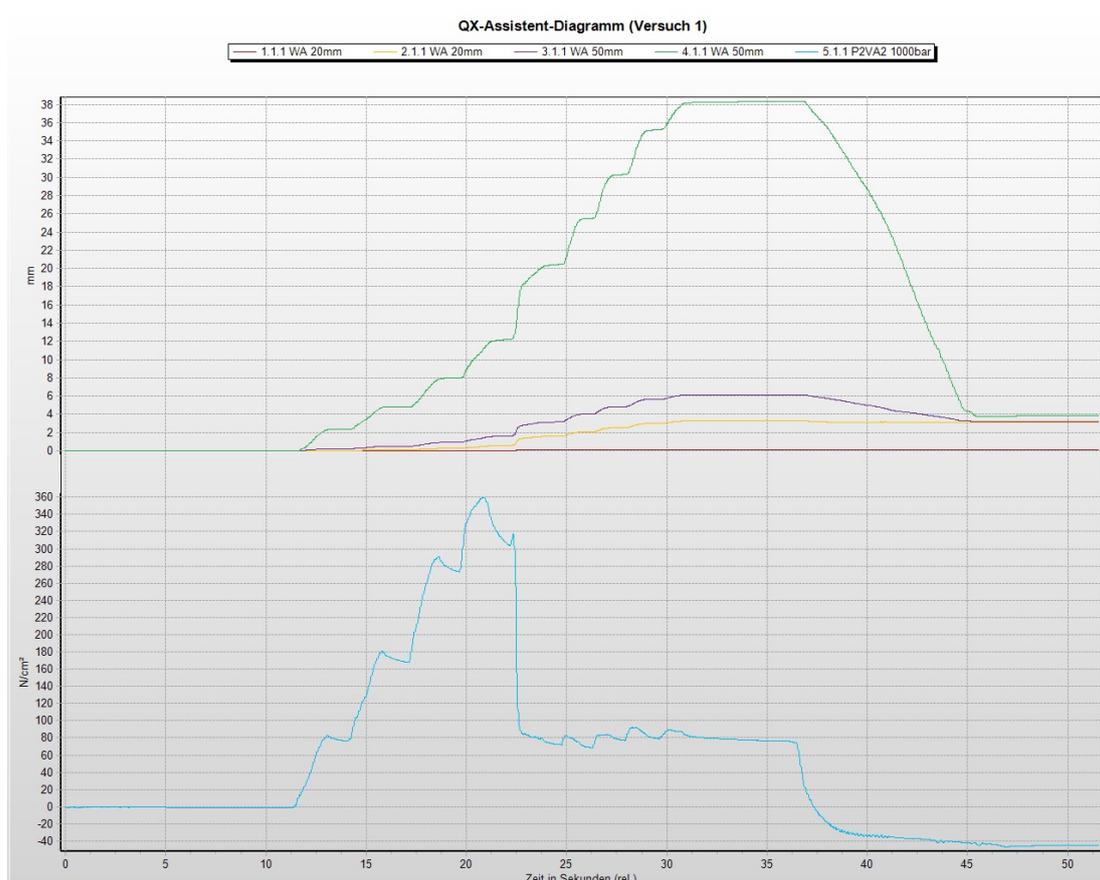


Abb. 4.1: Messergebnisse der aufbrachten Kräfte in N/cm^2 und erzeugten Verschiebungen in Millimeter bei allen vier Wegaufnehmer über die Versuchsdauer in Sekunden

4.2 Versuchsergebnisse der Betonprobekörper

Die folgenden beiden Unterkapitel zeigen die Ergebnisse der Betonprobekörper der jeweils sechs durchgeführten Versuche einer Versuchsserie. Die Tabelle 4.1 und die Tabelle 4.2 zeigt die jeweilige Versagensart und die maximal gemessene und mit dem Kalibrierungsfaktor erhöhte Kraft. Dabei werden die Bohrungsarten bei gleichem Befestigungssystem miteinander verglichen.

4.2.1 Versuchsergebnisse der Betonprobekörper mit Betonschraube

Dieses Kapitel beschreibt die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen von Betonprobekörper bei Betonschrauben. Die Tabelle 4.1 zeigt, dass bei allen zwölf Versuchen die gleiche Versagensart aufgetreten ist. Die beprobten Versuchskörper stammen von unterschiedlichen Betonmischungen und Betonierdurchgängen. Sprich der Körper BHSA1-3.3.6 entspricht dem dritten Betonierdurchgang, der dritten Mischung und der sechsten Schalung. Hierbei wurde darauf geachtet eine möglichst große Durchmischung der Betonprobekörper zu erzielen.

In der Abbildung 4.2 sind die Kräfte mit den zugehörigen Verschiebungen der Betonschrauben bei hammergebohrten Bohrlöchern der Betonprobekörper dargestellt. Dabei zeigt sich, dass die maximalen Kräfte bei Verschiebungen von circa sieben bis vierzehn Millimeter auftreten. Jedoch ist eine Verschiebung der Schrauben von bis 47 mm möglich. Dabei fallen die Kräfte auf circa 500 N ab. Auf Grund der Versagensform Spalten tritt bei allen sechs Experimenten gleichzeitig mit dem Erreichen der maximalen Kraft das Versagen ein. Trotzdem konnte die Verschiebungen weiter gesteigert werden. Das Liniendiagramm zeigt bei allen sechs Experimenten einen ähnlichen Verlauf.

Die Abbildung 4.3 zeigt das Kraft-Verschiebungsdiagramm bei Betonprobekörper mit Kernbohrungen, hier zeigt sich dass die Verschiebungen bis zum Versagen größer sind als im Vergleich zu den Betonschrauben bei Betonkörper mit Hammerbohrung. Des Weiteren werden die deutlich höheren Maximalwerte bei gleichem Material und Befestigungssystem dargestellt. Die Verschiebungen liegen zwischen circa acht und fünfundzwanzig Millimeter. Die maximalen Verschiebungen bis zum Versuchsabbruch liegen bei 45 mm.

Tab. 4.1: Maximal gemessene und mit Kalibrierungsfaktor multiplizierte Druckkraft der Betonprobekörper mit Betonschraube in Newton und Angabe der Versagensform

Betonschraube (SA)					
Hammerbohren (H)			Kernbohren (K)		
Probekörper	Versagensart	max. Kraft	Probekörper	Versagensart	max. Kraft
BHSA1-3.3.6	Spalten	2491 N	BKSA37-2.3.3	Spalten	2897 N
BHSA2-1.5.11	Spalten	2309 N	BKSA39-3.4.9	Spalten	3501 N
BHSA3-3.2/3.5	Spalten	2428 N	BKSA41-1.2.4	Spalten	2818 N
BHSA4-1.5/6.12	Spalten	2547 N	BKSA43-1.1/2.3	Spalten	3563 N
BHSA5-1.1.1	Spalten	2833 N	BKSA45-3.1.1	Spalten	3073 N
BHSA6-1.6.13	Spalten	2343 N	BKSA47-2.2.4	Spalten	3428 N

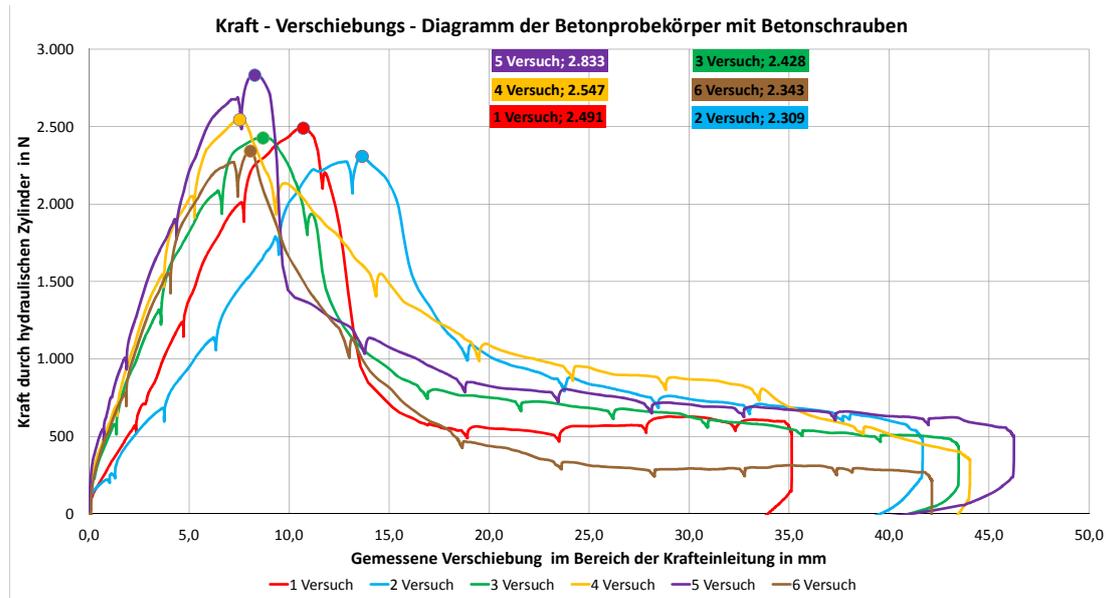


Abb. 4.2: Messergebnisse der aufgebrachtten Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei hammergebohrten Bohrungen mit Betonschrauben bei Betonprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm

4.2.2 Versuchsergebnisse der Betonprobekörper mit Verbundanker

In diesem Abschnitt wird auf die Versuche von Verbundankern bei Betonprobekörpern eingegangen. Die Tabelle 4.2 zeigt, dass bei fünfzig Prozent der Versuche die gleiche Versagensart aufgetreten ist. Bei jeder Bohrungsart traten fünf gleiche Versagensarten auf. Beim Hammerbohren war dies die Versagensart Spalten. Durch die Versagensform Herausziehen bei der Hammerbohrung trat bei diesem Experiment als einziges eine deutlich geringere Kraft auf. Bei den Kernbohrungen kam es nur einmal zum Spalten und die restlichen Objekte erlitten das Versagen Herausziehen. Beim Kernbohren trat mit Abstand die maximale Kraft beim Versuch 46 auf, da nur bei diesen die Versagensart Spalten auftrat. In der Abbildung 4.4 sind die Kräfte mit den zugehörigen Verschiebungen der Verbundankern bei Betonprobekörper mit Hammerbohrung dargestellt und die Abbildung 4.5 stellt die Ergebnisse der gleichen Befestigungssysteme und dem gleichen Material nur mit Kernbohrungen dar. Dabei zeigt sich, dass die maximalen Kräfte bei Verschiebungen von circa zwölf bis zwanzig Millimeter auftreten. Jedoch ist eine Verschiebung der Schrauben von bis zu 80 mm möglich. Dabei fallen die Kräfte auf bis zu circa 500 N ab. Bei den Kernbohrungen lagen die Verschiebungen der Maximalwerte bei circa sieben bis fünfundzwanzig Millimeter. Die maximalen Verschiebungen lagen ebenfalls in einem Bereich von 80 mm.

4.3 Versuchsergebnisse der Kalksandsteinprobekörper

In den nachfolgenden zwei Unterkapitel werden die Versuchsergebnisse der jeweils sechs Kalksandsteine die die gleichen Randbedingungen besitzen gegenübergestellt. In der Tabelle 4.3 und in der Tabelle 4.4 sind die jeweiligen Versagensarten und die maximal gemessene und mit dem Kalibrierungsfaktor erhöhte Kraft dargestellt. Dabei werden die Bohrungsarten bei gleichem Befestigungssystem miteinander verglichen.

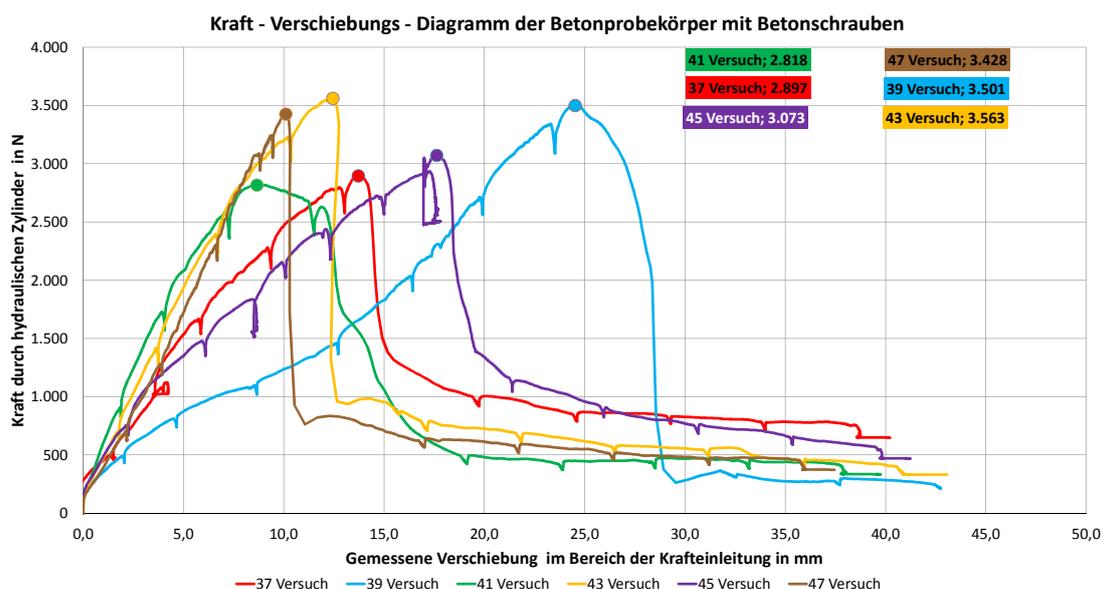


Abb. 4.3: Messergebnisse der aufgebrachtten Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei kernebohrten Bohrungen mit Betonschrauben bei Betonprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm

Tab. 4.2: Maximal gemessene und mit Kalibrierungsfaktor multiplizierte Druckkraft der Betonprobekörper mit Verbundanker in Newton und Angabe der Versagensform

		Verbundanker (VA)			
Hammerbohren (H)		Kernbohren (K)			
Probekörper	Versagensart	max. Kraft	Probekörper	Versagensart	max. Kraft
BHVA7-3.3.6	Herausziehen	750 N	BKVA38-2.2.3	Herausziehen	1679 N
BHVA8-3.2/3-5	Spalten	2735 N	BKVA40-3.4.9	Herausziehen	754 N
BHVA9-1.5/6.12	Spalten	3119 N	BKVA42-1.2.4	Herausziehen	1737 N
BHVA10-1.5.11	Spalten	2927 N	BKVA44-1.1/2.3	Herausziehen	923 N
BHVA11-1.1.1	Spalten	1486 N	BKVA46-3.1.1	Spalten	2590 N
BHVA12-1.6.13	Spalten	2438 N	BKVA48-2.2.4	Herausziehen	1405 N

4.3.1 Versuchsergebnisse der Kalksandsteinprobekörper mit Betonschraube

Dieses Kapitel beschreibt die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen bei Betonschrauben in Kalksandstein. Alle zwei Versuchsserien haben die gleiche Versagensart nämlich Herausziehen. Die Ergebnisse der beiden Versuche 17 und 23 sind von sanierten Probekörpern, sprich diese Körper bestanden nicht aus homogenen Material. Diese Schichtung konnte erst beim Erstellen der Probekörper gesehen werden. Von Außen war es augenscheinlich nicht erkennbar. Auf Grund der Montage im Schwerpunkt lagen die Bohrungen genau im Übergangsbereich zwischen dem Kalksandstein und dem Sanierungsmaterial. Die Probekörper der Versuche 61 und 73 stammen aus der gleichen Stufe wie die beiden zuvor beschriebenen Versuche. Dadurch sind auch diese Proben nicht aus homogenen Kalksandstein. Alle zuvor beschriebenen Punkte traten auch bei den kernebohrten Proben auf.

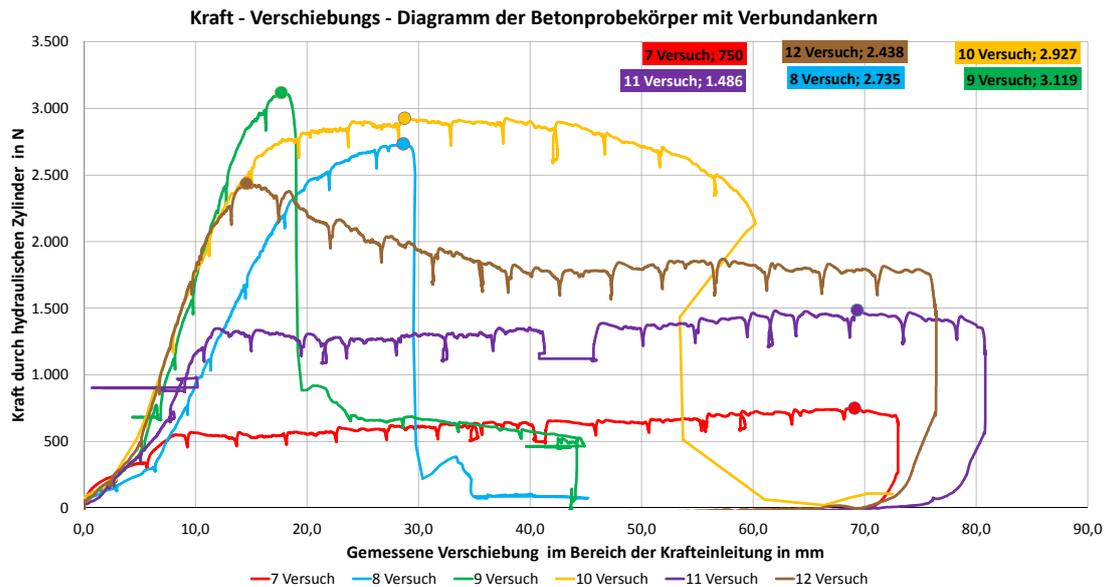


Abb. 4.4: Messergebnisse der aufgetragenen Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei hammergebohrten Bohrungen mit Verbundankern bei Betonprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm

In der Abbildung 4.6 sind die Kräfte mit den zugehörigen Verschiebungen der Betonschrauben bei Kalksandsteinprobekörper dargestellt. Dabei zeigt sich, dass die maximalen Kräfte bei Verschiebungen von circa sechs bis fünfzehn Millimeter auftreten. Jedoch ist eine Verschiebung der Schrauben von bis 48 mm möglich. Dabei fallen die Kräfte auf circa 500 N bis 1000 N ab. Auf Grund der Versagensform Herausziehen bei allen sechs Experimenten trat gleichzeitig mit dem Erreichen der maximalen Kraft das Versagen ein. Trotzdem konnte die Verschiebungen weiter gesteigert werden. Das Liniendiagramm zeigt bei allen sechs Experimenten einen ähnlichen Verlauf.

Die Abbildung 4.7 zeigt das Kraft-Verschiebungsdiagramm bei Kalksandsteinprobekörper mit Kernbohrungen, hier zeigt sich dass die Verschiebungen bis zum Versagen größer sind als im Vergleich zu den Betonschrauben bei Kalksandsteinprobekörper mit Hammerbohrung. Des Weiteren werden die deutlich höheren Maximalwerte bei gleichem Material und Befestigungssystem dargestellt. Die Verschiebungen liegen zwischen circa fünf und 72 Millimeter. Die maximalen Verschiebungen bis zum Versuchsabbruch liegen bei 85 mm.

4.3.2 Versuchsergebnisse der Kalksandsteinprobekörper mit Verbundanker

Dieses Unterkapitel beschreibt die Ergebnisse der Versuche bei Kalksandsteinprobekörper mit Verbundankern. Die Tabelle 4.4 zeigt, die maximalen Werte und deren Versagensart. Beim Hammerbohren war die überwiegende Versagensart Spalten bei den Kernbohrungen war es Herausziehen. Bei den experimentellen Untersuchungen mit Hammerbohrung konnte die größte Versagenskraft erreicht werden. Beim Kernbohren trat mit Abstand die maximale Kraft beim Versuch 68 auf, da nur bei diesem die Versagensart Spalten auftrat. Alle maximalen Werte der Versuche mit Kernbohrung lagen unter den Werten bei Hammerbohrung. Die Abbildung 4.8 zeigt die Kräfte mit den zugehörigen Verschiebungen der Verbundanker bei Kalksandsteinprobekörper mit Hammerbohrung und die Abbildung 4.9 stellt die Ergebnisse der gleichen Befestigungssysteme und dem gleichen Material nur mit Kernbohrungen dar. Die Grafik stellt den Verlauf der Kraft-

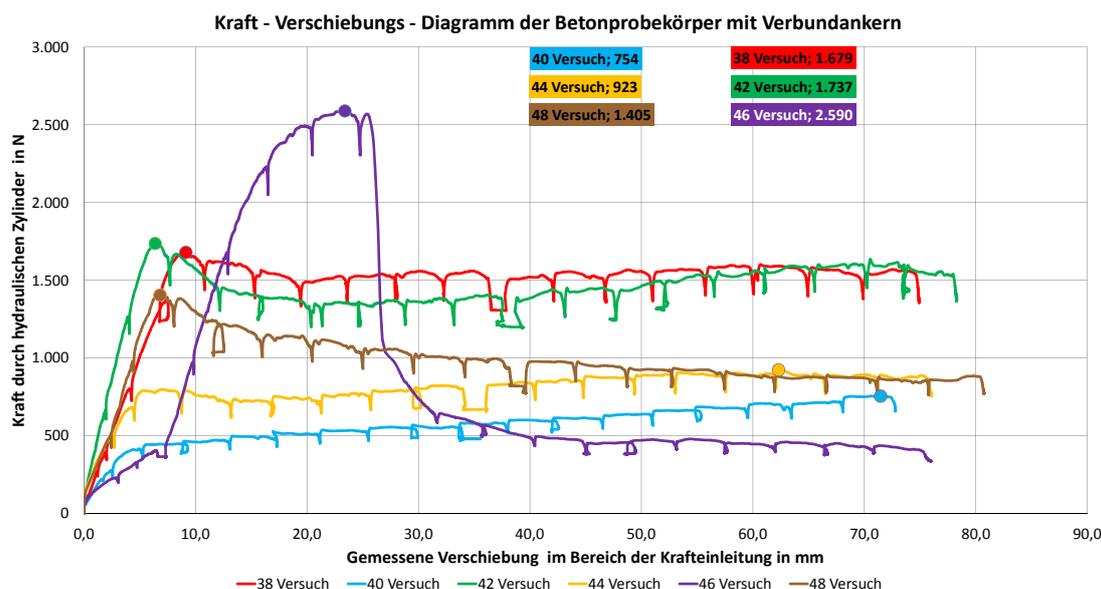


Abb. 4.5: Messergebnisse der aufbrachten Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei kerngebohrten Bohrungen mit Verbundankern bei Betonprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm

Tab. 4.3: Maximal gemessene und mit Kalibrierungsfaktor multiplizierte Druckkraft der Kalksandsteinprobekörper mit Betonschraube in Newton und Angabe der Versagensform

Betonschraube (SA)					
Hammerbohren (H)			Kernbohren (K)		
Probekörper	Versagensart	max. Kraft	Probekörper	Versagensart	max. Kraft
KHSA13-1.3	Herausziehen	1916 N	KKSA61-3.8	Herausziehen	573 N
KHSA15-2.3	Herausziehen	1634 N	KKSA65-1.8	Herausziehen	1316 N
KHSA17-3.3	Herausziehen	901 N	KKSA67-1.4	Herausziehen	575 N
KHSA19-1.7	Herausziehen	1633 N	KKSA69-2.8	Herausziehen	811 N
KHSA21-2.7	Herausziehen	1317 N	KKSA71-2.4	Herausziehen	775 N
KHSA23-3.7	Herausziehen	1137 N	KKSA73-3.4	Herausziehen	1004 N

Verschiebung der einzelnen Experimente dar. Dabei ist ersichtlich, dass die Verschiebungen zu den maximalen Kräfte zwischen circa vierzehn und vierundzwanzig Millimeter liegen. Nur Versuch achtzehn weist als einziger eine viel größere Verschiebung von circa 44 mm auf. Jedoch ist eine Verschiebung der Verbundanker von bis zu 50 mm möglich. Dabei fallen die Kräfte auf bis zu circa 500 N und weniger ab. Die Kernbohrungen ergaben eine Verschiebung bei den maximalen Kräften von circa zehn bis 29 mm. Auch bei dieser Versuchsserie konnte eine maximale Verschiebung von circa 80 mm bis 85 mm bei einer Kraft von bis zu 1000 N erreicht werden. Auch bei diesen Versuchen kamen nicht homogene Kalksandsteinstufen zur Anwendung. Bei der Kernbohrungsserie waren es die Körper 62 und 72. Beim Hammerbohren traten diese nicht mehr auf, da die Sanierung der Stufe nicht in den Randbereichen durchgeführt wurde.

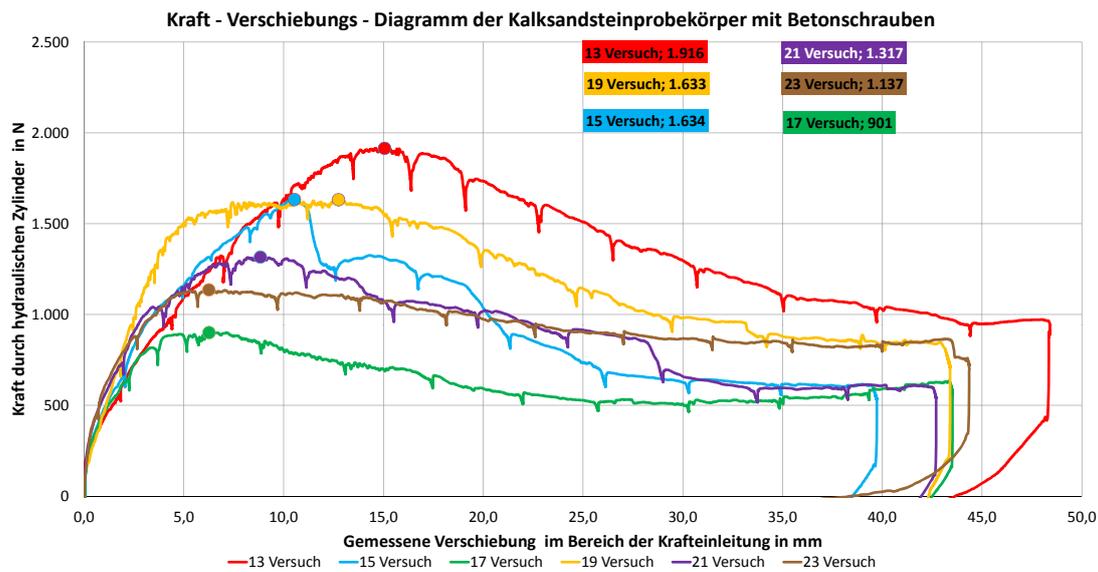


Abb. 4.6: Messergebnisse der aufgebrachtten Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei hammergebohrten Bohrungen mit Betonschrauben bei Kalksandsteinprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm

Tab. 4.4: Maximal gemessene und mit Kalibrierungsfaktor multiplizierte Druckkraft der Kalksandsteinprobekörper mit Verbundanker in Newton und Angabe der Versagensform

Hammerbohren (H)		Verbundanker (VA)			
Probekörper	Versagensart	max. Kraft	Kernbohren (K)		
Probekörper	Versagensart	max. Kraft	Probekörper	Versagensart	max. Kraft
KHVA14-1.2	Spalten	2163 N	KKVA62-3.9	Spalten	1464 N
KHVA16-2.2	Ausbruch	2477 N	KKVA64-1.9	Herausziehen	1786 N
KHVA18-3.2	Herausziehen	2944 N	KKVA66-1.5	Herausziehen	1693 N
KHVA20-1.6	Spalten	2380 N	KKVA68-2.9	Spalten	2249 N
KHVA22-2.6	Spalten	2596 N	KKVA70-2.5	Herausziehen	2416 N
KHVA24-3.6	Spalten	1486 N	KKVA72-3.5	Herausziehen	1036 N

4.4 Versuchsergebnisse der Quarzsandsteinprobekörper

Die nachfolgenden beiden Kapitel beschreiben die experimentellen Untersuchungen mit Quarzsandsteinproben. Je Versuchsserie mit den selben Randbedingungen wurden sechs Versuche durchgeführt. In der Tabelle 4.5 und in der Tabelle 4.6 sind die jeweiligen Versagensarten und die maximal gemessenen und mit dem Kalibrierungsfaktor erhöhte Kraft dargestellt. Dabei werden die Bohrungsarten bei gleichem Befestigungssystem miteinander verglichen.

4.4.1 Versuchsergebnisse der Quarzsandsteinprobekörper mit Betonschraube

Dieser Abschnitt beinhaltet die Versuchsergebnisse der Quarzsandsteinprobekörper mit Betonschrauben. In der Tabelle 4.5 sind die maximalen Kräfte und die zugehörigen Versagensarten getrennt nach Bohrmethode angeführt. Die Tabelle zeigt, dass elf Versuche auf Spalten versagen haben und nur ein Versuch die Versagensart Ausbruch hatte.

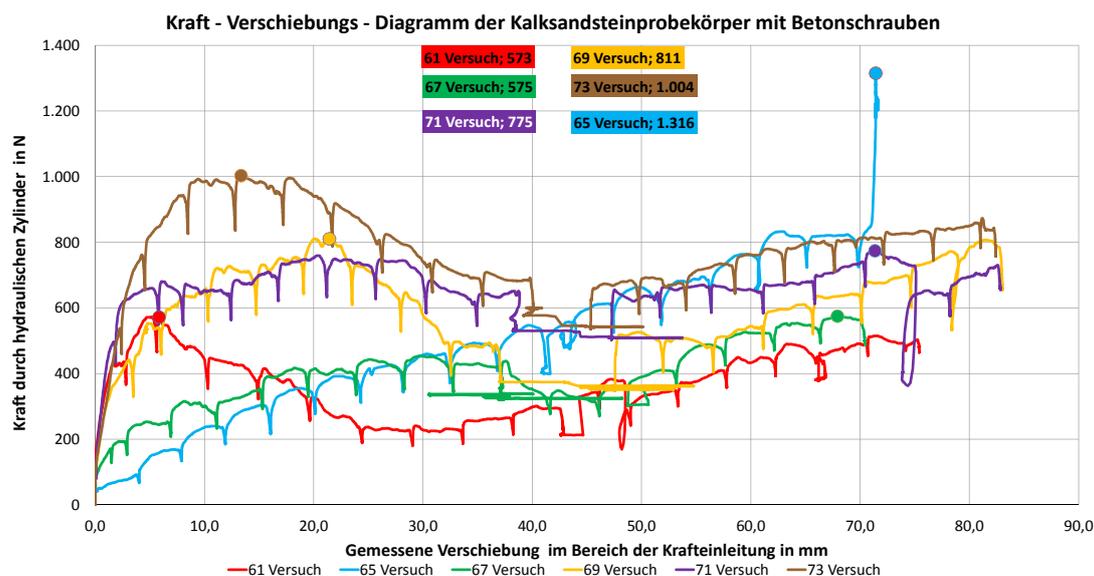


Abb. 4.7: Messergebnisse der aufgebrachtten Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei kerngebohrten Bohrungen mit Betonschrauben bei Kalksandsteinprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm

Die beprobten Versuchskörper stammen von unterschiedlichen Stufen, dabei wurde darauf geachtet eine möglichst große Durchmischung der Natursteinprobekörper zu erreichen.

Die Abbildung 4.10 zeigt das Kraft-Verschiebungsdiagramm bei Hammerbohrung. Die Verschiebungen bei denen die maximalen Kräfte auftreten befinden sich zwischen neun und fünfzehn Millimeter. Bei der Versagensart Spalten ist keine Steigerung der Verschiebung bis auf circa 45 mm möglich.

Die Abbildung 4.11 zeigt das Kraft-Verschiebungsdiagramm bei Quarzsandsteinprobekörper mit Kernbohrungen, hier zeigt sich dass die Verschiebungen bis zum Versagen eine geringere Abweichung zueinander aufweisen als im Vergleich zu den Betonschrauben bei Betonkörper mit Hammerbohrung. Des Weiteren werden die deutlich höheren Maximalwerte bei gleichem Material und Befestigungssystem bei circa zwölf Millimeter erreicht, jeglich der Versuch 59 weist eine höhere Verschiebung bei ungefährer gleicher maximaler Kraft auf.

Tab. 4.5: Maximal gemessene und mit Kalibrierungsfaktor multiplizierte Druckkraft der Quarzsandsteinprobekörper mit Betonschraube in Newton und Angabe der Versagensform

		Betonschraube (SA)			
		Hammerbohren (H)		Kernbohren (K)	
Probekörper	Versagensart	max. Kraft	Probekörper	Versagensart	max. Kraft
RHSA25-4.3	Spalten	3393 N	RKSA49-4.4	Spalten	3463 N
RHSA27-4.7	Spalten	2744 N	RKSA51-4.8	Spalten	3664 N
RHSA29-5.3	Spalten	3001 N	RKSA53-5.4	Spalten	2886 N
RHSA31-5.7	Ausbruch	3411 N	RKSA55-5.8	Spalten	3598 N
RHSA33-6.3	Spalten	2790 N	RKSA57-6.4	Spalten	2667 N
RHSA35-6.7	Spalten	2985 N	RKSA59-6.8	Spalten	3542 N

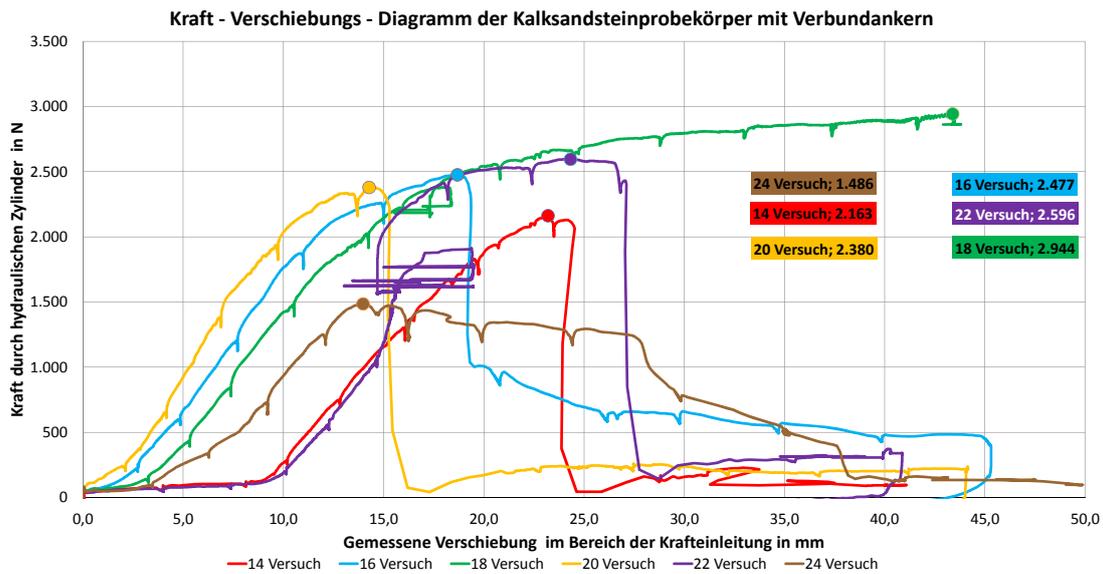


Abb. 4.8: Messergebnisse der aufgebrachtten Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei hammergebohrten Bohrungen mit Verbundankern bei Kalksandsteinprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm

4.4.2 Versuchsergebnisse der Quarzsandsteinprobekörper mit Verbundanker

In diesem Kapitel wird auf die Versuchsergebnisse der experimentellen Untersuchungen mit Verbundankern bei Quarzsandsteinprobekörper eingegangen. In der Tabelle 4.6 sind die maximalen Werte und deren Versagensart angegeben. Dabei ist ersichtlich, dass bei Hammerbohrung fünf von sechs Versuchen Stahlversagen eintritt. Bei kerngebohrten Bohrlöchern traten jeweils dreimal die Versagensart Spalten und Herausziehen auf. Die größeren Kräfte und die größte Kraft trat beim Hammerbohren auf. In der Abbildung 4.12 werden die Kräfte mit den zugehörigen Verschiebungen der Verbundankern bei Quarzsandsteinprobekörper mit Hammerbohrung gegenübergestellt und die Abbildung 4.13 zeigt die Ergebnisse der gleichen Befestigungssysteme und dem gleichen Material nur mit Kernbohrungen dar. Die Abbildungen zeigen den Verlauf der Kraft-Verschiebung der einzelnen Experimente. Dabei ist ersichtlich, dass die Verschiebungen zu den maximalen Kräfte zwischen circa 28 und 50 Millimeter liegen. Jedoch ist eine Verschiebung der Verbundanker von bis zu 75 mm möglich. Die Kernbohrungen ergaben eine Verschiebung bei den maximalen Kräften von circa acht bis achtzehn Millimeter. Auch bei dieser Versuchsserie konnte eine maximale Verschiebung von circa 90 mm bei einer Kraft von bis zu 1000 N erreicht werden.

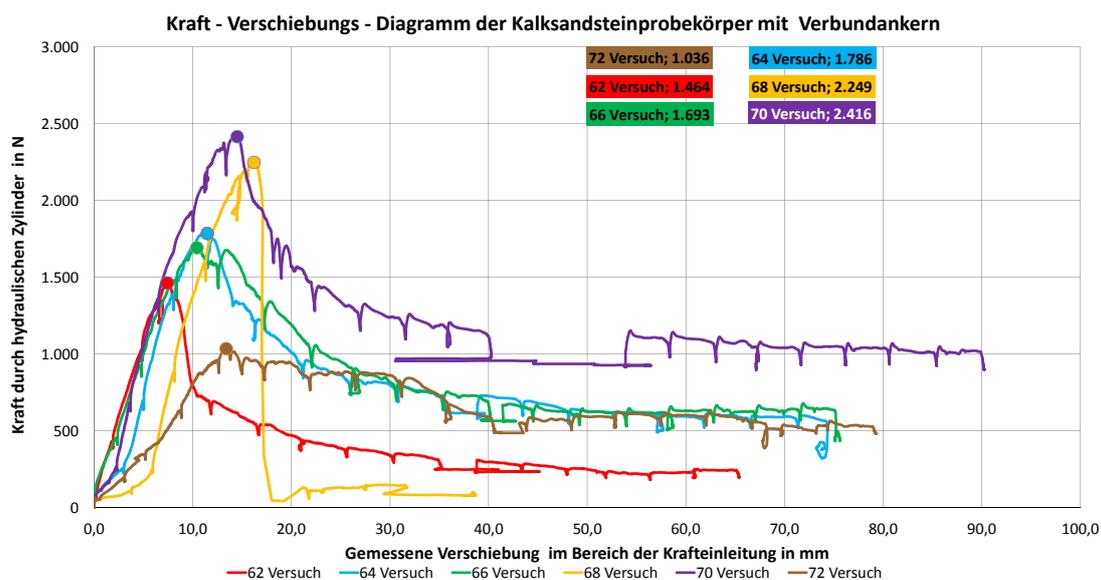


Abb. 4.9: Messergebnisse der aufgebracht Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei kerngebohrten Bohrungen mit Verbundankern bei Kalksandsteinprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm

Tab. 4.6: Maximal gemessene und mit Kalibrierungsfaktor multiplizierte Druckkraft der Quarzsandsteinprobekörper mit Verbundanker in Newton und Angabe der Versagensform

		Verbundanker (VA)			
Hammerbohren (H)		Kernbohren (K)			
Probekörper	Versagensart	max. Kraft	Probekörper	Versagensart	max. Kraft
RHVA26-4.2	Stahlversagen	4249 N	RKVA50-4.5	Spalten	2394 N
RHVA28-4.6	Stahlversagen	3067 N	RKVA52-4.9	Spalten	1711 N
RHVA30-5.2	Stahlversagen	4953 N	RKVA54-5.5	Herausziehen	1695 N
RHVA32-5.6	Stahlversagen	2522 N	RKVA56-5.9	Herausziehen	2624 N
RHVA34-6.2	Spalten	2999 N	RKVA58-6.5	Spalten	1751 N
RHVA36-6.6	Stahlversagen	2720 N	RKVA60-6.9	Herausziehen	1721 N

4.5 Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse

Die folgenden Unterkapitel stellen einen Vergleich zwischen den Ergebnissen bei den verwendeten Befestigungssystemen und den unterschiedlichen Bohrsystemen dar. Jede Abbildung zeigt die Minimal-, Mittel-, Maximal- und 5%-Quantil-Werte für jedes im Versuch herangezogene Material mit einem der beiden Befestigungssystemen und einem Bohrsystem. Diese Abbildungen sollen den Unterschied der verwendeten Materialien bei gleichem Bohrsystem und gleichem Befestigungssystem gegenüberstellen.

4.5.1 Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse der Betonschrauben

Die Abbildung 4.14 zeigt den Vergleich der experimentellen Ergebnisse aller achtzehn Versuche mit Betonschrauben mit hammergebohrten Bohrungen. Bei den Minimalwert ist ein deutlicher Unterschied zwischen den Kalksandsteinproben zu erkennen. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass bei den verwendeten Proben eine Stufe dabei war, die nachträglich saniert wurde. Sa-

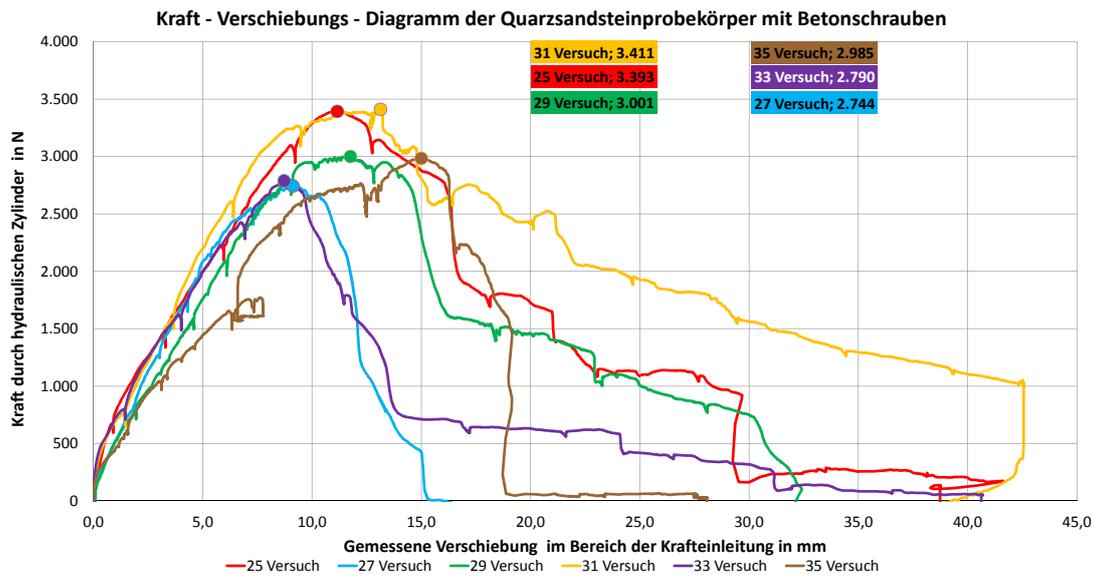


Abb. 4.10: Messergebnisse der aufgebrachtten Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei hammergebohrten Bohrungen mit Betonschrauben bei Quarzsandsteinprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm

Tab. 4.7: Gegenüberstellung der ermittelten Werte für die unterschiedlichen Versuchsserien

	Minimalwert	Mittelwert	Maximalwert	Standardabweichung		5%-Quantil-
	in Newton	in Newton	in Newton	in Newton	in %	Wert in Newton
BHSA	2309	2492	2833	189	7,60	2092
BKSA	2818	3213	3563	325	10,11	2520
BHVA	750	2243	3119	929	41,43	554
BKVA	754	1514	2590	659	43,54	486
KHSA	901	1423	1916	373	26,23	720
KKSA	573	842	1316	283	33,58	379
KHVA	1486	2341	2944	492	21,02	1322
KKVA	1036	1774	2416	507	28,59	833
RHSA	2744	3054	3411	289	9,45	2444
RKSA	2667	3303	3664	419	12,69	2401
RHVA	2522	3418	4953	963	28,16	1781
RKVA	1695	1983	2624	414	20,91	1229

nierung bedeutet, dass im Abbruchobjekt die Kalksandsteinstufe an der Trittstufe eingeschnitten wurde und teilweise durch ein anderes Material ersetzt wurde. Dadurch gelangen zwei Probekörper bei dieser Serie zur Anwendung, die einen geschwächten Kalksandsteinkörper aufweisen. Die Bohrungen lagen genau in der Fuge zwischen dem Kalksandstein und dem Sanierungsmaterial, dadurch konnte kein Formschluss in reinen Kalksandstein erfolgen. Auf Grund dessen da keine weiteren Kalksandsteinprobekörper vorhanden waren, konnten keine anderen Proben verwendet werden. Beim Quarzsandstein und Beton traten keine Inhomogenitäten auf. Auf Grund dessen ist die Streuung bei den beiden letzten Materialien deutlich geringer als beim Kalksandstein.

Die Abbildung 4.15 stellt die Versuchsergebnisse für Betonschrauben mit Kernbohrungen dar. Auch bei diesen experimentellen Untersuchungen lagen zwei inhomogene Kalksandsteinproben

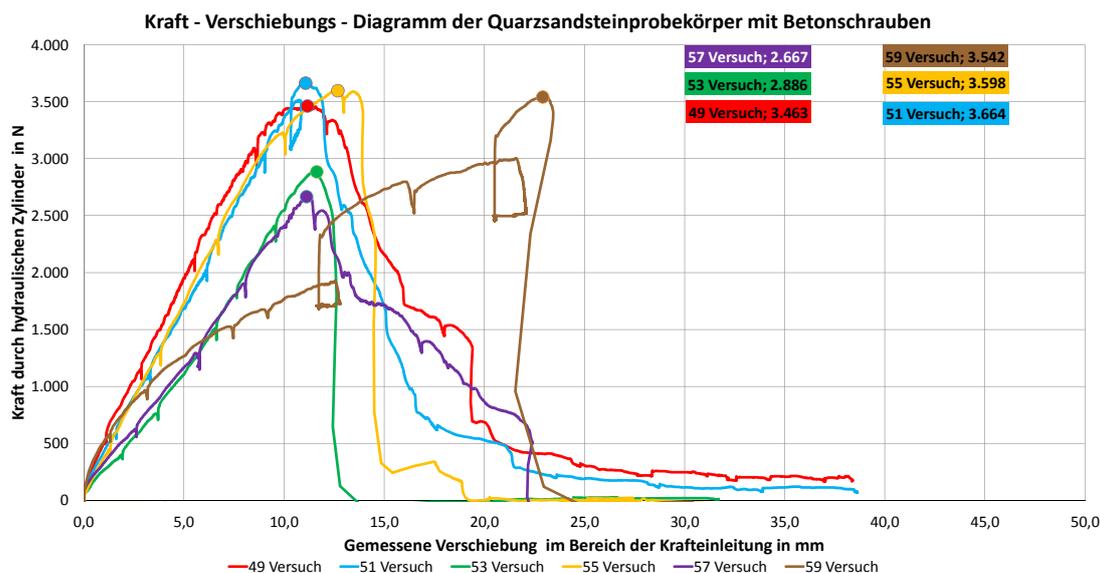


Abb. 4.11: Messergebnisse der aufgebrachtten Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei kerngebohrten Bohrungen mit Betonschrauben bei Quarzsandsteinprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm

vor. Da die Kernbohrungen mit Wasser bei der Bohrung gespült wurden, traten bei den Kalksandsteinen im Vergleich zu den weit aus dichteren Materialien (Beton, Quarzsandstein) größere Bohrdurchmesser auf. Auf Grund dessen konnten nur beim Kalksandstein die geringeren Werte im Vergleich zum Hammerbohren entstehen. Bei den experimentellen Ergebnissen der kerngebohrten Quarzsandsteinkörper liegen im Durchschnitt die Kräfte um circa zehn Prozent höher als bei hammergebohrten Löchern. Die Betonprobekörper weisen eine durchschnittliche circa dreißig Prozent höhere Kraft auf.

4.5.2 Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse der Verbundanker

Dieses Kapitel beschreibt die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen bei Verbundanker mit den unterschiedlichen Bohrsystemen und Materialien. Die Abbildung 4.16 zeigt die Ergebnisse der Verbundanker mit Hammerbohrung. Die Hauptversagensart bei Quarzsandstein war Stahlversagen, dies trat bei Kalksandstein und Beton nicht ein. Bei der Kernbohrung kam es bei keiner der drei unterschiedlichen Materialien zu Stahlversagen. Dadurch sind auch die geringeren Kräfte beim Quarzsandstein zu deuten. Beim Kalksandstein kam es bei beiden Verbundankerreihen zu höheren Kräften als bei den Betonschrauben. Bei den hammergebohrten Löchern im Beton lag der Minimalwert weit unter den durchschnittlichen Werten, dies ist auf die Versagensart Herausziehen zurückzuführen. Das Betonmaximum der Verbundanker mit hammergebohrten Bohrloch ist im Vergleich zur Betonschraube bei gleichem Bohrlochtyp um circa zehn Prozent höher.

Die Abbildung 4.17 zeigt einen Vergleich der Verbundanker mit kerngebohrten Löchern. Die Minimalenwerte bei Hammer- und Kernbohrung sind auf die selbe Versagensart (Herausziehen) zurückzuführen. Der große Unterschied bei den gemittelten Werten liegt in den unterschiedlichen Versagensformen (Herausziehen und Spalten). Diese Unterschiede spiegeln sich auch bei den maximalen Werten wieder, jedoch hier ist die Differenz zwischen Stahlversagen und Spalten bzw. Herausziehen. Lediglich die 5%-Quantilwerte bei Quarzsandstein bewegen sich in der gleichen Größenordnung.

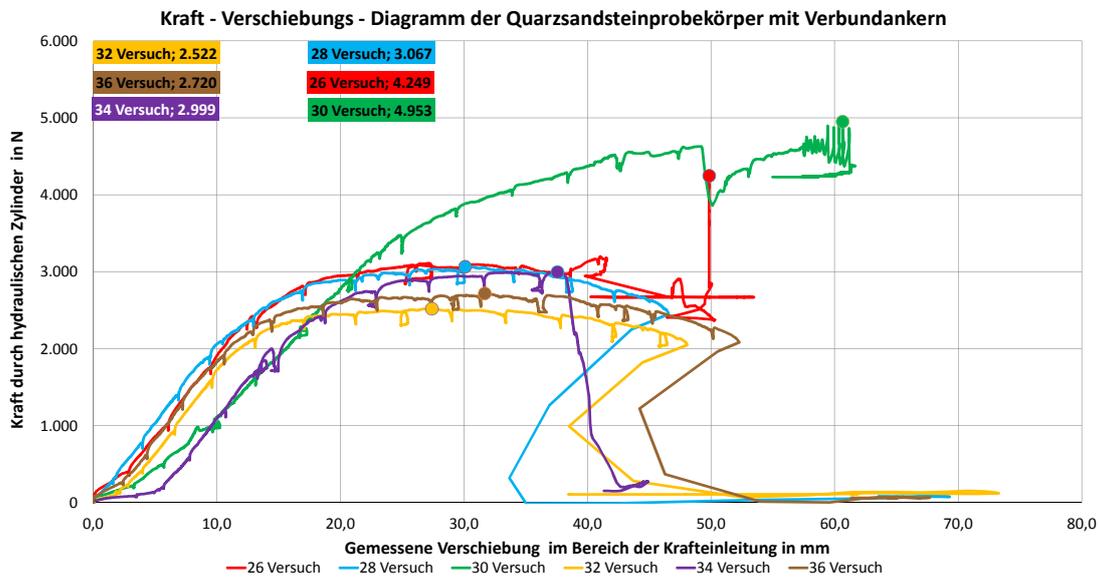


Abb. 4.12: Messergebnisse der aufgebrachtten Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei hammergebohrten Bohrungen mit Verbundankern bei Quarzsandsteinprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm

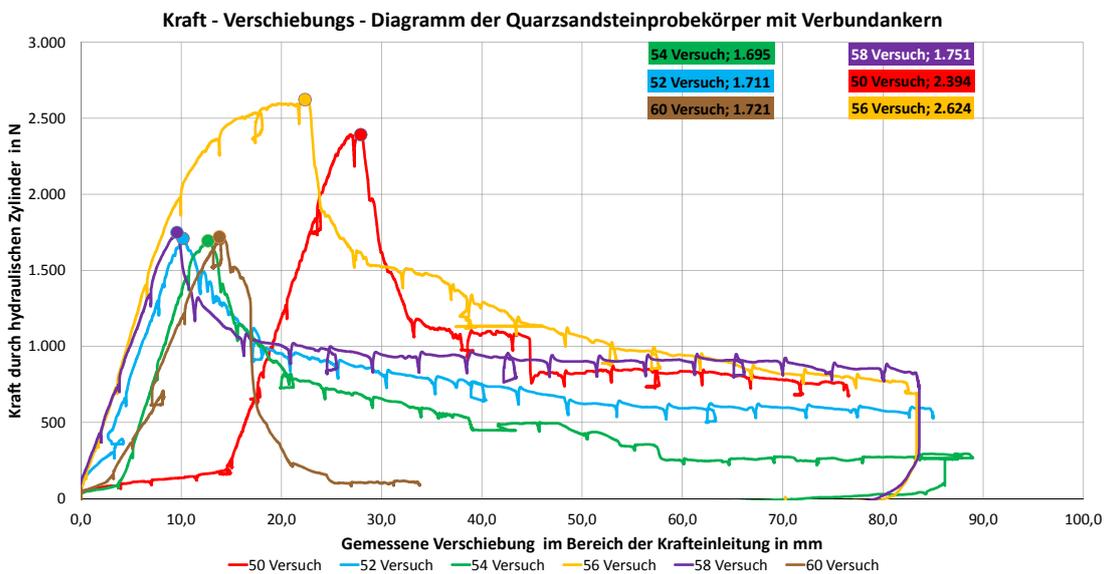


Abb. 4.13: Messergebnisse der aufgebrachtten Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei kerngebohrten Bohrungen mit Verbundankern bei Quarzsandsteinprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm

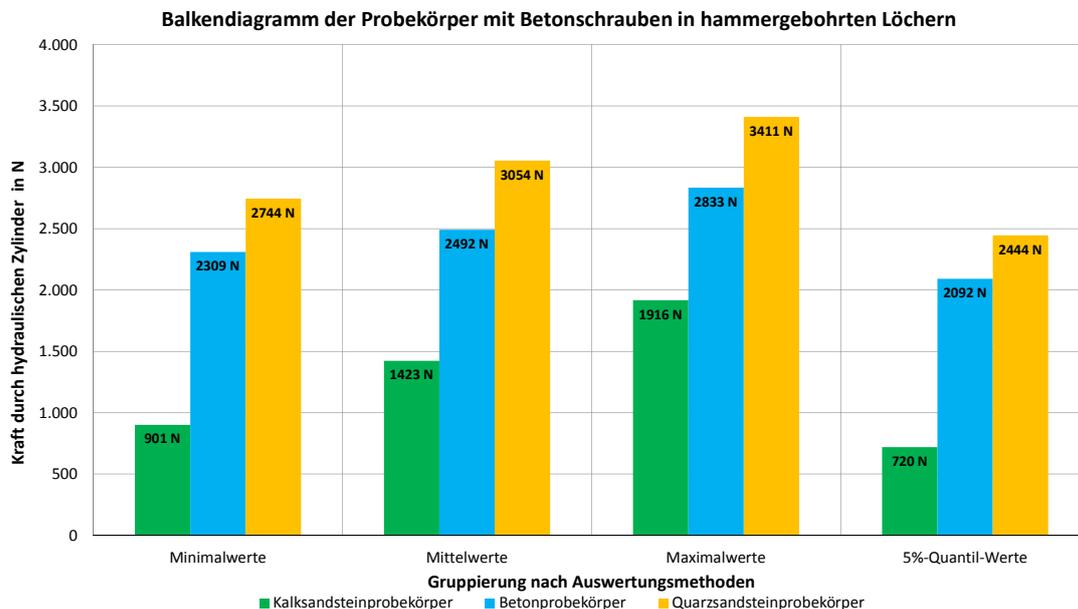


Abb. 4.14: Vergleich der aufgetragenen Kräfte bei hammergebohrten Bohrungen mit Betonschrauben in einem Balkendiagramm

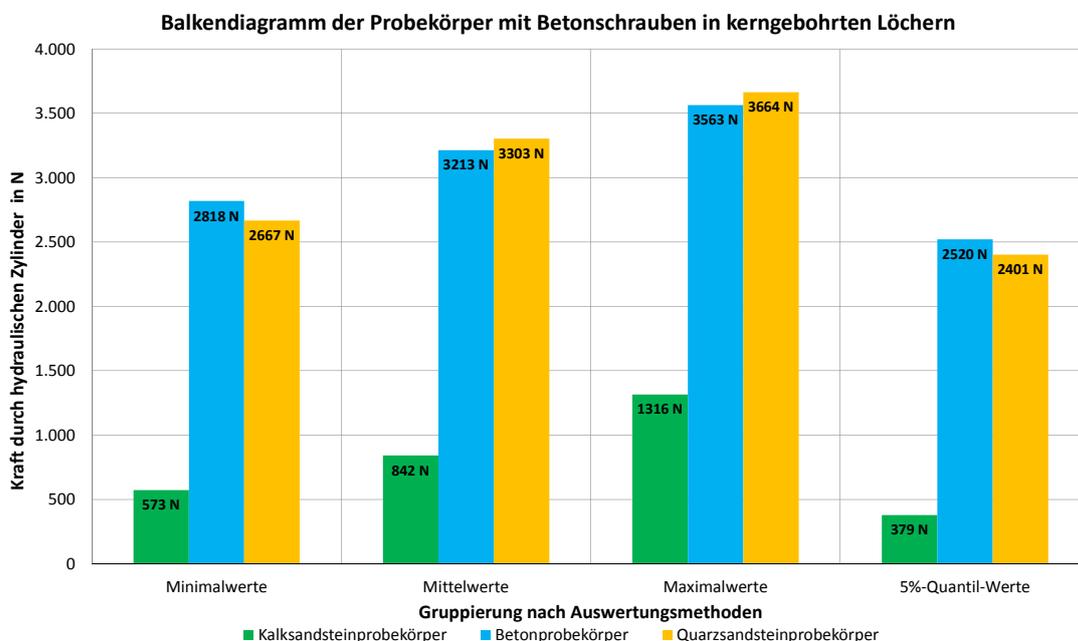


Abb. 4.15: Vergleich der aufgetragenen Kräfte bei kerngebohrten Bohrungen mit Betonschrauben in einem Balkendiagramm

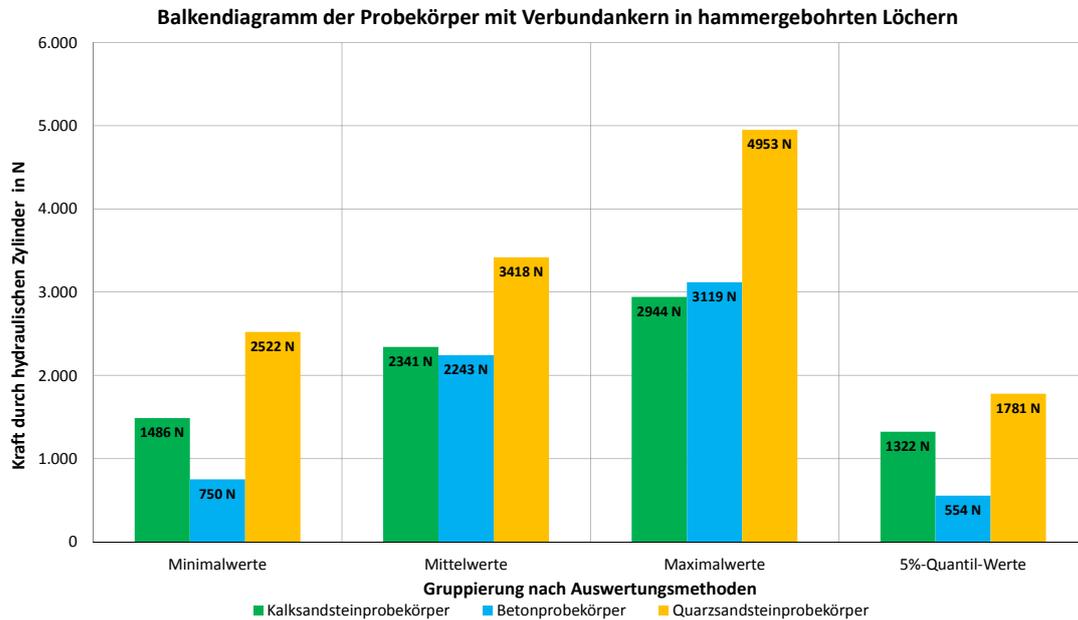


Abb. 4.16: Vergleich der aufgebrauchten Kräfte bei hammergebohrten Bohrungen mit Verbundankern in einem Balkendiagramm

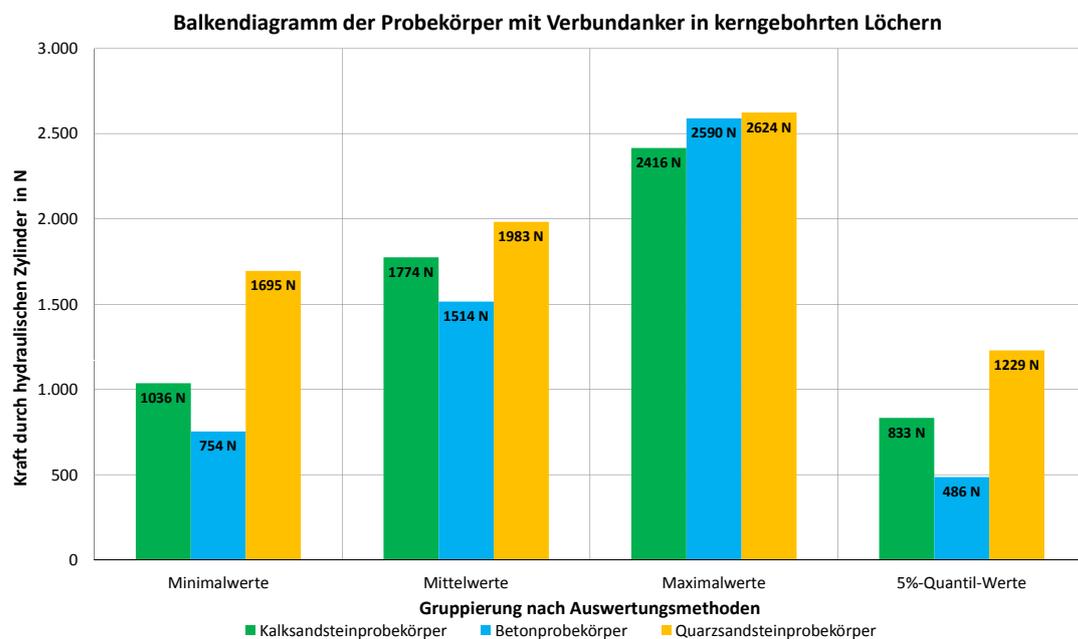


Abb. 4.17: Vergleich der aufgebrauchten Kräfte bei kerngebohrten Bohrungen mit Verbundankern in einem Balkendiagramm

Kapitel 5

Interpretation der Ergebnisse, Schlussfolgerung, Ausblick und Zusammenfassung

Dieses Kapitel beinhaltet die Interpretation der Ergebnisse und die daraus gezogenen Schlussfolgerungen. Dabei wird auf die aufnehmbare horizontale Nutzlast eingegangen, die für eine Beurteilung der Tragfähigkeit notwendig ist. Des Weiteren wird auf die Schlussfolgerung und den Ausblick eingegangen. Am Ende werden die wichtigsten Erkenntnisse dieser Diplomarbeit zusammengefasst.

5.1 Interpretation der Ergebnisse

Die nachfolgenden drei Unterkapitel zeigen die Interpretation der experimentellen Untersuchungen für alle verwendeten Materialien. Dies trifft auch auf die Versagensform zu. Es ist anzumerken, dass in der Praxis das Bohren mit Diamantbohrgeräten sicher deutlich aufwendiger ist, als die Hammerbohrung, denn die Bohrlöcher müssen an den Stirnflächen der Stufen gebohrt werden. Wenn man daran denkt, dass dies in der Spindel von Stiegenhäusern in einer gewissen Höhenlage erfolgen muss, ist der Umgang mit einem Bohrgerät mit Wasserausstoß und dazugehöriger Absaugung deutlich schwieriger als das Verwenden eines handelsüblichen und deutlich kleineren und leichteren Hammerbohrgerätes. Das Erstellen der Bohrlöcher mit Kernbohrgeräten dauert pro Bohrloch deutlich länger als die Hammerbohrungen, dies ist in der Praxis auch ein wirtschaftlicher Aspekt. Ein positiver Punkt des Diamantbohrgerätes ist die geringe bis kaum entstehende Staubeentwicklung.

Die Tabelle 5.1 zeigt die Umrechnung des einwirkenden Momentes auf ein Kräftepaar, welches eine Druckkraft am Ende der Auflagerplatte und eine Zugkraft in der Schraube bzw. dem Verbundanker hat. Vergleicht man diese Ergebnisse mit den Untersuchungen unter reiner Normalkraft (STUDENER 2017) so zeigt sich, dass manche Serien nur geringe Differenz aufweisen.

5.1.1 Interpretation der Ergebnisse der Betonprobekörper

Die experimentellen Untersuchungen haben gezeigt, dass die Unterschiede der aufnehmbaren Kräfte zwischen den Verbundankern und den Betonschrauben groß sind.

5.1.1.1 Interpretation der Ergebnisse der Betonprobekörper mit Betonschraube

Die unterschiedlichen Bohrsysteme haben deutliche Unterschiede aufgezeigt. Die maximal aufnehmbaren Kräfte bei Kernbohrungen sind im Durchschnitt um circa 29 Prozent größer. Das Bohreckmaß der Diamantbohrer ist kleiner als bei der Hammerbohrung. Auch wenn die Differenz nur 0,4 mm beträgt, hat es augenscheinlich doch einen Einfluss auf die Kraftübertragung. Da bei Betonschrauben eine mechanische Verzahnung zwischen der Schraube und dem zylindrischen Bohrloch erzeugt wird, ist der Formschluss zwischen einem kleinerem Bohrdurchmesser und der Betonschraube deutlich besser. Dies konnte auch beim Setzvorgang beobachtet werden, denn

Tab. 5.1: Gegenüberstellung der Schraubenkräfte für die unterschiedlichen Versuchsserien

	Minimalwert	Mittelwert	Maximalwert	Standardabweichung		5%-Quantil-
	in kN	in kN	in kN	in kN	in %	Wert in kN
BHSA	21,65	23,25	26,41	1,72	7,40	19,62
BKSA	26,34	29,99	33,21	3,11	10,39	23,35
BHVA	6,93	20,95	29,16	8,72	41,60	5,11
BKVA	7,07	14,12	24,14	6,13	43,42	4,56
KHSA	8,32	13,20	17,65	3,41	25,82	6,74
KKSA	5,43	8,01	12,44	2,65	33,08	3,63
KHVA	14,05	21,70	27,18	4,48	20,64	12,46
KKVA	9,78	16,92	23,12	4,92	29,08	7,83
RHSA	25,98	29,09	32,77	2,82	9,68	23,17
RKSA	24,85	30,68	34,70	3,99	13,00	22,17
RHVA	24,18	32,52	47,23	9,13	28,07	17,01
RKVA	15,60	18,38	23,82	3,57	19,41	11,78

der Schlagschrauber geriet an seine Belastungsgrenze. Dies konnte bei den hammergebohrten Löchern nicht beobachtet werden.

5.1.1.2 Interpretation der Ergebnisse der Betonprobekörper mit Verbundanker

Da bei den Versuchen darauf Wert gelegt wurde, dass die Schädigung durch Bohrlöcher der Probekörper gleich groß sind, wurden bei Verbundankern ebenfalls acht Millimeter Bohrer (entsprechende Bohreckmaße laut Kapitel drei) verwendet. Dadurch entstand bei der Hammerbohrung einmal die Versagensart Herausziehen. Bei den Kernbohrungen kam es gleich bei fünf von sechs Versuchen zur Versagensart Herausziehen. Dies ist darauf zurück zu führen, dass der Formschluss zwischen dem Bohrloch und dem Zweikomponentenkleber nicht funktioniert hat bzw. zu gering war. Da zu wenig Kleber im Bohrloch vorhanden war. Dieses Problem zeigt sich bei den kerngebohrten Löchern umso öfter, da dort das Bohreckmaß kleiner ist als bei den Hammerbohrungen.

Um bei Verbundankern die übertragbaren Kräfte zu erhöhen, müssten größere Bohrdurchmesser verwendet werden, damit mehr Kleber als bei den experimentellen Untersuchungen eingeleitet werden kann. Dies hätte auch den Vorteil das ein bessere Formschluss erfolgt. Dann könnte es auch zu anderen Versagensarten kommen, wie zum Beispiel Stahlversagen.

5.1.2 Interpretation der Ergebnisse der Kalksandsteinprobekörper

Die experimentellen Untersuchungen haben gezeigt, dass die Unterschiede zwischen Betonschrauben und Verbundankern deutlich sind.

5.1.2.1 Interpretation der Ergebnisse der Kalksandsteinprobekörper mit Betonschraube

Die Probekörper KHSA17-3.3, KHSA23-3.7 KKSA61-3.8 und KKSA73-3.4 stammen aus einer sanierten Stufe, diese Körper besitzen einen reduzierten Querschnitt aus reinem Kalksandstein. Die Schrauben wurden im Flächenschwerpunkt montiert, dieser lag jedoch genau in der Fuge zwischen dem Sanierungsmaterial und dem reinem Kalksandstein. Dadurch sind die geringeren Werte zu deuten, auf Grund der begrenzten Probekörper mussten diese Körper für die experi-

mentellen Untersuchungen verwendet werden. Unter Ausscheidung der beiden oben genannten hammergebohrten Körper erhöht sich der Mittelwert der Versuche auf 1625 N.

Auf Grund des weicheren Materials im Vergleich zu Beton oder Quarzsandstein ist der erforderliche Formschluss für die Kraftübertragung schlechter und die übertragbaren Kräfte pro Schraube sind im Vergleich zu den beiden anderen Materialien deutlich geringer. Dadurch ist auch kein positiver Effekt bei den Kernbohrungen erkennbar. Dies spiegelt sich auch in der Versagensart Herausziehen der zwölf Proben wider.

5.1.2.2 Interpretation der Ergebnisse der Kalksandsteinprobekörper mit Verbundanker

Auch die beiden Proben KKVA72-3.5 und KHVA24-3.6 sind aus sanierten Kalksandsteinkörpern deren Werte deutlich geringer sind als die restlichen experimentellen Untersuchungen. Die Mittelwerte ohne der beiden vorher genannten Proben ergeben für hammergebohrte Bohrungen 2512 N und für kernebohrte Löcher mit Verbundankern 1922 N. Die kleineren Bohrungen durch Diamantbohrungen zeigen bei diesen Serien keine Vorteile auf.

Bei der Versuchsserie Hammerbohren war die überwiegende Versagensart Spalten, dadurch ist eine Vergrößerung der Bohrlochdurchmesser nicht unbedingt notwendig. Da die Körper schon bei acht Millimeter Bohrungen versagen, jedoch kam es auch einmal zu dem Versagen Herausziehen. Dies könnte durch größere Bohrungen verhindert werden. Ob dadurch eine höhere Kraft übertragen werden könnte, kann nicht beurteilt werden.

5.1.3 Interpretation der Ergebnisse der Quarzsandsteinprobekörper

Die Ergebnisse der vier Versuchsserien für Quarzsandstein weisen die größten Mittelwerte der getesteten Materialien auf. Dies kann auch auf die bis zu dreimal so großen Druckfestigkeiten zurück geführt werden.

5.1.3.1 Interpretation der Ergebnisse der Quarzsandsteinprobekörper mit Betonschraube

Sowie bei den Betonserien weist auch der Quarzsandstein bei Betonschrauben hohe maximale Kräfte auf. Die hammergebohrten Quarzsandsteinproben weisen eine um circa 22 Prozent höhere Belastbarkeit auf, als die Betonprobekörper mit gleicher Bohrart. Da der Formschluss zwischen den Gewindeschnitt durch die Betonschraube im Material entsteht.

Durch die kleineren Bohrdurchmesser konnten auch bei diesem Material höhere Kräfte übertragen werden. Sowie beim Beton ist dies auch hier auf den besseren Formschluss zurückzuführen. Beim Setzvorgang konnte ebenfalls beobachtet werden, dass der verwendete Schlagschrauber an seine Belastungsgrenzen geraten ist. Durch die kleineren Durchmesser beim Kernbohren konnte sich die Betonschraube tiefer in das Gestein hineinschneiden. Dadurch kam es auch bei elf von zwölf Proben zum Versagen der Probekörper (Versagensart Spalten).

5.1.3.2 Interpretation der Ergebnisse der Quarzsandsteinprobekörper mit Verbundanker

Bei den Verbundankern im Quarzsandstein entstanden zwei komplett unterschiedliche Versagensarten zwischen den gewählten Bohrsystemen. Bei den hammergebohrten Löchern, war ausreichender Verbund zwischen Gestein und Kleber. Dadurch kam es zum Stahlversagen in fünf von sechs Fällen. Sprich bei diesen Serien hätten noch viel höhere Kräfte übertragen werden können, wenn zum Beispiel größere Durchmesser oder höhere Stahlgüten der Gewindestangen verwendet worden wären. Diese Versuchsserie hat bei den experimentellen Untersuchungen die größten Werte erzielt. Das Stahlversagen der Gewindestangen entstand durch eine Kombination aus Verformung des Verbundankers (im Bereich der Kontaktfläche der Beilagscheibe mit dem

Geländersteher) und gleichzeitiger Belastung. Dadurch konnte bei den Versuchen eine Rissentstehung an der Zugseite der Gewindestange im Bereich des kleinsten Querschnittes beobachtet werden.

Beim Diamantbohren wurden geringere Werte erzielt, dies folgt aus der Thematik, dass kleinere Bohrungen entstanden sind und dadurch nicht genügend Zweikomponentenkleber im Bohrloch vorhanden war um einen ausreichend großen Formschluss für das Versagen des Probekörpers auf Stahlversagen zu erzielen. Dadurch wurden bei den experimentellen Untersuchungen drei Mal die Versagensart Herausziehen und gleich oft die Versagensart Spalten erreicht.

5.2 Schlussfolgerung

Die Tabelle 5.1 zeigt die rechnerisch ermittelten Zugkräfte im Befestigungssystem. Die gemessenen Kräfte wurden mit dem gemittelten Hebelsarm multipliziert, damit wurde das durchschnittliche Moment zwischen der Druck- (Kontaktkraft am Probekörper) und Zugkraft im Befestigungssystem ermittelt. Manche Versuchserien haben die gleiche Größenordnung wie bei den experimentellen Untersuchungen unter reiner Normalkraft (STUDENER 2017). Auf Grund der verwendeten sanierten Kalksandsteinkörper liegen diese deutlich unter den Werten unter reiner Normalkraft (STUDENER 2017).

5.2.1 Horizontale Ersatzkraft

Die im Kapitel 4 ermittelten Ergebnisse werden im folgenden Abschnitt auf eine horizontale Ersatzkraft umgerechnet. Der Vergleich dieser Kraft mit allen Versuchsparametern ist in der Tabelle 5.2 ersichtlich. Dabei werden die Minimal-, Mittel-, Maximalwerte, Standardabweichung und die 5%-Quantil-Werte gegenübergestellt. In der ÖNORM B 1991-1-1 [ÖNORM-B-1991-1-1:2017] sind die horizontalen charakteristischen Nutzlasten für die Belastung von Absturzsicherungen angegeben. Dabei sind für Wohnbereiche 0,5 kN/m und bei Bürobereichen im Neubau 1,0 kN/m anzusetzen. Die Tabelle 5.2 soll einen Vergleich mit den laut der ÖNORM B 1991-1-1 [ÖNORM-B-1991-1-1:2017] geforderten Kräfte zeigen. Jedoch müssen die Werte noch gemäß Gleichung 5.1 abgemindert werden um einen direkten Vergleich zu ermöglichen. Danach wurde die horizontale Ersatzkraft in einem Meter Höhe (gemessen von Auftrittsfläche bis zur Wirkungslinie der Kraft) für einen Verbundanker bzw. für eine Betonschraube berechnet. Um die Gleichung 5.1 erfüllen zu können, wurde die Lasteinflusslänge variiert. Die Anzahl der Befestigungsmittel wurde wie in den experimentellen Versuchen konstant gehalten. Auf Widerstandsseite wurden die 5%-Quantil-Werte herangezogen. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in der Tabelle 5.3 dargestellt.

$$\frac{\text{Horizontale Ersatzkraft}}{\text{Teilsicherheitsbeiwert}} = \frac{H}{\gamma_c} = H_{R,d} \geq H_{E,d} = q_k \cdot \gamma_{Q,1} \quad (5.1)$$

5.3 Ausblick

Diese Arbeit hat Untersuchungen an Versuchsserien mit jeweils sechs Probekörper pro Serie verwendet. Für die Zukunft wäre es wünschenswert experimentelle Untersuchungen an größeren Serien durchzuführen und auch noch andere Komponenten zu testen. Experimentelle Untersuchungen mit hohen Stückzahlen wären auch die Grundlage für die Erstellung von numerischen Lösungen. Hierbei wäre interessant welchen Einfluss von mehreren nachträglichen Dübelssystemen pro Geländersteher auf einen Probekörper ausgeht. Des Weiteren wäre es sinnvoll die Versuche

Tab. 5.2: Auswertung der Messergebnisse für eine horizontale Last ($H_{R,d}$) in einem Meter Höhe gemessen von der Stufenoberkante in Newton

	Minimalwert	Mittelwert	Maximalwert	Standardabweichung		5%-Quantil- Wert
	in Newton	in Newton	in Newton	in Newton	in %	in Newton
BHSA	505	542	616	40	7,40	458
BKSA	615	700	775	73	10,39	545
BHVA	162	489	680	203	41,60	119
BKVA	165	329	563	143	43,42	106
KHSA	194	308	412	80	25,82	157
KKSA	127	187	290	62	33,08	85
KHVA	328	506	634	105	20,64	291
KKVA	228	395	539	115	29,08	183
RHSA	606	679	765	66	9,68	541
RKSA	580	716	810	93	13,00	517
RHVA	564	759	1102	213	28,07	397
RKVA	364	429	556	83	19,41	275

Tab. 5.3: Auswertung der Messergebnisse für eine horizontale Last in einem Meter Höhe gemessen von der Stufenoberkante in kN und der Befestigungsabstand in Meter

	$H_{R,d}$ in kN	$q_k=0,5\text{kN/m}$		$q_k=1,0\text{kN/m}$	
		$H_{E,d}$ in kN	Befestigungsabstand in Meter	$H_{E,d}$ in kN	Befestigungsabstand in Meter
BHSA	0,46	0,75	0,61	1,50	0,31
BKSA	0,54	0,75	0,73	1,50	0,36
BHVA	0,12	0,75	0,16	1,50	0,08
BKVA	0,11	0,75	0,14	1,50	0,07
KHSA	0,16	0,75	0,21	1,50	0,10
KKSA	0,08	0,75	0,11	1,50	0,06
KHVA	0,29	0,75	0,39	1,50	0,19
KKVA	0,18	0,75	0,24	1,50	0,12
RHSA	0,54	0,75	0,72	1,50	0,36
RKSA	0,52	0,75	0,69	1,50	0,34
RHVA	0,40	0,75	0,53	1,50	0,26
RKVA	0,27	0,75	0,37	1,50	0,12

bei Verbundankern mit größeren Bohrdurchmesser durchzuführen, damit ein besserer Formschluss erfolgen kann und damit verbunden die Verwendung von Gewindestangen mit einer höheren Stahlgüte bzw. einem größeren Ankerstangendurchmesser. Dabei könnte festgestellt werden ob die Veränderung der oben genannten Komponenten die Versagensform Stahlversagen noch weiter auftreten würde.

5.4 Zusammenfassung

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass bei Verwendung von Betonschrauben es Sinn macht das Bohreckmaß zu reduzieren. Dieses Ergebnis haben die experimentellen Untersuchungen gezeigt. Auch wenn die Reduktion des Durchmessers nur 0,4 mm beträgt entsteht in Quarzsandstein und Beton ein besserer bzw. stärkerer Formschluss und dadurch können höhere Kräfte pro Schraube übertragen werden. In weicheren Gesteinen, wie zum Beispiel Kalksandstein hat sich diese Verbesserung nicht gezeigt, da die übertragbaren Kräfte viel geringer sind. Im Kalksandstein entstehen bei den Bohrungen ein im zehntelmillimeter Bereich größeres Bohrloch auf Grund des weicheren Gesteins, dies kann beim Bohrvorgang nicht verhindert werden. Für die Herstellung der Bohrlöcher in der Praxis ist es sicherlich leichter hammergebohrte Bohrlöcher herzustellen, denn für dieses Bohrsystem ist das Bohrequipment weit aus geringer und das Betätigungspersonal benötigt eine geringes Ausbildungslevel. Für die Industrie würde das bedeuten, dass Hammerbohrer entwickelt werden sollten, die ähnliche Bohreckmaße wie die Kernbohrer aufweisen um den Effekt des kleineren Bohrlochdurchmessers verwenden zu können. Die Kernbohrer haben in der Praxis auch den Nachteil, dass bei Bohrungen in bestehenden Stiegenhäusern ein Austritt von Wasser beim Bohrvorgang entsteht. Dies wird natürlich abgesaugt jedoch tritt immer eine gewisse Restflüssigkeit aus. Wenn man sich überlegt, dass dieser in einer gewissen Höhenlage verwendet werden muss, stellt dies ein weiteres praktisches Anwendungsproblem dar.

Die experimentellen Untersuchungen haben gezeigt, dass die Verbundanker bei Kalksandstein in der Regel höhere Kräfte übertragen können als die Betonschrauben. Bei den Kernbohrungen war die überwiegende Versagensform Herausziehen, durch den zu geringen Anteil an Kleber. Dadurch sollte bei Verwendung von Klebeankern angedacht werden größere Bohrlöcher zu verwenden. Da bei den experimentellen Versuchen die Proben gleich geschädigt werden sollten, wurden bei allen Proben die gleichen Durchmesser verwendet. Ob die Verwendung von um zwei Millimeter größeren Bohrlöchern bei den gleichen Proben eine Erhöhung der aufnehmbaren Kräfte mit sich bringt, müsste in experimentellen Untersuchungen getestet werden. Bei Quarzsandstein kam es bei Hammerbohren zum Stahlversagen, auch bei diesen Serien wäre es sinnvoll weitere Untersuchungen mit größeren Ankerstangendurchmessern oder Ankerstangen mit einer höheren Stahlgüte zu verwenden. Bei den kerngebohrten Bohrlöchern kam es teilweise zur Versagensart Herausziehen. Dadurch macht es auch bei diesen Serien Sinn den Kleberanteil pro Bohrloch zu vergrößern. Auch bei den Betonkörpern hat sich ein ähnliches Verhalten gezeigt.

In dieser Arbeit wurden auch auf Basis der ermittelten Kräfte Berechnungen für die maximalen Befestigungsmittelabstände durchgeführt, damit die laut ÖNORM B 1991-1-1 [ÖNORM-B-1991-1-1:2017] erforderlichen charakteristischen Lasten aufgenommen werden können. Es erfolgte auch eine Rückrechnung auf die Zugkraft im Befestigungsmittel, dadurch kann ein Vergleich mit den bereits durchgeführten Voruntersuchungen unter reiner Normalkraft (STUDENER 2017) gemacht werden. Diese Zeigen bei manchen Versuchsserien die gleiche Größenordnung auf, bei anderen Serien sind deutliche Unterschiede erkennbar.

Die weiteren Untersuchungen sollten mit größeren Versuchsserien durchgeführt werden. Die Variation von größeren Bohrdurchmessern und die Verwendung von Verbundankern mit einer höheren Stahlgüte ist aus derzeitiger Sicht als sinnvoll zu erachten. Des Weiteren der Einfluss bei Verwendung von mehrer nachträglichen Dübeln pro Auflagerplatte.

Abbildungsverzeichnis

2.1	Querschnitte der ersten beiden verwendeten Kalksandstufen	13
a	Querschnitt der ersten Kalksandstufe	13
b	Querschnitt der zweiten Kalksandstufe	13
2.2	Querschnitt der dritten verwendeten Kalksandstufe und der ersten verwendeten Quarzsandstufe	14
a	Querschnitt der dritten Kalksandstufe	14
b	Querschnitt der ersten Quarzsandstufe	14
2.3	Querschnitt der zweiten und dritten verwendeten Quarzsandstufe	14
a	Querschnitt der zweiten Quarzsandstufe	14
b	Querschnitt der dritten Quarzsandstufe	14
2.4	Übersicht der Versagensformen (STUDENER 2017), nach Eligehausen (2000) und Mallée (2016)	15
3.1	Übersicht des Versuchsprogramm der Naturstufen	18
3.2	Schnittfläche des verwendeten Kalksandsteins	20
3.3	Schnittfläche des verwendeten Quarzsandstein	21
3.4	Schnittdarstellung des Betonprobekörpers inklusive Holzschalung	21
3.5	Betonschraube Hilti HUS3-H8 (8x75mm)	23
3.6	Verbundanker Hilti HIT-V 5.8 M8x110mm	24
3.7	Spannungsverteilung in der Stahlkonstruktion des Versuches	25
3.8	Rahmendarstellung 3D	26
3.9	Gegenüberstellung der Lagerung der Probekörper aus Beton und Naturstein	27
a	Darstellung der Lagerung der Betonprobekörper	27
b	Darstellung der Lagerung der Natursteinprobekörper	27
3.10	Versuchsaufbau des ersten Vorversuches und der restlichen Versuche	30
a	Rahmendarstellung des ersten Vorversuches	30
b	Rahmendarstellung nach dem zweiten Vorversuch und aller Versuche	30
3.11	Bruchbilder des ersten Vorversuches eines Betonprobekörpers	31
a	Bruchbild der Breitseite des ersten Probekörpers beim ersten Vorversuch	31
b	Bruchbild der Schmalseite des ersten Probekörpers beim ersten Vorversuch	31
3.12	Versuchsaufbau des zweiten Vorversuches und Bruchbilder des zweiten Betonprobekörpers	32
a	Bruchbild des Betonprobekörpers beim zweiten Vorversuch	32
b	Versuchsaufbau beim zweiten Vorversuch mit Bruchbild	32
3.13	Bruchbilder des dritten und vierten Betonprobekörpers	32
a	Bruchbild des Betonprobekörpers beim dritten Vorversuch	32
b	Bruchbild des Betonprobekörpers beim vierten Vorversuch	32
3.14	Bruchbilder des fünften und sechsten Betonprobekörpers	33
a	Bruchbild des Betonprobekörpers beim fünften Vorversuch	33
b	Bruchbild des Betonprobekörpers beim sechsten Vorversuch	33
3.15	Versuchsaufbau für die Bestimmung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls	34
a	Versuchsaufbau für die Bestimmung der Druckfestigkeit	34

b	Versuchsaufbau für die Bestimmung des Elastizitätsmoduls	34
3.16	Belastungszyklen der verwendeten Materialien	36
4.1	Messergebnisse der aufgetragenen Kräfte in N/cm ² und erzeugten Verschiebungen in Millimeter bei allen vier Wegaufnehmer über die Versuchsdauer in Sekunden	38
4.2	Messergebnisse der aufgetragenen Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei hammergebohrten Bohrungen mit Betonschrauben bei Betonprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm	40
4.3	Messergebnisse der aufgetragenen Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei kernebohrten Bohrungen mit Betonschrauben bei Betonprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm	41
4.4	Messergebnisse der aufgetragenen Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei hammergebohrten Bohrungen mit Verbundankern bei Betonprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm	42
4.5	Messergebnisse der aufgetragenen Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei kernebohrten Bohrungen mit Verbundankern bei Betonprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm	43
4.6	Messergebnisse der aufgetragenen Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei hammergebohrten Bohrungen mit Betonschrauben bei Kalksandsteinprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm	44
4.7	Messergebnisse der aufgetragenen Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei kernebohrten Bohrungen mit Betonschrauben bei Kalksandsteinprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm	45
4.8	Messergebnisse der aufgetragenen Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei hammergebohrten Bohrungen mit Verbundankern bei Kalksandsteinprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm	46
4.9	Messergebnisse der aufgetragenen Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei kernebohrten Bohrungen mit Verbundankern bei Kalksandsteinprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm	47
4.10	Messergebnisse der aufgetragenen Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei hammergebohrten Bohrungen mit Betonschrauben bei Quarzsandsteinprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm	48
4.11	Messergebnisse der aufgetragenen Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei kernebohrten Bohrungen mit Betonschrauben bei Quarzsandsteinprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm	49
4.12	Messergebnisse der aufgetragenen Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei hammergebohrten Bohrungen mit Verbundankern bei Quarzsandsteinprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm	50
4.13	Messergebnisse der aufgetragenen Kräfte und erzeugten Verschiebungen im Bereich der Krafteinleitung bei kernebohrten Bohrungen mit Verbundankern bei Quarzsandsteinprobekörper in einem Kraft-Verschiebungs-Diagramm	50
4.14	Vergleich der aufgetragenen Kräfte bei hammergebohrten Bohrungen mit Betonschrauben in einem Balkendiagramm	51
4.15	Vergleich der aufgetragenen Kräfte bei kernebohrten Bohrungen mit Betonschrauben in einem Balkendiagramm	51
4.16	Vergleich der aufgetragenen Kräfte bei hammergebohrten Bohrungen mit Verbundankern in einem Balkendiagramm	52
4.17	Vergleich der aufgetragenen Kräfte bei kernebohrten Bohrungen mit Verbundankern in einem Balkendiagramm	52

A.1	Bruchbilder der hammergebohrten Betonprobekörper mit Betonschrauben	71
a	Bruchbild der Probe BHSA1	71
b	Bruchbild der Probe BHSA2	71
c	Bruchbild der Probe BHSA3	71
d	Bruchbild der Probe BHSA4	71
e	Bruchbild der Probe BHSA5	71
f	Bruchbild der Probe BHSA6	71
A.2	Bruchbilder der hammergebohrten Betonprobekörper mit Verbundankern	72
a	Bruchbild der Probe BHVA7	72
b	Bruchbild der Probe BHVA8	72
c	Bruchbild der Probe BHVA9	72
d	Bruchbild der Probe BHVA10	72
e	Bruchbild der Probe BHVA11	72
f	Bruchbild der Probe BHVA12	72
A.3	Bruchbilder der kerngebohrten Betonprobekörper mit Betonschrauben	73
a	Bruchbild der Probe BKSA37	73
b	Bruchbild der Probe BKSA39	73
c	Bruchbild der Probe BKSA41	73
d	Bruchbild der Probe BKSA43	73
e	Bruchbild der Probe BKSA45	73
f	Bruchbild der Probe BKSA47	73
A.4	Bruchbilder der kerngebohrten Betonprobekörper mit Verbundankern	74
a	Bruchbild der Probe BKVA38	74
b	Bruchbild der Probe BKVA40	74
c	Bruchbild der Probe BKVA42	74
d	Bruchbild der Probe BKVA44	74
e	Bruchbild der Probe BKVA46	74
f	Bruchbild der Probe BKVA48	74
A.5	Bruchbilder der hammergebohrten Kalksandsteinprobekörper mit Betonschrauben	75
a	Bruchbild der Probe KHSA13	75
b	Bruchbild der Probe KHSA15	75
c	Bruchbild der Probe KHSA17	75
d	Bruchbild der Probe KHSA19	75
e	Bruchbild der Probe KHSA21	75
f	Bruchbild der Probe KHSA23	75
A.6	Bruchbilder der hammergebohrten Kalksandsteinprobekörper mit Verbundankern	76
a	Bruchbild der Probe KHVA14	76
b	Bruchbild der Probe KHVA16	76
c	Bruchbild der Probe KHVA18	76
d	Bruchbild der Probe KHVA20	76
e	Bruchbild der Probe KHVA22	76
f	Bruchbild der Probe KHVA24	76
A.7	Bruchbilder der kerngebohrten Kalksandsteinprobekörper mit Betonschrauben .	77
a	Bruchbild der Probe KKSA57	77
b	Bruchbild der Probe KKSA61	77
c	Bruchbild der Probe KKSA65	77
d	Bruchbild der Probe KKSA69	77
e	Bruchbild der Probe KKSA71	77
f	Bruchbild der Probe KKSA73	77

A.8	Bruchbilder der kerngebohrten Kalksandsteinprobekörper mit Verbundankern . . .	78
a	Bruchbild der Probe KKVA62	78
b	Bruchbild der Probe KKVA64	78
c	Bruchbild der Probe KKVA66	78
d	Bruchbild der Probe KKVA68	78
e	Bruchbild der Probe KKVA70	78
f	Bruchbild der Probe KKVA72	78
A.9	Bruchbilder der hammergebohrten Quarzsandsteinprobekörper mit Betonschrauben	79
a	Bruchbild der Probe RHSA25	79
b	Bruchbild der Probe RHSA27	79
c	Bruchbild der Probe RHSA29	79
d	Bruchbild der Probe RHSA31	79
e	Bruchbild der Probe RHSA33	79
f	Bruchbild der Probe RHSA35	79
A.10	Bruchbilder der hammergebohrten Quarzsandsteinprobekörper mit Verbundankern	80
a	Bruchbild der Probe RHVA26	80
b	Bruchbild der Probe RHVA28	80
c	Bruchbild der Probe RHVA30	80
d	Bruchbild der Probe RHVA32	80
e	Bruchbild der Probe RHVA34	80
f	Bruchbild der Probe RHVA36	80
A.11	Bruchbilder der kerngebohrten Quarzsandsteinprobekörper mit Betonschrauben .	81
a	Bruchbild der Probe RKSA49	81
b	Bruchbild der Probe RKSA51	81
c	Bruchbild der Probe RKSA53	81
d	Bruchbild der Probe RKSA55	81
e	Bruchbild der Probe RKSA57	81
f	Bruchbild der Probe RKSA59	81
A.12	Bruchbilder der kerngebohrten Quarzsandsteinprobekörper mit Verbundankern .	82
a	Bruchbild der Probe RKVA50	82
b	Bruchbild der Probe RKVA52	82
c	Bruchbild der Probe RKVA54	82
d	Bruchbild der Probe RKVA56	82
e	Bruchbild der Probe RKVA58	82
f	Bruchbild der Probe RKVA60	82
B.1	Übersicht der zerstörten Betonwürfel nach den experimentellen Untersuchungen .	84
B.2	Übersicht der zerstörten Kalksandsteinwürfel nach den experimentellen Untersuchungen	85
B.3	Übersicht der zerstörten Quarzsandsteinwürfel nach den experimentellen Untersuchungen	85
B.4	Bruchbilder der Betonprismen nach den Elastizitätsmodul Versuchen	87
a	Bruchbild des Prisma B1.1.2	87
b	Bruchbild des Prisma B1.2.2	87
c	Bruchbild des Prisma B1.3.2	87
d	Bruchbild des Prisma B1.6.2	87
e	Bruchbild des Prisma B2.1.2	87
f	Bruchbild des Prisma B2.2.2	87
g	Bruchbild des Prisma B2.3.2	87

h	Bruchbild des Prisma B2.4.1	87
i	Bruchbild des Prisma B2.4.2	87
B.5	Bruchbilder der Betonprismen nach den Elastizitätsmodul Versuchen	88
a	Bruchbild des Prisma B2.5.1	88
b	Bruchbild des Prisma B2.5.2	88
c	Bruchbild des Prisma B2.6.1	88
d	Bruchbild des Prisma B3.1.1	88
e	Bruchbild des Prisma B3.2.1	88
f	Bruchbild des Prisma B3.3.1	88
g	Bruchbild des Prisma B3.4.1	88
B.6	Bruchbilder der Kalksandsteinprismen nach den Elastizitätsmodul Versuchen	89
a	Bruchbild des Prisma K1.1	89
b	Bruchbild des Prisma K1.2	89
c	Bruchbild des Prisma K2.1	89
d	Bruchbild des Prisma K2.2	89
e	Bruchbild des Prisma K3.1	89
f	Bruchbild des Prisma K3.2	89
g	Bruchbild des Prisma K3.3	89
h	Bruchbild des Prisma K3.4	89
B.7	Bruchbilder der Quarzsandsteinprismen nach den Elastizitätsmodul Versuchen	90
a	Bruchbild des Prisma R4.1	90
b	Bruchbild des Prisma R4.2	90
c	Bruchbild des Prisma R4.3	90
d	Bruchbild des Prisma R5.1	90
e	Bruchbild des Prisma R5.2	90
f	Bruchbild des Prisma R6.1	90
g	Bruchbild des Prisma R6.2	90

Tabellenverzeichnis

3.1	Durchgeführtes Versuchsprogramm der Probekörper	18
3.2	Auswertung des durchgeführten Versuchsprogramm der Probekörper aus Beton, Kalksandstein und Quarzsandstein für die Wichte in kN/m^3	19
3.3	Auswertung des durchgeführten Versuchsprogrammes der Probekörper aus Kalksandstein für den stabilisierten Elastizitätsmodul (E-Modul) in N/mm^2 und der Würfeldruckfestigkeit in N/mm^2	19
3.4	Auswertung des durchgeführten Versuchsprogramm der Probekörper aus Quarzsandstein für den stabilisierten Elastizitätsmodul (E-Modul) in N/mm^2 und der Würfeldruckfestigkeit in N/mm^2	20
3.5	Auswertung des durchgeführten Versuchsprogramm der Probekörper aus Beton für den stabilisierten Elastizitätsmodul (E-Modul) in N/mm^2 und der Würfeldruckfestigkeit in N/mm^2	22
3.6	Vergleich der Messwerte des Drucktransmitter HBM P2VA2 mit einer geeichten Kraftmesseinrichtung vor Versuchsdurchführung in Newton	28
4.1	Maximal gemessene und mit Kalibrierungsfaktor multiplizierte Druckkraft der Betonprobekörper mit Betonschraube in Newton und Angabe der Versagensform	39
4.2	Maximal gemessene und mit Kalibrierungsfaktor multiplizierte Druckkraft der Betonprobekörper mit Verbundanker in Newton und Angabe der Versagensform .	41
4.3	Maximal gemessene und mit Kalibrierungsfaktor multiplizierte Druckkraft der Kalksandsteinprobekörper mit Betonschraube in Newton und Angabe der Versagensform	43
4.4	Maximal gemessene und mit Kalibrierungsfaktor multiplizierte Druckkraft der Kalksandsteinprobekörper mit Verbundanker in Newton und Angabe der Versagensform	44
4.5	Maximal gemessene und mit Kalibrierungsfaktor multiplizierte Druckkraft der Quarzsandsteinprobekörper mit Betonschraube in Newton und Angabe der Versagensform	45
4.6	Maximal gemessene und mit Kalibrierungsfaktor multiplizierte Druckkraft der Quarzsandsteinprobekörper mit Verbundanker in Newton und Angabe der Versagensform	47
4.7	Gegenüberstellung der ermittelten Werte für die unterschiedlichen Versuchsserien	48
5.1	Gegenüberstellung der Schraubenkräfte für die unterschiedlichen Versuchsserien .	54
5.2	Auswertung der Messergebnisse für eine horizontale Last ($H_{R,d}$) in einem Meter Höhe gemessen von der Stufenoberkante in Newton	57
5.3	Auswertung der Messergebnisse für eine horizontale Last in einem Meter Höhe gemessen von der Stufenoberkante in kN und der Befestigungsabstand in Meter .	57
B.1	Auswertung des durchgeführten Versuchsprogrammes der Probekörper aus Beton, Kalksandstein und Quarzsandstein für die Wichte in kN/m^3	83
B.2	Auswertung des durchgeführten Versuchsprogrammes der Probekörper aus Beton, Kalksandstein und Quarzsandstein für die Würfeldruckfestigkeit in N/mm^2 . . .	84

B.3	Auswertung des durchgeführten Versuchsprogrammes der prismatischen Probekörper aus Beton, Kalksandstein und Quarzsandstein für den Elastizitätsmodul in N/mm^2	86
B.4	Auswertung des durchgeführten Versuchsprogrammes der prismatischen Probekörper aus Beton, Kalksandstein und Quarzsandstein für die Druckfestigkeit in N/mm^2	86

Literaturverzeichnis

- [DIN – ISO – 690 : 2013] *DIN ISO 690:2013: Information und Dokumentation – Richtlinien für Titelangaben und Zitierungen von Informationsressourcen (ISO 690:2010)*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Feb. 2012.
- (ELIGEHAUSEN 2000) R. Eligehausen und R. Mallee. *Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerkbau*. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, Okt. 2000. ISBN-10: 3433011346.
- [ETA – 13/1036 : 2017] *ETA-13/1036:2017: Europäische Technische Bewertung: Injektionssystem Hilti HIT-HY270 zur Verankerung im Mauerwerk*. Berlin: DIBt Deutsches Institut für Bautechnik, Dez. 2017.
- [ETA – 13/1038 : 2018] *ETA-13/1038:2018: Europäische Technische Bewertung: Hilti Betonschraube HUS3 zur Verankerung im Beton*. Berlin: DIBt Deutsches Institut für Bautechnik, Apr. 2018.
- (ETAG 001-C 2010) *ETAG 001-C:2010: Leitlinie für die europäische technische Zulassung für Metalldübel zur Verankerung im Beton Anhang C: Bemessungsverfahren für Verankerungen*. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, Okt. 2013.
- (HÖFLINGER 2014) M. Höflinger. *Freitragende Natursteinstiegen der Gründerzeit - Systembetrachtung, Material- und Bestandsuntersuchungen*. Wien: Dissertation, Technische Universität Wien, Mai. 2014.
- (MALLEE 2016) *Skriptum Befestigungstechnik im Konstruktiven Ingenieurbau*. Wien: Skriptum, Institut für konstruktiven Ingenieurbau der Universität für Bodenkultur, 2016.
- [ÖNORM – B – 3124 – 9 : 1986] *ÖNORM B 3124-9:1986: Prüfung von Naturstein, mechanische Gesteinseigenschaften; Elastizitätsmodul, Arbeitslinie, Verformungsmodul und Querdehnungszahl bei einaxialer Druckbelastung*. Wien: Austrian Standards Institute Österreichisches Normungsinstitut, Sep. 1986.
- [ÖNORM – B – 1991 – 1 – 1 : 2017] *ÖNORM B 1991-1-1:2017: Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen (B 1991:2017)*. Wien: Austrian Standards Institute Österreichisches Normungsinstitut, Feb. 2017.

- [ÖNORM – EN – 12390 – 1 : 2012] *ÖNORM EN 12390-1:2012: Prüfung von Festbeton - Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen.* Wien: Austrian Standards Institute Österreichisches Normungsinstitut, Nov. 2012.
- [ÖNORM – EN – 12390 – 13 : 2013] *ÖNORM EN 12390-13:2013: Prüfung von Festbeton - Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul).* Wien: Austrian Standards Institute Österreichisches Normungsinstitut, Dez. 2013.
- [ÖNORM – EN – 14580 : 2015] *ÖNORM EN 14580:2015: Prüfverfahren für Naturstein - Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls.* Wien: Austrian Standards Institute Österreichisches Normungsinstitut, Jun. 2005.
- [ÖNORM – EN – 1991 – 1 – 1 : 2011] *ÖNORM EN 1991-1-1:2011: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau (EN 1991:2011).* Wien: Austrian Standards Institute Österreichisches Normungsinstitut, Sep. 2011.
- [ONR – 24009 : 2013] *ONR 24009:2013: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten.* Wien: Austrian Standards Institute Österreichisches Normungsinstitut, Mai. 2013.
- [ÖNORM – B – 4008 – 1 : 2018] *ÖNORM B 4008-1:2018: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke - Teil 1: Hochbau.* Wien: Austrian Standards Institute Österreichisches Normungsinstitut, Okt. 2018.
- (STUDENER 2017) *T. Studener. Experimentelle Untersuchungen von nachträglich installierten Dübelssystemen an Natursteinstufen der Wiener Gründerzeit.* Wien: Diplomarbeit, Technische Universität Wien, Mai. 2017.

Anhang A

A.1 Bruchbilder der Betonprobekörper



(a) Bruchbild der Probe BHS A1



(b) Bruchbild der Probe BHS A2



(c) Bruchbild der Probe BHS A3



(d) Bruchbild der Probe BHS A4

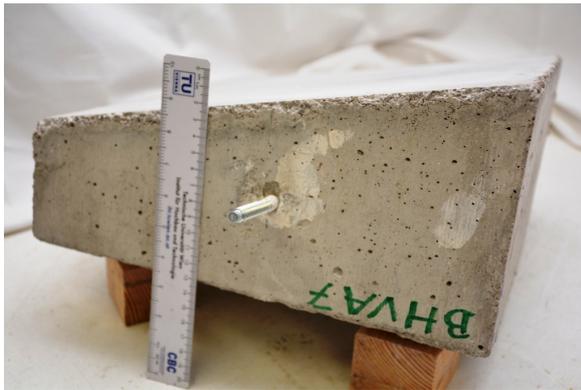


(e) Bruchbild der Probe BHS A5



(f) Bruchbild der Probe BHS A6

Abb. A.1: Bruchbilder der hammergebohrten Betonprobekörper mit Betonschrauben



(a) Bruchbild der Probe BHVA7



(b) Bruchbild der Probe BHVA8



(c) Bruchbild der Probe BHVA9



(d) Bruchbild der Probe BHVA10



(e) Bruchbild der Probe BHVA11



(f) Bruchbild der Probe BHVA12

Abb. A.2: Bruchbilder der hammergebohrten Betonprobekörper mit Verbundankern



(a) Bruchbild der Probe BKSA37



(b) Bruchbild der Probe BKSA39



(c) Bruchbild der Probe BKSA41



(d) Bruchbild der Probe BKSA43



(e) Bruchbild der Probe BKSA45



(f) Bruchbild der Probe BKSA47

Abb. A.3: Bruchbilder der kernebohrten Betonprobekörper mit Betonschrauben



(a) Bruchbild der Probe BKVA38



(b) Bruchbild der Probe BKVA40



(c) Bruchbild der Probe BKVA42



(d) Bruchbild der Probe BKVA44



(e) Bruchbild der Probe BKVA46



(f) Bruchbild der Probe BKVA48

Abb. A.4: Bruchbilder der kerngebohrten Betonprobekörper mit Verbundankern

A.2 Bruchbilder der Kalksandsteinprobekörper



(a) Bruchbild der Probe KHSA13



(b) Bruchbild der Probe KHSA15



(c) Bruchbild der Probe KHSA17



(d) Bruchbild der Probe KHSA19



(e) Bruchbild der Probe KHSA21

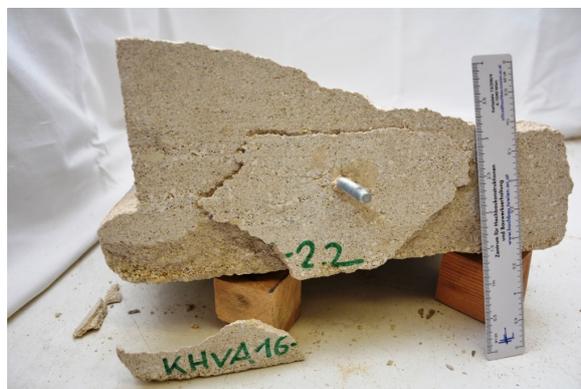


(f) Bruchbild der Probe KHSA23

Abb. A.5: Bruchbilder der hammergebohrten Kalksandsteinprobekörper mit Betonschrauben



(a) Bruchbild der Probe KHVA14



(b) Bruchbild der Probe KHVA16



(c) Bruchbild der Probe KHVA18



(d) Bruchbild der Probe KHVA20

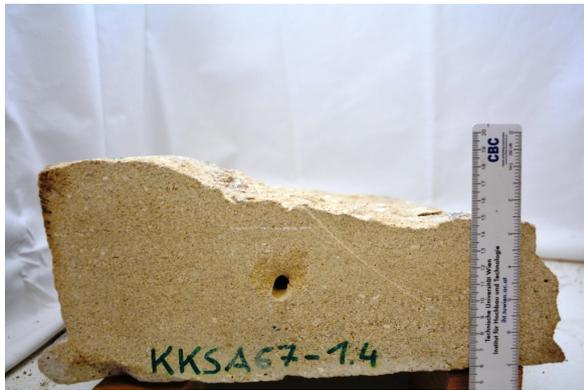


(e) Bruchbild der Probe KHVA22

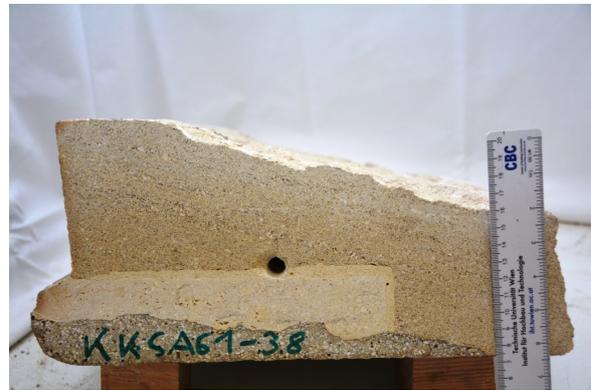


(f) Bruchbild der Probe KHVA24

Abb. A.6: Bruchbilder der hammergebohrten Kalksandsteinprobekörper mit Verbundankern



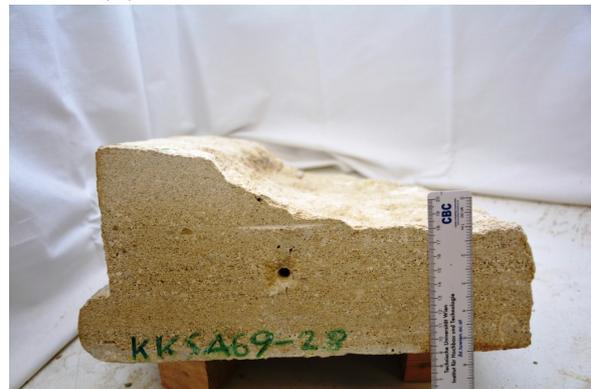
(a) Bruchbild der Probe KKSA57



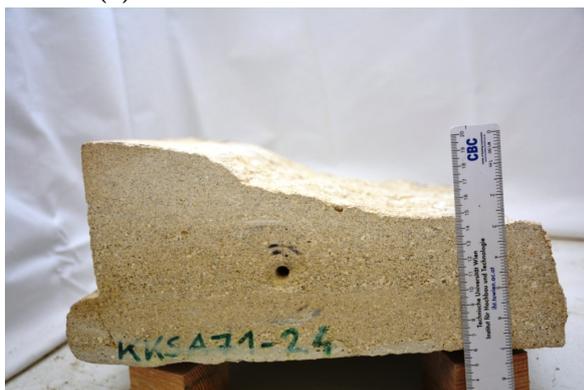
(b) Bruchbild der Probe KKSA61



(c) Bruchbild der Probe KKSA65



(d) Bruchbild der Probe KKSA69



(e) Bruchbild der Probe KKSA71



(f) Bruchbild der Probe KKSA73

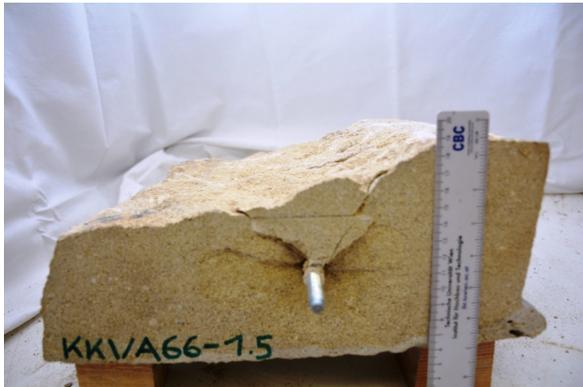
Abb. A.7: Bruchbilder der kerngebohrten Kalksandsteinprobekörper mit Betonschrauben



(a) Bruchbild der Probe KKVA62



(b) Bruchbild der Probe KKVA64



(c) Bruchbild der Probe KKVA66



(d) Bruchbild der Probe KKVA68



(e) Bruchbild der Probe KKVA70



(f) Bruchbild der Probe KKVA72

Abb. A.8: Bruchbilder der kerngebohrten Kalksandsteinprobekörper mit Verbundankern

A.3 Bruchbilder der Quarzsandsteinprobekörper



(a) Bruchbild der Probe RHA25



(b) Bruchbild der Probe RHA27



(c) Bruchbild der Probe RHA29



(d) Bruchbild der Probe RHA31



(e) Bruchbild der Probe RHA33



(f) Bruchbild der Probe RHA35

Abb. A.9: Bruchbilder der hammergebohrten Quarzsandsteinprobekörper mit Betonschrauben



(a) Bruchbild der Probe RHVA26



(b) Bruchbild der Probe RHVA28



(c) Bruchbild der Probe RHVA30



(d) Bruchbild der Probe RHVA32



(e) Bruchbild der Probe RHVA34



(f) Bruchbild der Probe RHVA36

Abb. A.10: Bruchbilder der hammergebohrten Quarzsandsteinprobekörper mit Verbundankern



(a) Bruchbild der Probe RKSA49



(b) Bruchbild der Probe RKSA51



(c) Bruchbild der Probe RKSA53



(d) Bruchbild der Probe RKSA55



(e) Bruchbild der Probe RKSA57



(f) Bruchbild der Probe RKSA59

Abb. A.11: Bruchbilder der kerngebohrten Quarzsandsteinprobekörper mit Betonschrauben



(a) Bruchbild der Probe RKVA50



(b) Bruchbild der Probe RKVA52



(c) Bruchbild der Probe RKVA54



(d) Bruchbild der Probe RKVA56



(e) Bruchbild der Probe RKVA58



(f) Bruchbild der Probe RKVA60

Abb. A.12: Bruchbilder der kerngebohrten Quarzsandsteinprobekörper mit Verbundankern

Anhang B

In diesem Anhang werden die Versuchsergebnisse der einzelnen experimentellen Untersuchungen der Würfeldruckfestigkeiten und des Elastizitätsmoduls jedes untersuchten Material dargestellt. Des Weiteren werden die Wichten der einzelnen Materialien dargestellt.

B.1 Ergebnisse der Wichten, Würfeldruckfestigkeiten und des Elastizitätsmoduls

Tab. B.1: Auswertung des durchgeführten Versuchsprogrammes der Probekörper aus Beton, Kalksandstein und Quarzsandstein für die Wichte in kN/m^3

Probe Beton	Wichte in kN/m^3	Probe Kalksandstein	Wichte in kN/m^3	Probe Quarzsandstein	Wichte in kN/m^3
B1.1	21,24	K1.1	20,35	R4.1	22,78
B1.2	21,03	K1.2	20,20	R4.2	22,89
B1.3	21,20	K1.3	20,28	R4.3	23,04
B1.4	21,07	K1.4	20,05	R4.4	22,90
B1.5	21,37	K2.1	21,13	R4.5	23,01
B1.6	21,30	K2.2	20,52	R5.1	23,67
B2.1	21,23	K2.3	20,32	R5.2	23,90
B2.2	20,98	K2.4	21,33	R5.3	23,85
B2.3	21,05	K3.1	20,15	R5.4	23,90
B2.4	21,47			R6.1	23,24
B2.5	21,04			R6.2	23,30
B2.6	20,39			R6.3	23,58
B3.1	21,03			R6.4	22,91
B3.2	20,70				
B3.3	21,06				
B3.4	21,36				

Tab. B.2: Auswertung des durchgeführten Versuchsprogrammes der Probekörper aus Beton, Kalksandstein und Quarzsandstein für die Würfeldruckfestigkeit in N/mm^2

Probe Beton	Sigma in N/mm^2	Probe Kalksandstein	Sigma in N/mm^2	Probe Quarzsandstein	Sigma in N/mm^2
B1.1	36,83	K1.1	15,85	R4.1	83,82
B1.2	32,69	K1.2	27,57	R4.2	89,21
B1.3	38,05	K1.3	18,72	R4.3	95,26
B1.4	35,64	K1.4	24,83	R4.4	62,68
B1.5	34,87	K2.1	22,38	R4.5	111,49
B1.6	38,39	K2.2	22,74	R5.1	101,18
B2.1	35,94	K2.3	24,38	R5.2	103,49
B2.2	32,51	K2.4	11,53	R5.3	106,89
B2.3	37,55	K3.1	15,26	R5.4	102,16
B2.4	35,55			R6.1	89,67
B2.5	36,26			R6.2	64,56
B2.6	30,12			R6.3	40,23
B3.1	28,21			R6.4	56,29
B3.2	27,87				
B3.3	31,63				
B3.4	28,32				



Abb. B.1: Übersicht der zerstörten Betonwürfel nach den experimentellen Untersuchungen



Abb. B.2: Übersicht der zerstörten Kalksandsteinwürfel nach den experimentellen Untersuchungen



Abb. B.3: Übersicht der zerstörten Quarzsandsteinwürfel nach den experimentellen Untersuchungen

Tab. B.3: Auswertung des durchgeführten Versuchsprogrammes der prismatischen Probekörper aus Beton, Kalksandstein und Quarzsandstein für den Elastizitätsmodul in N/mm^2

Probe Beton	$E_{C,0}$ in N/mm^2	$E_{C,S}$ in N/mm^2	Probe Kalksandstein	$E_{C,S}$ in N/mm^2	Probe Quarzsandstein	$E_{C,S}$ in N/mm^2
B1.1.2	19810	22452	K1.1	19952	R4.1	15701
B1.2.2	20175	23240	K1.2	21171	R4.2	17260
B1.3.2	17879	22657	K2.1	41421	R4.3	17772
B1.4.2	20091	22684	K2.2	21572	R5.1	15682
B1.6.2	22049	24439	K3.1	16569	R5.2	17039
B2.1.2	18654	22429	K3.2	15492	R6.1	18857
B2.2.2	15167	19128	K3.3	16196	R6.2	13878
B2.3.2	20084	22560	K3.4	20966		
B2.4.1	21999	24499				
B2.4.2	17808	21260				
B2.5.1	19424	21837				
B2.5.2	23191	25612				
B2.6.1	16183	18280				
B2.6.2	16025	19031				
B3.1.1	20128	22562				
B3.2.1	13824	18761				
B3.3.1	22240	24709				
B3.4.1	21164	24439				

Tab. B.4: Auswertung des durchgeführten Versuchsprogrammes der prismatischen Probekörper aus Beton, Kalksandstein und Quarzsandstein für die Druckfestigkeit in N/mm^2

Probe Beton	Sigma in N/mm^2	Probe Kalksandstein	Sigma in N/mm^2	Probe Quarzsandstein	Sigma in N/mm^2
B1.1.2	26,09	K1.1	24,89	R4.1	69,56
B1.2.2	28,38	K1.2	19,83	R4.2	32,59
B1.3.2	31,21	K2.1	29,72	R4.3	99,42
B1.4.2	27,49	K2.2	20,13	R5.1	84,39
B1.6.2	23,08	K3.1	12,55	R5.2	63,38
B2.1.2	23,68	K3.2	13,52	R6.1	47,33
B2.2.2	28,39	K3.3	11,98	R6.2	34,94
B2.3.2	34,28	K3.4	16,11		
B2.4.1	29,67				
B2.4.2	30,46				
B2.5.1	30,90				
B2.5.2	28,90				
B2.6.1	23,83				
B2.6.2	23,06				
B3.1.1	29,19				
B3.2.1	21,56				
B3.3.1	29,11				
B3.4.1	33,08				



(a) Bruchbild des Prisma B1.1.2



(b) Bruchbild des Prisma B1.2.2



(c) Bruchbild des Prisma B1.3.2



(d) Bruchbild des Prisma B1.6.2



(e) Bruchbild des Prisma B2.1.2



(f) Bruchbild des Prisma B2.2.2



(g) Bruchbild des Prisma B2.3.2



(h) Bruchbild des Prisma B2.4.1



(i) Bruchbild des Prisma B2.4.2

Abb. B.4: Bruchbilder der Betonprismen nach den Elastizitätsmodul Versuchen



(a) Bruchbild des Prismas B2.5.1



(b) Bruchbild des Prismas B2.5.2



(c) Bruchbild des Prismas B2.6.1



(d) Bruchbild des Prismas B3.1.1



(e) Bruchbild des Prismas B3.2.1



(f) Bruchbild des Prismas B3.3.1



(g) Bruchbild des Prismas B3.4.1

Abb. B.5: Bruchbilder der Betonprismen nach den Elastizitätsmodul Versuchen



(a) Bruchbild des Prisma K1.1



(b) Bruchbild des Prisma K1.2



(c) Bruchbild des Prisma K2.1



(d) Bruchbild des Prisma K2.2



(e) Bruchbild des Prisma K3.1



(f) Bruchbild des Prisma K3.2



(g) Bruchbild des Prisma K3.3



(h) Bruchbild des Prisma K3.4

Abb. B.6: Bruchbilder der Kalksandsteinprismen nach den Elastizitätsmodul Versuchen



(a) Bruchbild des Prisma R4.1



(b) Bruchbild des Prisma R4.2



(c) Bruchbild des Prisma R4.3



(d) Bruchbild des Prisma R5.1



(e) Bruchbild des Prisma R5.2



(f) Bruchbild des Prisma R6.1



(g) Bruchbild des Prisma R6.2

Abb. B.7: Bruchbilder der Quarzsandsteinprismen nach den Elastizitätsmodul Versuchen