

Zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in ungerissenem und gerissenem Mauerwerk

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

Vorgelegt von
Marina Stipetić
aus Ogulin, Kroatien

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann
Mitberichter: Prof. Dr. techn. Dr. phil. Dr.-Ing.
Eh. Dipl.-Ing. Konrad Bergmeister

Tag der mündlichen Prüfung: 13.11.2017

Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart

2017

EIGENSTÄNDIGKEITSERKLÄRUNG

Hiermit versichere ich, dass ich die vorliegende Arbeit mit dem Thema „Zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in ungerissenem und gerissenem Mauerwerk“ selbstständig ohne Hilfe Dritter verfasst habe und keine anderen als die angegebenen Hilfsmittel und Quellen benutzt habe. Eine Promotionsarbeit über dieses Thema liegt zu keiner Zeit in derselben oder substantiell ähnlichen Version einer anderen Prüfungsbehörde vor.

Stuttgart, im Juni 2017

(Marina Stipetić)

VORWORT

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner mehrjährigen Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart.

An erster Stelle möchte ich mich bei meinem Doktorvater Herrn Prof. Jan Hofmann bedanken für die hervorragende Betreuung dieser Arbeit, die vielen konstruktiven Besprechungen und sein fortwährendes Vertrauen.

Herrn Prof. Konrad Bergmeister gilt mein Dank für die Übernahme des Mitberichtes und die damit verbundene Betreuung der Arbeit. Frau Prof. Ulrike Kuhlmann danke ich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Frau Dr. Josipa Bosnjak und Herrn Dr. Thomas Rauscher gilt besonderer Dank für ihre Diskussionsbereitschaft, ihr Korrekturlesen und ihr Interesse an dieser Arbeit. Für die Diskussionsbereitschaft und das entgegen gebrachte Interesse, möchte ich mich auch bei Herrn Prof. Akanshu Sharma, Herrn Prof. Josko Ozbolt, Herrn Dr. Georg Welz und Herrn Dr. Filip Orsanic bedanken.

Mein Dank geht ebenfalls an Frau Monika Werner, für ihre bibliothekarische Unterstützung, die zum Gelingen der Arbeit beigetragen hat. Im Weiteren geht mein besonderer Dank auch an Herrn Denes Sandor, Herrn Dr. Walter Haase, Herrn Bernd Schlottke, Herrn Dr. Michael Potthoff, Herrn Paul Schmieder, Herrn Vinay Mahadik, Herrn Hitesh Lakhani und Frau Dana Ullmann.

Dank geht auch an Herrn Gerhard Bahr, an Herrn Günther Schmidt, Herrn Wolfgang Steiner, Herrn Markus Berndt, Herrn Peter Scherf, Herrn Paul Geiger, Herrn Thomas Scheu und Herrn Eugen Lindenmeier, ebenso wie an alle Kollegen am Institut und an der MPA für die wertvolle Zusammenarbeit und ihre Unterstützung.

Ich möchte mich ebenfalls bei allen bedanken, die an dieser Arbeit im Rahmen von studentischen Arbeiten oder als wissenschaftliche Hilfskräfte mitgearbeitet haben. Besonderer Dank geht hierbei an Frau Nathalie Santos und Herrn Alexander Flach.

Im Weiteren bedanke ich mich bei der Firma Würth für die Unterstützung meiner Untersuchungen mit finanziellen Mitteln und Versuchsmaterialien.

Ich möchte mich auch bei meinen Eltern dafür bedanken, dass sie mir das Studium ermöglicht haben und mich dabei immer unterstützt haben.

Mein besonderer Dank gilt meinem Lebenspartner, Stefan, für sein großes Verständnis und Unterstützung während der Entstehung dieser Arbeit, sowie für das mehrmalige Korrekturlesen.

KURZFASSUNG

Verankerungen mit Injektionsdübeln stellen eine universell anwendbare Befestigung im Mauerwerk dar. Die wichtigsten Vorteile des Injektionssystems sind die Möglichkeit der Befestigung mit Einzeldübel, Installation mit geringeren Rand- und Achsabständen, relativ hohe Tragfähigkeit und vielfältige Anwendung.

Ein Bemessungskonzept für die Tragfähigkeit derartiger Befestigungssysteme ist grundsätzlich für Vollsteine vorhanden. Allerdings werden aus den bauphysikalischen Gründen heutzutage meistens Lochsteine im Mauerwerksbau eingesetzt. Die Tragfähigkeit des Injektionsdübels in Lochsteinen hängt wesentlich von der Steinsorte und der Steingeometrie ab. Für eine wirtschaftliche und sichere Bemessung dieser Verankerungen in Lochsteinen sind das Tragverhalten und die Einflussparameter auf die Tragfähigkeit bisher nicht ausreichend untersucht. Aus diesem Grund wird die Traglast heutzutage durch zahlreiche Labor- und Baustellenversuche (falls nicht in ETA vorhanden) ermittelt.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden umfangreiche experimentelle und numerische Untersuchungen durchgeführt, um das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Lochsteinen unter Zug- und Querbelastung zu beschreiben. Zuerst wurde eine Versuchseinrichtung für die Untersuchungen von Verankerungen in Einzelsteinen entwickelt, die die zeitaufwendigen Versuche im Mauerwerk ersetzt. Anhand von Vergleichsversuchen im Mauerwerk wurde gezeigt, dass die entwickelte Prüfeinrichtung für Verankerungen in Einzelsteinen vergleichbare Bedingungen wie die direkte Prüfung im Mauerwerk liefert. Weiterhin wurde ein numerisches Modell anhand der Versuche validiert, um detaillierten Einblick in das Tragverhalten des Injektionsdübels in Lochsteinen zu bekommen.

Es wurde eine ausführliche Parameterstudie zum Einfluss der Steingeometrie auf die Dübeltragfähigkeit vorgenommen. Darüber hinaus wurde die Verankerung am freien Rand und Einfluss einer Gruppenbefestigung untersucht. Anhand der gewonnenen Erkenntnisse wurde ein Bemessungskonzept in Abhängigkeit der Steingeometrie für Injektionsdübel in Lochsteinen (Hochlochziegel und Kalksandlochsteine) vorgeschlagen. Das vorgestellte Bemessungskonzept wurde mithilfe der eigenen Versuche validiert. Es wurde gezeigt, dass die Bemessungsgleichungen für Zug- und Querbelastung gut mit den experimentellen Ergebnissen übereinstimmen.

Die vorliegende Arbeit stellt zusätzlich noch einige wichtige Einflüsse auf die Tragfähigkeit eines Injektionsdübels im Mauerwerk dar. Es handelte sich um Druckbelastung auf Dübel, Dübeltragverhalten bei Abstandsmontage durch eine Wärmedämmung und Verankerung in gerissenen Steinen und Mauerwerksfugen.

ABSTRACT

Metal injection anchors represent a universal fastening for use in masonry. The most important advantages of the injection system are possibility of fixing with single fastener, installation with smaller edge distances and spacing between anchors, relatively high load-bearing capacity and a wide range of applications.

A design concept for determination of the load-bearing capacity of such fastening systems is available for solid masonry units. However, frequently hollow masonry units are used in buildings because of their better thermal insulation properties compared to the solid units. The load-bearing capacity of the metal injection anchors in hollow masonry units strongly depends on the stone type (material) and the stone geometry. For a cost-effective and reliable dimensioning of these anchors in hollow masonry units, the load-bearing behaviour and the parameters influencing the load-bearing capacity have not been sufficiently investigated so far. Therefore the load-bearing capacity is determined by numerous tests in laboratory and construction sites (for stones not covered by European Technical Assessment).

In this work, extensive experimental and numerical studies are carried out to describe the load-bearing behaviour of metal injection anchors in hollow masonry units under tension and shear loads. In order to replace the time-consuming testing of fasteners in masonry, a new test setup is developed. Based on standardised tests in masonry, it is shown that the new developed test setup provides comparable test conditions and results. To provide better insight into the load-bearing behaviour of the metal injection anchors in hollow masonry units, numerical studies have been performed using 3D FE models which are also validated against experiments.

Within the scope of detailed parametric study, the influence of the stone geometry on load-bearing capacity of metal injection anchors in hollow masonry units was investigated. Furthermore, cases of anchoring at the free edge and the influence of anchor groups are also studied. Based on the findings of this study, new empirical models for the determination of load-bearing behaviour of the metal injection anchors in hollow masonry units (hollow bricks and hollow calcium silicate stones) as a function of the stone geometry are presented. Validation of the proposed models against experimental results shows that the models are capable of realistic determination of the load-bearing capacity of anchors under tension or shear loads.

Additionally, in the presented work certain other important factors influencing the load-bearing capacity of metal injection anchors in masonry are investigated. They include compression loading to anchors, behaviour of anchors in case of offset mounting (thermal insulation), anchoring in cracked stones and in masonry joints.

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINFÜHRUNG UND ZIELSETZUNG	1
2	STAND DER FORSCHUNG	7
2.1	Mauerwerk und Befestigungssystem.....	7
2.1.1	Künstliche Mauersteine (Herstellung und Materialeigenschaften).....	7
2.1.1.1	Steinarten.....	8
2.1.1.2	Steinformate und Geometrie	10
2.1.1.3	Materialeigenschaften	13
2.1.2	Mauermörtel	15
2.1.3	Injektionsdübel im Mauerwerk.....	16
2.1.4	Verankerungen im Mauerwerk nach TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011).....	19
2.2	Tragverhalten und Bemessung von Injektionsdübeln unter Zugbelastung	21
2.2.1	Versagensarten.....	21
2.2.2	Einflüsse auf Tragverhalten des Dübels.....	24
2.2.2.1	Einfluss des Bohrverfahrens	24
2.2.2.2	Einfluss der Steinfeuchte.....	24
2.2.2.3	Einfluss der Bohrlochreinigung.....	25
2.2.2.4	Einfluss der Steinfestigkeit	25
2.2.2.5	Einfluss des Ankerstangendurchmessers und eines Ringspaltes (Verwendung der Siebhülse).....	28
2.2.2.6	Einfluss der Verbundfestigkeit des Injektionsmörtels	29
2.2.2.7	Einfluss der Länge des Mörtelpfropfens	29
2.2.2.8	Einfluss der Verankerungstiefe	30
2.2.2.9	Einfluss der Außenstegdicke.....	31
2.2.2.10	Einfluss zusätzlicher Stege	32
2.2.2.11	Einfluss der Hohlkammer in Lochstein	33
2.2.2.12	Einfluss des Steinformats.....	33
2.2.2.13	Einfluss der Fuge	33
2.2.2.14	Andere Einflüsse	34
2.2.3	Berechnung der Tragfähigkeit nach Meyer (2006)	34
2.2.3.1	Bestimmung der Verankerungslänge	34

2.2.3.2	Stahlbruch der Ankerstange	35
2.2.3.3	Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel.....	36
2.2.3.4	Herausziehen des Dübels aus dem Stein.....	36
2.2.3.5	Abscheren des Mörtelpfropfens bei Lochsteinen.....	37
2.2.3.6	Auszug des Steines aus dem Mauerwerksverband.....	37
2.2.3.7	Steinausbruch.....	38
2.2.3.8	Berechnung bei randnahen Dübeln und Dübelgruppen.....	38
2.2.4	Berechnung der zugbelasteten Verankerungen im Mauerwerk nach TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011)	39
2.3	Tragverhalten und Bemessung von Injektionsdübel unter Querzugbelastung	41
2.3.1	Versagensarten	41
2.3.2	Einflüsse auf Tragverhalten des Dübels	43
2.3.2.1	Einfluss des Anbauteils und der Lasteinleitung	43
2.3.2.2	Einfluss des Ankerstangendurchmessers.....	44
2.3.2.3	Einfluss des Ringspaltes.....	44
2.3.2.4	Einfluss der Stahlfestigkeit von Ankerstange.....	44
2.3.2.5	Einfluss der Steinfestigkeit.....	44
2.3.2.6	Einfluss des Steinformats	46
2.3.2.7	Einfluss der Verankerungstiefe im Vollstein.....	46
2.3.2.8	Einfluss der Außenstegdicke	46
2.3.2.9	Einfluss der Richtung Querzugbelastung.....	46
2.3.2.10	Einfluss der Biegeverformung des Dübels.....	47
2.3.2.11	Einfluss der Fuge.....	49
2.3.3	Berechnung der Tragfähigkeit nach Welz (2011).....	50
2.3.3.1	Zugversagen bei Querbeltung.....	50
2.3.3.2	Lokales Materialversagen.....	50
2.3.3.3	Stahlbruch durch Abscheren der Ankerstange	54
2.3.3.4	Auszug des Steines aus dem Mauerwerksverband.....	55
2.3.3.5	Berechnung bei Dübeln und Dübelgruppen mit Randeinfluss	55
2.3.4	Berechnung von querbelasteten Verankerungen im Mauerwerk nach TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011)	56
2.4	Tragverhalten und Bemessung von Verankerungen im Mauerwerk unter Schrägzugbelastung.....	58

2.5	Untersuchungen zur Versuchseinrichtung mit Injektionsdübel im Einzelstein	58
2.6	Einfluss der Risse im Mauerwerk und Beton	60
3	VORGEHENSWEISE ZUR EXPERIMENTELLEN UNTERSUCHUNGEN ...	63
3.1	Beschreibung der verwendeten Untergründe	63
3.1.1	Mechanische Materialeigenschaften der Mauersteine	63
3.1.2	Mechanische Materialeigenschaften des Mauermörtels.....	66
3.2	Beschreibung und Montage des verwendeten Injektionssystems	68
3.2.1	Beschreibung des Injektionssystems	68
3.2.2	Montage	70
3.3	Allgemeine Hinweise zur Versuchsdurchführung mit Injektionsdübel im Mauerwerk	71
3.3.1	Mauerwerksverband im Tragrahmen.....	71
3.3.2	Messdatenerfassung	72
4	FESTLEGUNG DER VERSUCHSEINRICHTUNG FÜR DIE VERSUCHE MIT DÜBEL IN EINZELSTEIN	73
4.1	Versuchsprogramm	74
4.2	Versuchsdurchführung	78
4.2.1.1	Durchführung der Zugversuche.....	78
4.2.1.2	Versuche im Mauerwerksverband	78
4.2.1.3	Versuche im virtuellen Verband (zwei Seiten des Steines abgespannt)	80
4.2.1.4	Versuche im virtuellen Verband (alle vier Seiten abgespannt)	82
4.2.1.5	Versuche mit weiter Abstützung im Einzelstein (ohne Abspannung) ...	83
4.2.1.6	Versuche mit enger Abstützung im Einzelstein (ohne Abspannung) ...	84
4.2.2	Durchführung der Querszugversuche	85
4.2.2.1	Versuche im Mauerwerksverband	85
4.2.2.2	Versuche im Einzelstein	86
4.3	Darstellung und Diskussion der Ergebnisse	88
4.3.1	Einfluss der Abstützungsart und Abspannungslast auf Dübeltragverhalten unter Zugbelastung	88
4.3.1.1	Versagensarten und typische Last-Verschiebungskurven.....	88
4.3.1.2	Versagenslasten	92
4.3.2	Einfluss der Abstützungsart und Abspannungslast auf Dübeltragverhalten unter Querlastbeanspruchung.....	97

4.3.2.1	Versagensarten und typische Last-Verschiebungskurven	97
4.3.2.2	Versagenslasten	98
4.4	Zusammenfassung	100
5	NUMERISCHE MODELLIERUNG DES TRAGVERHALTENS VON INJEKTIONSDÜBELN IM MAUERWERK	101
5.1	Nichtlineares Finite Elemente Programm MASA	101
5.1.1	Microplane-Materialmodell.....	101
5.1.2	Lokalisierungsbegrenzer.....	103
5.1.3	1D-Stabelemente.....	104
5.2	Modellierungsansatz.....	105
5.2.1	Modellierung der Mauersteine, Randbedingungen und Belastung	106
5.2.2	Modellierung des Injektionsdübels.....	108
5.2.3	Modellierung des Lastübertragungsbereichs für die querlastbelasteten Dübel	109
5.3	Validierung des Modells für die zugbelasteten Dübel	110
5.3.1	Versuchsdetails	110
5.3.2	Numerische Untersuchungen	111
5.4	Validierung des Modells für die querlastbelasteten Dübel	116
5.5	Zusammenfassung	118
6	ZUGVERSUCHE MIT EINZEL- UND DOPPELBEFESTIGUNG IM MAUERWERK	119
6.1	Versuchsprogramm	119
6.2	Versuchsdurchführung.....	125
6.3	Versuchsergebnisse und FE-Parameterstudie	126
6.3.1	Tragverhalten bei Verankerung nur im Außensteg	126
6.3.1.1	Einfluss der wirksamen Verankerungstiefe ($\sum t$).....	128
6.3.1.2	Einfluss der Steinhöhe (H).....	128
6.3.1.3	Einfluss der Hohlkammerbreite im Stein (B_1).....	129
6.3.1.4	Einfluss der vertikalen Stege entlang Steinhöhe (Abstand zwischen Stegen „a“, Abstand Anker-Steg „a _i “, Stegdicke $L_{x,i}$).....	130
6.3.1.5	Einfluss einer Verstärkung entlang der Auflagerfläche (Dicke L_y).....	135
6.3.1.6	Einfluss des Randabstands zur Stoßfuge (c_1)	136
6.3.1.7	Einfluss des Randabstandes zur Lagerfuge (c_2).....	139
6.3.1.8	Einfluss des Achsabstands parallel zur Lagerfuge (Gruppenbefestigung).....	140

6.3.1.9	Einfluss des Achsabstands senkrecht zur Lagerfuge (Gruppenbefestigung)	142
6.3.2	Tragverhalten bei Verankerung in mehreren Stegen	144
6.3.2.1	Einfluss der Druckfestigkeit	145
6.3.2.2	Einfluss der wirksamen Verankerungstiefe (Σt)	146
6.3.2.3	Einfluss der Steinhöhe (H)	146
6.3.2.4	Einfluss der Hohlkammerbreite im Stein (Gesamtbreite ΣB_x).....	148
6.3.2.5	Einfluss des Randabstandes zur Stoßfuge (c_1).....	149
6.3.2.6	Einfluss des Randabstandes zur Lagerfuge (c_2)	151
6.3.2.7	Einfluss der vertikalen Stege entlang Steinhöhe (Gesamtdicke ΣL_x) .	152
6.3.2.8	Einfluss der Verstärkung entlang Auflagerfläche (Dicke ΣL_y).....	154
6.3.2.9	Einfluss des Achsabstands ($s_{ LF}$) parallel zur Lagerfuge (Gruppenbefestigung) – FE-Berechnungen und exp. Untersuchungen	155
6.3.2.10	Einfluss des Achsabstands ($s_{\perp LF}$) senkrecht zur Lagerfuge (Gruppenbefestigung)	156
6.4	Analytisches Modell für die zugbelasteten Injektionsdübel.....	157
6.4.1	Verankerung im Außensteg.....	158
6.4.2	Verankerung in mehreren Stegen	162
6.5	Beispiele zur Berechnung der zugbelasteten Injektionsdübel mit dem vorgesprochenen analytischen Modell.....	168
6.5.1	Einzelbefestigung im Hochlochziegel – Verankerung im Außensteg .	168
6.5.2	Doppelbefestigung im Hochlochziegel (Orientierung parallel zur Lagerfuge) – Verankerung in mehreren Stegen	170
6.5.3	Einzelbefestigung im Kalksandlochstein – Verankerung im Außensteg	173
6.5.4	Doppelbefestigung im Kalksandlochstein – Verankerung in mehreren Stegen.....	175
7	DRUCKVERSUCHE MIT EINZELBEFESTIGUNG IM MAUERWERK	181
7.1	Versuchsprogramm.....	181
7.2	Versuchsdurchführung	183
7.3	Darstellung und Diskussion der Ergebnisse.....	184
7.4	Zusammenfassung.....	187
8	QUERZUGVERSUCHE MIT EINZEL- UND DOPPELBEFESTIGUNG IM MAUERWERK.....	188
8.1	Versuchsprogramm.....	188

8.2	Versuchsdurchführung.....	193
8.3	Versuchsergebnisse und FE-Parameterstudie	194
8.3.1	Einfluss der Druckfestigkeit	196
8.3.2	Einfluss der Außenstegdicke (t_{AS}) - FE-Berechnungen.....	196
8.3.3	Einfluss der Dicke von Innenstegen (Gesamtdicke $\sum t_{(S,i)}$)	197
8.3.4	Einfluss der Steinhöhe (H).....	198
8.3.5	Einfluss der Hohlkammerbreite im Stein (B_i).....	199
8.3.6	Einfluss der vertikalen Stege entlang Steinhöhe (Abstand Anker-Steg a, Gesamtdicke $\sum L_x$)	199
8.3.7	Einfluss der Abstützung	201
8.3.8	Einfluss des Randabstands zur Stoßfuge (c_1)	203
8.3.9	Einfluss des Randabstands zur Lagerfuge (c_2) – FE-Berechnungen .	204
8.3.10	Einfluss der Verstärkung entlang Auflagerfläche (Dicke L_Y)	205
8.3.11	Einfluss Achsabstand parallel zur Lagerfuge (s_1)	207
8.3.12	Einfluss Achsabstand senkrecht zur Lagerfuge (s_2)	211
8.4	Analytisches Modell für querbelastete Injektionsdübel	213
8.5	Beispiele zur Berechnung der querbelasteten Injektionsdübel mit dem vorgeschlagenen analytischen Modell	219
8.5.1	Einzelbefestigung im Hochlochziegel	219
8.5.2	Doppelbefestigung im Hochlochziegel.....	220
8.5.3	Einzelbefestigung im Kalksandlochstein.....	222
8.5.4	Doppelbefestigung im Kalksandlochstein	223
8.5.5	Schlussfolgerung	225
9	EINFLUSS VON RISSEN IM MAUERWERK AUF DIE DÜBELTRAGFÄHIGKEIT	226
9.1	Versuchsprogramm	226
9.2	Versuchsdurchführung.....	227
9.3	Darstellung und Diskussion der Ergebnisse	230
9.3.1	Zugbelastung	230
9.3.2	Querzugbelastung	232
9.3.3	Schrägzugbelastung.....	237
9.4	Zusammenfassung	242
10	EINFLUSS DER FUGENART IM MAUERWERK AUF DIE DÜBELTRAGFÄHIGKEIT	245
10.1	Versuchsprogramm	245

10.2	Darstellung und Diskussion der Ergebnisse.....	247
10.2.1	Zugbelastung	247
10.2.2	Querzugbelastung.....	252
10.3	Vergleich vorgeschlagener Reduzierungsbeiwerte mit ETAG 029 (2013)	258
11	EINFLUSS VON ZWISCHENSCHICHTEN AUF DIE BIEGEVERFORMUNG DES ANKERS.....	261
11.1	Versuchsprogramm.....	261
11.2	Versuchsdurchführung	262
11.3	Materialien.....	263
11.4	Darstellung und Diskussion der Ergebnisse.....	264
11.5	Zusammenfassung.....	275
12	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	276
	LITERATURVERZEICHNIS	282
	ANHANG.....	291
	ABMESSUNGEN DER VERWENDETEN MAUERSTEINE	292

VERWENDETE BEZEICHNUNGEN

SYMBOLVERZEICHNIS

A	Dübelmantelfläche, die bei Biegebeanspruchung auf die Zwischenschicht vor sich drückt	[mm ²]
A _f	Fläche unter der lokalen Spannungs-Dehnungslinie für zentrische Zugbelastung des Materials	[mm ²]
A _{Netto}	Nettoquerschnittsfläche	[mm ²]
a ₁ ; a ₂	Abstand zwischen Anker und zum Anker nächsten vertikalen Steg; 1=links von Anker, 2=rechts von Anker	[mm]
B	Bauteilbreite	[mm]
B _i	Breite der Hohlkammer zwischen zwei inneren horizontalen Stege (ausgehend von Außensteg)	[mm]
∑B _x	Summe der Hohlkammerbreiten in Verankerungsbereich	[mm]
c ₁	Randabstand zur Stoßfuge	[mm]
c _{1,cr}	Kritischer Randabstand des Dübels zur Stoßfuge	[mm]
c _{1,min}	Minimaler Randabstand des Dübels zur Stoßfuge	[mm]
c ₂	Randabstand zur Lagerfuge	[mm]
c _{2,cr}	Kritischer Randabstand zur Lagerfuge	[mm]
c _{2,min}	Minimaler Randabstand zur Lagerfuge	[mm]
C _A	Anteil Abstützung in Bezug auf Bauteilbreite B (Querlast)	[%]
d	Dübeldurchmesser	[mm]
d _A	Ankerstangendurchmesser	[mm]
d _B	Außendurchmesser des Dübels	[mm]
d _F	Fugenbreite	[mm]
d ₀	Bohrernennendurchmesser	[mm]
E _A	E-Modul von Dübel	[N/mm ²]
E _c	Elastizitätsmodul von Mauerstein	[N/mm ²]
E _i	E-Modul von Zwischenschicht	[N/mm ²]
F	Last	[kN]
F _A	Abspannungslast	[kN]
F _B	Dübeltragfähigkeit bei Biegebeanspruchung ohne Zwischenschicht	[kN]
F _{c,Brutto}	Versagenslast bei Prüfung der Druckfestigkeit	[kN]
F _{ZS}	Dübeltragfähigkeit bei Biegebeanspruchung in der Zwischenschicht	[kN]
f _c	Druckfestigkeit	[N/mm ²]
f _{c,k}	Normierte Druckfestigkeit	[N/mm ²]
f _{c,Brutto}	Bruttodruckfestigkeit	[N/mm ²]
f _{c,Netto}	Nettodruckfestigkeit	[N/mm ²]
f _t	Zentrische Zugfestigkeit	[N/mm ²]
f _u	Zugfestigkeit (Stahl)	[N/mm ²]
f _y	Streckgrenze (Stahl)	[N/mm ²]

$f_{c,0,d}$	Druckfestigkeit parallel zur Faser (Holz)	[N/mm ²]
$f_{c,90,d}$	Druckfestigkeit quer zur Faser (Holz)	[N/mm ²]
G_F	Bruchenergie	[N/m]
H	Bauteilhöhe	[mm]
h	Elementgröße bzw. angenommene Breite des Rissbandes	[mm]
h_{ef}	Verankerungstiefe	[mm]
h'_{ef}	Effektive Verankerungstiefe	[mm]
$h_{ef,u}$	Tiefe von der Steinoberfläche bis den nächsten tieferliegenden horizontalen Steg unter dem Verankerungsbereich	[mm]
h_0	Bohrlochtiefe	[mm]
I	Flächenträgheitsmoment	[mm ⁴]
k_A	Dübelbiegesteifigkeit	[N/mm]
k_H	Beiwert zur Berücksichtigung der Steinhöhe	[-]
k_{Lx}	Beiwert zur Berücksichtigung der vertikalen Stege (innerhalb des biegebeanspruchten Bereiches) entlang Steinhöhe	[-]
k_{IS}	Beiwert zur Berücksichtigung der Dicke von inneren horizontalen Stegen im Verankerungsbereich	[-]
k_{Ly}	Beiwert zur Berücksichtigung der Verstärkung entlang Auflagerfläche	[-]
L	Bauteillänge; bzw. Länge des Hebelarms (Abstandsmontage)	[mm]
$L_{A,x}$	Vorhandene Länge des biegebeanspruchten Bereiches einer Einzelbefestigung in Richtung Steinhöhe L	[mm]
$L_{A,x}^0$	Länge des biegebeanspruchten Bereiches einer Einzelbefestigung in Richtung Steinhöhe L bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers (ohne Randeinfluss)	[mm]
$L_{A,y}$	Vorhandene Beanspruchungslänge einer Einzelbefestigung in Richtung Steinhöhe (y) zur Lastverteilung im Stein vor dem Dübel [mm]	[mm]
$L_{A,y}^0$	Beanspruchungslänge einer Einzelbefestigung in Richtung Steinhöhe H (y) zur vollständigen Lastverteilung im Stein vor dem Dübel (ohne Randeinfluss)	[mm]
$L_{x,i}$	Dicke vertikales Steges (in i -Reihe von Anker)	[mm]
$L_{x,i,1}; L_{x,i,2}$	Dicke vertikales Steges (in i -Reihe von Anker); 1=links von Anker, 2=rechts von Anker	[mm]
ΣL_x	Gesamtdicke der vertikalen Stege innerhalb $L_{A,x}$	[mm]
L_y	Dicke der Verstärkung entlang Auflagerfläche	[mm]
$L_{y,l}$	Dicke der Verstärkung entlang Auflagerfläche innerhalb des biegebeanspruchten Bereiches	[mm]
N	Zuglast	[kN]
N_1	Erstes Lastmaximum	[kN]
N_m	Mittlere Versagenslast (Zugbelastung)	[kN]
$N_{u,m}$	Mittelwert max. Lasten in einer Versuchsserie (Zugbelastung)	[kN]
$N_{u,m}^0$	Traglast einer Einzelbefestigung in der Fläche (Zugbelastung)	[kN]
s	Verschiebung des Dübels; bzw. Achsabstand bei Doppelbefestigung	[mm]
s_{cr}	Kritischer Achsabstand	[mm]

s_{min}	Minimaler Achsabstand	[mm]
s_1	Verschiebung bei Erreichen max. Verbundspannung (Schlupfwert)	[mm]
s_2	Max. Verschiebung bei max. Verbundspannung (Schlupfwert)	[mm]
s_3	Verschiebung bei Übergang von Verbundfestigkeit zu verbleibendem Reibungsverbund (Schlupfwert)	[mm]
$s_{ LF}$	Achsabstand bei Doppelbefestigung mit Orientierung parallel zur Lagerfuge	[mm]
$s_{\perp LF}$	Achsabstand bei Doppelbefestigung mit Orientierung senkrecht zur Lagerfuge	[mm]
t_{AS}	Außenstegdicke	[mm]
$t_{IS,i}$	Dicke Innensteg ausgehend von dem Außensteg	[mm]
$\sum t_{IS,i}$	Gesamtdicke der horizontalen Innenstege (Verankerungsbereich)	
$\sum t$	Wirksame Verankerungstiefe	[mm]
V	Querlast	[kN]
$V_{u,m}$	Mittlere Querlast	[kN]
$V_{u,m}^0$	Traglast einer Einzelbefestigung in der Fläche (Querlast)	[kN]
Δw	Rissbreite	[mm]
α	Abminderungsfaktor (Einfluss von Riss bzw. Mauerwerksfuge)	[-]
$\Psi_{g,N}$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses einer Gruppenbefestigung	[-]
$\Psi_{s,N}$	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Randeinflusses	[-]
$\Psi_{s,y}$	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Randeinflusses zur Lagerfuge	[-]
ε	Dehnung	[-]
ε_{ij}	Komponente des makroskopischen Dehnungstensors	[-]
ε_K	Schubdehnungskomponente einer Mikroebene	[-]
ε_M	Schubdehnungskomponente einer Mikroebene	[-]
ε_N	Normaldehnung einer Mikroebene	[-]
ε_T	Schubdehnung einer Mikroebene	[-]
ε_u	Bruchdehnung	[%]
ν_c	Querdehnzahl	[-]
σ	Spannung	[N/mm ²]
σ_A	Abspannung des Steines	[N/mm ²]
σ_{ij}	Komponente des makroskopischen Spannungstensors	[N/mm ²]
T	Verbundspannung	[N/mm ²]
T_f	Reibungsverbund	[N/mm ²]
T_{max}	Max. Verbundspannung	[N/mm ²]

HÄUFIG VERWENDETE INDIZES

cr	Kritischer Wert
m	Mittelwert
min	Minimaler Wert
max	Maximaler Wert
Ref	Referenzwert
Rk	Charakteristischer Wert
u	Maximal aufnehmbarer Wert

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

A	Steinausbruch
abZ	allgemeine bauaufsichtliche Zulassung
AS	Außensteg
B	Biegen
D	Herausziehen der Ankerstange
DM	Dünnbettmörtel
E-Modul	Elastizitätsmodul
EAD	europäisches Bewertungsdokument (EAD- European Assessment Document)
ETA	europäische technische Bewertung (eng. European Technical Assessment)
ETAG	Leitlinie für die europäische technische Bewertung (eng. European Technical Approval Guideline)
Exp.	Experimentelle Untersuchung
FE	Finite-Elemente
H	Querzugbelastung in horizontaler Richtung; Herausziehen des Dübels
HLz	Hochlochziegel
HLzB	Hochlochziegel mit Lochungsart B
IS	Innensteg
K	Kantenbruch
KF	Kreuzfuge
KS	Kalksandstein (Vollstein)
KS (GL)	Kalksandvollstein mit Grifföchern und Griffaschen
KS L	Kalksandlochstein
L	Leer (für leere Stoßfuge)
LF	Lagerfuge
1. L.M.	1. Lastmaximum
LHLz	Langlochziegel
LM	Lokales Materialversagen
MG	Mörtelgruppe

MPA Universität Stuttgart	Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart
Mz	Vollziegel
MW	Mineralwolle
N+F	Nut+Feder System
NM	Normalmörtel
NM II	Normalmörtel Gruppe II
Num.	Numerische Simulation
P	Herausziehen (im Allgemeinen)
PP	Porenbeton-Planstein
PTFE	Polytetrafluorethylen
PU	Polyurethan-Hartschaum
S	Stahlversagen
SF	Stoßfuge
SH	Siebhülse
SP	Spalten
ST	Expandierter Polystyrol Hartschaum
V	Querzugbelastung in vertikaler Richtung
V(F)	Querzugbelastung in vertikaler Richtung (Richtung Fuge)
V(S)	Querzugbelastung in vertikaler Richtung (Richtung Stein)
ZS	Zwischenschicht
ZSP	Zwischenschicht mit Putz

1 EINFÜHRUNG UND ZIELSETZUNG

Mauerwerk ist die meist verwendete Wandkonstruktion im Wohnungsbau (ca. 75% aller Wandkonstruktionen in Deutschland bestehen aus Mauerwerk). Ein Mauerwerksverband besteht aus Natursteinen oder künstlich hergestellten Mauersteinen, die mit Mauermörtel verbunden sind. Künstlich hergestellte Mauersteine sind am Markt in sehr vielfältiger Form (Steinsorte, Materialeigenschaften und Geometrie) verfügbar.

Die Art des Verankerungsgrunds bestimmt die Auswahl des geeigneten Befestigungssystems. Geeignete Befestigungen für Mauerwerk sind vor allem Injektionsdübel und Kunststoffdübel. Ein Injektionsdübel ist ein Befestigungssystem, welches aus einem Injektionsmörtel, einem Befestigungselement (z.B. einer Ankerstange) und je nach Bedarf aus einer zusätzlichen Siebhülse besteht. Es handelt sich dabei um ein universell anwendbares Befestigungssystem für Verankerungen im Mauerwerk. Unter Zugbelastung erfolgt die Lastübertragung in einem Vollstein durch Stoffschluss (Klebewirkung) und in einem Lochstein überwiegend durch Formschluss (Verzahnung der Mörtelpfropfen in Hohlräumen des Steines mit horizontalen Stegen). Unter Querbeltung wird der Mauerstein lokal vor dem Dübel auf Druck beansprucht.

Im Gegensatz zu anderen Befestigungssystemen im Mauerwerk sind Injektionsdübel als Einzelbefestigung geeignet. Die Hauptvorteile des Systems sind eine vielfältige Anwendung in vergleichsweise vielen Arten von Lochsteinen, die geringen realisierbaren Rand- und Achsabstände sowie die relativ hohe Tragfähigkeit bei variabler Verankerungstiefe. Die relativ hohen Kosten stellen den wesentlichen Nachteil des Verbunddübel systems dar.

Im Falle einer sicherheitsrelevanten Befestigung muss die Verwendbarkeit des Befestigungssystems nachgewiesen werden. Der Verwendungsnachweis wird meistens durch Zulassungsverfahren erbracht. Ein Injektionsdübel kann eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) oder eine europäische technische Bewertung (ETA - European Technical Assessment) haben, wobei die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Injektionsdübel im Mauerwerk nur in Deutschland gültig ist. Die europäische technische Bewertung (früher als europäische technische Zulassung bekannt) legt ETAG 029 (eng. European Technical Approval Guideline) als Bewertungsdokument (EAD- European Assessment Document) für Beurteilung von Injektionsdübel im Mauerwerk zugrunde. Die Injektionsdübel mit einer europäischen technischen Bewertung sind europaweit einsetzbar, wobei die länderspezifischen Vorschriften (z.B. Landbauordnung) zu berücksichtigen sind.

Die ETAG 029 (Leitlinie für die europäische technische Bewertung für Metall-Injektionsdübel im Mauerwerk) wurde im Juni 2010 eingeführt und im April 2013 mit einer erweiterten Version ersetzt. Diese Leitlinie regelt Zulassungsversuche (Versu-

che für europäische technische Bewertung) und gilt als Bemessungsrichtlinie von Injektionsdübeln im Mauerwerk. ETAG 029 bezieht sich auf den Einsatz des Injektionsdübels in Mauerwerk aus Mauersteinen (Loch-, Hohl-, und Vollsteine) nach der Norm EN 771-1 bis 5 (Festlegungen für Mauersteine). Die Leitlinie beschränkt sich auf eine Mindest-Gewindegröße von 6 mm. Die Mindestverankerungstiefe beträgt 50 mm, wobei der Dübel nicht in den hinteren 30 mm der Wanddicke liegen darf. Der Injektionsdübel ist als Einzel- oder Gruppenbefestigung (Zwei- oder Vierfachbefestigung) in einem Mauerwerk unter statischer oder quasi-statischer Belastung zu verwenden. Die Mindestdicke des Mauerwerks beträgt hierbei 100 mm und der verwendete Mörtel muss mindestens der Mörtelklasse M2,5 entsprechen.

Die Bemessung von Injektionsdübel im Mauerwerk erfolgt nach ETAG 029, Anhang C, wobei zwei Bemessungsverfahren zur Verfügung stehen. Das allgemeine Bemessungsverfahren A berücksichtigt alle Lastrichtungen und alle Versagensarten. Bei dem vereinfachten Bemessungsverfahren B wird hingegen der geringste Wert der Dübeltragfähigkeit zur Bemessung als Widerstandslast angenommen. Beide Bemessungsverfahren sind nur zusammen mit den erforderlichen Versuchen nach ETAG 029 zur Ermittlung der Tragfähigkeit des Injektionsdübels im Mauerwerk anwendbar. Trotz umfangreicher Untersuchungen von Injektionsdübeln im Mauerwerk im letzten Jahrzehnt, Eligehausen, Mallée (2000), Eligehausen et al. (2000), Schild (2002), Arifovic, Nielsen (2004), Meyer (2006), Welz (2011), konnte das volle Potenzial des Systems (Flexibilität der Verankerung) bisher nicht ausgenutzt werden. Die Bemessung nach ETAG 029 unterschätzt hierbei die Tragfähigkeit der Mauersteine. Des Weiteren sind für einige wichtige Einflüsse (geometrische Ausbildung des Steins, Druckbelastung auf den Dübel sowie seine Biegebeanspruchung, Mauerwerksfugen und Risse im Mauerwerk) auf die Dübeltragfähigkeit nur wenige Angaben in der Literatur zu finden. Auf diese Aspekte wird im Folgenden näher eingegangen.

Die geometrische Ausbildung der Steine ist in der zugehörigen Norm DIN EN 771-1 bis DIN EN 771-5 nicht in Detail definiert. Somit gilt die nach ETAG 029 ermittelte Dübeltragfähigkeit im Mauerwerk ausschließlich für Mauerwerkssteine mit identischem Lochbild bzw. geometrischer Abmessung. Die in der technischen Bewertung angegebene zulässige Tragfähigkeit des Dübels im Vollstein kann zwar auf Mauersteine mit größerem Format und höheren Druckfestigkeiten übertragen werden, allerdings kann dieser Ansatz sehr konservativ sein.

Für Anwendung eines Injektionsdübels müssen die Nutzungskategorien und Temperaturbereiche, sowie minimale Rand- und Achsabstände eingehalten werden. Falls nicht alle Voraussetzungen eingehalten werden, ist die Tragfähigkeit des Injektionsdübels mittels Versuche am Bauwerk zu bestimmen. Die Baustellenversuche sind nach ETAG 029, Anhang B durchzuführen.

Das jetzige Bewertungsverfahren für Injektionsdübel im Mauerwerk erfordert einen hohen Aufwand für die Laborversuche sowie auf der Baustelle (Baustellenversuche).

Grund hierfür sind die sehr unterschiedlich ausgebildeten Mauersteine und Steinsorten. Obwohl zahlreiche Versuchsergebnisse zum Tragverhalten von Injektionsdübel im Mauerwerk vorliegen, sind diese selten veröffentlicht, da es sich meistens um Zulassungsversuche handelt. Aus diesem Grunde wurden im Rahmen dieser Arbeit umfangreiche experimentelle und numerische Parameterstudien durchgeführt, um die Entwicklung eines allgemeingültigen Bemessungskonzepts für Injektionsdübel im Mauerwerk zu ermöglichen. Das neue Bemessungsmodell soll den jetzigen Aufwand reduzieren und das Wissen gegenüber der ETAG 029 erweitern.

Das bestehende Bemessungsmodell für Injektionsdübel im Mauerwerk unter Zugbeanspruchung von Meyer (2006) beschreibt das Dübeltragverhalten von Einzel- und Gruppenbefestigungen in Voll- und Lochsteinen. Allerdings sind tiefergehende Untersuchungen zum Einfluss der geometrischen Steinausbildung und Steingröße notwendig um das Dübeltragverhalten, insbesondere in den Hochlochziegeln, genauer zu definieren. Die experimentellen Untersuchungen von Meyer (2006) wurden bis zu einer Verankerungstiefe von 100 mm durchgeführt. Um die Tragfähigkeit des Mauersteines wirtschaftlich auszunutzen, sind weitere Versuche mit größeren Verankerungstiefen sinnvoll. Zur Untersuchung der Tragfähigkeit von Einzelbefestigungen am Steinrand und mit Gruppenbefestigungen wurden Rand- und Achsabstände ausreichend variiert. Allerdings wurde nur eine relativ kleine Anzahl der unterschiedlichen Steinsorten bzw. Steingeometrien betrachtet. Zur Absicherung des bestehenden Bemessungsmodells ist die Überprüfung der Tragfähigkeit in weiteren Mauersteinen erforderlich.

Welz (2011) hat ein Bemessungsmodell für Injektionsdübel im Mauerwerk unter Quer- und Schrägzugbelastung entwickelt. Das Modell gilt sowohl für Einzel- als auch für Gruppenbefestigung in Voll- und Lochstein, wobei hauptsächlich die Versagensart lokales Steinversagen betrachtet wurde. Bei der Versagensart Kantenbruch im Vollstein wurde hierbei das Modell für Beton (nach Elgehausen et al. (2006)) übernommen. Allerdings liegt für diesen Fall keine Bemessung für die Lochsteine vor. Es besteht Bedarf nach einem realitätsnahen Modell für Lochsteine, für Einzel- und Gruppenbefestigungen. Der bestehende Bereich der Verankerung bis 100 mm soll auf größere Verankerungstiefen erweitert werden.

In Rahmen dieser Arbeit werden die wichtigen Einflussgrößen auf die Dübeltragfähigkeit untersucht, um Injektionsdübel im Mauerwerk wirtschaftlich auszunutzen zu können. Die Untersuchungen zur Dübeltragfähigkeit im Mauerwerk werden in zwei Abschnitte unterteilt: i) Ermittlung der Tragfähigkeit von Einzel- und Gruppenbefestigung ohne und mit Randeinfluss, ii) Versuche zum Einfluss verschiedener Parameter während der Installation und der geforderten Lebensdauer.

Ein besonderes Augenmerk der Arbeit liegt an den Untersuchungen zum Einfluss der Steingeometrie auf das Dübelverhalten. Dabei wurde das Dübelverhalten in Mauersteinen mit unterschiedlichen geometrischen Ausbildungen sowie Steingrößen unter-

sucht. Da die Versuche in einem Mauerwerksverband zeitlich- und kostenaufwendig sind, ist eine Versuchseinrichtung zur Prüfung im Einzelstein unabdingbar. Bislang gab es unterschiedliche Meinungen zur Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse am eingespannten Einzelstein auf den Mauerwerksverband. Im Falle eines nicht eingespannten Mauersteins haben Meyer (2006) und Welz (2011) nachgewiesen, dass die Versuchsbedingungen in einem nicht eingespannten Einzelstein nicht mit den Bedingungen im Mauerwerksverband vergleichbar sind. Bei der Einspannung von Einzelstein vertritt Schild (2002) die Meinung, dass eine solche Übertragbarkeit nicht gerechtfertigt ist, wobei Mészároš (2002) anhand seiner Versuche am Beton die Möglichkeit nicht ablehnt. In der vorliegenden Arbeit wird gezeigt, dass eine Übertragbarkeit möglich ist, unter der Voraussetzung, dass die Einzelsteine auf Druck vorbelastet sind. Die Vorbelastung dient dazu, dass der realistische Belastungszustand in einem Mauerwerksverband am Einzelstein simuliert wird. In dieser Arbeit wird eine neue Versuchseinrichtung zur Prüfung von Dübeln in Einzelsteinen vorgestellt. Die neu entwickelte Versuchseinrichtung für Dübel im Einzelstein bietet den Vorteil vergleichbarer Prüfbedingungen wie bei Befestigungen im Mauerwerksverband an.

Zur Entwicklung eines wirtschaftlich anwendbaren (praxisorientierten) und sicheren Bemessungsmodells sind weitere Untersuchungen mit Injektionsdübeln im Mauerwerk notwendig. In Rahmen der eigenen experimentellen Untersuchungen wurde der Bereich der Verankerung bis zu einer Verankerungstiefe von 175 mm erweitert. Im ersten Teil der Arbeit wurden Zug- und Querkzugversuche mit Einzel- und Zweifachbefestigung in Hochlochziegeln und Kalksandlochsteinen durchgeführt. Dabei wurde das Verhalten des Dübels mit und ohne Randeinfluss untersucht.

In der derzeitigen Bemessung wird die zulässige Dübeltragfähigkeit in Lochsteinen stark reduziert, weil viele Kenntnisse über das Tragverhalten in dem jeweiligen Fall fehlen. Die Lochsteine werden mit einem großen Anteil an Lochkammern und dünnen Stegen zum Verbesserung der Wärmeschutzeigenschaften hergestellt. Dies ist besonders stark bei Hochlochziegeln und Kalksandlochsteinen ausgeprägt. Die Last wird in den Untergrund über Stege eingeführt und es kommt in der Regel zum Versagen im Stein. Dabei hat die geometrische Ausbildung des Mauersteines und dessen Materialeigenschaft den größten Einfluss auf die Dübeltragfähigkeit. In den bisherigen Arbeiten wurde auf den Einfluss der Geometrie nicht explizit eingegangen. In der vorliegenden Arbeit wurden die bestehenden Bemessungsmodelle erweitert, um den Einfluss der Geometrie auf das Dübeltragverhalten unter Zug- und Querkzugbeanspruchung zu erfassen. In dieser Hinsicht wurden unterschiedliche geometrische Ausbildungen bei der Verankerung von Einzel- und Doppelbefestigungen untersucht.

Einige Aspekte der Tragfähigkeit, vor allem Geometrie und Festigkeit des Mauersteines, können experimentell nicht systematisch erfasst werden. Um das Tragverhalten vollständig zu verstehen, ist es notwendig, numerische Untersuchungen an Injektionsdübeln im Mauerwerk durchzuführen. In dieser Arbeit wurde das institutseigene dreidimensionale FE-Programm „MASA“ (Ožbolt (1998)) für die numerischen Untersuchungen eingesetzt. Zuerst wurden die jeweiligen FE-Modelle anhand Versuche

aus der Literatur und eigener Versuche validiert. Im allgemein wurde eine gute Übereinstimmung der FE-Ergebnisse mit Versuchsergebnissen festgestellt, sowohl im Sinne der Versagensarten als auch im Sinne des Last-Verformungsverhaltens. Weiter wurde eine Parameterstudie vorgenommen, um die Versuchsergebnisse zu ergänzen und zu erweitern. Dabei wurden unter anderem die Steinmaterialeigenschaften, Steingeometrie und Dübelverankerungstiefe variiert.

Die Anwendung von Injektionsdübel im Mauerwerk unter Druckbelastung ist durch die derzeitigen Zulassungen nicht erlaubt und die Druckkräfte müssen über Anbauteil in den Untergrund eingeleitet werden. Bei einer Abstandsmontage durch eine nicht ausreichend druckfeste Wärmedämmung ist dies allerdings nicht immer möglich. Dadurch wird in diesem Fall der Dübel auch auf Druck belastet. Besonders interessant ist dabei das Verhalten im Falle einer Befestigung im Lochstein. Da es keine Untersuchungen zu diesem Aspekt in der Vergangenheit gab, wurde in dieser Arbeit der Einfluss einer Druckbelastung untersucht und dem Verhalten bei Zugbelastung gegenübergestellt.

Ein Teil der vorliegenden Arbeit widmet sich der Tragfähigkeit von Injektionsdübel zur Verwendung bei verschiedenen Montagebedingungen und während der geplanten Lebensdauer. Die Inhomogenität des Mauerwerks spielt eine wichtige Rolle beim Verhalten der Befestigungssysteme im Mauerwerk. Bei der Befestigung in einer Lager- oder Stoßfuge ist in der Regel eine wesentlich geringere Tragfähigkeit zu erwarten. Der Nachweis für Befestigungen im Mauerwerk ist sowohl für die Befestigung im Mauerstein als auch für die Befestigung in der Fuge zu erbringen, da die Fugenlage wegen der Putzsicht in der Regel nicht zu erkennen ist. Weiterhin ist zu beachten, dass die Stoßfugen aus Rationalisierungsgründen oft nicht vermörtelt sind. Die Grundkenntnisse zur Tragfähigkeit des Injektionsdübels in Fugen unter Querbeanspruchung wurden in Welz (2011) erläutert. Dabei wurde gezeigt, dass das Setzen des Dübels direkt in einer Fuge keinen negativen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat. Dahingegen gibt die Bemessung nach ETAG 029 für Zug- und Querkzugbelastung des Injektionsdübels eine Lastabminderung abhängig von der Fugendicke und der Sichtbarkeit der Fuge vor. Zur Klärung dieses Einflusses sind weitere Versuche in Fuge unter Zug- und Querkzugbelastung auf den Dübel notwendig. Zusätzlich muss auch das Verhältnis von Dübeldurchmesser in Bezug auf die Fugenbreite untersucht werden. Mit den durchgeführten Versuchen wurde geklärt, in wie fern die Dübeltragfähigkeit von der Mörtelsorte und der Position des Dübels in der Fuge abhängt. Es wurde zusätzlich überprüft, ob ein Injektionsdübel in knirsch verlegten Stoßfugen ein vergleichbares Verhalten aufweist wie im Riss.

Risse entstehen aufgrund von Zugspannungen im Mauerwerk und können sowohl durch den Mauerstein als auch durch die Fuge verlaufen. Bisher wurde der Einfluss von offenen Rissen in Mauerwerk auf Tragfähigkeit des Injektionsdübels nicht untersucht. Ausgehend vom Verhalten des Injektionsdübels im Beton, Mészároš (2002), kann davon ausgegangen werden, dass der Verbund zwischen Dübel und Unter-

grund durch Risse im Ankergrund deutlich gestört wird. Wenn die Last nur durch den Verbundmechanismus übertragen wird, kann es zu einem relativ hohen Lastabfall (im Mittel 50%) je nach Rissbreite kommen. In dieser Arbeit wurde der Einfluss von Parametern wie der Dübeldurchmesser, die Rissbreite sowie die Belastungsrichtung auf das Tragverhalten des Injektionsdübels im Vollstein untersucht. Die Versuchsergebnisse erlauben Rückschlüsse auf die Reduzierung der Tragfähigkeit des Injektionsdübels im gerissenen Mauerstein für unterschiedliche Steinsorten.

Injektionsdübel im Mauerwerk werden häufig in Abstandsmontage durch die Wärmedämmung verankert. Das Ergebnis ist eine Zwischenschicht, die zu höheren Biegebeanspruchungen des Dübels führt, welche in der Auslegung des Dübels allerdings nicht berücksichtigt werden. Für solche Injektionsdübel im Mauerwerk soll ein Biegenachweis in der Bemessung eingeführt werden. In der vorliegenden Arbeit wird gezeigt, wie sich die Biegeverformung des Dübels bei Querkzugbelastung durch unterschiedlich steife Zwischenschichten beeinflussen lässt. Es wird dargestellt, welchen Einfluss die Schichtdicke und Eigenschaften des Injektionsdübels auf die Tragfähigkeit des Dübels haben. Es wird weiter überprüft, ob eine Putzschicht die Tragfähigkeit der Verankerung bei Abstandsmontage erhöhen kann. Da bisher keine Angaben darüber existieren, zeigen die hier durchgeführten Versuche den Einfluss von Mauerwerkputz auf die Biegetragfähigkeit der Verankerung.

In der vorliegenden Arbeit wird anhand der experimentellen und numerischen Erkenntnisse ein allgemeingültiges Bemessungskonzept für Injektionsdübel im Mauerwerk unter Zug- und Querkzugbelastung vorgeschlagen. Das Modell stellt eine Erweiterung der bestehenden Bemessungsmodelle von Meyer (2006) und Welz (2011) dar. Im Bemessungsmodell werden sowohl die wichtigen Einflussgrößen auf die Tragfähigkeit, als auch Möglichkeiten zur flexiblen Anwendung der Verankerungen berücksichtigt.

Das Bemessungsmodell bezieht sich auf Einzel- und Doppelbefestigung in Hochlochziegel und Kalksandlochstein. Der wesentliche Vorteil des Bemessungsmodells ist die Tatsache, dass viele unterschiedliche Steingeometrien auch numerisch untersucht wurden. Zusätzlich wurde auf die Problematik zur Verankerung des Injektionsdübels am freien Rand und bei Gruppenbefestigung in mehreren Lochsteinen eingegangen. Es wird erläutert, welche zusätzliche Einflüsse bei der Versagensart Kantenbruch in Lochstein im Vergleich zum bekannten Tragverhalten im Vollstein Welz (2011) auftreten. In Rahmen dieser Arbeit wurde zusätzlich auf wichtige Einflüsse (Druckbelastung, Abstandsmontage, Mauerwerksfugen und Risse im Mauerwerk) bei Injektionsdübeln zur Verwendung in Mauerwerk während der geforderten Lebensdauer näher eingegangen.

Die neu gewonnenen Erkenntnisse aus der vorliegenden Arbeit sollen sowohl den heutigen Aufwand des Zulassungsverfahrens reduzieren als auch die ETAG 029 verbessern.

2 STAND DER FORSCHUNG

2.1 Mauerwerk und Befestigungssystem

Ein Mauerwerk ist ein Verband aus Natursteinen oder künstlich hergestellten Steinen, die mit Mauermörtel verbunden sind. Ursprünglich wurden natürliche Steine als Hauptbestandteil des Mauerwerks verwendet. Hingegen kommen natürliche Steine heutzutage meistens nur mehr für Fassadenverkleidung, als Bodenbelag und als hochwertige Platten verschiedener Nutzung zum Einsatz. Für Mauerwerksbauten in Deutschland werden vorwiegend künstliche Steine verwendet. Dabei handelt sich vor allem um Ziegel- und Kalksandsteine.

2.1.1 Künstliche Mauersteine (Herstellung und Materialeigenschaften)

Im Vergleich zu natürlichen Steinen sind künstlich hergestellte Steine leichter und schneller zu fertigen. Die künstlich hergestellten Steine sind am Markt sehr vielfältig hinsichtlich Steinsorte, Materialeigenschaften und geometrischer Ausbildung vorhanden. Ziegel- und die Kalksandsteine sind heutzutage die meist verwendete Lösung der Wandkonstruktionen in Europa. Sie stehen unter ständiger Entwicklung, um vor allem die bauphysikalischen Eigenschaften (meistens hinsichtlich Optimierung des Wärmedämmvermögens) zu verbessern. Die detaillierten geschichtlichen Entwicklungen und Tendenzen im deutschen Mauerwerksbau sind Pregartner et al. (1998) und Meyer, Pregartner (2000) zu entnehmen.

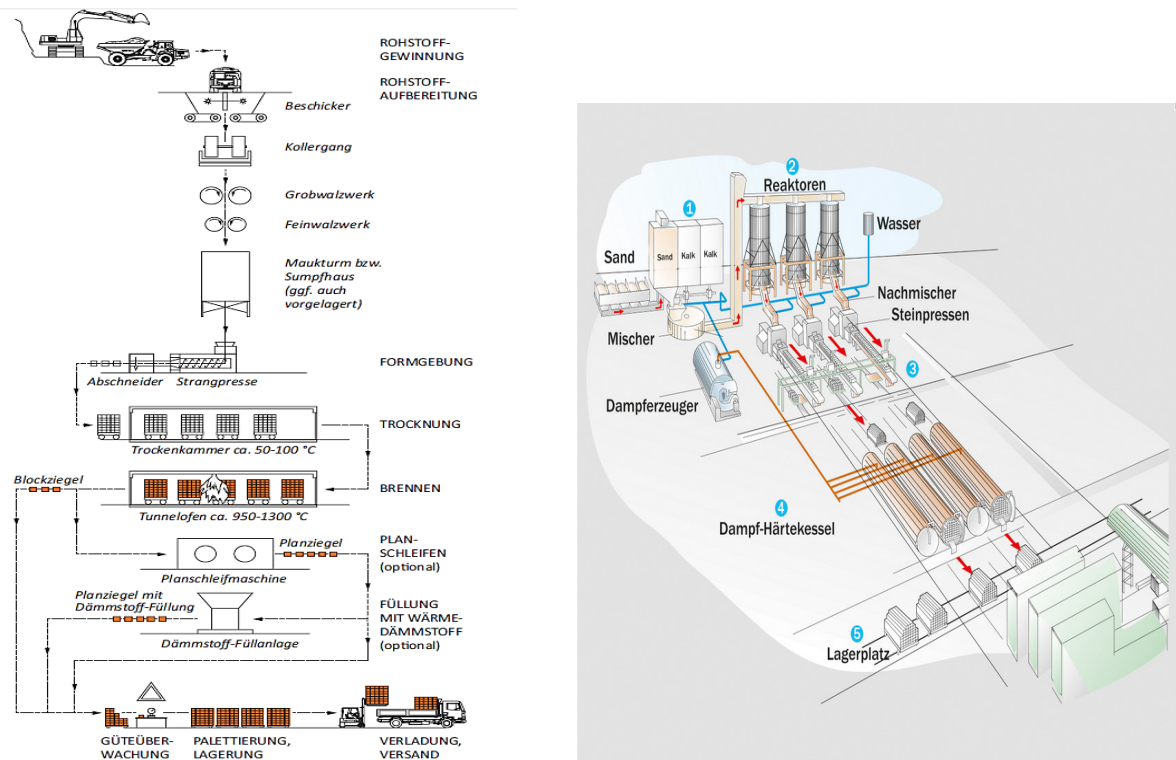
Die Vorgaben bezüglich Ausgangsstoffe, Herstellung, Anforderungen, Beschreibung sowie Kennzeichnung und Prüfung je Mauersteinart sind in der europäischen Normenreihe DIN EN 771 geregelt. In Deutschland sind zusätzlich die nationalen Anwendungsnormen zu beachten. Die Anwendungsnormen stellen eine Schnittstelle zwischen den europäischen Produktnormen und den deutschen Bemessungsnormen dar. Die Kompatibilität dieser Steine mit den nationalen Bemessungsnormen kann durch eine freiwillige Zusicherung bewährter Steine nach so genannten DIN-Restnormen auch weiterhin gewährleistet werden. Eine Übersicht der gültigen Normen für künstliche Steine ist in Tabelle 2.1 dargestellt. Bei den künstlichen Steinen kann es zu Abweichungen der Anforderungen von der Norm kommen. Wegen immer kürzerer Innovationszyklen dieser Steine (meistens hinsichtlich Optimierung des Wärmedämmvermögens) sind ihre besonderen Eigenschaften oftmals nicht in der Norm geregelt. Um neuentwickelte Steine trotzdem unverzüglich auf den Markt zu bringen, werden die Steine oft über allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen durch das Deutsche Institut für Bautechnik geregelt.

Tabelle 2.1: Übersicht der Normen für die künstlichen Steine in Deutschland

Europäische Normen	Nationale Normen	
Produktnormen DIN EN 771	Anwendungsnormen	„DIN-Restnormen“
Teil 1 – Mauerziegel	DIN V 20000-401:2012-11: Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken - Teil 401: Regeln für die Verwendung von Mauerziegeln nach DIN EN 771-1:2011-07	DIN 105-100:2012-01: Mauerziegel – Teil 100: Mauerziegel mit besonderen Eigenschaften DIN 105-5:2013-06: Mauerziegel - Teil 5: Leichtlanglochziegel und Leichtlanglochziegelplatten
Teil 2 – Kalksandsteine	DIN V 20000-402:2016-03: Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken - Teil 402: Regeln für die Verwendung von Kalksandsteinen nach DIN EN 771-2:2015-11	DIN V 106:2005-10: Kalksandsteine mit besonderen Eigenschaften
Teil 3 – Mauersteine aus Beton (dichte und porige Zuschläge)	DIN V 20000-403:2005-06: Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken - Teil 403: Regeln für die Verwendung von Mauersteinen aus Beton nach DIN EN 771-3: 2005-05	DIN V 18151-100:2005-10: Hohlblöcke aus Leichtbeton – Teil 100: Hohlblöcke mit besonderen Eigenschaften DIN V 18152-100:2005-10: Vollsteine und Vollblöcke aus Leichtbeton – Teil 100: Vollsteine und Vollblöcke mit besonderen Eigenschaften DIN V 18153-100:2005-10: Mauersteine aus Beton (Normalbeton) – Teil 100: Mauersteine mit besonderen Eigenschaften
Teil 4 – Porenbetonsteine	DIN V 20000-404: 2015-12: Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 404: Regeln für die Verwendung von Porenbetonsteinen nach DIN EN 771-4:2011-07	DIN V 4165-100:2005-10: Porenbetonsteine – Teil 100: Plansteine und Planelemente mit besonderen Eigenschaften

2.1.1.1 Steinarten

Ziegelsteine besitzen eine relativ hohe Festigkeit und haben je nach Rohdichte ein sehr gutes Wärmedämmvermögen. Die Hauptbestandteile sind Ton, Sand und Wasser, wobei je nach Verwendung noch weitere Zusatzstoffe (Sägemehl, Polystyrolkugeln, Papierfangstoff u. ä.) beigefügt werden können. Der Herstellungsprozess ist in Bild 2.1, a) dargestellt. Die Ausgangsstoffe werden zuerst gemahlen und gemischt. Die gemahlene Bestandteile werden anschließend mit Wasser gemischt und in der Strangpresse mit hohem Druck durch eine Matrize gepresst. Dabei werden die Form und das Lochbild des Ziegels definiert. Nach dem Schneiden werden die Rohlinge etwa 24 Stunden getrocknet und in einem Tunnelofen bei ca. 950-1300 °C zwischen einem und drei Tage gebrannt. Bei einem Planziegel werden die Lagerfugen noch nach dem Brennvorgang mit einer Genauigkeit von unter einem Millimeter planeben geschliffen. Zur weiteren Optimierung der Wärme- und Schallschutzeigenschaften können die Hohlkammer des Planziegels mit Wärmedämmstoffen (z. B. Perlit, Mineralfaserdämmstoffplatten oder lose Mineralfaserdämmung) gefüllt werden.



a) Herstellungsprozess von Ziegel b) Herstellungsprozess von Kalksandstein

Bild 2.1: Herstellungsprozess von Ziegel (aus Pröll (2012)) und Kalksandstein (aus BV KSI (2015))

Kalksandsteine zeichnen sich durch eine gute Maßhaltigkeit, sowie relativ hohe Festigkeit und Rohdichte aus. Sie werden aus Kalk und kieselsäurehaltigem Sand hergestellt, wobei die Zugabe verschiedener Wirkstoffe und Farbstoffe zulässig ist. Zum Herstellungsbeginn (siehe Bild 2.1, b)) werden gemahlener Branntkalk und Sand gemischt und in Reaktoren geleitet. Im Reaktorbehälter reagiert der Branntkalk durch Wasserzugabe zu Kalkhydrat. Im Anschluss wird die Mischung im Nachmischer auf Pressfeuchte gebracht und mit hydraulischen Pressen zu Steinrohlingen geformt. Falls es sich um einen Lochstein handelt, werden die Hohlkammern durch Verpressung mit der Lochbildvorlage erstellt. Die so erstellten Rohlinge werden in Dampf-Härtekessel zum Härten gebracht. Der Härtevorgang findet bei Temperaturen von 160-220 °C unter Dampfdruck in einem Zeitraum von etwa vier bis acht Stunden statt. Dabei kommt es zur Reaktion zwischen dem Kalkhydrat und dem Siliziumdioxid des Sandes.

Betonsteine sind durch ihre vielseitigen Einsatzmöglichkeiten (Trennwände, einschaliges Mauerwerk, Außenmauerwerk von Schornsteinen, zweischaliges Mauerwerk, u.a.), sowie als eine kostengünstige und leicht zu verarbeitende Lösung bekannt. Sie bestehen aus Zement, Zuschlag und Wasser, wobei Zusatzmittel erlaubt sind. Die Normalbetonsteine werden wie üblich durch Mischen der Bestandteile unter Druck und/oder Vibration mit oder ohne weitere Behandlung hergestellt und in Form ge-

presst. Falls der Härtevorgang der Rohlinge beschleunigt werden soll, erfolgt eine Nachbehandlung mittels Dampf.

Leichtbetonsteine werden in gleicher Weise wie Normalbetonstein hergestellt, wobei porige, mineralische Zuschläge (Bims, Blähton, Blähglas oder Steinkohlenschlacke) den Hauptbestandteilen beigemischt werden.

Hüttenstein wird durch Mischen granulierter Hochofenschlacke mit Wasser und Kalkschlackenmehl bzw. Zement hergestellt. Die Rohlinge werden unter hohem Druck in die Form gepresst. Anschließend findet die Erhärtung entweder an der Luft oder unter Dampf statt.

Porenbetonsteine bestehen aus Zement und/oder Kalk, feinen kieselsäurehaltigen Stoffen, porenbildenden Zusätzen und Wasser. Die Festigkeit wird durch Dampfhärtung bei den Temperaturen von etwa 200 °C erreicht.

2.1.1.2 Steinformate und Geometrie

Die künstlichen Steine werden nach geometrischer Ausbildung in Voll- und Lochsteine unterteilt. Unter Vollsteinen versteht man jene Steine, deren Querschnitt durch Lochung senkrecht zur Lagerfuge bis 15 % bei Ziegel- und Kalksandlochsteinen bzw. 10 % bei Betonsteinen gemindert ist. Der Querschnitt von Lochsteinen kann um mehr als 15 % durch Lochkammern reduziert werden. Porenbetonsteine und Normalbetonsteine werden nur als Vollstein hergestellt. Alle anderen Steinarten werden sowohl als Vollstein als auch als Lochsteine ausgeführt. Ihre geometrische Ausbildung ist durch nationale Normen (DIN 105-100, DIN V 105-5, DIN V 106, DIN V 18151-100) geregelt, wobei die Abmessungen, Stegdicken, Lochanteil, Grifföffnungen u. ä. nur in einer großen Spannbreite definiert sind. Dies führte zu vielen unterschiedlichen geometrischen Ausbildungen der künstlichen Steine, vor allem in Kalksand- und Ziegellochstein. Bild 2.2 zeigt einige Beispiele der Lochkonfiguration in Steinen. Die Löcher sollen gleichmäßig im Stein angeordnet werden, wobei ihre Größe annähernd gleich sein soll. Die Hohlkammern können sowohl in quadratischer, rechteckiger und runder Form als auch in waben- und gitterförmiger Ausbildung vorkommen. Falls die Hohlräume der Hochlochziegel mit Wärmedämmstoffen gefüllt werden, werden die Hohlkammern deutlich größer ausgeführt. Tabelle 2.2 gibt eine Übersicht der Abmessungen bei Hochlochziegeln und Kalksandlochsteinen. Die Übersicht basiert auf einer Stichprobe von 22 Ziegel- und 5 Kalksandlochsteinen. Es wurden sowohl jeweils die Dicke der horizontalen sowie vertikalen Innen- und Querstegen, als auch der Abstand zwischen zwei nächstgelegten Stegen gemessen.

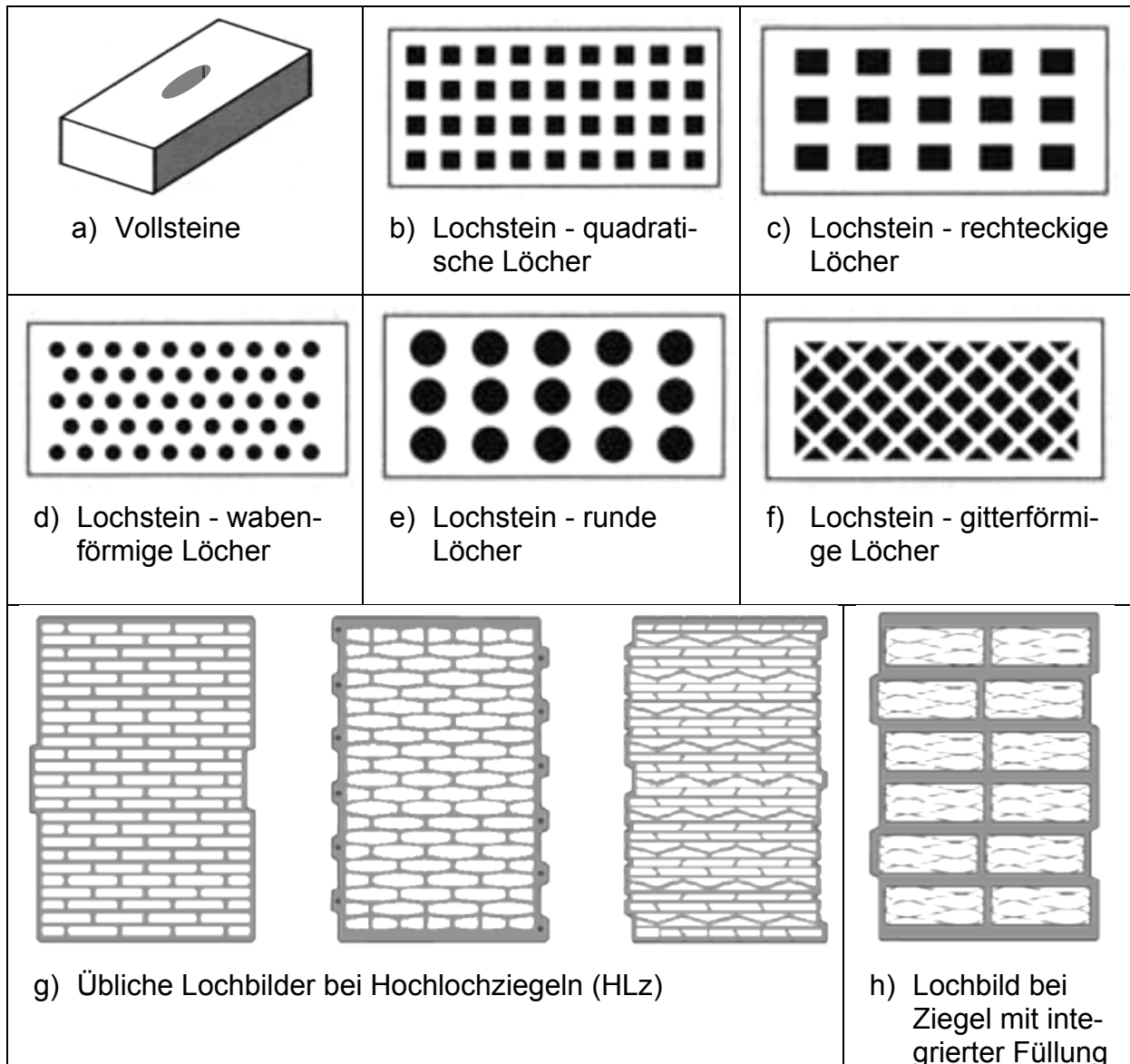


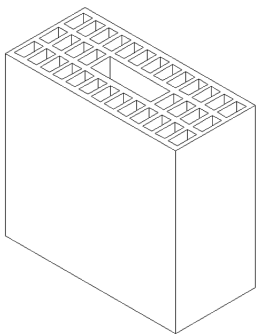
Bild 2.2: Beispiele der Lochbilder in künstlichen Steinen (aus Neroth und Vollenschaar (2011) und Vollenschaar (2004))

Die Steine können sowohl Grifflöcher als auch verschiedene Stoßflächen haben (siehe Bild 2.3).

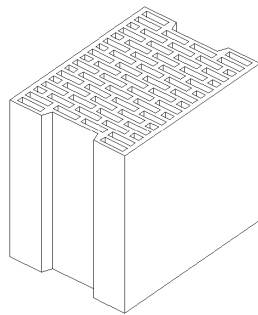
Die Steinformate richten sich nach Norm DIN 4172. Das kleinste Format bei künstlichem Stein ist Dünnsformat DF ($240 \cdot 115 \cdot 52 \text{ mm}^3$). Die Steine mit größeren DF-Formaten (2DF bis 24DF) stellen das Vielfache des kleinsten Formats (Fugendicke berücksichtigt) dar. Es gibt noch Steine mit dem Normalformat NF, dessen Abmessungen $240 \cdot 115 \cdot 71 \text{ mm}^3$ betragen. Planelemente können bis zu $1000 \cdot 625 \cdot 365 \text{ mm}^3$ groß sein. Diese Steine werden wegen ihrer Maßgenauigkeit meist direkt anhand ihrer Abmessungen bezeichnet.

Tabelle 2.2: Beispiel von unterschiedlichen geometrischen Abmessungen (Hochlochziegel HLz und Kalksandlochstein KSL)

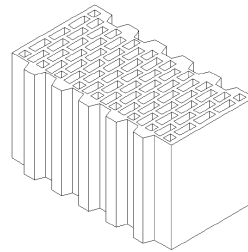
Stein	Messwert	Dicke hor. Außensteg [mm]	Dicke hor. Innensteg [mm]	Abstand zwischen hor. Außensteg und 1. hor. Innensteg [mm]	Abstand zwischen 2 hor. Innenstege [mm]	Dicke vert. Außensteg [mm]	Dicke vert. Innensteg [mm]	Abstand zwischen vert. Außensteg und 1. vert. Innensteg [mm]	Abstand zwischen 2 vert. Innenstege [mm]
HLz	Min. Wert	7,5	3,5	5,5	28,0	6,0	4,0	13,0	9,0
	Max. Wert	20,0	20,0	42,0	40,0	14,0	14,0	111,0	109,0
	Mittelwert	13,2	10,7	20,1	34,3	10,3	8,0	49,7	49,6
KSL	Min. Wert	16,0	13,0	25,0	-	16,0	12,0	25,0	-
	Max. Wert	36,0	68,0	70,0	-	45,0	28,0	70,0	-
	Mittelwert	22,3	37,0	46,7	-	30,8	19,8	46,7	-



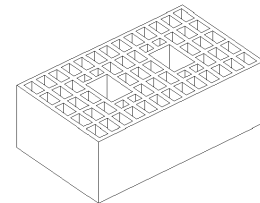
a) Hochlochziegel



b) Hochlochziegel mit Mörteltaische



c) Hochlochziegel mit Nut- und Federsystem



d) Hochlochziegel mit Grifföffnungen

Bild 2.3: Beispiele für unterschiedliche, geometrische Abmessungen von Mauerwerkssteinen (aus DIN EN 771-1 (2015))

Die Steine mit kleinem Format (Höhe bis zu 113 mm) werden zur Bearbeitung mit einer Hand vorgesehen und wiegen aus diesem Grund max. 7,5 kg. Allerdings werden heutzutage meistens Steine mit geringerer Rohdichte verwendet, um die Wärmedämmeigenschaften des Steines zu verbessern. Demensprechend werden auch Steine mit größerem Format (Höhe ≥ 238 mm) hergestellt, die eine rationellere Erstellung des Mauerwerks bei wesentlich höherer Wärmedämmung bieten.

2.1.1.3 Materialeigenschaften

In Rahmen dieser Arbeit wurden hauptsächlich Ziegel- und Kalksandsteine verwendet. In diesem Sinne werden die Materialeigenschaften dieser zwei Steinsorten betrachtet. Sie sind vor allem wichtig, um das Materialmodell für die numerischen Untersuchungen zu definieren. In dieser Hinsicht sollen die Werte von Druckfestigkeit, zentrischer Zugfestigkeit, Elastizitätsmodul, Bruchenergie und Querdehnzahl des Steines jeweils festgelegt werden. Es wird angestrebt einen Bezug zu einem normativ geregelten Materialkennwert herzustellen. Bei künstlichen Steinen stellt die Druckfestigkeit des Steins eine sinnvolle Größe dar, weil sie in Rahmen der experimentellen Untersuchungen meist als ein Anhaltspunkt der Steinmaterialeigenschaften ermittelt wird.

Das Prüfverfahren zur Bestimmung der Steindruckfestigkeit ist in der Norm DIN EN 772-1 geregelt. Für die anderen Materialeigenschaften der Ziegel- und Kalksandsteine gibt es keine Prüfnorm oder Richtlinie.

Eine Zusammenfassung vieler bisher veröffentlichten Ergebnisse zu den Prüfungen der Materialeigenschaften verschiedener Steinarten ist in jährlichen Beiträgen von Schubert im Mauerwerk Kalender (siehe z.B. Mauerwerk Kalender (2011)) vorhanden. Darüber hinaus ist ein Überblick der in der Literatur gefundenen Materialkennwerte in der Tabelle 2.3 dargestellt. Jedoch ist die Art der Versuchsdurchführung (Lastrichtung, Bestimmung der Festigkeit nach nationalen Normen) teilweise nicht bekannt.

Das Verhältnis zwischen Zug- und Druckfestigkeit liegt für Ziegel zwischen 0,01 und 0,07. Allerdings lassen sich die von Schubert, Brameshuber (2011) geprüften Werte der Zug- und Druckfestigkeiten in Lochsteinen nicht gegenüberstellen, da die Zugfestigkeiten in Richtung Steinlänge und die Druckfestigkeiten in Richtung Steinhöhe ermittelt wurden. Bei KS Steinen hingegen gibt es einen guten proportionalen Zusammenhang zwischen Zug- und Druckfestigkeit. Allerdings ist das Verhältnis zwischen Zug- und Druckfestigkeit sowohl in KS Steinen mit Grifflöchern und Griffaschen als auch in Kalksandlochstein KSL nicht so eindeutig wie bei KS Steinen ohne Grifflöcher. Grund dafür ist der Einfluss der Lochstruktur. Das Verhältnis von Zug- zu Druckfestigkeit bei Ziegel- und Kalksandsteinen wurde auch mit den Normangaben des aktuellen nationalen Anhangs zur DIN EN 1996-Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten (DIN EN 1996-1-1/NA) verglichen. Es ist eine gute Abschätzung der Zugfestigkeit anhand der Druckfestigkeit in Ziegel festzustellen.

Tabelle 2.3: Verhältnisse der Materialeigenschaften von künstlichen Steinen

Stein	Quelle	Druckfestigkeit f_c [N/mm ²]	Zentr. Zugfestigkeit bezogen auf die Druckfestigkeit f_t / f_c [-]	E-Modul bezogen auf die Druckfestigkeit E_c / f_c [-]
		Mittelwert	Mittelwert / Wertebereich (falls vorhanden)	Mittelwert / Wertebereich (falls vorhanden)
Mz	Schubert, Brameshuber (2011)	-	0,04 / 0,01-0,08	-
	van der Pluim (1999)	33	0,07	183,3
	van der Pluim (1999)	66	0,03	251,6
	van der Pluim (1999)	72	0,03	241,7
	Meyer (2004)	47,8	0,05	230,0
	DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05 ¹⁾	-	0,032	-
HLz	Schubert, Brameshuber (2011)	-	0,03 / 0,01-0,04	-
	DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05 ¹⁾	-	0,026	-
LHLz	Schubert, Brameshuber (2011)	-	0,01 / 0,002-0,02	-
	DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05 ¹⁾	-	0,026	-
KS	Schubert, Brameshuber (2011)	-	0,06 / 0,04-0,08	230,0
	van der Pluim (1999)	40	0,06	335,0
	van der Pluim (1999)	14,7	0,08	-
	van der Pluim (1999)	29	0,06	-
	Schmidt (2015)	24,7	0,08 / 0,06-0,09	537,4 / 492,7-566,0
	Meyer (2004)	29,3	0,08	425,0
	Meyer (2004)	16,2	-	647,0
	Meyer (2004)	27,1	-	365,0
	DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05 ¹⁾	-	0,032	-
KS (GL)	Schubert, Brameshuber (2011)	-	0,05 / 0,03-0,07	-
	Schmidt (2015)	27,2	0,05 / 0,04-0,05	352,6
	Schmidt (2015)	23,4	0,06 / 0,05-0,06	361,5 / 294,4-406,8
	Schmidt (2015)	19,3	0,08 / 0,07-0,08	471,0 / 445,9-512,5
	DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05 ¹⁾	-	0,026	-
KS L	Schubert, Brameshuber (2011)	-	0,04 / 0,03-0,06	-
	DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05 ¹⁾	-	0,026	-

KS (GL) = KS mit Grifföchern und Griffaschen; ¹⁾ f_t / f_c = rechnerische Zugfestigkeit / umgerechnete mittlere Druckfestigkeit (nach DIN EN 1996-1-1/NA)

Obwohl für Ziegelsteine ein Zusammenhang zwischen den Normangaben (DIN EN 1996-1-1/NA) und Messwerten aus Literatur zu erkennen ist, kommt es in Kalksandstein zu Abweichungen von den realen Messwerten. Es ist dabei zu erkennen, dass die genormten Werte abhängig von der geometrischen Ausbildung des Steines (Vollstein mit und ohne Grifflöcher und Griffaschen, Hochlochsteine, Hohlblocksteine) definiert sind, und nicht nach Steinart. Die Werte für Kalksandstein nach DIN EN 1996-1-1/NA liegen jedenfalls bezüglich der Zugtragfähigkeit auf der sicheren Seite.

Im Vergleich zu Zug- und Druckfestigkeit sind die weiteren mechanischen Eigenschaften weniger erforscht. Der Elastizitätsmodul der Mauerziegel und Kalksandsteine ist in Tabelle 2.3 dargestellt. Mit zunehmender Druckfestigkeit steigt auch der E-Modul an.

Schubert, Brameshuber (2011) ermitteln eine Querdehnzahl für Hochlochziegel zwischen 0,11 und 0,20. Anhand der experimentellen Untersuchungen von Meyer (2004) ergibt sich Bruchenergie von 0,013 N/mm für Ziegel, und 0,009 N/mm für Kalksandstein.

Eine ausführliche Beschreibung der Prüfungen von Materialeigenschaften von Betonsteinen ist Schubert, Graubohm (2007), Koksall et al. (2005) und Hamid (1978) zu entnehmen.

2.1.2 Mauermörtel

Mauermörtel ist ein Gemisch aus Zuschlag (Sand), Bindemittel (Zement, Baukalk, PM-Binder) und Wasser, wobei noch unterschiedliche Zusatzmitteln und Zusatzstoffen (Flugasche, Trass, Gesteinsmehl, Pigmente) zum Einsatz kommen können. Nach der Norm DIN V 18580 unterscheidet man zwischen Normalmörtel (NF), Leichtmauermörtel (LM) und Dünnbettmörtel (DM). Je nach Druckfestigkeit des Festmörtels ist Normalmörtel in drei Gruppen unterteilt. Für Leichtmörtel werden die porige Zuschläge (Perlite, Bims, Blähton, usw.) verwendet, um bessere Wärmedämmeigenschaften zu erreichen. Je nach Wärmeleitfähigkeit werden sie in zwei Mörtelgruppen (LM 21 oder LM 36) unterteilt. Bei Dünnbettmörtel wird feinkörniger Zuschlag (Größtkorn von 1 mm) eingesetzt, um die dünnen Fugen mit einer Dicke von etwa 1 bis 3 mm bilden zu können.

Aus der Sicht des Herstellungsorts gibt es Baustellenmörtel und Fertigmörtel. Normalmörtel kann als Baustellenmörtel hergestellt werden. Heutzutage wird überwiegend der Fertigmörtel verwendet. Dieser Mörtel stellt ein fertiges Gemisch dar, dem auf der Baustelle meistens noch einige Bestandteile (Wasser, Zement) zugegeben werden. Leichtmörtel und Dünnbettmörtel werden nur in dieser Weise hergestellt.

In Bild 2.4 sind unterschiedliche Fugenarten dargestellt. Im Mauerwerk sind horizontal (Lagerfuge) und vertikal (Stoßfuge) laufende Fugen vorhanden. Fugen dienen

hauptsächlich zur gleichmäßigen Lastverteilung auf die Einzelsteine und zum Ausgleich der kleinen Maßabweichungen der Steine. Ihre Ausführung ist in DIN EN 1996-1-1/NA, DIN EN 1996-2 und DIN EN 1996-2/NA geregelt. Die Lagerfugen sollen vollflächig vermörtelt werden. Die Plansteine haben glatte, planparallele Auflageflächen und sind in diesem Sinne zur Vermörtelung mit Dünnbettmörtel geeignet. Die Breite der Lagerfuge aus Dünnbettmörtel beträgt 1 bis 3 mm. Bei Vermauerung mit Normalmörtel ist die Lagerfuge 12 mm dick. Die Vermauerungsart der Stoßfuge (Bild 2.4) hängt von dem Steinformat und der Steinform ab. Sie können mit oder ohne Vermörtelung ausgeführt werden. Die Dicke einer vermörtelten Stoßfuge mit Normalmörtel beträgt 10 mm. Bei Steinen mit einer Mörteltasche handelt es sich dabei um Mörtelauftrag an den Steinflanken. Allerdings ist das Auftragen des Dünnbettmörtels (Dicke 1 bis 3 mm) im Stoßfugenbereich auch nach DIN EN 1996-1-1/NA erlaubt, kommt aber in der Praxis selten vor. Aus wirtschaftlichen Gründen wird heutzutage meistens ein Nut- und Feder-System statt einer Vermörtelung der Stoßfugen eingesetzt. Solche Steine werden knirsch mit ineinander verzahnten Nut- und Feder-System versetzt. Bei den Steinen mit einer Mörteltasche können die Steine auch knirsch verlegt werden, wobei lediglich die Mörteltasche vermörtelt ist. Der Abstand zwischen zwei knirsch verlegten Steinen darf max. 5 mm betragen. Die Fugenbreite bei Gewölben darf bis zu 20 mm betragen.

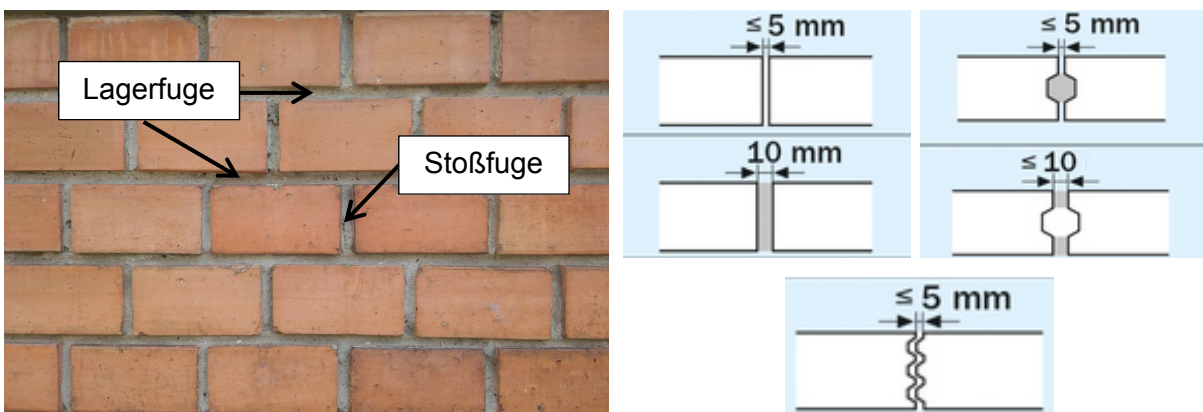


Bild 2.4: Fugenarten (links) und Vermauerungsarten von Stoßfuge (rechts- aus BV KSI (2015))

2.1.3 Injektionsdübel im Mauerwerk

Verankerungssysteme im Mauerwerk werden z.B. für Befestigungen von Arbeitsgerüsten, Fassadenbekleidungen, Markisen, französischen Balkonen, Vordächern, Geländer oder Heizkörper eingesetzt. Für sicherheitsrelevante Befestigungen dürfen nur bauaufsichtlich zugelassene Dübel zur Anwendung kommen. Als zulässige Befestigungen im Mauerwerk gelten vor allem Injektionsdübel und Kunststoffdübel.

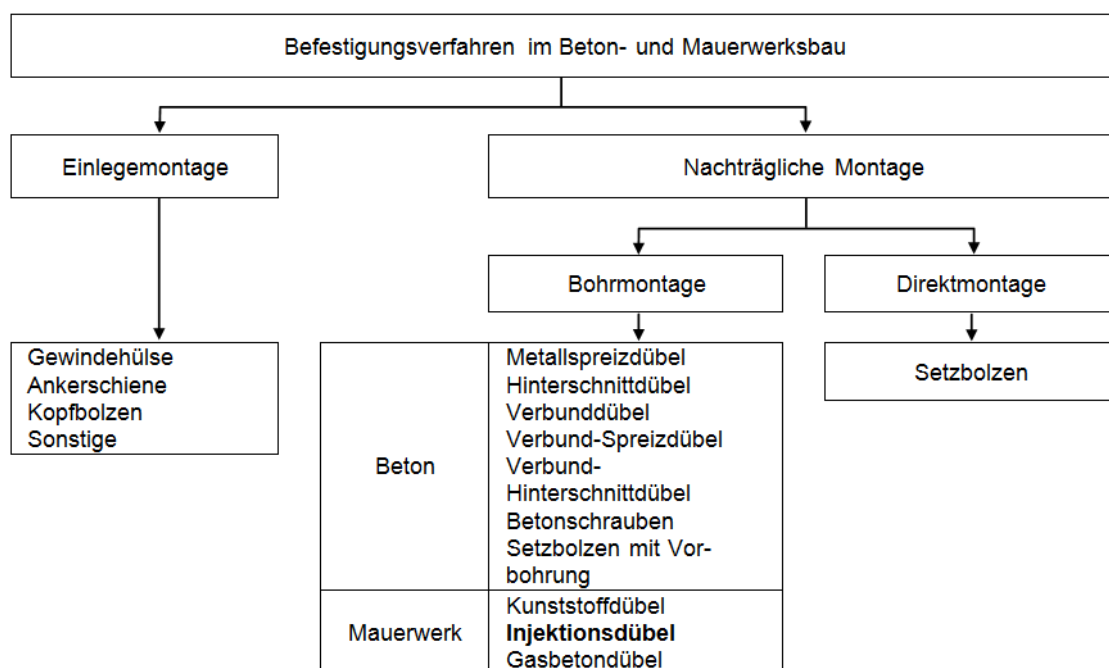


Bild 2.5: Befestigungsverfahren im Beton- und Mauerwerksbau (ergänzt nach Elighausen, Mallée (2000))

In Rahmen dieser Arbeit wurde das Verhalten eines Injektionssystems in Mauerwerk untersucht. Injektionssysteme zählen zur Gruppe der nachträglich, durch Bohrmontage, installierten Befestigungssysteme. Im Gegenteil zu anderen Befestigungssystemen im Mauerwerk sind Injektionsdübel zur randnahen Verankerung (keine Spreizkräfte bei Installation) im Bauteil sowie als Einzelbefestigung geeignet. Die Hauptvorteile des Systems liegen in der vielfältigen Anwendung und der Flexibilität in der Verankerungstiefe (abschneidbare Siebhülse und Ankerstange) sowie der vergleichsweise hohen Tragfähigkeiten.

Injektionsdübel gehören zur Sorte der Verbunddübel, siehe Bild 2.6. Die Ankerstange bzw. Innengewindehülse aus Stahl wird mittels einer speziellen Mörtelmasse mit der Bohrlochwandung verbunden.

Die Entwicklung des Verbunddübels ist durch vier Entwicklungsphasen gekennzeichnet, die in Schätzle (2001) zusammengefasst sind. Erste Glaspatronensysteme wurden im Jahr 1962 eingeführt und in den folgenden Jahren durch Injektionssysteme ergänzt. Mit der Zeit wurde die Mörtelmasse sowohl alkalibeständiger als auch stabiler (weniger empfindlich) gegen Umwelteinflüsse (zweite Generation). In dritter Generation wurde das als Katalysator beim Abbindeprozess verwendeter Styrol aufgrund seiner gesundheitsschädlichen Eigenschaften (krebserregend) durch unschädliche Stoffe ersetzt. Im Jahr 1991 wurden erste risstaugliche Verbunddübel (Verbund-Hinterschnittdübel) für die Verwendung im Beton zugelassen. Sie kennzeichnen die vierte Generation in der Entwicklung der Verbunddübel.

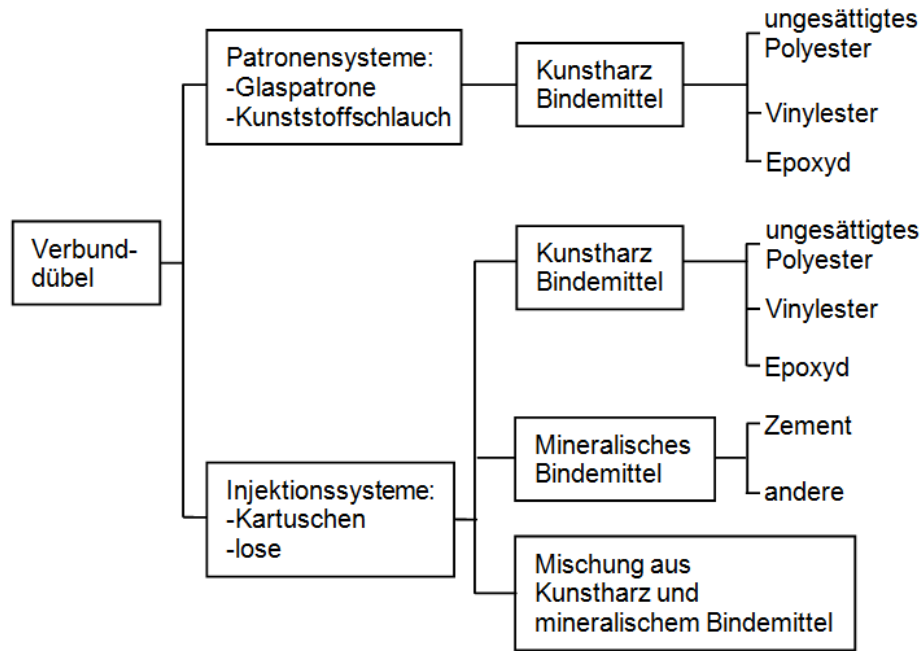


Bild 2.6: Einteilung von Verbunddübeln nach CEB (1993)

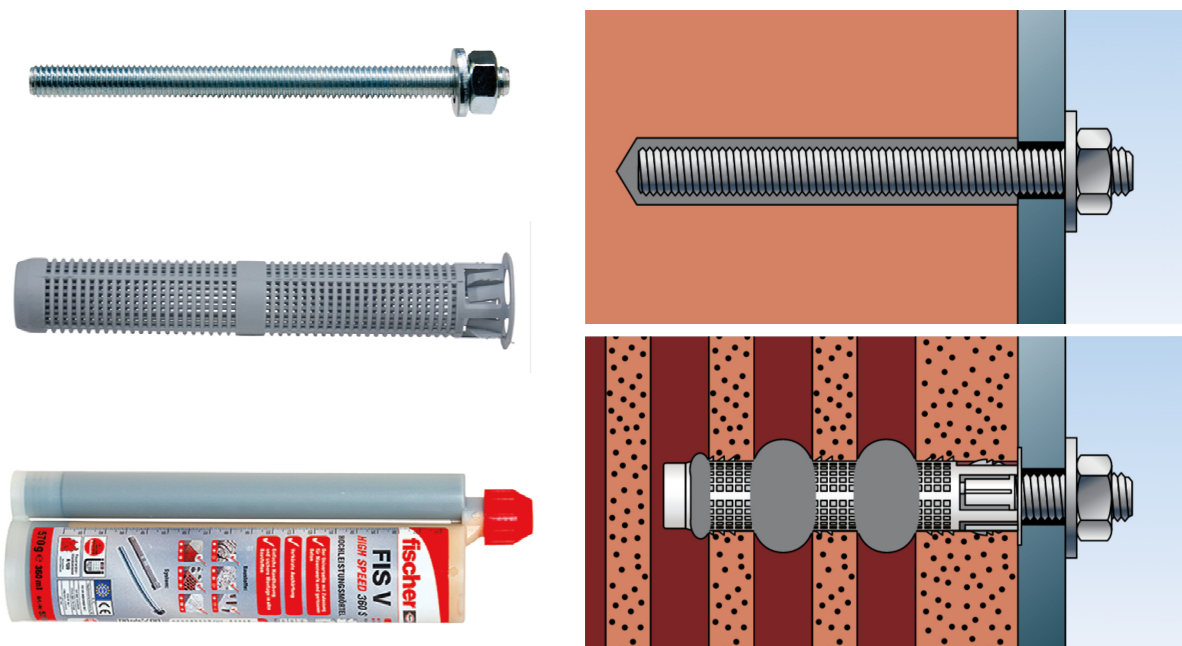


Bild 2.7: Injektionsdübel und Anwendung in Voll- und Lochsteinen (aus www.fischer.de)

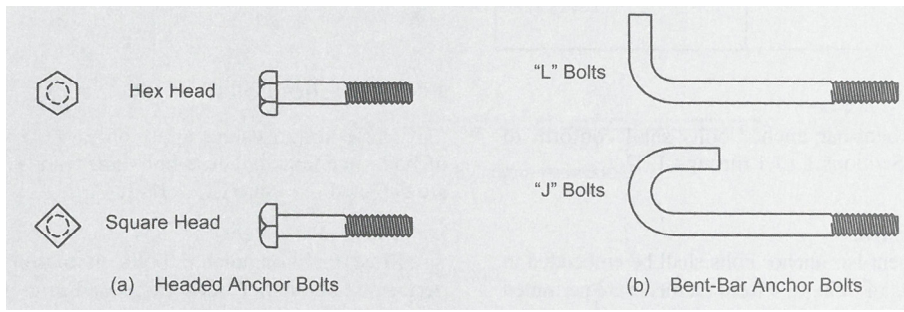
Das Material des Verankerungsgrunds bestimmt die Auswahl des geeigneten Befestigungssystems. Alle Arten von Verankerungssystemen sind zur Anwendung im Beton zugelassen. Für die Anwendung in Mauerwerk wurden jedoch hauptsächlich Injektionsdübel weiterentwickelt und zugelassen. Unter einem Injektionsdübel (siehe Bild 2.7) versteht man ein chemisches Befestigungssystem, das aus einem Injektionsmörtel, einer Ankerstange aus Stahl und, je nach Bedarf, aus einer Siebhülse besteht. Als Ankerstange kann eine Gewindestange oder eine Innengewindestange

verwendet werden. Zur Verankerung in Lochsteinen wird eine Siebhülse aus Kunststoff oder Metall verwendet, welche die Bildung von Mörtelpfropfen (Verzahnung) in den Hohlräumen des Steines um die Siebhülse herum ermöglicht. Die Montage des Systems im Vollmaterial ist ohne oder mit zugehöriger Siebhülse möglich. Zum Auspressen des Injektionsmörtels wird eine Auspresspistole benutzt. Erst beim Auspressen des Mörtels aus der Kartusche durch die Mischdüse werden Harz- und Härterkomponente vermischt. Jedes Injektionssystem ist als Einheit zu betrachten, da vor allem das Vermischen des Mörtels sowie das sachgemäße Bilden von Mörtelpfropfen in Hohlräumen des Steines um die Siebhülse herum von dem ganzen System abhängen. Seit 2001 wird immer öfters ein Hybridmörtel verwendet, dessen Bestandteile organische Harz- und Härterkomponenten sowie Anteile von anorganischem Zement und Wasser sind. Mit einem Hybridmörtel wurden hauptsächlich die Temperatur-, Wasser- und Staubbeständigkeit verbessert. Dadurch wurde der Einsatzbereich der Injektionsdübel auf Vollsteine und den Fugenbereich erweitert.

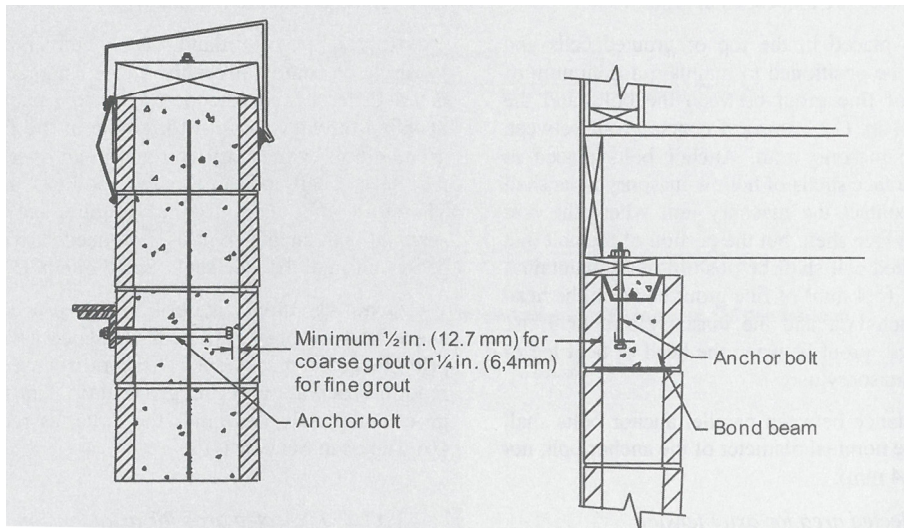
2.1.4 Verankerungen im Mauerwerk nach TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011)

Als die gängigen Befestigungen zur Anwendung im Mauerwerk in den Vereinigten Staaten gelten Kopfbolzen mit Gewindeanschluss (engl. headed anchor bolt) und hakenförmige Bolzenanker (engl. bent-bar anchor bolt) (siehe Bild 2.8). Diese Dübel werden in ausgegossenem Mauerwerk in vertikaler und horizontaler Lage verwendet und immer im Vergussmörtel durch Einlegemontage (Dübel werden im Mauerwerk gesetzt und mit Vergussmörtel einbetoniert) verankert. Die Bemessung für Dübel regelt die Norm TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011). Die Grundlage der Bemessung bilden zahlreiche experimentelle Untersuchungen (Klinger, Weigel (2003), Allen et al. (2000), Brown, Whitlock (1983), Hatzinikolos et al. (1980)). Anhand dieser Untersuchungen wurden hauptsächlich fünf typische Anwendungsfälle (siehe Bild 2.9) untersucht. In der Bemessung werden die Dübelart und die Belastungsrichtung berücksichtigt. Die Bemessungswerte für jede Lastrichtung werden in den Kapiteln 2.2.4, 2.3.4 und 2.4 angegeben.

Allerdings gibt es in den Vereinigten Staaten auch nachträglich installierte Dübel im Mauerwerk. Sie sind nicht nach der Norm TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011) geregelt und ihre Tragfähigkeit muss durch experimentelle Untersuchungen bestimmt werden.



a) Amerikanische Dübelsorten für ausgegossenes Mauerwerk



b) Anwendung im Mauerwerk (gültig für beide Dübelsorten)

Bild 2.8: Amerikanische Dübelsorten für ausgegossenes Mauerwerk (a) und ihre Anwendung im Mauerwerk (b) (aus TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011))

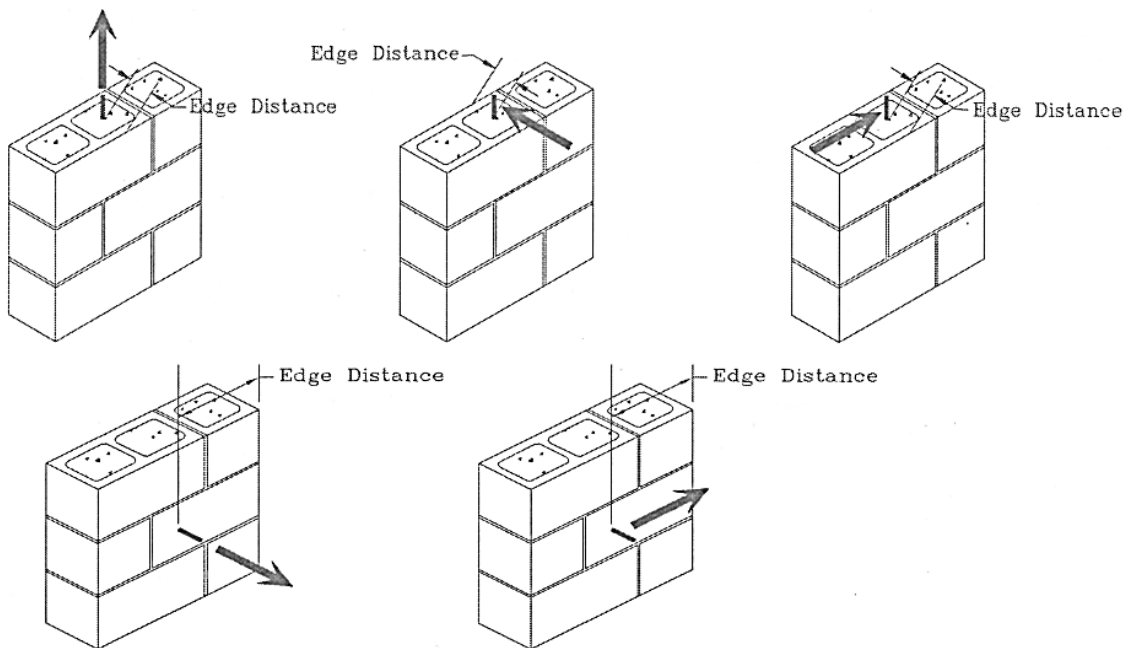


Bild 2.9: Bemessungsfälle nach TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011) (aus McGinley (2006))

2.2 Tragverhalten und Bemessung von Injektionsdübeln unter Zugbelastung

Bild 2.10 zeigt die Lasteinleitungsmechanismen des Injektionsdübels im Mauerwerk unter Zugbelastung. Der Injektionsdübel trägt in einem Vollstein durch Stoffschluss (Klebewirkung) und das Tragverhalten ist vergleichbar mit dem im Beton. Falls es sich um haufwerksporige Mauersteine handelt, wird die Last zusätzlich durch kleine Verzahnungen des Injektionsmörtels mit den Porenstellen entlang der Bohrlochwandung übertragen.

Im Lochstein trägt der Injektionsdübel durch Stoffschluss im Stegbereich und durch Formschluss (Verzahnung der Mörtelpfropfen in Hohlräumen des Steines mit horizontalen Stegen) in den Hohlkammern. Wie stark ein Tragmechanismus bei der Lastabtragung mitwirkt, hängt von zahlreichen Parametern des Injektionssystems und des Untergrunds ab. Falls es sich um einen Stein mit sehr dünnen Stegen handelt, wird die Last hauptsächlich durch Formschluss eingeleitet.

In folgenden Kapiteln werden die möglichen Versagensarten unter Zugbelastung, die Einflüsse auf das Tragverhalten des Injektionsdübels und schließlich das von Meyer (2006) vorgeschlagene Berechnungsmodell beschrieben.

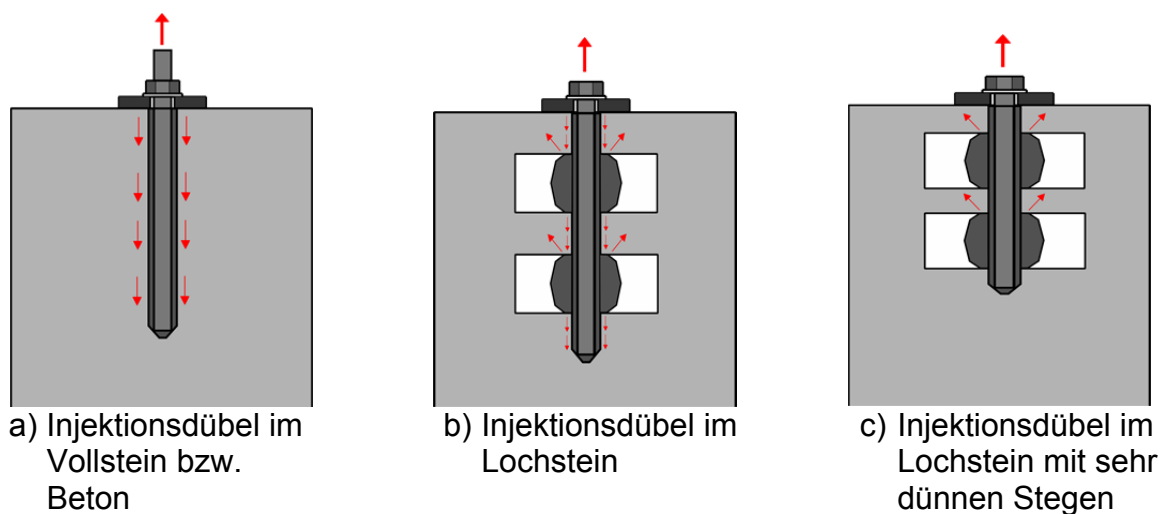


Bild 2.10: Lasteinleitung von Injektionsdübeln unter Zugbelastung

2.2.1 Versagensarten

Unter Zugbelastung können Injektionsdübel im Mauerwerk durch Erreichen der Tragfähigkeit des Ankersystems oder durch Erreichen der Tragfähigkeit des Ankergrunds versagen. Meyer (2006) gibt eine Übersicht der Versagensarten für Injektionsdübel im Mauerwerk infolge einer zentrischen Zugbelastung, siehe Bild 2.11 und Bild 2.12. Injektionsdübel versagen demnach durch Stahlbruch oder verschiedene Arten des Herausziehens. Im Ankergrund kann Spalten, Steinausbruch oder Steinauszug auftreten. Es kann auch eine Kombination mehrerer Versagensarten vorkommen. Man-

che Versagensarten treten auch bei anderen Untergründen (Beton, Naturstein) bzw. bei anderen Befestigungssystemen auf. In diesem Sinne ist das Dübeltragverhalten im Mauerwerk für vergleichbare Versagensarten hauptsächlich mit anderen Untergründen (für die Untersuchungen im Beton siehe z.B. Lehr (2002), Elgehausen et al. (2004), Appl (2009), und im Natursteinen Tevesz (2015)) vergleichbar.

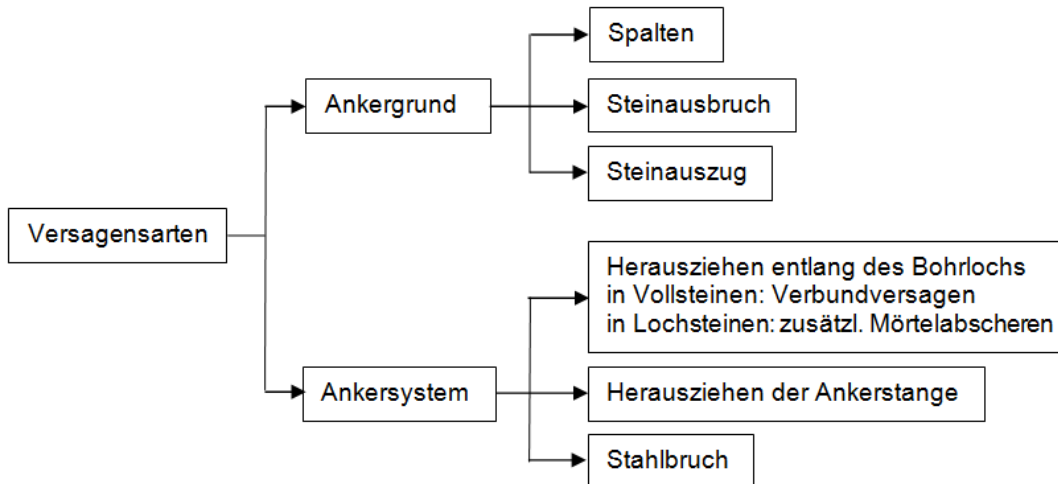


Bild 2.11: Versagensarten für Injektionsdübel in Mauerwerk unter zentrischer Zugbelastung (aus Meyer (2006))



a) Herausziehen des Dübels



b) Herausziehen der Ankerstange



c) Steinausbruch



d) Spalten



e) Steinauszug

Bild 2.12: Typische Versagensarten für Injektionsdübel in Mauerwerk unter zentrischer Zugbelastung (aus Meyer (2006))

Stahlversagen tritt sehr selten im Mauerwerk auf und wird als Versagen in Steinen mit hohen Steinfestigkeiten oder großen Verankerungstiefen beobachtet. Die Versagensart wird sowohl durch eine niedrigere Stahlfestigkeit als auch durch kleinen Durchmesser der Ankerstange hervorgerufen. Die Streuung der Versagenslast ist im Allgemeinen sehr gering.

Bei Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel wird der Mörtel entlang der Ankerstange abgeschert. Das Versagen tritt oft infolge eines unsachgemäßen Setzvorganges oder einer Verschmutzung der Ankerstange auf. Während dem Setzen der Ankerstange werden ihre Gewindgänge mit Injektionsmörtel verfüllt und somit eine Verzahnung gebildet. Aus diesem Grunde ist die Verzahnung bei einer ordnungsgemäßen Montage nur vom Dübelssystem (Injektionsmörtel und Ankerstange) abhängig. Falls die maximale Verbundfestigkeit zwischen Ankerstange und Mörtel erreicht ist, kommt es zum Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel.

Ein Herausziehen des Dübels in Vollsteinen wird durch Erreichen der Verbundspannung zwischen Mörtel und Ankergrund hervorgerufen. Die Versagenslast hängt vom Bohrlochdurchmesser, der Verankerungstiefe und der Verbundfestigkeit des Injektionsmörtels entlang der Mantelfläche ab. Die Verbundfestigkeit des Injektionsmörtels ist systemabhängig, kann aber durch verschiedene Einwirkungen (z.B. Ankergrundfeuchte, Temperatur, Bohrmehl) beeinflusst werden.

In Lochsteinen versagen Dübel durch Herausziehen des Dübels mit Mörtelabscheren falls die Tragfähigkeit des Ankergrunds nicht erreicht ist. Beim Verbundversagen im Stegbereich wird die Belastung auf die Mörtelpfropfen umgelagert. Die Mörtelpfropfen werden entlang der Siebhülse abgeschert, wobei die Versagenslast von der Mörtelscherfestigkeit des Injektionsmörtels und der zur Verfügung stehenden Scherfläche abhängt. Es ist typisch für diese Versagensart, dass die Mörtelpfropfen in der Regel nicht gleichzeitig versagen.

Wenn die Tragfähigkeit des Ankergrunds erreicht ist, versagt der Stein durch Bildung eines kegelförmigen Ausbruchs. Infolge geringer Festigkeit und Hohlkammern in den Lochsteinen tritt meistens ein Steinausbruch bei Zugbelastung des Injektionsdübels auf. Dies tritt insbesondere dann auf, wenn die Last über wenige zur Verfügung stehende horizontale Stege im Lochstein (kleinere Verankerungstiefen) übertragen wird oder die mittragenden Stege sehr dünn sind.

Die kleinformatischen Vollsteine können bei Zugbelastung des Dübels gespalten werden. Nach der Bildung des Spaltrisses wird der Dübel zusammen mit dem Mörtel aus dem Bohrloch herausgezogen. Der Spaltriss verläuft über die kürzere Steinseite.

Für kleinformative Steine bis 2 DF ist auch das Herausziehen eines Steines aus dem Mauerwerk möglich. Das Versagen tritt bei Überschreiten der Haftscherfestigkeit des Mauermörtels entlang der Fläche zwischen Mörtel und dem belasteten Stein auf.

2.2.2 Einflüsse auf Tragverhalten des Dübels

2.2.2.1 Einfluss des Bohrverfahrens

Das Bohrloch kann durch Drehbohren, Schlagbohren oder Hammerbohren erstellt werden. Aus wirtschaftlichen Gründen erfolgt die Bohrlochherstellung häufig durch das Hammerbohrverfahren. Dieses Verfahren verursacht sowohl die Schädigung der Stege in Lochstein, als auch Schädigungen in Gefüge des Steines. Somit wird die Dübeltragfähigkeit reduziert, was in der jeweiligen bauaufsichtlichen Zulassung angegeben wird.

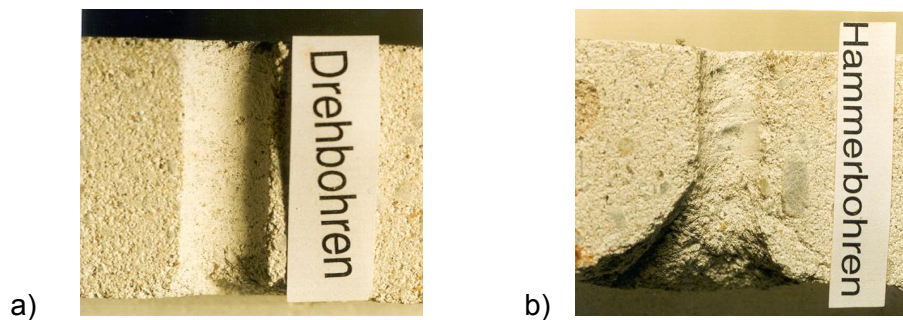


Bild 2.13: Bohrlocher in KSL12-10DF erstellt durch a) Drehbohren, b) Hammerbohren (aus Eligehausen et al. (2000))

Eligehausen et al. (2000) haben den Einfluss von Dreh- und Hammerbohren in Lochstein untersucht. Bild 2.13 zeigt den, durch das Hammerbohrverfahren erzeugten, trichterförmigen Ausbruch an der unteren Stegseite. Dadurch wird die Dicke des angebohrten Steges reduziert, was sich ungünstig auf die Tragfähigkeit der Verankerung auswirkt. Meyer (2006) berichtet, dass das Hammerbohren eine Verminderung der Dübeltragfähigkeit zwischen 30 % und 50 % (im Vergleich zum Drehbohren) zur Folge hat.

2.2.2.2 Einfluss der Steinfeuchte

Bei Installation in feuchtem Stein wird die Bildung der Verbundfläche zwischen Injektionsmörtel und Bohrlochwandung durch das feuchte Bohrmehl gestört. Es handelt sich um eine systemabhängige Eigenschaft des Injektionsdübels. Die zugbelasteten Injektionsdübel versagen im lufttrockenen Vollstein durch Steinausbruch und in nassem Vollstein durch Herausziehen des Dübels entlang der Bohrlochwandung (Schild (2002)). Meyer (2006) hat diesen Einfluss in Voll- und Lochstein untersucht. Sie hat festgestellt, dass die Zunahme der Steinfeuchte zu Abnahme der Verbundfestigkeit des Injektionsdübels und Abminderung der Steifigkeit führt. Die Tragfähigkeit des Injektionsdübels in nassem Vollstein reduziert sich um 10 bis 75 % im Vergleich zu Traglast in trockenem Stein. In nassem Lochstein kann die Abminderung bis zu 50 % betragen.

2.2.2.3 Einfluss der Bohrlochreinigung

Die Bohrlochreinigung beeinflusst die Verbundfestigkeit des Injektionsmörtels. Bei einer ungenügenden Reinigung des Bohrlochs stört das Bohrmehl die Bildung der Verbundfläche zwischen Mörtel und Bohrlochwandung. Dieser Einfluss wurde mittels zahlreichen Versuchen im Beton von Lang (1979), Eligehausen et al. (1997), Cook et al. (1994) und Eligehausen, Mészároš (1996) untersucht.

Eligehausen et al. (2000) berichten über große Reduzierung der Dübeltragfähigkeit bei Setzen in ungeinigtes Bohrloch im Mauersteinen (siehe Bild 2.14). In der Regel tritt Ankergrundversagen auf. Bei ungereinigtem Stein kann es auch zu Herausziehen der Ankerstange kommen. Dieser Einfluss kann beim Setzen mit einer Siebhülse mit Reinigungselement verringert werden. Jedoch wird eine Bohrlochreinigung weiterhin notwendig, wenn keine Hohlkammer beim Bohren angeschnitten wird.

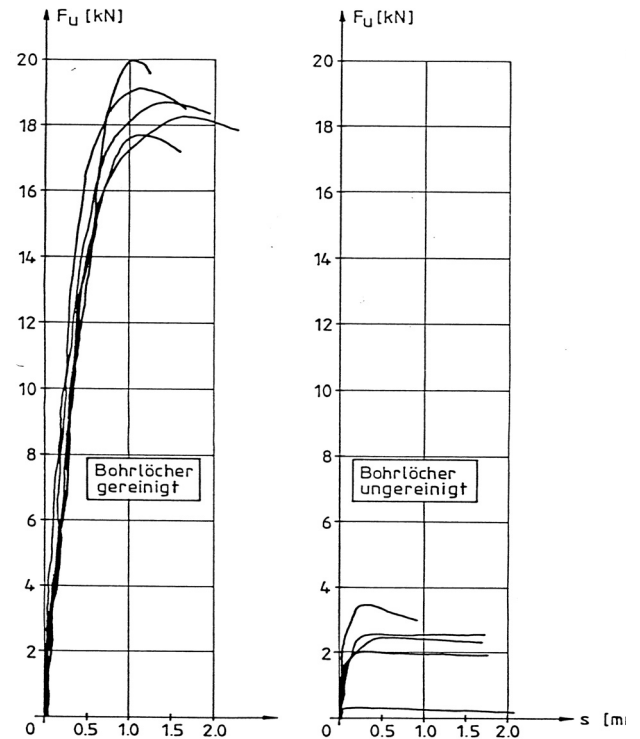


Bild 2.14: Einfluss der Bohrlochreinigung auf das Last-Verschiebungsverhalten eines Injektionsdübels in Kalksandvollsteinen (aus Rehm (1987))

2.2.2.4 Einfluss der Steifigkeit

Die Injektionsdübel versagen häufig durch Steinausbruch. Aus diesem Grund ist die Steifigkeit ein wichtiger Parameter für die Dübeltragfähigkeit.

Eligehausen et al. (2000) haben den Einfluss der Steindruckfestigkeit auf die Bruchlast des Dübels in sechs Arten von Hochlochziegeln untersucht. Es kommt zu einer Zunahme der Ausbruchlasten mit steigender Druckfestigkeit des Mauerwerksteins (Bild 2.15). Weiterhin unterscheidet Meyer (2006) zwischen Brutto- und Nettodruckfestigkeit. Die beiden Kennwerte sind für einen Vollstein identisch. Für einen Lochstein kann die geprüfte Druckkraft auf die gesamte belastete Querschnittsfläche (Bruttodruckfestigkeit) oder auf die tatsächliche vorhandene Querschnittsfläche ohne Hohlkammer (Nettodruckfestigkeit) bezogen werden. Die Nettodruckfestigkeit kann daher bis zu 50% höher als die Bruttodruckfestigkeit sein.

Meyer (2006) stellt die Dübeltragfähigkeit bei einem Steinausbruch in Kalksandstein, Leichtbetonstein und Hochlochziegel abhängig von der Nettodruckfestigkeit dar. Die Versagenslasten (Bild 2.16) wurden jeweils auf die Dübeltragfähigkeit im Stein mit niedrigster untersuchter Festigkeit bezogen. Das Dübeltragverhalten in Abhängigkeit von Nettodruckfestigkeit ist für Leichtbetonsteine (proportional zu $(f_{c,Netto})^{0,3}$) und Hochlochziegel (proportional zu $(f_{c,Netto})^{0,4}$) annähernd gleich. Hingegen ergibt sich für den Kalksandstein ein linearer Zusammenhang zwischen Versagenslast und der Nettodruckfestigkeit. Allerdings weisen die Versuchsdaten für jede Steinsorte relativ hohe Streuungen auf.

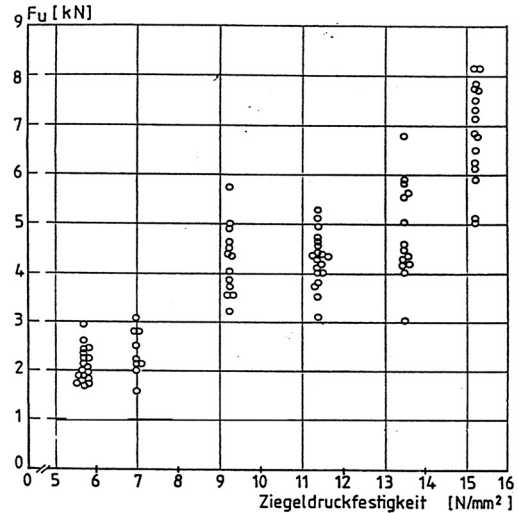
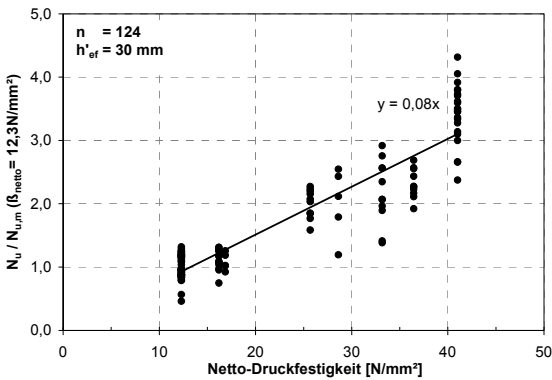
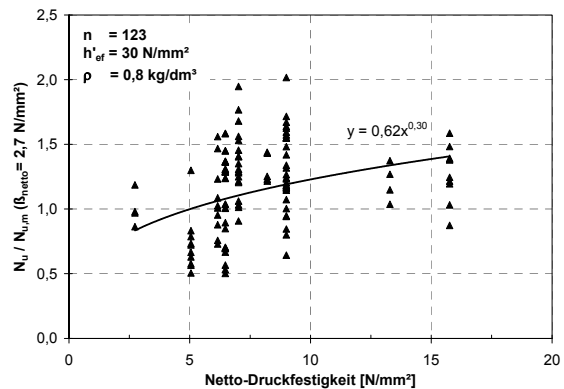


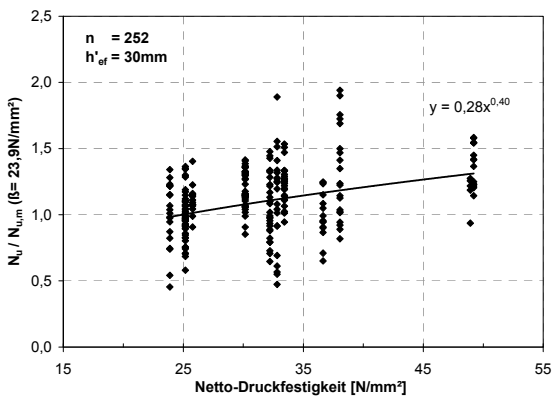
Bild 2.15: Bruchlasten von Injektionsdübeln in Leichtlochziegeln in Abhängigkeit der Ziegeldruckfestigkeit (Eligehausen et al. (2000))



a) Kalksandstein; 3 Steintypen, 6 Dübelssysteme



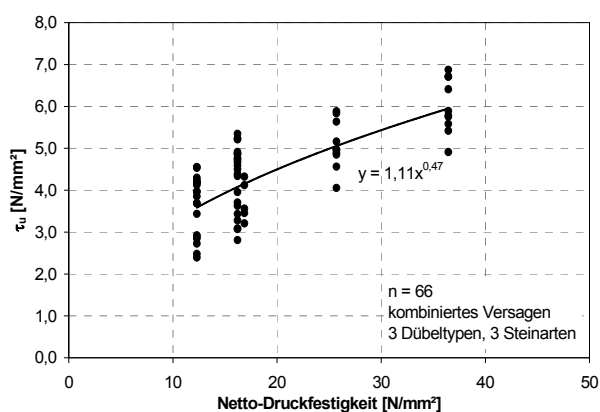
b) Leichtbetonhohlbocke; 3 Steintypen, 5 Dübelssysteme



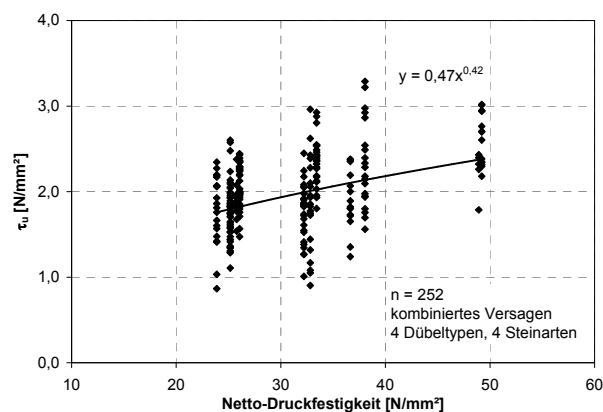
c) Hochlochziegel; 3 Steintypen, 7 Dübelssysteme

Bild 2.16: Einfluss der Netto-Steindruckfestigkeit auf die Höchstlast von Injektionsdübeln unter Zugbelastung, Versagen durch Steinausbruch (Meyer (2006))

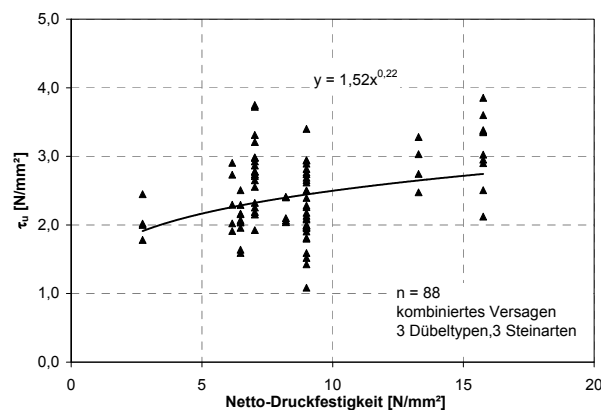
Meyer (2006) untersuchte auch den Zusammenhang zwischen der Verbundfestigkeit des Injektionsdübels im Vollstein und Nettodruckfestigkeit des Steines für die Versagensart Herausziehen. Bei allen Versuchsreihen in Ziegel und Kalksandstein stimmen die Zusammenhänge (ca. $f_{c,Netto}^{0,5}$) überein. Derselbe Zusammenhang (Bild 2.17) ergibt sich auch bei einem kombinierten Versagen aus Herausziehen und Steinausbruch in Kalksandlochsteinen und Hochlochziegeln. Im Leichtbetonhohlblock hängt die Verbundfestigkeit kaum von der Nettodruckfestigkeit ($f_{c,Netto}^{0,2}$) ab.



a) Kalksandstein



b) Hochlochziegel



c) Leichtbetonhohlbocke

Bild 2.17: Einfluss der Netto-Steindruckfestigkeit auf die Versagenslast von Injektionsdübeln, kombiniertes Versagen aus Herausziehen und Erreichen der Ankergrundtragfähigkeit (Meyer (2006))

Nach Kurz (2012) ist die Dübeltragfähigkeit von Ziegelsteinen und Kalksandsteinen von der Wurzel der Steindruckfestigkeit abhängig. Die Ergebnisse sind in Bild 2.18 dargestellt.

Nach Grübl et al. (2001) sind alle Materialkennwerte des Leichtbetons durch die Rohdichte beeinflusst. Ebenso hat Meyer (2006) den Einfluss der Rohdichte von Leichtbetonsteinen auf die Versagenslast des Injektionsdübels untersucht. Analog zur Druckfestigkeit wurde hier die Nettorohdichte betrachtet. Der Zusammenhang zwischen beiden Werten kann durch eine Wurzelfunktion beschrieben werden.

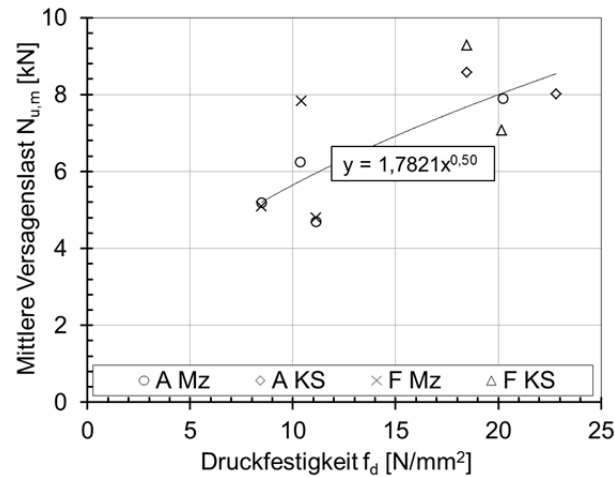


Bild 2.18: Einfluss der Dübeltragfähigkeit in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit (Kurz (2012))

2.2.2.5 Einfluss des Ankerstangendurchmessers und eines Ringspaltes (Verwendung der Siebhülse)

Falls die Verankerung nur mit einer Ankerstange im Vollstein erfolgt und der Bohrlochdurchmesser bis maximal dem 1,5-fachen Durchmesser der Ankerstange beträgt, kann die Dübeltragfähigkeit analog wie bei Injektionsdübel im Beton berechnet werden (siehe Kapitel 2.2.3.3 und 2.2.3.4). Allerdings ist eine Verankerung auch mit Siebhülse im Vollstein zulässig.

Für eine Verankerung im Lochstein ist die Anwendung mit Siebhülse hingegen vorgeschrieben. Dabei wird der Bohrlochdurchmesser anhand des Siebhülsendurchmessers festgelegt, der die Lasteinleitungsfläche des Dübels in das Mauerwerk bestimmt. Nach Meyer (2006) ist die Dübeltragfähigkeit bei Versagen durch Herausziehen bzw. Steinausbruch nicht von dem Ankerstangendurchmesser abhängig. Dabei kann aber für kleinere Ankerstangendurchmesser die Verbundfestigkeit zwischen Ankerstange und Injektionsmörtel früher erreicht werden, sodass ein Versagen durch Herausziehen der Ankerstange auftritt.

Bei Verankerung mit Siebhülse wird die Mörtelschicht zwischen Siebhülse und Bohrlochwandung als Ringspalt bezeichnet. Die Größe des Ringspaltes ist eine wichtige Einflussgröße für den Verbund. Meyer (2006) hat Versuche mit zwei unterschiedlichen Mörtelsorten durchgeführt. Bei einem verringerten Ringspalt ergibt sich eine kleinere Dübeltragfähigkeit, was auf eine geringere Verbundfläche zurückzuführen ist. Weiterhin können sowohl eine falsche Körnung in den Füllstoffen des Injektionsmörtels, zu hohe oder zu geringe Viskosität des Mörtels oder Geometrie der Siebhülse Grund für eine verringerte Verbundfestigkeit bei kleinem Ringspalt sein.

2.2.2.6 Einfluss der Verbundfestigkeit des Injektionsmörtels

Die Verbundfestigkeit der Injektionsdübel ist eine systemabhängige Eigenschaft. Meyer (2006) untersuchte die Verbundfestigkeit experimentell und numerisch. Die experimentellen Untersuchungen wurden in einem Kalksandvollstein mit weiter Abstützung durchgeführt, wobei die Verankerungstiefe und Mörtelsystem variiert wurden. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass sich annähernd konstante Verbundfestigkeiten des Injektionsmörtels für unterschiedliche Verankerungstiefen ergeben. Diese Ergebnisse haben sich auch in numerischen Untersuchungen von Meyer (2006) bestätigt. Allerdings kommt es bei sehr geringen Verbundfestigkeiten zum Herausziehen des Dübels aus dem Untergrund. Mit zunehmender Verbundfestigkeit bei gleicher Verankerungstiefe versagt die Verankerung durch eine Kombination aus Herausziehen und Steinausbruch. Schließlich bei sehr hoher Verbundfestigkeit versagt nur der Ankergrund durch einen Ausbruch. Das Verhalten ist im Allgemeinen vergleichbar mit dem im Beton. Ein wichtiger Unterschied ergibt sich bei den Verbundfestigkeiten (ermittelt mit weiter Abstützung) des marktüblichen Injektionsmörtels; in Mauerwerk liegen die Werte zwischen 1 N/mm² und 7 N/mm² und im Beton zwischen 10 N/mm² und 20 N/mm².

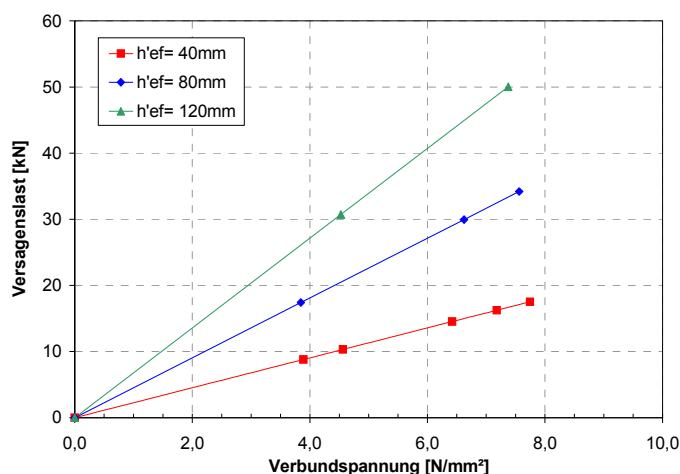


Bild 2.19: Einfluss der Verbundfestigkeit auf die Versagenslast in Vollsteinen bei verschiedenen Verankerungstiefen, Meyer (2006)

Diese Ergebnisse haben sich auch in numerischen Untersuchungen von Meyer (2006) bestätigt. Allerdings kommt es bei sehr geringen Verbundfestigkeiten zum Herausziehen des Dübels aus dem Untergrund. Mit zunehmender Verbundfestigkeit bei gleicher Verankerungstiefe versagt die Verankerung durch eine Kombination aus Herausziehen und Steinausbruch. Schließlich bei sehr hoher Verbundfestigkeit versagt nur der Ankergrund durch einen Ausbruch. Das Verhalten ist im Allgemeinen vergleichbar mit dem im Beton. Ein wichtiger Unterschied ergibt sich bei den Verbundfestigkeiten (ermittelt mit weiter Abstützung) des marktüblichen Injektionsmörtels; in Mauerwerk liegen die Werte zwischen 1 N/mm² und 7 N/mm² und im Beton zwischen 10 N/mm² und 20 N/mm².

2.2.2.7 Einfluss der Länge des Mörtelpfropfens

Die Aktivierung des Formschlusses bei der Lastabtragung hängt hauptsächlich von der Verbundfestigkeit ab. Im ungünstigen Fall wird die Last infolge geringer Verbundfestigkeit nur durch den Mörtelpfropfen übertragen. Falls die Tragfähigkeit des Mörtelpfropfens erreicht ist, kommt es zum Abscheren des Pfropfens an der Stegunterseite.

Der Einfluss der Länge des Mörtelpropfens wurde von Meyer (2006) untersucht. Die Versuche wurden mit zwei unterschiedlichen Mörtelsystemen und zwei Siebhülsenlängen durchgeführt, wobei die Dicke des verankerten Außensteiges konstant gehalten wurde. Durch Abdichtung der Siebhülse mit Klebeband im Stegbe-
 reich wurde sichergestellt, dass die eingeleitete Last nur durch den Mörtelpropfen übertragen wurde. Die Dübel versagten daher alle durch Abscheren des Mörtelpropfens und anschließend Herausziehen. Bild 2.20 zeigt die Traglasten abhängig von Länge der Siebhülse, wobei die Traglast auf die mittlere Last bei einer längeren Siebhülse bezogen wurde. Die Tragfähigkeit der Mörtelpropfen nimmt mit seiner Länge zu. In diesem Sinne zeigt sich die Mörtelscherfestigkeit zwischen Siebhülse und Mörtelpropfen als ein wichtiger Materialparameter für die Scherfestigkeit des Mörtelpropfens. Daher sollte diese im Rahmen eines Zulassungsverfahrens ermittelt werden, da es sich um einen systemabhängigen Parameter handelt (d.h. die Versuche müssten mit der geringsten Mörtelpropfenlänge also der geringsten Füllmenge der Siebhülse durchgeführt werden).

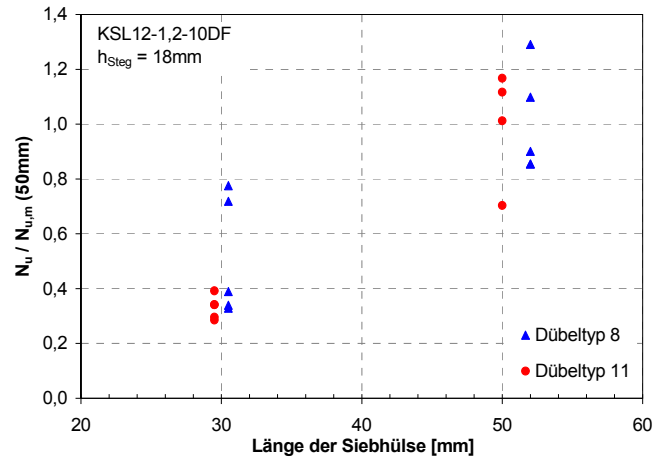


Bild 2.20: Einfluss der Länge des Mörtelpropfens auf die Traglasten der Injektionsdübel in zentralen Ausziehversuchen mit enger Abstützung, Meyer (2006)

2.2.2.8 Einfluss der Verankerungstiefe

In Meyer (2006) wurden die Versuche zur Einfluss der Verankerungstiefe sowohl in Vollsteinen als auch in Lochsteinen durchgeführt. Unter Verankerungstiefe ist hier die Länge der Siebhülse zu verstehen.

Die Versuche zum Tragverhalten im Vollstein wurden im Kalksandstein durchgeführt. Die Siebhülse wurde auf verschiedene Längen gekürzt, um die gewünschten Verankerungstiefen realisieren zu können. Die Dübel versagten durch Herausziehen. Bild 2.21, a) zeigt die Traglasten des Injektionsdübels in Abhängigkeit der Verankerungstiefe. Dabei ist die Tragfähigkeit auf die mittlere Bruchlast der Versuchsserie mit maximaler Verankerungstiefe bezogen. Die Ergebnisse zeigen einen linearen Zusammenhang von Last und Verankerungstiefe. Dieses Verhalten haben auch die numerischen Untersuchungen von Meyer (2006) bestätigt, wobei die Verbundfestigkeit und die Verankerungstiefe variiert wurden. Das Dübeltragverhalten im Vollstein lässt sich mit dem im Beton vergleichen, da die Last hauptsächlich von der Verbundfläche abhängig ist.

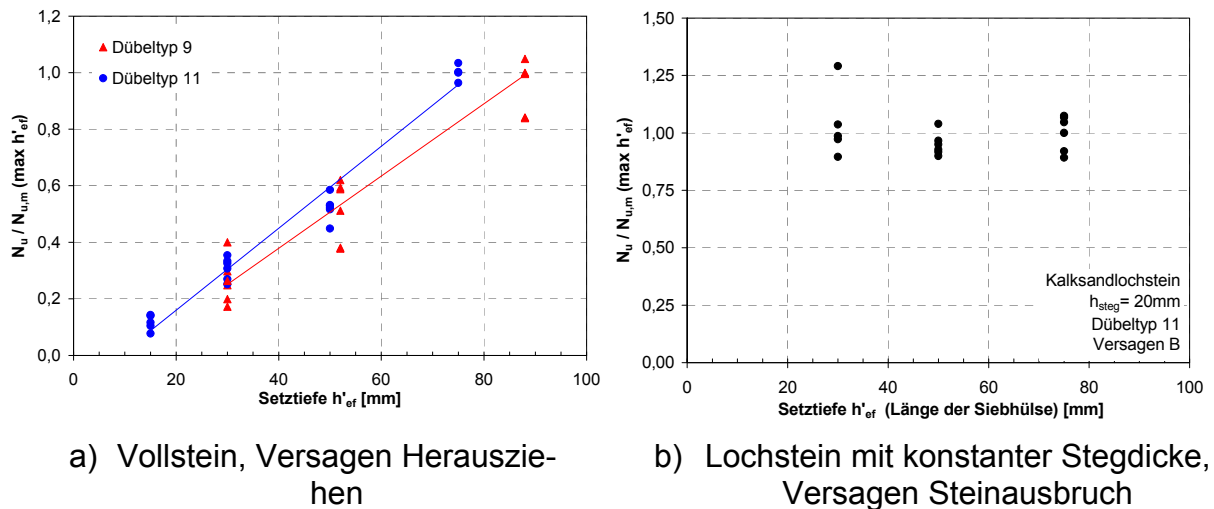


Bild 2.21: Einfluss der Verankerungstiefe auf die Traglast von Injektionsdübeln (aus Meyer (2006))

In Lochsteinen (Bild 2.21, b)) wurde die Länge der Siebhülse bei konstanter Verankerungslänge in Außensteg variiert. Somit ändert sich nur die Tiefe der Siebhülse in der anschließenden Hohlkammer. Die Verankerungen versagten in diesem Fall immer durch Steinausbruch. Erwartungsgemäß hat die Länge der Siebhülse im Bereich der Hohlkammer keinen Einfluss auf die Dübeltragfähigkeit.

2.2.2.9 Einfluss der Außenstegdicke

Ein Injektionsdübel kann im Außensteg durch Steinausbruch oder Herausziehen des Dübels versagen. Das Versagen hängt sowohl von der Steifigkeit als auch von Verbund- und Mörtelscherfestigkeit des Injektionsmörtels ab. Ein Wechsel der Versagensart von Steinausbruch zu Herausziehen findet ab einer kritischen Stegdicke statt. Die Steinausbruchlast ist proportional zu $h_{ef}^{1,5}$. Demgegenüber nimmt die Last des Injektionsdübels in Lochstein bei Versagen durch Herausziehen linear mit Verankerungstiefe zu. Meyer (2006) zeigt, dass die Versagenslast bei Versagen infolge Steinausbruch in Voll- und Lochstein gleich stark von der Verankerungstiefe abhängt und mit $h_{ef}^{1,5}$ zunimmt.

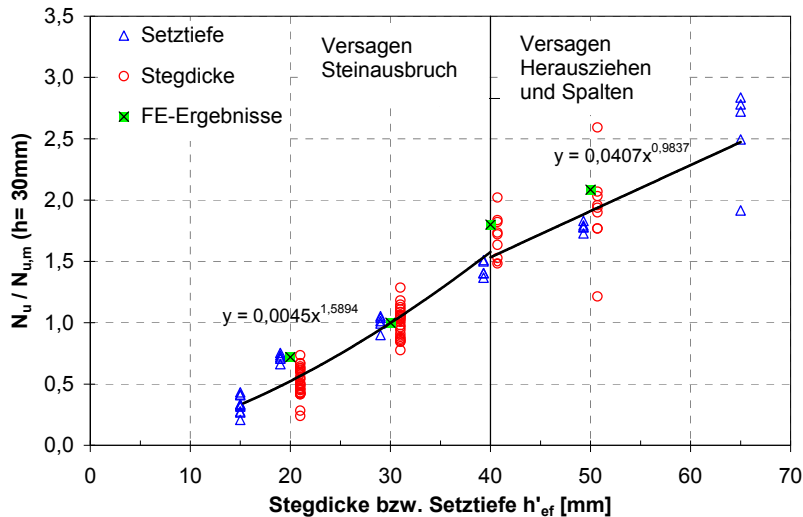


Bild 2.22: Einfluss der Stegdicke bzw. der Setztiefe auf die Dübeltraglast (Meyer (2006))

2.2.2.10 Einfluss zusätzlicher Stege

Bei Dübeln, die in mehreren horizontalen Stegen verankert sind, hat Meyer (2006) eine lineare Zunahme der Versagenslast mit der effektiven Stegdicke festgestellt. Die zugrunde liegenden Versuche (Versagensart Steinversagen) wurden in Hochlochziegel durchgeführt. Bei der Auswertung wurde anstatt der Verankerungstiefe die effektive Verankerungstiefe herangezogen. Unter der effektiven Verankerungstiefe versteht sich die Gesamtdicke aller horizontalen Stege im Bereich der Verankerung.

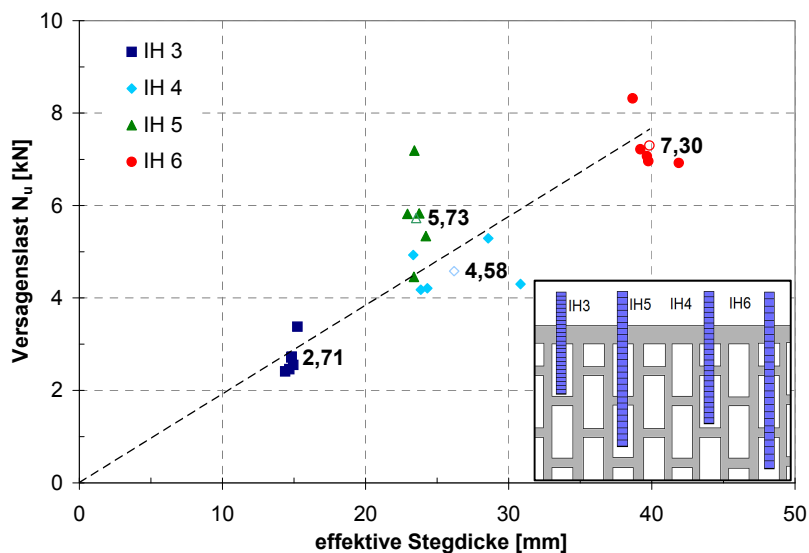


Bild 2.23: Einfluss zusätzlicher Innenstege in Hochlochziegel (aus Meyer (2006))

2.2.2.11 Einfluss der Hohlkammer in Lochstein

Eligehausen et al. (2000) berichten, dass die Dübeltragfähigkeit von der Ausbildung der Hohlkammern in Verankerungsbereich unabhängig ist. Nach Eligehausen et al. (2000) lassen sich die Unterschiede in der Tragfähigkeit des Dübels mit den unterschiedlichen Ausbildungen der Mörtelpfropfen erklären.

Meyer (2006) hat Versuche mit Verankerung in Außensteg eines Kalksandlochsteines durchgeführt, um diesen Einfluss zu klären. Dabei wurde der Durchmesser der ersten Hohlkammer variiert. Der Unterschied zwischen kleinstem und größtem Durchmesser betrug 40 mm. In allen Versuchen trat Steinausbruch auf. Die Versuche haben gezeigt, dass die Hohlkammer in Kalksandlochstein kaum einen Einfluss auf den Dübeltragverhalten haben.

Nach der Meinung der Autorin wurden die beiden experimentellen Untersuchungen jedoch mit zu geringen Unterschieden in der Lochkonfiguration durchgeführt.

2.2.2.12 Einfluss des Steinformats

Schild (2002) hat die Ergebnisse von zwei Versuchsserien in Kalksandvollsteinen gleicher Nenndruckfestigkeit und Rohdichteklasse verglichen, wobei nur das Steinformat variiert wurde. In Planelementen konnte sich ein Ausbruchkegel ungehindert ausbilden, wohingegen in Stein mit NF-Format der Ausbruchkegel durch die Lagerfuge begrenzt wurde. Die Bruchlast betrug 30 % weniger als in Planelementen.

Meyer (2006) hat den Einfluss des Steinformats in Voll- und Lochstein untersucht. Die kleinformatigen Steine (NF, 2DF) versagten in der Regel durch Spalten. Da der Dübel an einer Hälfte des Steines haften blieb, wurde dieser Teil des Steines nach Erreichen der Scherfestigkeit zwischen Stein und Mauermörtel (Lagerfuge) aus dem Mauerwerksverband herausgezogen. In den 3DF Hochlochziegeln versagten die Dübel durch Steinausbruch, was auf die zusätzliche Lastübertragung durch formschlüssige Verfüllung der Steinkammern mittels Mauermörtels entlang der Lagerfuge zurückzuführen ist. Ein Zusammenhang zwischen Bruchlasten in klein- und großformatigen Steinen wurde von Meyer (2006) generell nicht betrachtet.

2.2.2.13 Einfluss der Fuge

Schild (2002) hat den Einfluss der Fuge auf die Tragfähigkeit des, im Stein gesetzten, Dübels untersucht. Schließlich wurde anhand seiner Versuche mit variierenden Mörtelgruppen keine Aussage getroffen, da der Dübel durch Steinausbruch versagt hat.

Bei der Bemessung nach ETAG 029 (2013) muss bei Versagen durch Steinausbruch bzw. Herausziehen des Injektionsdübels unter Zugbelastung eine pauschale Lastabminderung auf 75 % der Dübeltragfähigkeit angenommen werden, wenn der Dübel mit einem Randabstand zur sichtbaren, nicht vermörtelten Stoßfuge $c \leq c_{\min}$ gesetzt wird oder die Fugen nicht sichtbar sind.

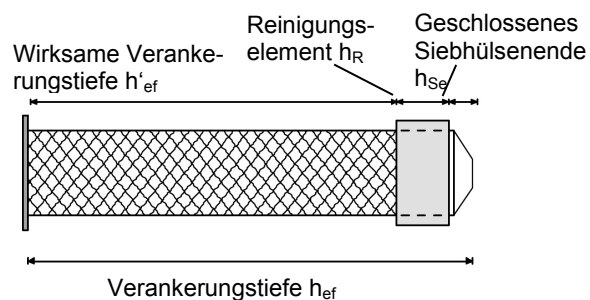
2.2.2.14 Andere Einflüsse

Eligehausen et al. (2000) berichten, dass kein Einfluss der Setzrichtung auf die Höchstlast vorhanden ist. Darüber hinaus haben weder der Lasteinleitungswinkel auf der Stegunterseite noch die Schulterbreite des Mörtelpfropfens einen Einfluss auf die Tragfähigkeit bei einem Versagen durch Steinausbruch (Meyer (2006)).

2.2.3 Berechnung der Tragfähigkeit nach Meyer (2006)

2.2.3.1 Bestimmung der Verankerungslänge

Meyer (2006) schlägt eine effektive Verankerungslänge h'_{ef} für die Berechnung des Injektionsdübels im Mauerwerk vor. Wie aus Bild 2.24 ersichtlich ist, werden die geschlossenen Bereiche der Siebhülse, z. B. Länge eines geschlossenen Siebhülsenbodens oder eines Reinigungselements, in die effektive Verankerungstiefe nicht miteingerechnet. Diese effektive Verankerungslänge h'_{ef} deckt sich mit der effektiven Verankerungslänge in Vollsteinen, da die Lastabtragung über die Verbundfläche genau in dem Teil der Siebhülse stattfindet.



$$h'_{ef} = h_{ef} - h_R - h_{Se} \text{ [mm]}$$

Bild 2.24: Bestimmung der effektiven Verankerungslänge in Vollsteinen nach Meyer (2006)

Zur Berechnung der effektiven Verankerungslänge h'_{ef} werden für die Lochsteine (siehe Bild 2.25) sowohl die Steingeometrie als auch die Art der Lastübertragung berücksichtigt. Meyer (2006) unterscheidet zwischen zwei Kategorien der Steine, Steine mit großen und schmalen Kammern. In die Kategorie 1 gehören die Steine mit größeren Hohlkammern als der Bohrlochdurchmesser. In solchen Steinen kann sich der Mörtelpfropfen vollständig ausbilden. In Steinen der Kategorie 2 kann sich im Idealfall ebenfalls eine ausreichend große Verbundfläche zwischen Dübel und Stein ausbilden.

Die Bestimmung der effektiven Verankerungslänge bei der jeweiligen Kategorie hängt von dem Tragmechanismus ab, wobei sich zwei Fälle unterscheiden lassen.

In Fall (a) erfolgt die Lastübertragung in mörtelgefüllten Stegen über Formschluss in Ankergrund. Dieser Fall der Lastübertragung ist für die beiden Steinkategorien identisch. Dabei entspricht die effektive Verankerungslänge der Summe der Stegdicken aller hinterfüllten, horizontalen Stegen. Der letzte Steg darf nur zur Lastabtragung eingerechnet werden, wenn die Länge der Hinterfüllung mindestens der Stegdicke entspricht.

Falls die Lastübertragung durch Stoffschluss gewährleistet ist, wird der Fall (a) durch den Stoffschlussanteil (Verbund) erweitert. Während bei der Steinkategorie 1 die effektive Verankerungslänge um die Verbundlänge $h_{\text{Steg,E}}$ des Dübels im letzten Innensteg erhöht werden kann, werden für die Kategorie 2 die Längen aller durchbohrten Kammern zur Hälfte angesetzt. Mit dem Faktor 0,5 wird die Verbundfläche an zwei angehefteten Seiten des Steines berücksichtigt, da sich die Mörtelpfropfen nur in die anderen zwei Richtungen in Hohlkammer ausbilden können.

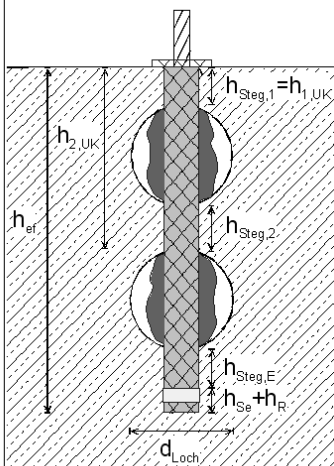
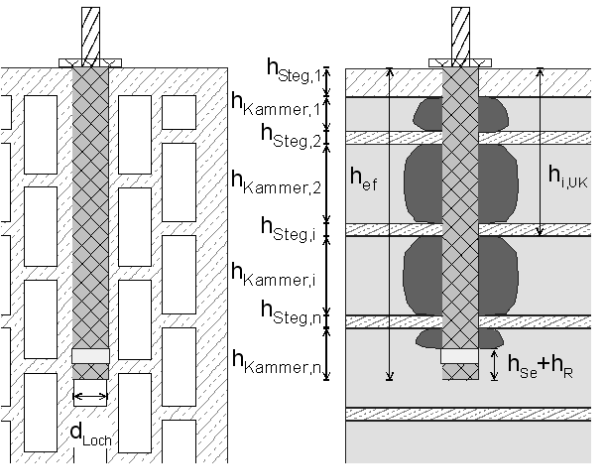
	Kategorie 1	Kategorie 2
	Steine mit großen Löchern, d.h. $d_{\text{Loch}} > d_{\text{Bohrloch}}$ z.B. KSL6-1,4-10DF	Steine mit schmalen Löchern, d.h. $d_{\text{Loch}} \leq d_{\text{Bohrloch}}$ z.B. H12-0,9-16DF
		
a	Formschlüssig hinterfüllte Stege	$h'_{\text{ef}} = \sum h_{\text{Steg},i} \quad i = 1,2,\dots,n$ mit $h_{\text{Steg},n} \leq h_{\text{ef}} - h_{\text{Se}} - h_{\text{R}} - h_{\text{n,UK}}$
b	Fall a + reine Verbundbereiche	$h'_{\text{ef}} = \sum h_{\text{Steg},i} + h_{\text{Steg,E}}$ $i = 1,2,\dots,n$
		$h'_{\text{ef}} = \sum h_{\text{Steg},i} + 0,5 \cdot \sum h_{\text{Kammer},i} - h_{\text{Se}} - h_{\text{R}}$ mit $\sum h_{\text{Kammer},i} \leq h_{\text{ef}} - \sum h_{\text{Steg},i}$ und $i = 1,2,\dots,n$

Bild 2.25: Bestimmung der effektiven Verankerungslänge in Lochsteinen nach Meyer (2006)

2.2.3.2 Stahlbruch der Ankerstange

Die charakteristische Versagenslast lässt sich aus dem Spannungsquerschnitt des Ankers und der Stahlfestigkeit nach Gleichung (2.1) ermitteln.

$$N_{\text{RK},s} = A_S \cdot f_{\text{uk}} \quad [\text{N}] \quad (2.1)$$

mit:

A_S = Querschnittsfläche des maßgebenden Stahlquerschnitts [mm^2]

f_{uk} = Zugfestigkeit des Stahles [N/mm^2]

2.2.3.3 Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel

Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel ist eine systemabhängige Versagensart. Die Berechnung der charakteristischen Tragfähigkeit erfolgt nach Gleichung (2.2). Allerdings soll hier die Verankerungstiefe der Ankerstange h_{ef} berücksichtigt werden, da das Versagen nicht von der Siebhülseausbildung und Steingeometrie abhängig ist. Die charakteristische Verbundfestigkeit $\tau_{\text{RK},1}$ wird aus den 5% - Fraktile der gemessenen Verbundfestigkeit abgeleitet. Zur Ermittlung der Verbundfestigkeit sind Zugversuche mit enger Abstützung notwendig.

$$N_{\text{RK},1}^0 = \tau_{\text{RK},1} \cdot h_{\text{ef}} \cdot d_s \cdot \pi \quad [\text{N}] \quad (2.2)$$

mit:

$\tau_{\text{RK},1}$ = Charakteristische Verbundfestigkeit zwischen Ankerstange und Mörtel (aus Versuchen ermittelt) [N/mm^2]

d_s = Ankerstangendurchmesser [mm]

h_{ef} = Verankerungstiefe der Ankerstange im Mörtel [mm]

2.2.3.4 Herausziehen des Dübels aus dem Stein

Gleichung (2.3) zur Berechnung der charakteristischen Tragfähigkeit bei Herausziehen des Dübels gilt für die Voll- und Lochsteine. Sie wird in Anlehnung an das Uniform Bond Model nach Cook et al. (1998) berechnet. Dabei wird die effektive Verankerungslänge h'_{ef} und der Bohrlochdurchmesser d_B verwendet, da das Versagen zwischen Siebhülse und Bohrlochwandung erfolgt. Die systemabhängige charakteristische Verbundfestigkeit $\tau_{\text{RK},2}$ entspricht der 5% - Fraktile der gemessenen Verbundfestigkeit. Dafür werden die Zugversuche mit weiter Abstützung in Vollsteinen durchgeführt. Analog zur Berechnung im Beton wird die tatsächliche Druckfestigkeit des Steines mit dem Faktor ψ_{St} berücksichtigt.

$$N_{\text{RK},2}^0 = \tau_{\text{RK},2} \cdot h'_{\text{ef}} \cdot d_B \cdot \pi \cdot \psi_{\text{St}} \quad [\text{N}] \quad (2.3)$$

mit:

$\tau_{\text{RK},2}$ = Charakteristische Verbundfestigkeit zwischen Mörtel und Ankergrund (aus Versuchen in Vollstein mit $\beta_{\text{St,Sollwert}}$ ermittelt) [N/mm^2]

h'_{ef} = Effektive Verankerungslänge nach Kapitel 2.2.3.1 [mm]

d_B = Bohrlochennendurchmesser [mm]

$$\psi_{\text{St}} = \left(\frac{\beta_{\text{St,vorh}}}{\beta_{\text{St,Sollwert}}} \right)^\alpha \quad [-] \quad (2.4)$$

mit:

$\beta_{\text{St,vorh}}$ = Vorhandene normierte Steindruckfestigkeit [N/mm²]

$\beta_{\text{St,Sollwert}}$ = Normierte Steindruckfestigkeit in Referenzversuchen zur Bestimmung von $\tau_{\text{RK},2}$ [N/mm²]

α = 0,45 für Kalksandstein und Hochlochziegel

= 0,20 für Leichtbetonstein

2.2.3.5 Abscheren des Mörtelpfropfens bei Lochsteinen

Falls die Verbundtragfähigkeit im Lochstein alleine nicht ausreicht, kommt es zur kontinuierlichen Lastumlagerung auf die Mörtelpfropfen. Die maximale Tragfähigkeit des Mörtelpfropfens (charakteristische Tragfähigkeit, siehe Gleichung (2.5)) wird bei dessen Abscheren entlang der Siebhülse erreicht. Die mittlere Mörtelscherfestigkeit $\tau_{\text{u},\text{M}}$ kann anhand der Zugversuche mit enger Abstützung in Kalksandlochstein mit großen Stegdicken ermittelt werden. Die charakteristische Mörtelscherfestigkeit $\tau_{\text{RK},\text{M}}$ entspricht dem 5% - Fraktilwert der gemessenen Mörtelscherfestigkeit $\tau_{\text{u},\text{M}}$.

$$N_{\text{RK},\text{M}} = \tau_{\text{RK},\text{M}} \cdot (h_{\text{ef}} - h_{\text{Steg}}) \cdot d_{\text{B}} \cdot \pi \quad [\text{N}] \quad (2.5)$$

mit:

$\tau_{\text{RK},\text{M}}$ = Charakteristische Mörtelscherfestigkeit (aus Versuchen ermittelt)
[N/mm²]

d_{B} = Bohrlochnennendurchmesser [mm]

h_{ef} = Verankerungstiefe der Siebhülse im Mauerwerk [mm]

h_{Steg} = Summe der vorhandenen Stegdicken über h_{ef} [mm]

2.2.3.6 Auszug des Steines aus dem Mauerwerksverband

Der Auszug des Steines ist unabhängig vom Injektionssystem und hängt hauptsächlich vom Steinformat ab. Die charakteristische Tragfähigkeit bei dieser Versagensart ist nach Gleichung (2.6) zu berechnen. Die Stoßfugen sind als unvermörtelt anzunehmen und die Druckspannungen im Mauerwerk orthogonal zur Lagerfuge sind zu vernachlässigen, sodass sich die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} aus der halben charakteristischen Haftscherfestigkeit f_{vko} ergibt. Dabei wird die ungünstigste Mörteldruckfestigkeitsklasse M1 bis M2 nach DIN EN 1996-1-1 für f_{vko} zugrunde gelegt.

$$N_{\text{RK},\text{St}} = f_{\text{vk}} \cdot A_{\text{Scher}} = 0,05 \cdot A_{\text{Scher}} \quad [\text{N}] \quad (2.6)$$

mit:

f_{vk} = Charakteristische Schubfestigkeit in den Mauerwerksfugen [N/mm²]
= 0,5 · f_{vko}

f_{vko} = Charakteristische Haftscherfestigkeit [N/mm²]
= 0,1 N/mm²

A_{Scher} = Scherfläche des Steines [mm²]

2.2.3.7 Steinausbruch

Aufgrund untersuchter Einflüsse von Meyer (2006) berechnet sich die charakteristische Ausbruchlast von Injektionsdübeln je nach Steinsorte nach Gleichungen (2.7) bis (2.9). Die Berechnung gilt sowohl für Vollsteine als auch für Lochsteine.

$$N_{\text{Rk,c}}^0 = 1,4 \cdot f_{\text{c,Netto}} \cdot h'_{\text{ef}}{}^{1,5} \quad [\text{N}] \quad \text{für Kalksandstein} \quad (2.7)$$

$$N_{\text{Rk,c}}^0 = 5,5 \cdot f_{\text{c,Netto}}^{0,3} \cdot h'_{\text{ef}}{}^{1,5} \cdot \rho_{\text{Netto}}^{0,5} \quad [\text{N}] \quad \text{für Leichtbetonstein} \quad (2.8)$$

$$N_{\text{Rk,c}}^0 = 11,4 \cdot f_{\text{c,Netto}}^{0,5} \cdot h'_{\text{ef}} \quad [\text{N}] \quad \text{für Ziegelstein} \quad (2.9)$$

mit:

$f_{\text{c,Netto}}$ = Nettodruckfestigkeit des Steines [N/mm²]

h'_{ef} = Effektive Verankerungslänge nach Kapitel 2.2.3.1 [mm]

ρ_{net} = Nettotrockenrohddichte des Steines [kg/dm³]

2.2.3.8 Berechnung bei randnahen Dübeln und Dübelgruppen

Nach Meyer (2006) können sowohl Bauteilränder als auch unvermörtelte Stoßfugen als freier Rand berücksichtigt werden. Die Versagenslasten bei randnahen Dübeln und Dübelgruppen im Mauerwerk lassen sich gut analog zum Verfahren nach CEN (2004) berechnen. Dies gilt für Voll- und Lochsteine. Abweichend von den Regelung in Beton muss der Faktor $\psi_{\text{s,N}}$ nicht berücksichtigt werden. Die charakteristische Tragfähigkeit bei randnahen Dübeln und Dübelgruppen im Mauerwerk ist nach Gleichung (2.10) zu berechnen.

$$N_{\text{Rk,c}} = N_{\text{Rk,c}}^0 \cdot \frac{A_{\text{c,N}}}{A_{\text{c,N}}^0} \cdot \Psi_{\text{g,N}} \quad [\text{N}] \quad \text{für randnahe Dübel und Dübelgruppen} \quad (2.10)$$

mit:

$N_{\text{Rk,c}}^0$ = Charakteristische Traglast einer Einzelbefestigung in der Fläche [N]

$A_{\text{c,N}}$ = Vorhandene projizierte Fläche des Ausbruchkörpers [mm²]

$A_{\text{c,N}}^0$ = Projizierte Fläche des Steinausbruchkörpers einer Einzelbefestigung bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers [mm²]

$$= (2 \cdot c_{\text{cr,N}})^2 = s_{\text{cr,N}}^2$$

$c_{\text{cr,N}}$ = Kritischer Randabstand [mm]

$$= 1,5 \cdot h_{\text{ef}} \quad \text{für Steinausbruch}$$

$$= 10 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{\text{Rk,2}}}{10} \right)^{2/3} \quad \text{für Herausziehen}$$

$s_{\text{cr,N}}$ = Kritischer Achsabstand bei Dübelgruppen [mm]

$$= 2 \cdot c_{\text{cr,N}}$$

$\Psi_{\text{g,N}}$ = Faktor zur Berücksichtigung des positiven Gruppeneffekts der Verbunddübel[-]

$$= \Psi_{\text{g,N}}^0 + (1 - \Psi_{\text{g,N}}^0) \cdot \left(\frac{s}{s_{\text{cr,N}}} \right) \geq 1,0$$

$$\Psi_{\text{g,N}}^0 = n^\alpha \quad [-]$$

$$\alpha = 0,7 \cdot \left(1 - \frac{\tau_{Rk,2}}{\tau_{Rk,2,max}}\right) \leq 0,5 \text{ [-]}$$

n = Anzahl der Dübel in der Gruppenbefestigung

$\tau_{Rk,2}$ = Charakteristische Verbundfestigkeit zwischen Mörtel und Ankergrund (aus Zugversuchen mit weiter Abstützung ermittelt) [N/mm²]

$\tau_{Rk,2,max}$ = Erforderliche Verbundfestigkeit zur Bildung eines vollständigen Ausbruchkörpers [N/mm²]

Bei Gleichsetzten der Steinausbruchlasten für jede Steinsorte (Gleichungen (2.7) bis (2.9)) mit Gleichung (2.3) zur Berechnung der Tragfähigkeit des Dübels bei Herausziehen ergibt sich die erforderliche charakteristische Verbundfestigkeit, die zur Bildung eines vollständigen Ausbruchkörpers mindestens notwendig ist. Wenn die charakteristische Verbundspannung nach Gleichungen (2.11) bis (2.13) erreicht ist, wird der Steinausbruch allein durch Stoffschluss erzeugt.

$$\tau_{Rk,2,max} = 1,4 \cdot \frac{f_{c,k} \cdot h'_{ef,0,5}}{\pi \cdot d_B} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{für Kalksandlochstein} \quad (2.11)$$

$$\tau_{Rk,2,max} = 5,5 \cdot \frac{f_{c,k}^{0,3} \cdot h'_{ef,0,5} \cdot \rho^{0,5}}{\pi \cdot d_B} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{für Leichtbetonhohlblock} \quad (2.12)$$

$$\tau_{Rk,2,max} = 11,4 \cdot \frac{f_{c,k}^{0,5}}{\pi \cdot d_B} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{für Hochlochziegel} \quad (2.13)$$

mit:

$f_{c,k}$ = Normierte Druckfestigkeit des Steines [N/mm²]

h'_{ef} = Effektive Verankerungslänge nach Kapitel 2.2.3.1 [mm]

d_B = Bohrlochnennendurchmesser [mm]

ρ = Rohdichte des Steines nach DIN 18151 [kg/dm³]

2.2.4 Berechnung der zugbelasteten Verankerungen im Mauerwerk nach TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011)

TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011) ist die amerikanische Norm, die die Bemessung und die Ausführung von Verankerungen in ausgegossenem Mauerwerk regelt. Die Bemessung nach TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011) gilt nur für Kopfbolzen mit Gewindeanschluss (engl. headed anchor bolt) und hakenförmigen Bolzenanker (engl. bent-bar anchor bolt) in ausgegossenem Mauerwerk. Die Tragfähigkeit wird durch Mauerwerksversagen (Gleichung (2.14)) bzw. Stahlversagen der Verankerung (Gleichung (2.15)) begrenzt. Für die hakenförmigen Bolzenanker gelten dieselben Gleichungen wie für die Kopfbolzen, wobei die Tragfähigkeit für Herausziehen (Gleichung (2.16)) zusätzlich zu berücksichtigen ist. Für die beiden Anker ist die geringste ermittelte Tragfähigkeit (niedrigster Wert von (2.14) und (2.15) bzw. (2.14) bis (2.16)) maßgebend.

$$B_{\text{anb}} = 4 \cdot A_{\text{pt}} \cdot \sqrt{f'_m} \quad [\text{lb}] \quad \text{für Mauerwerksversagen} \quad (2.14)$$

(Originalgleichung)

$$B_{\text{anb}} = 0,33 \cdot A_{\text{pt}} \cdot \sqrt{f'_m} \quad [\text{N}] \quad \text{für Mauerwerksversagen (Umrechnung} \quad (2.14)$$

in SI-Einheiten)

$$B_{\text{ans}} = A_b \cdot f_y \quad [\text{lb}] \quad \text{für Stahlversagen} \quad (2.15)$$

(Originalgleichung)

$$B_{\text{ans}} = A_b \cdot f_y \quad [\text{N}] \quad \text{für Stahlversagen (Umrechnung} \quad (2.15)$$

in SI-Einheiten)

$$B_{\text{anp}} = 1,5 \cdot f'_m \cdot e_b \cdot d_b + 300 \cdot \pi \cdot (l_b + e_b + d_b) \cdot d_b \quad [\text{lb}] \quad \text{für} \quad (2.16)$$

Herausziehen (Originalgleichung)

$$B_{\text{anp}} = 1,5 \cdot f'_m \cdot e_b \cdot d_b + 2,07 \cdot \pi \cdot (l_b + e_b + d_b) \cdot d_b \quad [\text{N}] \quad \text{für} \quad (2.16)$$

Herausziehen (Umrechnung in SI-Einheiten)

mit:

f'_m = Normdruckfestigkeit des Steines [N/mm²] ([psi])

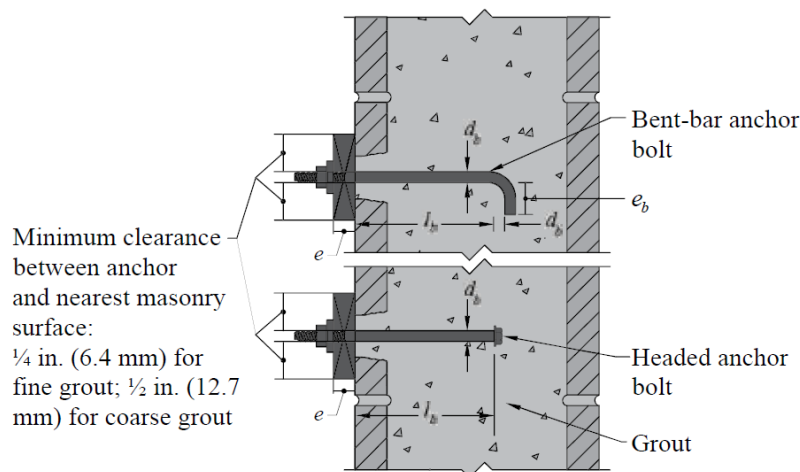
f_y = Charakteristische Streckgrenze des Stahls (Nennwert) [N/mm²] ([psi])

l_b, d_b, e_b = Ankerabmessungen [mm] ([in.]), nach Bild 2.26

A_{pt} = Projizierte Fläche [mm²] ([in.²]), nach Bild 2.27

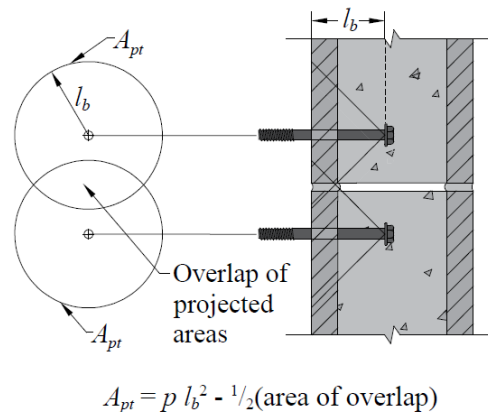
= $\pi \cdot l_b^2$ (ohne Reduzierung der projizierten Fläche)

A_b = Querschnittsfläche des Ankers [mm²] ([in.²])



Note: minimum embedment length, $l_b = 4d_b$
 but not less than 2 in. (51mm)

Bild 2.26: Anker in ausgegossenem Mauerwerk (Symbolverzeichnis nach TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011)) (aus TEK 12-3C (2013))



$$A_{pt} = p l_b^2 - 1/2(\text{area of overlap})$$

Bild 2.27: Projizierte Fläche und ihre Reduzierung bei überlappenden Ausbruchkegeln nach TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011) (aus TEK 12-3C (2013))

2.3 Tragverhalten und Bemessung von Injektionsdübeln unter Querkzugbelastung

Unter Querbelastung wird der Mauerstein lokal auf der lastzugewandten Seite des Dübels auf Druck beansprucht. In Lochsteinen findet die Lastabtragung über die horizontalen Stege entlang der Verankerungstiefe statt (siehe Bild 2.28).

Die möglichen Versagensarten bei der Querbelastung, sowie die Einflüsse auf das Tragverhalten des Injektionsdübels und das von Welz (2011) vorgeschlagene Bemessungskonzept werden in den folgenden Abschnitten beschrieben.

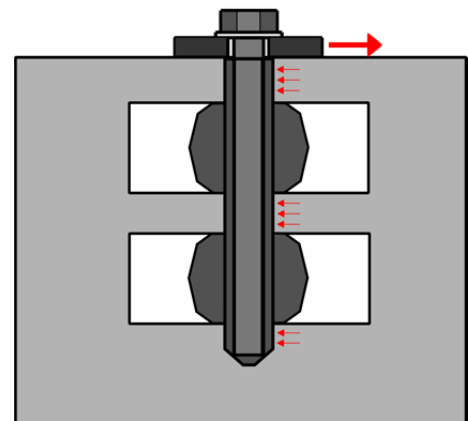


Bild 2.28: Lasteinleitung von Injektionsdübeln unter Querkzugbelastung

2.3.1 Versagensarten

Der Querkzug belastete Injektionsdübel kann im Mauerwerk durch Bruch der Ankerstange oder durch Erreichen der lokalen Steintragfähigkeit versagen. Welz (2011) gibt eine zusammenfassende Übersicht über die Versagensarten für Injektionsdübel unter Querkzugbelastung (siehe Bild 2.29).

Das häufigste Versagen in Voll- und Lochsteinen in den Versuchen von Welz (2011) war lokales Materialversagen des Mauerwerksteins. Diese Versagensart wurde bei Verankerungstiefen $h_{ef} \geq 60$ mm und Verhältnissen von $h_{ef}/d_s \geq 4$ sowohl in Vollsteinen mit niedriger Festigkeit ($f_c \leq 8$ N/mm²) als auch in Lochsteinen beobachtet. Für das lokale Materialversagen ist eine hohe lokale Beanspruchung des Ankergrunds vor dem Dübel signifikant. Dabei wird der Untergrund plastifiziert und es kann zusätz-

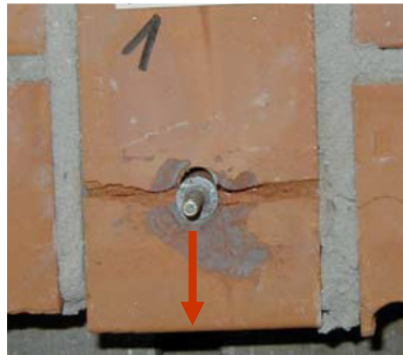
lich zum Abscheren der oberflächennahen Bereiche kommen. Abhängig von der Verankerungstiefe und der Klemmstärke bildet der Dübel bis zu zwei plastische Gelenke aus, die an der Scherfuge Anbauteil - Untergrund und innerhalb des Steines auftreten. Das Lokale Materialversagen wird häufig bei sehr großen Verschiebungen des Dübels erreicht.

Im Bereich eines Bauteilrandes werden die Versagenslasten durch Spalten des Steines bzw. Kantenbruch begrenzt. Allerdings kann bei Verankerungen innerhalb eines Mauerwerksverbands eine weitere Laststeigerung durch ein Abstützen auf angrenzende Steine stattfinden.

In einem Vollstein und bei geringen Verankerungstiefen ($h_{ef} \leq 60$ mm) sowie Verhältnissen von $h_{ef}/d_s \leq 4$ der Verankerung tritt meist Herausziehen des Dübels oder die Bildung eines rückwärtigen Ausbruchkörpers (Pryout Versagen auf der lastabgewandten Seite) auf. Es kann auch eine Kombination beider Versagensarten auftreten. Welz (2011) beobachtete diese beiden Versagensarten vor allem bei Versuchen mit flachem oder frei verdrehbarem Anbauteil. Auch ein lokales Materialversagen vor dem Dübel kann hierbei beobachtet werden.



a) Pryout Versagen



b) Spalten



c) Kantenbruch

d) Lokales
Materialversagene) Herausziehen des
Dübels

f) Stahlversagen

Bild 2.29: Typische Versagensarten für Injektionsdübel in Mauerwerk unter Querlast (aus Welz (2011))

Durch Stahlbruch der Ankerstange wird die höchstmögliche Tragfähigkeit des Dübels erreicht. Das Versagen erfolgt durch das Abscheren der Gewinde- oder Ankerstange, wobei es oberflächlich zu leichten Abplatzungen des Steines kommen kann. Stahlbruch tritt hauptsächlich in Vollsteinen auf. Welz (2011) zeigt, dass vor allem bei den Versuchen mit dickem Anbauteil, wenn die Verhältnisse von $h_{ef}/d_s \geq 4$ betragen, Stahlversagen stattfindet.

An einem freien Rand im Mauerwerk kann der ganze Stein aus dem Mauerwerksverband herausgezogen werden (Welz (2011)). Die Berechnung der Tragfähigkeit bei Vollsteinen erfolgt analog zu zentrisch belasteten Dübeln. Das Versagen tritt bei Überschreiten der Haftscherfestigkeit des Mauermörtels auf. Bei Lochsteinen findet zusätzlich eine Verzahnung statt, da der Mörtel in die Kammern fließt. Daher ist das Versagen „Herausziehen des Mauersteines“ bei Lochsteinen selten zu beobachten.

Einige Versagensarten treten auch bei anderen Untergründen (Beton, Naturstein) bzw. bei anderen Befestigungssystemen auf. Das Dübeltragverhalten im Mauerwerk, vor allem aus Vollsteinen, ist daher mit Verankerungen in Beton vergleichbar. Dementsprechend können die Erkenntnisse aus den Untersuchungen im Beton (siehe z.B. Fuchs (1990), Hofmann (2005), Grosser (2012)) auch für Mauerwerk übernommen werden.

2.3.2 Einflüsse auf Tragverhalten des Dübels

2.3.2.1 Einfluss des Anbauteils und der Lasteinleitung

Welz (2011) hat die Dübeltragfähigkeit unter Querlast mit flachen (Dicke 2 mm bzw. 3 mm) und dickem Anbauteil (Anbauteildicke und Durchgangsloch nach ETAG 029 eingehalten) untersucht. Während ein dickes Anbauteil eine Einspannung des Dübels am Lasteinleitungsbereich bewirkt und damit den Biegewiderstand erhöht, stellt ein flaches Anbauteil eine annähernd gelenkige Verbindung dar.

Die Verwendung eines dicken Anbauteils in Vollsteinen führt zur Plastifizierung der Ankerstange in der Scherfuge und somit zu höheren Versagensarten als beim flachen Anbauteil. Allerdings können bei größeren Verankerungstiefen bzw. kleineren Durchmesser der Ankerstange andere Einflüsse überwiegen. Welz (2011) berichtet über einer Steigerung der Höchstlasten bis zu 23 % bei dickem Anbauteil, wenn die Länge des Anbauteils in Querlastrichtung (Vorholzlänge) zunimmt.

In Lochsteinen versagten die Dübel in der Regel durch lokales Materialversagen, wobei sich keine wesentlichen Unterschiede in Versagenslast des Dübels bei verschiedenen Dicken und Längen des Anbauteiles ergaben.

2.3.2.2 Einfluss des Ankerstangendurchmessers

Welz (2011) zeigt, dass die Tragfähigkeiten mit zunehmendem Dübeldurchmesser (Ankerstangendurchmessern) ansteigen. Dies gilt für die Verankerungen ohne und mit Siebhülse. Bei Stahlversagen sind die Höchstlasten proportional zu den Spannungsquerschnittsflächen der Ankerstangen, auch wenn zuvor ein Spalten bei kleinformatigen Steinen auftritt. Allerdings tritt bei einem Verhältnis $h_{ef}/d_s = 4$ ein Wechsel der Versagensart im Vollstein auf. Während für $h_{ef}/d_s \leq 4$ ein Dübel in der Regel durch Heraushebeln mit möglichem Pryout versagt, findet für $h_{ef}/d_s \geq 4$ ein lokales Materialversagen bzw. Stahlversagen statt.

2.3.2.3 Einfluss des Ringspaltes

Unter einem Ringspalt ist, je nach Art der Installation mit oder ohne Siebhülse, eine Mörtelschicht zwischen Siebhülse bzw. Ankerstange und Bohrlochwandung zu verstehen. Mit Zunahme des Ringspaltes kommt es generell bei einem Steinversagen zu einem leichten Lastanstieg in Voll- und Lochstein.

Bei Verwendung eines flachen Anbauteils mit kleinem Verhältnis von h_{ef}/d_{nom} ergeben sich verschiedene Versagensarten. Während in kleinem Ringspalt der Dübel herausgehoben wird, tritt bei großem Ringspalten ein lokales Materialversagen vor dem Anker auf.

2.3.2.4 Einfluss der Stahlfestigkeit von Ankerstange

Die Versuche von Welz (2011) in Vollsteinen haben gezeigt, dass die Stahlfestigkeit keinen erkennbaren Einfluss auf die Tragfähigkeit des Dübels bei lokalem Materialversagen hat. Das ist auf eine starke Entwicklung der Normalkraft im Dübel zurückzuführen. Hingegen steigt die Höchstlast bei Abscheren der Ankerstange mit der zunehmenden Stahlfestigkeit an, wobei die niederfesten Stähle eine kleinere Verschiebung (4 mm bis 6 mm) bei dem Versagen als die hochfesten Stähle (8 mm bis 11 mm) aufweisen.

2.3.2.5 Einfluss der Steifigkeit

Während der Querbelastung des Dübels wird die Fläche des Ankergrunds vor dem Anker lokal stark beansprucht. Bei den Lochsteinen findet die Lastübertragung nur über die vorhandenen Stege statt.

Der Einfluss der Steifigkeit auf die Tragfähigkeit des Dübels wurde von Welz (2011) in Vollsteinen untersucht. Die Höchstlast steigt mit zunehmender Druckfestig-

keit unabhängig von der Versagensart. Die Steigerung der mittleren Versagenslast ist aus Bild 2.30 ersichtlich.

Durch die Änderung der Druckfestigkeit kann sich auch die Versagensart im Vollstein ändern. Für ein Verhältnis $h_{ef}/d_s \geq 4$ kann es bei einem dicken Anbauteil und höheren Druckfestigkeiten zum Wechsel der Versagensart von lokalem Materialversagen zu Stahlbruch kommen. Nach Welz (2011) versagt der Dübel bis eine Druckfestigkeit von ca. 7 N/mm² durch lokales Steinversagen. Mit weiterer Zunahme der Festigkeit bilden sich zusätzlich zum lokalen Versagen auch die plastischen Gelenke im Dübel aus. Ab einer Druckfestigkeit von 18 N/mm² findet ausschließlich Stahlversagen der Gewinde- oder Ankerstange statt.

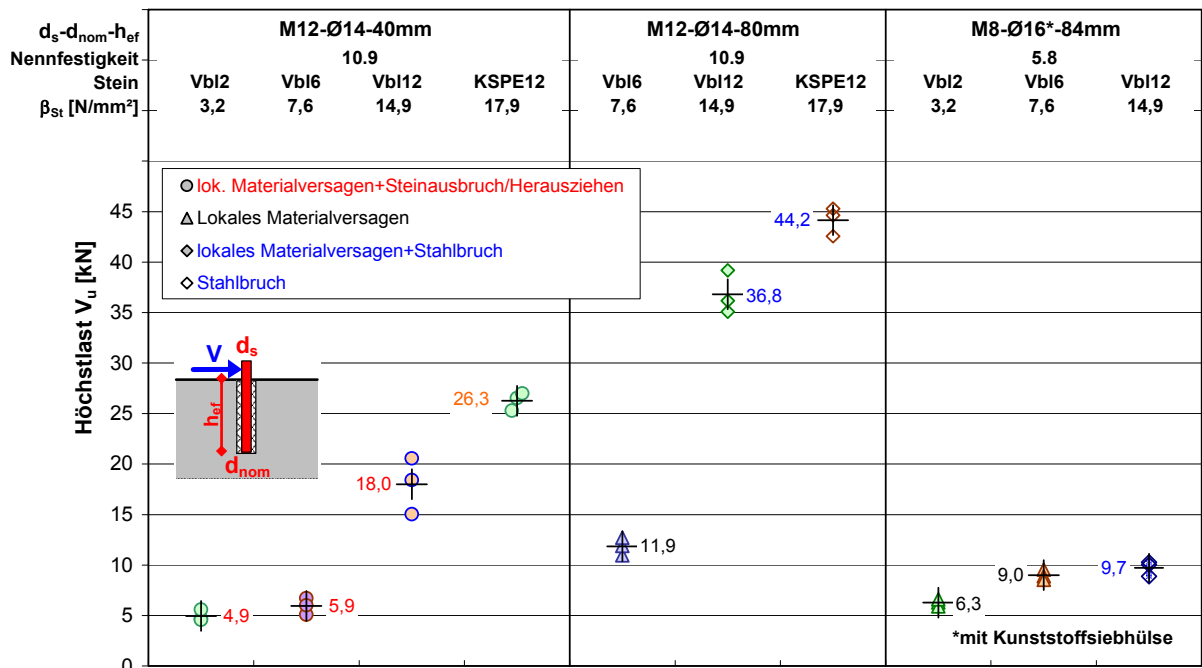


Bild 2.30: Einfluss der Steindruckfestigkeit auf die Höchstlast und den Versagensmechanismus von Injektionsdübeln in Vollsteinen, dickes Anbauteil (aus Welz (2011))

Welz (2011) führt für die Berechnung des lokalen Materialversagens für Voll- und Lochstein eine lokale Druckfestigkeit ein und ersetzt damit die Bruttodruckfestigkeit des Steines. Die ertragbaren lokalen Pressungen verschiedener Steine werden durch die Verwendung eines Ankerdorns ermittelt. In den Versuchen wurde der Ankerdorn pflugartig in Querrichtung durch den Stein gezogen, wobei das Abheben und die plastischen Verformungen des Ankerdornes versuchsbedingt ausgeschlossen wurden. Das Verhältnis von lokaler Druckfestigkeit zu ermittelter Druckfestigkeit des Steines wird durch den Umrechnungsfaktor α_{lokal} beschreiben. Dieser liegt zwischen 1,60 (für die Kalksandlochsteine) und 3,96 (für die Hohlblocksteine aus Leichtbeton). Ein allgemein gültiger Berechnungsansatz konnte wegen des geringeren Versuchsumfangs nicht vorgeschlagen werden.

2.3.2.6 Einfluss des Steinformats

Welz (2011) hat anhand der Versuche in Kalksandsteinen die Versagenslasten des Dübels in Planstein und kleinformatigem Stein verglichen. Trotz höherer Festigkeit des kleinformatigen Steines ($f_c = 29,8 \text{ N/mm}^2$) ergaben sich niedrigere Höchstlasten als im Planstein ($f_c = 17,9 \text{ N/mm}^2$). Durch die Steingröße wird die Höhe der aufnehmbaren Spannungen des Steines definiert. Der Dübel versagte im kleinformatigen Stein durch Kantenbruch und im Planstein durch Stahlbruch, sodass sich ein Zusammenhang der Dübeltragfähigkeit und des Steinformats nicht herleiten lässt.

2.3.2.7 Einfluss der Verankerungstiefe im Vollstein

Die Verankerungstiefe hat einen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit und die Versagensart des Dübels. Welz (2011) hat diesen Einfluss in unterschiedlichen Vollsteinen untersucht. Die Höchstlast beim Versagen durch Steinbruch bzw. Heraushebeln des Dübels nimmt mit Verankerungstiefe zu. Allerdings wurde diese Zunahme nicht quantifiziert. Welz (2011) berichtet über einen Wechsel der Versagensart im Vollstein von „Pryout“ in „lokales Materialversagen“ ab einem Verhältnis $h_{ef}/d_s = 4$. Bei einer ausreichenden Druckfestigkeit des Ankergrunds kann der Dübel bei dicken Anbauteilen und bei einem Verhältnis $h_{ef}/d_s \geq 4$ bis zu zwei plastischen Gelenken in Ankerstange ausbilden oder durch Stahlabscheren der Ankerstangen versagen.

2.3.2.8 Einfluss der Außenstegdicke

Die Erhöhung der Außenstegdicke führt zu höheren Lasten des Dübels. Welz (2011) zeigt dies anhand von Versuchen in Kalksandstein, in dem die Außenstegdicke mittels Kernbohrung von 15 mm bis 30 mm variiert wurde. Als Versagen traten lokales Materialversagen und Spalten des Steines auf. Allerdings versagte nur der Stein mit mittlerer Außenstegdicke durch Spalten, so dass kein Zusammenhang erkennbar war.

2.3.2.9 Einfluss der Richtung Querkzugbelastung

Ein Dübel kann im Mauerwerk parallel (horizontal) und orthogonal (vertikal) zur Lagerfuge unter Querkzug belastet werden. In Mauersteinen können aufgrund der unsymmetrischen Lochgeometrie unterschiedliche Bedingungen für die beiden Belastungsrichtungen vorliegen und die Tragfähigkeit dementsprechend beeinflussen. Bei der Verankerung in Stein mit enger Lochung kann der Dübel mit dem Quersteg komplett in Kontakt stehen, was zu einer deutlichen Laststeigerung führen kann.

Welz (2011) hat demgegenüber keinen signifikanten Einfluss der Belastungsrichtung auf die Tragfähigkeit des Dübels festgestellt. Dies gilt auch für die Verankerungen in

Steinen mit schmalen bzw. runden Löchern. Die Änderungen in der Tragfähigkeit kann für übliche Lochgeometrien vernachlässigt werden.

2.3.2.10 Einfluss der Biegeverformung des Dübels

Injektionsdübel im Mauerwerk werden häufig in Abstandsmontage durch eine Wärmedämmung hindurch verankert. Das Ergebnis ist eine Zwischenschicht, die zu höheren Biegebeanspruchungen des Dübels führen kann. Im Allgemeinen kann die Verschiebung eines Kragarmes mit einer Einzellast am Ende mit Gleichung (2.17) berechnet werden.

$$s_K = \frac{F \cdot L_K^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad [\text{mm}] \quad (2.17)$$

mit:

s_K = Verschiebung des Kragarmes [mm]

F = Belastung [N]

L_K = Länge des Kragarmes [mm]

E = E-Modul [N/mm²]

I = Flächenträgheitsmoment [mm⁴]

Scheer et al. (1987) haben die Versuche mit Schrauben zur Ermittlung des Biegebruchmoments durchgeführt. Dabei wurde ein mittleres Biegebruchmoment $M_{u,s}^0$ bei einer Verdrehung der Schraube von 10° ermittelt:

$$M_{u,s}^0 = 1,7 \cdot W_{el} \cdot f_y \quad [\text{Nmm}] \quad (2.18)$$

mit:

W_{el} = Widerstandsmoment des Spannungsquerschnitts [mm³]

f_y = Charakteristische Streckgrenze des Stahls (Nennwert) [N/mm²]

Varga, Eligehausen (1994) untersuchten die Dübel im Beton mit verschiedenen Längen des Hebelarms. Sie berichten, dass die Biege- und Schubsteifigkeit bei großem Hebelarm relativ gering sind verglichen mit den Werten bei kleinem Hebelarm. Bild 2.31 zeigt eine typische Last-Verschiebungskurve für eine Verankerung mit großem Hebelarm, die durch vier charakteristische Punkte gekennzeichnet ist. Zuerst wird die Steckgrenze an beiden Kanten des

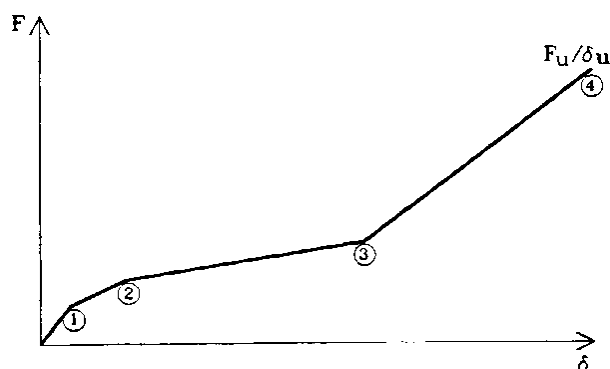


Bild 2.31: Typische Last-Verschiebungskurve für große Hebelarme (schematisch) (aus Varga, Eligehausen (1994))

kritischen Querschnitts erreicht und der Dübel beginnt zu plastifizieren. Wenn die örtliche Plastifizierung am Querschnitt erreicht ist, wird die axiale Steifigkeit des Dü-

bels aktiviert und es kommt zu einer Umverteilung der inneren Kräfte. Weiterhin wird die Last in größtem Teil über axiale Kräfte übertragen, und nicht über Biegung wie bei kleinem Hebelarm der Fall. Schließlich ist keine weitere Umverteilung der inneren Kräfte zwischen Biegemoment und Normalkraft möglich und der Dübel versagt an der Betonoberfläche.

Der Wert des Biegebruchmoments nach Scheer et al. (1987) wurde von Varga, Elighausen (1994) auf ein 5%-Fraktil umgerechnet, welches etwa 90 % des Mittelwertes entspricht. Somit ergibt sich die Gleichung (2.19), die auch auf Dübelverankerungen anwendbar ist.

$$M_{u,s,5\%}^0 = 1,5 \cdot W_{el} \cdot f_y \quad [\text{Nmm}] \quad (2.19)$$

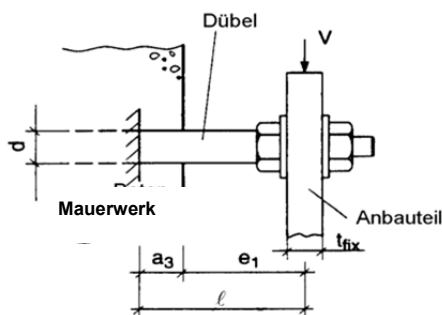
In diesem Sinne ist Gleichung (2.16) zur Berechnung des charakteristischen Biegemoments der biegebeanspruchten Dübel (Gleichung (2.20)) nach ETAG 001 aufgeführt. Dabei wird die Stahlzugfestigkeit anstatt der Streckgrenze verwendet.

$$M_{Rk,s}^0 = 1,2 \cdot W_{el} \cdot f_{uk} \quad [\text{Nmm}] \quad (2.20)$$

mit:

f_{uk} = charakteristische Zugfestigkeit des Stahls (Nennwert) [N/mm²]

Nach ETAG 029 (2013) ist die Länge des Hebelarms nach der Gleichung (2.21) zu berechnen, siehe Bild 2.32:



$$l = a_3 + e_1 \quad [\text{mm}] \quad (2.21)$$

mit:

e_1 = Abstand zwischen Querlast und Oberfläche des Mauerwerks [mm]

$a_3 = 0,5 \cdot d$ [mm]

d = Durchmesser der Ankerstange [mm]

Bild 2.32: Definition des Hebelarms nach ETAG 029 (2013)

Die Querlast bei einer Abstandsmontage berechnet sich nach Gleichung (2.22).

$$V_{u,s} = \alpha_M \cdot \frac{M_{u,s}^0}{l} \quad [\text{N}] \quad (2.22)$$

mit:

l = Länge des Hebelarms (siehe Bild 2.32) [mm]

$M_{u,s}^0$ = mittleres Biegebruchmoment $M_{u,s}^0$ (Verdrehung 10°) [Nmm]

α_M = Beiwert zur Berücksichtigung von Einspanngrad des Dübels (siehe Bild 2.33)

[-]

= 1,0 Anbauteil frei drehbar

= 2,0 Anbauteil voll eingespannt

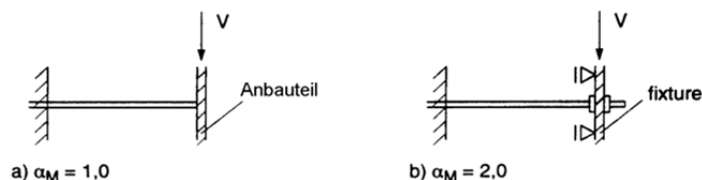


Bild 2.33: Anbauteil ohne (a) und mit (b) Einspannung (aus Eligehausen, Mällée (2000))

Welz (2011) hat die Versuche zur Ermittlung des Biegebruchmoments am Injektionsystem untersucht. Der Berechnungsansatz wird in Kapitel 2.3.3.2 erläutert.

2.3.2.11 Einfluss der Fuge

Für die Befestigungen, die im fugennahen Bereich bzw. in der Fuge verankert sind, wirkt sich diese Setzlage negativ aus und ist daher bei der Berechnung der Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Weiterhin ist zu beachten, dass die Stoßfugen aus oft nicht oder nur sehr schlecht vermörtelt sind und dass die Fugenlage wegen der Putzsicht in der Regel nicht zu erkennen ist.

Das Tragverhalten von Injektionsdübeln in einer Fuge unter Querbeanspruchung wird in Welz (2011) erläutert. Dabei wurde gezeigt, dass das Setzen des Dübels direkt in einer Fuge keinen negativen Einfluss auf Tragfähigkeit hat. Allerdings versagten die Dübel infolge Stahlbruch, so dass keine Lastabminderung zu erwarten ist. Falls der Dübel infolge Steinkantenbruch versagt, kann dieser nach dem Schließen der Fuge weitere Kräfte einleiten. Hier ist ebenfalls kein Einfluss der Fuge zu erwarten, da nach dem Schließen der Fuge die Dübel wieder infolge Stahlbruch oder lokalem Steinausbruch versagen.

Die Bemessung nach ETAG 029 (2010) für Querkraftbelastung des Injektionsdübels schreibt eine Lastabminderung abhängig von der Ausführung und Sichtbarkeit der Fugen vor. Diese Regelungen werden in ETAG 029 (2013) anhand der Ergebnisse von Welz (2011) mit in die Regelungen aufgenommen. Eine Lastreduzierung auf 75 % der ursprünglichen Tragfähigkeit bei Versagen durch Kantenbruch bzw. lokales Materialversagen ist demnach nur notwendig, wenn die Breite der nicht sichtbaren Fuge zwischen 2 mm und 5 mm beträgt. Falls die nicht sichtbaren Fugen im Mauerwerk breiter als 5 mm sind bzw. die Fugen nicht vermörtelt sind, müssen sie als freier Rand betrachtet werden.

2.3.3 Berechnung der Tragfähigkeit nach Welz (2011)

2.3.3.1 Zugversagen bei Querbelastung

Bei einem Verhältnis $h_{ef}/d_s \leq 4$ und dickem Anbauteil ($t_{fix} \geq d_s$) kann der Dübel im Vollstein vorzeitig durch die sich zusätzlich entwickelnden Zugkräfte im Dübel versagen. Dabei wird die eingeleitete Querkraft in eine Zugkraft umgewandelt. Ist die Tragfähigkeit unter Zugbelastung deutlich geringer als unter Querbelastung, so versagt der Dübel durch Herausziehen unter Querlast. Die charakteristische Tragfähigkeit unter Zugbelastung des Dübels wird analog zur Berechnung von Meyer (2006) für Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel, Herausziehen des Dübels aus dem Stein und Steinausbruch berechnet. Für die Umsetzung der Querlast in eine Zugbelastung wird der Faktor k_1 verwendet, der experimentell ermittelt werden kann. Nach Welz (2011) kann dieser analog zu Verankerung in Beton mit 1,0 ($h_{ef} \leq 60$ mm) bzw. mit 2,0 ($h_{ef} > 60$ mm) angenommen werden.

$$V_{Rk,p} = k_1 \cdot N_{Rk} \quad [N] \quad (2.23)$$

mit:

$$k_1 = 2,0 \text{ für } h_{ef} > 60 \text{ mm}$$

$$k_1 = 1,0 \text{ für } h_{ef} \leq 60 \text{ mm}$$

$$N_{Rk} = \min(N_{Rk,1}^0, N_{Rk,2}^0, N_{Rk,c}^0)$$

$$N_{Rk,1}^0, N_{Rk,2}^0, N_{Rk,c}^0 \text{ nach Gleichungen (2.2), (2.3) bzw. (2.7) bis (2.9)} \quad (2.24)$$

In Falle von randnahen Verankerungen oder Gruppenbefestigungen berechnet sich die charakteristische Tragfähigkeit bei Zugversagen unter Querbelastung nach dem Verfahren von Meyer (2006) für randnahe Dübel und Dübelgruppen im Mauerwerk (siehe Kapitel 2.2.3.8).

2.3.3.2 Lokales Materialversagen

Von Welz (2011) wird unter anderem ein Bemessungsmodell für die Tragfähigkeit von Injektionsdübel in Voll- und Lochsteinen bei lokalem Materialversagen vorgeschlagen. Die relevanten Einflussgrößen sind vor allen die Anbauteildicke aber auch der Dübeldurchmesser und die Mauerwerksfestigkeit. Die Berechnung für lokales Materialversagen ist nach Gleichung (2.25) durchzuführen. Es gibt vier Versagensmechanismen sowohl für Verankerungen in Vollsteinen als auch in Lochsteinen. Weiterhin sind in Lochsteinen infolge des Einflusses der Steingeometrie jeweils zwei weitere Mechanismen zu berücksichtigen. Für die Versagensmechanismen wird zwischen dickem Anbauteil ($t_{fix} \geq 0,5 \cdot d_s$) mit gelenkiger Lagerung und dünnem Anbauteil ($t_{fix} \leq 0,5 \cdot d_s$) mit biegesteifem Anschluss unterschieden. Für die vorhandene Anbauteildicke wird die Tragfähigkeit des Dübels für alle Fälle berechnet und der niedrigste Wert wird für die Tragfähigkeit maßgebend.

$$V_{Rk,lm}^0 = \min(V_{Rk,ij}) \quad [N] \quad (2.25)$$

mit:

i = Bemessungsfälle A, B oder C, D

j = 1, 2, 3 (bei Lochsteinen zu berücksichtigen)

In Bild 2.34 und Bild 2.35 sind die Berechnungsfälle für lokales Materialversagen im Vollstein dargestellt. Die Fälle A und B gelten für flache Anbauteile, die Fälle C und D für dicke Anbauteile. Hier kann sich ein plastisches Gelenk im Dübel ausbilden, da dieser im Anbauteil eingespannt ist. Falls eine größere Verankerungstiefe (Fälle B und D) vorhanden ist, findet Biegen des Dübels innerhalb des Ankergrunds statt.

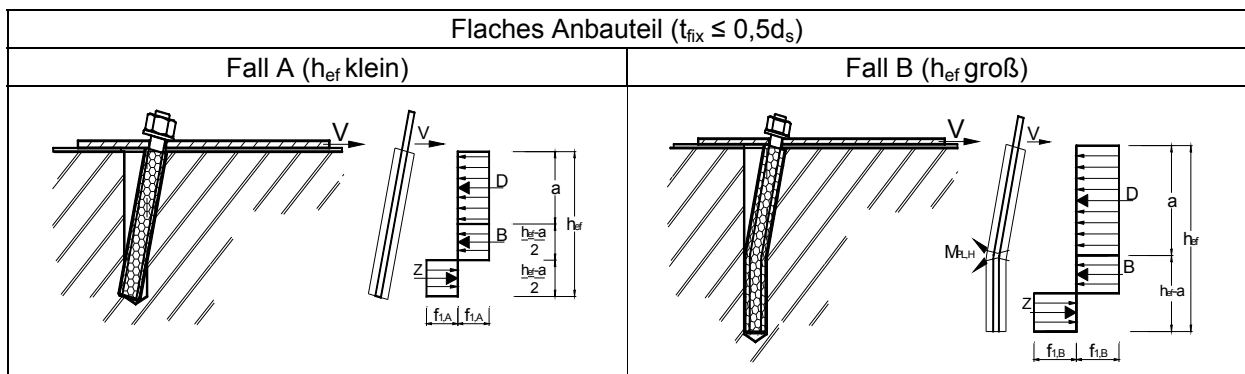


Bild 2.34: Berechnungsfälle für flaches Anbauteil bei lokalem Materialversagen im Vollstein, nach Welz (2011)

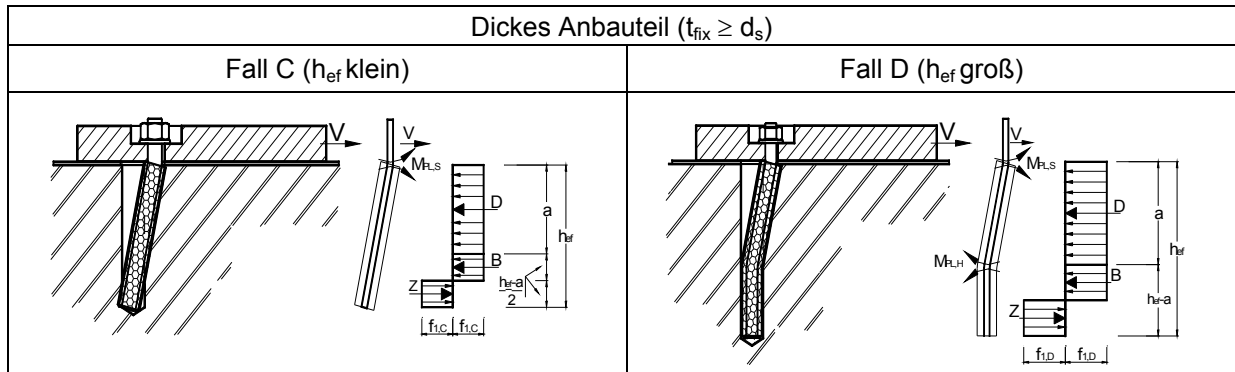


Bild 2.35: Berechnungsfälle für dickes Anbauteil bei lokalem Materialversagen im Vollstein nach Welz (2011)

Die Berechnung für Injektionsdübel im Vollstein erfolgt je nach Versagensmechanismus mit den Gleichungen (2.26) bis (2.29).

$$V_{Rk,A} = 0,75 \cdot d_B \cdot f_{1,k} \cdot h_{ef} \cdot (\sqrt{2} - 1) \quad [N] \quad \text{für Fall A} \quad (2.26)$$

$$V_{Rk,B} = 0,75 \cdot \sqrt{2 \cdot \varphi_H \cdot M_{pl,S,k} \cdot d_B \cdot f_{1,k}} \quad [N] \quad \text{für Fall B} \quad (2.27)$$

$$V_{Rk,C} = 0,75 \cdot d_B \cdot f_{1,k} \cdot h_{ef} \cdot \left(\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{pl,S,k}}{d_B \cdot f_{1,k} \cdot h_{ef}^2}} - 1 \right) \quad [N] \quad \text{für Fall C} \quad (2.28)$$

$$V_{Rk,D} = 0,75 \cdot \sqrt{2 \cdot (1 + \varphi_H) \cdot M_{pl,S,k} \cdot d_B \cdot f_{1,k}} \quad [N] \quad \text{für Fall D} \quad (2.29)$$

mit:

d_B = Außendurchmesser des Dübels [mm]

h_{ef} = Verankerungstiefe des Dübels im Mauerwerk [mm]

$f_{1,k}$ = Lokale Druckfestigkeit des Steines [N/mm²]

$$= \alpha_{\text{lokal}} \cdot f_{c,k} \quad (2.30)$$

α_{lokal} = Faktor zur Umrechnung der Steindruckfestigkeit in die lokale Druckfestigkeit des Steines (aus Versuchen mit Ankerdorn ermittelt) [-]

$f_{c,k}$ = Normierte Druckfestigkeit des Steines [N/mm²]

φ_H = Faktor zur Umrechnung des plastischen Widerstandsmoments der Gewindestange auf das Dübelssystem [-]

$M_{\text{Pl,S,k}}$ = Charakteristisches plastisches Widerstandsmoment der Gewindestange [Nmm]

$$M_{\text{Pl,S,k}} = 1,7 \cdot W_{el} \cdot f_{yk} \quad (2.31)$$

f_{yk} = Streckgrenze des Stahles [N/mm²]

W_{el} = Widerstandsmoment für Spannungsquerschnitt [mm³]

Bei Verankerungen, die nur im Außensteg verankert sind, gelten die Gleichungen für Vollsteine, wobei die Dicke des Außensteges anstatt der Verankerungstiefe in die Gleichungen einzusetzen ist. Bei einer Verankerung im Außensteg und im ersten Innensteg sind die Berechnungsfälle für lokales Materialversagen in Lochstein bei Verankerung mit dickem Anbauteil in Bild 2.36 und Bild 2.37 dargestellt.

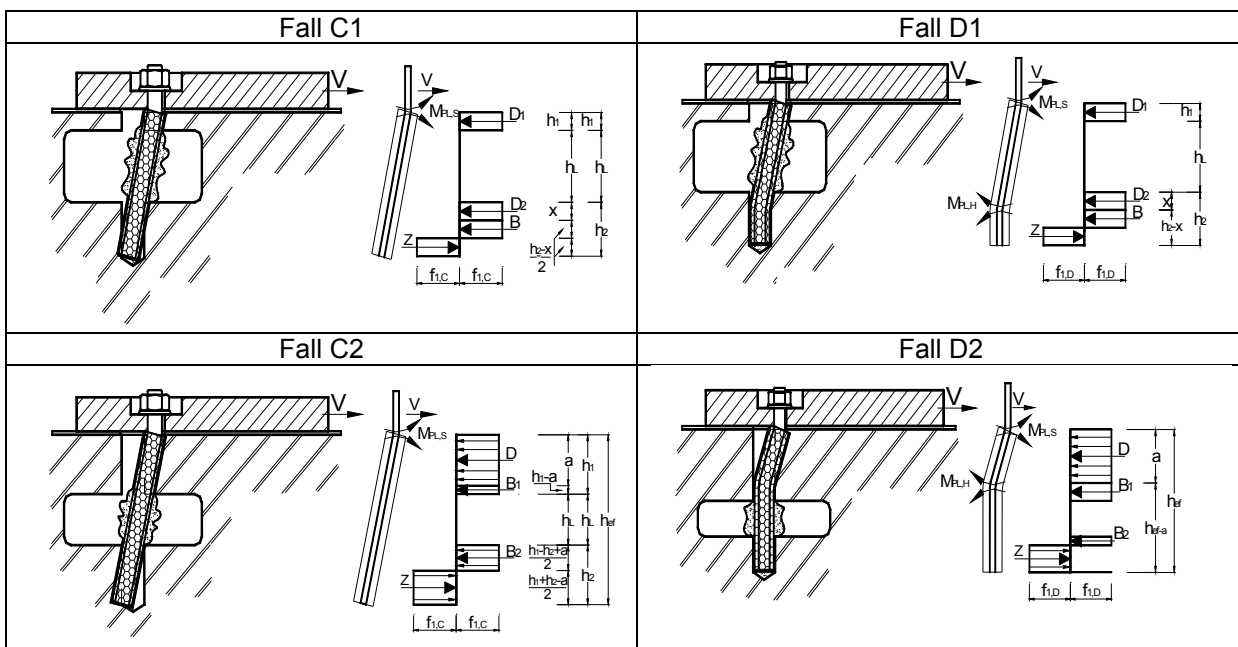


Bild 2.36: Berechnungsfälle für lokales Materialversagen im Lochstein bei Verankerung mit dickem Anbauteil im Außen- und 1. Innensteg nach Welz (2011) (Bild 1 / 2)

$$V_{Rk,D1} = 0,75 \cdot d_B \cdot f_{1,k} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot h_1 \cdot h_L + h_L^2 + 2 \cdot (1 + \varphi_H) \cdot \frac{M_{Pl,S,k}}{d_B \cdot f_{1,k}} - h_L} \right) \quad [N] \quad \text{für Fall D1} \quad (2.38)$$

$$V_{Rk,D2} = V_{Rk,D3} = 0,75 \cdot \sqrt{2 \cdot (1 + \varphi_H) \cdot M_{Pl,S,k} \cdot d_B \cdot f_{1,k}} \quad [N] \quad \text{für Fälle D2 und D3} \quad (2.39)$$

$(h_1 \geq h_2)$

mit:

h_1 = Dicke des Außensteges [mm]

h_2 = Verankerungstiefe des Dübels in den ersten Innensteg [mm]

h_L = Tiefe der äußeren Steinkammer [mm]

Im Falle der Gruppenbefestigung mit zwei Dübeln in der Fläche ist Gleichung (2.40) anzuwenden. Dies gilt nicht für Steine mit größeren Lochkammern und an dieser Stelle ist auch bei Gruppenbefestigungen nur die Tragfähigkeit des Einzeldübels anzusetzen.

$$V_{Rk,lm} = V_{Rk,lm}^0 \cdot \left(1 + \frac{s}{s_{cr,v,lm}} \right) \leq 2 \cdot V_{Rk,lm}^0 \quad [N] \quad (2.40)$$

mit:

$V_{Rk,lm}^0$ = Charakteristische Traglast einer Einzelbefestigung bei lokalem Materialversagen [N]

s = Vorhandener Achsabstand [mm], wobei Mindestwert

$$s_{min} \geq 3 \cdot d_0 \geq 50 \text{ mm}$$

$s_{cr,v,lm}$ = Kritischer Achsabstand bei lokalem Materialversagen [mm]

$$= 125 \text{ mm}$$

2.3.3.3 Stahlbruch durch Abscheren der Ankerstange

Das Abscheren der Ankerstange wird analog zur vereinfachten Berechnung nach Eligehausen, Mallée (2000) für Beton berechnet. Allerdings wird der Faktor α reduziert um die Verhältnisse im Mauerwerk besser abzubilden.

$$V_{Rk,s}^0 = \alpha \cdot A_S \cdot f_u \quad [N] \quad (2.41)$$

mit:

α = 0,38 für Injektionsdübel im Mauerwerk

A_S = Querschnittsfläche des maßgebenden Stahlquerschnitts [mm²]

f_u = Zugfestigkeit des Stahles [N/mm²]

Für eine Gruppenbefestigung dürfen alle Dübel zur Lastabtragung angesetzt werden, wenn alle folgenden Bedingungen erfüllt sind:

l) Der Achsabstand beträgt mindestens $s \geq 5 \cdot d_B \geq 50 \text{ mm}$ (d_B = Außendurchmesser des Dübels) für Injektionsdübel ohne Siebhülse.

II) Der Achsabstand beträgt mindestens $s_{\min} \geq 3 \cdot d_0 \geq 50 \text{ mm}$ (d_0 = Bohrlochennendurchmesser) für Injektionsdübel mit Siebhülse.

III) Der Randabstand beträgt mindestens $10 \cdot h_{\text{ef}}$.

IV) Das Lochspiel darf die Anforderungen in Tabelle 4.1 von ETAG 029, Anhang C nicht überschreiten.

Falls eine der Voraussetzungen III) oder IV) nicht erfüllt wird, erfolgt die Berechnung nur für die Dübel mit den ungünstigsten Verhältnissen.

2.3.3.4 Auszug des Steines aus dem Mauerwerksverband

Beim Überschreiten der Scherfestigkeit des Mauermörtels wird der Randstein als Ganzes aus dem Mauerwerksverband herausgezogen. Die charakteristische Tragfähigkeit bei dieser Versagensart ist nach Gleichung (2.42) zu berechnen (Welz (2011)).

$$N_{\text{Rk,St}} = 2 \cdot L_{\text{R}} \cdot h \cdot (0,5 \cdot f_{\text{vko}} + 0,4 \cdot \sigma_{\text{d}}) \quad [\text{N}] \quad (2.42)$$

mit:

L_{R} / h = Länge bzw. Breite des Randsteines [mm]

σ_{d} = Bemessungswert der Druckfestigkeit senkrecht zur Scherbelastung [N/mm^2]

f_{vko} = Haftscherfestigkeit des Normalmörtels ohne Auflast nach EC 6 [N/mm^2]

2.3.3.5 Berechnung bei Dübeln und Dübelgruppen mit Randeinfluss

Welz (2011) betrachtet neben den freien Bauteilrändern auch nicht vermörtelte Fugen und die vermörtelten Fugen mit einer Breite größer als 5 mm als freie Ränder. Die Tragfähigkeit des Dübels im Vollstein bei Versagen infolge Kantenbruchs ist nach Gleichung (2.43) zu berechnen.

$$V_{\text{Rk,c}} = V_{\text{Rk,c}}^0 \cdot \frac{A_{\text{c,v}}}{A_{\text{c,v}}^0} \quad [\text{N}] \quad (2.43)$$

$$V_{\text{Rk,c}}^0 = k \cdot \left(\frac{h_{\text{ef}}}{d_{\text{B}}}\right)^{0,2} \cdot \sqrt{d_{\text{B}}} \cdot \sqrt{f_{\text{c,k}}} \cdot c_1^{1,5} \quad [\text{N}] \quad (2.44)$$

mit:

k = 0,25 für Belastung zum freien Rand
= 0,45 für Belastung parallel zum freien Rand

h_{ef} = Verankerungstiefe des Dübels im Mauerwerk [mm]

d_{B} = Außendurchmesser des Dübels [mm]

$f_{\text{c,k}}$ = Normierte Druckfestigkeit des Steines [N/mm^2]

c_1 = Vorhandener Randabstand [mm], wobei Maximalwert $c_{1,\text{max}} = \max\left(\frac{a}{3}, \frac{h}{1,5}\right)$

a = Höhe des Steines [mm]

h = Breite des Steines [mm]

- $A_{c,V}$ = Vorhandene projizierte Fläche des Ausbruchkörpers [mm²]
 $= \left(\min(3 \cdot c_1 + s_{\parallel}; 1,5 \cdot c_1 + c_{2,1} + s_{\parallel}; a) \right) \cdot \min(1,5 \cdot c_1; h)$
 $A_{c,V}^0$ = Projizierte Fläche des Steinausbruchkörpers einer Einzelbefestigung bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers [mm²]
 $= 4,5 \cdot c_1^2$
 $c_{2,1}; c_{2,2}$ = Abstände zu den Rändern orthogonal zu c_1 , wobei $c_{2,1} \leq c_{2,2}$ [mm]
 s_{\parallel} = Vorhandener Achsabstand bei Zweifachbefestigung parallel zum Rand [mm]

Die Tragfähigkeit eines Dübels im Lochstein bei Versagen infolge Kantenbruchs ist von der Steingeometrie abhängig. Welz (2011) empfiehlt analog zum Verfahren in ETAG 029 eine allgemein gültige Tragfähigkeit in Abhängigkeit von der Lastrichtung. Anhand der Versuchsergebnisse wird ein minimaler Randabstand $c_{\min} = 100$ mm und ein kritischer Randabstand von $c_{\text{crit}} = 250$ mm eingeführt. Die Tragfähigkeit des Dübels für die Belastung zum freien Rand soll zwischen dem Mindestrandabstand $c_{\min} = 100$ mm und $c_{\text{crit}} = 250$ mm linear interpoliert werden. Diese Erkenntnisse wurden in ETAG 029 (2013) umgesetzt, sodass die Tragfähigkeit wie folgt zu berechnen ist:

$$\begin{aligned}
 V_{\text{RK},c,\perp} &= 1,25 \text{ kN} && \text{für eine Belastung zum freien Rand und } c_1 \geq 100 \text{ mm} \\
 V_{\text{RK},c,\parallel} &= 2,50 \text{ kN} && \text{für eine Belastung parallel zum freien Rand und} \\
 &&& c_1 \geq 100 \text{ mm} \geq 6 \cdot d_0 \\
 &&& \text{für eine Belastung zum freien Rand und } c_1 \geq 250 \text{ mm}
 \end{aligned} \tag{2.45}$$

mit:

- c_1 = Randabstand des Dübels [mm]
 d_0 = Bohrerenndurchmesser [mm]

2.3.4 Berechnung von querbelasteten Verankerungen im Mauerwerk nach TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011)

Die Berechnung nach TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011) gilt für die Kopfbolzen mit Gewindeanschluss (engl. headed anchor bolt) und die hakenförmigen Bolzenanker (engl. bent-bar anchor bolt) in ausgegossenem Mauerwerk. Die Tragfähigkeit der beiden Ankersorten wird anhand des Mauerwerksversagens (Gleichung (2.46)), des lokalen Versagens (Gleichung (2.47)), des Pryout Versagens (Gleichung (2.48)) und des Stahlversagens (Gleichung (2.49)) beschrieben. Die geringste ermittelte Tragfähigkeit (niedrigster Wert von (2.46) bis (2.49)) wird maßgebend.

$$B_{\text{vnb}} = 4 \cdot A_{\text{pv}} \cdot \sqrt{f'_m} \quad [\text{lb}] \quad \text{für Mauerwerksversagen} \tag{2.46}$$

(Originalgleichung)

$$B_{vnb} = 0,33 \cdot A_{pv} \cdot \sqrt{f'_m} \quad [\text{N}] \quad \text{für Mauerwerksversagen (Umrechnung in SI-Einheiten)} \quad (2.46)$$

$$B_{vnc} = 1050 \cdot \sqrt[4]{f'_m \cdot A_b} \quad [\text{lb}] \quad \text{für lokales Versagen (Originalgleichung)} \quad (2.47)$$

$$B_{vnc} = 3216 \cdot \sqrt[4]{f'_m \cdot A_b} \quad [\text{N}] \quad \text{für lokales Versagen (Umrechnung in SI-Einheiten)} \quad (2.47)$$

$$B_{vnpry} = 8 \cdot A_{pt} \cdot \sqrt{f'_m} \quad [\text{lb}] \quad \text{für Pryout Versagen (Originalgleichung)} \quad (2.48)$$

$$B_{vnpry} = 0,67 \cdot A_{pt} \cdot \sqrt{f'_m} \quad [\text{N}] \quad \text{für Pryout Versagen (Umrechnung in SI-Einheiten)} \quad (2.48)$$

$$B_{vns} = 0,6 \cdot A_b \cdot f_y \quad [\text{lb}] \quad \text{für Stahlversagen (Originalgleichung)} \quad (2.49)$$

$$B_{vns} = 0,6 \cdot A_b \cdot f_y \quad [\text{N}] \quad \text{für Stahlversagen (Umrechnung in SI-Einheiten)} \quad (2.49)$$

mit:

f'_m = Normdruckfestigkeit des Steines [N/mm²] ([psi])

f_y = Charakteristische Streckgrenze des Stahls (Nennwert) [N/mm²] ([psi])

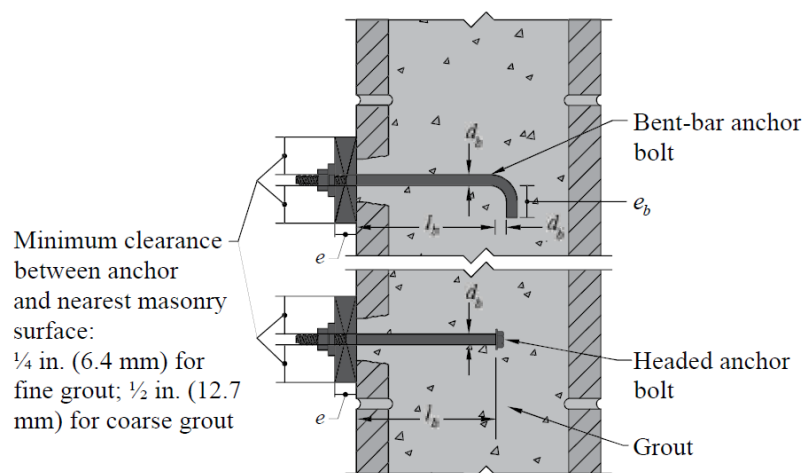
$A_{pv} = \frac{\pi \cdot l_{be}^2}{2}$ [mm²] ([in.²])

$A_{pt} = \pi \cdot l_b^2$ [mm²] ([in.²])

A_b = Querschnittsfläche des Ankers [mm²] ([in.²])

l_{be} = Randabstand [mm] ([in.]) bzw. l_b

l_b = Effektive Verankerungstiefe [mm] ([in.]), nach Bild 2.26



Note: minimum embedment length, $l_b = 4d_b$
 but not less than 2 in. (51mm)

Bild 2.38: Anker in ausgegossenem Mauerwerk (Symbolverzeichnis nach TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011)) (aus TEK 12-3C (2013))

2.4 Tragverhalten und Bemessung von Verankerungen im Mauerwerk unter Schrägzugbelastung

Unter Schräglast ist eine Lastbeanspruchung zu verstehen, die eine Kombination von Zug- und Querlast darstellt. Nach Welz (2011) liegt die Tragfähigkeit bei gleichen Installationsbedingungen von Injektionsdübeln im Mauerwerk bei Schrägzugbelastung zwischen den Werten für zentrischen Zug und für Querlast. Die Interaktion nach ETAG 029 (2013) wird auf Basis der experimentellen Untersuchungen von Welz (2011) vorgeschlagen. Für die Schrägzugbelasteten Injektionsdübel müssen die folgenden Anforderungen der Gleichungen (2.50) bis (2.53) erfüllen.

$$\beta_N \leq 1 \quad [-] \quad (2.50)$$

$$\beta_V \leq 1 \quad [-] \quad (2.51)$$

$$\beta_N + \beta_V \leq 1,2 \quad [-] \quad \text{für Vollsteine} \quad (2.52)$$

$$\beta_N + \beta_V \leq 1,0 \quad [-] \quad \text{für Lochsteine} \quad (2.53)$$

mit:

β_N bzw. β_V =Verhältnis zwischen Einwirkung und Widerstand bei Zugbeanspruchung bzw. Querkzugbeanspruchung; [-]. Es soll jeweils der größte Verhältniswert von β_N und β_V (ungünstigste Versagensart für Zuglast bzw. Querlast) gewählt werden.

Für die Berechnung der Kopfbolzen mit dem Gewindeanschluss (engl. headed anchor bolt) und der hakenförmigen Bolzenanker (engl. bent-bar anchor bolt) in ausgegossenem Mauerwerk unter Schrägzug wird in TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011) Gleichung (2.53) vorgeschlagen.

2.5 Untersuchungen zur Versuchseinrichtung mit Injektionsdübel im Einzelstein

Die Zulassungsversuche mit dem Injektionsdübel im Mauerwerk können nach ETAG 029 (2010)¹⁾ in Einzelstein oder Mauerwerksscheibe durchgeführt werden. Die Mauerwerksscheibe darf in vertikaler Richtung leicht eingespannt werden, um den Transport und die Handhabung zu ermöglichen. Allerdings findet die Prüfung meistens im Einzelstein statt, da die Versuche in einem Mauerwerksverband zeit- und kostenaufwendig sind.

Meyer (2006) und Welz (2011) haben gezeigt, dass die Versuchsbedingungen in einem nicht eingespannten Einzelstein und Mauerwerksverband nicht vergleichbar sind. Bei Zug- und Querkzugbelastung versagten die Dübel im Einzelstein durch vorzeitiges Spalten bei teilweise deutlich geringeren Lasten als im Mauerwerksverband. Das lässt sich durch die positive Wirkung der Querdehnungsbehinderung und der Auflast bei der Verankerung im Mauerwerksverband erklären.

¹⁾ Zum Zeitpunkt der Untersuchungen zur Versuchseinrichtung war ETAG 029 (2010) gültig.

Im Rahmen seiner Dissertation hat Mészáros (2002) die Zugtragfähigkeit von Injektionsdübeln für unterschiedliche Spannungszustände im Verankerungsgrund eines kleinen Betonkörpers untersucht. Die Druckspannungen wurden zweiachsig in Querrichtung zur Dübelachse auf den Betonkörper aufgebracht. Während sich die Verschiebung des Dübels nicht ändert, erhöht sich die Tragfähigkeit um maximal 20% im Vergleich zum spannungsfreien Untergrund (siehe Bild 2.39).

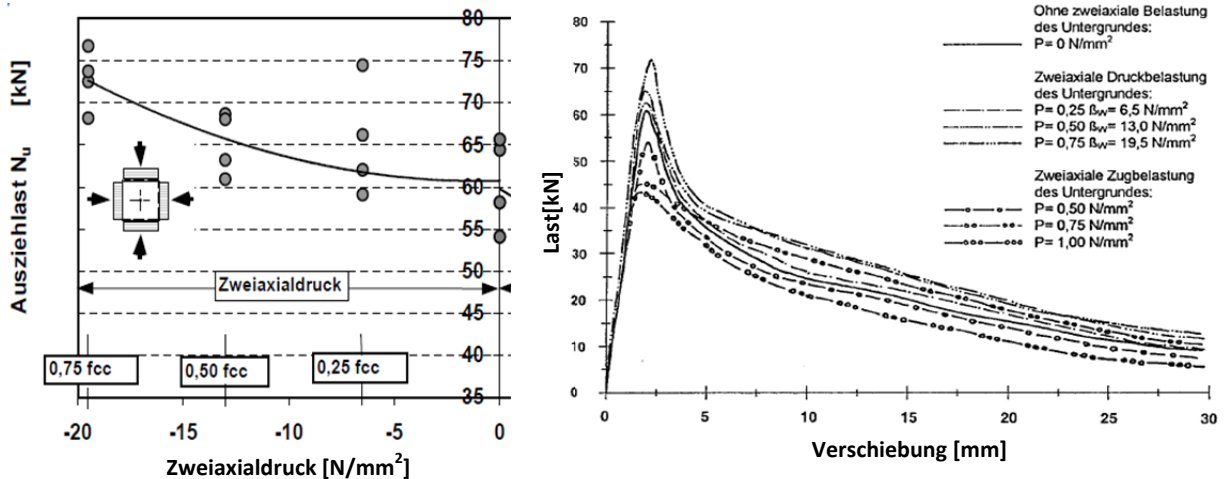


Bild 2.39: Ausziehlast der Injektionsdübel M12 bei $h_{ef} = 100 \text{ mm}$ bei gleichzeitigem Zweiachialdruck des Untergrundes (links) und mittlere Last-Verschiebungskurven der Ausziehversuche (rechts) (aus Mészáros (2002))

Schild (2002) hat den Einfluss einer Druckspannung im Mauerwerk an einem kleinformatigen Kalksandvollstein untersucht. Die Einspannung bzw. Druckspannung wurde in Richtung der Steinhöhe über Spannbolzen (Bild 2.40) aufgebracht. Obwohl sich die Dübeltragfähigkeit nicht wesentlich erhöht hat, ergaben sich kleinere Verschiebungen bei Versagen des Dübels mit zunehmender Einspannung des Steines (siehe Bild 2.41). Das wird dem verbesserten Verbund zwischen dem Stein mit den auf der Mörtelseite profilierten L-Profilen zugeschrieben und damit als versuchstechnischer Effekt nicht berücksichtigt.

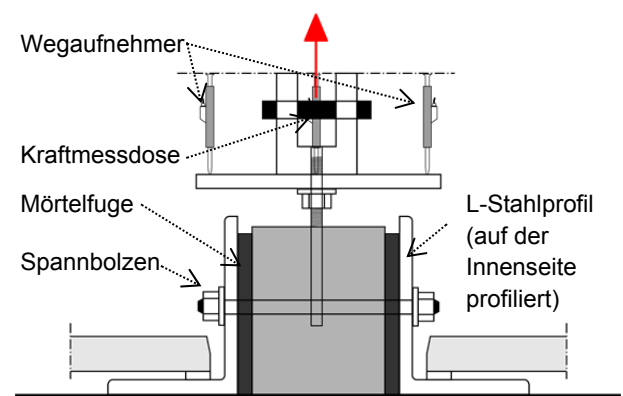


Bild 2.40: Versuchseinrichtung von Schild (2002)

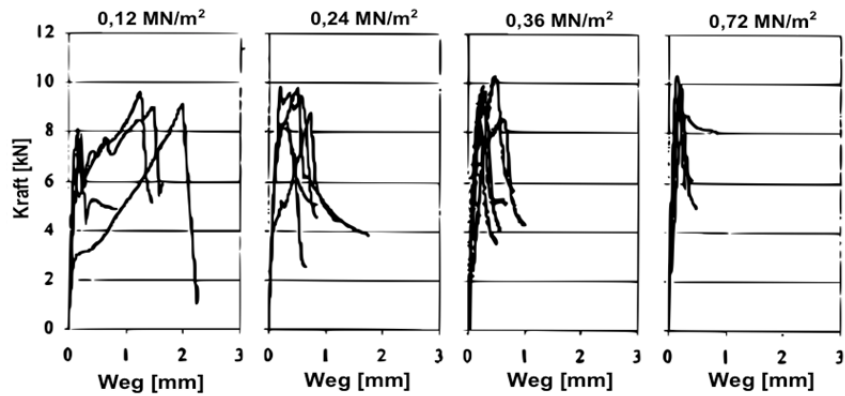


Bild 2.41: Einfluss der Vorspannung auf die Tragfähigkeit einer Injektionsverankerung (aus Schild (2002))

2.6 Einfluss der Risse im Mauerwerk und Beton

Risse im Mauerwerk können durch äußere Kräfte und Einflüsse auftreten, welche durch Spannungsänderungen verursacht werden. Die häufigsten Rissformen im Mauerwerk sind in Bild 2.42 dargestellt. Durch die Komplexität der möglichen Ursachen sowie die vielen unterschiedlichen Baustoffe für Mauerwerk gibt es bisher keine einheitliche Theorie zur Rissbildung und Wachstum. Eine Übersicht der möglichen Ursachen ist in Tabelle 2.4 angegeben.

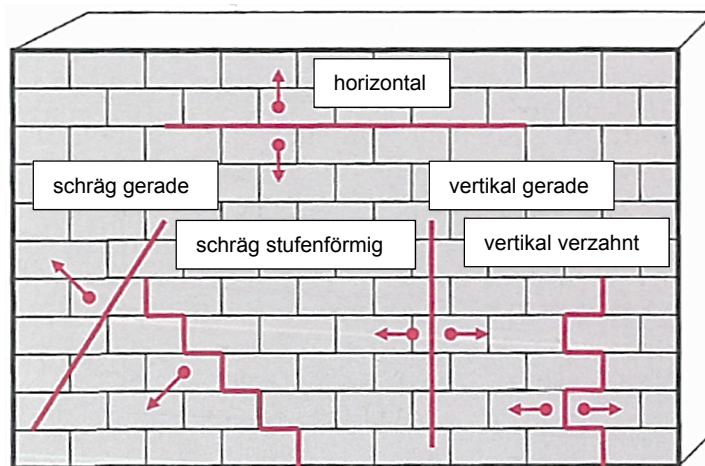


Bild 2.42: Häufige Rissformen in Mauerwerk (aus Horn, Gänßmantel (2013))

Tabelle 2.4: Übersicht der Rissformen (aus Horn, Gänßmantel (2013))

Rissform	Rissverlauf	Mögliche Ursachen
Vertikal verzahnte Risse	<ul style="list-style-type: none"> durch Stoß- und Lagerfugen 	<ul style="list-style-type: none"> Schwinden und/oder Abkühlung der Mauerwerkswand in horizontaler Richtung Längenänderung der Konstruktion Veränderung im Baugrund
Vertikal gerade Risse	<ul style="list-style-type: none"> durch Stoßfugen und Mauersteine 	
Horizontale Risse	<ul style="list-style-type: none"> in Lagerfuge selten durch Mauerstein 	<ul style="list-style-type: none"> Schwinden in vertikaler Richtung thermisch bzw. hygrysch verursachte Spannungen Änderungen der Form von Nachbarbauteilen
Schräge (diagonale) Risse	<ul style="list-style-type: none"> meistens stufenförmiger Verlauf durch Stoß- und Lagerfuge gerader Verlauf entlang Stoßfuge und durch den Mauerstein möglich 	<ul style="list-style-type: none"> Schubspannungen, die zurückzuführen sind auf zu große Formänderungsunterschiede in vertikaler Richtung zwischen den benachbarten Bauteilen horizontale Formänderungen von Dachdecken bzw. obersten Geschosdecken Durchbiegung von Geschosdecken unter Mauerwerkswänden

Das Tragverhalten eines Dübels im gerissenen Mauerwerk wurde bisher nicht untersucht, da die Anwendung immer von ungerissenen Mauerwerk ausgeht. Das Verhalten eines Injektionsdübels im Beton lässt sich annähernd mit Vollsteinen vergleichen und als Grundlage für experimentelle Untersuchungen in Rahmen dieser Arbeit anwenden. Aus diesem Grund wird das Verhalten eines Injektionsdübels im gerissenen Beton erläutert.

Wenn ein Riss im Beton vorhanden ist, wird bei den Verankerungen mit Injektionsdübel der Verbund zwischen Mörtel und Beton gestört. Der Dübel unter Zugbelastung versagt abhängig von der Verankerungstiefe, Beton- und Stahlfestigkeit durch Herausziehen, Stahlversagen oder Spalten. Die Steifigkeit des Dübels im gerissenen Beton ist geringer als im ungerissenen Beton, sodass es vermehrt zu einem Versagen infolge Herausziehens des Dübels kommt. Die Höchstlasten im gerissenen Beton sind im Mittel 50 % niedriger als im ungerissenen Beton und die Streuungen der mittleren Bruchlasten sind wesentlich höher (Eligehausen et al. (1984), Mészáros (2002)). Die Ergebnisse deuten auf die Störung des Verbunds auf einer Seite des Dübels hin, siehe Bild 2.43.

Die querbelasteten Dübel versagen am Rand durch Kantenbruch, wobei der Einfluss der Risse tendenziell geringer als bei der Zugbelastung ist (Fuchs, Eligehausen (1989), Vintzeleou, Eligehausen (1991)). Stahlversagen tritt bei Dübel im

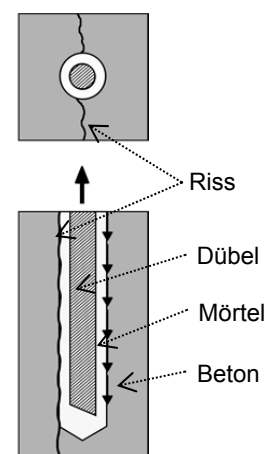


Bild 2.43: Störung des Verbunds zwischen Mörtel und Beton durch Riss (nach Eligehausen, Mallée (2000))

gerissenen Beton nur bei sehr großen Randabständen und ausreichender Verankerungstiefe auf.

Das Verhalten von Verbunddübel in Beton kann mit dem in Vollmauerwerksteinen verglichen werden. Allerdings gibt es bisher keine Versuche und detaillierten Untersuchungen mit Verbunddübeln zu Tragverhalten unter Zug- und Querbelastrung in Vollmauerwerk.

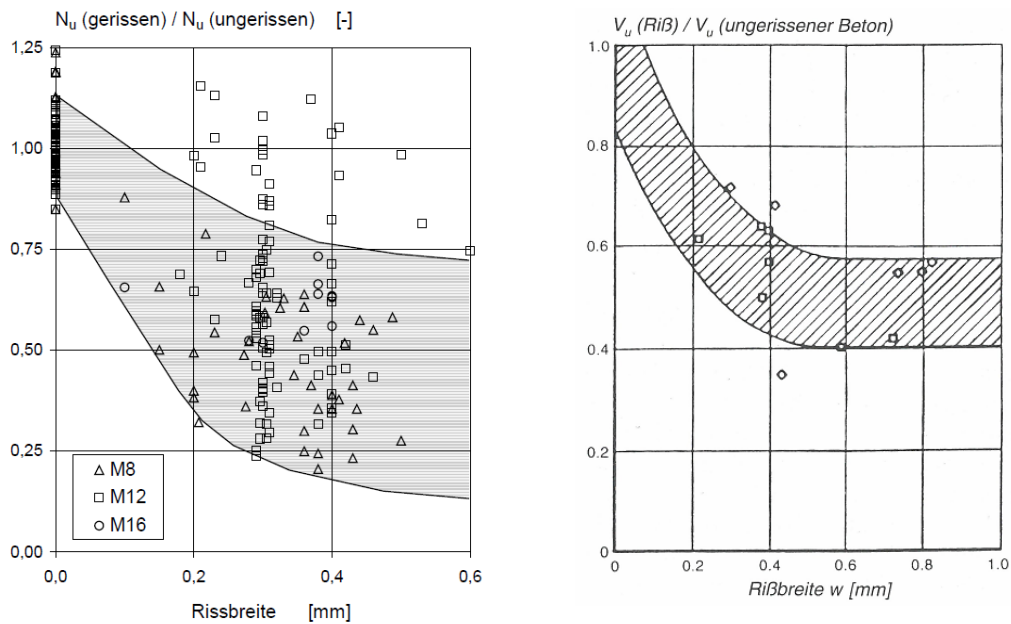


Bild 2.44: Einfluss von Rissen auf die Bruchlast von Verbunddübeln bei (links) Zugbelastung (Mészáros (2002)) und (rechts) Querbelastrung (Fuchs, Elgehausen (1989))

3 VORGEHENSWEISE ZUR EXPERIMENTELLEN UNTERSUCHUNGEN

3.1 Beschreibung der verwendeten Untergründe

In Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden verschiedene Untergründe, insbesondere Ziegelsteine, Kalksandsteine, Porenbetonsteine, Beton und Mauerwerksfuge, betrachtet. Die verwendeten Mauersteine, Beton und Mauermörtel wurden direkt vom Hersteller bzw. aus dem Baufachhandel bezogen. Ein passender bauaufsichtlich zugelassener Dünnbettmörtel wurde jeweils mitgeliefert. Falls es sich nicht um einen Stein mit planparalleler Auflagerfläche handelte, wurden diese mit einer Normalmörtel-Fuge verarbeitet.

3.1.1 Mechanische Materialeigenschaften der Mauersteine

Für die experimentellen Untersuchungen wurden drei Sorten Mauersteine (Ziegelsteine, Kalksandsteine und Porenbetonsteine) verwendet. Dabei wurden Porenbetonsteine nur in den Versuchen zum Einfluss von gerissenem Mauerwerk untersucht. Bei den Ziegelsteinen und Kalksandsteinen handelt es sich um zwei marktübliche Steinsorten. In Rahmen dieser Arbeit wurden Ziegelsteine und Kalksandsteine sowohl in der Voll- oder Lochsteinausführung verwendet. Für die Versuche im Lochstein wurden Steine mit einer für die Dübeltragfähigkeit möglichst ungünstigen Geometrie (Lochbild) ausgewählt.

Einige Lochsteine wurden mit integrierter Dämmung hergestellt. Der Hochlochziegel Poroton-T8-P 6-0,6-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-982) ist mit Perlit und die Steine Poroton-T8-MW 6-0,65-10DF (DIN EN 771-1, Z-17.1-1041) und Poroton-S10-MW 10-0,75-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-1034) sind mit Mineralwolle gefüllt. Eine Übersicht der untersuchten Steinsorten ist in Anhang dargestellt.

Es ist bekannt, dass die Steinarten gleicher Festigkeitsklasse und Rohdichteklasse nicht die gleichen Materialeigenschaften aufweisen, sondern nur die Mindestanforderungen erfüllen müssen. Aus diesem Grunde wurden alle Steine gleicher Steinart jeweils aus einer Herstellcharge entnommen, um eine möglichst direkte Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu ermöglichen.

Die Druckfestigkeiten und Rohdichte (Tabelle 3.1 und Tabelle 3.2) des verwendeten Untergrunds wurden an der MPA Universität Stuttgart normgerecht ermittelt.

Tabelle 3.1: Druckfestigkeiten und Rohdichte der verwendeten Mauersteine (1. Teil)

Steinart	Anzahl der Prüfungen	Oberflächenbehandlung	Druckfestigkeit		Rohdichte [kg/dm ³]
			Geprüfte Druckfestigkeit [N/mm ²] (Variationskoeffizient [%])	Normierte Druckfestigkeit [N/mm ²] (Formfaktor [-])	
Poroton-T8-P 6-0,6-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-982), 248-300-249 mm	6	-	6,47 (12,7)	7,45 (1,15)	0,59
HLz-Plan-T 24,0-1,2-12DF (240) (DIN EN 771-1, Z-17.1-728 / -868), 373-240-249 mm	6	-	25,55 (3,0)	31,48 (1,23)	1,07
Wienerberger HLzB-12-0,9-2DF (DIN 105-100, DIN EN 771-1), 240-115-113 mm	6	+	19,08 (7,7)	19,47 (1,02)	0,96
Poroton-T8-P 6-0,6-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-982), 248-300-249 mm	5	-	9,15 (2,7)	10,51 (1,15)	0,64
Poroton Plan-T 20-1,4 10DF (240) (DIN EN 771-1, Z-17.1-728 / -868), 308-240-249 mm	6	+	20,69 (8,4)	24,00 (1,16)	1,26
Poroton-T8-MW 6-0,65-10DF (DIN EN 771-1, Z-17.1-1041), 248-300-249 mm	6	-	7,93 (3,3)	9,11 (1,15)	0,64
Poroton-S10-MW 10-0,75-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-1034), 248-300-249 mm	6	-	7,21 (4,3)	8,28 (1,15)	0,72
HLz Plan-U9 6-0,65-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z 17.1-890), 248-300-249 mm	6	-	7,08 (8,3)	8,14 (1,15)	0,69
Deckeneinhängeziegel 48/21; Dn-0,80-530-250-210 (DIN 4160), 530-250-210 mm	6	+	6,45 (16,9)	7,97 (1,24)	0,74

Tabelle 3.2: Druckfestigkeiten und Rohdichte der verwendeten Mauersteine (2. Teil)

Steinart	Anzahl der Prüfungen	Oberflächenbehandlung	Druckfestigkeit		Rohdichte [kg/dm ³]
			Geprüfte Druckfestigkeit [N/mm ²] (Variationskoeffizient [%])	Normierte Druckfestigkeit [N/mm ²] (Formfaktor [-])	
KELLERER ZMK 11 HizB 12-0,85-10DF (300), (DIN EN 771-1, Z-17.1-739), 247·300·244 mm	6	-	13,53 (4,6)	15,49 (1,15)	0,84
Mz 20-1,8-3DF (DIN V 105-100, DIN EN 771-1), 240·175·113 mm	6	+	25,61 (3,9)	22,74 (0,89)	1,61
Mz 36-1,8-NF (DIN 105-100, EN 771-1), 240·115·71 mm	6	+	43,16 (10,0)	37,98 (0,88)	1,80
Kronau KSL12-1,4- 8DF (DIN V 106, DIN EN 771-2), 248·240·248 mm	6	-	15,77 (2,6)	18,41 (1,17)	1,38
Kronau KSL12-1,4- 12DF (175) (DIN V 106, DIN EN 771-2), 498·175·248 mm	6	-	17,86 (1,5)	23,11 (1,29)	1,24
KSL-R(P)-12-1,6-8DF (115) (DIN V 106, DIN EN 771-2), 498·115·248 mm	6	-	9,51 (3,3)	16,12 (1,69)	1,48
KS-R(P) 20-2,0-6DF (175) (DIN V 106, DIN EN 771-2, DIN 20000-402), 248·175·238 mm	6	-	28,02 (18,5)	37,12 (1,33)	1,88
KSL-20-1,4-2DF (DIN 106, DIN EN 771-2), 240·115·113 mm	6	-	25,31 (4,4)	25,95 (1,03)	1,31
KS 20-2,0-NF (DIN V 106, EN 771-2), 240·115·71mm	6	-	23,96 (7,3)	21,25 (0,89)	1,94
PP 4-0,55- 624·150·249 NF (DIN EN 771-4, DIN V 4165-100, Z-17.1-540), 624·150·249 mm	6	-	3,78 (20,1)	3,78 (1,00)	0,53

Die Druckfestigkeit und Rohdichte der Mauersteine werden in der Regel an sechs Proben untersucht.

Die Mauersteine mit nicht planparallelen Auflageflächen sind nur für Mauerwerk mit Normalmörtel geeignet. Deshalb wurden diese zwei Oberflächen durch Abschleifen oder durch Abgleich mit Mauermörtel behandelt, um eine Planparallelität bei der Druckbelastung zu gewährleisten. Zum Abgleichen mit Mauermörtel wurde ein Zement-Abgleichmörtel mit höherer Druckfestigkeit als zu erwartende Steindruckfestigkeit aufgetragen (DIN EN 772-1). Bis zum Erreichen der Mindestdruckfestigkeit des Mauermörtels wurden die mit Mörtel abgeglichenen Proben mit einem feuchten Tuch abgedeckt. Alle Steine mit planparallelen Oberflächen wurden vor der Prüfung mindestens vierzehn Tage im Labor bei einer Temperatur von mehr als 15 °C und einer relativen Luftfeuchte von weniger als 65 % gelagert. Die Prüfung der Steindruckfestigkeit erfolgte in Richtung der Steinhöhe. Die Last wurde senkrecht auf die Steinauflagefläche aufgebracht, wobei Höchstlast nach mehr als eine Minute vom Versuchsbeginn erzielt wurde.

Andere Materialeigenschaften der Steine wie Zugfestigkeit, Elastizitätsmodul, Bruchenergie und Querdehnzahl wurden nicht geprüft. Wenn benötigt wurden sie anhand der experimentell ermittelten Druckfestigkeit unter Verwendung der Gleichungen von Meyer (2006) berechnet (siehe Kapitel 5.2.1, Tabelle 5.1).

Für die Lochsteine wurde die Lochkonfiguration jeweils an einer Stichprobe von zehn Steinen ermittelt und der Stein vermessen. Dabei wurden die Abmessungen aller Lochkammer sowie vertikaler und horizontaler Stege genau bestimmt. Die Abmessungen und Lochkonfigurationen der Steine sind im Anhang dieser Arbeit dargestellt.

3.1.2 Mechanische Materialeigenschaften des Mauermörtels

In den Versuchen an einem Mauerwerksverband im Tragrahmen (siehe Kapitel 3.3.1) wurde Normalmörtel der Gruppe MG II (nach DIN V 18580) bzw. Dünnbettmörtel verwendet. Bei den Untersuchungen zum Einfluss der Fugenart auf die Dübeltragfähigkeit im Mauerwerk (Kapitel 10) wurden für die beiden Mörtelarten die Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit und Rohdichte (Tabelle 3.3) ermittelt.

Die Prüfungen der Mörtel­eigenschaften wurden an den prismatischen (L·B·H = 160 mm · 40 mm · 40 mm), 28 Tagen alten Proben nach DIN EN 1015-11 durchgeführt. Die hergestellten Proben wurden zuerst in ihrer Schalung 2 Tage lang und danach noch 5 Tage ausgeschalt bei einer Temperatur von 20 °C und einer Luftfeuchtigkeit von mehr als 95 % gehalten. Die folgenden 21 Tage wurden die Proben bei einem konstanten Klima (Temperatur von 20 °C und relative Luftfeuchte von 65 %) gelagert.

Tabelle 3.3: Mechanische Materialeigenschaften des verwendeten Mauermörtels (Untersuchungen zum Einfluss der Fugenart im Mauerwerk)

Steinart	Druckfestigkeit [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Rohdichte [kg/dm ³]
Normalmörtel MG II (DIN V 18580)	3,46	1,59	1,63
Dünnbettmörtel	7,99	3,50	1,33

Zur Prüfung der Materialkennwerte wurden drei Proben pro Mörtelsorte vorbereitet. Zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit wurden 3-Punkt-Biegeprüfungen durchgeführt. Das Bild 3.1 zeigt die Versuchseinrichtung der verwendeten 3-Punkt-Biegeprüfung. Die Prüfmaschine hat im unteren Teil zwei Auflager aus Stahl. Der Abstand zwischen den Auflagern beträgt 100 mm. Die Mörtelprobe wurde mit ihrer geschalteten Seite zentrisch auf die unteren Auflager gelegt und die Last mittels des oberen Auflagers auf die Mörtelprobe aufgebracht. Die Belastung wurde mit einer konstanten Geschwindigkeit bis zum Bruch der Probe erhöht und die Höchstlast jeder Prüfung notiert.

Für die Ermittlung der Druckfestigkeit wurden jeweils sechs halbe Prismen der Biegezugprüfung verwendet. Die Proben wurden mittig in eine Druckmaschine gelegt. Die Druckfestigkeit wurde durch den einachsigen Druckversuch ermittelt, wobei die belastete Fläche $L \cdot B = 40 \text{ mm} \cdot 40 \text{ mm}$ betrug.

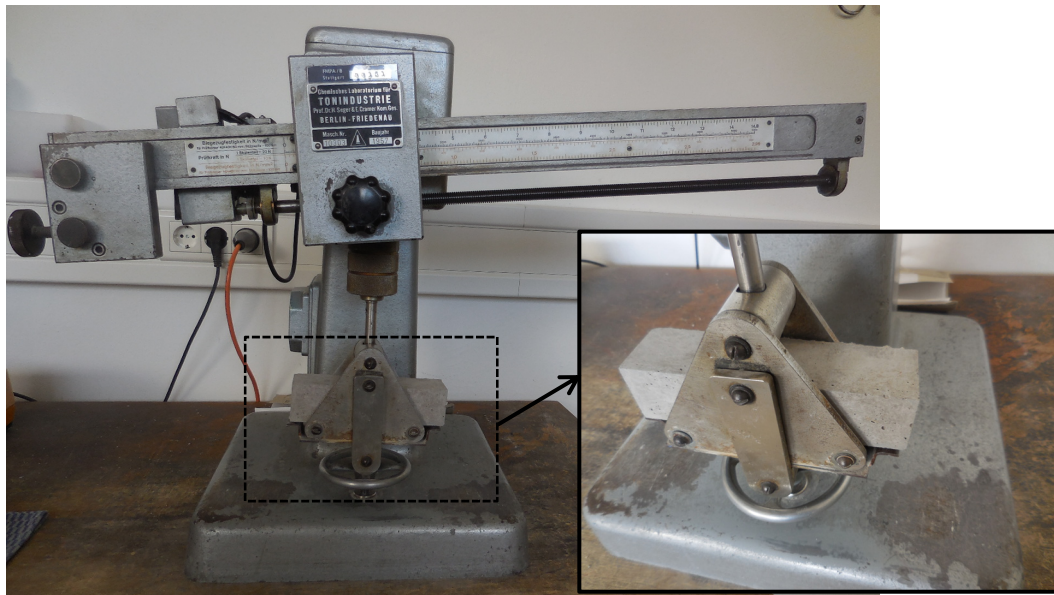


Bild 3.1: Versuchseinrichtung zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit (3-Punkt-Biegeprüfung)

3.2 Beschreibung und Montage des verwendeten Injektionssystems

3.2.1 Beschreibung des Injektionssystems

Es wurden vier unterschiedliche Injektionssysteme verwendet, siehe Bild 3.2. Alle Systeme bestehen aus einer Ankerstange, einer passenden Kunststoffsiebhülse, und einem Injektionsmörtel mit Statikmischer, welche in Tabelle 3.4 und Tabelle 3.5 genauer beschrieben sind. Die Injektionssysteme wurden von den jeweiligen Herstellern zur Verfügung gestellt.

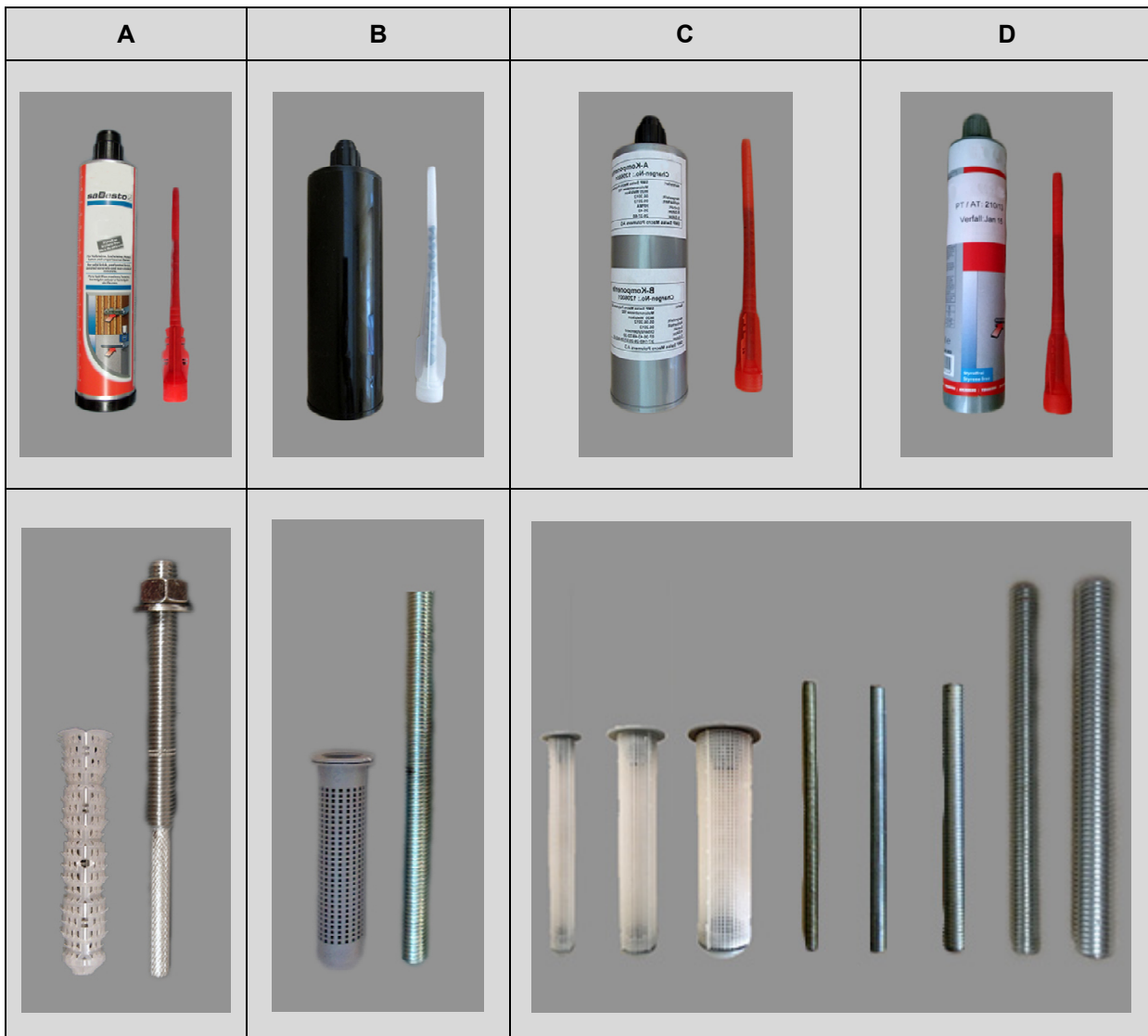


Bild 3.2: Verwendete Injektionssysteme - Koaxialkartusche mit zugehörigem Statikmischer, Siebhülse und Ankerstange

Tabelle 3.4: Montage- und Installationsdaten der untersuchten Injektionssysteme ohne Siebhülse (In diesem Fall wurden die Systeme A, C und D verwendet.)

Injektionssystem		A	C / D				
Ankerstangen Durchmesser	[mm]	M12	M6	M8	M10	M12	M16
Bohrernenn-durchmesser	d_0 [mm]	14	8	10	12	14	18
Verankerungstiefe	h_{ef} [mm]	95	50	50	50	50	50
Bohrlochtiefe	$h_0 \geq$ [mm]	$h_{ef}+5$	h_{ef}				

Tabelle 3.5: Montage- und Installationsdaten der untersuchten Injektionssysteme mit Siebhülse

Injektionssystem		A	B	C / D				
Ankerstangen Durchmesser	[mm]	M12	M12	M6	M8	M10	M12	M16
Kunststoffsiebhülse Durchmesser	[mm]	18	20	12	16		22	
Bohrernenn-durchmesser	d_0 [mm]							
Länge der Siebhülse	[mm]	95	85	50 / 85	70 / 85 / 175	85 / 175	85 / 175	85 / 175
Verankerungstiefe	h_{ef} [mm]	$h_{ef}+5$	$h_{ef}+5$	$h_{ef}+10$				
Bohrlochtiefe	$h_0 \geq$ [mm]							

Alle verwendeten Injektionssysteme gehören zur Gruppe der Zwei-Komponenten-Mörtel. Die Harzkomponente wird in einem von der Härterkomponente getrennten Behälter als Koaxialkartusche geliefert (siehe Bild 3.2). Zum korrekten Auspressen des Injektionsmörtels aus der Kartusche werden jeweils passende Auspresspistolen benötigt, damit sich die beiden Mörtelkomponenten im vorgesehenen Mischungsverhältnis im Statikmischer vermischen können.

Die Kunststoffsiebhülsen des Systems A und B sind vom Hersteller in ihrer Länge fest definiert. Für die Injektionssysteme C und D wurde dieselbe Siebhülse verwendet. Diese Siebhülse ist variabel kürzbar, so dass sich die Länge der Siebhülse der Verankerungstiefe anpassen lässt. Alle Siebhülsen bestehen aus einem rohrförmigen Sieb, dessen Boden mit einem Reinigungselement geschlossen wird. Auf der oberen Seite der Siebhülse befindet sich ein Deckel, der als Zentrierhilfe dient. Die Siebhülse wird mit ihrer Siebgröße zum zugehörigen Injektionsmörtel optimiert. Bei Anwendung passender Siebhülse bleibt kein Bestandteil des Injektionsmörtels im Sieb stecken und ermöglicht das sachgemäße Bilden eines Mörtelpfropfens in den Hohlräu-

men des Steines um die Siebhülse herum. Die Montage des Systems im Vollmaterial ist mit und ohne zugehöriger Siebhülse möglich. In den durchgeführten Versuchen wurde keine Siebhülse im Vollmaterial verwendet, sondern die Ankerstangen direkt im Untergrund verklebt.

Die zum Injektionssystem A passende Ankerstange besteht aus galvanisch verzinktem Stahl nach DIN 898 und einer Festigkeitsklasse 5.8. Sie wurde von dem Hersteller in ihrer Geometrie speziell für das System optimiert. Für alle Injektionssysteme B, C und D wurden handelsübliche Gewindestange zurechtgeschnitten. Alle Gewindestangen hatten eine Festigkeitsklasse 8.8 und wurden aus verzinktem Stahl mit einem metrischen Außengewinde nach DIN 975 hergestellt. Falls kein Prüfzeugnis des Herstellers zur Verfügung gestellt wurde, wurde die Zugfestigkeit mittels Zugversuche jeweils auf drei Gewindestangen (pro Stahlcharge) geprüft.

3.2.2 Montage

Die Montage des Injektionsdübels erfolgte gemäß Herstellerangaben. Im Ankergrund wurde zunächst mit einer Bohrmaschine ein zylindrisches Loch erstellt. Die Bohrposition wurde in Bezug auf die Steinhöhe und die Steinlänge festgelegt. Die Randabstände sind in Versuchsprogramm angegeben (siehe Kapitel 6.1, 7.1 und 8.1). Zur Bohrlocherstellung wurde ein Hartmetallbohrer verwendet, dessen Durchmesser dem vorgeschriebenen mittleren Bohrrückmaß nach ETAG 001, Annex A entspricht. Das angewandte Bohrverfahren wurde im Versuchsprotokoll notiert. Als Bohrverfahren wurde Hammerbohren in Vollstein, und Drehbohren in Lochstein und bei der Anwendung in der Fuge angewandt. Die Bohrlöcher wurden horizontal im Mauerwerksverband und vertikal nach unten in Einzelstein gebohrt.

Die Bohrlochreinigung erfolgte gemäß Herstellerangaben (2x ausblasen, 2x ausbürsten, 2x ausblasen). Sobald der erforderliche Bürstendurchmesser der Reinigungsbürste unterschritten wurde, wurde diese ausgetauscht. Die Bohrlochtiefe wurde mit einem Tiefenmaß als Abstand zwischen der Steinoberfläche und dem tiefsten Punkt des Bohrloches gemessen.

Beim Bohren im Hochlochziegel bleiben teilweise die kleinen Steinscherben im Bohrloch stecken und erschweren das Einführen der Kunststoffsiebhülse in das Bohrloch. Beim Bohren und der Bohrlochreinigung in perlitgefüllten Steinen lässt sich das Geriesel der schwach gebundenen Perlitfüllung ins Bohrloch nicht vermeiden. In beiden Fällen konnten durch das Einstecken eines Metallbohrers in das Bohrloch die Scherben aus dem Bohrloch am besten beseitigt (die Scherben fallen aus dem Bohrloch in die Hohlräume des Steines) bzw. Perlit zusammendrückt werden.

Im Falle einer Montage eines Dübels mit Siebhülse wurde diese in das gereinigte Bohrloch eingesetzt. Der zugehörige Statikmischer wurde auf die Kartusche mit dem Injektionsmörtel aufgeschraubt, die Kartusche in die Auspresspistole eingelegt und

die ersten 10 cm nicht zu verwendenden Mörtel ausgepresst. Anschließend wurde die Siebhülse bzw. das Bohrloch mit dem Injektionsmörtel gleichmäßig von innen nach außen verfüllt und die Ankerstange per Hand unter leichter Drehbewegung bis zur Markierung der Verankerungstiefe eingedrückt. Die erforderliche Füllmenge des Mörtels wurde vom Hersteller je nach Dübelgröße und Verankerungstiefe definiert. Diese Füllmenge wird durch die Skalierung an der Auspresspistole kontrolliert. Bei der Installation ohne Siebhülse war es erforderlich, dass die Vermörtelung bis an die Oberfläche reichte. Wurde kein Mörtel an der Oberfläche sichtbar, so ist die Ankerstange sofort aus dem Bohrloch zu ziehen und es muss erneut Injektionsmörtel injizieren werden. Die Montage erfolgte jeweils in Richtung der tatsächlichen Installation im jeweiligen Stein. In einem Wandmauerstein ist das die horizontale Montagerichtung. Bei Deckeneinhängeziegel wird die Installation der Dübel vertikal über Kopf vorgenommen. Zur Vereinfachung der Installation der Dübel in den experimentellen Untersuchungen wurde der Deckeneinhängeziegel auf dem Boden gelagert. Die Installation der Dübel erfolgte vertikal.

Vor den Schrägzug- und Querversuchen wurde die Mutter an die Ankerstange handfest angezogen, um den Anker mit der Belastungsglasche zu verbinden. Das war bei den Zugversuchen an Einzelbefestigung nicht nötig, da keine Belastungsglasche verwendet wurde.

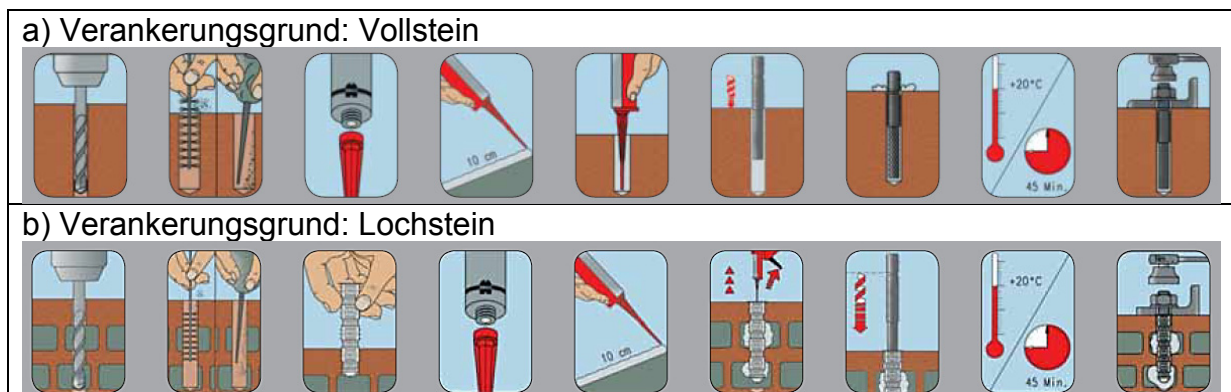


Bild 3.3: Montageanleitung für ein Injektionssystem in a) Vollstein und b) Lochstein (aus Bauer (2009))

3.3 Allgemeine Hinweise zur Versuchsdurchführung mit Injektionsdübel im Mauerwerk

3.3.1 Mauerwerksverband im Tragrahmen

Für die Versuche in Mauerwerk wurde eine Wandscheibe mit einer Größe von ca. $L \cdot H = 1 \text{ m} \cdot 1,5 \text{ m}$ errichtet, in der die Anker installiert wurden. Um die Handhabbarkeit der Mauerwerksscheibe gewährleisten zu können, wurde das Mauerwerk auf einem speziellen Rahmen errichtet (siehe Bild 3.4). Dazu wurden die Steine auf ein Stahl-U-Profil gegen eine mit dem Stahlprofil verbundene, rückwärtige Holzschalung vermau-

ert. Auf die letzte Steinreihe wurde eine Mörtelausgleichsschicht aufgebracht und ein weiteres Stahl-U-Profil aufgelegt. Beide Stahlprofile wurden seitlich mit Stahlgewindestangen verbunden. Dadurch konnte das Mauerwerk leicht vorgespannt werden. Anschließend wurde die rückwärtige Schalung mit dem oberen Stahlprofil fest verbunden. Nach einer Aushärtezeit von 21 Tagen konnte die Wandscheibe in die horizontale Lage gebracht werden, um die Quersugversuche durchführen zu können. Bei den Zugversuchen wurde der Mauerwerksverband in stehender Position geprüft.



a) Vordere Seite



b) Mauerwerksscheibe beim Ablegen

Bild 3.4: Mauerwerksverband im Tragrahmen

3.3.2 Messdatenerfassung

Für die experimentellen Untersuchungen mit Injektionsdübel im Mauerwerk erfolgte die Messung der Dübelverschiebung mithilfe eines Wegaufnehmers (Messbereich bis 25 mm bzw. 75 mm). Die Last wurde mit einer Kraftmessdose gemessen. Die Last wurde mit einem Hydraulikzylinder aufgebracht, wobei das Öl kontinuierlich eingepumpt wurde. Somit wurden die Versuche annähernd weggesteuert durchgeführt. Die Last und die Dübelverschiebung wurden mit dem Mess- und Auswertungsprogramm DIAdem kontinuierlich gemessen und aufgezeichnet. Die Laststeigerung wurde so gewählt, dass die Versagenslast in einer Zeitdauer von 1 bis 3 Minuten erreicht wird.

4 FESTLEGUNG DER VERSUCHSEINRICHTUNG FÜR DIE VERSUCHE MIT DÜBEL IN EINZELSTEIN

Der wesentliche Forschungsbeitrag dieser Arbeit ist die Ermittlung der Tragfähigkeit von Injektionsdübeln im Mauerwerk in Abhängigkeit von der Steingeometrie. Aufgrund der Vielfalt der Steine mit verschiedenen Steingeometrien sind zahlreiche Versuche erforderlich. Allerdings sind die nach der ETAG 029 vorgeschriebenen Versuche in einem Mauerwerksverband zeitintensiv und kostenaufwendig. Aus diesem Grund steht die Wahl einer geeigneten Versuchseinrichtung mit Injektionsdübel im Einzelstein zunächst im Vordergrund.

Bislang gab es unterschiedliche Meinungen zur Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse am eingespannten Einzelstein auf den Mauerwerksverband. Im Falle eines nicht eingespannten Mauersteins haben Meyer (2006) und Welz (2011) gezeigt, dass die Versuchsbedingungen in einem nicht eingespannten Einzelstein und Mauerwerksverband nicht vergleichbar sind. Bei der Einspannung eines Einzelsteins vertritt Schild (2002) die Meinung, dass eine Übertragbarkeit nicht gerechtfertigt ist, wobei Mészáros (2002) anhand seiner Versuche am Beton die Möglichkeit nicht ablehnt.

In Rahmen dieser Arbeit wurde eine Versuchseinrichtung für die Prüfung von Dübeln in Einzelsteinen entwickelt, deren Ergebnisse näherungsweise auf den Mauerwerksverband übertragbar sind.

Das erwartete Versagen in den Versuchen war Steinausbruch beim zentrischen Zugversuch bzw. Kantenbruch beim Querlastversuch. Die relevanten Einflussparameter für die Tragfähigkeit sind die Abstützungsart, die Abspannlast, die beobachtete Versagensart (bzw. das Last-Verschiebungsverhalten) und die Belastungsrichtung.

Zuerst wurden die Zugversuche mit unterschiedlichen Versuchseinrichtungen durchgeführt, um den Einfluss der Abstützungsart sowie des Einspanngrades (am Einzelstein) auf die Tragfähigkeit zu untersuchen. Die Abstützweite wurde in Versuchen im Einzelsteinen von enger bis weiter Abstützung variiert. Zur Untersuchung des Einflusses des Einspanngrades wurden Zugversuche im Mauerwerksverband und im abgespannten Einzelstein (virtueller Verband) durchgeführt. Im virtuellen Verband wurde der Einzelstein sowohl von zwei als auch von allen vier Seiten abgespannt. Anhand der Versuchsergebnisse zum Einfluss der Abstützungsart und der Abspannung wurde die Einrichtung im Einzelstein für die Zugversuche festgelegt.

Zusätzlich wurde mittels experimenteller und numerischer Untersuchungen geprüft, in wie weit diese Einrichtung für die Querzugversuche anwendbar ist. Es wurden experimentelle Querlastversuche im Mauerwerksverband und im abgespannten Stein (virtueller Verband) durchgeführt. In Rahmen der experimentellen Untersuchungen sollte geprüft werden, in wie weit die Erkenntnisse für die Zugversuche im abge-

spannten Einzelstein bei Querlastbeanspruchung anwendbar sind. Anschließend wurden numerische Untersuchungen durchgeführt, um eine Aussage über den Einfluss der Abspannungslast als auch den Einfluss der Bauteilabstützung vor dem Stein bei Querkzugbelastung machen zu können.

4.1 Versuchsprogramm

Die Übersicht und das Versuchsprogramm der durchgeführten Versuche sind in Tabelle 4.1 und Tabelle 4.2 dargestellt. Es wurden insgesamt 47 Versuchsserien und 8 numerische Parameterstudien durchgeführt.

Das Prüfprogramm der experimentellen Untersuchungen umfasst für jede Steinsorte jeweils eine Versuchsserie im „großen“ Mauerwerksverband sowie Versuche in Einzelsteinen, wobei Belastung, Art der Abstützung und die Höhe der Abspannungslast variiert wurden. Als Referenzwert wurden die Versuche im Mauerwerksverband herangezogen.

Tabelle 4.1: Übersicht der Versuche zur Festlegung der Einrichtung für die Versuche mit Dübel in Einzelstein

Belastungsrichtung	Untersucher Parameter	Prüfkörper	Art der Untersuchung
Zuglast	Abstützungsart (weite Abstützung, enge Abstützung)	Mauerwerk, nicht abgespannter Einzelstein	Experimentelle Untersuchungen
	Einspanngrad	Mauerwerk, abgespannter Stein (Einzelstein, abgespannte 3 Steine) von 2 Seiten, abgespannte 3 Steine von allen 4 Seiten	Experimentelle Untersuchungen
Querlast	Übertragbarkeit der Festlegungen für die Zugbelastung auf Querlastversuche (Abspannung $0,2 \text{ N/mm}^2$)	Mauerwerk, Abgespannter Stein (Einzelstein, abgespannte 3 Steine) von 2 Seiten	Experimentelle Untersuchungen
	Abstützungsart (Höhe der Bauteilabstützung vor Stein)	Abgespannter Einzelstein von 2 Seiten	FE-Berechnungen
	Einspanngrad	Abgespannter Einzelstein von 2 Seiten	FE-Berechnungen

Tabelle 4.2: Versuchsprogramm

Stein	Prüfkörper	Abstützung	Abspannungs- last [kN] / Richtung der Abspannungs- last	Anzahl Versuche / Serie	Belastungs- richtung
Unipor / Poroton T14 / Poroton T10 / Poroton T8 / Mz NF / KSL 2DF / HLZ 2DF	Mauerwerks- verband	Weite Ab- stützung (Dreibein- aufbau)	Keine Ab- spannung	5	Zuglast
Unipor / Poroton T14 / Poroton T10 / Poroton T8 / Mz NF / KSL 2DF ¹⁾	Einzelner Stein	Enge Ab- stützung	Keine Ab- spannung	5	Zuglast
Unipor / Poroton T14 / Poroton T10 / Poroton T8	Einzelner Stein	Weite Ab- stützung (Ring)	Keine Ab- spannung	5	Zuglast
Poroton T14	Einzelner Stein	Weite Ab- stützung (Ring)	Handfest / Steinhöhe und Steinbreite	5	Zuglast
Unipor / Poroton T14 / Poroton T10 / Poroton T8	Einzelner Stein	Weite Ab- stützung (Dreibein- aufbau)	Keine Ab- spannung	1	Zuglast
HLZ 2DF	Einzelner Stein	Weite Ab- stützung (Dreibein- aufbau)	5 kN / Stein- höhe	5+3*	Zuglast
Unipor* / Poroton T14 / Poroton T10 / Poroton T8 / Mz NF / KSL 2DF	Einzelner Stein	Weite Ab- stützung (Dreibein- aufbau)	10 kN / Stein- höhe	3	Zuglast
Unipor* / Poroton T14 / Poroton T10 / Poroton T8 / Mz NF / KSL 2DF	Einzelner Stein	Weite Ab- stützung (Dreibein- aufbau)	30 kN / Stein- höhe	3	Zuglast
Unipor* / Poroton T14 / Poroton T10 / Poroton T8 / Mz NF / KSL 2DF	Einzelner Stein	Weite Ab- stützung (Dreibein- aufbau)	50 kN / Stein- höhe	3	Zuglast
ZMK / HLZ 2DF	Mauerwerks- verband	-	Keine Ab- spannung	10	Querlast
HLZ 2DF	Einzelner Stein	-	5 kN / Stein- höhe	5+3*	Querlast
ZMK	Einzelner Stein	-	15 kN / Stein- höhe	5	Querlast
T8 (Num.)	Einzelner Stein	-	7,5 / 15 / 26 / 75 kN / Steinhöhe	FE	Querlast
T8 (Num.)	Einzelner Stein	33% /66% /83% /91% /100% vor Stein	15 kN / Stein- höhe	FE	Querlast
*3 gemauerte Steine (Lagerfuge) ¹⁾ 6 Versuche / Versuchsserie				Gesamtzahl der Versu- che: 209	

Zugversuche

Mit den Zugversuchen sollte geklärt werden, welche Abstützung und Abspannung der Einzelsteine vergleichbare Bedingungen wie ein Mauerwerksverband liefert. Die beiden Einflüsse wurden jeweils für die groß- und kleinformatischen Steine untersucht. Damit sollte überprüft werden, ob das Dübeltragverhalten für die unterschiedlichen Steingrößen realistisch abgebildet werden kann.

Für die Zugversuche mit unterschiedlichen Abspannniveaus wurde der Einzelstein sowohl von zwei als auch von allen vier Seiten abgespannt. Während die Steine nur handfest von allen vier Seiten angezogen waren, wurden für die Zugversuche mit zweiseitig abgespannten Einzelsteinen drei verschiedene Lastenhöhen (0 kN, 10 kN, 30 kN, 50 kN) gewählt. Allerdings ergibt sich für die zweiseitige Abspannung mit konstanter Belastung in kleinformatischen Steinen eine höhere Flächenpressung als für die großen Steinformate. Aus diesem Grunde wurde für den kleinformatischen Stein HLzB-12-0,9-2DF (DIN 105-100, DIN EN 771-1) eine niedrigere Pressung von $0,2 \text{ N/mm}^2$ (Abspannungslast von 5 kN) verwendet, da diese bei großen Steinformaten vergleichbare Ergebnisse mit den Versuchen im Mauerwerksverband lieferte.

Um den Einfluss der Abstützungsart bei einer Zugbelastung zu untersuchen, wurden die Versuche sowohl mit enger Abstützung als auch mit verschiedenen Lösungen der weiten Abstützung (Ring, Dreibeinaufbau) durchgeführt. Die verwendeten Einrichtungen für die Zugversuche sind in dem Kapitel 4.2.1.1 näher beschrieben.

Querlastversuche

Der Einfluss der verschiedenen Abspannniveaus und die Art der Abstützung wurden für die querbelasteten Anker mittels experimenteller und numerischer Untersuchungen ermittelt. Die experimentellen Untersuchungen zeigen, in wie weit eine für Zugversuche festgelegte Versuchsdurchführung bei definierter Vorspannung des Einzelsteins auf die Querlastversuche übertragbar ist. Die verwendeten Versuchsaufbauten für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Querlastversuche sind in dem Kapitel 4.2.2 näher beschrieben. Als Referenzversuche wurden Querlastversuche im „großen“ Mauerwerksverband durchgeführt und mit den Versuchen im Einzelstein verglichen. Für den kleinformatischen Stein HLzB-12-0,9-2DF (DIN 105-100, DIN EN 771-1) wurden die Untersuchungen nur im Einzelstein und in drei über die Lagerfuge gemauerten Steinen durchgeführt. Damit sollte bestätigt werden, ob die beiden Versuchsaufbauten ein vergleichbares Dübeltragverhalten liefern.

Um eine Aussage über den Einfluss der verschiedenen Abspannniveaus und Bauteilabstützung beim Querzugversuch zu ermöglichen, wurden numerische Untersuchungen vorgenommen. Die Abspannkraft der Steine wurde in vier Stufen (Abspannungslast zwischen 7,5 und 75 kN) variiert. Darüber hinaus wurde die Höhe der Bauteilabstützung auf der lastzugewandten Steinseite in fünf Stufen (33 bis 100 % der

Steinfläche abgestützt) untersucht. Beide Parameterstudien wurden numerisch durchgeführt. Der verwendete Modellierungsansatz ist in Kapitel 5 erläutert.

Mauersteine

Die Versuche wurden in insgesamt neun unterschiedlichen Steinsorten durchgeführt. Es wurden Kalksandlochsteine und Ziegelsteine (Voll- und Lochsteine) untersucht. Auf Grund der teilweise langen Herstellerbezeichnung der Steinsorten wird im Weiteren eine Kurzbezeichnung für jeden Stein verwendet. In Tabelle 4.3 ist ein Überblick der verwendeten Steinen sowie den untersuchten Randabstand c_1 gegeben.

Für die Zug- und Querlastversuche wurden Hochlochziegelsteine mit geringem Steganteil ausgewählt, um das erforderliche Steinversagen zu erzielen zu können. Anschließend wurden Versuche in Steinen mit kleinem Steinformat (NF und 2DF) durchgeführt. Die Versuche in den Steinen mit kleinem Steinformat dienten dazu, die Übertragbarkeit der getroffenen Festlegungen, die sich aus den Versuchen in größeren Steinen (>2DF) ergaben, zu überprüfen. Für die numerischen Untersuchungen unter Querkzugbelastung wurde der Stein Poroton-T8-30,0-P 6-0,6 10DF ausgewählt und die numerischen Berechnungen anhand der experimentellen Ergebnisse validiert. Diese Validierung wird in Kapitel 5.4 dargestellt.

Tabelle 4.3: Überblick der verwendeten Steinen und Installationsparameter

Steinart	Abkürzung	Siebhülse / Ankerstange [mm]	Randabstand c_1 [mm]
HLz 6-0,7-10DF (300) (DIN EN 711-1, Z-17.1-679/760)	Unipor	18·95 / M12 ¹⁾	107
HLz 8-0,7-10DF (240) (DIN EN 711-1, Z-17.1-651)	Poroton T14	18·95 / M12 ¹⁾	146
HLz 6-0,65-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-889)	Poroton T10	18·95 / M12 ¹⁾	116
T8-MW 6-0,65-10DF (DIN EN 771-1, Z-17.1-1041)	Poroton T8	18·95 / M12 ¹⁾	124
Mz 36-1,8-NF (DIN 105-100, EN 771-1)	Mz NF	- / M12·95 ¹⁾	57
KSL-20-1,4-2DF (DIN 106, DIN EN 771-2)	KSL 2DF	18·95 / M12 ¹⁾	57
HLzB-12-0,9-2DF (DIN 105-100, DIN EN 771-1)	HLZ 2DF	22·85 / M12 ¹⁾ 22·85 / M16 ²⁾	105
HLzB 12-0,85-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-739)	ZMK	22·175 / M16 ²⁾	110
T8-P 6-0,6-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-982) – ohne innere Querstege	T8 (Num.)	16·175 / - ²⁾	70
¹⁾ Zugversuch ²⁾ Querlastversuch			

Die Übersicht der Außen- und Innengeometrie der Steine ist in Anhang dieser Arbeit dargestellt. Einige Hochlochziegelsteine wurden mit integrierter Dämmung hergestellt und weisen daher größere Lochkammer als die restlichen Steine auf.

Die Materialkennwerte der in diesem Kapitel für den Einfluss der Abspannung untersuchten Steine wurden nicht ermittelt, da die Versuche (im Einzelstein und Mauerwerksverband) der einzelnen Steine direkt miteinander verglichen werden. Es wurde jedoch darauf geachtet, dass die Steine jeweils aus gleicher Herstellungsladung stammen.

Injektionssysteme

Als Befestigungssystem wurden die Injektionssystemen A und D (siehe Bild 3.2) verwendet, die im Kapitel 3 genauer beschrieben sind. Allerdings wurde für die Versuche in einer Steinart stets dasselbe Injektionssystem eingesetzt.

Die Setzposition des Dübels ist in Bezug auf die Steinlänge mit dem Randabstand c_1 definiert. In Bezug auf die Steinhöhe wurden die Dübel immer mittig installiert. Bei den Steinen KSL-20-1,4-2DF (DIN 106, DIN EN 771-2) und Mz 36-1,8-NF (DIN 105-100, EN 771-1) wurde jeweils die Steinseite mit der Länge $L = 115$ mm für die Dübelmontage ausgewählt. Die Anker wurden in horizontaler Richtung gesetzt, was der tatsächlichen praktischen Anwendung entspricht.

4.2 Versuchsdurchführung

4.2.1.1 Durchführung der Zugversuche

4.2.1.2 Versuche im Mauerwerksverband

Die verwendete Versuchseinrichtung ist in Bild 4.1 und Bild 4.2 dargestellt. Die Ausziehvorrückung wurde an einem Stativ fest eingeschräubt, wobei die gewünschte Stativhöhe eingestellt werden konnte. Für die Versuche wurde der Dübel nach der Montage über eine Muffenverbindung an die Ausziehvorrückung angeschlossen. Die Last und die Dübelverschiebung wurden kontinuierlich gemessen und aufgezeichnet.

Für die Versuche im Mauerwerksverband wurde die weite Abstützung (Dreibeinaufbau) mit der Abstützweite von 220 mm verwendet. Bei den größeren Steinen (10DF) wurde der Abstützrahmen auf dem jeweils geprüften Stein abgestützt. Bei den kleineren Steinen (NF, 2DF) stützen sich die Beine des Rahmens außerhalb des geprüften Steins ab.

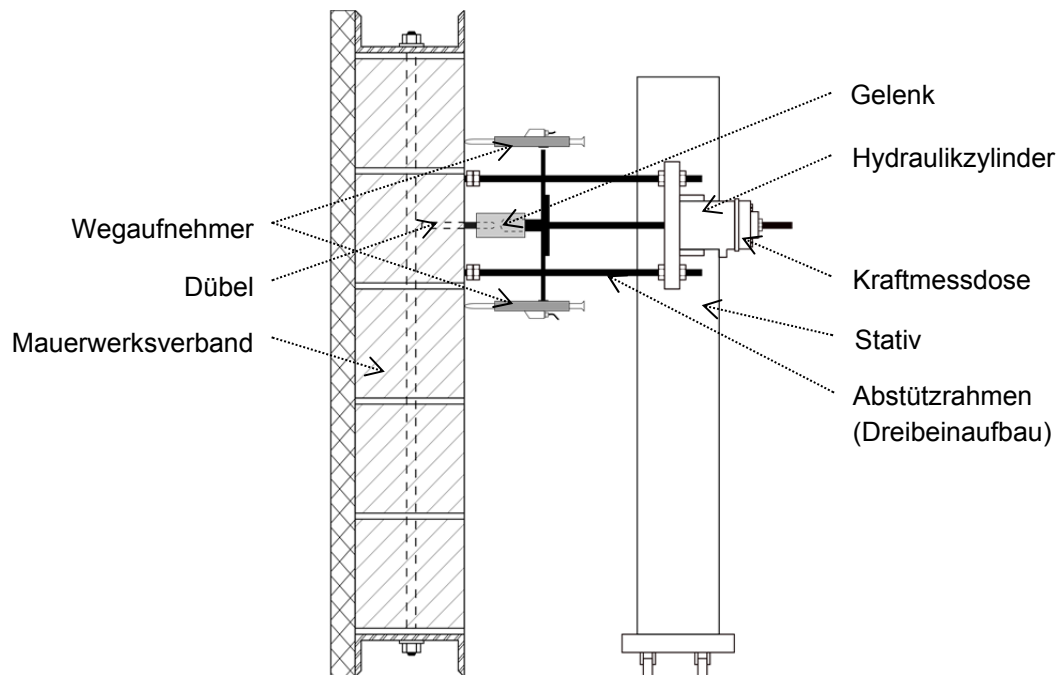
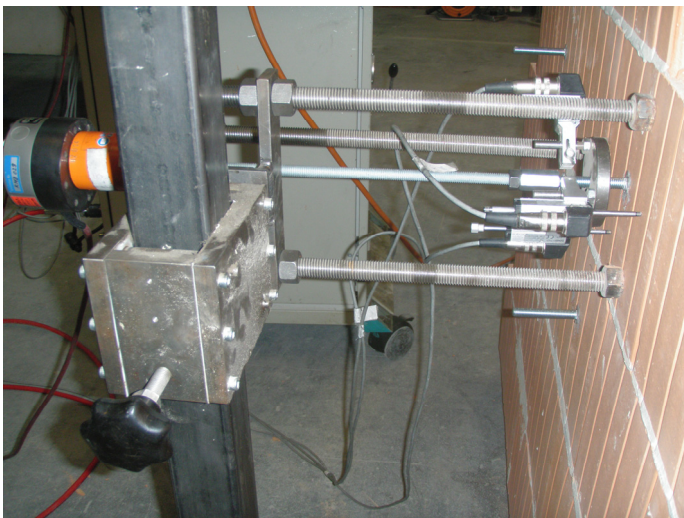


Bild 4.1: Versuchseinrichtung des Zugversuchs im Mauerwerksverband, schematische Darstellung



a) Mauerwerksverband mit großformatigen Steinen



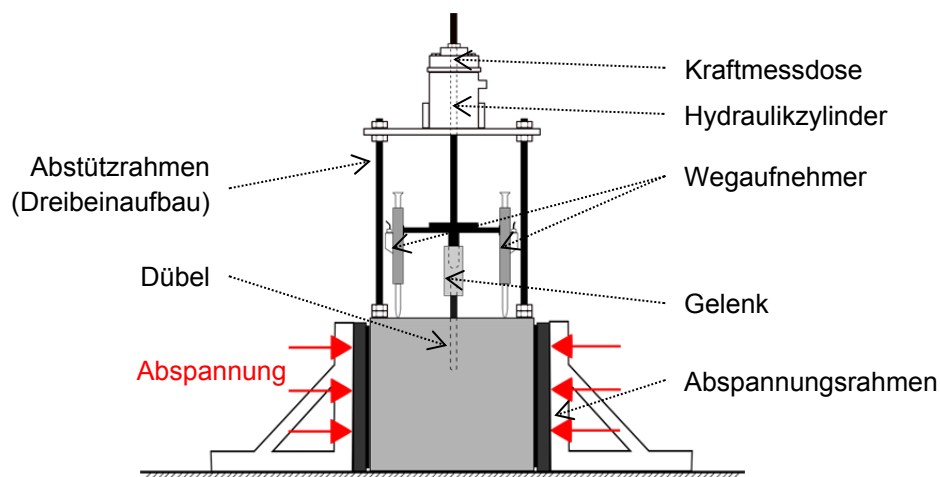
b) Mauerwerksverband mit kleinformatigen Steinen

Bild 4.2: Versuchseinrichtung für die Zugversuche im Mauerwerksverband

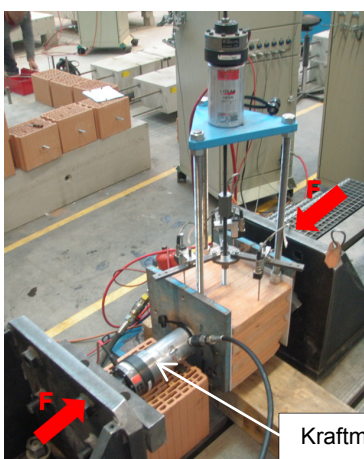
4.2.1.3 Versuche im virtuellen Verband (zwei Seiten des Steines abgespannt)

Bei diesen Versuchen wurden einzelne Steine auf der Seite der Lagerfuge mit einer Abspannkraft von 5 kN, 10 kN, 30 kN bzw. 50 kN vorbelastet. Der Referenzversuch wird ohne Abspannkraft (0 kN) durchgeführt. Die Versuchseinrichtung (Bild 4.3, b)) wurde so gewählt, dass die Abstützung mit den Versuchen im Mauerwerk (Dreibebenaufbau) vergleichbar ist. Der Dreibebenaufbau diente als weite Abstützung bei den Versuchen in großformatigen Hochlochziegeln. Bei den kleinen Steinen (NF und 2DF) wurde dieser auf dem vorhandenen Abspannrahmen abgestützt.

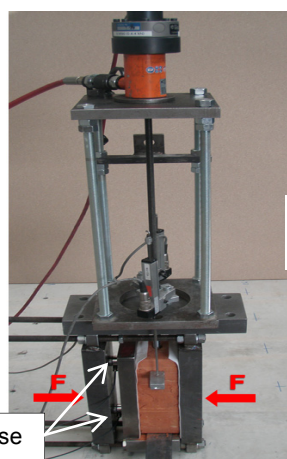
Um die Abspannkraft gleichmäßig auf den Stein zu verteilen, wurden größere Steine mit einem Hydraulikzylinder mittig über die Plattenfläche auf die gewünschte Abspannungslast belastet (Bild 4.3, a)). Die Höhe der Abspannungslast und ihre Änderung während des Versuchs wurden mit Kraftmessdosen kontrolliert.



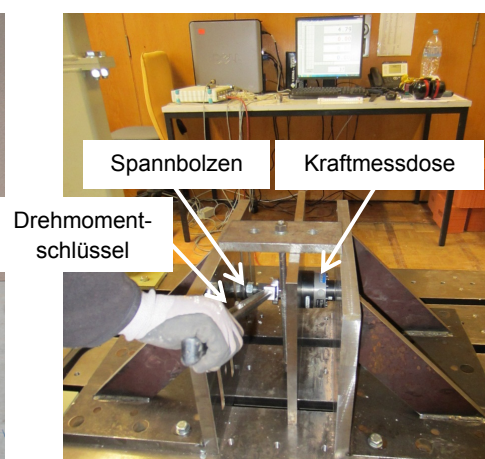
a) Schematische Darstellung



b) Großformatige Steine



c) Kleine Steine
(NF und 2DF)



d) Stein HLzB-12-0,9-2DF

Bild 4.3: Versuchseinrichtung des Zugversuchs im virtuellen Verband (Einfluss der Abspannung)

Bei den kleinen Steinen (NF und 2DF) wurde der Stein in einem Metallrahmen (Bild 4.3, c)) eingespannt, wobei eine (mittlere) Platte zur Abspannung mit dem Rahmen nicht fest verbunden war. Die Abspannungslast wurde auf die mittlere Platte durch zwei Kraftmessdosen aufgebracht. Dabei wurde das Abspannungsniveau kontinuierlich gemessen. Weiterhin wurde der vergleichbare Versuchsaufbau für den kleinformatigen Stein HLzB-12-0,9-2DF (DIN 105-100, DIN EN 771-1) verwendet. Dabei wurde die Abspannung mittels eines Spannbolzens über die lose Platte mittig aufgebracht. Vor den Versuchen wurde in dem Metallrahmen (Bild 4.3, d)) das benötigte Eindrehmoment (gemessen mit Drehmomentschlüssel) auf den Spannbolzen für die gewünschte Abspannungslast (gemessen mit einer Kraftmessdose) festgelegt.

Bei den Ziegelplansteinen HLz 6-0,7-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-679/760) (siehe Bild 4.4) und HLzB-12-0,9-2DF (DIN 105-100, DIN EN 771-1) wurden auf beiden Seiten des geprüften Steins weitere Steine miteingespannt. Diese drei Steine HLz 6-0,7-10DF (300) (virtueller Verband) wurden einen Tag vor dem Versuch mit Dünnbettmörtel aufeinander gemauert. Für die Blocksteine HLzB-12-0,9-2DF wurde ein Normalmörtel der Gruppe MG II (nach DIN V 18580) verwendet und vor dem Versuch 28 Tage gelagert, bis die Mörtelfuge ausgehärtet war. In diesen Steinarten wurden zum Vergleich auch Versuche im Einzelstein durchgeführt.

Um zu prüfen ob der Stein während des Zugversuchs herausgezogen wird, wurde eine Kontrollmarkierung an der Metallplatte in Höhe der Steinoberfläche angebracht.



Bild 4.4: Versuchseinrichtung des Zugversuchs im virtuellen Verband (mehrere Abspannungskräfte) - bei Hochlochziegel HLz 6-0,7-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-679/760)

4.2.1.4 Versuche im virtuellen Verband (alle vier Seiten abgespannt)

Die Versuche im virtuellen Verband wurden unter Verwendung der Steine HLz 8-0,7-10DF (240) (DIN EN 711-1, Z-17.1-651) durchgeführt. Der Stein wurde mit Schraubzwingen von vier Seiten handfest angezogen. Dabei wurden drei Steine zusammengespannt, bei denen nur im mittleren Stein die Tragfähigkeit des Dübels geprüft wurde. Die Steine wurden mit Nut und Feder verbunden.

Der Ring mit dem Innendurchmesser von 240 mm diente als weite Abstützung.

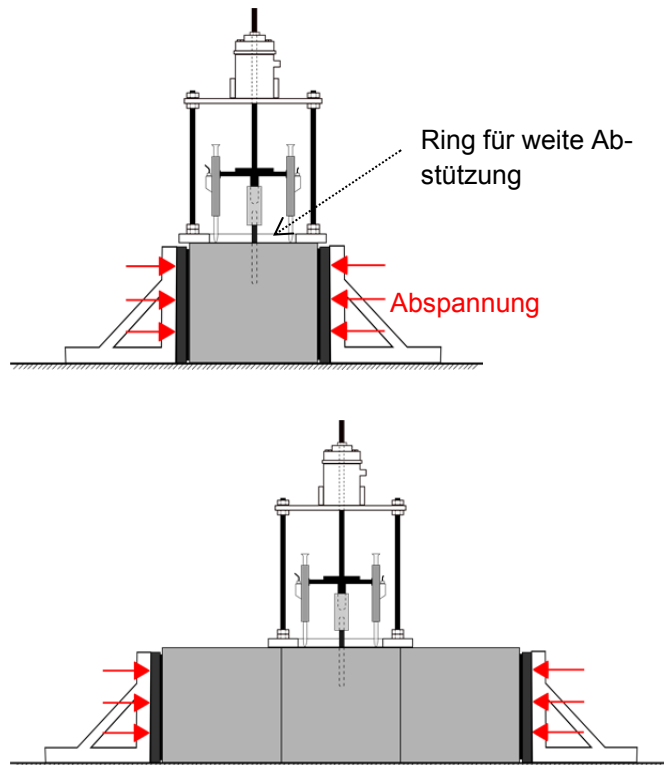
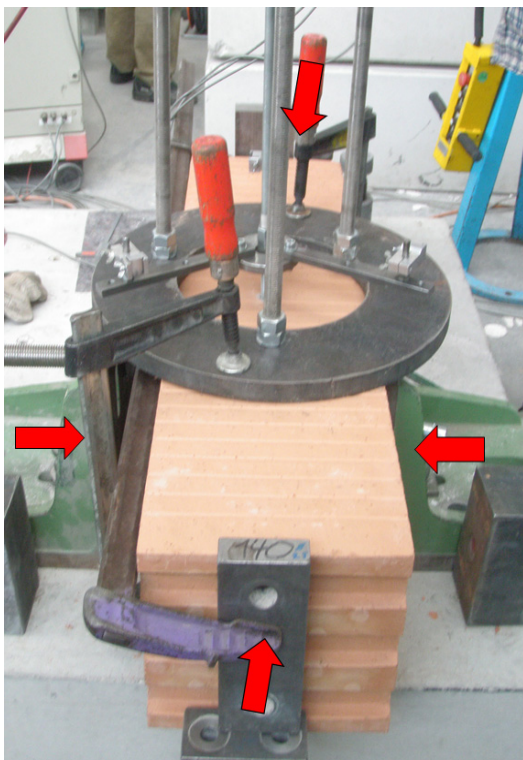


Bild 4.5: Versuchseinrichtung des Zugversuchs im virtuellen Verband (alle vier Seiten abgespannt)

4.2.1.5 Versuche mit weiter Abstützung im Einzelstein (ohne Abstimmung)

Die Versuche wurden mit einem Ring (Innendurchmesser 240 mm) durchgeführt, der als weite Abstützung diente. Der Dübel wurde in einzelnen, nicht abgespannten Steinen geprüft. Die Versuche konnten in Steinen mit Format NF und 2DF aufgrund der kleinen Steingröße nicht durchgeführt werden.

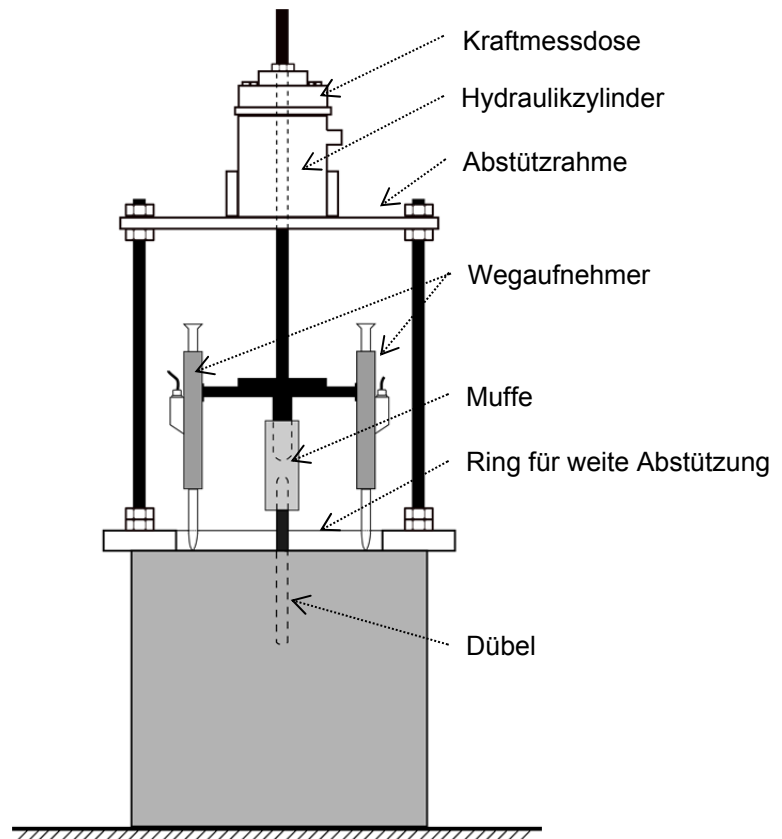


Bild 4.6: Versuchseinrichtung des Zugversuchs mit weiter Abstützung (Ring) im Einzelstein

4.2.1.6 Versuche mit enger Abstützung im Einzelstein (ohne Abspannung)

Die Versuche wurden mit enger Abstützung durchgeführt, bei denen der Durchmesser des Durchgangslochs 50 mm für Lochstein und 24 mm für Vollstein betrug. Da die Injektionsdübel in Lochsteinen mit Siebhülse gesetzt wurden, musste das Durchgangsloch der Abstützplatte auf $2 \cdot d_0$ vergrößert werden, um ein Aufsitzen der Platte auf dem Kragen der Siebhülse zu verhindern. Der Dübel wurde in einzelnen nicht abgespannten Steinen geprüft.

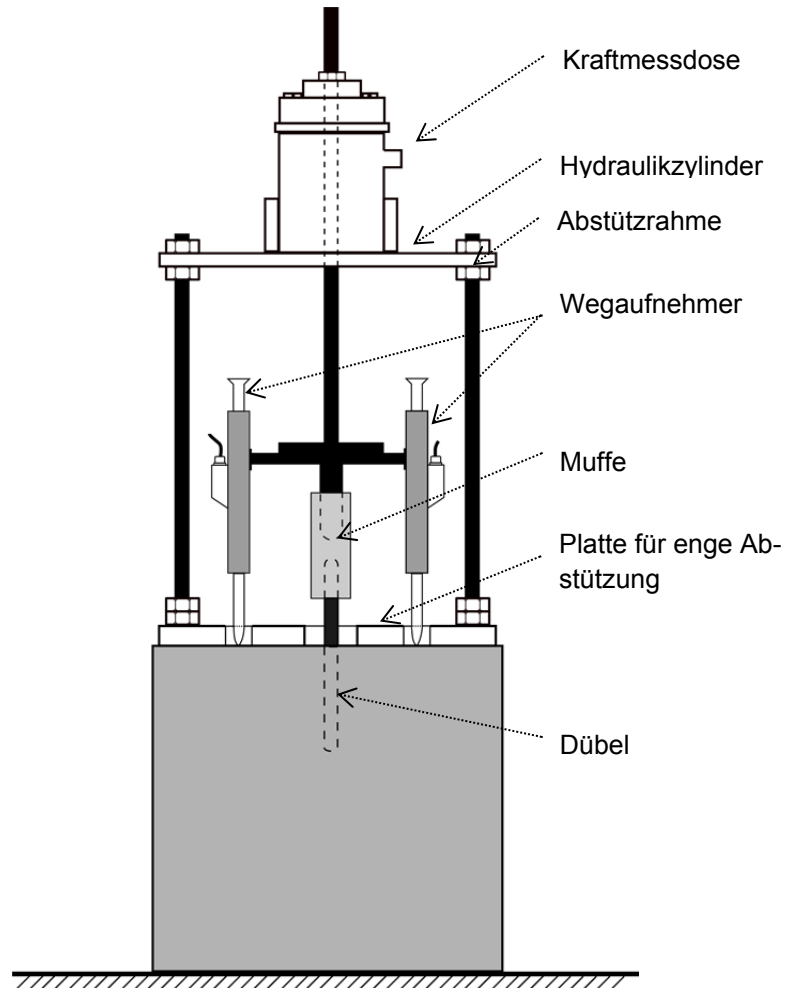
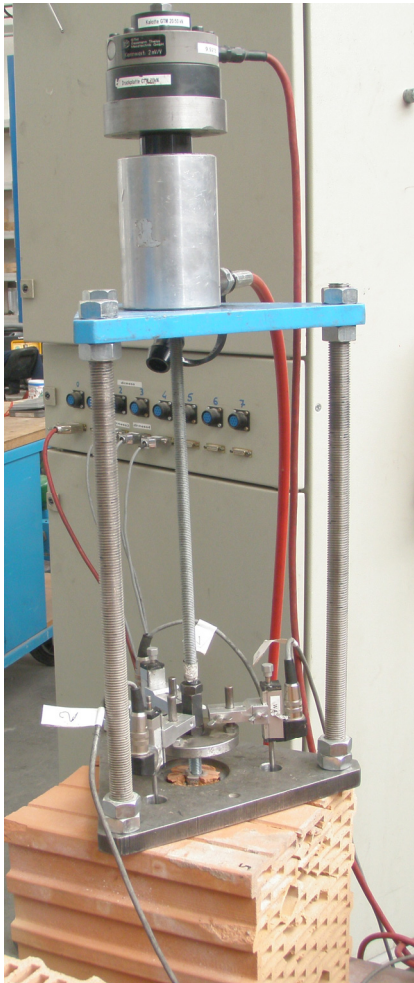


Bild 4.7: Versuchseinrichtung des Zugversuchs mit enger Abstützung im Einzelstein

4.2.2 Durchführung der Querkzugversuche

4.2.2.1 Versuche im Mauerwerksverband

Nach dem Aushärtetvorgang wurde die geschalte Mauerwerksscheibe auf dem Spannboden abgelegt und auf der lastabgewandten Seite abgespannt. Die Last wurde mit Hilfe einer Belastungseinrichtung für Querlastversuche aufgebracht, siehe Bild 4.8. Die Dübel wurden in Richtung der Stoßfuge belastet. Der Mauerwerksverband wurde mittels eines Abstützblocks aus Stahl gegen die Belastungseinrichtung abgestützt, um die Verschiebung der Mauersteine bei einer Dübelquerbelastung zu verhindern.

Die Versuchseinrichtung für die Querlastversuche ist in Bild 4.8 dargestellt. Die Ankerstange wurde mit der Zuglasche verbunden. Die Querkzugversuche wurden mit einer handfest gezogenen Mutter am Anker durchgeführt, um einen möglichen positiven Einfluss einer Vorspannkraft in Dübel auszuschließen zu können. Für jede Ankergröße wurden die normgerechten Einlegbuchsen (nach ETAG 029) mit vorgegebenen Durchmesser und Anbauteilhöhe verwendet (Bild 4.9).

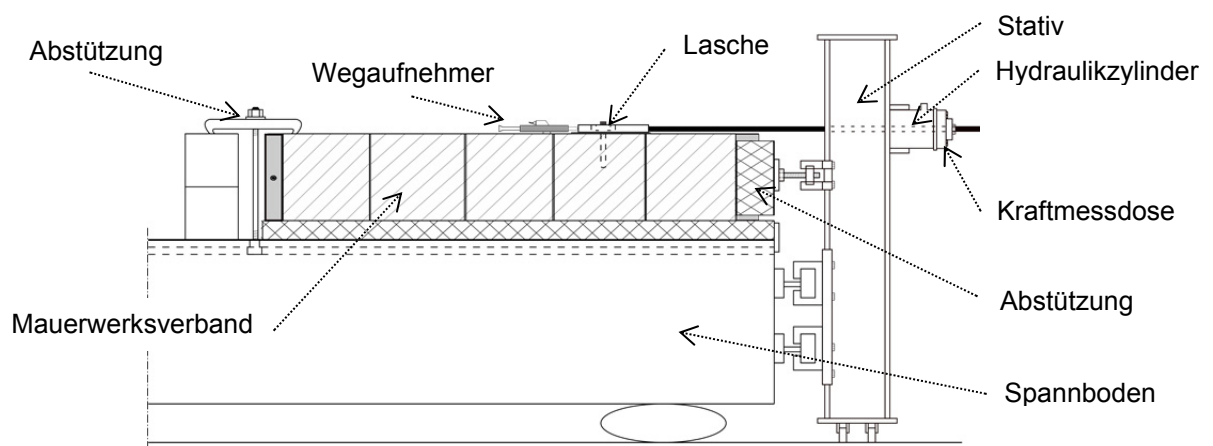


Bild 4.8: Versuchseinrichtung für die Querlastversuche im Mauerwerksverband

Zur Minimierung der Reibung zwischen Zuglasche und Untergrund wurde eine Gleitfläche aus PTFE (Teflon) eingelegt. In die Zuglasche wurde eine Gewindestange eingeschraubt, die über einem Hydraulikzylinder horizontal gezogen wurde. Hinter dem Hydraulikzylinder wurde eine Kraftmessdose eingebaut, um die Quersugbelastung zu messen.

Die Ausziehvorrichtung wurde an einem Stativ fest eingeschraubt und die gewünschte Höhe konnte eingestellt werden.

Die Dübelverschiebung wurde mit einem Wegaufnehmer gemessen, der an die Oberfläche des Untergrundes geklebt wurde. Hierbei wurde der Wegaufnehmer gegen die Belastungsglasche in der Belastungsrichtung ausgerichtet.

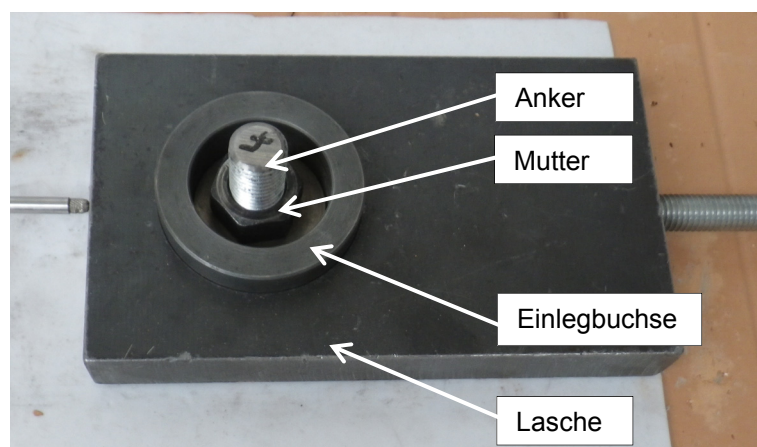


Bild 4.9: Belastungsglasche mit Einlegbuchse

4.2.2.2 Versuche im Einzelstein

Bei den Querlastversuchen im Einzelstein wurde der Stein, wie bei den Zugversuchen, auf der oberen und unteren Seite eingespannt. Nach dem Abspannen des Steines wurde der Dübel dann mit der Ausziehvorrichtung (Bild 4.10) verbunden.

Um die Querlast einzuleiten wurde eine Belastungsglasche benutzt, die mit der Ankerstange befestigt wurde (siehe Bild 4.9). Unter der Belastungsglasche wurde eine 1 mm dicke PTFE Platte (Teflon) gelegt um die Reibungskräfte zu verringern. Mit einer Mutter wurde das Anbauteil befestigt. Die Belastungsglasche wurde mittels einer Gewindestange mit dem Hydraulikzylinder und der Kraftmessdose verbunden. Der Hydraulikzylinder befand sich in einem Stahlstativ, das mit dem Spannboden befestigt war. Der Wegaufnehmer zur Messung der Dübelverschiebung wurde auf die Belastungsglasche geklebt und an einem, gegen auf die Steinoberfläche geklebten, Winkel ausgerichtet.

Der Stein wurde auf der vorderen Seite mit einem quadratischen Stahlteil gegen das Stahlstativ abgestützt, wobei ein Ausbruch in Randrichtung durch die Abstützung er-

möglichst wurde. Auf der lastabgewandten Seite wurde der Stein mittels einer biegefesten Stahlleiste abgespannt, um eventuelles Drehen des Steines zu verhindern.

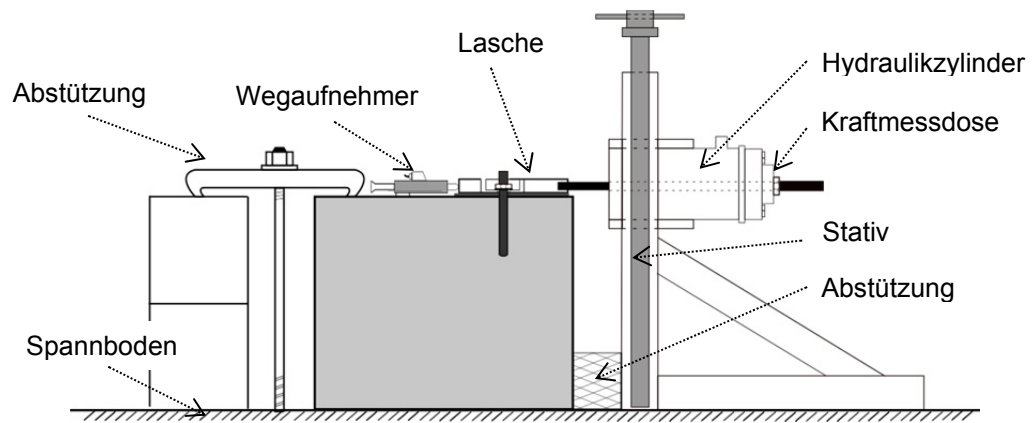
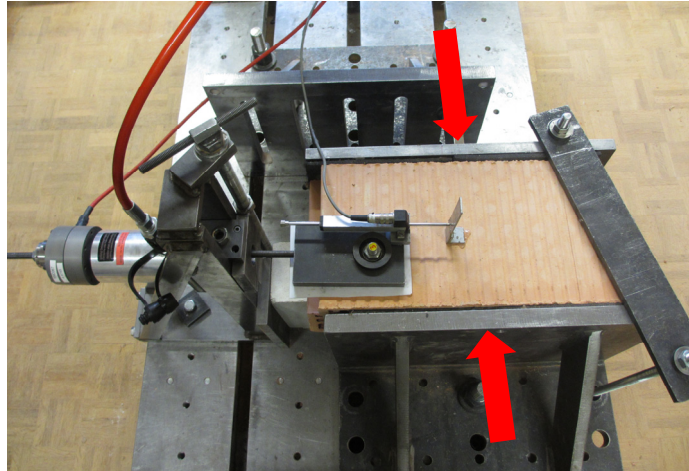


Bild 4.10: Versuchseinrichtung für die Querlastversuche im einzelnen Stein

4.3 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

4.3.1 Einfluss der Abstützungsart und Abspannungslast auf Dübeltragverhalten unter Zugbelastung

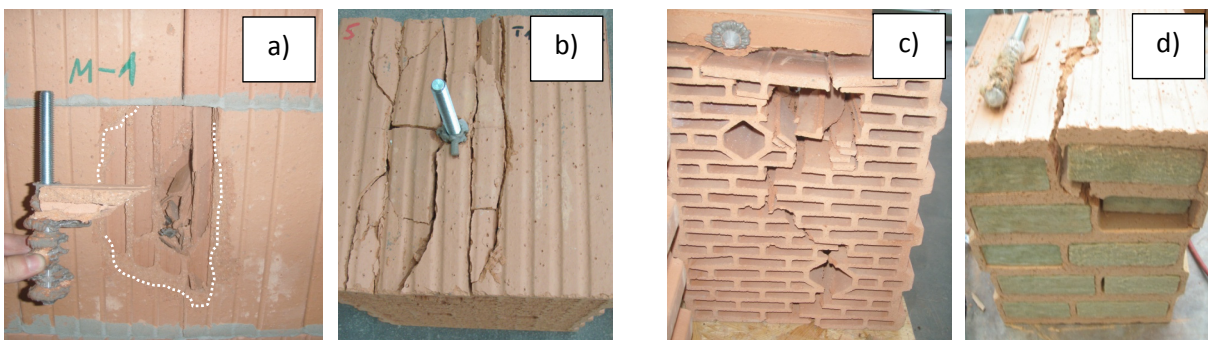
Der Einfluss der Abstützungsart und Abspannungslast des einzelnen Steines wurden an Hochlochziegeln, Vollziegeln und Kalksandlochsteinen untersucht. Es wurden Hochlochziegel mit geringem Steganteil und niedriger Festigkeit für die Versuche ausgewählt, um das gewünschte Steinversagen zu gewährleisten. Dabei wurden sowohl eine enge Abstützung als auch eine weite Abstützung (Ring und Dreibeinaufbau) untersucht. Die Abspannungslast wurde zwischen 0 kN und 50 kN variiert. Um den Einfluss des Steinformates zu bestimmen, wurden zusätzlich Versuche in Steinen mit kleinem Steinformat (NF und 2DF) durchgeführt.

4.3.1.1 Versagensarten und typische Last-Verschiebungskurven

Großformatige Steine

Bild 4.11 zeigt typische Versagensarten des Injektionsdübels im großen Stein (10 DF) unter Zugbelastung. Es ist bekannt, dass ein Injektionsdübel im Mauerwerk in der Regel durch Steinausbruch versagt. Das wurde durch die Versuche im Mauerwerksverband im Rahmen dieses Kapitels ebenfalls bestätigt.

Wenn der Stein nicht abgespannt ist, versagt dieser durch Spalten. Dabei wird der Stein in zwei Hälften gespalten. Im Stein Poroton T8 ist der Spaltriss zur Steinseite verlaufen, was auf die deutlich größeren Kammern zurückzuführen ist. Dadurch wurde ein Teil des Steines beim Ausziehen des Dübels zur Seite geschoben. Ein Steinausbruch im einzelnen Stein ist nur durch eine Abspannung des Steines oder im Mauerwerksverband zu realisieren.



Versagensbild im a) Mauerwerksverband und b) abgespannten Stein

c), d) Versagensbild im nicht abgespannten Stein

Bild 4.11: Typische Versagensbilder im Mauerwerksverband und einzelnen Stein bei Zugversuchen (großformatige Steine)

Die typischen Last-Verschiebungskurven eines Injektionsdübels unter Zugbelastung sind in Bild 4.12 dargestellt. Alle Last-Verschiebungskurven beziehen sich auf die Zugversuche in Steinart Poroton T14. Die Verschiebungen beim Versagen betragen zwischen 0,1 und 0,5 mm. Die Steifigkeit des Dübels wird kurz vor Erreichen der Höchstlast deutlich geringer. Nach dem Versagen fällt die Last dann schnell ab.

Grundsätzlich sind die Versagenslasten bei enger Abstützung etwas höher als bei weiter Abstützung. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei enger Abstützung die Stützkräfte im Bereich rund um den Dübel in den Stein eingeleitet werden. Dadurch wird die Bildung eines Steinausbruchs verhindert. In einem nicht abgespannten Stein tritt das Versagen bei einer niedrigeren Last als im Mauerwerksverband, da vorzeitig Spalten auftritt. Die Versuche in den abgespannten Steinen hingegen zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen im Mauerwerksverband, sowohl bezüglich der Versagensart als auch hinsichtlich des Last-Verschiebungsverhaltens.

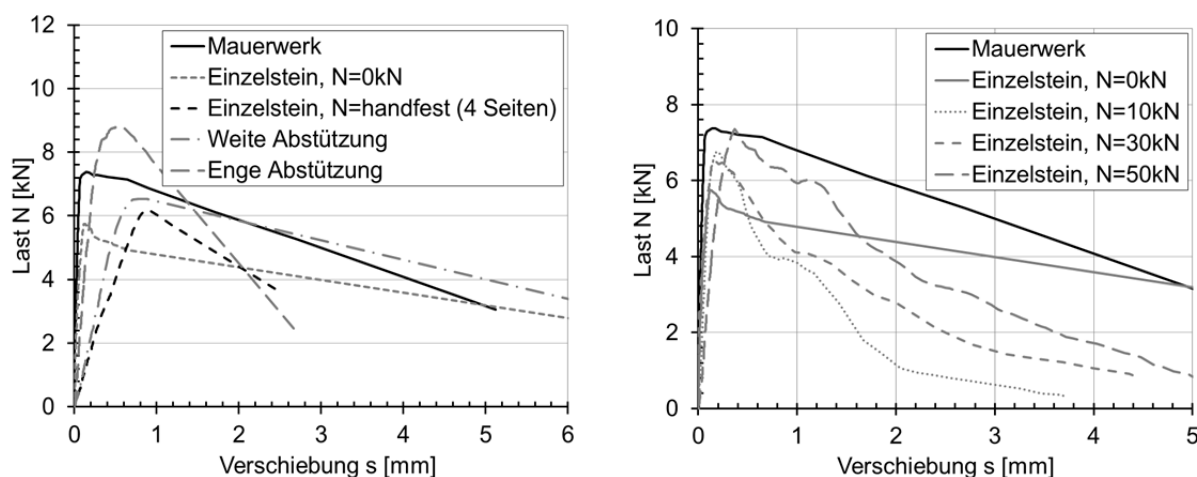


Bild 4.12: Typische Last-Verschiebungskurven im Mauerwerksverband und einzelnen Stein bei Zugversuchen (großformatige Steine)

Kleinformatige Steine – Mz NF

Bei kleinformatigem Mauerziegel Mz NF wurde immer Steinspalten über kürzere Steinseite als Versagen beobachtet, siehe Bild 4.13. Alle Last-Verschiebungskurven weisen nahezu die gleiche Steifigkeit auf, die sich kurz vor dem Erreichen der Höchstlast ändert. Bei Höchstlast treten die Spaltrisse entlang des Bohrlochs um den Dübel herum auf und im Nachbruch kommt es zum Herausziehen des Dübels (inklusive Mörtel) aus dem Bohrloch. Bei Versuchen mit enger Abstützung im nicht-abgespannten Einzelstein wurde eine höhere Last als im Mauerwerkverband und in dem abgespannten Stein erreicht. Nach der maximalen Last nehmen die Ausziehlasten mit enger Abstützung schneller als bei den Versuchen im Mauerwerksverband und im abgespannten Stein ab. Die Spaltrisse entstehen leichter in einem nicht-abgespannten Stein und die Ankerstange wird schneller aus dem gespalteten Bohrloch gezogen.

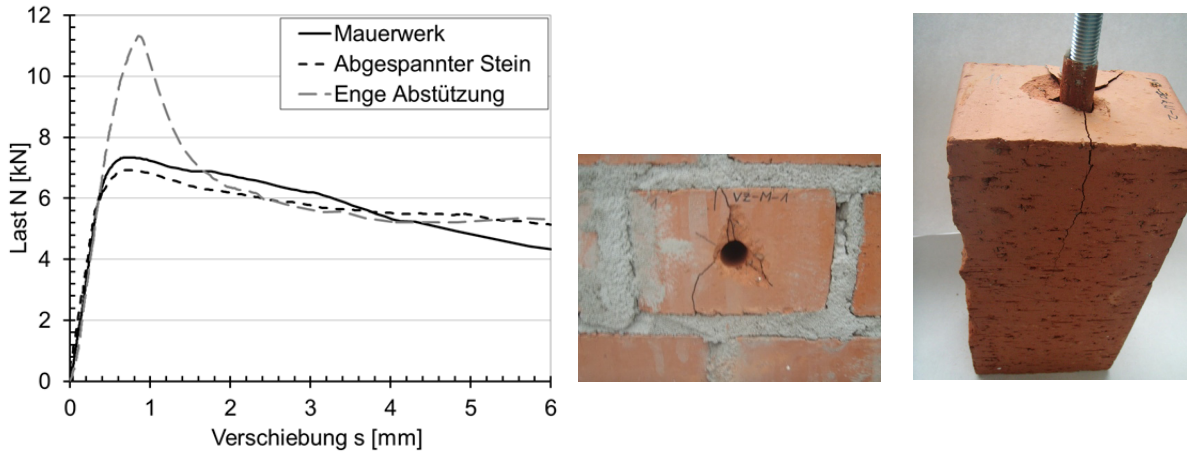


Bild 4.13: Typische Last-Verschiebungskurven und Versagensbilder im Mauerwerksverband und im einzelnen (abgespannten und nicht-abgespannten) Stein bei Zugversuchen (Mz NF)

Kleinformatige Steine - HLZ 2DF

Im kleinformatigen Hochlochziegel HLZ 2DF wurden die Versuche im Mauerwerksverband und abgespannten Stein durchgeführt. Die Versuche im abgespannten Stein wurden im einzelnen Stein und in einem Verband von 3 Steinen durchgeführt, um die Unterschiede zwischen diesen beiden Versuchsaufbauten zu untersuchen. Dazu wurden diese Steine jeweils mit gleicher Pressung abgespannt, um direkt verglichen werden zu können. Das Verhalten des Dübels in diesen beiden Fällen weist ein sehr ähnliches Verhalten auf, das Versagen erfolgt jeweils durch Steinausbruch (Bild 4.14) und erreicht eine nahezu identische Höchstlast (Bild 4.15). Das erste Lastmaximum im Mauerwerk ist vergleichbar mit den Lasten im abgespannten Stein und bis zu diesem Lastniveau haben alle Versuche ein nahezu identisches Last-Verschiebungsverhalten. Im Anschluss zeigen die Versuche im abgespannten Stein einen schnellen Lastabfall (Bildung eines Steinausbruchs). Dahingegen nimmt die Last im Mauerwerksverband nach kurzem Lastabfall wieder zu und es kommt zur Weiterleitung der Last. Der Grund dafür ist die Verzahnung des Mauermörtels mit der Steinkammer entlang Lagerfuge des Mauerwerksverbands. Dies bestätigt auch die visuelle Untersuchung von Lagerfugen. Wie in Bild 4.14 zu sehen ist, wurde der Mauermörtel an der Stelle des Steinausbruchs abgeschert. Für die weiterführende Auswertung der Versuche im Mauerwerksverband wurde das 1. Lastmaximum betrachtet, da dies auch nach ETAG 029 als maßgebend angenommen werden muss.

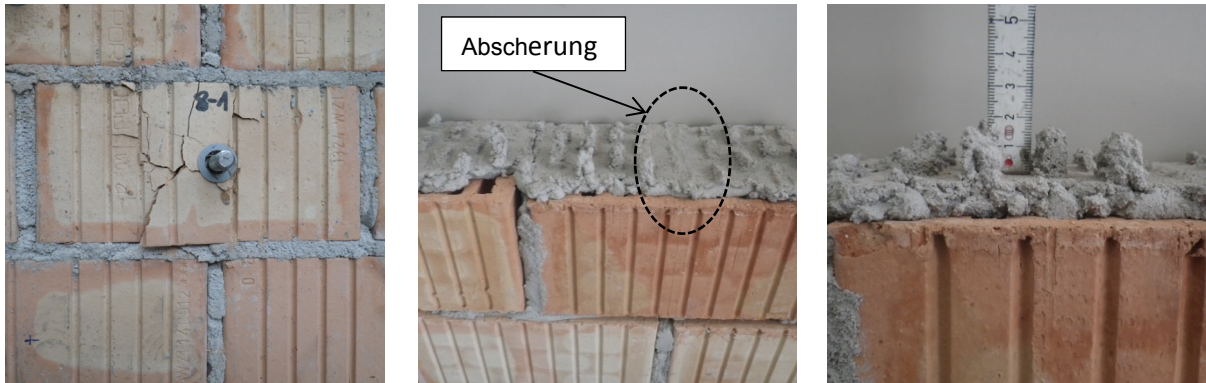


Bild 4.14: Typisches Versagensbild im HLZ 2DF und Verzahnung des Mauermörtels entlang Lagerfuge im Mauerwerksverband

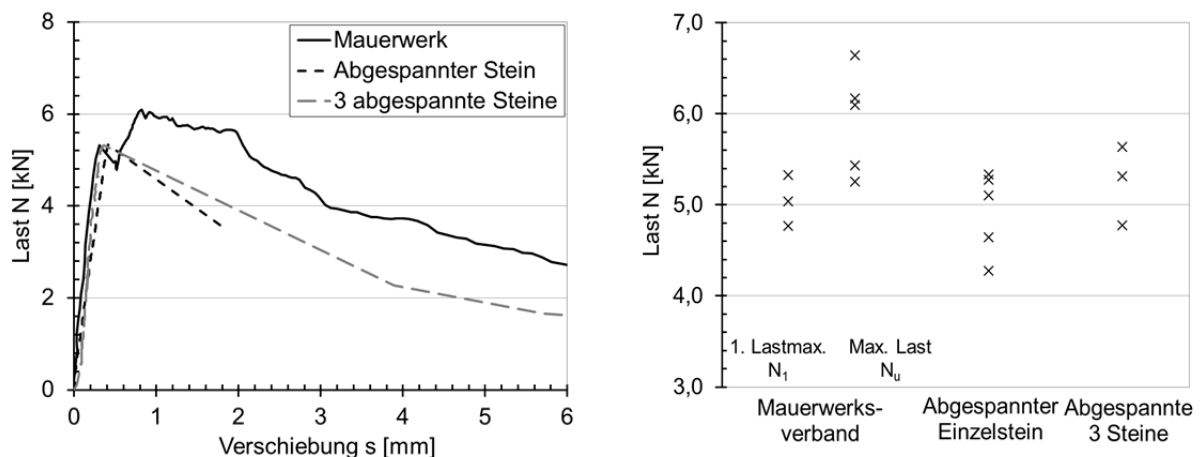


Bild 4.15: Typische Last-Verschiebungskurven bzw. Übersicht Lasten im Mauerwerksverband und einzelnen abgespannten Stein bei Zugversuchen (HLZ 2DF)

Kleinformatige Steine - KSL 2DF

Als Versagen tritt beim kleinformatigen Stein KSL 2DF in den Versuchen im Mauerwerksverband und in den Versuchen im abgespannten Einzelstein ein Steinausbruch auf. In Bild 4.16 sind die typischen Last-Verschiebungskurven und die Versagensbilder dargestellt. Aufgrund einer höheren Steifigkeit (Nennfestigkeit von 20 N/mm^2) und dickeren Stege als im HLZ 2DF hatte eine Verzahnung des Mauermörtels mit der Kammer in KSL 2DF kaum einen Einfluss auf die Last. In den Versuchen mit enger Abstützung wurde der Dübel aus dem Stein herausgezogen. Dabei wird ein Abscheren des Mörtelpfropfens durch mehrere Lastmaxima gekennzeichnet, wie es im Bild 4.16 zu erkennen ist. Nach dem Bohren im einzelnen Stein konnten die seitlichen Öffnungen in Steinkammer entlang des Bohrlochs (Bild 4.17) erkannt werden wodurch das oben beschriebene Verhalten erklärt werden kann. Je nach Größe der Öffnung konnten sich die Mörtelpfropfen bei Installation auf diesen Stellen (entspricht Haftungsfläche zwischen Siebhülse und Mörtelpfropfen) bilden. Bei den Versuchen mit enger Abstützung wurde beobachtet, dass die Mörtelpfropfen mit einer Haftungsfläche größer als 15 mm entlang der Siebhülse zu höheren Ausziehlasten führen. Für die Auswertung der Versuche mit enger Abstützung wurde das erste Lastmaximum

herangezogen. Dies führt tendenziell zu einer höheren Streuung (27 %) der Last bei erstem Lastmaximum. Die mittlere Verschiebung beim ersten Lastmaximum für enge Abstützung beträgt 0,9 mm.

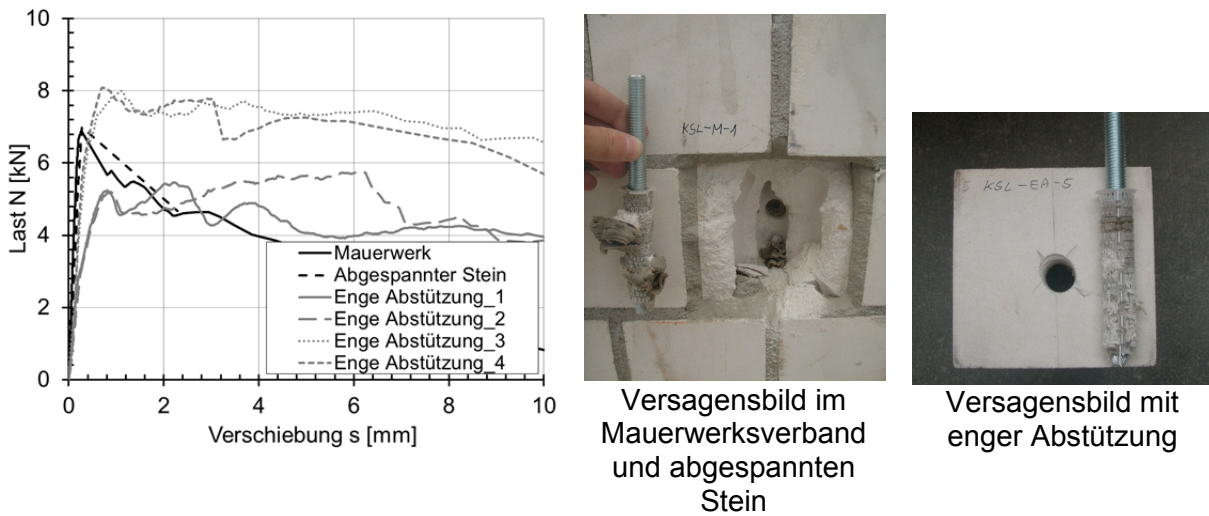


Bild 4.16: Typische Last-Verschiebungskurven und Versagensbilder bei Zugversuchen (KSL 2DF)

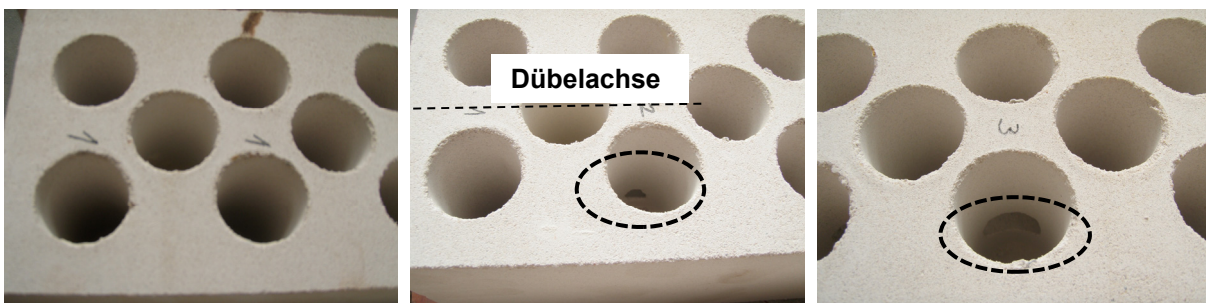
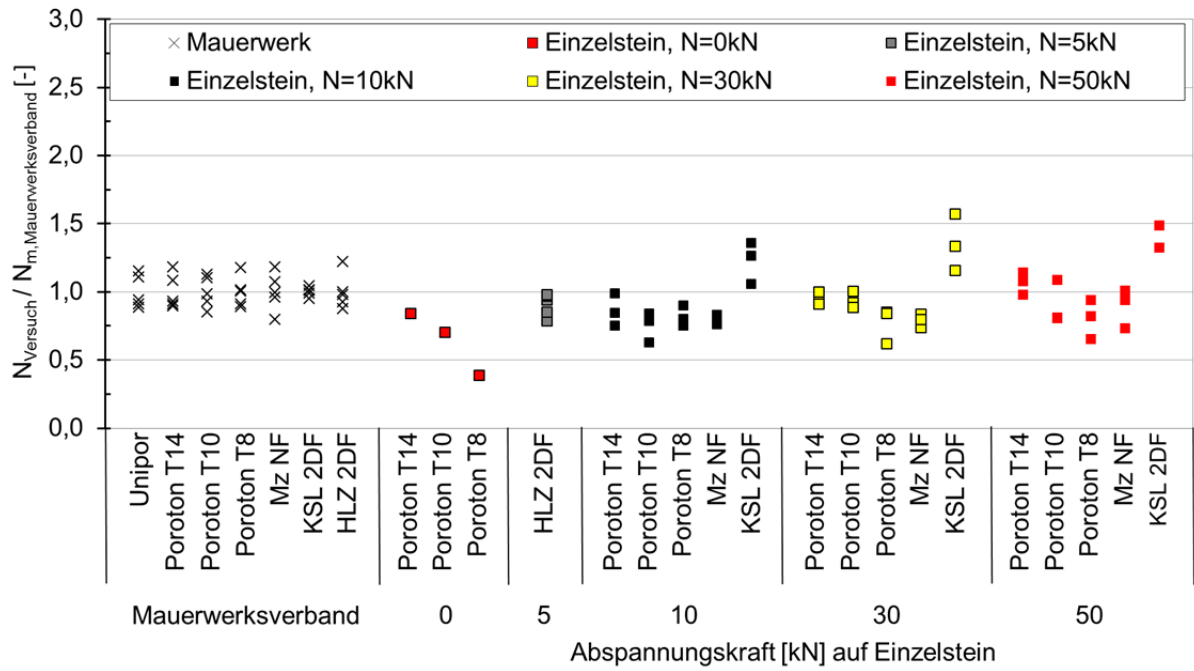


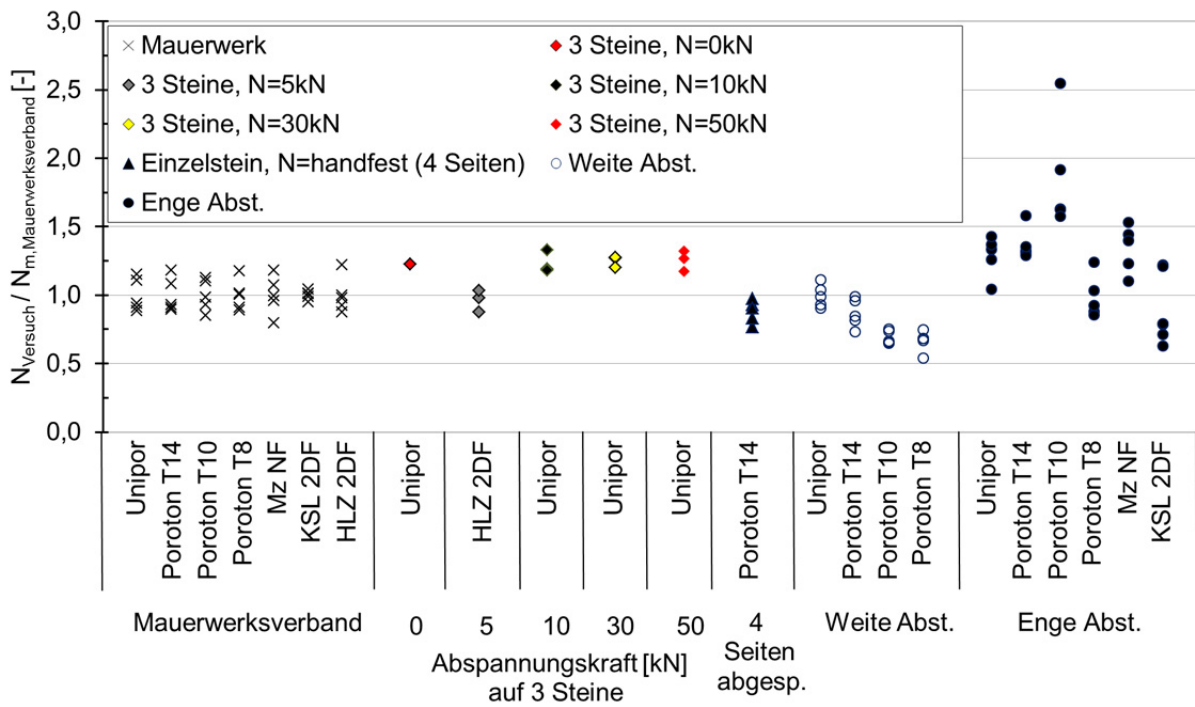
Bild 4.17: Seitliche Öffnungen in Steinkammer entlang Bohrloch (KSL 2DF)

4.3.1.2 Versagenslasten

Die Versuche im Mauerwerksverband dienen als Referenzversuche und alle Ergebnisse in Einzelsteinen sowie im virtuellen Mauerwerksverband werden in den folgenden Diagrammen (Bild 4.18) auf die mittlere Last im Mauerwerksverband bezogen. Hierbei werden die Lasten für den jeweiligen Stein getrennt betrachtet.



a)



b)

Bild 4.18: Einfluss der Abstützungsart und Abspannungslast auf die Tragfähigkeit von Injektionsdübel bei Zugversuchen

Die Versuche zum Einfluss der Abstützungsart wurden mit denjenigen Aufbauten durchgeführt, die für die Zugversuche üblich sind (enge und weite Abstützung). Während die Einzelsteine in den Versuchen mit weiter und enger Abstützung nicht abgespannt waren, wurden die Steine bei den Versuchen zum Einfluss der Abspannungslast auf fünf verschiedenen Niveaus vorgespannt. Für die Auszugsversuche wurde der sogenannte Dreibeinaufbau als weite Abstützung verwendet. Die Dübelgröße und Montagebedingungen wurden für die jeweils gleiche Steinart konstant gehalten. Die Ergebnisse aller Zugversuche sind in Bild 4.18 zum Vergleich gegenübergestellt.

Enge Abstützung

Die Lasten mit enger Abstützung im Einzelstein sind grundsätzlich gleich oder höher als im Mauerwerksverband, was auf die unterschiedlichen Versagensarten (Herausziehen bei enger Abstützung, Steinausbruch im Mauerwerksverband) zurückzuführen ist. Beim Herausziehen des Dübels aus dem Stein mit enger Abstützung war die Größe der Mörtelpfropfen von großer Bedeutung, was die relativ hohe Streuung der Höchstlast (bis 27 %) bestätigt. Die dargestellten Versuchsergebnisse deuten darauf hin, dass sich die Versuche im Einzelstein mit enger Abstützung mit den Versuchen im Mauerwerksverband nicht vergleichen lassen.

Weite Abstützung

Grundsätzlich sind die Lasten in den untersuchten Steinen im nicht abgespannten Stein mit weiter Abstützung (Ring) gleich oder niedriger als im Mauerwerk. Die Steine mit weiter Abstützung versagen durch Spalten, wenn im Einzelstein geprüft wird. Im Mauerwerksverband kommt es hingegen zu einem Steinversagen, da sich die Spalt- risse nicht vorzeitig entwickeln können. Die Steinverformungen werden hier durch die benachbarten Steine und umliegenden Mörtelfugen verhindert. Diese Ergebnisse entsprechen den Erfahrungen aus der Literatur (Meyer (2006)). In diesem Fall sind die Höchstlasten im Einzelstein teilweise deutlich geringer als im Mauerwerksverband.

Die Versagenslasten in einem nicht abgespannten Stein mit dem weiten Dreibeinaufbau sind weitgehend identisch mit den Zugversuchen mit weitem Ring. Dies entspricht den Erwartungen, da es sich bei beiden Versuchsarten um Versuche mit weiter Abstützung im nicht abgespannten Stein handelt. Der Spannungszustand im Stein ist für beide Arten der weiten Abstützung vergleichbar.

Versuche im virtuellen Verband (alle vier Seiten abgespannt)

Eine „handfeste“ Pressung des Steins von allen vier Seiten hat keine Auswirkung auf Dübeltragfähigkeit mit weiter Abstützung, daher wurden keine weiteren Versuche hierzu durchgeführt. Weitere Rückschlüsse können aufgrund einer kleinen Versuchszahl nicht gezogen werden.

Versuche im virtuellen Verband (zwei Seiten des Steines abgespannt)

Die Ergebnisse der Zugversuche im abgespannten Stein zeigen, dass die Abspannung in Allgemeinen eine Erhöhung der Tragfähigkeit zu Folge hat. Nur im abgespannten Stein versagt der Dübel auf gleiche Art und Weise wie in Mauerwerksverband, d. h. durch Steinausbruch. Die Versagenslasten sind gut mit den Werten im Mauerwerksverband vergleichbar.

Für die Versuche im Verband mit drei Steinen und im abgespannten Einzelstein ist für die Steine HLZ 2DF dieselbe Tragfähigkeit wie im Mauerwerksverband zu erkennen. Da sich keine Unterschiede hinsichtlich der Tragfähigkeit bei diesen Aufbauten ergeben, können die Versuche im Verband mit drei gepressten Steinen und im abgespannten Einzelstein als gleichwertig betrachtet werden. Hingegen ist bei der Steinorte Unipor die Tragfähigkeit im Verband mit drei abgespannten Steinen grundsätzlich leicht höher als im Mauerwerk. Aufgrund der niedrigen Festigkeit (Nennfestigkeit von 6 N/mm^2) und sehr dünnen Stegen können Mikrorisse im Stein entstehen. Das kann vor allem während der Handhabung der Mauerwerksscheibe geschehen.

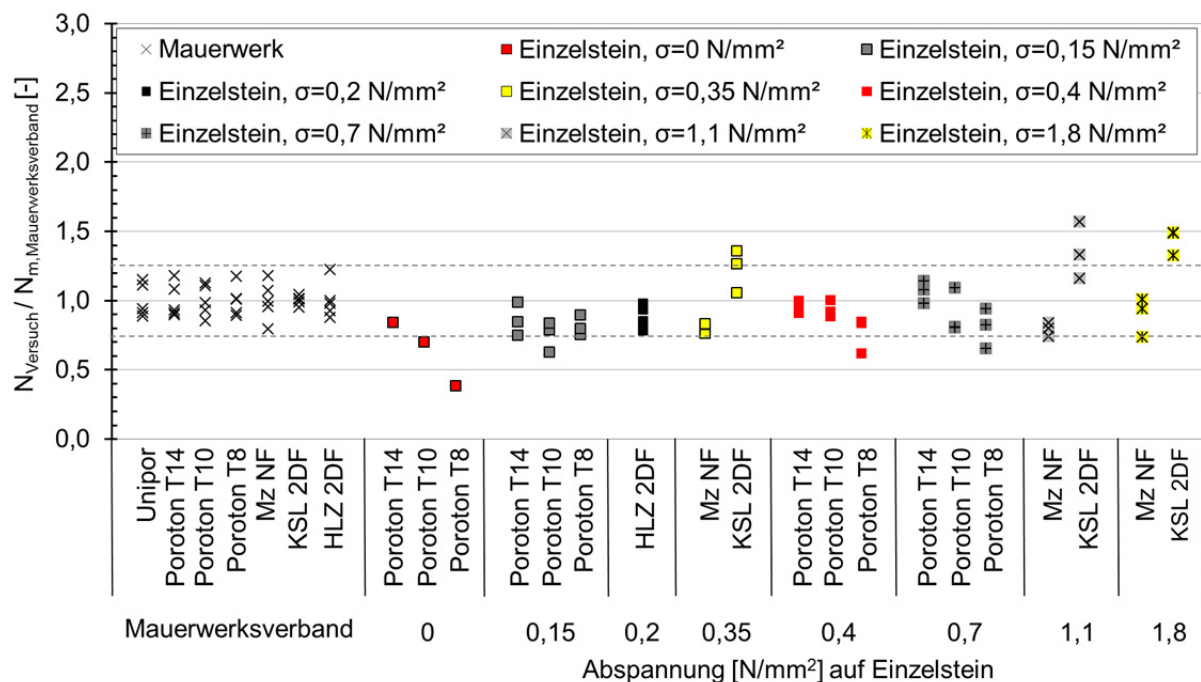


Bild 4.19: Einfluss der Abspannung auf die Tragfähigkeit von Injektionsdübel bei Zugversuchen

Zu besserer Beurteilung der Ergebnisse im abgespannten Einzelstein ist es sinnvoll, die Abspannungslasten in eine auf die Steinfläche bezogene Pressung umzurechnen. Die Abspannung erreichte sich aus der auf die Bruttoauflagerfläche des Steines bezogenen Abspannungslast. Bild 4.19 zeigt die Tragfähigkeit des Dübels in Abhängigkeit der Abspannung für die einzelnen untersuchten Steine. Alle Lasten werden bezogen auf die mittlere Last im Mauerwerksverband (für die jeweils gleiche Steinart) dargestellt. Die gestrichelten grauen Linien zeigen das Streuband, in dem

die Versagenslasten im Mauerwerksverband liegen. Eine Abspannung des einzelnen Steins von $0,15 \text{ N/mm}^2$ bis $0,4 \text{ N/mm}^2$ ergibt eine brauchbare Übereinstimmung mit den Ausziehlasten im Mauerwerksverband. Die Streuung innerhalb einer Serie ist relativ gering und auch geringer als im Mauerwerksverband. Für die weiterführenden Versuche im Einzelstein wurde daher eine Abspannung von $0,2 \text{ N/mm}^2$ genommen, sodass das Abspannungsniveau unter der zulässigen Mauerwerksdruckspannung nach Schneider, Albert (2012) liegt. Allerdings wurde zunächst überprüft, ob diese Höhe der Abspannung für Querlastversuche ebenfalls anwendbar bzw. realistisch ist.

Eine Ausnahme in den Untersuchungen im abgespannten Einzelstein bildet die Steinsorte KSL 2DF. Im Vergleich zu allen anderen untersuchten Steinen sind die Versagenslasten für diese Steinsorte im abgespannten Einzelstein etwas höher als im Mauerwerksverband. Nach dem Versuch im Mauerwerksverband wurde beobachtet, dass die Hohlkammern (siehe Bild 4.20) bis rd. 15 mm mit Zementmörtel verfüllt waren und darauf Staub vom Bohrvorgang lag. Das zeigt sich vor allem in der ersten Kammer im Verankerungsbereich, in der eine Zone kurz unter dem Bohrloch mit dem Staub verfüllt war. Dies verringerte eine gleichmäßige Bildung des Mörtelpfropfens und verursachte somit eine niedrigere Last im Mauerwerksverband.



Bild 4.20: Verfüllung der Hohlkammer im Mauerwerk (KSL 2DF)

4.3.2 Einfluss der Abstützungsart und Abspannungslast auf Dübeltragverhalten unter Querlastbeanspruchung

Es wurden experimentelle und numerische Untersuchungen zum Einfluss der Abstützungsart und Abspannungslast auf das Dübeltragverhalten unter Querlastbeanspruchung durchgeführt.

Die experimentellen Untersuchungen wurden mit den Steinen ZMK und HLZ 2DF im Mauerwerksverband und im abgespannten Einzelstein durchgeführt. Darüber hinaus wurden für den kleinformatischen Stein HLZ 2DF die Untersuchungen mit drei über die Lagerfuge gemauerten Steinen durchgeführt. Damit sollte bestätigt werden, ob die beiden Aufbauten mit dem abgespannten Stein ein vergleichbares Dübelverhalten liefern. Der Versuch im Mauerwerksverband diente als Referenzversuch. Es sollte anhand experimenteller Untersuchungen geklärt werden, in wie weit die Annahmen für die Zugversuche im einzelnen Stein bei Querlastbeanspruchung anwendbar sind.

Für die Versuche in der jeweiligen Steinart (ZMK, HLZ 2DF) wurden die Dübel mit gleichen Montageparametern und Größe verwendet, um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten. Zur Abspannung des Steines wurde eine Pressung von $0,2 \text{ N/mm}^2$ realisiert.

Für eine systematische Untersuchung des Einflusses der Abspannungslast und der Bauteilabstützung auf der lastzugewandten Seite wurden numerische Untersuchungen durchgeführt.

4.3.2.1 Versagensarten und typische Last-Verschiebungskurven

Ein typisches Versagen (Bild 4.21) bei Querlast im virtuellen Verband mit Einzelstein und mit drei über die Lagerfuge gemauerten Steinen ist Steinkantenbruch. Das erste Lastmaximum im Mauerwerksverband entspricht hinsichtlich der Versagensart als auch dem Last-Verschiebungsverhalten demjenigen in den Versuchen in abgespannten Einzelsteinen. In einem Mauerwerksverband kann die Last nach einem Kantenbruch auf den vorderen Stein übertragen werden. Wenn der ausgebrochene Stein ganz auf dem vorderen Stein aufliegt, kommt es zum lokalen Versagen des Steines vor dem Dübel. Ein typisches Risswachstum im Mauerwerk unter Querlast ist in Bild 4.22 dargestellt.

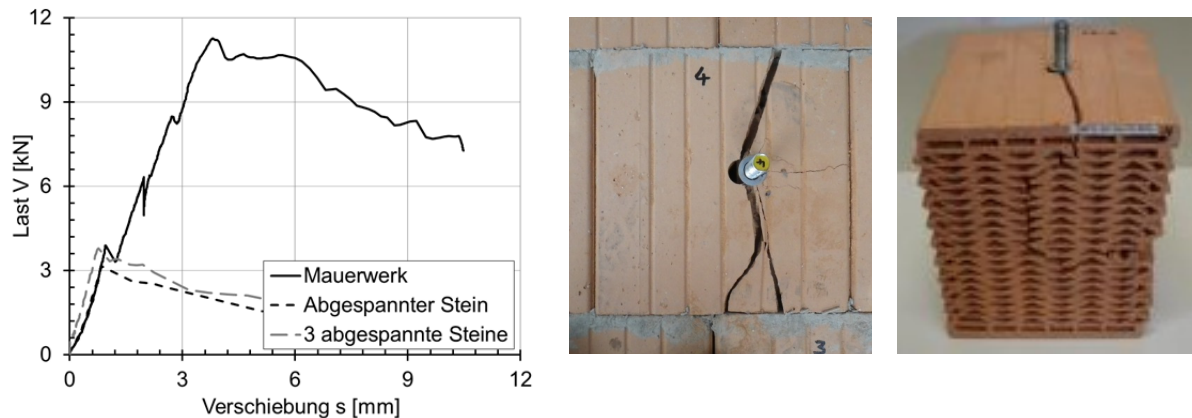


Bild 4.21: Typische Last-Verschiebungskurven und Versagensbilder im Mauerwerksverband und im virtuellen Verband (Einzelstein und drei abgespannte Steine) bei Querlastversuchen (ZMK)

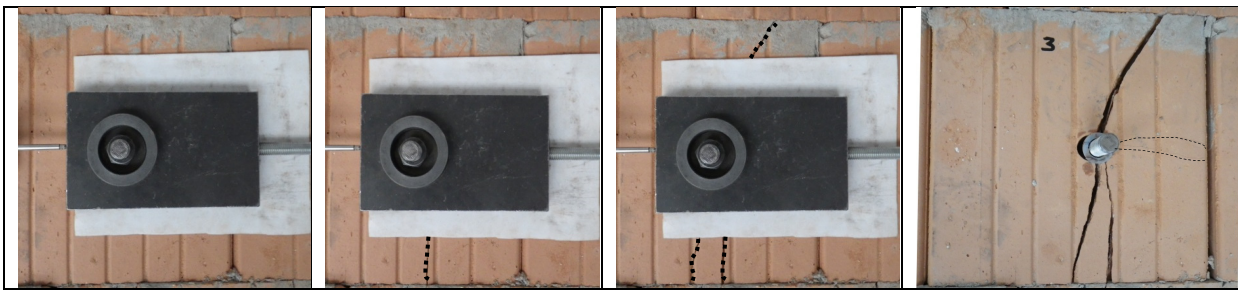


Bild 4.22: Typisches Risswachstum im Mauerwerk bei Querlastversuchen

4.3.2.2 Versagenslasten

Bild 4.23 stellt eine Übersicht über die Lasten im Mauerwerksverband und den einzelnen abgespannten Steinen dar. Im Stein HLZ 2DF wurden sowohl die Versuche im abgespannten Einzelstein als auch in einem abgespannten Verband von drei Steinen durchgeführt. Die Abspannpressung betrug jeweils $0,2 \text{ N/mm}^2$. Es zeigt sich, dass die beiden Aufbauten vergleichbare Lasten liefern. Für die Versuche im Mauerwerksverband wurden sowohl das erste Lastmaximum als auch die Höchstlast dargestellt. Die ersten Lastmaxima im Mauerwerksverband decken sich gut mit den Versagenslasten im abgespannten Einzelstein. Die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Ergebnisse sind den Versuchen von Welz (2011) im Mauerwerk gegenübergestellt. Der nicht abgespannte Stein hat in der Regel durch Spalten, und nicht durch Kantenbruch versagt. Dabei sind die Lasten im nicht abgespannten Einzelstein geringer als im Mauerwerksverband. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass eine Abspannung positiv auf Versagenslast und Versagensbild wirkt und zu realistischeren Ergebnissen führt.

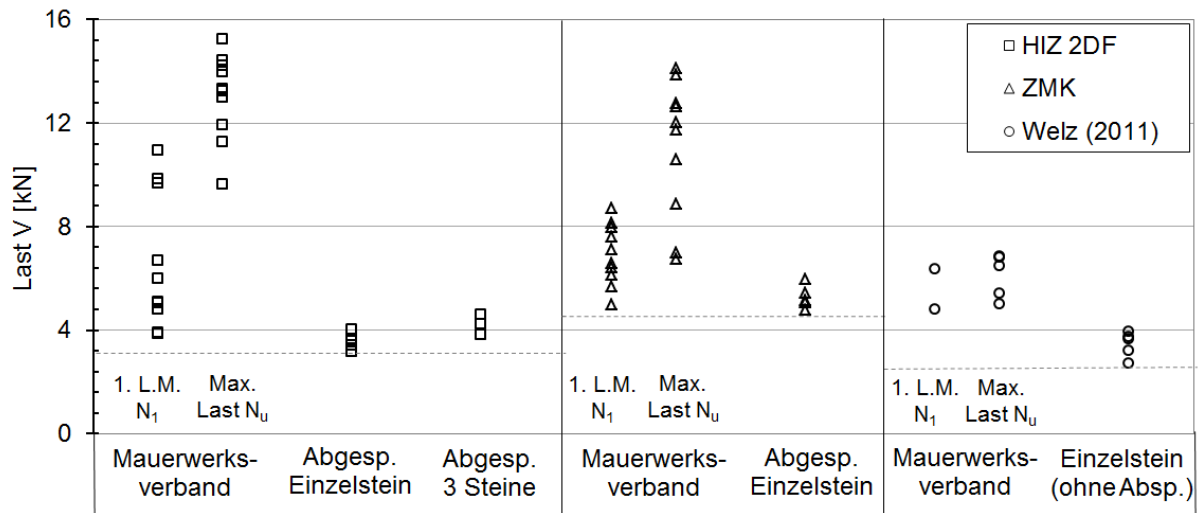


Bild 4.23: Übersicht der Lasten im Mauerwerksverband und einzelnen Stein bei Querlastversuchen (eigene Versuchsergebnisse in den Steinen HIZ 2DF und ZMK, und Ergebnisse von Welz (2011))

Anhand der Versuchsergebnissen konnte die Ursache für die höheren Werte des 1. Lastmaximums im Mauerwerksverband nicht geklärt werden. Daher wurden numerische Untersuchungen (Stein T8 (Num.)) zum Einfluss der Abspannung und der Bauteilabstützung durchgeführt.

Das Abspannungsniveau wurde numerisch in vier Stufen zwischen 0,1 und 1,0 N/mm² variiert. Im Bild 4.24 sind die Lasten abhängig von der Abspannung abgebildet. Für alle Abspannungsniveaus tritt ein Kantenbruch auf. Dabei wurde gezeigt, dass eine Erhöhung der Abspannung kaum positiven Einfluss auf die Dübeltragfähigkeit hat.

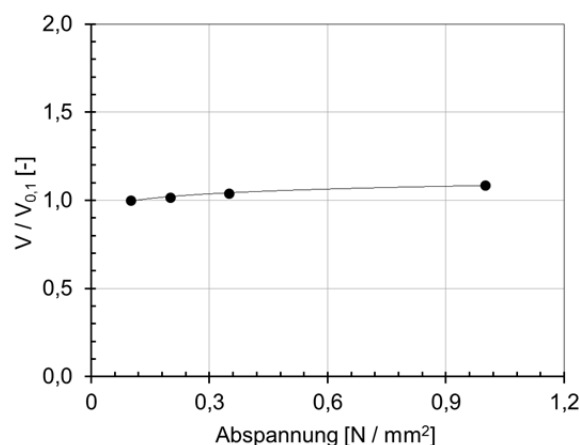


Bild 4.24: Einfluss von Abspannung im einzelnen Stein bei Querlastversuchen

Weiterhin wurde eine FE-Parameterstudie durchgeführt, wobei der Einfluss der Bauteilabstützung untersucht wurde. In den FE-Untersuchungen wurde die Höhe der Bauteilabstützung in fünf Stufen, von 33 % bis 100 % der Steinbreite B, variiert (Bild

4.25). Anhand der Ergebnisse der FE-Parameterstudie wurde festgestellt, dass die Abstützung die Querlast (fünffache Erhöhung der Last) beeinflussen kann. Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen im Mauerwerk lassen sich durch diese Ergebnisse gut erklären.

Die Untersuchungen unter Querlastbeanspruchung zeigen, dass die Versuche im einzelnen Stein nur mit Abspannung realistische Ergebnisse liefern. Dabei muss beachtet werden, dass ein Ausbruch in Richtung des Randes durch die Abstützung des Einzelsteins ermöglicht wird.

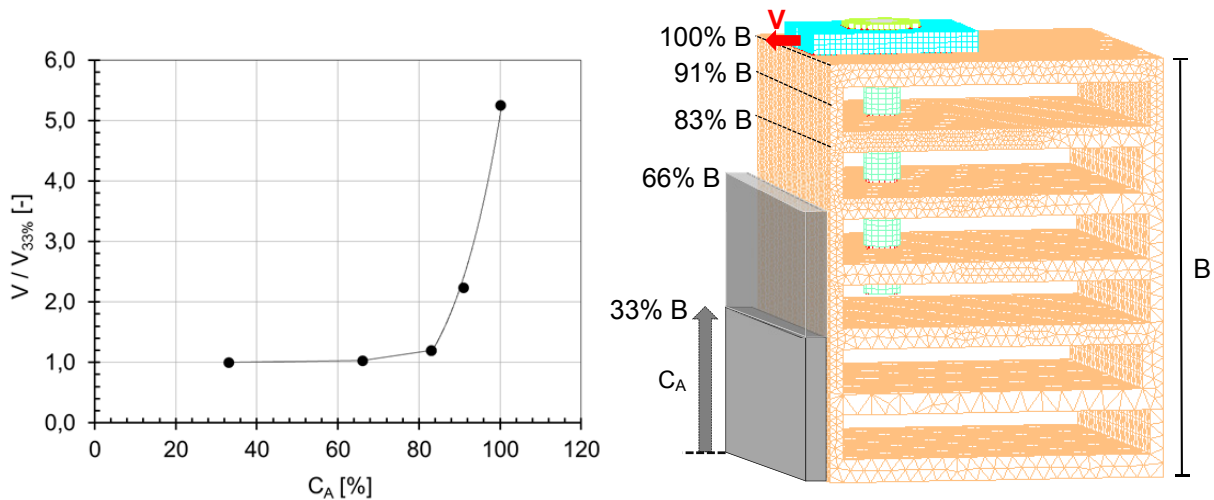


Bild 4.25: Einfluss von Höhe der Bauteilabstützung vor Stein bei Querlastversuchen

4.4 Zusammenfassung

Anhand der gewonnenen Kenntnisse wurde eine Versuchseinrichtung für die weiterführenden Untersuchungen von Dübeln in Einzelsteinen unter Zug- und Querkraftbeanspruchung entwickelt. Diese Versuchseinrichtung in abgespanntem Einzelstein ($0,2 \text{ N/mm}^2$) realisiert nahezu ähnliche Prüfbedingungen wie bei Prüfung in Mauerwerksverband. Damit soll der heutige Aufwand der Versuchsdurchführung in einem Mauerwerksverband nach ETAG (2010) reduziert werden.

5 NUMERISCHE MODELLIERUNG DES TRAGVERHALTENS VON INJEKTIONSDÜBELN IM MAUERWERK

Einige Aspekte der Tragfähigkeit, vor allem die Geometrie und Festigkeit des Mauersteines, können experimentell nicht systematisch erfasst werden. Um das Tragverhalten vollständig zu verstehen, ist es notwendig, numerische Untersuchungen an Injektionsdübeln im Mauerwerk durchzuführen.

Das vorliegende Kapitel befasst sich mit der numerischen Simulation von zug- und querzugbelasteten Injektionsdübeln im Mauerwerk. Zunächst wurden die jeweiligen FE-Modelle anhand von Versuchen aus der Literatur und mittels eigener Versuche validiert. Zusätzlich wurden die FE-Modelle für die Untersuchungen der Steingeometrie und -festigkeit und deren Einfluss auf die Dübeltragfähigkeit unter Zug- und Querzugbelastung im Mauerwerk eingesetzt.

5.1 Nichtlineares Finite Elemente Programm MASA

In dieser Arbeit wurde das institutseigene 3D Finite-Elemente-Programm MASA (Macroscopic Space Analysis) (Ožbolt (1998)) für die numerischen Untersuchungen eingesetzt. Das Pre- und Postprocessing der FE-Modelle wurde mithilfe des kommerziellen Programms Femap (Finite Element Modeling And Postprocessing) durchgeführt.

5.1.1 Microplane-Materialmodell

Das FE-Programm MASA eignet sich für lineare und nichtlineare Berechnung von Konstruktionen, hauptsächlich aus quasi-spröden Materialien. Um ein realistisches Verhalten für quasi-spröde Materialien zu erfassen, wird in der aktuellen Version von MASA das „microplane model with relaxed kinematic constraint“ (Methode der gelösten kinematischen Bindung) als konstitutives Gesetz angewandt.

In einem Macroplane-Materialmodell sind die Materialkennwerte mit einem konstitutiven Gesetz auf Makroebene im Material definiert. Hingegen sind im Microplane-Materialmodell die Materialeigenschaften auf Mikroebenen unterschiedlicher Ausrichtung für jeden Integrationspunkt im Material definiert (Bild 5.1). In dieser Hinsicht sind die Materialgesetze für jeden Integrationspunkt vollständig durch eine eindimensionale Beziehung zwischen Spannungs- und Dehnungskomponenten auf jeder Mikroebene des Integrationspunkts mit einem Normalvektor und zwei Tangentenvektoren (Schubkräfte) gekennzeichnet (Bild 5.2).

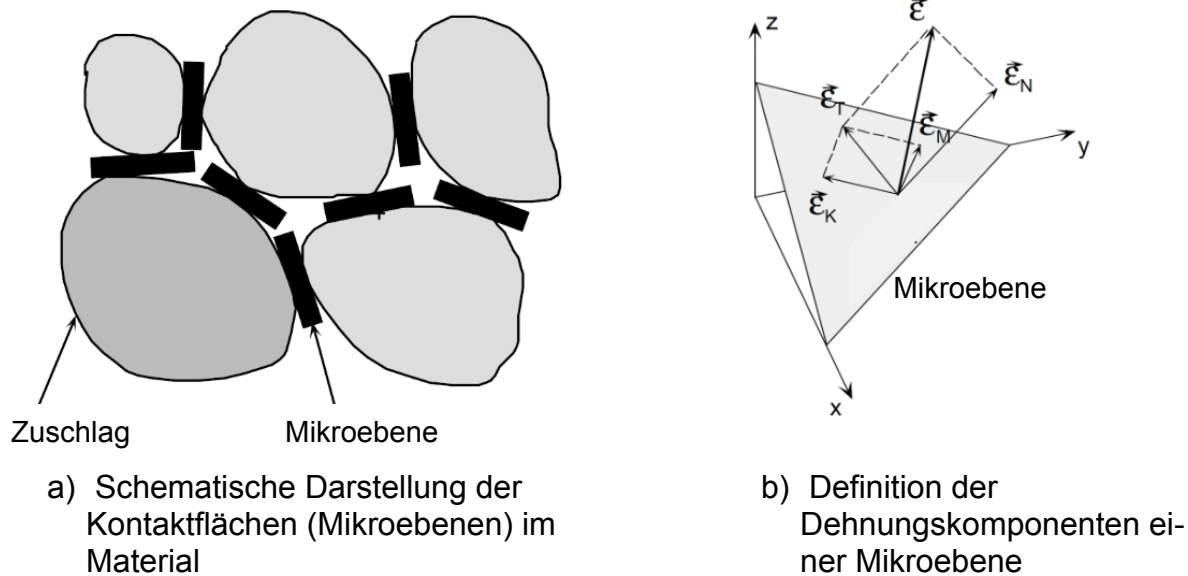


Bild 5.1: Microplane-Materialmodell (aus Ožbolt et al. (2001/1))

Das FE-Programm MASA basiert sich auf dem Microplane-Materialmodell mit „kinematic constraint“ (Methode der kinematischen Bindung). Es wird von Dehnungskomponenten auf der Mikroebene angenommen, dass es sich um Projektionen des makroskopischen Dehnungstensors handelt. Wenn das Spannungs-Dehnungsgesetz jeder Komponente der Mikroebene bekannt ist, lassen sich aus den bekannten Dehnungen der Mikroebene die makroskopische Steifigkeit und der Spannungstensor berechnen. Dabei werden die Spannungskomponenten innerhalb jedes Integrationspunktes auf der Grundlage der Methode der virtuellen Arbeit integriert. Der Vorteil des Modells liegt in der Tatsache, dass für jede Komponente der Mikroebenen nur einachsige Spannungs-Dehnungs-Gesetze erforderlich sind und dass sich daraus das makroskopische Verhalten automatisch ergibt. Dieses Microplane-Modell ist uneingeschränkt im dreidimensionalen Bereich gültig und kann auf einfache Weise eine Anisotropie von Materialien berücksichtigen.

Allerdings ist diese Version des Microplane-Materialmodells mit Methode der kinematischen Bindung durch das so genannte „microplane model with relaxed kinematic constraint“ (Methode der gelösten kinematischen Bindung) von Ožbolt et al. (2001/1) verbessert. In dem verbesserten Modell werden nicht nur die Dehnungen der Mikroebenen über den Dehnungstensor, sondern auch die Spannungen der Mikroebenen aus den effektiven Mikroebenendehnungen ermittelt.

Vorteil dieses Konzepts ist die Tatsache, dass bei Lokalisierung der Zugschädigung, die in einem Riss senkrecht verlaufenden Spannungen und Dehnungen näherungsweise null werden. Das verbesserte Microplane-Materialmodell für Beton wird für dreidimensionale numerische Untersuchungen erfolgreich eingesetzt und es konnte für verschiedene Belastungskombinationen gezeigt werden, dass das Modell physikalisch richtige Ergebnisse liefert (siehe Ožbolt et al. (2001/1), Ožbolt et al. (1999)).

Dieses Microplane-Materialmodell bildet die Basis des nichtlinearen dreidimensionalen FE Programms MASA. Hiermit kann das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von verschiedenen Betonsorten sehr gut wiedergegeben werden bzw. es können auch andere quasi-spröde Baustoffe wie z. B. Stein, Keramik oder Glas definiert werden. Die weiteren Details zum verwendeten Microplane-Modell sind Bažant, Wu (1974), Ožbolt, Reinhardt (2001) und Ožbolt et al. (2001/2) zu entnehmen.

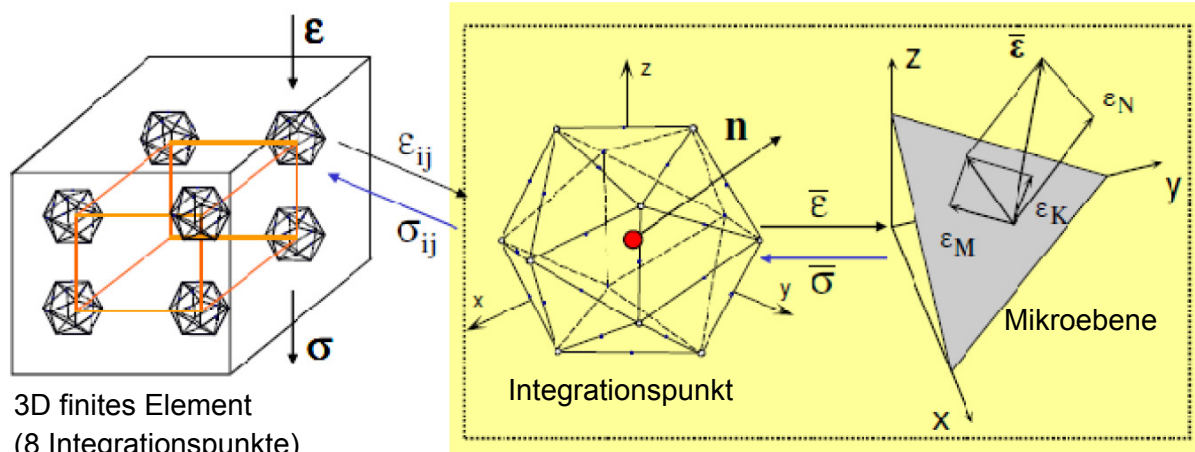


Bild 5.2: Integrationspunkt für das Microplane-Modell (Ožbolt et al. (2001/1))

5.1.2 Lokalisierungsbegrenzer

In der FE-Simulation von quasi-spröden Materialien anhand von dem klassischen lokalen Kontinuumsansatz kommt es zur Lokalisierung der Schädigung in einem Bereich, dessen Größe sowohl von Form der FE-Elemente als auch von Elementgröße abhängig ist. Das führt zu einem netzabhängigen Ergebnis der FE-Analyse (Bild 5.3). Aus diesem Grund sollte ein Lokalisierungsbegrenzer eingesetzt werden.

Im FE-Programm MASA wird grundsätzlich die sogenannte Rissband-Methode (Bažant, Oh (1983)) angewandt. Dabei findet die Schädigung in einer Reihe von nebeneinander liegenden finiten Elementen statt. In dieser Hinsicht bleibt die Energie-dissipation infolge Rissbildung konstant und gleich groß wie die Bruchenergie G_F . Es gilt:

$$G_F = A_f \cdot h = \text{konstant}$$

wobei

A_f = Fläche unter der lokalen Spannungs-Dehnungslinie für zentrische Zugbelastung des Materials

h = Elementgröße bzw. angenommene Breite des Rissbandes

Die FE-Analyse von sehr spröden Materialien bzw. bei relativ grobem FE-Netz kann von der Form und Ausrichtung der Elemente abhängig sein (Ožbolt (1999)). Deshalb wurde die Rissbandmethode mit der nichtlokalen Integralmethode zur „Stress Relaxation Method“ (Ožbolt (1999)) kombiniert; die in das Programm MASA implementiert wurde.

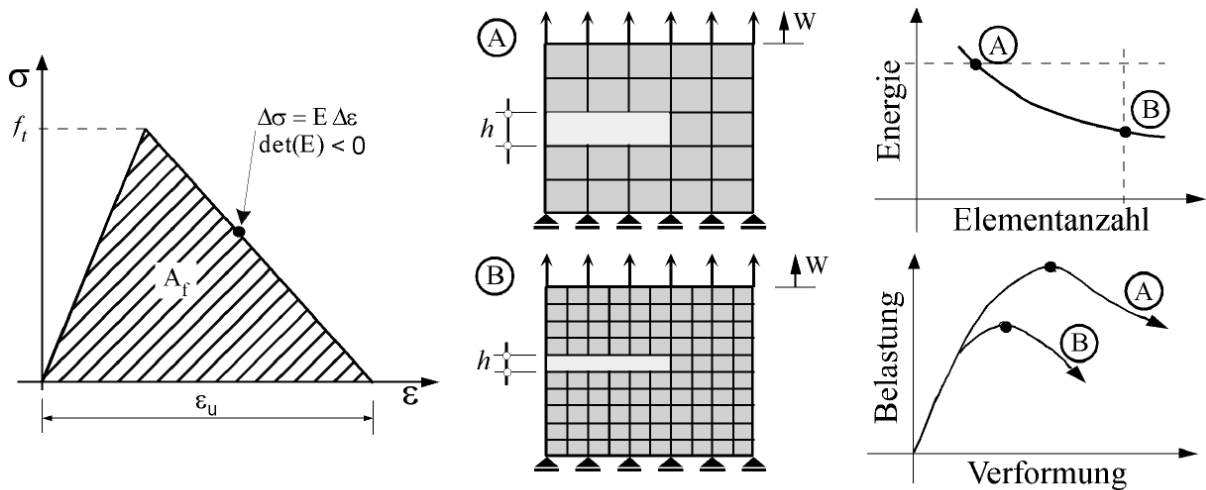


Bild 5.3: Abhängigkeit der lokalen Kontinuumsanalyse von der Elementgröße (Verfahren ohne Lokalisierungsbegrenzer) nach Bazant/Cedolin (1979)

5.1.3 1D-Stabelemente

Im FE-Modell wurde der Verbund bzw. die Kontaktfläche zwischen zwei Materialien mithilfe eindimensionaler Stabelemente diskretisiert. Die Stabelemente sind senkrecht zur Kontaktfläche gleichmäßig verteilt und in einer Kontaktschicht eingebettet. Als Kontaktschicht dienen ausschließlich Hexaeder-Elemente mit einer vernachlässigbaren Steifigkeit bzw. Schubsteifigkeit, so dass sie lediglich für die Flächenberechnung einzelnen Kontaktstäbe aus den umliegenden Hexaeder-Elementen benutzt werden.

Im FE-Programm MASA stehen zwei Arten der Stabelemente zur Verfügung, die sogenannten Stabelemente „Typ 6“ und „Typ 7“ (Bild 5.4). Die Stabelemente „Typ 6“ können grundsätzlich nur Druckspannungen und keine Zugspannungen aufnehmen. Eine Erweiterung stellen die Stabelemente „Typ 7“, die zusätzlich Schubspannungen übertragen können. Ihr Verhalten unter Schubkraft ist durch die Verbundspannungs-Relativverschiebungs-Beziehung definiert. Eine ausführliche Beschreibung ist Lettow (2006), Fichtner (2011) und Oršanić (2015) zu entnehmen.

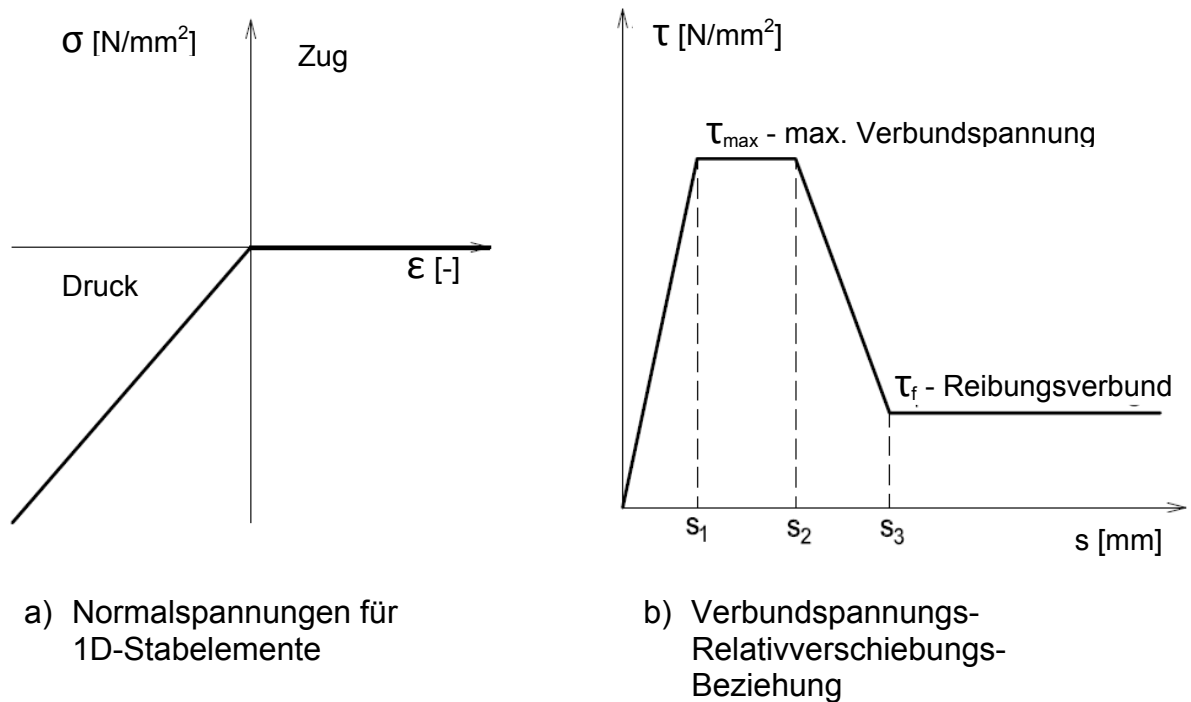


Bild 5.4: Definition der 1D-Stabelemente (aus Oršanić (2015))

5.2 Modellierungsansatz

Das vorliegende Kapitel befasst sich mit der numerischen Simulation von zug- und querzugbelasteten Injektionsdübeln im Mauerwerk.

Die Arbeit stellt eine Weiterentwicklung der Vorgehensweise von Meyer (2006) dar. In erster Linie soll das FE-Modell die Versagensart „Bruch des Mörtelpfropfens“ realistisch erfassen. Die Verbundfläche zwischen Dübel und Stein wurde in Meyer (2006) als Microplane-Material definiert. Dies stellt einen großen Aufwand dar, da diese Verbundschicht vor der Anwendung kalibriert werden muss. Es ist angestrebt, das Verbundverhalten anwenderfreundlicher zu definieren. Zu diesem Zweck wurde ein vereinfachter Modellierungsansatz für die zugbelasteten Injektionsdübel erarbeitet und anhand von Versuchsergebnissen validiert. Anschließend wurde das FE-Modell für mehrere Steine und unterschiedliche Parameteränderungen validiert.

Das Hauptziel ist ein allgemein gültiger Modellierungsansatz für Injektionsdübel im Mauerwerk unter gewünschter Belastungsrichtung erstellen. Aus diesem Grunde wird das FE-Modell für die zugbelasteten Dübel auf Fall einer Querzugbelastung erweitert und mithilfe der Ergebnisse experimenteller Untersuchungen unter Querbelastung validiert.

5.2.1 Modellierung der Mauersteine, Randbedingungen und Belastung

Die numerischen Untersuchungen in Rahmen dieser Arbeit wurden an einem 3D-Modell im Einzelstein durchgeführt. Dabei wurden vier Steingeometrien (zwei Hochlochziegel und zwei Kalksandsteine) für die Validierung des Modells für die zugbelasteten Dübel modelliert. Die Validierung des Modells für die querlastbelasteten Dübel wurde an zwei Steingeometrien (ein Hochlochziegel und ein Kalksandstein) durchgeführt. Die Randbedingungen wurden aus den entsprechenden Versuchen übernommen. Die Kalibrierung des Modellierungsansatzes war nur anhand der Versuche mit dem kleinformatigen Ziegel möglich, um die beiden Lastabtragungsmechanismen eines Injektionsdübels im Lochstein unter Zugbeanspruchung definieren zu können. Um die Einflüsse dieser Randbedingungen (Randbedingungen in Bild 5.5: 4x Ecken – Verschiebung in X Richtung verhindert; 2x obere, vordere und hintere horizontale Kante – Verschiebung in Z Richtung verhindert) auf die Dübeltragfähigkeit bei Steinversagen zu vermeiden, wurde die Validierung des Modells und die FE-Parameterstudie an großformatigen Steinen durchgeführt. Bild 5.6 zeigt den Mauerstein mit der verwendeten Finite-Elemente-Diskretisierung und Randbedingungen (4x Ecken – Verschiebung in X Richtung verhindert; untere horizontale Steinseite – Verschiebung in Z Richtung verhindert) für die FE-Parameterstudie.

In Bild 5.7 sind die Randbedingungen und die Belastungsanordnung für die Querzugbelastung dargestellt. Alle Knoten an der unteren Seite des Steines wurden in der vertikalen (Z) Richtung gehalten. Die Steinseite, in welcher Richtung die Querzuglast beansprucht ist, hat im unteren Bereich eine Lagerung in X Richtung. Der hintere Teil der Steinoberfläche wurde in Z Richtung festgehalten. Die Ankerstange wurde auf Querzuglast mittels der Belastungsglasche belastet.

Für die Vernetzung des Mauersteines wurden Tetraeder-Elemente verwendet, wobei der Bereich in der Ankernähe mit einer feineren Diskretisierung modelliert wurde. In den Versuchen wurde der Mauerstein seitlich mit einer gleichmäßig verteilten Pressung von $0,2 \text{ N/mm}^2$ eingespannt, um die Auflast in einer Mauerwerkswand zu simulieren. Die Berechnungen erfolgten in zwei Belastungsstufen. Zuerst wurde die Pressung inkrementell in Schritten von $0,02 \text{ N/mm}^2$ auf den Stein aufgebracht. Anschließend wurde die Ankerstange verschiebungsgesteuert belastet.

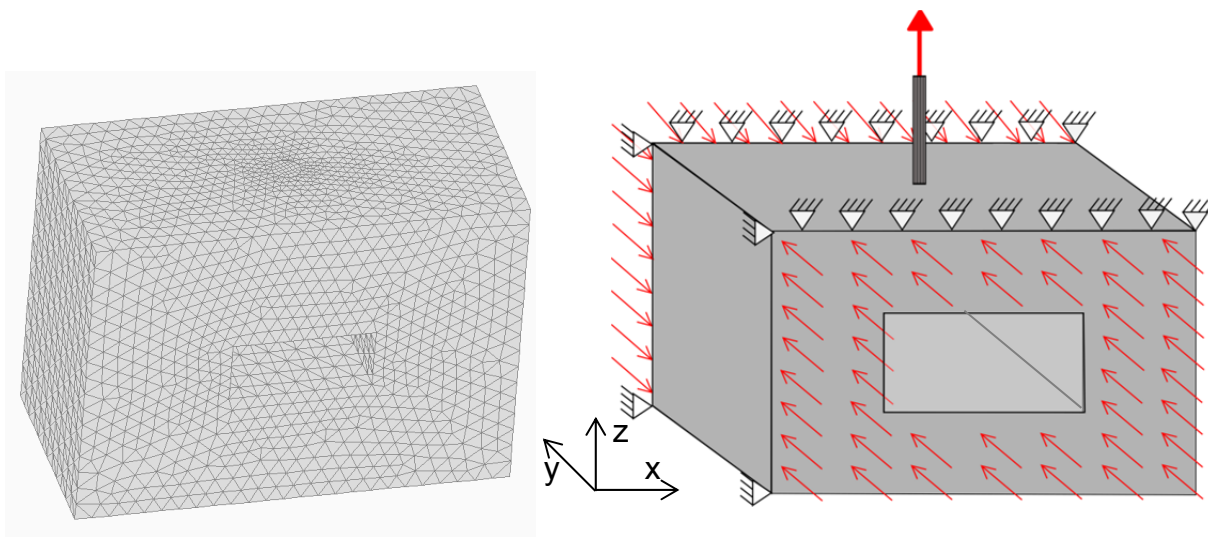


Bild 5.5: Diskretisierung des FE-Modells sowie Randbedingungen und Belastungsanordnung für Zugbelastung (kleinformatige Steine-Versuche zur Kalibrierung des Modellierungsansatzes)

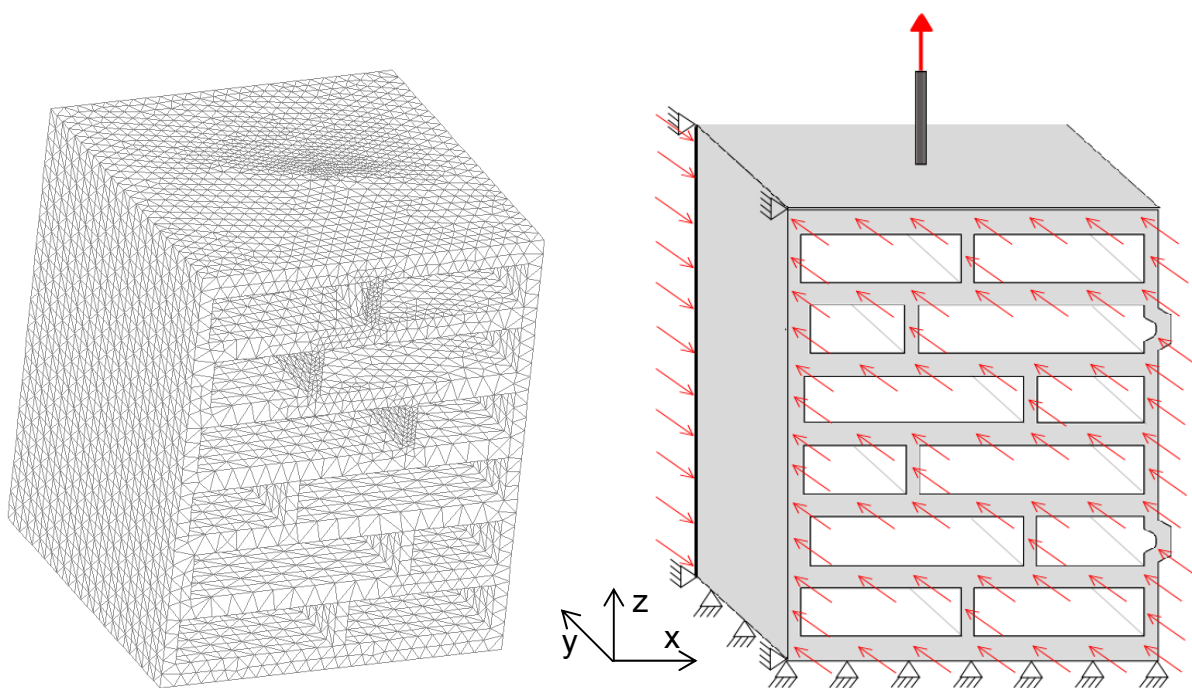


Bild 5.6: Diskretisierung des FE-Modells sowie Randbedingungen und Belastungsanordnung für Zugbelastung (großformatige Steine für FE-Parameterstudie)

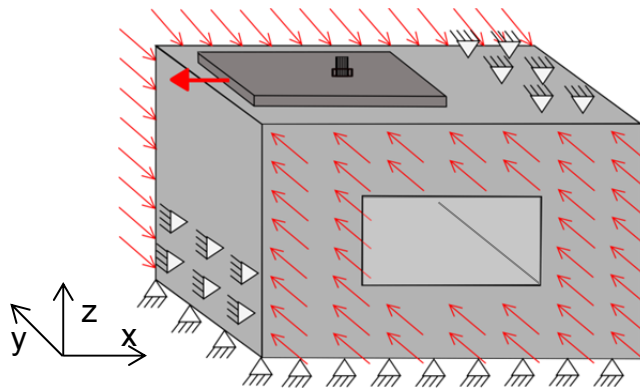


Bild 5.7: Randbedingungen des FE-Modells für Querbelastung

Das konstitutive Gesetz für Mauerstein ist das Microplane-Modell (Ožbolt et al. (2001/1)). Die mechanischen Eigenschaften des Mauersteins wurden anhand der experimentell ermittelten Druckfestigkeit unter Verwendung der Gleichungen von Meyer (2006) berechnet (Tabelle 5.1). Das Microplane-Materialmodell wurde für den Mauerstein auf Basis dieser Werte kalibriert. Anschließend wurde der Mauerstein auf Drucklast in Steinhöhe bis zum Versagen belastet. Die numerischen Ergebnisse zur Ermittlung der Steindruckfestigkeit in der numerischen Berechnung weisen eine gute Übereinstimmung (Abweichung 9 %) mit den zugehörigen Laborversuchen auf.

Tabelle 5.1: Gleichungen für die Ermittlung der Materialparameter des Mauersteines (Meyer (2006))

Materialparameter		Steinsorte	
		Ziegel	Kalksandstein
Druckfestigkeit	f_c [N/mm ²]	$f_c = f_{c,Netto} = F_{c,Brutto} / A_{Netto}$	
Zugfestigkeit	f_t [N/mm ²]	$f_t = 0,05 \cdot f_c$	$f_t = 0,08 \cdot f_c$
E-Modul	E_c [N/mm ²]	$E_c = 230 \cdot f_c$	$E_c = 365 \cdot f_c$
Bruchenergie	G_F [N/m]	$G_F = 13$	$G_F = 9$
Querdehnzahl	ν_c [-]	$\nu_c = 0,13$	

$F_{c,Brutto}$ = experimentell ermittelte Versagenslast (Prüfung der Druckfestigkeit in Richtung Steinhöhe)
 A_{Netto} = Nettoquerschnittsfläche

5.2.2 Modellierung des Injektionsdübels

Im FE-Modell wurde der Injektionsdübel als eine Ankerstange vereinfacht, die mit Hexaeder-Elementen als linear-elastisches Material modelliert wurde. Die Materialkennwerte für Stahl (E-Modul $E_c = 210\,000$ N/mm² und Querdehnzahl $\nu_c = 0,33$) wurden als linear elastisch gewählt, dass Stahlversagen ausgeschlossen ist. Die Verbindung zwischen Ankerstange und Mauerwerkstein (Stoffschluss) bzw. zwischen der Ankerstange und dem Mörtelpfropfen (Formschluss) im Bereich der Hohlkammer wurde mithilfe eindimensionaler Stabelemente vom „Typ 7“ definiert. Die Stabele-

mente wurden in der Kontaktschicht aus Hexaeder-Elementen eingebettet und entlang der gesamten Verankerungstiefe gleichmäßig verteilt. Ihr Verhalten wurde anhand der Versuchsergebnisse definiert, wobei auf das Kalibrieren der Materialparameter im Abschnitt 5.3.2 näher eingegangen wird.

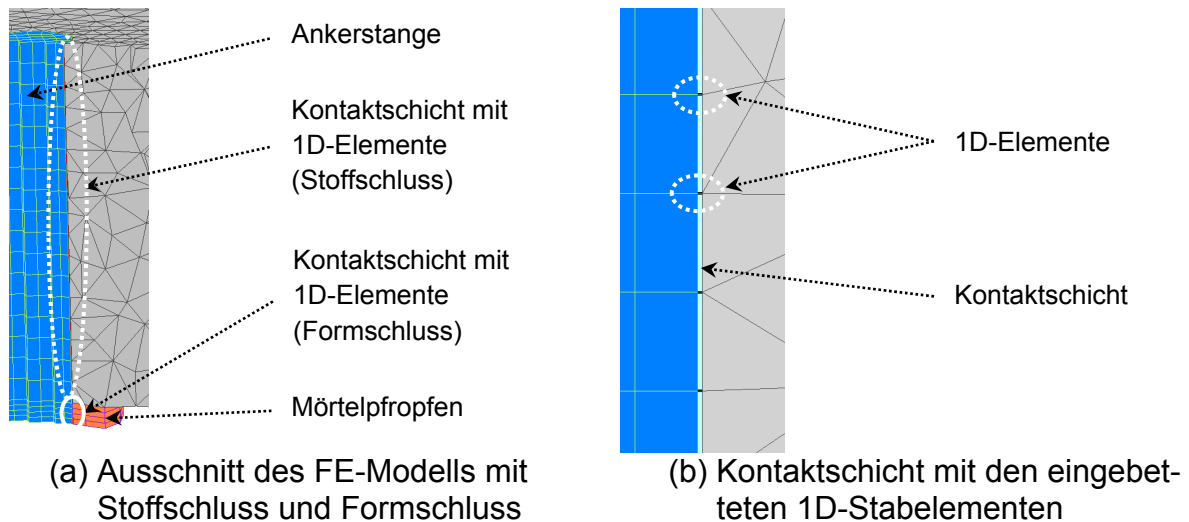


Bild 5.8: Modellierung des Injektionsdübels

5.2.3 Modellierung des Lastübertragungsbereichs für die querlastbelasteten Dübel

Bei der Querkzugbelastung wurde ein Anbauteil benötigt, um die Kraft in den Dübel einzuleiten. Die Querkzuglasche wurde linear-elastisch als Stahlmaterial ($E_s = 210\,000\text{ N/mm}^2$ und Querdehnzahl $\nu_c = 0,33$) mit Tetraeder-Elementen modelliert.

Bei den Versuchen wurde zwischen der Querkzuglasche und dem Mauerwerksstein eine PTFE Platte (Teflon) verwendet, um die Reibungskräfte zwischen Stahl und Stein zu verringern. Die PTFE Platte wurde im FE-Modell als eine Kontaktschicht (Tetraeder-Elemente) mit den eingebetteten Stabelementen „Typ 6“ modelliert, die nur Druckkräfte aufnehmen können.

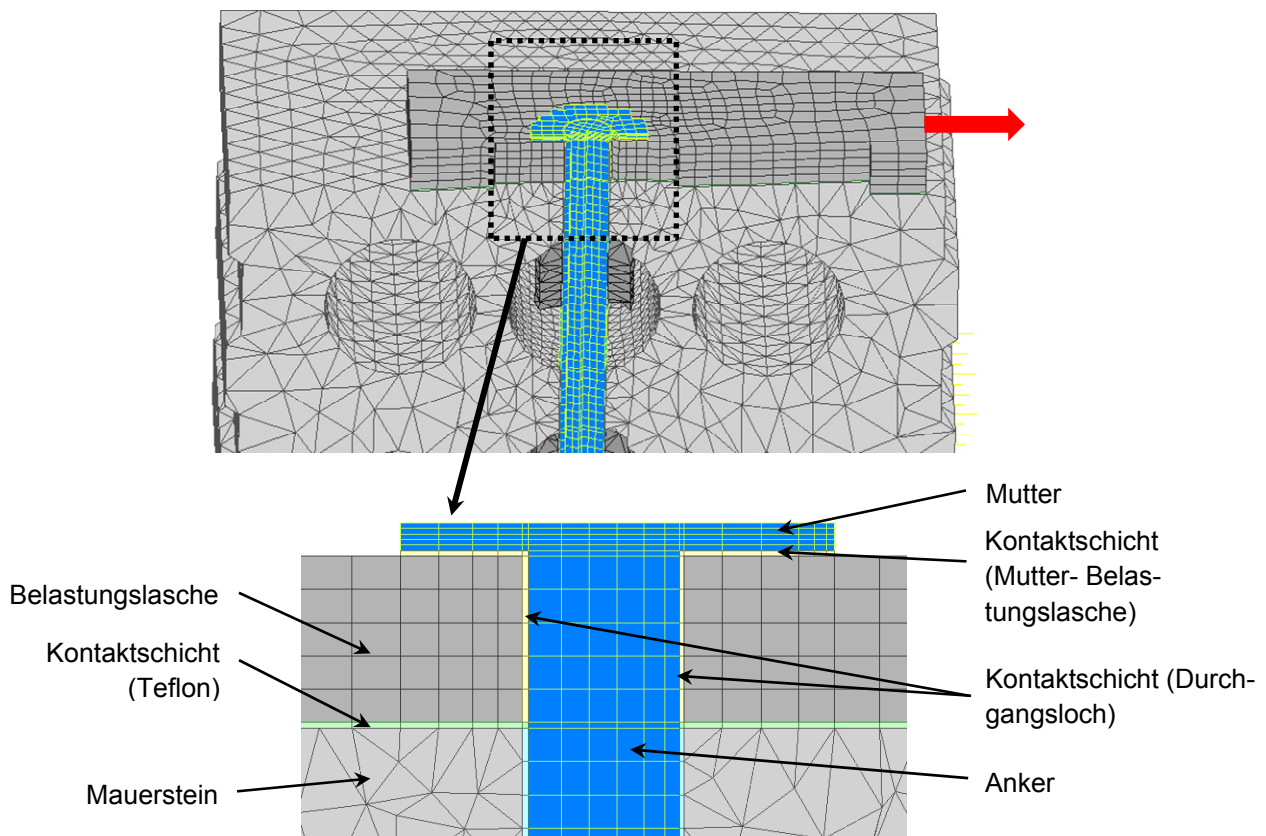


Bild 5.9: Modellierung des Lastübertragungsbereichs

Die Mutter mit der Unterlegscheibe sowie das Durchgangsloch im Anbauteil bilden die Kontaktflächen zwischen Anker und der Querszuglasche. Es wurde angenommen, dass die Mutter mit der Ankerstange handfest angezogen ist und keinerlei Vorspannung auf den Anker aufgebracht wird. Für die Mutter wurden Hexaeder-Elemente mit linear-elastischem Materialverhalten (Stahl) verwendet. Ihre Verbindung mit der Querszuglasche wird durch eine Unterlegscheibe erreicht. Die Unterlegscheibe und das Durchgangsloch im Anbauteil wurden mittels Stabelemente vom „Typ 7“ modelliert. Die Stabelemente sind in der Kontaktschicht eingebettet. Sie haben keinen Einfluss auf die Dübeltragfähigkeit und dienen hauptsächlich zur Lastübertragung von der Belastungsglasche auf den Anker.

5.3 Validierung des Modells für die zugbelasteten Dübel

5.3.1 Versuchsdetails

Die numerischen Untersuchungen basieren auf den Zugversuchen mit Injektionsdübel im Einzelstein (Stipetić (2013/1)). Die Untersuchungen erfolgten im Vollziegel (L·B·H = 240 mm·175 mm·113 mm) mit einem mittig im Mauerstein vorhandenen Griffloch. Dabei wurden drei Versuchsreihen mit Stein Nr. 2 (Tabelle 5.2) durchge-

führt. Nur eine Versuchsserie wurde mit dem Stein Nr. 1 (höhere Druckfestigkeit) durchgeführt, um ein Herausziehen anstatt eines Steinversagens im Versuch zu erreichen. Im Bild 5.10 sind die Setzpositionen des Dübels im Stein dargestellt. Der Dübel wurde immer mittig in Bezug auf die Steinhöhe montiert. Der Durchmesser des Dübels betrug 16 mm. Es wurden folgende Versuchsserien durchgeführt:

- (i) Dübel im Vollstein Nr. 1 (Setzposition 2, $h_{ef} = 85$ mm) - Herausziehen,
- (ii) Dübel im Vollstein Nr. 2 (Setzposition 1, $h_{ef} = 53$ mm) – Steinversagen,
- (iii) Dübel zum Teil im Griffloch (Setzposition 1) – Verbund im Vollstein (Nr. 2) ausgeschlossen (Versagen des Mörtelpfropfens),
- (iv) Dübel zum Teil im Griffloch (Setzposition 1) – Verbund im Vollstein (Nr. 2) und Mörtelpfropfen im Griffloch berücksichtigt (Steinversagen).

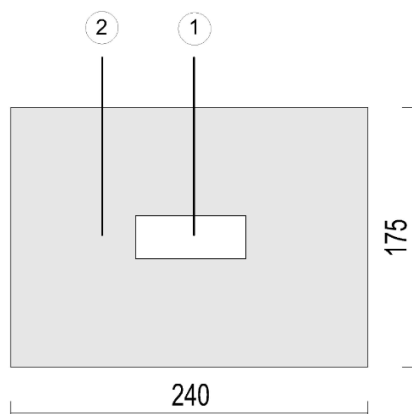


Bild 5.10: Setzpositionen des Dübels im Mauerstein mit Griffloch

5.3.2 Numerische Untersuchungen

Die Ankerstange wurde mittels der Kontaktschicht mit dem Stein im Vollmaterial bzw. mit dem Mörtelpfropfen im Hohlkammer (Griffloch) verbunden. An diesen zwei Stellen hat der Injektionsdübel verschiedene Verbundeigenschaften, weil die Lastabtragung durch unterschiedliche Mechanismen, nämlich Stoffschluss und Formschluss, erfolgt. Aus diesem Grunde wurden die zwei Lastabtragungsstellen zuerst einzeln anhand der Versuchsergebnisse kalibriert. Anschließend wurden die beiden Materialmodelle eingesetzt, um das Verhalten des Injektionsdübels im Hohlstein zu simulieren.

Die Lastabtragung durch Stoffschluss wurde auf Basis der Versuchsreihe (i) kalibriert. Der Dübel wurde vollständig im Vollmaterial verankert und hat durch reines Herausziehen des Dübels versagt. Die Materialeigenschaften des Steins Nr. 1 sind in Tabelle 5.2 angegeben. Im FE-Modell wurde der Verbund mithilfe eindimensionaler Stabelemente definiert, die entlang der gesamten Verankerungstiefe gleichmäßig verteilt wurden. Die Stabelemente wurden durch die Verbundspannungs-

Relativverschiebungs-Beziehung definiert (Lettow (2006), Oršanić (2015)), die aus den Versuchsergebnissen abgeleitet wurde (Bild 5.11).

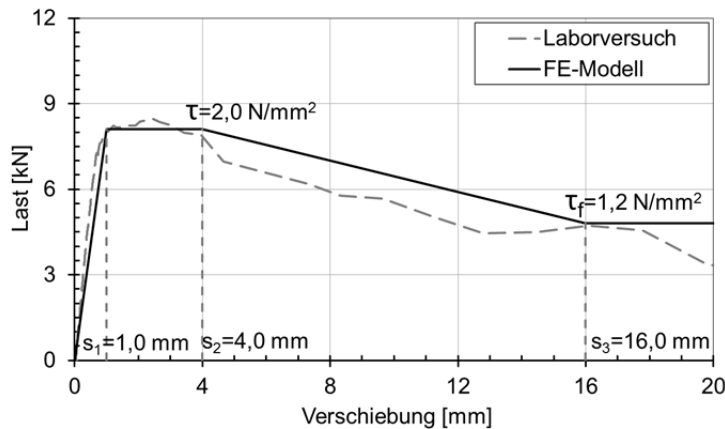


Bild 5.11: Kalibrierung der 1D-Stabelemente (Stoffschluss)

Um die Eignung des Modells mit Stabelementen für andere Versagensarten zu validieren, wurde die Versuchsreihe (ii) nachgerechnet. Dabei wurde der Anker mittig im Stein Nr. 2 (Tabelle 5.2) modelliert. Die numerisch erzielte Versagenslast sowie die Versagensart (Steinversagen) stimmen mit den experimentellen Ergebnissen gut überein.

Tabelle 5.2: Materialeigenschaften der Mauersteine (FE-Modell)

Materialparameter		Stein 1	Stein 2
Druckfestigkeit	f_c [N/mm ²]	36,3	22,7
Zugfestigkeit	f_t [N/mm ²]	1,8	1,1
E-Modul	E_c [kN/mm ²]	8,35	5,23
Bruchenergie	G_F [N/m]	13	13
Querdehnzahl	ν_c [-]	$\nu_c = 0,13$	

Die Lastabtragung durch Formschluss wurde anhand der Versuchsreihe (iii) kalibriert. Um den Stoffschluss zu vermeiden, wurde bei den Laborversuchen die Mantelfläche der Injektionsanker mit Klebeband abgedeckt. Im FE-Modell wurde die Verbindung nur zwischen der Ankerstange und dem Mörtelpfropfen im Griffloch definiert, und erfolgte mit 1D-Stabelementen vom „Typ 7“ (Bild 5.12). Der Mörtelpfropfen bildet einen Formschluss im Hohlraum und wurde im dargestellten Modell als linearelastisches Material angenommen. Das Versagen des Mörtelpfropfens auf Abscheren wird im Modell durch Versagen der Stabelemente gekennzeichnet.

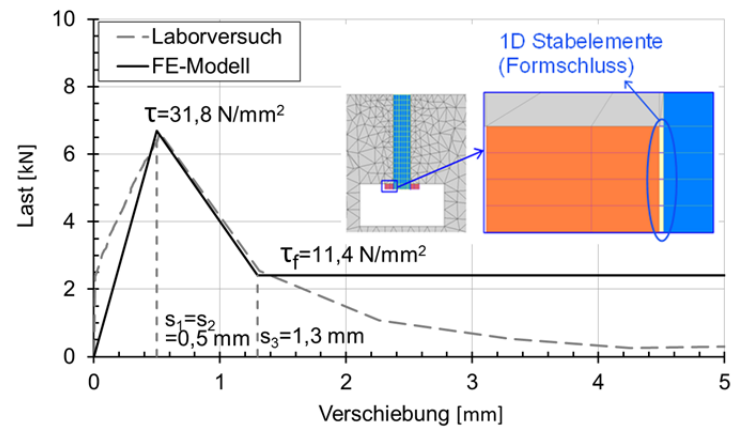


Bild 5.12: Kalibrierung der 1D-Stabelemente (Formschluss)

Um das Zusammenwirken der beiden kalibrierten Lastabtragungsmechanismen des Injektionsdübels zu validieren, wurde das FE-Modell mit den Laborversuchen (iv) verglichen. Zur Beurteilung der numerischen Modelle wurden generell die folgenden Kriterien betrachtet:

- Ermittelte Höchstlast und mögliche Lastmaxima vor Erreichen der Höchstlast (max. Abweichung 20% des Versuchswerts)
- Kurvenverlauf (max. Abweichung der Verschiebung bei Höchstlast von 2 mm)
- Risswachstum vergleichbar mit den Versuchsergebnissen

Aus Bild 5.13 wird ersichtlich, dass das FE-Modell das Tragverhalten des Injektionsdübels realistisch erfasst.

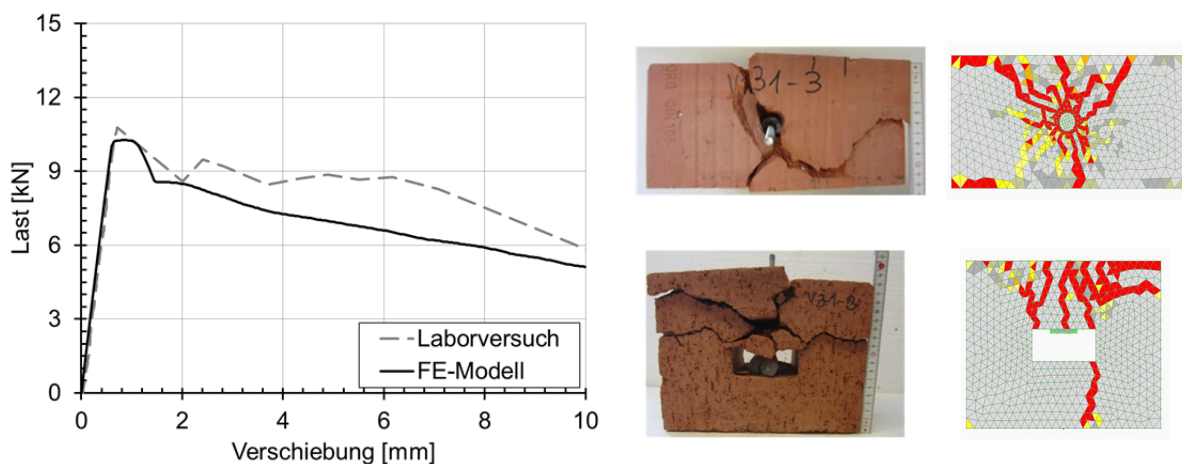


Bild 5.13: Injektionsdübel in Hohlmauerstein unter Zugbelastung - Vergleich der Versuchsergebnisse aus Stipetić (2013/1) mit dem FE-Modell (Last-Verschiebungskurve und Hauptzugdehnungen)

Bevor der FE-Ansatz für die zugbelasteten Dübel für die ausführliche Parameterstudie verwendet wird, muss dieser allgemeingültig validiert werden.

Die Tabelle 5.3 gibt eine Übersicht der durchgeführten Validierungsschritte (Zugbelastung). Das Modell wurde durch eigene Versuche und experimentelle Untersuchungen aus der Literatur (Meyer (2005)) validiert. Dabei wurden die FE-Ergebnisse für mehrere Steine und unterschiedliche Parameter überprüft. Die Materialgesetze sowie andere, bei der Modellvalidierung festgelegten Parameter (Randbedingungen, Belastung, FE-Diskretisierungsverfahren u.ä.) wurden konstant gehalten.

In allen berücksichtigten Versuchen kommt es zum Steinversagen. Im Allgemein wurde eine gute Übereinstimmung der FE-Ergebnisse mit den Versuchsergebnissen festgestellt, sowohl im Sinne des Risswachstums als auch im Sinne des Last-Verformungsverhaltens.

Tabelle 5.3: Übersicht - Validierung des Modells für die zugbelasteten Dübel

Stein	Stein- druckfestigkeit nach Norm [N/mm ²]	Nettodruck- festigkeit $f_{c,Netto}$ [N/mm ²]	Verbundspannung Injektionsmörtel τ [N/mm ²]	Randabstand in Bezug auf Steinlänge c_1 [mm]	Dübel- durchmesser [mm] / Veran- kerungstiefe [mm]	Mittlere Versagenslast (Labor- versuch) $N_{u,m}$ [kN] / Variationskoeffizient (Versagenslast) [%]	Versagenslast (FE-Modell) [kN]
Poroton-T8-30,0-P 6-0,6 10DF (Z-17.1-982), 248·300·249 mm	7,4	15,1	2,0	100	16 / 50	1,23 / 6,9	1,07
Poroton-T8-30,0-P 6-0,6 10DF (Z-17.1-982), 248·300·249 mm	7,4	15,1	2,0	100	16 / 130	3,28 / 11,9	3,79
Poroton-T8-30,0-P 6-0,6 10DF (Z-17.1-982), 248·300·249 mm	7,4	15,1	2,0	50	16 / 175	3,87 / 7,9	4,32
Poroton-T8-30,0-P 6-0,6 10DF (Z-17.1-982), 248·300·249 mm	10,5	21,2	2,0	70	22 / 175	4,99 / 4,7	5,44
KSL 10DF – aus (Meyer (2005)), 300·240·240 mm	-	28,0	3,9	150	10 / 75	3,87 (FE-Modell)	3,45
Kronau KSL12-1,4-8DF (DIN V 106, DIN EN 771-2), 248·240·248 mm	18,4	23,2	2,0	124	22 / 175	23,81/4,3	20,58

5.4 Validierung des Modells für die querlastbelasteten Dübel

Zur Validierung des Modells bei einer Querbelastung wurden zwei Versuchsserien mit dem numerischen Modell nachgerechnet. Die Validierung wurde für einen Hochlochziegel und für einen Kalksandlochstein durchgeführt (Versuchsergebnisse sind in Stipetić (2013/1), Stipetić (2014) und Lakhani (2015) ausführlich dokumentiert). Eine Übersicht der verwendeten Parameter ist in der Tabelle 5.4 aufgeführt.

Tabelle 5.4: Übersicht - Validierung des Modells für die querzugbelasteten Dübel

Stein	Stein-druckfestigkeit nach Norm [N/mm ²]	Nettodruckfestigkeit $f_{c,Netto}$ [N/mm ²]	Randabstand in Bezug auf Steinlänge c_1 [mm]	Dübel-durchmesser [mm] / Verankerungstiefe [mm]
Poroton-T8-30,0-P 6-0,6 10DF (Z-17.1-982), 248·300·249 mm	10,5	21,2	70	22 / 175
Kronau KSL12-1,4-8DF (DIN V 106, DIN EN 771-2), 248·240·248 mm	18,4	23,2	124	22 / 175

Im Bild 5.14 sind die Last-Verschiebungskurven der experimentellen und numerischen Untersuchungen gegenübergestellt. Die numerisch und experimentell erzielten Versagensbilder (Nachbruch) sind in Bild 5.15 und Bild 5.16 dargestellt.

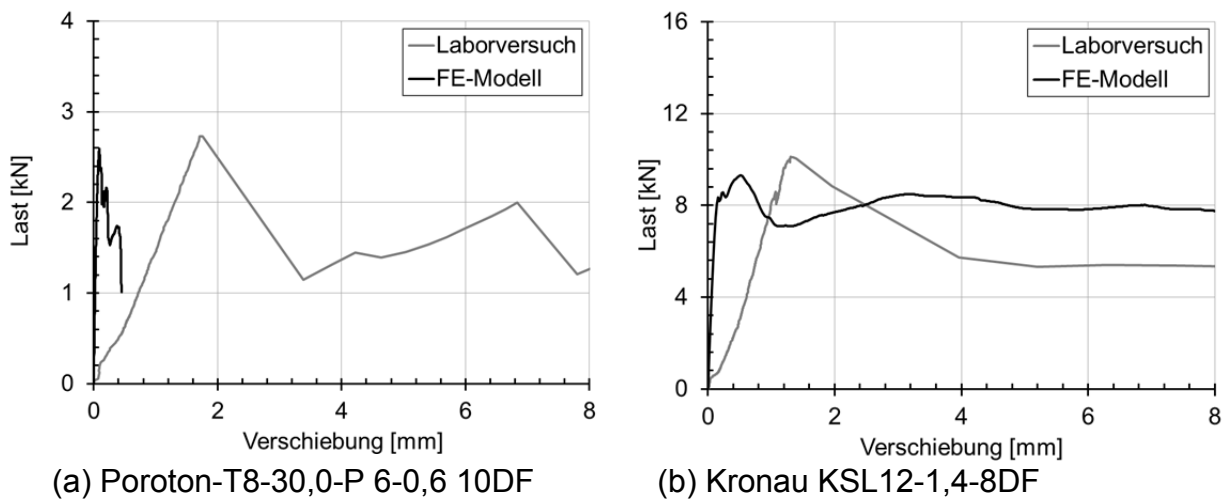


Bild 5.14: Last-Verschiebungskurven -Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem FE-Modell

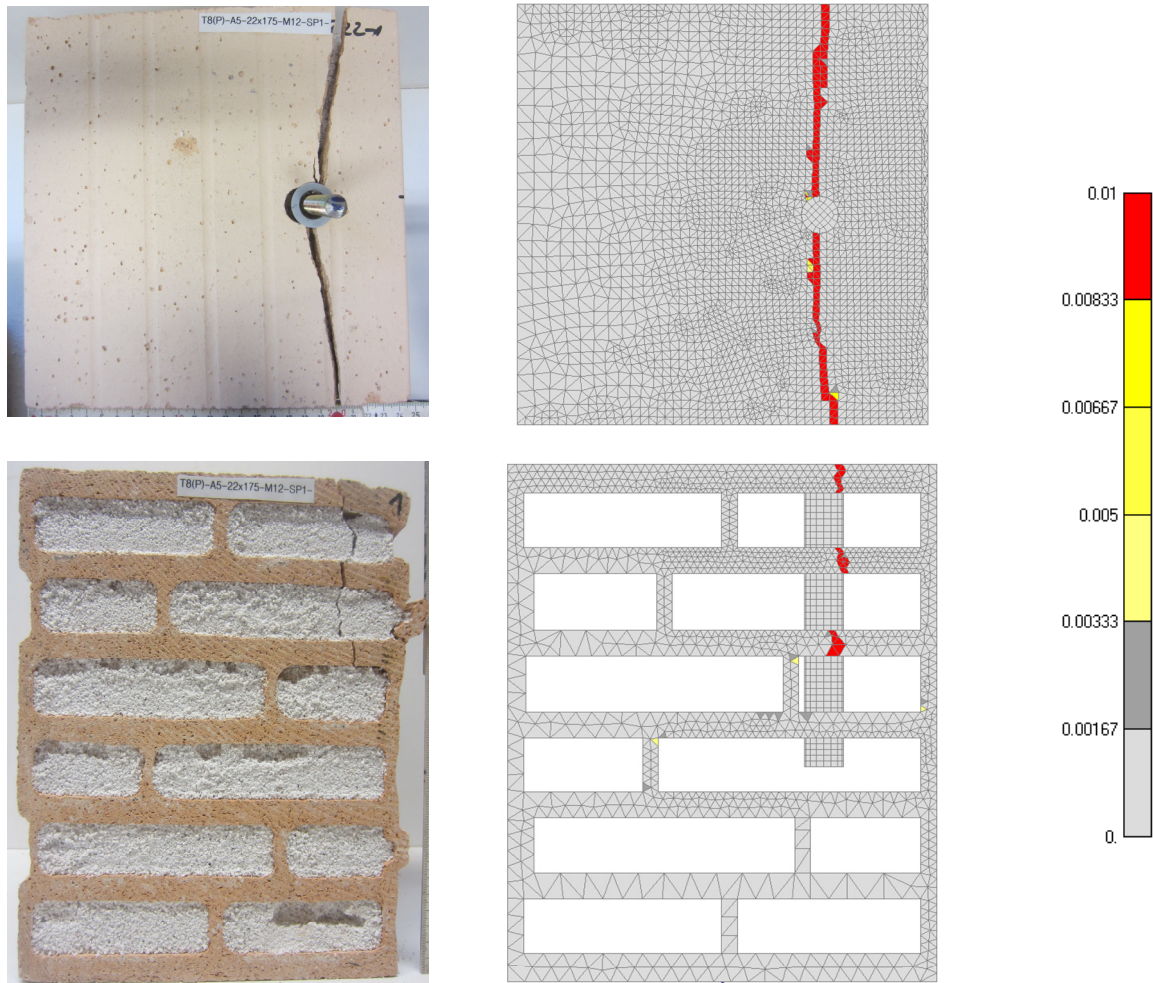


Bild 5.15: Versagensbild (Hauptzugdehnungen) - Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem FE-Modell (Poroton-T8-30,0-P 6-0,6 10DF)

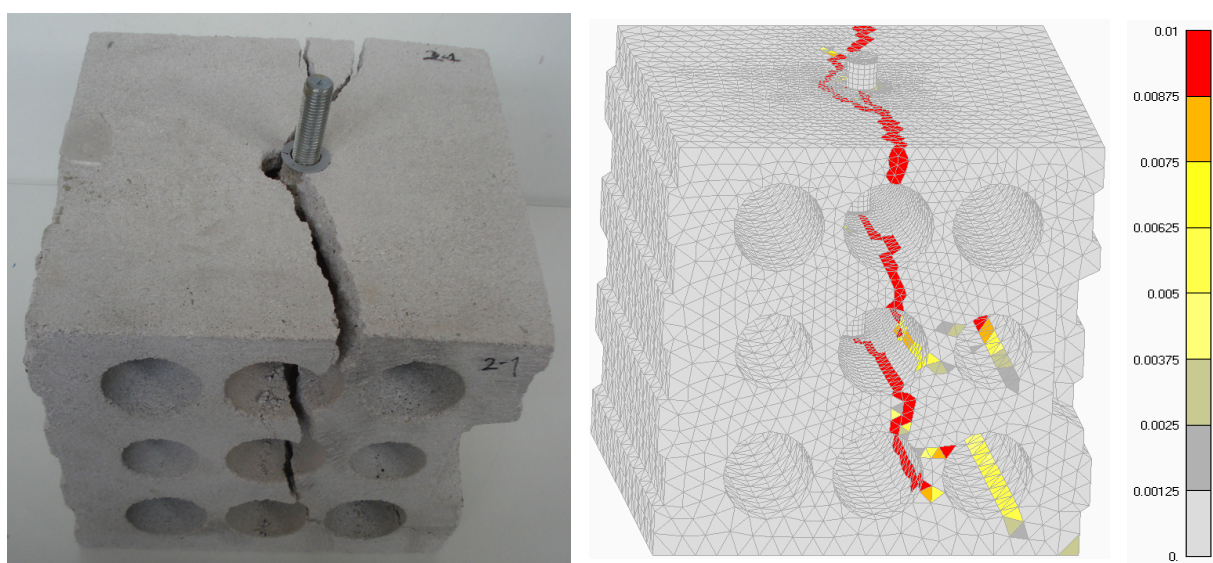


Bild 5.16: Versagensbild (Hauptzugdehnungen) - Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem FE-Modell (Kronau KSL12-1,4-8DF)

Die Versagensbilder wurden in beiden FE-Modellen realistisch erfasst. Anhand der zuvor definierten Kriterien (max. Last, 1. Lastmaximum, Verschiebung bei max. Last) lässt sich eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und FE-Berechnung erkennen, obwohl im Verlauf der Last-Verschiebungskurve Abweichungen erkennbar sind. Das Last-Verschiebungsverhalten der experimentellen Untersuchungen wurde in den FE-Untersuchungen mit hoher Genauigkeit getroffen. Die Unterschiede in der Dübelverschiebung lassen sich mit unterschiedlichen Randbedingungen erläutern, die im FE-Modell die günstigsten Voraussetzungen (Idealfall- keinerlei Verschiebung der Knoten in der Richtung, in der sie verhindert werden) haben. Die Abweichung der Dübelverschiebung beträgt im Mittel ca. 1 mm. Die numerischen Simulationen liefern bekannterweise steifere Ergebnisse als Laborversuch aufgrund verschmierter Rissbildung (Bažant, Oh (1983)).

5.5 Zusammenfassung

Die numerischen Simulationen weisen hinsichtlich der Belastung eine gute Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten Ergebnissen auf. Es wurde ebenfalls eine gute Übereinstimmung im sich ausbildenden Rissbild erzielt. Dabei ist hervorzuheben, dass die beiden auftretenden Lastabtragungsmechanismen (Stoffschluss und Formschluss) realistisch erfasst werden. Der Vorteil des Modells mit Stabelementen im Vergleich zum Modell mit einer direkten Materialdefinition von Meyer (2006) liegt hauptsächlich in der einfacheren Kalibrierung der Stabelemente.

6 ZUGVERSUCHE MIT EINZEL- UND DOPPELBEFESTIGUNG IM MAUERWERK

In den letzten Jahrzehnten wurden zahlreiche experimentelle Arbeiten zum Zugtragverhalten von Injektionsdübeln im Mauerwerk durchgeführt. Diese erfolgten meistens im Rahmen von Zulassungsverfahren und werden nur sehr selten veröffentlicht. Bei den veröffentlichten Daten fehlen zudem oft einige wichtige Angaben bezüglich der Versuchsparameter bzw. Versuchsdurchführung.

Die Tragfähigkeit der Injektionsdübel in Vollstein wurde ausführlich in (Meyer (2006)) beschrieben. Dabei wurden zahlreiche Parameter des ausgewählten Injektionssystems und der Setzpositionen mit Einzel- und Gruppenbefestigung mit Verankerungstiefen bis 100 mm untersucht. Es wurde auch gezeigt, dass die geometrische Ausbildung des Steines das Tragverhalten in Lochsteinen wesentlich beeinflusst. Die Steingeometrie wurde allerdings nicht systematisch untersucht.

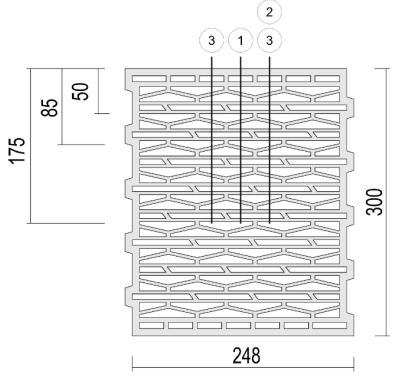
In der Bemessung für Injektionsdübel im Mauerwerk nach ETAG 029 ist keine Berechnung der Dübeltragfähigkeit für das Versagen durch Steinausbruch möglich, sondern wird durch Zulassungsversuche ermittelt. Dabei sollen alle Mauersteinarten geprüft werden, für die das Injektionssystem zugelassen werden soll. Wegen der großen Vielfalt der am Markt verfügbaren Mauersteinarten (vor allem der Steingeometrien) stellt dies einen großen Aufwand dar. Darüber hinaus muss die Tragfähigkeit des Dübels in Falle der Abweichungen von der Zulassung (z.B. Festigkeit, Lochbild, Steinformat) auf der Baustelle geprüft und beurteilt werden.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein wirtschaftlich anwendbares und sicheres Bemessungsmodell für zugbelastete Injektionsdübel im Mauerwerk entwickelt. Zu diesem Zweck wurden Zugversuche mit Einzel- und Doppelbefestigungen in Mauersteinen unter Berücksichtigung der Steingeometrie durchgeführt. Bei den durchgeführten Versuchen ist vorwiegend (96 %) Steinversagen aufgetreten. In den restlichen Versuchen trat Herausziehen (Abscheren der Mörtelpfropfen) auf. Diese Ergebnisse wurden nicht berücksichtigt, da hier lediglich das Tragverhalten für Steinversagen von Interesse ist.

6.1 Versuchsprogramm

Im Rahmen dieser Arbeit wurden zur Ermittlung der Einflüsse auf das Tragverhalten des Injektionsdübels im Mauerwerk sowohl die experimentellen als auch die numerischen Untersuchungen durchgeführt. Die Untersuchungen erfolgten für Einzel- und Zweifachbefestigungen.

Tabelle 6.1: Typisches Versuchsprogramm der experimentellen Untersuchungen für die Steinart HLz Plan-U9 6-0,65-10DF (300)

Versuchsart nach ETAG 029	Versuchsbeschreibung	Anzahl der Versuche ¹⁾	Siebhülse / Ankerstange	Verankerungstiefe [mm]	Setzposition
<p>HLz Plan-U9 6-0,65-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z 17.1-890)</p> <p>Länge L 248 mm Breite (Dicke) B 300 mm Höhe H 249 mm</p>					
					
A2	Zugbelastung ohne Einfluss von Achs- und Randabstand	5	22x175 / M12	175	SP1
A4	Zugbelastung mit Einfluss von Achs- und Randabstand	5	12x50 / M6	50	SP2
		5	12x85 / M6	85	SP2
		5	16x85 / M8	85	SP2
		5	16x175 / M8	175	SP2
		5	22x85 / M12	85	SP2
		5	22x175 / M12	175	SP2 ²⁾
A6.1	Zugbelastung von Doppelbefestigung senkrecht zur Lagerfuge	5	22x175 / M12	175	SP2
A6.2	Zugbelastung von Doppelbefestigung parallel zur Lagerfuge	5	22x175 / M12	175	SP3
¹⁾ Wenn der Variationskoeffizient von 5 Versuchen einer Versuchsserie $v \geq 30\%$ beträgt, wurde die Stichprobe auf 10 Versuche erweitert. ²⁾ Im Zweifelsfall wurde die Dübeltragfähigkeit an zwei unterschiedlichen Setzpositionen (mit Randeinfluss) geprüft, um den ungünstigeren Randabstand für die anderen Versuche mit SP2 zu ermitteln.					

Die experimentellen Untersuchungen wurden mit den Injektionssysteme C und D (siehe Bild 3.2 in Kapitel 3.2.1) an zehn Steinarten des Hochlochziegels und vier Steinarten des Kalksandlochsteines durchgeführt.

In Tabelle 6.1 ist das typische Versuchsprogramm der experimentellen Untersuchungen für eine Steinart angegeben.

Die Injektionsdübel wurden in der Regel mit der Verankerungstiefe von 50 mm, 85 mm und 175 mm gesetzt. Es wurden die Dübel mit und ohne Randeinfluss installiert. Die Setzposition des Dübels wurde sowohl in Bezug auf die Steinlänge mit dem Randabstand c_1 , als auch in Bezug auf die Steinhöhe mit dem Randabstand c_2 bestimmt. Allerdings wurde der Dübel in der Regel mittig in Bezug auf Steinhöhe installiert.

Das Tragverhalten einer Gruppenbefestigung wurde mit Doppelbefestigung in verschiedenen Lochsteinen untersucht. Die Orientierung der Doppelbefestigung ist mit ihrer Position zur Lagerfuge definiert. Sie wurde parallel ($s_{\parallel LF}$) sowie senkrecht zur Lagerfuge ($s_{\perp LF}$) gesetzt.

Tabelle 6.2 und Tabelle 6.3 zeigen einen Überblick der verwendeten Steine und die verwendeten Installationsparameter für die durchgeführten experimentellen Untersuchungen. Für jede Steinart sind die untersuchten Randabstände und die Achsabstände angegeben.

Tabelle 6.2: Überblick der verwendeten Steinen und Installationsparameter (experimentelle Untersuchungen) (Teil 1 / 2)

Steinart	Anzahl der Versuche	Randabstand c_1 / c_2 [mm]	Achsabstand der Doppelbefestigung $s_{\parallel LF}$ bzw. $s_{\perp LF}$ [mm]
Poroton-T8-P 6-0,6-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-982), 248x300x249 mm (1. Charge)	60	100 / 124,5 40 / 124,5 50 / 124,5 60 / 124,5	-
HLz-Plan-T 24,0-1,2-12DF (240) (DIN EN 771-1, Z-17.1-728 / -868), 373x240x249 mm	50	180 / 124,5 55 / 124,5 82 / 124,5	-
Mz 20-1,8-3DF (DIN V 105-100, DIN EN 771-1), 240x175x113 mm	15	120 / 56,5	-
Wienerberger HLzB-12-0,9-2DF (DIN 105-100, DIN EN 771-1), 240x115x113 mm	23	105 / 56,5 65 / 56,5 87 / 56,5	-
Poroton-T8-P 6-0,6-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-982), 248x300x249 mm (2. Charge)	40	70 / 124,5	$s_{\parallel LF} = 80$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm

Tabelle 6.3: Überblick der verwendeten Steinen und Installationsparameter (experimentelle Untersuchungen) (Teil 2 / 2)

Steinart	Anzahl der Versuche	Randabstand c_1 / c_2 [mm]	Achsabstand der Doppelbefestigung $s_{ LF}$ bzw. $s_{\perp LF}$ [mm]
Poroton Plan-T 20-1,4 10DF (240) (DIN EN 771-1, Z-17.1-728 / -868), 308x240x249 mm	55	148 / 124,5 109 / 124,5 83 / 124,5	$s_{ LF} = 78$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
Poroton-T8-MW 6-0,65-10DF (DIN EN 771-1, Z-17.1-1041), 248x300x249 mm	40	80 / 124,5	$s_{ LF} = 80$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
Poroton-S10-MW 10-0,75-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-1034), 248x300x249 mm	45	105 / 124,5 70 / 124,5	$s_{ LF} = 80$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
HLz Plan-U9 6-0,65-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z 17.1-890), 248x300x249 mm	80	125 / 124,5 85 / 124,5	$s_{ LF} = 65$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
Deckeneinhängeziegel 48/21; Dn-0,80-530x250x210 (DIN 4160), 530x250x210 mm	45	213 / 125 109 / 80	$s_{ LF} = 88$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
KELLERER ZMK 11 HzB 12-0,85-10DF (300), (DIN EN 771-1, Z-17.1-739), 247x300x244 mm	45	110 / 122 65 / 122	$s_{ LF} = 70$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
Kronau KSL12-1,4-8DF (DIN V 106, DIN EN 771-2), 248x240x248 mm	45	120 / 124 61,5 / 124	$s_{ LF} = 63$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
Kronau KSL12-1,4-12DF (175) (DIN V 106, DIN EN 771-2), 498x175x248 mm	40	249 / 124 115 / 124	$s_{ LF} = 64$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
KSL-R(P)-12-1,6-8DF (115) (DIN V 106, DIN EN 771-2), 498x115x248 mm	5	249 / 124	-
KSL-20-1,4-2DF (DIN 106, DIN EN 771-2), 240x115x113 mm	35	90 / 56,5	$s_{ LF} = 60$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
Gesamtzahl der Versuche	623		

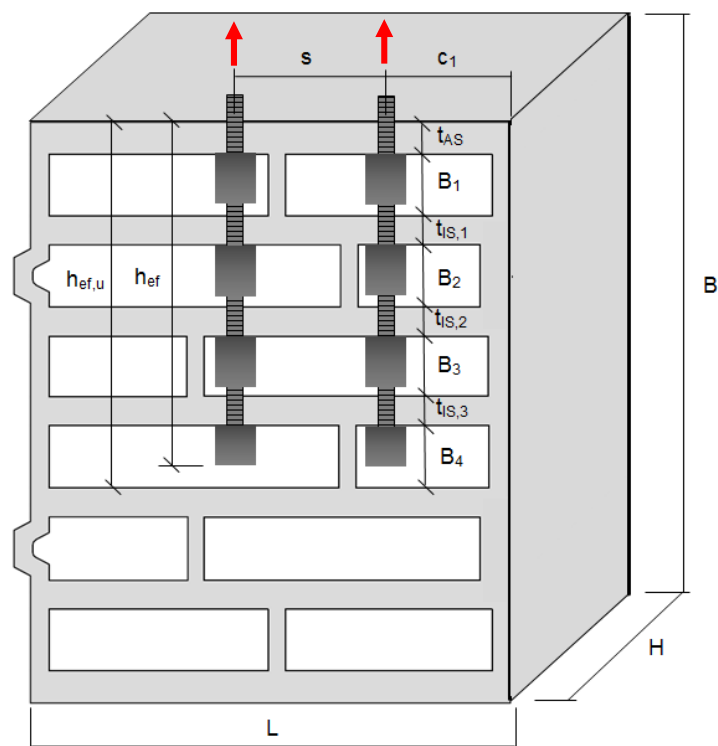
Die verwendeten Steinarten unterscheiden sich in den geometrischen Ausbildungen der Lochkammer sowie in Format. Es wurden Ziegelsteine ohne und mit integrierter Dämmung untersucht. Bei kleinformatigen Steinen wurden solche mit einem mittig im Stein vorhandenem Griffloch ausgewählt. Die Geometrie jeder Steinart, z.B. Steinaußenabmessungen, Stegbreiten und Lochgeometrie, u.Ä., wurde an einer Stichprobe von zehn Steinen vermessen. Eine Übersicht der untersuchten Steine mit ihren Abmessungen ist in Anhang (Bild A. 4 - Bild A. 13, Bild A. 15 - Bild A. 19) dargestellt. Die ermittelten Rohdichten und Festigkeiten der verwendeten Steine sind in Tabelle 3.1 und Tabelle 3.2 zusammengestellt.

Anhand der in Tabelle 6.2 und Tabelle 6.3 angegebenen Versuche wurden die Einflüsse der Installation am Steinrand und einer Gruppenbefestigung untersucht. Die

Parameterstudie zum Einfluss der Steingeometrie und der Materialeigenschaften bei Lochsteinen wurde numerisch durchgeführt. Grund hierfür ist, dass die am Markt verfügbaren realen (nicht nominellen) Mauersteingeometrien und Materialeigenschaften begrenzt verfügbar und dokumentiert sind.

Eine graphische Übersicht der numerisch untersuchten Setzparameter ist in Bild 6.1 und Bild 6.2 dargestellt. In Rahmen der numerischen Studie wurden die Abmessungen von Stein, Stegen und Lochkammern, die Setzposition und Verankerungstiefe des Dübels untersucht. Es wurde in Kapitel 5.3 gezeigt, dass die vorgeschlagene numerische Vorgehensweise zu realistischen Ergebnissen führt. Die numerischen Berechnungen wurden am einen Hochlochziegel T8 (Num.) durchgeführt, der in Kapitel 5.3 validiert wurde. Tabelle 6.4 und Tabelle 6.5 fassen die variierten Parameter zusammen. Es wurde zwischen dem Tragverhalten der Verankerung nur im Außensteg und in mehreren horizontalen Stegen unterschieden.

Anhand der aus Parameterstudie gewonnenen Kenntnisse wurde ein Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit von zugbelasteten Injektionsdübeln im Lochstein erarbeitet, das mittels der in Tabelle 6.2 und Tabelle 6.3 angegebenen experimentellen Untersuchungen (insgesamt 623 Versuche) validiert wurde.



$$h_{ef}' = \sum t = t_{AS} + t_{IS,1} + t_{IS,2} + t_{IS,3} + \dots + t_{IS,i}$$

$$\sum B_x = h_{ef} - \sum t = B_1 + B_2 + B_3 + \dots + B_i \quad (\text{Bereich } h_{ef,u})$$

Bild 6.1: Setzparameter von Injektionsdübel in Mauerstein

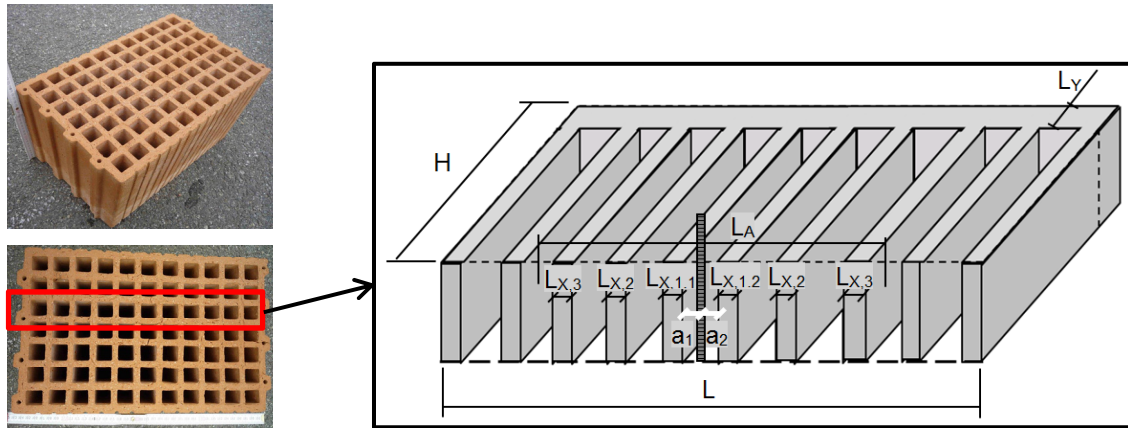


Bild 6.2: Parameter im Querschnitt eines Mauersteines in Richtung Steinhöhe

Tabelle 6.4: Überblick der untersuchten Parameter (Teil 1 / 2)

Parameter	Abkürzung	Verankerung	Stein	Untersuchungsart	
Nettodruckfestigkeit	$f_{c,Netto}$	Mehrere Stege	T8(Num.)	FE-Berechnungen	
Wirksame Verankerungstiefe	Σt	Außensteg Mehrere Stege	T8(Num.)	FE-Berechnungen (Außensteg); Experimentelle Untersuchungen (mehrere Stege)	
Steinhöhe	H	Außensteg Mehrere Stege	T8(Num.)	FE-Berechnungen	
Vertikaler Steg entlang Steinhöhe	-Dicke vert. Steg (für $L_{x,i,1}=L_{x,i,2}$, $L_{x,i,1} \neq L_{x,i,2}$) -Abstand Anker-vert. Steg (für $a_1=a_2$, $a_1 \neq a_2$, ohne a_2)	$L_{x,1}, L_{x,2}, L_{x,3}$ a_1, a_2	Außensteg Mehrere Stege	T8(Num.)	FE-Berechnungen
Hohlkammerbreite im Stein	ΣB_x	Außensteg Mehrere Stege	T8(Num.)	FE-Berechnungen	
Verstärkung entlang Auflagerfläche	L_y	Außensteg Mehrere Stege	T8(Num.)	FE-Berechnungen	
Randabstand zur Stoßfuge	c_1	Außensteg Mehrere Stege	T8(Num.) 12 Steine (Exp.)	FE-Berechnungen (Außensteg); FE-Berechnungen und experimentelle Untersuchungen (mehrere Stege)	
Randabstand zur Lagerfuge	c_2	Außensteg Mehrere Stege	T8(Num.)	FE-Berechnungen	
Achsabstand bei Doppelbefestigung mit Orientierung parallel zur Lagerfuge	$s_{ LF}$	Außensteg Mehrere Stege	T8(Num.) 7 Steine (Exp.)	FE-Berechnungen (Außensteg); FE-Berechnungen und experimentelle Untersuchungen (mehrere Stege)	

Tabelle 6.5: Überblick der untersuchten Parameter (Teil 2 / 2)

Parameter	Abkürzung	Verankerung	Stein	Untersuchungsart
Achsabstand bei Doppelbefestigung mit Orientierung senkrecht zur Lagerfuge	$S_{\perp LF}$	Außensteg Mehrere Stege	T8(Num.) 9 Steine (Exp.)	FE-Berechnungen (Außensteg); FE-Berechnungen und experimentelle Untersuchungen (mehrere Stege)

6.2 Versuchsdurchführung

Für die experimentellen Untersuchungen wurde die in Kapitel 4 festgelegte Versuchseinrichtung für Versuche im Einzelstein im virtuellen Verband (siehe Kapitel 4.2.1.3) benutzt. Dabei wurden die einzelnen Steine auf ihrer oberen und unteren Seite mit einer Pressung von $0,2 \text{ N/mm}^2$ eingespannt. Der Versuchsaufbau für Einzel- und Doppelbefestigungen unter Zugbelastung ist in Bild 6.3 und Bild 6.4 dargestellt.

Die Versuche wurden mit weiter Abstützung durchgeführt. Um ein Hochrutschen des Steines bei den Zugversuchen zu verhindern, wurde ein 2 cm breites Flacheisen an einen Metallwinkel geschraubt (Bild 6.4).

Bei den Zugversuchen mit Doppelbefestigung (Bild 6.3) wurde eine Belastungslasche benutzt um die Kraft einzuleiten. Das Anbauteil wurde mithilfe einer Mutter mit der Ankerstange handfest verbunden und die Gewindestange mit dem Hydraulikzylinder angeschlossen. Die Lastmessung erfolgte mittels einer Kraftmessdose.

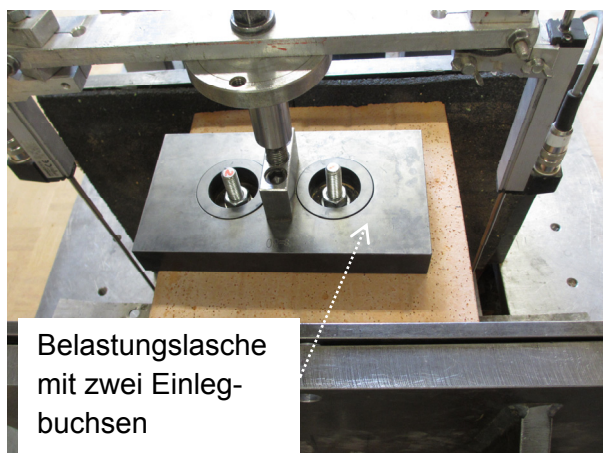


Bild 6.3: Detail der Versuchseinrichtung (Zugversuche mit Doppelbefestigung)

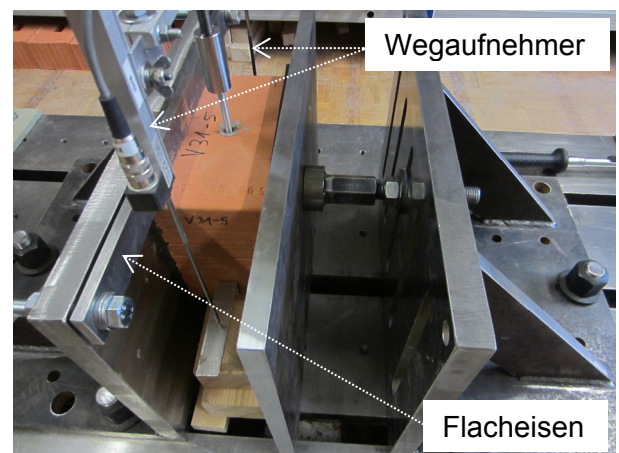


Bild 6.4: Detail der Versuchseinrichtung mit Flacheisen (Zugversuche mit Einzelbefestigung)

6.3 Versuchsergebnisse und FE-Parameterstudie

6.3.1 Tragverhalten bei Verankerung nur im Außensteg

Bei Steinen mit großen Lochkammern besteht die Möglichkeit, dass der Dübel (kleine Verankerungstiefe) lediglich im Außensteg verankert ist. Bei Hochlochziegeln können diese Gegebenheiten vor allem bei Steinen mit integrierter Dämmung auftreten. Darüber hinaus gibt es die Kalksandlochsteine mit einer Lochkammer in Richtung Steinbreite, sodass hier eine Verankerung nur im Außensteg möglich ist.

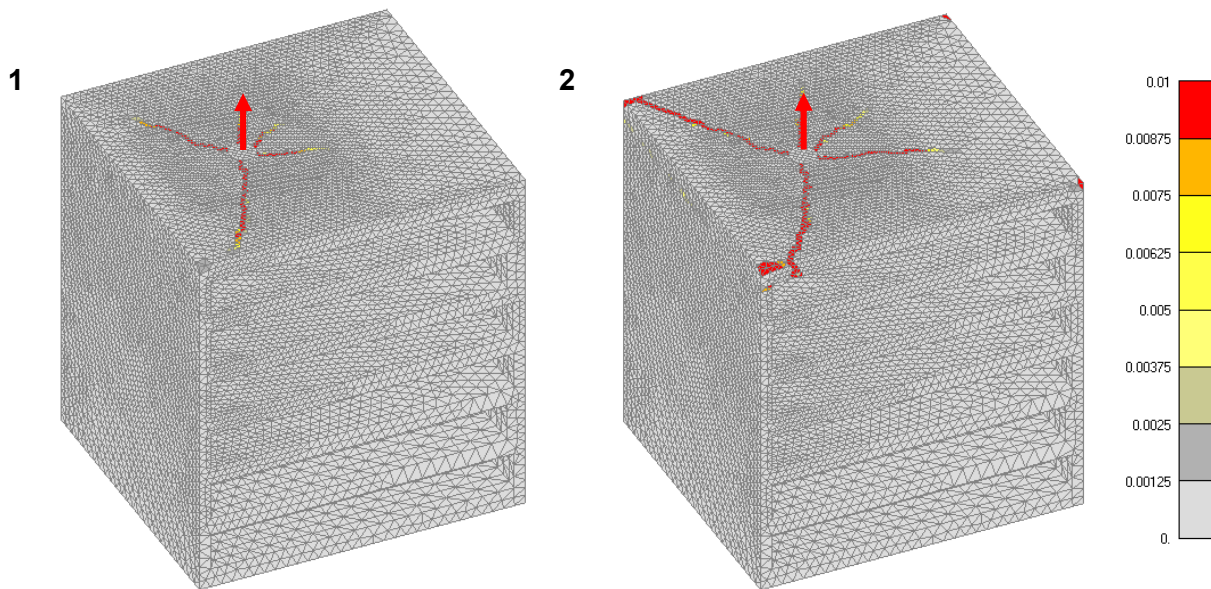
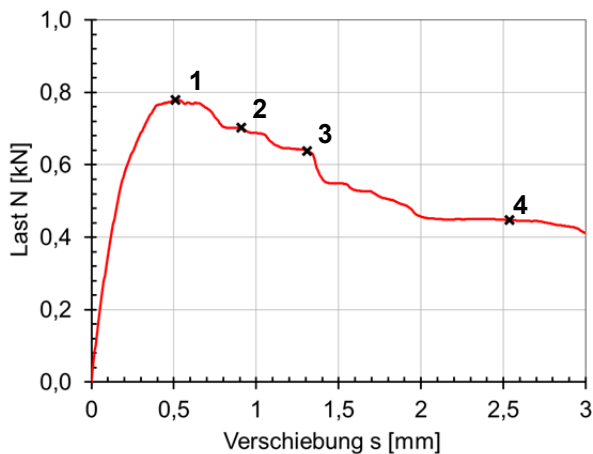


Bild 6.5: Typische Last-Verschiebungskurve und Hauptzugdehnungen (Rissbildung) in Mauerstein bei einem Zugversuch – Verankerung im Außensteg (FE-Simulation); Vergleich mit Versagensart (Nachbruch) in Versuchen (Teil 1/2)

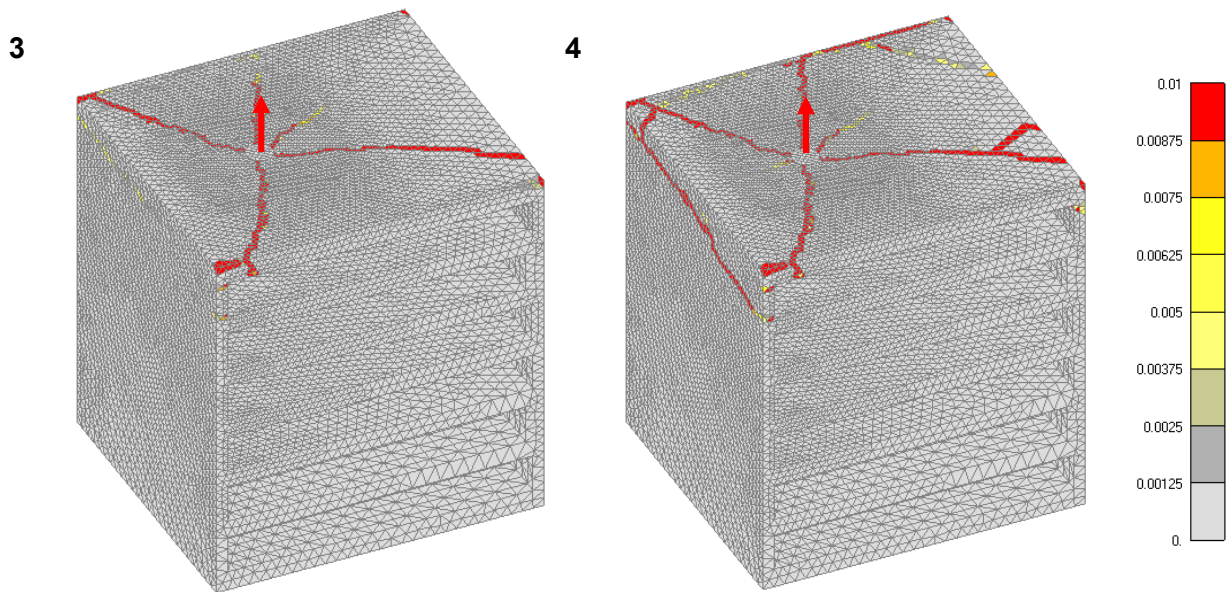


Bild 6.6: Typische Last-Verschiebungskurve und Hauptzugdehnungen (Rissbildung) in Mauerstein bei einem Zugversuch – Verankerung im Außensteg (FE-Simulation); Vergleich mit Versagensart (Nachbruch) in Versuchen (Teil 2/2)

Bild 6.5 und Bild 6.6 zeigen die typische Last-Verschiebungskurve und die Rissentwicklung bei einem Zugversuch wenn der Injektionsdübel nur im Außensteg verankert ist. Die Risse bilden sich zuerst rundherum des Ankers und verlaufen radial vom Anker ausgehend in Richtung Steinrand. Anschließend treten weitere Risse auf, und der Außensteg wird vom Stein getrennt. Das Bruchbild und die in Bild 6.7 dargestellte Deformation des Außensteges deuten darauf hin, dass das Versagen infolge der Biegung im horizontalen Außensteg erfolgt. Die Biegerisse entsprechen dem Verlauf der Risse einer mittig, punktbelasteten Betonplatten. Anhand einer überhöhten Darstellung der numerisch berechneten Deformationen bei Höchstlast (Beispiel in Bild 6.7) wurde festgestellt, dass die Fläche des Außensteges (gebogene Fläche annähernd $L_A \cdot L_A$) bis zu einer Weite entsprechend der 4-fachen Stegdicke t_{AS} vom Dübel auf Biegung beansprucht ist ($L_A \approx 8 \cdot t_{AS}$). Die Einflüsse auf die Zugtragfähigkeit des Dübels im Außensteg werden in den weiteren Abschnitten diskutiert.

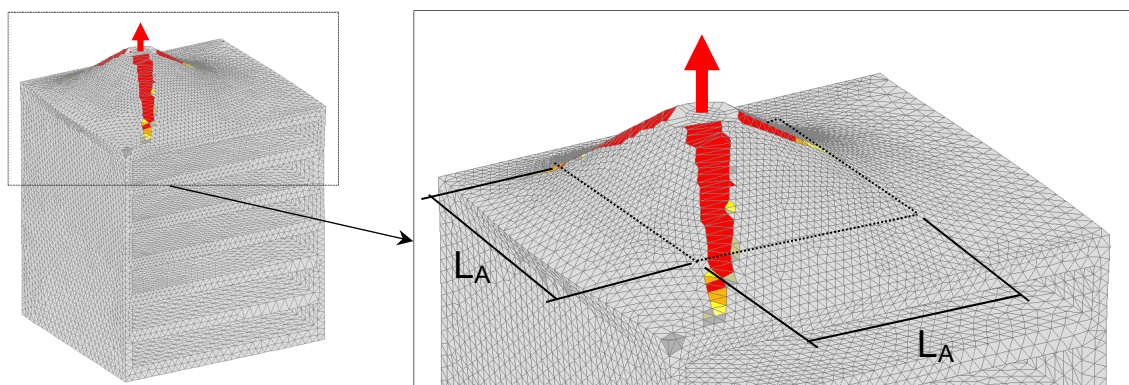


Bild 6.7: Deformation (stark überhöhte Darstellung) in Mauerstein bei Höchstlast (Zugversuch – Verankerung im Außensteg) – FE-Simulation

6.3.1.1 Einfluss der wirksamen Verankerungstiefe (Σt)

Ein wichtiger Parameter für die Dübeltragfähigkeit ist die Verankerungstiefe des Dübels. Bei einer Verankerung im Außensteg befindet sich ein Teil des Injektionsdübels im Außensteg verankert und der Rest des Dübels in nachfolgender Hohlkammer. Dabei bildet sich ein Mörtelpfropfen rundherum der Siebhülse in der Hohlkammer. Die Länge des Mörtelpfropfens in Hohlkammer hat keinen Einfluss auf die Dübeltragfähigkeit bei einem Versagen durch Steinausbruch (Meyer (2006)).

Die Dicke des Außensteges entspricht der Länge der Verankerung im Außensteg und wird als wirksame Verankerungstiefe Σt bezeichnet. Die Dicke des Außensteges (t_{AS}) wurde zwischen 8 mm und 24 mm variiert. Der Randabstand zur Stoßfuge betrug 100 mm.

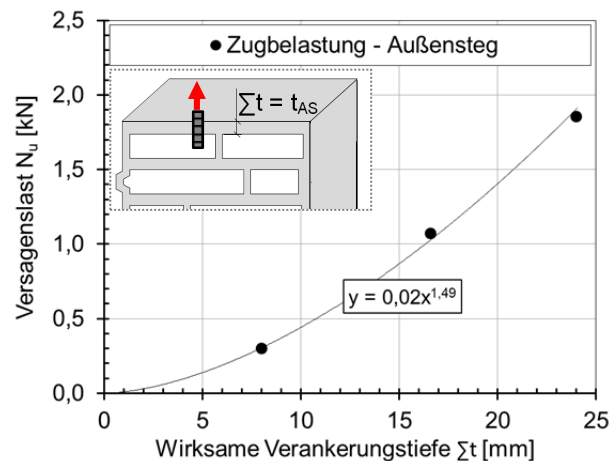


Bild 6.8: Einfluss der wirksamen Verankerungstiefe (Außensteg) auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen (Verankerung im Außensteg)

Die Verankerungen versagten immer durch Steinausbruch (siehe Bild 6.6). Der Außensteg wird bis zu einer bestimmten Weite (L_A) von Dübel entfernt auf Biegung beansprucht. Die Größe dieser Fläche ist insbesondere durch die Dicke (Steifigkeit) des Außensteges ($L_A = 8 \cdot t_{AS}$) beeinflusst. Aus diesem Grund wurde die Dicke des Außensteges bis maximal 24 mm ($t_{AS} \leq 24$ mm) berücksichtigt, um den zusätzlichen Einfluss des Bauteilrands zu vermeiden. Die Ergebnisse zur Untersuchung der wirksamen Verankerungstiefe auf die Dübeltragfähigkeit sind in Bild 6.8 dargestellt. Die Berechnungen ergeben einen Lastanstieg mit der zunehmenden wirksamen Verankerungstiefe. Die Bruchlast ist proportional zu $(\Sigma t)^{1,5}$ und stimmt mit den Ergebnissen von Meyer (2006) für eine Verankerung im Außensteg überein.

6.3.1.2 Einfluss der Steinhöhe (H)

Der Einfluss der Steinhöhe auf die Dübeltragfähigkeit wurde numerisch untersucht. Der Randabstand zur Stoßfuge betrug 100 mm. Der Dübel wurde in Bezug auf die

Steinhöhe mittig montiert. Es wurden zwei Außenstegdicken betrachtet: $t_{AS} = 16,6$ mm (dünner Außensteg) und $t_{AS} = 40,0$ mm (dicker Außensteg).

Bild 6.9 zeigt den Einfluss der Steinhöhe auf die Traglast des Dübels für die beiden untersuchten Außenstegdicken. Da das Versagen durch die Biegung des Steges indiziert wird, wurde die Steinhöhe auf die Außenstegdicke bezogen. Die Höchstlast wurde auf die Referenzlast bezogen, wobei als Referenzlast die Tragfähigkeit des Dübels bei maximaler Steinhöhe herangezogen wurde. Die Ergebnisse zeigen, dass etwa ab einer Steinhöhe entsprechend der 8-fachen Außenstegdicke die Versagenslast konstant bleibt. Bis zu dieser Steinhöhe ist die Last geringer, sodass die Tragfähigkeit linear mit dem zunehmenden Verhältnis H/t_{AS} ansteigt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Fläche des Außensteges bis zu einer Weite entsprechend der 4-fachen Stegdicke t_{AS} vom Dübel auf Biegung beansprucht ist. Die Ergebnisse zeigen keinen Unterschied für dünne und dicke Außenstege. Das Tragverhalten und der Einfluss des Verhältnisses H/t_{AS} waren jeweils identisch.

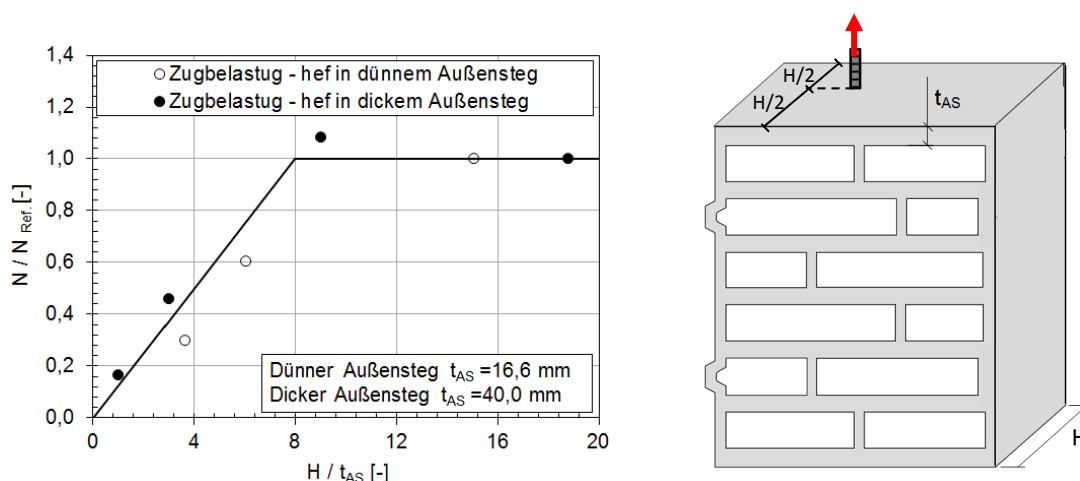


Bild 6.9: Einfluss der Steinhöhe auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen (Verankerung im Außensteg)

6.3.1.3 Einfluss der Hohlkammerbreite im Stein (B_1)

Die Hohlkammerbreite B_1 (siehe Bild 6.10) im Stein wurde numerisch in drei Stufen zwischen 5,45 mm und 32,0 mm variiert. Dabei wurde die Breite der zum Außensteg nachfolgenden Hohlkammern geändert. Als Vergleichswert wurde die Versagenslast bei der Hohlkammerbreite von 32,0 mm herangezogen. Wie es aus Bild 6.10 folgt, ist kein Zusammenhang zwischen der Dübeltragfähigkeit und der Hohlkammerbreite erkennbar. Dasselbe Ergebnis zeigen auch die Untersuchungen von Meyer (2006), in denen der Durchmesser erster Hohlkammer (runde Kammer) in Kalksandlochstein variiert wurde.

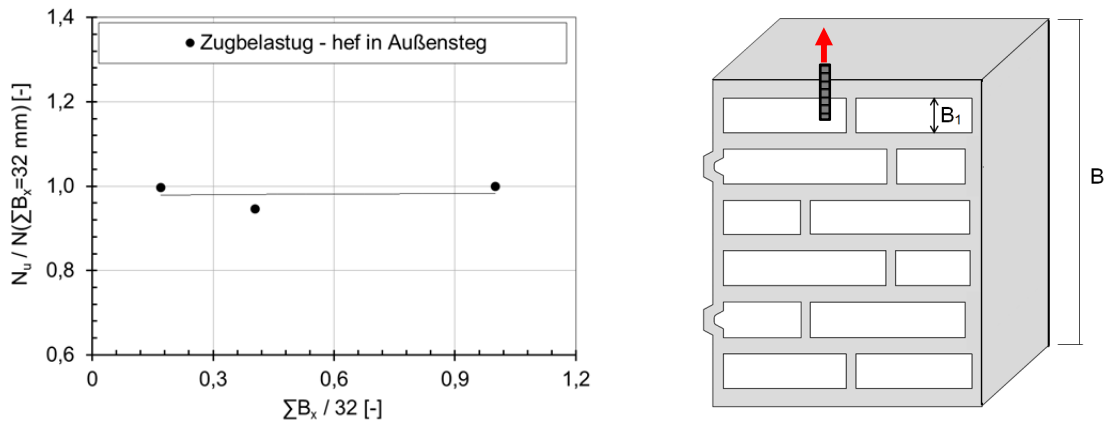


Bild 6.10: Einfluss der Hohlkammerbreite (B_1) im Stein auf die Traglast von Injektionsdübeln (Verankerung im Außensteg)

6.3.1.4 Einfluss der vertikalen Stege entlang Steinhöhe (Abstand zwischen Stegen „a“, Abstand Anker-Steg „a_i“, Stegdicke $L_{x,i}$)

Die vertikalen Stege verlaufen entlang der gesamten Steinhöhe und verstärken den Stein. Die inneren vertikalen Stege haben eine Stärke, die in der Regel halb so groß wie die des horizontalen Außensteges ist. Die äußeren vertikalen Stege sind annähernd gleich dick wie horizontaler Außensteg. Allerdings können die beiden vertikalen Außenstege bis zu zweifacher Dicke des horizontalen Außensteges betragen, wie es häufig der Fall bei den Steinen mit größeren Lochkammern ist.

Der Einfluss der vertikalen Stege (siehe Bild 6.11) auf die Tragfähigkeit eines Dübels wurde anhand der FE-Berechnungen ermittelt. Zunächst wurde ein Mauerwerksstein ohne innere Stege erstellt. Die Dübeltragfähigkeit in diesem Stein wird als Referenzwert für die weiteren Untersuchungen zur Dübeltragfähigkeit herangezogen. Die Dicke des horizontalen Außensteges t_{AS} und die Setzposition des Dübels wurden für alle Untersuchungen konstant gehalten.

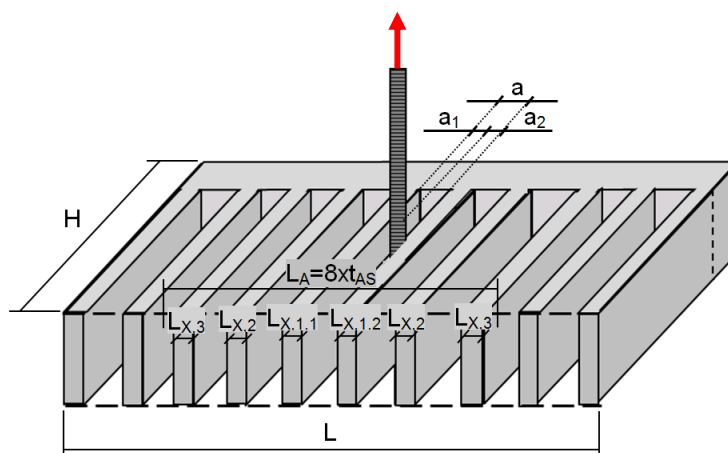


Bild 6.11: Untersuchte Parameter im Querschnitt eines Mauersteines in Richtung Steinhöhe

Zuerst wurde der Einfluss der vertikalen Stege in der unmittelbaren Dübelnähe untersucht. Bild 6.12 zeigt den Einfluss der Dicke eines vertikalen Steges und den Einfluss unterschiedlicher Dicken zwei vertikaler Stege im Stein auf die Bruchlast des Injektionsdübels. Beide Fälle sind sehr häufige Konfigurationen in Steinen mit integrierter Dämmung. Wenn nur ein vertikaler Steg in der Nähe des Dübels vorhanden ist, zeigt sich eine Lastzunahme mit zunehmender Stegdicke. Weiterhin wurde der Fall mit zwei vertikalen Stegen untersucht, wobei die Stege mit gleichem Abstand vom Dübel entfernt sind. Dabei entsprach die Stegdicke der halben Dicke des horizontalen Außenstegs t_{AS} . Wenn die beiden Stege $L_{x,1.1} = t_{AS}/2$ dick sind, ist keine Lastabtragung nach dem ersten Lastmaximum möglich. Falls ein Steg dicker als $t_{AS}/2$ ist, kann eine weitere Lasterhöhung nur mit dem dünneren Steg nach dem ersten Lastmaximum gewährleistet werden.

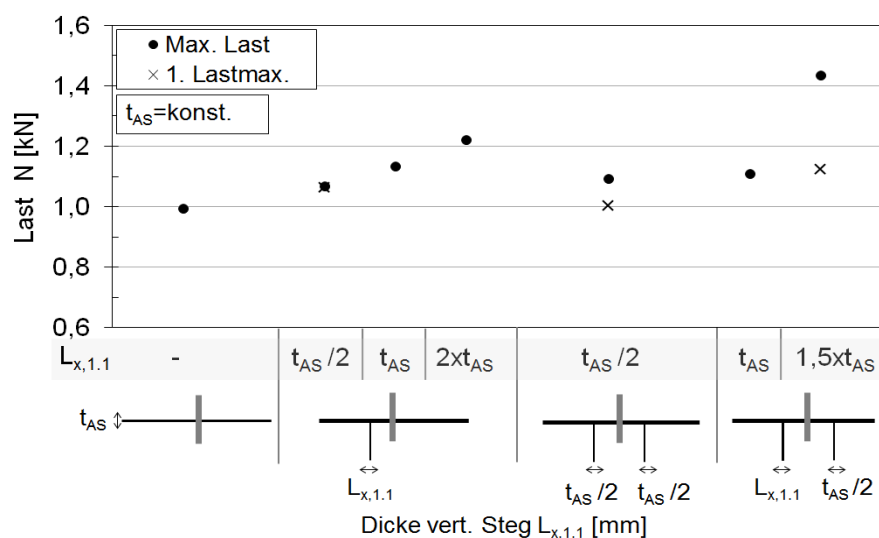


Bild 6.12: Einfluss von Dicke ($L_{x,1.1}$) eines vertikalen Steges bzw. unterschiedlichen Dicken zwei vertikaler Stege in unmittelbarer Dübelnähe auf die Traglast von Injektionsdübeln (Verankerung im Außensteg)

Ebenso können die Stege unterschiedlichen Abstand voneinander bzw. bezogen auf die Dübelachse haben. Aus diesem Grund wurde der Abstand zwischen den Stegen (Parameter a) variiert, wobei die beiden Stege mit gleichem Abstand von dem Dübel angeordnet wurden (siehe Bild 6.13, a)). Es zeigt sich kein wesentlicher Einfluss des Abstands zwischen den Stegen auf die Tragfähigkeit des Dübels. Wenn hingegen die Stege einen unterschiedlichen Abstand (Bild 6.13, b)) zum Dübel haben, darf mehr oder weniger nur der nähere Steg für die Lastabtragung berücksichtigt werden.

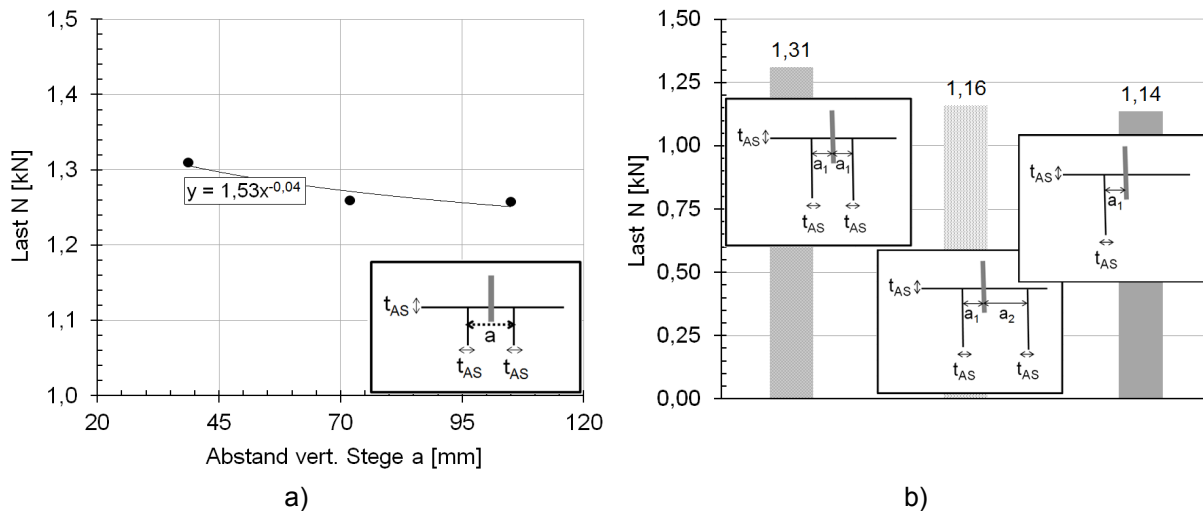


Bild 6.13: Einfluss des Abstands von vertikalen Stegen im Stein auf die Traglast von Injektionsdübeln (Verankerung im Außensteg)

Aus den genannten Feststellungen folgt, dass im Falle zwei unterschiedlich dicke Stege bzw. zwei zum Dübel unterschiedlich entfernte Stege nur der dünnere bzw. der nähere Steg ($L_{x,1,1}$) für die Lastabtragung berücksichtigt werden kann. Bild 6.14 stellt den Zusammenhang zwischen der Traglast von Injektionsdübel und der Dicke von einem vertikalen Steg $L_{x,1,1}$ im Stein dar. Aus den Ergebnissen folgt, dass die Tragfähigkeit des Dübels proportional zu $(L_{x,1,1}/t_{AS})^{0,1}$ ansteigt.

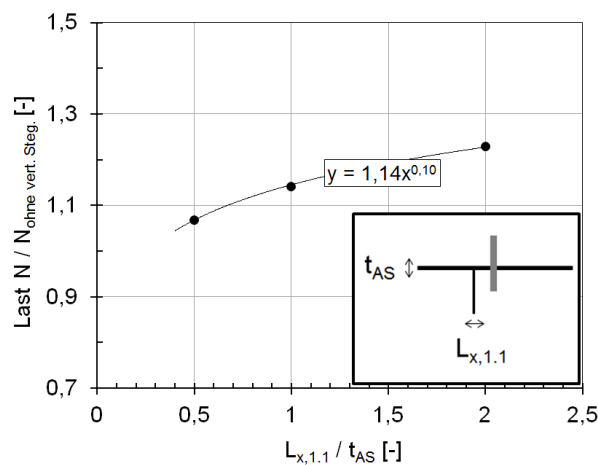


Bild 6.14: Einfluss der Dicke von einem vertikalen Steg $L_{x,1,1}$ im Stein auf die Traglast von Injektionsdübeln (Verankerung im Außensteg)

Wenn nur schmale Lochkammern im Stein vorhanden sind, beträgt die Dicke der vertikalen Stege annähernd die Hälfte des Außensteges (t_{AS}). Der Einfluss der Dicke der vertikalen Stege wurde anhand der numerischen Untersuchungen untersucht. Es wurden jeweils die gleiche Anzahl der vertikalen Stege von beiden Seiten des Ankers (parallel zur Steinlänge) in den FE-Berechnungen modelliert. Die Dicke t_{AS} des horizontalen Steges und der vertikalen Stege ($t_{AS}/2$), sowie der Abstand zwischen den vertikalen Stegen wurden dabei konstant gehalten. Im Diagramm ist die Gesamtdicke aller Stege ΣL_x auf die Dicke des horizontalen Außensteges t_{AS} bezogen. Wie aus

Bild 6.15 ersichtlich ist, ergibt sich dabei eine höhere Last nur für die Stege innerhalb von dem auf Biegung beanspruchten Bereich ($8 \cdot t_{AS}$). Die Versagenslast ist proportional zu $(\Sigma L_x / t_{AS})^{0,24}$.

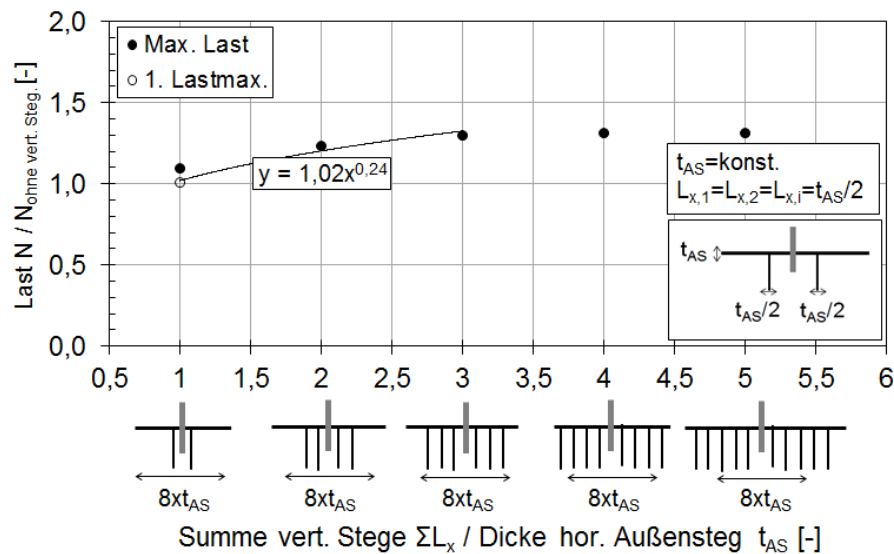


Bild 6.15: Einfluss der Dicke von vertikalen Stegen im Stein mit schmalen Lochkammern auf die Traglast von Injektionsdübeln (Verankerung im Außensteg)

Um den Einfluss der Stegdicke im Stein mit großen Lochkammern auf die Dübeltragfähigkeit zu untersuchen, wurde die Dicke der beiden Stege in der unmittelbaren Nähe der größeren Kammer variiert. Das Zeichen „i“ ($i = 1, 2, 3$) in der Bezeichnung der Stegdicke $L_{x,i}$ zeigt die Position des Stegs von dem Dübel (siehe Bild 6.16).

Fall i: Einfluss erster Steg neben Dübel:

Zuerst wurde die Dicke der beiden ersten, neben dem Dübel vorhandenen Stege untersucht (siehe Bild 6.16, a)). Die beiden Stege waren gleich dick und hatten stets gleichen Abstand von dem Dübel (Abstand wurde nicht variiert). Die Dicke wurde zwischen der halben und der 2-fachen Dicke des horizontalen Außensteges t_{AS} variiert. Dabei ergibt sich ein Zusammenhang zwischen der Versagenslast und der Gesamtdicke von den vertikalen Stegen, sodass die Last mit $(2 \cdot L_{x,1} / t_{AS})^{0,51}$ steigt, wie in Bild 6.17, a) ersichtlich ist.

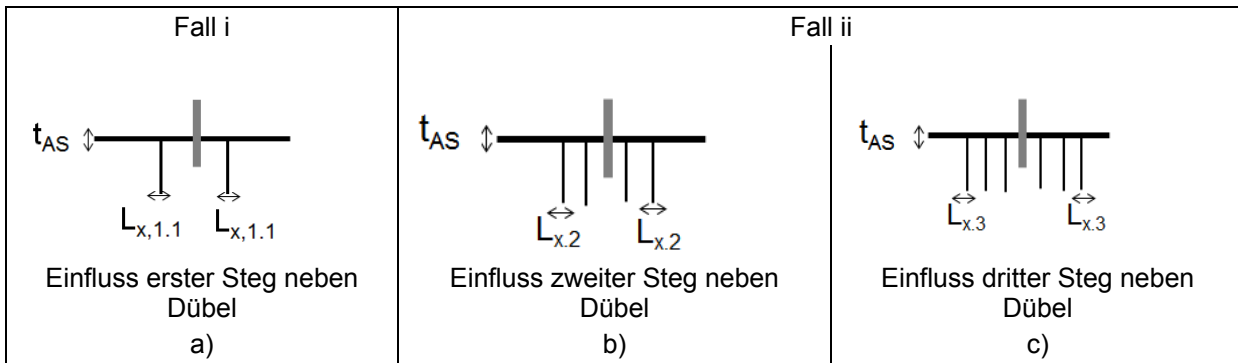


Bild 6.16: Untersuchte Fälle für den Einfluss der Dicke von vertikalen Stegen im Stein mit großen Lochkammer auf die Traglast von Injektionsdübeln (Verankerung im Außensteg)

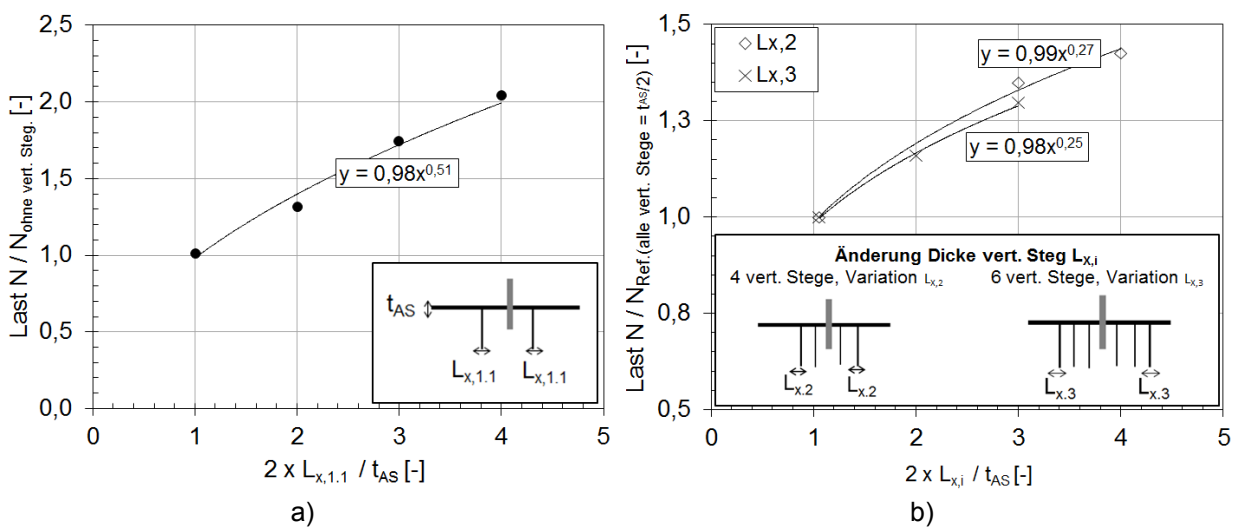


Bild 6.17: Einfluss der Dicke von vertikalen Stegen im Stein mit großen Lochkammer auf die Traglast von Injektionsdübeln (Verankerung im Außensteg)

Fall ii: Einfluss zweiter und dritter Steg neben Dübel:

In einem Stein mit größeren Lochkammern kann auch der Fall ii in Bild 6.16, b) und c) auftreten. Wie bereits erwähnt, sind bei Mauersteinen die Innenstege in der Regel halb so groß wie die Außenstege ($t_{AS}/2$). Es gibt jedoch Ausnahmen. Insbesondere bei größeren Lochkammern werden dickere Stege in der unmittelbaren Nähe der größeren Kammer eingesetzt. Dabei sind typischerweise vier (Dicke äußeres Steges $L_{x,2}$) oder sechs (Dicke äußeres Steges $L_{x,3}$) vertikale Stege im Bereich $8 \cdot t_{AS}$ vorhanden. Folglich wurde nur die Dicke der äußeren Stege im Bereich $8 \cdot t_{AS}$ variiert. Im Diagramm (Bild 6.17, b)) ist die Gesamtdicke der äußeren Stege (im Bereich $8 \cdot t_{AS}$) auf den Wert t_{AS} bezogen. Als Referenzlast wurde die Tragfähigkeit eines Dübels verwendet, bei dem alle vertikalen Stege eine Dicke von $t_{AS}/2$ aufweisen. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass die Lasterhöhung bei größeren Dicken der vertikalen Stegen zu $(2 \cdot L_{x,i}/t_{AS})^{0,25}$ ($i = 2$ bzw. 3) proportional ist. Dieses Ergebnis beweist, dass die ersten, neben dem Dübel angeordneten Stege stärker die Dübeltragfähigkeit beeinflussen als die nachfolgenden Stege. Darüber hinaus haben alle nachfolgenden Stege innerhalb des Bereichs $8 \cdot t_{AS}$ einen nahezu identischen Einfluss auf die Last.

6.3.1.5 Einfluss einer Verstärkung entlang der Auflagerfläche (Dicke L_y)

Bei Kalksandlochsteinen kommt es häufig vor, dass die Lochung entlang der Auflagerflächen geschlossen ist. Obwohl die Dicke solcher Verstärkung in der Regel max. $1,5 \cdot t_{AS}$ beträgt, wurden in der numerischen Parameterstudie (mit dem mittig im Stein gesetzten Dübel) auch größere Dicken untersucht. Ein wichtiger Grund dafür liegt in der Tatsache, dass dieser Teil beim Setzen des Dübels mit einem Randabstand zur Lagerfuge $c_2 < 4 \cdot t_{AS}$ im biegebeanspruchten Bereich liegt. Zur Untersuchung dieses Einflusses wurde die Dicke der Verstärkung entlang Auflagerfläche in Richtung Steinhöhe (L_y) vergrößert, sodass sie sich teilweise im biegebeanspruchten Bereich befindet. Als Referenzwert diente die Dübeltragfähigkeit im Stein ohne diese Verstärkung. Die Ergebnisse in Bild 6.18 deuten darauf hin, dass eine Verstärkung entlang der Auflagerfläche die Dübeltragfähigkeit generell um 20 % erhöht. Wenn die Verstärkung mit einer Dicke von mehr als t_{AS} im biegebeanspruchten Bereich liegt, wird die Traglast noch stärker erhöht. Um diesen Einfluss zu untersuchen, wurde die Dicke ($L_{y,i}$) der Verstärkung innerhalb des biegebeanspruchten Bereichs untersucht. Wie in Bild 6.19 dargestellt, ist die zusätzliche Zunahme der Versagenslast für die Verstärkung im biegebeanspruchten Bereich im Fall $L_{y,i} > t_{AS}$ proportional zu $(L_{y,i}/t_{AS})^{0,16}$.

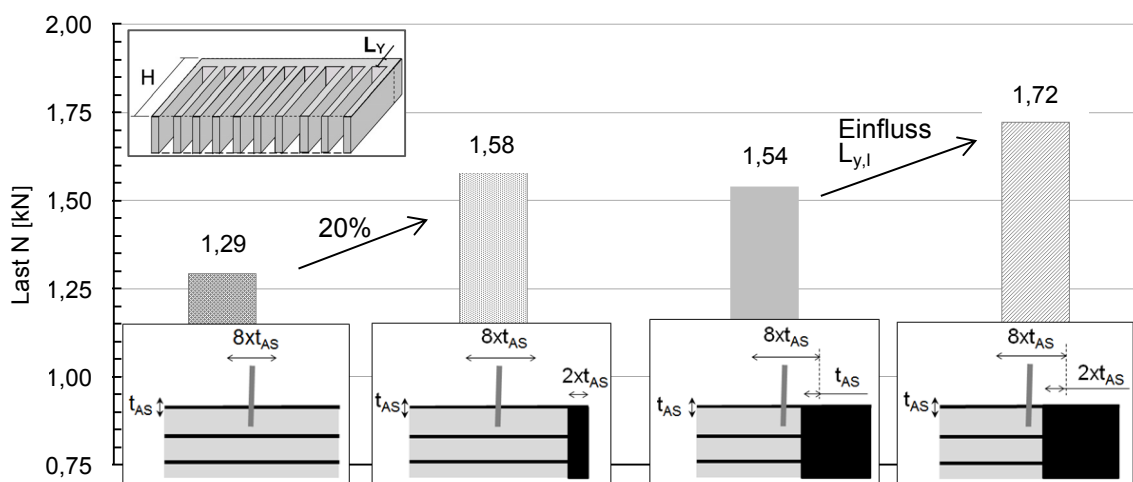


Bild 6.18: Einfluss der Verstärkung entlang der Auflagerfläche (Dicke L_y) auf die Traglast von Injektionsdübeln (Verankerung im Außensteg)

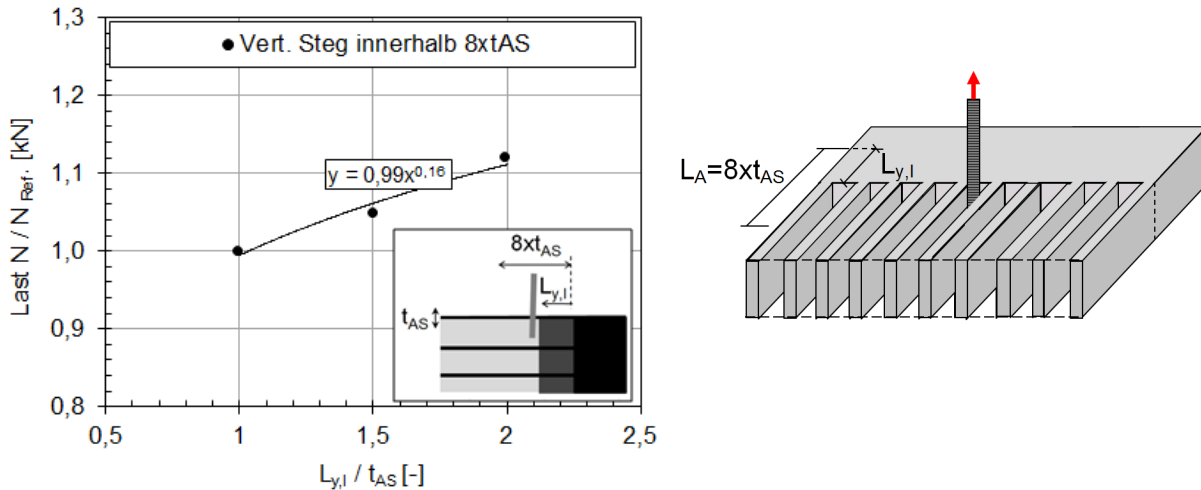


Bild 6.19: Einfluss von Dicke ($L_{y,l}$) der Verstärkung im biegebeanspruchten Bereich auf die Traglast von Injektionsdübeln (Verankerung im Außensteg)

6.3.1.6 Einfluss des Randabstands zur Stoßfuge (c_1)

Der Einfluss des Randabstands zur Stoßfuge wurde mittels numerischer Berechnungen untersucht. Es wurden Randabstände zwischen $c_1 = 20$ mm und $c_1 = 100$ mm variiert, alle anderen Parameter wurden konstant gehalten. Bild 6.20 zeigt die Last-Verschiebungskurve und die Rissentwicklung im Mauerstein für den Injektionsdübel mit einem reduzierten Randabstand c_1 . Beim Erreichen der Höchstlast versagt der Stein an der Verbindung zwischen dem horizontalen und vertikalen Steg. Weiterhin erfolgt die Spannungumlagerung im Stein, und die bei dem zweiten Lastmaximum auftretenden Risse verlaufen radial von dem Anker hinaus. Im Vergleich zur Rissbildung in der Steinfläche (ohne Randeinfluss, siehe Bild 6.5 und Bild 6.6) verläuft ein Riss bei geringem Randabstand senkrecht zum näheren Rand. Es ist dabei der typische Verlauf von Biegerissen in der Randnähe des Steins zu erkennen.

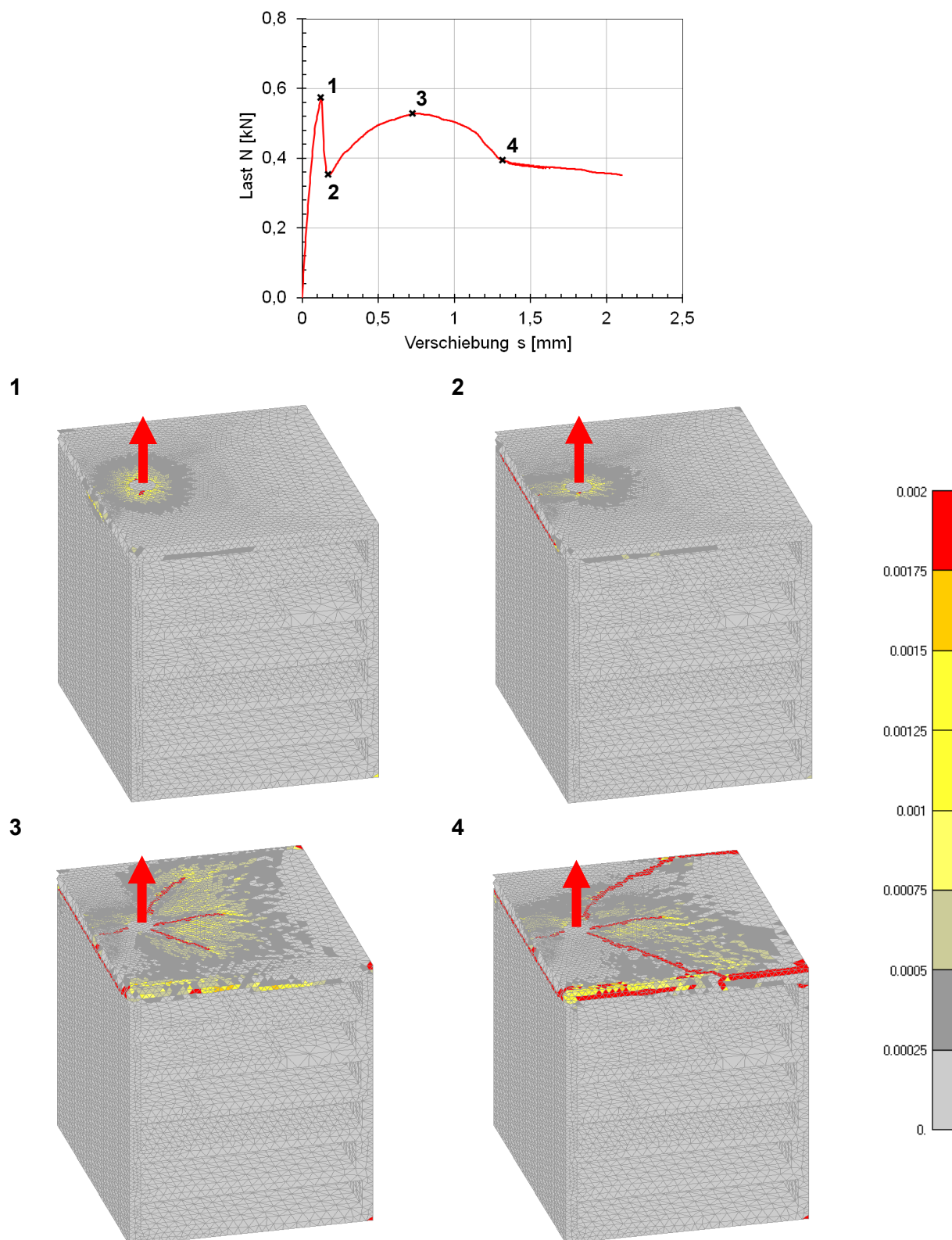


Bild 6.20: Typische Last-Verschiebungskurve und Hauptzugdehnungen (Rissbildung) in Mauerstein bei einem Zugversuch mit Verankerung im Außensteg, Randabstand zur Stoßfuge $c_1 = 40$ mm

Die Versagenslasten von Injektionsdübeln in Abhängigkeit des Abstandes c_1 zur Stoßfuge sind in Bild 6.21 dargestellt. Zur Auswertung der Tragfähigkeit des Dübels am Rand wurde das erste Lastmaximum herangezogen. Als Referenzlast diente die Tragfähigkeit des Dübels in Steinmitte ohne Randeinfluss ($c_1 = 100$ mm). Um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten handelte es sich dem Referenzversuch um den Mauerwerkstein mit einem vertikalen inneren Steg (siehe Bild A. 4, ein vert. Steg in Bereich $8 \cdot t_{AS}$). Die durchgezogene Linie im Diagramm in Bild 6.21 stellt eine Regressionskurve der Ergebnisse dar. Diese zeigen eine Abnahme der Versagenslasten mit abnehmendem Abstand zur Stoßfuge c_1 . Wenn der Randabstand c_1 größer als die 4-fache Dicke des Außensteiges ist, ist kein Randeinfluss auf die Zugtragfähigkeit mehr zu erwarten. Die Last für die Verankerung $c_1 \approx t_{AS}$ weicht leicht von der Regressionskurve ab. Der Grund dafür ist eine behinderte Durchbiegung entlang der kürzeren Steinseite, wodurch die Zugspannungen direkt in den vertikalen Steg eingeleitet werden (siehe Bild 6.22).

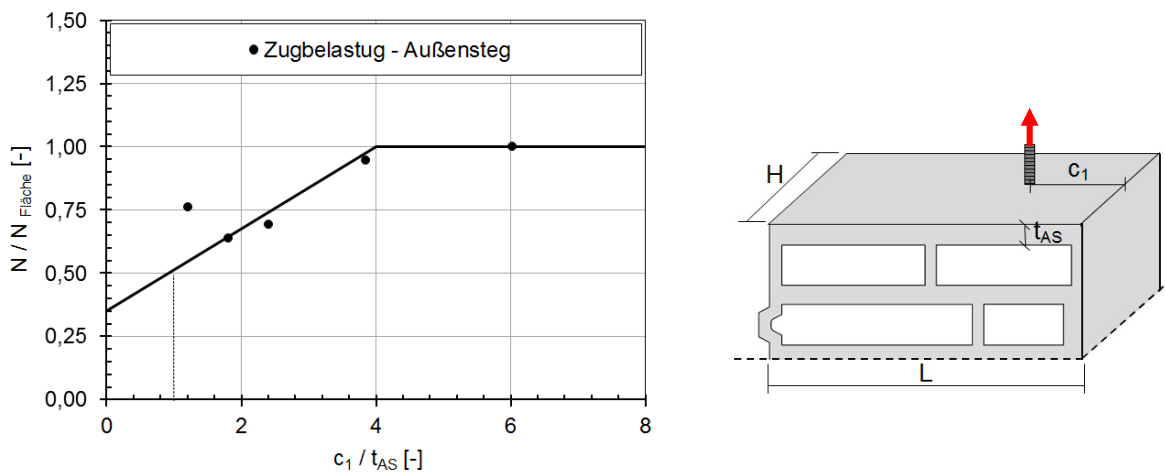


Bild 6.21: Einfluss des Randabstands zur Stoßfuge im Stein auf die Traglast von Injektionsdübeln (Verankerung im Außensteg)

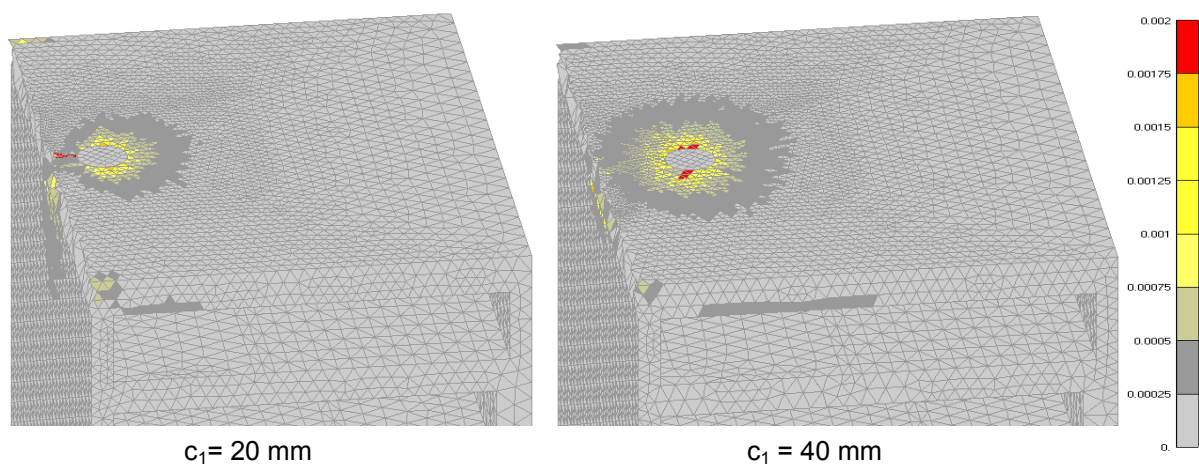


Bild 6.22: Hauptzugdehnungen (Rissbildung) in Mauerstein bei Höchstlast für die Randabstände $c_1 = 20$ mm ($c_1 \approx t_{AS}$) und $c_1 = 40$ mm ($c_1 \approx 2 \cdot t_{AS}$) - Zugversuch einer Verankerung im Außensteg

6.3.1.7 Einfluss des Randabstandes zur Lagerfuge (c_2)

In diesem Kapitel sind die numerischen Ergebnisse zum Einfluss des Randabstands einer Verankerung zur Lagerfuge c_2 dargestellt. Der Randabstand wurde zwischen $c_2 = 20$ mm und $c_2 = 125$ mm untersucht. Dabei betrug die Steinhöhe 250 mm ($H = 250$ mm). Die entsprechenden Ergebnisse sind in Bild 6.23 dargestellt. Die Lasten wurden auf die Tragfähigkeit des Dübels in Steinfläche (ohne Randeinfluss) bezogen, die Randabstände c_2 auf die Dicke des Außensteges t_{AS} . Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass die Tragfähigkeit mit kleinerem Randabstand $c_2 < 4 \cdot t_{AS}$ geringer wird. Für einen Randabstand c_2 größer als die 4-fache Dicke des Außensteges bleibt die Tragfähigkeit konstant.

Wie aus Kapitel 6.3.1.2 (Einfluss der Steinhöhe H) folgt, ist eine Lastabnahme ebenfalls für kleinere Steinhöhen $H < 8 \cdot t_{AS}$ (siehe Bild 6.9) vorhanden. Die Ergebnisse der beiden Einflüsse (Randabstand zur Lagerfuge c_2 und Steinhöhe H) sind in Bild 6.24 dargestellt. Die Lasten wurden auf die Dübeltragfähigkeit in Steinfläche ($H > 8 \cdot t_{AS}$ bzw. $c_2 > 4 \cdot t_{AS}$) bezogen. Die Ergebnisse zeigen, dass die beiden Parameter einen vergleichbaren Einfluss auf die Versagenslast haben. Dabei kommt es zur Verringerung der Tragfähigkeit, wenn der Abstand des Dübels von mindestens einem Rand kleiner als $4 \cdot t_{AS}$ ist. Dieser Abstand wurde in Kapitel 6.3.1 als L_A bezeichnet und stellt die Größe des biegebeanspruchten Bereichs ($L_A < 8 \cdot t_{AS}$) dar. Die in Bild 6.24 dargestellte Lastreduzierung ist für $L_A < 8 \cdot t_{AS}$ linear mit $L_A / 8 \cdot t_{AS}$. Ab einer Länge $L_A \geq 8 \cdot t_{AS}$ ist kein Randeinfluss vorhanden.

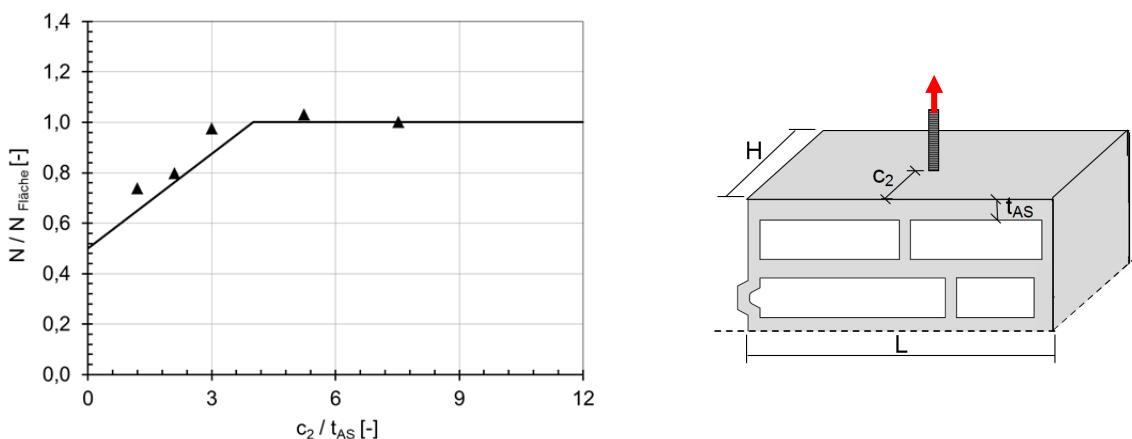


Bild 6.23: Einfluss des Randabstands zur Lagerfuge im Stein auf die Traglast von Injektionsdübeln (Verankerung im Außensteg)

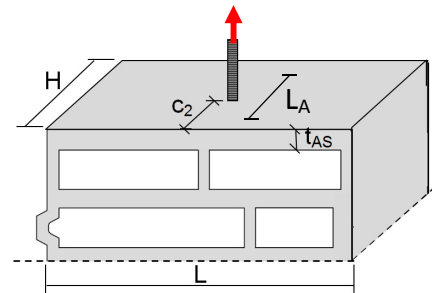
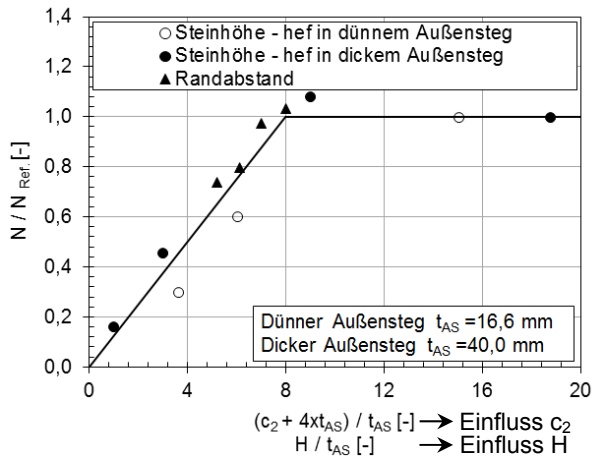


Bild 6.24: Einfluss des Randabstands zur Lagerfuge und Steinhöhe auf die Traglast von Injektionsdübeln (Verankerung im Außensteg)

6.3.1.8 Einfluss des Achsabstands parallel zur Lagerfuge (Gruppenbefestigung)

Der Einfluss des Achsabstands parallel zur Lagerfuge auf das Tragverhalten von Gruppenbefestigung wurde an Doppelbefestigung numerisch untersucht. Der Achsabstand wurde zwischen $s_{||LF} = 34$ mm und $s_{||LF} = 228$ mm variiert. Die Ergebnisse zum Einfluss des Achsabstands (parallel zur Lagerfuge) auf die Tragfähigkeit des Dübels sind in Bild 6.25 dargestellt. Die Versagenslasten der Doppelbefestigung wurden dabei auf die Referenzlast einer Einzelbefestigung normiert. Der vorhandene Achsabstand hingegen wurde auf die Außenstegdicke t_{AS} bezogen, um den biegebeanspruchten Bereich definieren zu können. Die Berechnungen ergeben einen Lastanstieg mit größer werdendem bezogenem Achsabstand. Bei Achsabständen $s \geq 8 \cdot t_{AS}$ wird letztlich die doppelte Tragfähigkeit einer Einzelbefestigung erreicht. Dies kann anhand der Rissbildung (siehe Bild 6.26) bei Höchstlast und im Nachbruch für die Doppelbefestigung mit und ohne Einfluss eines Achsabstands gezeigt werden. Für den Achsabstand $s < 8 \cdot t_{AS}$ bildet sich bei der Höchstlast ein Riss zwischen den Dübeln der Doppelbefestigung, der eine weitere Laststeigerung verhindert. Für die Dübeltragfähigkeit ohne Einfluss des Achsabstands ist diese Mitwirkung der Dübel innerhalb der Gruppe erst im Nachbruch gegeben. Bei Erreichen der Höchstlast erfolgt die Rissbildung gleichmäßig um die einzelnen Dübel und der Riss zwischen den Dübeln bildet sich erst im Nachbruchbereich aus.

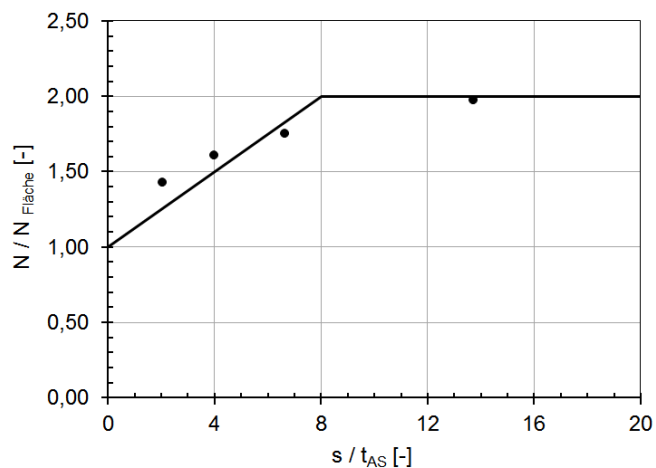


Bild 6.25: Einfluss des Achsabstands von Doppelbefestigung mit Orientierung parallel zur Lagerfuge auf die Traglast von Injektionsdübeln (Verankerung im Außensteg) – Die volle Linie ist Regressionslinie der Ergebnisse.

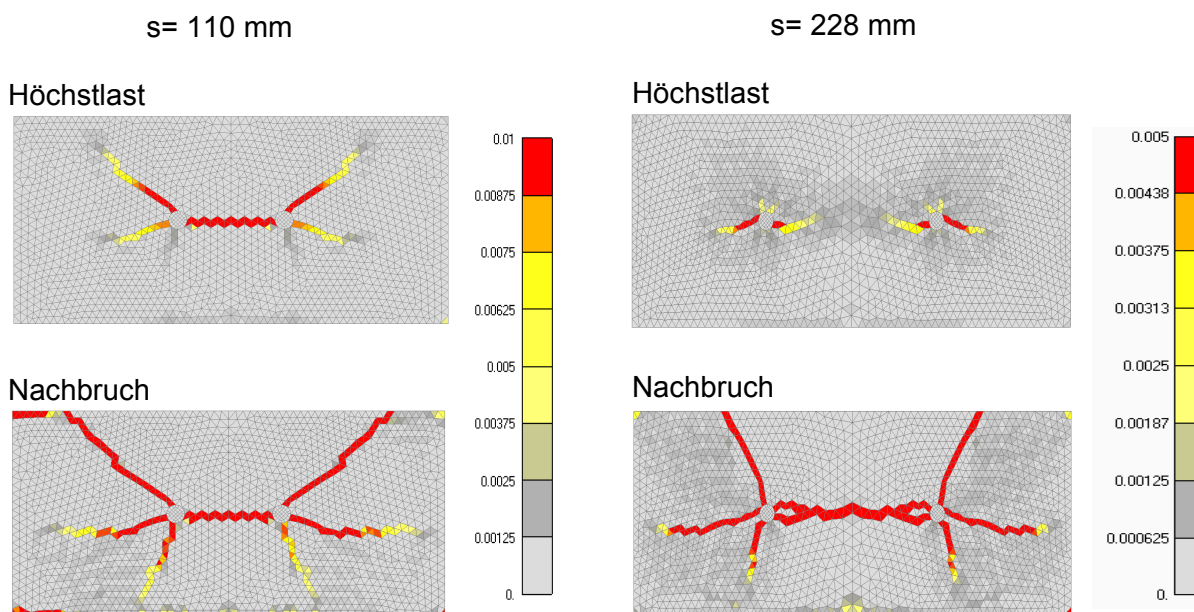


Bild 6.26: Hauptzugdehnungen (Rissbildung) in Mauerstein bei Höchstlast und in Nachbruch für die Doppelbefestigung mit ($s=110$ mm) und ohne ($s=228$ mm), Einfluss von Achsabstand (Zugversuch – Verankerung im Außensteg, Orientierung parallel zur Lagerfuge)

6.3.1.9 Einfluss des Achsabstands senkrecht zur Lagerfuge (Gruppenbefestigung)

Der Einfluss des Achsabstandes senkrecht zur Lagerfuge wurde anhand der numerischen Simulationen untersucht. Dabei wurde der Achsabstand zwischen 40 mm und 248 mm variiert. In Bild 6.27 sind die Ergebnisse der Parameterstudie dargestellt. Dabei wurden die Lasten auf die Referenzlast einer entsprechenden Einzelbefestigung und der Achsabstand s auf die Dicke des horizontalen Außensteges t_{AS} bezogen. Die Tragfähigkeit der Doppelbefestigung steigt mit zunehmendem Achsabstand an. Für den Achsabstand $s = 8 \cdot t_{AS}$ wird die doppelte Tragfähigkeit einer Einzelbefestigung erreicht, die für größere Achsabstände ($s \geq 8 \cdot t_{AS}$) unverändert bleibt.

Bild 6.28 stellt die Rissbildung in Mauersteinen bei Höchstlast und in Nachbruch dar. Bei den Achsabständen $s < 8 \cdot t_{AS}$ ist ein zwischen beiden Dübeln durchlaufender Riss bei Höchstlast zu sehen. Dieser Riss begrenzt die weitere Steigerung der Dübeltragfähigkeit, sodass die Last je nach vorhandenem Achsabstand zwischen den Tragfähigkeiten einer Einzel- und Doppelbefestigung liegt. Für die Dübelgruppe mit einem Achsabstand $s \geq 8 \cdot t_{AS}$ bilden sich bei Höchstlast zwei voneinander unabhängige Ausbruchkegel. Aus diesem Grund wird hierbei die doppelte Tragfähigkeit der Einzelbefestigung erreicht.

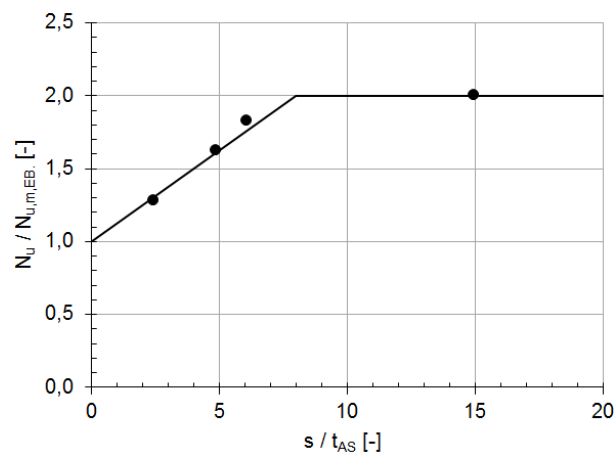


Bild 6.27: Einfluss des Achsabstands von Doppelbefestigung mit Orientierung senkrecht zur Lagerfuge auf die Traglast von Injektionsdübeln (Verankerung im Außensteg) – Die volle Linie ist Regressionslinie der Ergebnisse.

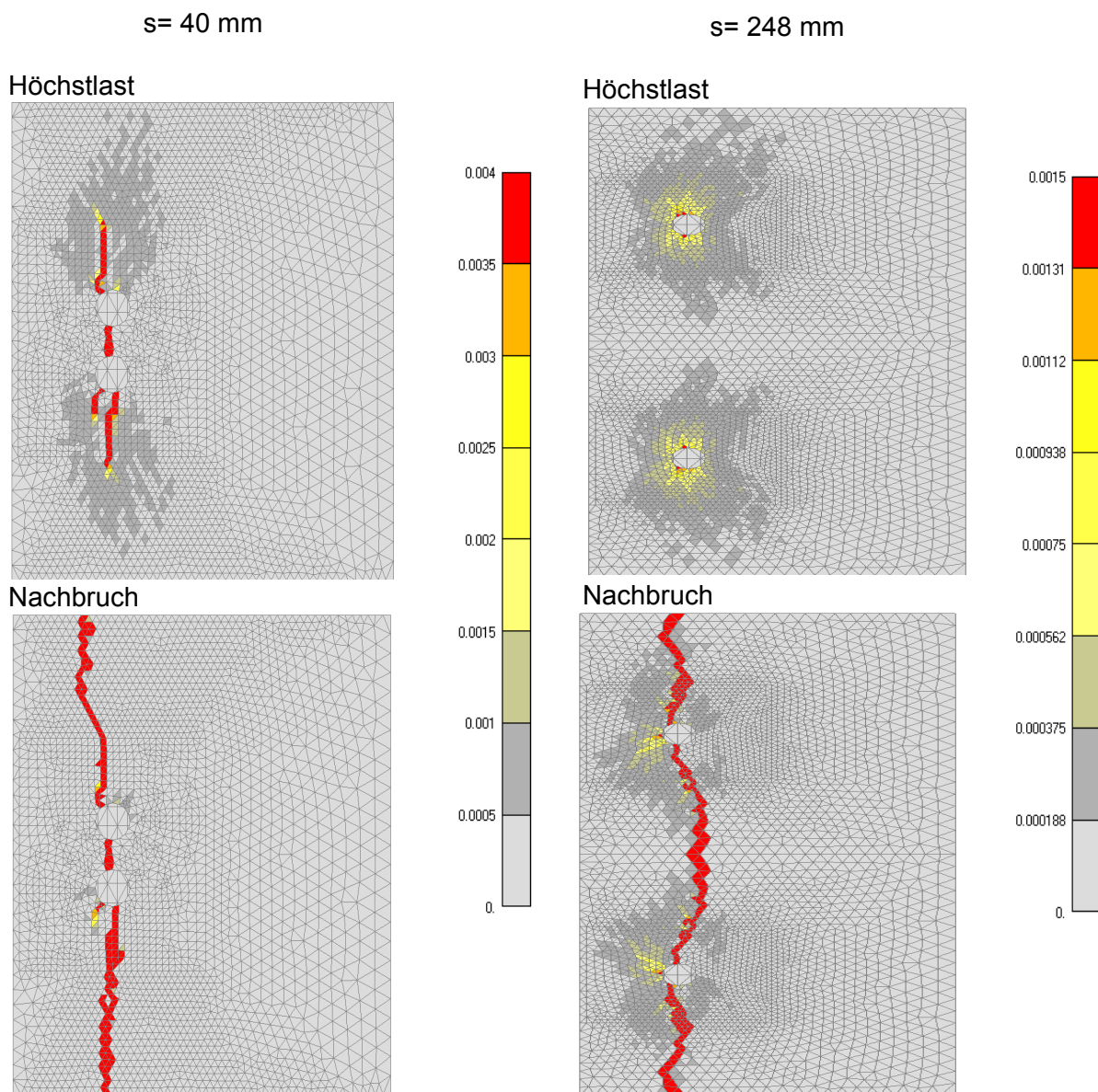


Bild 6.28: Hauptzugdehnungen (Rissbildung) in Mauerstein bei Höchstlast und in Nachbruch für die Doppelbefestigung mit ($s = 40 \text{ mm}$) und ohne ($s = 248 \text{ mm}$), Einfluss von Achsabstand (Zugversuch – Verankerung im Außensteg, Orientierung senkrecht zur Lagerfuge)

6.3.2 Tragverhalten bei Verankerung in mehreren Stegen

Das Tragverhalten einer Verankerung, die in mehreren Stegen installiert ist, wurde sowohl numerisch als auch experimentell untersucht. In Bild 6.29 und Bild 6.30 sind das typische Last-Verschiebungsverhalten und die Rissbildung während der Zugbelastung eines in mehreren Stegen verankerten Dübels dargestellt. Das Versagen erfolgt durch das Spalten der Stege. Wie in den Bildern zu sehen ist, entstehen zuerst die Spaltrisse in den horizontalen Stegen. Diese verlaufen vom Anker ausgehend annähernd parallel zu den vertikalen Stegen und durchtrennen die horizontalen Stege. Die Spaltrisse verlaufen orthogonal zur Richtung der größten Biegespannungen im horizontalen Steg. Nach dem Überschreiten der Höchstlast treten die Risse auch an weiteren Stellen in den horizontalen und vertikalen Stegen auf. Anschließend spaltet der Stein an mehreren Stellen durch, sodass der Anker aus dem Stein herausgezogen wird.

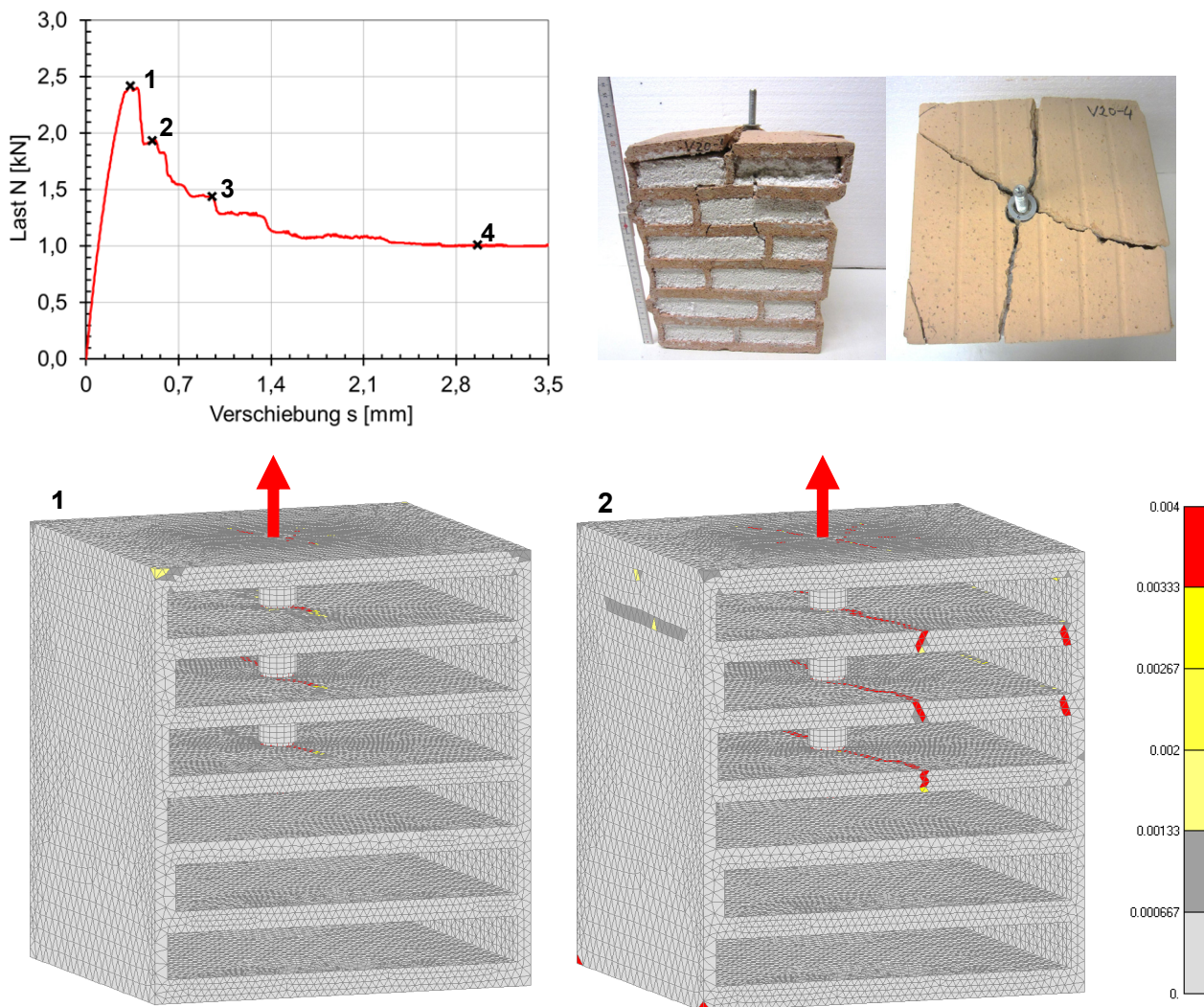


Bild 6.29: Typische Last-Verschiebungskurve und Hauptzugdehnungen (Rissbildung) in Mauerstein bei einem Zugversuch – Verankerung in mehreren Stegen (FE-Simulation); Vergleich mit Versagensart (Nachbruch) in Versuchen (Teil 1/2)

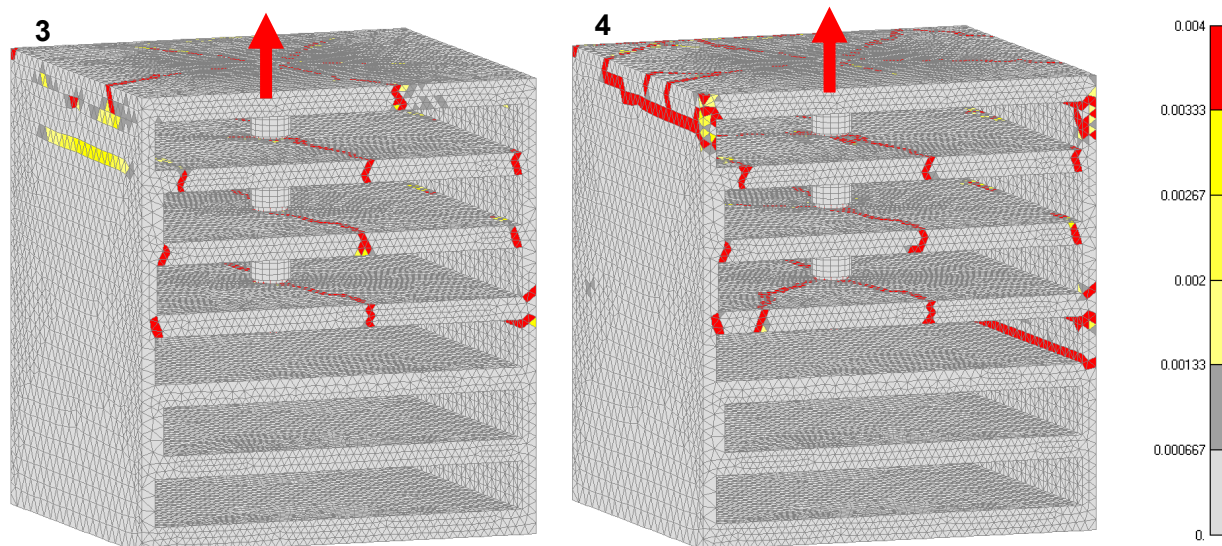


Bild 6.30: Typische Last-Verschiebungskurve und Hauptzugdehnungen (Rissbildung) in Mauerstein bei einem Zugversuch – Verankerung in mehreren Stegen (FE-Simulation); Vergleich mit Versagensart (Nachbruch) in Versuchen (Teil 2/2)

6.3.2.1 Einfluss der Druckfestigkeit

Bild 6.31 zeigt die Abhängigkeit der Versagenslast von der Nettodruckfestigkeit des Steines. Unter der Nettodruckfestigkeit ist die geprüfte Druckfestigkeit des Steines bezogen auf die Auflagerfläche ohne Lochanteil zu verstehen. Die Nettodruckfestigkeit stellt damit die Scherdruckfestigkeit dar. Diese wurde in den numerischen Untersuchungen zwischen 14 N/mm^2 und 34 N/mm^2 variiert, alle anderen Größen wurden dabei konstant gehalten. Die Versagenslast nimmt proportional zu $(f_{c, \text{Netto}})^{0,58}$ zu. Dies deckt sich mit den Ergebnissen in Vollsteinen ($f_c^{0,5}$, Kurz (2012)) bzw. in Hochlochziegeln ($f_{c, \text{Netto}}^{0,4}$, Meyer (2006)).

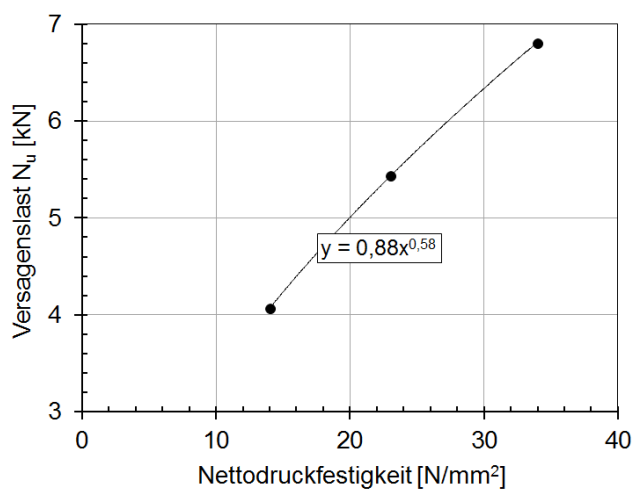


Bild 6.31: Einfluss von Druckfestigkeit des Steines auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen (Verankerung in mehreren Stegen)

6.3.2.2 Einfluss der wirksamen Verankerungstiefe (Σt)

In Bild 6.32 sind die ermittelten Versagenslasten in Abhängigkeit der wirksamen Verankerungstiefe dargestellt. Dabei wurde statt Verankerungstiefe des Dübels h_{ef} die Gesamtdicke (Σt) der horizontalen Stege im Verankerungsbereich für die Auswertung der Höchstlasten herangezogen. Die Ergebnisse wurden anhand der experimentellen Untersuchungen im Stein T8-P 6-0,6-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-982) erfasst. Die maximal untersuchte Verankerungstiefe Σt ergibt sich für eine Verankerung in vier horizontalen Stegen. Die in Bild 6.32 angegebenen Ergebnisse deuten auf eine lineare Zunahme der Versagenslast mit der wirksamen Verankerungstiefe hin, was auf eine gleichmäßige Belastung aller horizontalen Stege im Verankerungsbereich schließen lässt.

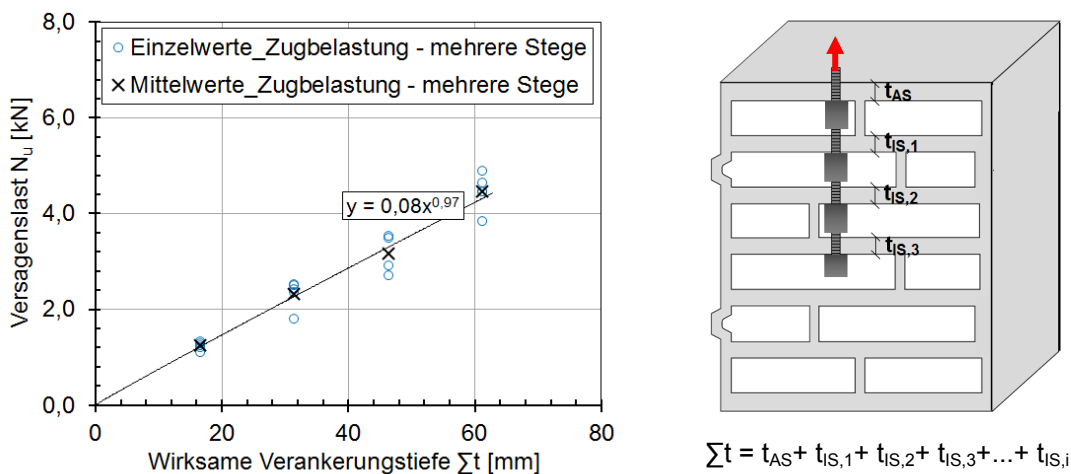


Bild 6.32: Einfluss der wirksamen Verankerungstiefe auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen (Verankerung in mehreren Stegen)

6.3.2.3 Einfluss der Steinhöhe (H)

Der Einfluss der Steinhöhe H wurden anhand zwei numerischer Berechnungen mit zwei unterschiedlichen Festigkeiten und zwei Verankerungstiefen untersucht. Die Lochgeometrie wurde konstant gehalten und die Steinhöhe wurde zwischen 100 mm und 1250 mm variiert.

Zuerst wurde die Steinhöhe H für die Steindruckfestigkeiten von $f_c = 14 \text{ N/mm}^2$ und $f_c = 34 \text{ N/mm}^2$ untersucht. Dabei betrug die Dübelsetztiefe $h_{ef} = 175 \text{ mm}$. Wie aus Bild 6.33, a) ersichtlich ist, steigt die Versagenslast für beide Steinfestigkeitsproportional zu $H^{0,4}$ an. Das bedeutet, dass die nominellen Spannungen mit zunehmender Höhe abnehmen (siehe Bild 6.33, b)).

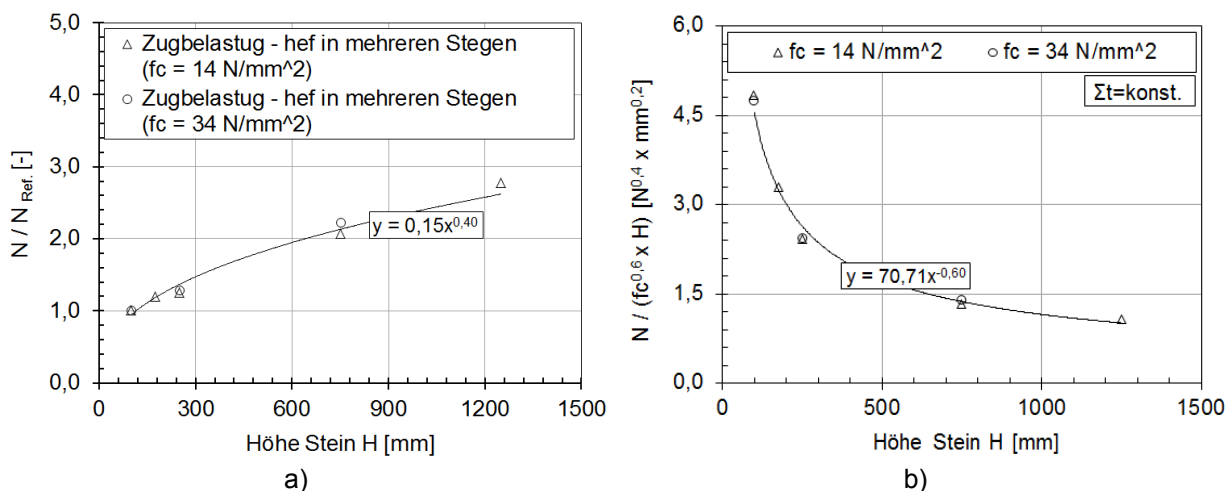


Bild 6.33: Einfluss der Steinhöhe bei verschiedenen Steifigkeiten auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen (Verankerung in mehreren Stegen)

Um die kritische Steinhöhe zu ermitteln, wurden die FE-Berechnungen für die Verankerungstiefe $h_{\text{ef}} = 130 \text{ mm}$ durchgeführt. Die Ergebnisse sind zusammen mit den Versuchen für $h_{\text{ef}} = 175 \text{ mm}$ in Bild 6.34, a) angegeben. Für die beiden Verankerungstiefen wurde die Tiefe $h_{\text{ef,u}}$ (siehe Bild 6.34, b)) von der Steinoberfläche bis zum nächsten tieferliegenden horizontalen Steg unter dem Verankerungsbereich ermittelt und auf die vorhandene Steinhöhe H bezogen. Daraus folgt, dass die Dübeltragfähigkeit von $(H/h_{\text{ef,u}})^{0,4}$ für die Steinhöhen H bis $8 \cdot h_{\text{ef,u}}$ abhängig ist. Für Steinhöhen H größer als $8 \cdot h_{\text{ef,u}}$ bleibt die Tragfähigkeit konstant.

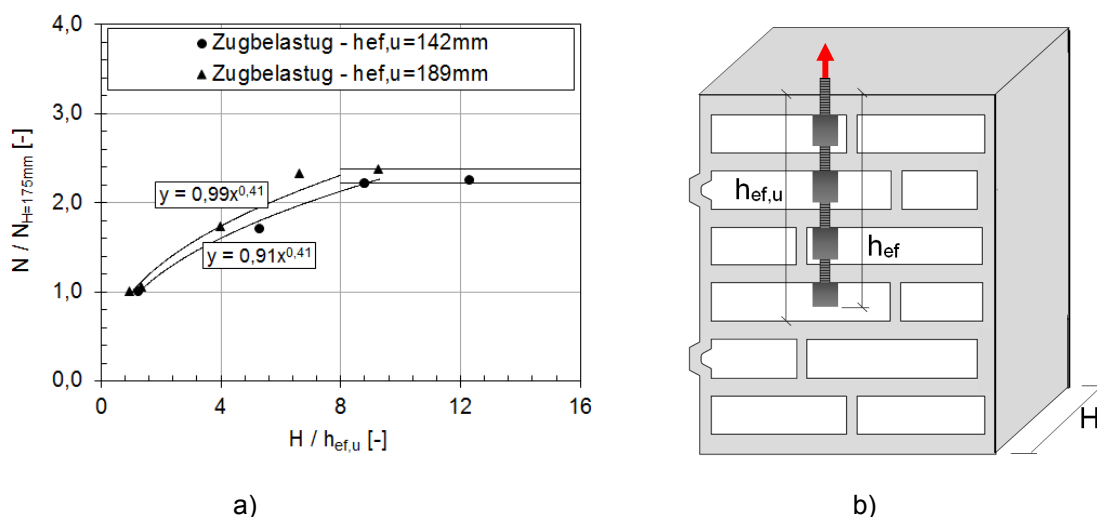
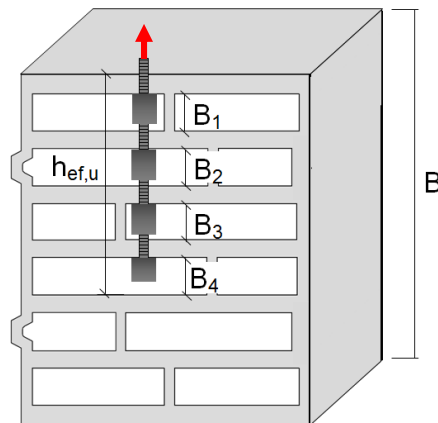


Bild 6.34: Einfluss der Steinhöhe bei verschiedenen Verankerungstiefen auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen (Verankerung in mehreren Stegen)

6.3.2.4 Einfluss der Hohlkammerbreite im Stein (ΣB_x)

Die Hohlkammerbreite im Stein wurde numerisch bei gleichbleibender Steingeometrie und Setzposition untersucht (siehe Bild 6.35). Dabei wurden die Breiten aller Hohlkammern (B_x) entlang der Verankerungstiefe gleich groß gewählt und in drei Stufen zwischen 5,45 mm und 32,0 mm variiert. Bild 6.36 zeigt den Einfluss von Gesamtbreite (ΣB_x) der Hohlkammer im Stein auf die Versagenslast. Die im Diagramm dargestellten Werte sind auf den Referenzwert für eine Hohlkammerbreite von 32 mm bezogen. Wie aus Bild 6.36 zu erkennen ist, hängt die Dübeltragfähigkeit von $(\Sigma B_x/128)^{0,24}$ ab. Allerdings könnte hierbei auch ein linearer Zusammenhang unterstellt werden, was wiederum die gleichmäßige Belastung aller Stege bedeuten würde.



$$\Sigma B_x = h_{ef} - \Sigma t = B_1 + B_2 + B_3 + \dots + B_i \text{ (Bereich } h_{ef,u}\text{)}$$

Bild 6.35: Untersuchte Hohlkammerbreite in Lochsteinen (Verankerung in mehreren Stegen)

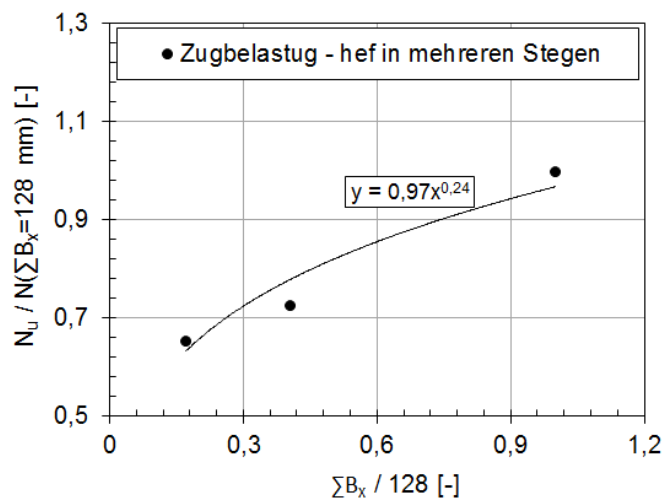


Bild 6.36: Einfluss der Hohlkammerbreite auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen (Verankerung in mehreren Stegen)

6.3.2.5 Einfluss des Randabstandes zur Stoßfuge (c_1)

Das Tragverhalten der Injektionsdübel am Steinrand wurde anhand von Versuchen und numerischen Berechnungen untersucht. Bei den experimentellen Untersuchungen mit unterschiedlichem Randabstand zur Stoßfuge (c_1) wurden die restlichen Installationsparameter und die geometrische Ausbildung des Steines beibehalten. Allerdings kommt es in den Versuchen zu Streuungen, die sich aus der Geometrie, den Materialparametern und den Installationsparametern ergeben.

Bild 6.37 stellt die Hauptzugdehnungen in einem Mauerziegelstein bei Höchstlast (Dübel in der Fläche und am Rand) dar. Bei einem randnahen Injektionsdübel bildet sich ein von dem Dübel ausgehender Riss senkrecht zum nächsten Rand. Beim Erreichen der Höchstlast versagt der Stein zusätzlich an der Verbindung zwischen horizontalen und vertikalen Steg (im Verankerungsbereich), wobei sich die Schädigung vor allem im horizontalen Außensteg lokalisiert. Aufgrund der Durchbiegung erfährt der belastete, horizontale Außensteg erhöhte Zugspannungen. Dahingegen ist die Durchbiegung im inneren horizontalen Steg wesentlich geringer wodurch die Schädigung mit zunehmender Verankerungstiefe abnimmt.

Aus diesem Grund ist die Tragfähigkeit des Injektionsdübels in Abhängigkeit des Randabstandes bezogen auf die Außenstegdicke (c_1/t_{AS}) zur Stoßfuge (siehe Bild 6.38) dargestellt. Die Höchstlasten wurden auf die Referenzlast einer Verankerung in Fläche bezogen. Um die aus experimentellen Untersuchungen gewonnenen Kenntnisse zu erweitern, wurden weitergehende FE-Berechnungen durchgeführt. Dabei wurde der Randabstand zur Stoßfuge in sechs Stufen zwischen 20 mm und 120 mm variiert, wobei alle anderen Parameter konstant blieben. Die Ergebnisse zeigen eine Abnahme der Dübeltragfähigkeit mit abnehmendem Abstand (c_1) zur Stoßfuge. Ab einem kritischen Randabstand von $c_{1,cr} = 4 \cdot t_{AS}$ entspricht die Versagenslast der Tragfähigkeit in der Fläche. Bei minimalem Randabstand von $c_{1,min} = t_{AS}$ beträgt die Versagenslast ca. 35 % der Referenztragfähigkeit. Zwischen diesen beiden Werten $c_{1,min} = t_{AS}$ und $c_{1,cr} = 4 \cdot t_{AS}$ kann näherungsweise eine lineare Zunahme angenommen werden.

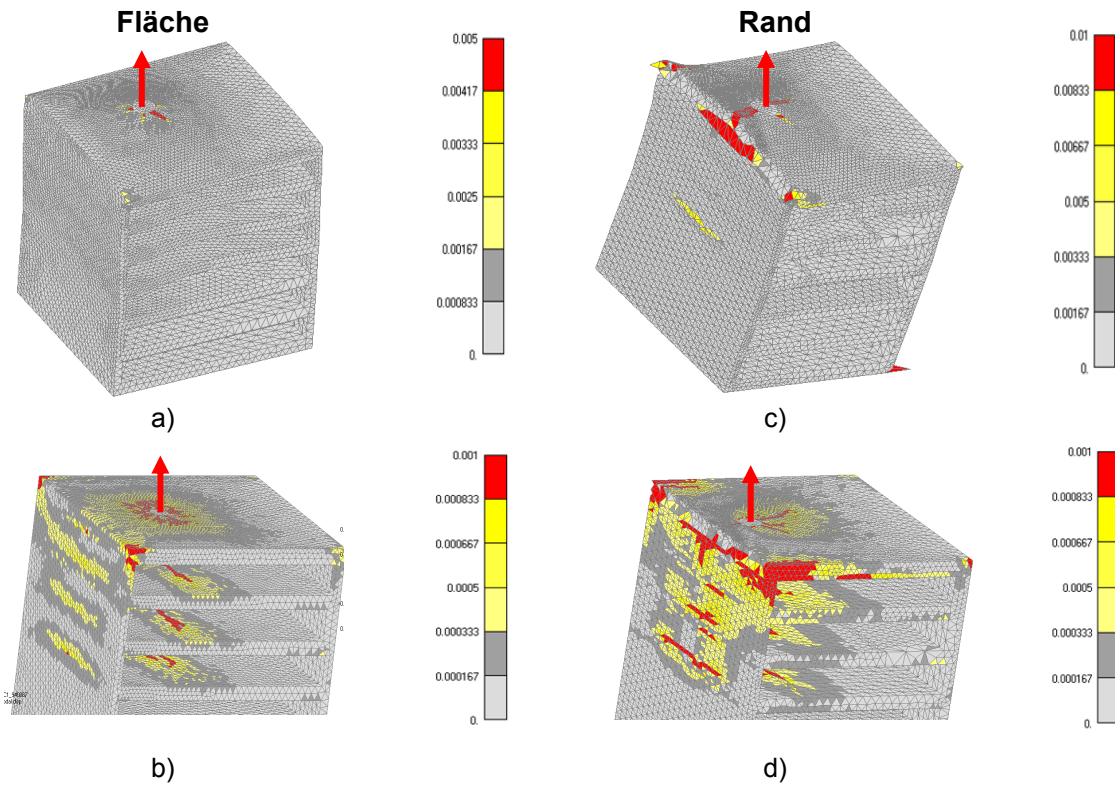


Bild 6.37: Hauptzugdehnungen (Rissbildung) in Mauerstein bei Versagenslast für die Verankerung in mehreren Stegen bei Setzten in Fläche (a, b) und mit Randeinfluss c_1 (c, d). Feinere Skalierung der Hauptzugdehnungen in b) und d).

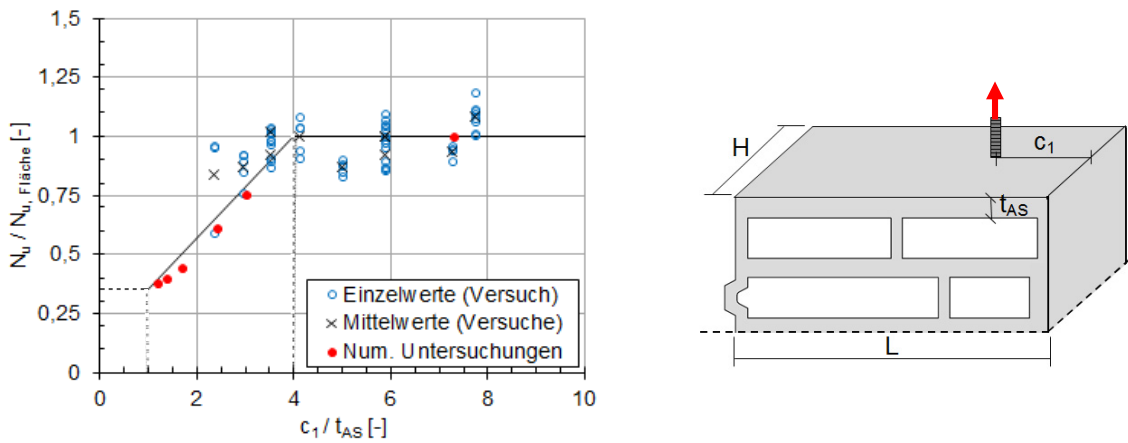


Bild 6.38: Einfluss des Randabstands (c_1) zur Stoßfuge auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen (Verankerung in mehreren Stegen) – Die durchgezogene Linie ist die Regressionskurve der Ergebnisse.

6.3.2.6 Einfluss des Randabstandes zur Lagerfuge (c_2)

Der Einfluss des Randabstandes zur Lagerfuge auf die Dübeltragfähigkeit wurde anhand numerischer Untersuchungen für Randabstände zwischen $c_2 = 20$ mm und $c_2 = 125$ mm untersucht.

In Bild 6.39 werden die Hauptzugdehnungen im Mauerstein bei der Versagenslast für einen Dübel in der Fläche und am Rand (zur Lagerfuge c_2) dargestellt. In beiden Fällen kommt es zu Rissen in den horizontalen Stegen, die annähernd parallel mit den vertikalen Stegen verlaufen. Darüber hinaus bilden sich in horizontalem Außensteg bei einem randnahen Injektionsdübel noch zwei zusätzliche vom Dübel ausgehende Risse und verlaufen in Richtung auf den nächsten Rand. Die kritische Zugspannung infolge der Durchbiegung der horizontalen Stege wird zuerst in dem horizontalen Außensteg erreicht. Das Versagen erfolgt durch Steinspalten.

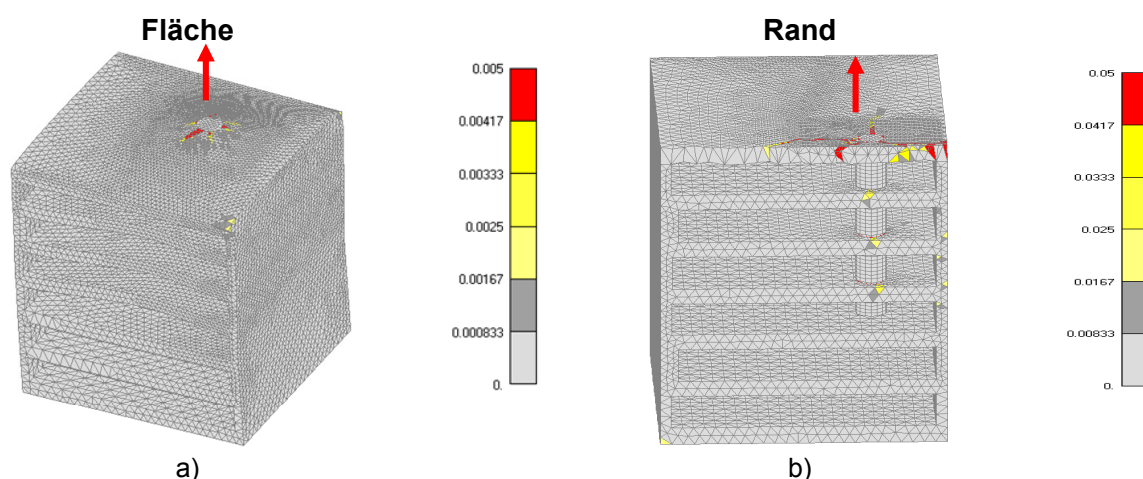


Bild 6.39: Hauptzugdehnungen (Rissbildung) in Mauerstein bei Versagenslast für die Verankerung in mehreren Stegen bei Setzen in Fläche (a) und mit Randeinfluss c_2 (b).

Bild 6.40 zeigt den Einfluss des Randabstandes zur Lagerfuge c_2 auf die Tragfähigkeit des Dübels, wobei die vorhandenen Tragfähigkeiten auf die Versagenslast des Dübels in der Fläche bezogen sind. Aufgrund des vorhandenen Spannungszustands beim Versagen (kritische Zugspannung im Außensteg), wird der Randabstand c_2 auf die Dicke des Außensteges t_{AS} bezogen. Die Regressionskurve ist als gestrichelte Linie dargestellt. Zwischen den Randabständen von $c_2 = 0$ und $c_2 = 4 \cdot t_{AS}$ ist eine lineare Zunahme der Versagenslasten von ca. halber bis zu voller Tragfähigkeit in Fläche zu erkennen. Ab einem Randabstand von $c_2 = 4 \cdot t_{AS}$ wird die Dübeltragfähigkeit nicht mehr durch den Rand c_2 beeinflusst.

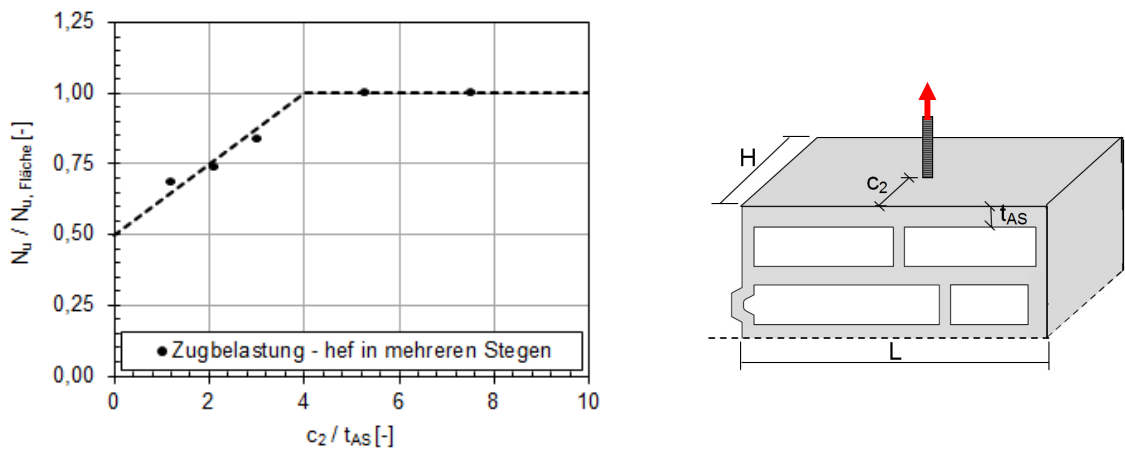


Bild 6.40: Einfluss des Randabstands (c_2) zur Lagerfuge auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen (Verankerung in mehreren Stegen) – Die gestrichelte Linie ist die Regressionskurve der Ergebnisse.

6.3.2.7 Einfluss der vertikalen Stege entlang Steinhöhe (Gesamtdicke ΣL_x)

Die Untersuchungen zum Einfluss der vertikalen Stege wurden mittels numerischen Berechnungen durchgeführt. Damit wird die Annahme überprüft, ob es nur in einem definierten Bereich zu einer lokalen Verformung um den Anker kommt. Die Länge (L_A) dieses biegebeanspruchten Bereiches in Richtung der Steinlänge L wird anhand der numerischen Simulationen bestimmt. Zur Ermittlung der Länge L_A wurde eine unterschiedliche Anzahl an vertikalen Stegen von beiden Seiten des Ankers (in Richtung Steinlänge L) berücksichtigt. Die Dicke der horizontalen Stege t_{AS} und der vertikalen Stege ($t_{AS}/2$) wurde beibehalten und nicht variiert. Es erfolgte eine gleichmäßige Anordnung der vertikalen Stege innerhalb der Lochkammer, wobei alle Lochkammern entlang der Verankerungstiefe eine identische Verteilung aufweisen. Die Ergebnisse (siehe Bild 6.42) deuten darauf hin, dass die vertikalen Stege nur bis zu einem Abstand $(L_A/2) < 4 \cdot t_{AS}$ zur Verankerung die Tragfähigkeit des Dübels beeinflussen. Stege außerhalb dieses Bereiches haben keine Traglaststeigerung zur Folge.

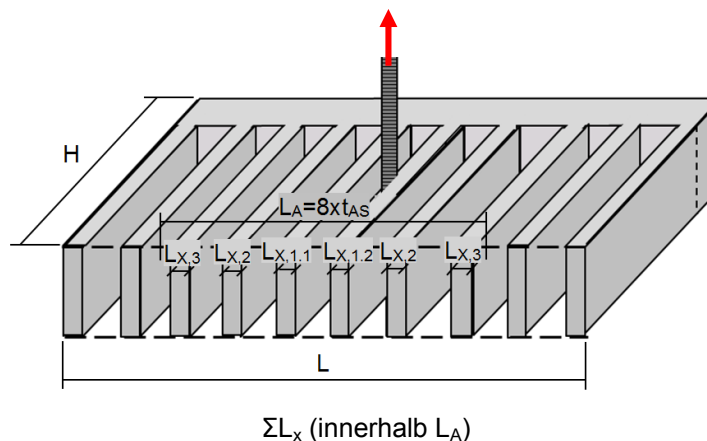


Bild 6.41: Untersuchte Parameter im Querschnitt eines Mauersteines in Richtung Steinhöhe H

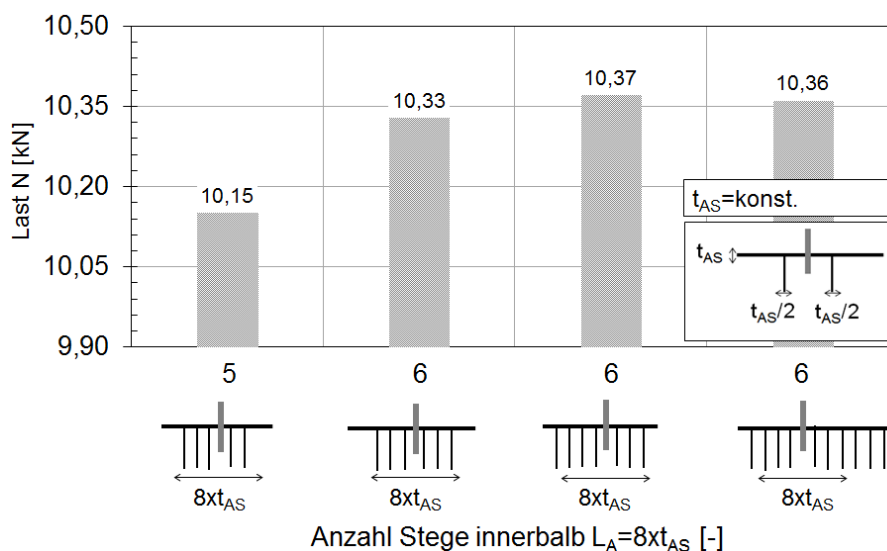


Bild 6.42: Definition der Länge L_A von biegebeanspruchtem Bereich im Stein (Verankerung in mehreren Stegen)

Es wurden weiterhin die Dicke und Abstand der vertikalen Stege variiert. In Bild 6.43 ist die Abhängigkeit der Versagenslast von der Gesamtdicke (ΣL_x) der vertikalen Stege im biegebeanspruchten Bereich L_A dargestellt. Die Versagenslast steigt mit größerem Anteil an vertikalen Stegen an. Dabei ist die Lastzunahme proportional zu $(\Sigma L_x / L_A)^{0,4}$. Der Einfluss der Asymmetrie (sowohl in Sinne des Abstands zwischen Stegen als auch der Dicke der einzelnen Stege) ist für das Traglastverhalten von ungeordneter Bedeutung.

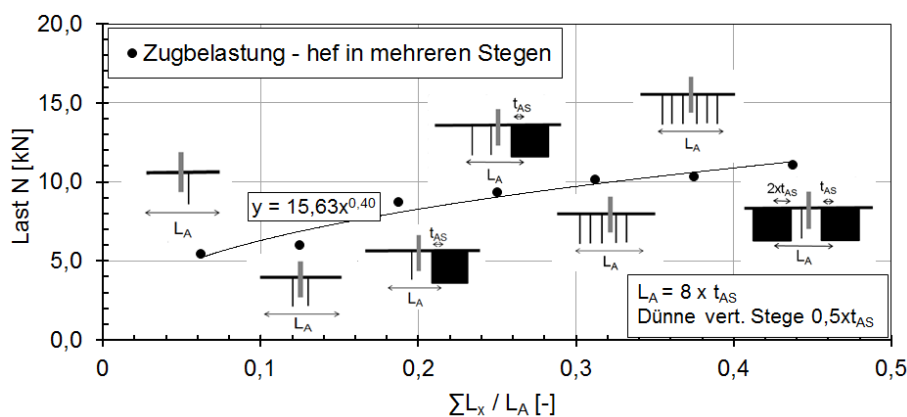


Bild 6.43: Einfluss von Anteil der vertikalen Stege im biegebeanspruchten Bereich (Weite L_A) auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen (Verankerung in mehreren Stegen)

6.3.2.8 Einfluss der Verstärkung entlang Auflagerfläche (Dicke ΣL_y)

Einige Mauersteine (z.B. einige Kalksandsteine und Leichtbetonsteine) haben einen Steg senkrecht zur Lochung entlang der Auflagerfläche, sodass die Hohlkammern auf einer Seite des Steines verdeckt sind. Der Einfluss dieser Verstärkung entlang der Auflagerfläche erfolgte mithilfe der FE-Berechnungen. Dabei wurde die Dicke (L_y) des Steges von der Auflagerfläche (siehe Bild 6.44) ausgehend vergrößert. Als Referenzversuch diente die Tragfähigkeit des Dübels in einem Stein ohne solchen Steg. Die Dicke (L_y) des Steges entlang Auflagerfläche ist in Bezug auf die Außenstegdicke t_{AS} angegeben. Die Ergebnisse der FE-Studie sind in Bild 6.45 dargestellt. Zwischen der Dicke (L_y) der Verstärkung entlang Auflagerfläche und der Höchstlast eines Injektionsdübels ergibt sich ein linearer Zusammenhang (siehe Bild 6.45, a)). Wenn der Steg innerhalb dem biegebeanspruchten Bereich liegt, wird die Traglast des Dübels tendenziell stärker beeinflusst. Der zusätzliche Beitrag (Dicke $L_{y,l}$) des Steges im biegebeanspruchten Bereich auf die Dübeltragfähigkeit (siehe Bild 6.45, b)) ist proportional zu $L_{y,l}^{0,3}$. Diese Erhöhung der Tragfähigkeit ist erst ab einer Dicke $L_{y,l} > t_{AS}$ wirksam.

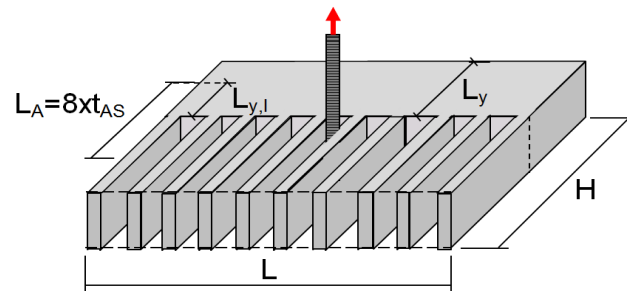


Bild 6.44: Verstärkung entlang Auflagerfläche (Dicke L_y) im Querschnitt eines Mauersteines in Richtung Steinhöhe H

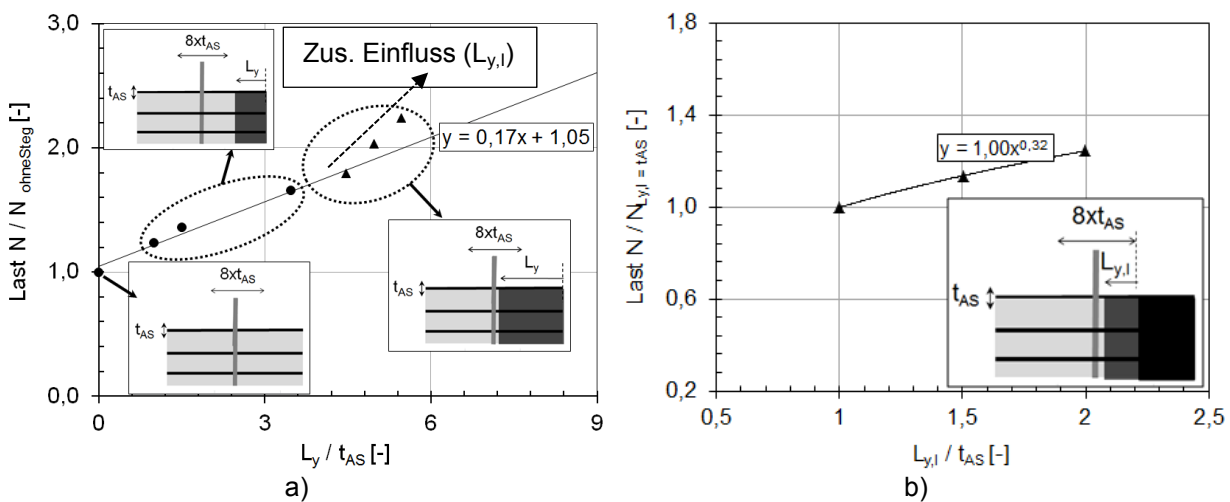


Bild 6.45: Einfluss von Verstärkung entlang Auflagerfläche auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen (Verankerung in mehreren Stegen) – a) Einfluss der Gesamtstegdicke L_y , b) (Zusätzlicher) Einfluss der Stegdicke ($L_{y,l}$) innerhalb biegebeanspruchtem Bereich

6.3.2.9 Einfluss des Achsabstands ($s_{||LF}$) parallel zur Lagerfuge (Gruppenbefestigung) – FE-Berechnungen und exp. Untersuchungen

Die Untersuchung zum Tragverhalten von Doppelbefestigung (Orientierung parallel zur Lagerfuge) wurde anhand der experimentellen und numerischen Untersuchungen durchgeführt. In der numerischen Parameterstudie wurde der Achsabstand zwischen den Dübeln einer Doppelbefestigung von $s_{||LF} = 30$ mm bis $s_{||LF} = 242$ mm variiert. Als Referenzversuch diente der Zugversuch einer Einzelbefestigung mit identischen Installationsbedingungen. In Bild 6.46 ist die Abhängigkeit der auf die Referenzlast der Einzelbefestigung bezogenen Versagenslast von dem Achsabstand ($s_{||LF}/t_{AS}$) dargestellt. Eine Reduzierung des Achsabstands $s_{||LF}$ führt zu einer Reduzierung der Tragfähigkeit der 2-fach Verankerung. In den numerischen Berechnungen steigt die Versagenslast linear mit dem zunehmenden Achsabstand (zwischen $s_{||LF,min} = 2 \cdot t_{AS}$ und dem kritischen Achsabstand $s_{||LF,cr} = 8 \cdot t_{AS}$) an. Für die Achsabstände $s_{||LF} \geq 8 \cdot t_{AS}$ wird die doppelte Tragfähigkeit der Einzelbefestigung erreicht. In Bild 6.46 sind einige Abweichungen der experimentell ermittelten Ergebnisse von den theoretischen Werten (Regressionskurve) zu finden. Die Unterschiede kommen aufgrund der leicht unterschiedlichen Steingeometrien für die untersuchten Setzpositionen in einem Stein ($s_{||LF,cr} = 4,5 \cdot t_{AS}$) bzw. sichtbarer Brennrissen im Mauerstein ($s_{||LF,cr} = 6 \cdot t_{AS}$) zustande.

Die Rissbildung in Mauersteinen bei Höchstlast und in Nachbruch für eine Doppelbefestigung mit und ohne Einfluss des Achsabstands ist in Bild 6.47 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass sich die Bruchbereiche der Doppelbefestigung mit Einfluss des Achsabstands überschneiden. Darüber hinaus werden bei dem Achsabstand $s_{||LF} > 8 \cdot t_{AS}$ zwei separate Ausbruchkörper beobachtet.

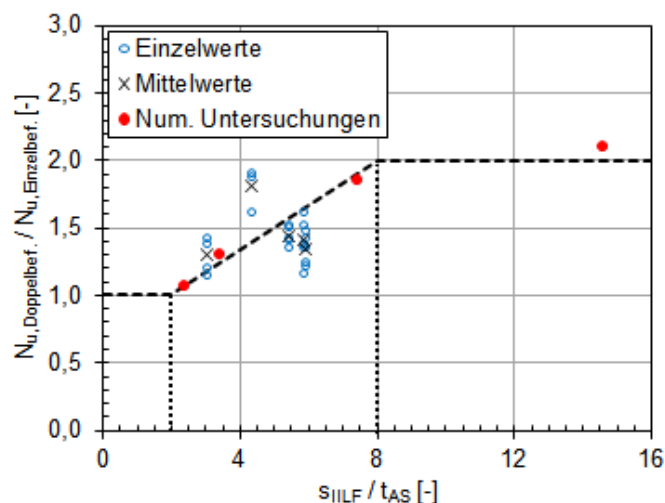


Bild 6.46: Einfluss des Achsabstandes einer Doppelbefestigung mit Orientierung parallel zur Lagerfuge auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen (Verankerung in mehreren Stegen)

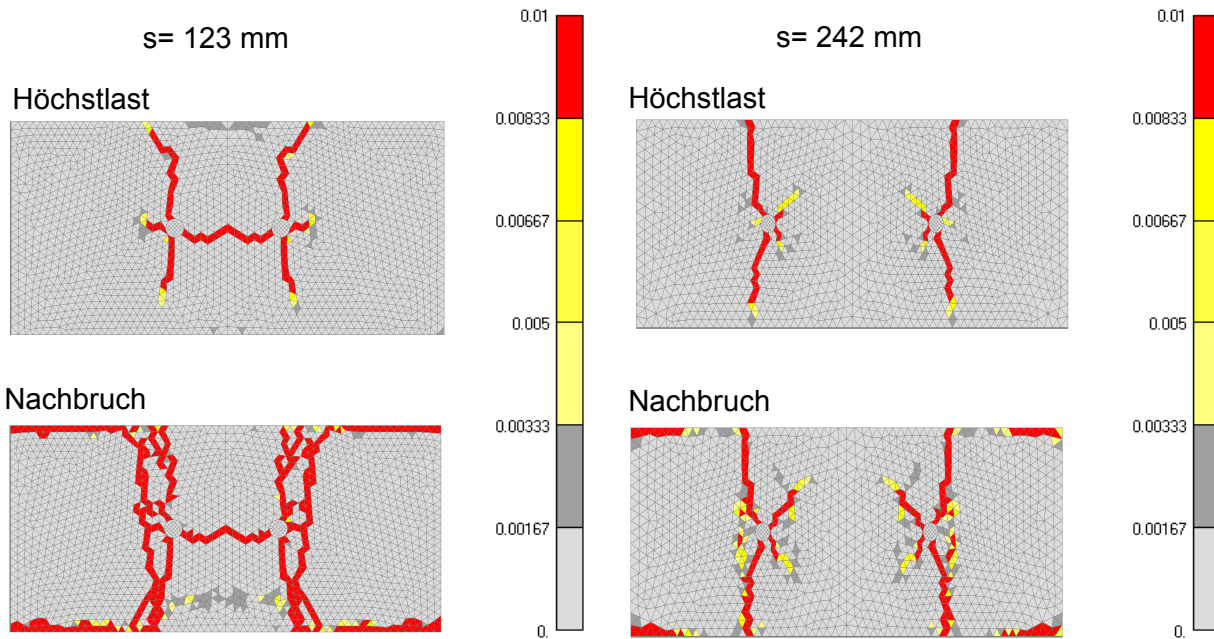


Bild 6.47: Hauptzugdehnungen (Rissbildung) in Mauerstein bei Höchstlast und in Nachbruch für die Doppelbefestigung mit ($s=123\text{ mm}$) und ohne ($s=242\text{ mm}$) Einfluss des Achsabstands (Zugversuch – Verankerung in mehreren Stegen)

6.3.2.10 Einfluss des Achsabstands ($s_{\perp LF}$) senkrecht zur Lagerfuge (Gruppenbefestigung)

Der Einfluss des Achsabstandes senkrecht zur Lagerfuge wurde experimentell mit den Doppelbefestigungen in verschiedenen Lochsteinen untersucht. Die Installationsparameter sind in Tabelle 6.2 und Tabelle 6.3 angegeben. Hierzu wurden die numerischen Untersuchungen für die Achsabstände zwischen 40 mm und 100 mm durchgeführt. Bild 6.48 zeigt die auf den Mittelwert der Referenzversuche (Versuche mit Einzelbefestigung) bezogenen Versagenslasten für verschiedene Achsabstände $s_{\perp LF}/t_{AS}$. Es ist kein Einfluss einer Doppelbefestigung auf die Tragfähigkeit des Injektionsdübels im Vergleich zur Einzelbefestigung erkennbar. In diesem Sinne versagt die Doppelbefestigung durch Spalten wie die Einzelbefestigung im Referenzversuch (siehe Bild 6.49).

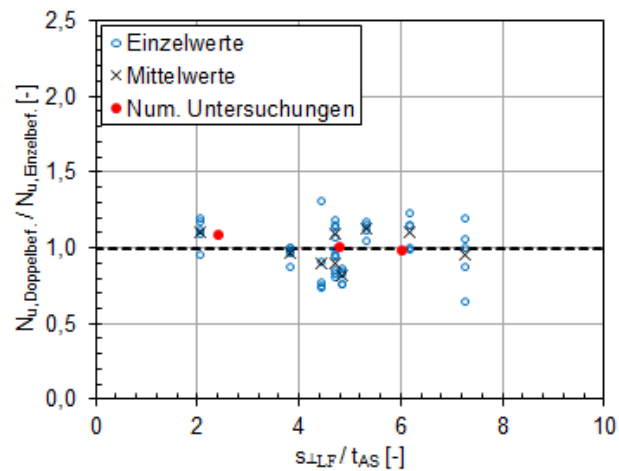


Bild 6.48: Einfluss des Achsabstandes von Doppelbefestigung mit Orientierung senkrecht zur Lagerfuge auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen (Verankerung in mehreren Stegen)

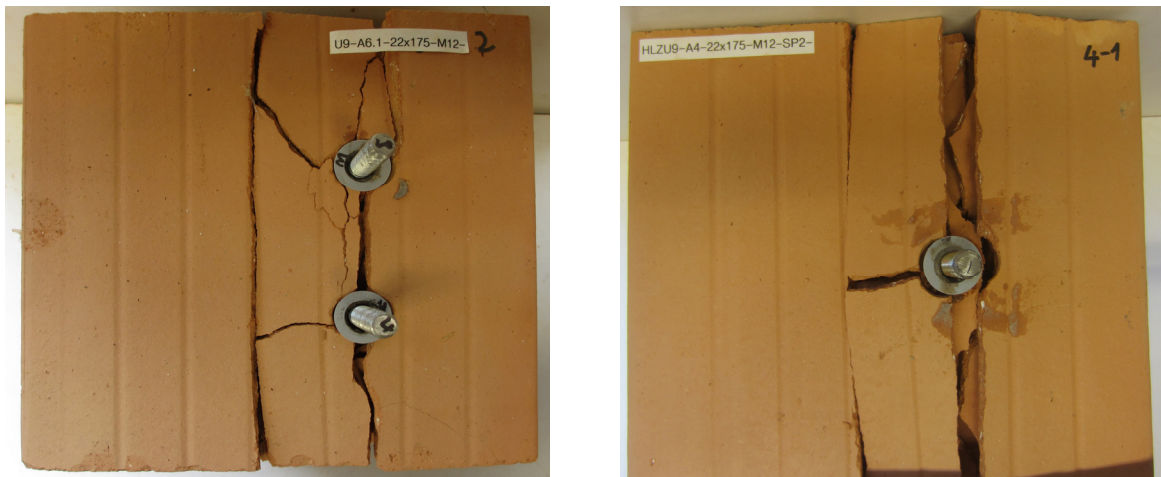


Bild 6.49: Versagensbilder von Doppelbefestigung mit Orientierung senkrecht zur Lagerfuge und Referenzversuch mit Einzelbefestigung (Verankerung in mehreren Stegen)

6.4 Analytisches Modell für die zugbelasteten Injektionsdübel

Anhand der durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen wurde ein analytisches Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit von zugbelasteten Injektionsdübeln in Lochsteinen erarbeitet. Bei den Laborversuchen handelt es sich um die in Kapitel 6.1 und 6.2 beschriebenen Zugversuche mit Einzel- und Doppelbefestigungen in Hochlochziegeln und Kalksandlochsteinen. Das entwickelte Modell soll die Tragfähigkeit für Steinversagen anhand der Lochgeometrie beschreiben. Es ist vor allem wichtig, die Anwendbarkeit des Modells für die unterschiedlichen Steingeometrien und Setzpositionen des Injektionsdübels in unterschiedlichen Steinen zu validieren. Dabei wird zwischen der Verankerung nur im Außensteg und einer Verankerung in mehreren horizontalen Stegen unterschieden, da es sich um zwei unterschiedliche Arten der Lastabtragung handelt (siehe Kapitel 6.3.1 und 6.3.2).

6.4.1 Verankerung im Außensteg

Anhand der in Kapitel 6.3.1 geschilderten Zusammenhänge zwischen den Einflussgrößen und der Tragfähigkeit des Injektionsdübels im Außensteg berechnet sich die Traglast für Hochlochziegel nach Gleichung (6.1) und für Kalksandlochsteine nach Gleichung (6.2). Eine in Kalksandsteinen vorhandene Verstärkung entlang Auflagerfläche (Dicke L_Y) wird in der Gleichung (6.2) mit dem Koeffizient k_{LY} beachtet. Die Einflüsse eines Randes und Achsabstandes bei einer Gruppenverankerung sind mit Gleichung (6.3) berücksichtigt. Die Einflussgrößen der Steingeometrie sind in Bild 6.50 und Bild 6.51 dargestellt. Bild 6.53 zeigt den Vergleich der experimentell ermittelten Lasten mit den vorgeschlagenen Gleichungen. Dabei zeigt sich eine gute Übereinstimmung der beiden Werte. Die Verhältniswerte $N_{u, \text{Versuch}}/N_{u, \text{Rechnung}}$ betragen in Hochlochziegeln im Mittel 1,01 mit einem Variationskoeffizient von 20,8 %, und in Kalksandlochsteinen 1,00 mit einem Variationskoeffizient von 14,7 %.

Für Hochlochziegel:

$$N_{u,m}^0 = 5,6 \cdot f_{c, \text{Netto}}^{0,5} \cdot t_{AS}^{1,5} \cdot k_{Lx} \quad [\text{N}] \quad (6.1)$$

Für Kalksandlochstein:

$$N_{u,m}^0 = 9,0 \cdot f_{c, \text{Netto}}^{0,5} \cdot t_{AS}^{1,5} \cdot k_{Lx} \cdot k_{Ly} \quad [\text{N}] \quad (6.2)$$

mit:

$f_{c, \text{Netto}}$ = Nettodruckfestigkeit des Steines $[\text{N}/\text{mm}^2]$

$$= \frac{F_{c, \text{Brutto}}}{A_{\text{Netto}}} = f_{c, \text{Brutto}} \cdot \frac{A_{\text{Brutto}}}{A_{\text{Netto}}}$$

$F_{c, \text{Brutto}}$ = Versagenslast bei Prüfung der Steindruckfestigkeit in Richtung Steinhöhe H $[\text{N}]$

H = Steinhöhe $[\text{mm}]$

A_{Netto} = Nettoquerschnittsfläche (ohne Hohlkammer) $[\text{mm}^2]$

$f_{c, \text{Brutto}}$ = Bruttodruckfestigkeit des Steines (ohne Formfaktor) $[\text{N}/\text{mm}^2]$

A_{Brutto} = Bruttoquerschnittsfläche $[\text{mm}^2]$

$$= L \cdot B$$

L = Steinlänge $[\text{mm}]$

B = Steinbreite (Dicke) $[\text{mm}]$

t_{AS} = Verankerungstiefe im Außensteg entlang Dübelachse $[\text{mm}]$

k_{Lx} = Beiwert zur Berücksichtigung der vertikalen Stege (innerhalb des biegebeanspruchten Bereiches $L_{A,x}^0$) entlang Steinhöhe (Steg parallel zu Dübelachse). Anmerkung: Falls kein Steg innerhalb $L_{A,x}^0$ vorhanden ist, ist die Dicke eines nächsten Stegs (Bei 2 gleich weit entfernten Stegen ist der dünnere Steg relevant) anzusetzen. [-]

$$= \left(\frac{\sum L_{x,1,j}}{h_{AS}} \right)^{0,5} \cdot \left(\frac{\sum L_{x,1,i}}{h_{AS}} \right)^{0,2} \quad [-] \quad \text{für Hochlochziegel und}$$

Kalksandlochstein wenn $L_{x,1,j} > h_{AS}$

$$= \left(\frac{\Sigma L_{x,i}}{h_{AS}} \right)^{0,2} \quad [-] \quad \text{für Hochlochziegel wenn } L_{x,1,j} < h_{AS}$$

$$= \left(\frac{\Sigma L_{x,i}}{h_{AS}} \right)^{0,1} \quad [-] \quad \text{für Kalksandlochstein wenn } L_{x,1,j} < h_{AS}$$

$\Sigma L_{x,1,j}$ = Gesamtdicke der zum Anker am nächsten liegenden vertikalen Stege, die für die Lastabtragung aktiviert werden (nach Bild 6.51) [mm]

$$= L_{x,1,1} \quad \text{für } L_{x,1,1} < L_{x,1,2}$$

$$= L_{x,1,1} \quad \text{für } a_1 < a_2$$

$$= L_{x,1,1} + L_{x,1,2} \quad \text{für } L_{x,1,1} = L_{x,1,2} \text{ und } a_1 = a_2$$

$\Sigma L_{x,1+i}$ = Gesamtdicke der vertikalen Stege innerhalb $L_{A,x}^0$, wobei die zum Anker am nächsten liegenden vertikalen Stege (Dicke $\Sigma L_{x,1,j}$) ausgeschlossen werden (nach Bild 6.51) [mm]

$$= (L_{x,1,1} + L_{x,1,2} - \Sigma L_{x,1,j}) + \Sigma L_{x,2} + \Sigma L_{x,3} + \dots + \Sigma L_{x,i}$$

$\Sigma L_{x,i}$ = Gesamtdicke der vertikalen Stege innerhalb $L_{A,x}^0$, nach Bild 6.51 [mm]

$$= L_{x,1,1} + L_{x,1,2} + \Sigma L_{x,2} + \Sigma L_{x,3} + \dots + \Sigma L_{x,i}$$

$L_{A,x}^0$ = Länge des biegebeanspruchten Bereiches einer Einzelbefestigung in Richtung Steinlänge L bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers (ohne Randeinfluss), nach Bild 6.51 [mm]

$$= 8 \cdot h_{AS}$$

h_{AS} = Außenstegdicke im Verankerungsbereich (minimale Dicke bei Kalksandlochstein), nach Bild 6.52 [mm]

a_1 = Abstand zwischen dem Anker und dem vertikalen Steg mit der Dicke $L_{x,1,1}$

a_2 = Abstand zwischen dem Anker und dem vertikalen Steg mit der Dicke $L_{x,1,2}$

k_{Ly} = Beiwert zur Berücksichtigung der Verstärkung entlang Auflagerfläche (Dicke L_y), nach Bild 6.51 [-]

$$= 1,2 \quad \text{Verstärkung in Stein vorhanden}$$

$$= 1,0 \quad \text{Verstärkung in Stein nicht vorhanden}$$

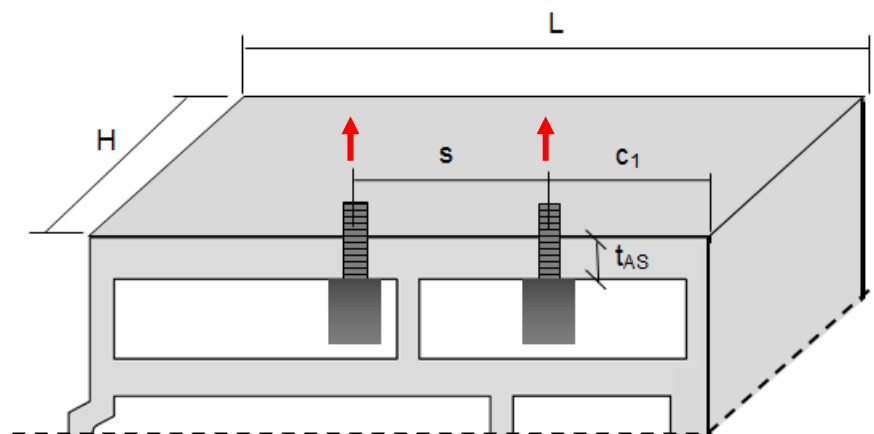


Bild 6.50: Injektionsdübel im Außensteg

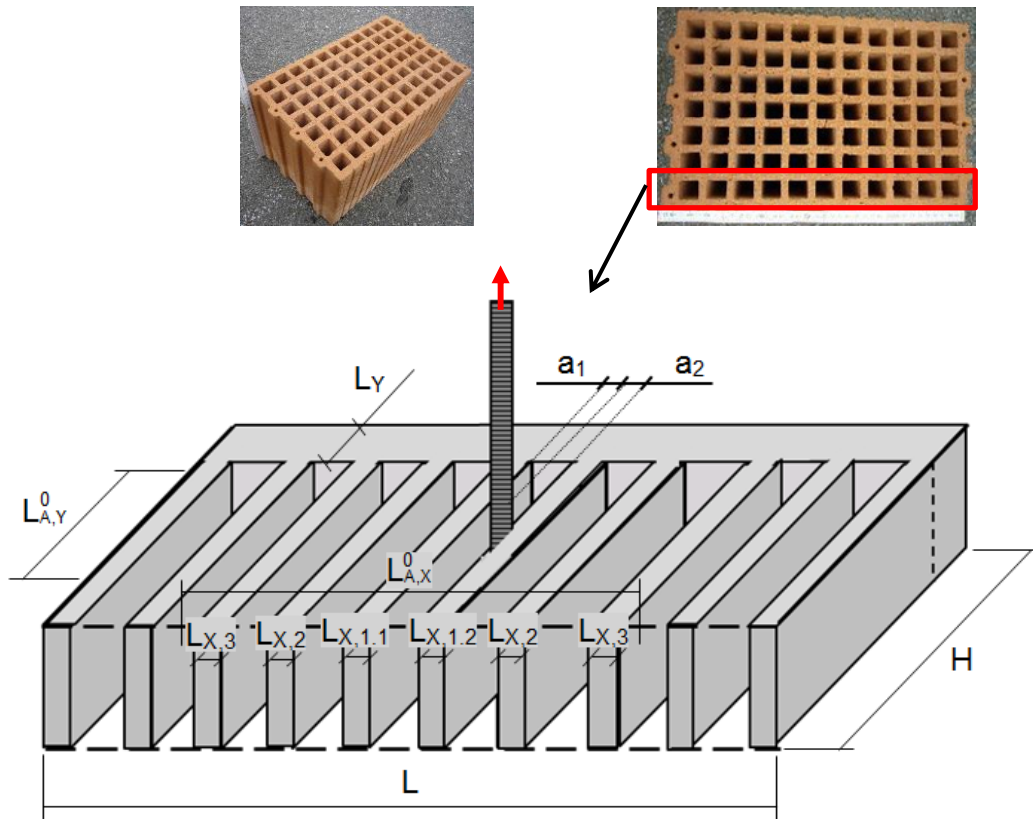
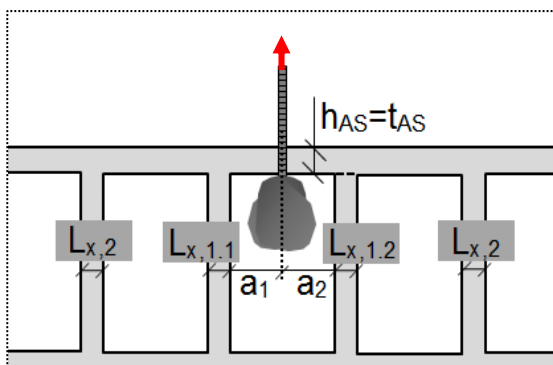
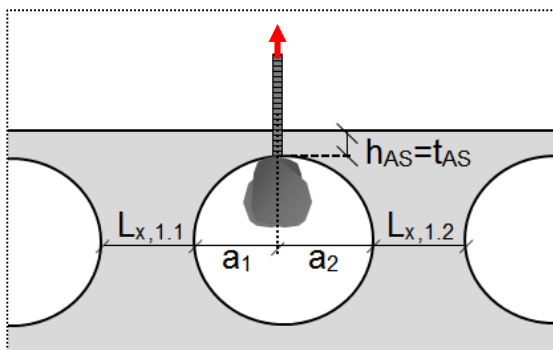


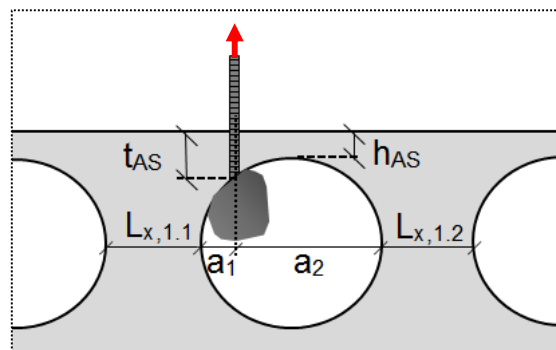
Bild 6.51: Parameter im Querschnitt eines Mauersteines in Richtung Steinhöhe



a)



b)



c)

Bild 6.52: Parameter für zugbelastete Verankerung im Außensteg a) Dübel im Stein mit quadratischen Hohlkammern, b) zentrisch in Lochkammer gesetzter Dübel, Stein mit runden Hohlkammern und c) exzentrisch in Lochkammer gesetzter Dübel, Stein mit runden Hohlkammern

Gruppenbefestigungen und Befestigungen am Steinrand:

$$N_{u,m} = N_{u,m}^0 \cdot \frac{L_{A,x}}{L_{A,x}^0} \cdot \frac{L_{A,y}}{L_{A,y}^0} \cdot \Psi_{s,x} \cdot \Psi_{g,x} \cdot \Psi_{g,y} \quad [\text{N}] \quad (6.3)$$

mit:

$N_{u,m}^0$ = Traglast einer Einzelbefestigung in der Fläche, nach Gleichungen (6.1) und (6.2) [N]

$L_{A,x}^0, L_{A,y}^0$ = Länge des biegebeanspruchten Bereiches einer Einzelbefestigung in Richtung Steinlänge (x-Richtung) bzw. Steinhöhe (y-Richtung) bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers (ohne Randeinfluss) [mm]

$$L_{A,x}^0 = 2 \cdot c_{1,cr}$$

$$L_{A,y}^0 = 2 \cdot c_{2,cr}$$

$L_{A,x}, L_{A,y}$ = Vorhandene Länge des biegebeanspruchten Bereiches einer Einzelbefestigung in Richtung Steinlänge (x-Richtung) bzw. Steinhöhe (y-Richtung) [mm]

$c_{1,cr}$ = Kritischer Randabstand zur Stoßfuge [mm]

$$= 4 \cdot h_{AS}$$

$c_{2,cr}$ = Kritischer Randabstand zur Lagerfuge [mm]

$$= 4 \cdot h_{AS}$$

h_{AS} = Außenstegdicke im Verankerungsbereich (minimale Dicke bei Kalksandlochstein), nach Bild 6.52 [mm]

$\Psi_{s,x}$ = Faktor zur Berücksichtigung des Randeinflusses zur Stoßfuge [-], gültig wenn

$$c_1 \leq c_{1,cr}$$

$$= 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_1}{c_{1,cr}} \leq 1,0$$

c_1, c_2 = Vorhandener Randabstand zur Stoßfuge bzw. Lagerfuge [mm]

$\Psi_{g,x}$ = Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses einer Gruppenbefestigung mit Orientierung parallel zur Lagerfuge [-], gültig wenn $s_{IILF} \leq s_{IILF,cr}$

$$= 1 + \frac{s_{IILF}}{s_{IILF,cr}} \leq 2,0$$

s_{IILF} = Vorhandener Achsabstand mit Orientierung parallel zur Lagerfuge bei Dübelgruppen [mm]

$s_{IILF,cr}$ = Benötigter Achsabstand mit Orientierung parallel zur Lagerfuge bei Dübelgruppen bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers [mm]

$$= 8 \cdot h_{AS}$$

$\Psi_{g,y}$ = Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses einer Gruppenbefestigung mit Orientierung senkrecht zur Lagerfuge [-], gültig wenn $s_{\perp LF} \leq s_{\perp LF,cr}$

$$= 1 + \frac{s_{\perp LF}}{s_{\perp LF,cr}} \leq 2,0$$

$s_{\perp LF}$ = Vorhandener Achsabstand mit Orientierung senkrecht zur Lagerfuge bei Dübelgruppen [mm]

$s_{\perp LF,cr}$ = Benötigter Achsabstand mit Orientierung senkrecht zur Lagerfuge bei Dübelgruppen bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers [mm]
 $= 8 \cdot h_{AS}$

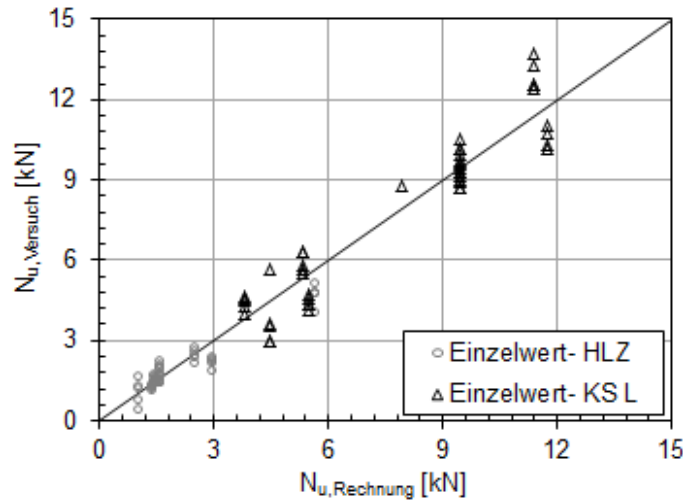


Bild 6.53: Vergleich der in den Versuchen ermittelten Tragfähigkeiten mit den rechnerischen Tragfähigkeiten für Hochlochziegel und Kalksandlochsteine bei Steinversagen (Verankerung in Außensteg)

Tabelle 6.6: Statistische Daten des Vergleichs Laborversuch zu vorgeschlagenen Gleichungen

Steinart	Anzahl Steinarten	Anzahl Versuche	$N_{u,Versuch}/N_{u,Rechnung}$	
			Mittelwert [-]	Variationskoeffizient [%]
Hochlochziegel	8	50	1,01	20,8
Kalksandlochstein	4	45	1,00	14,9
Gesamtzahl der Versuche		95		

6.4.2 Verankerung in mehreren Stegen

Die Gleichungen (6.4) und (6.5) zur Berechnung der Traglasten der Injektionsdübel in Hochlochziegeln und Kalksandlochsteinen wurden anhand der in Kapitel 6.3.2 dargestellten Parameterstudie an Hochlochziegel erstellt. Die Gleichung (6.5) für Kalksandlochsteine wurde durch Regressionsanalyse mittels experimenteller Lasten angepasst, da sich die Lochgeometrie von Kalksandlochsteinen (runde statt quadratische Löcher) im Gegensatz zur Lochgeometrie von Hochlochziegeln unterscheidet. Es hat sich herausgestellt, dass einige Einflussgrößen (Gesamtdicke der vertikalen Stege innerhalb des biegebeanspruchten Bereiches $\frac{\sum L_x}{L_{A,x}}$ und Steinhöhe H) keine Be-

deutung auf die Tragfähigkeit in Kalksandlochsteinen haben. Auf der anderen Seite ist die Summe der Hohlkammerbreiten im Verankerungsbereich (ΣB_x) in Kalksandsteinen infolge unterschiedlicher Lochgeometrie von größerer Bedeutung ($(\Sigma B_x)^{0,6}$) als in Hochlochziegeln ($(\Sigma B_x)^{0,3}$). Darüber hinaus wird mit dem Koeffizient k_{Ly} (siehe Parameterstudie in Kapitel 6.3.2.8) in Gleichung (6.5) der Einfluss einer in Kalksandsteinen vorhandenen Verstärkung entlang der Auflagerfläche (Dicke L_y) auf die Dübeltragfähigkeit berücksichtigt.

Der Einfluss vom Rand und Achsabstand bei Gruppenbefestigung findet Berücksichtigung in Gleichung (6.6). Die Einflussgrößen der Steingeometrie sind in Bild 6.54 und Bild 6.55 dargestellt. Bild 6.57 zeigt den Vergleich der experimentell ermittelten Lasten mit den vorgeschlagenen Gleichungen. Dabei zeigt sich eine gute Übereinstimmung. Das Verhältnis $N_{u,Versuch}/N_{u,Rechnung}$ ergibt in Hochlochziegeln einen Mittelwert von 1,00 bei einem Variationskoeffizient von 23,6 %, und in Kalksandlochsteinen einen Mittelwert von 1,01 bei einem Variationskoeffizient von 18,6 %. Einige Dübel versagten durch Herausziehen (Abscheren der Mörtelpfropfen). Deren Ergebnisse wurden nicht berücksichtigt, da hier lediglich das Tragverhalten für Steinversagen betrachtet wird.

Für Hochlochziegel:

$$N_{u,m}^0 = 27 \cdot f_{c,Netto}^{0,5} \cdot \Sigma t \cdot \left(\frac{\Sigma L_x}{L_{A,x}} \right)^{0,5} \cdot (\Sigma B_x)^{0,3} \cdot \left(\frac{H}{8 \cdot h_{ef,u}} \right)^{0,4} \quad [N] \quad (6.4)$$

Für Kalksandlochstein:

$$N_{u,m}^0 = 3,5 \cdot f_{c,Netto}^{0,5} \cdot \Sigma t \cdot (\Sigma B_x)^{0,6} \cdot k_{Ly} \quad [N] \quad (6.5)$$

mit:

$f_{c,Netto}$ = Nettodruckfestigkeit des Steines [N/mm²]

$$= \frac{F_{c,Brutto}}{A_{Netto}} = f_{c,Brutto} \cdot \frac{A_{Brutto}}{A_{Netto}}$$

$F_{c,Brutto}$ = Versagenslast bei Prüfung der Steindruckfestigkeit in Richtung Steinhöhe H [N]

H = Steinhöhe [mm]

A_{Netto} = Nettoquerschnittsfläche (ohne Hohlkammer) [mm²]

$f_{c,Brutto}$ = Bruttodruckfestigkeit des Steines (ohne Formfaktor) [N/mm²]

A_{Brutto} = Bruttoquerschnittsfläche [mm²]

$$= L \cdot B$$

L = Steinlänge [mm]

B = Steinbreite (Dicke) [mm]

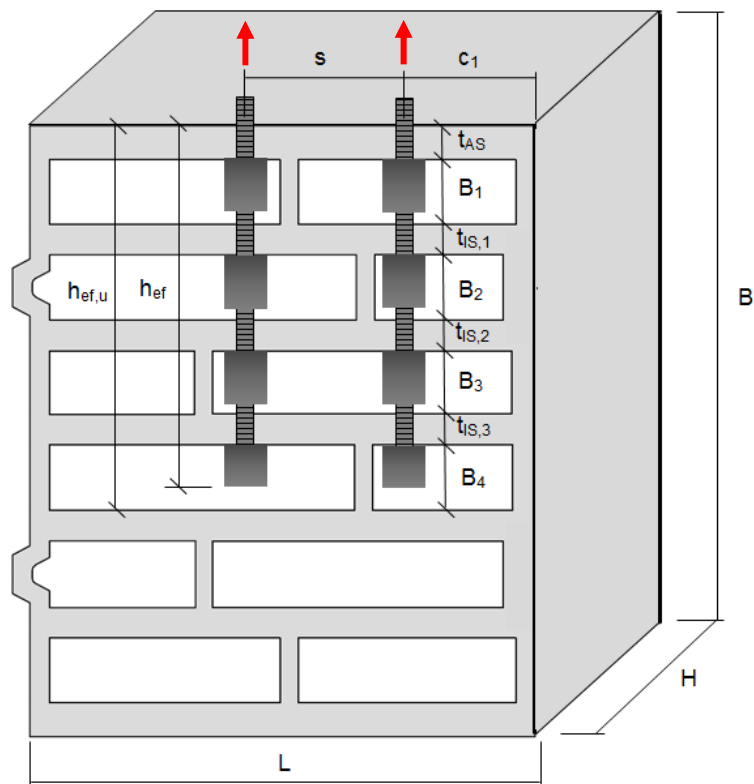
Σt = Effektive Verankerungstiefe entlang Dübelachse [mm]

$$= t_{AS} + t_{IS,1} + t_{IS,2} + t_{IS,3} + \dots + t_{IS,i}$$

t_{AS} = Außenstegdicke entlang Dübelachse, nach Bild 6.56 [mm]

$t_{IS,i}$ = Dicke Innensteg ausgehend von dem Außensteg (entlang Dübelachse), nach Bild 6.56 [mm]

- ΣL_x = Gesamtdicke der vertikalen Stege innerhalb $L_{A,x}^0$ bzw. Dicke eines nächsten Stegs (Für zwei nächste Stege mit gleichem Abstand von dem Dübel ist dünnerer Steg relevant.) falls kein Steg innerhalb $L_{A,x}^0$ vorhanden (siehe Bild 6.55) [mm]
 $= L_{x,1.1} + L_{x,1.2} + \Sigma L_{x,2} + \Sigma L_{x,3} + \dots + \Sigma L_{x,i}$
- $L_{A,x}^0$ = Länge des biegebeanspruchten Bereiches einer Einzelbefestigung in Richtung Steinlänge L bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers (ohne Randeinfluss), nach Bild 6.55 [mm]
 $= 8 \cdot h_{AS}$
- $L_{A,x}$ = Vorhandene Länge des biegebeanspruchten Bereiches einer Einzelbefestigung in Richtung Steinlänge L [mm]
- h_{AS} = Außenstegdicke im Verankerungsbereich (minimale Dicke bei Kalksandlochstein), nach Bild 6.56 [mm]
- ΣB_x = Summe der Hohlkammerbreiten im Bereich $h_{ef,u}$ [mm]
 $= h_{ef,u} - \Sigma t$
- $h_{ef,u}$ = Tiefe von der Steinoberfläche bis den nächsten tieferliegenden horizontalen Steg unter dem Verankerungsbereich [mm]
- H = Steinhöhe [mm]
 $= 8 \cdot h_{ef,u}$ wenn $H \geq 8 \cdot h_{ef,u}$
- k_{Ly} = Beiwert zur Berücksichtigung der Verstärkung (Dicke L_y) entlang der Auflagerfläche, nach Bild 6.55 [-]
 $= 1 + 0,1 \cdot \frac{L_y}{h_{AS}}$ Verstärkung in Stein vorhanden
 $= 1$ Verstärkung in Stein nicht vorhanden
- L_y = Dicke der Verstärkung entlang der Auflagerfläche, nach Bild 6.55 [mm]



$$\sum t = t_{AS} + t_{S,1} + t_{S,2} + t_{S,3} + \dots + t_{S,i}$$

$$\sum B_x = h_{ef,u} - \sum t = B_1 + B_2 + B_3 + \dots + B_i \quad (\text{Bereich } h_{ef,u})$$

Bild 6.54: Setzparameter von Injektionsdübel in Mauerstein

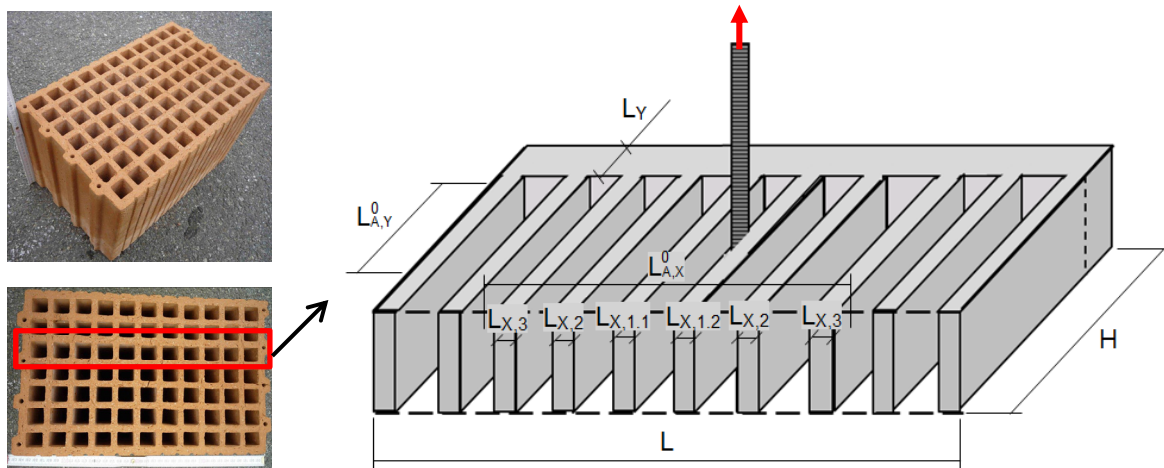
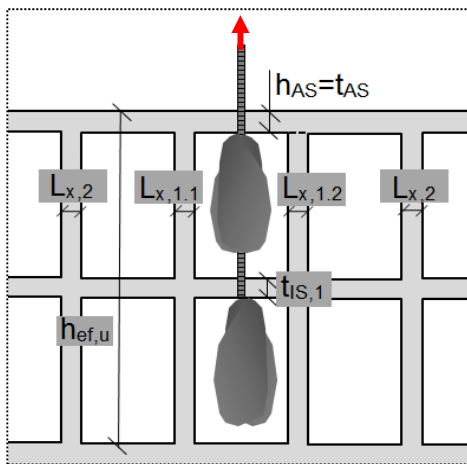
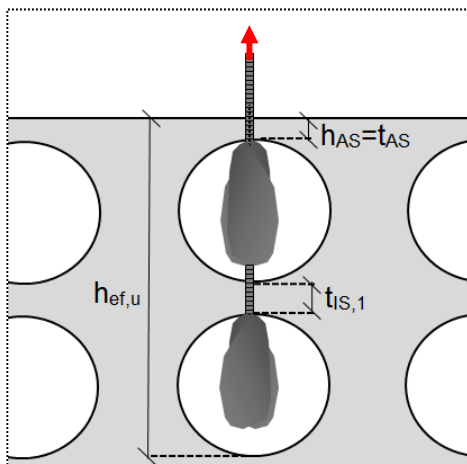


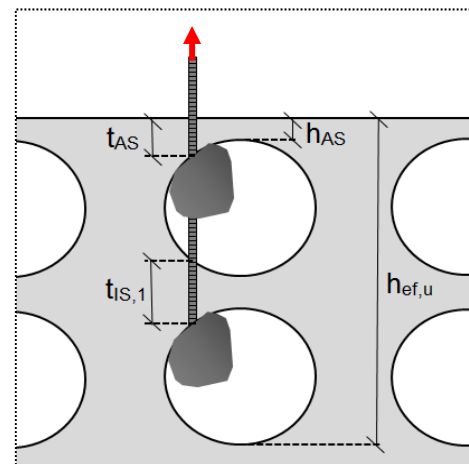
Bild 6.55: Parameter im Querschnitt eines Mauersteines in Richtung Steinhöhe



a)



b)



c)

Bild 6.56: Parameter für zugbelastete Verankerung in mehreren Stegen a) Dübel im Stein mit quadratischen Hohlkammern, b) zentrisch in Lochkammer gesetzter Dübel, Stein mit runden Hohlkammern und c) exzentrisch in Lochkammer gesetzter Dübel, Stein mit runden Hohlkammern.

Gruppenbefestigungen und Befestigungen am Steinrand:

$$N_{u,m} = N_{u,m}^0 \cdot \frac{L_{A,x}}{L_{A,x}^0} \cdot \frac{L_{A,y}}{L_{A,y}^0} \cdot \Psi_{s,x} \cdot \Psi_{g,x} \quad [\text{N}] \quad (6.6)$$

mit:

$N_{u,m}^0$ = Traglast einer Einzelbefestigung in der Fläche, nach Gleichungen (6.4) und (6.5) [N]

$L_{A,x}^0, L_{A,y}^0$ = Länge des biegebeanspruchten Bereiches einer Einzelbefestigung in Richtung Steinlänge (x-Richtung) bzw. Steinhöhe (y-Richtung) bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers (ohne Randeinfluss) [mm]

$$L_{A,x}^0 = 2 \cdot c_{1,cr}$$

$$L_{A,y}^0 = 2 \cdot c_{2,cr}$$

$L_{A,x}, L_{A,y}$ = Vorhandene Länge des biegebeanspruchten Bereiches einer Einzelbefestigung in Richtung Steinlänge (x-Richtung) bzw. Steinhöhe (y-Richtung) [mm]

$c_{1,cr}$ = Kritischer Randabstand zur Stoßfuge [mm]
 $= 4 \cdot h_{AS}$

$c_{2,cr}$ = Kritischer Randabstand zur Lagerfuge [mm]
 $= 4 \cdot h_{AS}$

h_{AS} = Außenstegdicke im Verankerungsbereich (minimale Dicke bei Kalksandlochstein), nach Bild 6.56 [mm]

$\Psi_{s,x}$ = Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Randeinflusses zur Stoßfuge [-], gültig wenn $c_1 \leq c_{1,cr}$
 $= 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_1 - h_{AS}}{3 \cdot h_{AS}} \leq 1,0$

c_1, c_2 = Vorhandener Randabstand zur Stoßfuge bzw. Lagerfuge [mm]

$c_{1,min}$ = Minimaler Randabstand des Dübels zur Stoßfuge [mm]
 $= h_{AS}$

$\Psi_{g,x}$ = Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses von Achsabstand einer Gruppenbefestigung parallel zur Lagerfuge [-], gültig wenn $s_{IILF} \leq s_{IILF,cr}$
 $= 1 + \frac{s_{IILF}}{s_{IILF,cr}} \leq 2,0$

s_{IILF} = Vorhandener Achsabstand mit Orientierung parallel zur Lagerfuge bei Dübelgruppen [mm]

$s_{IILF,cr}$ = Benötigter Achsabstand mit Orientierung parallel zur Lagerfuge bei Dübelgruppen bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers [mm]
 $= 8 \cdot h_{AS}$

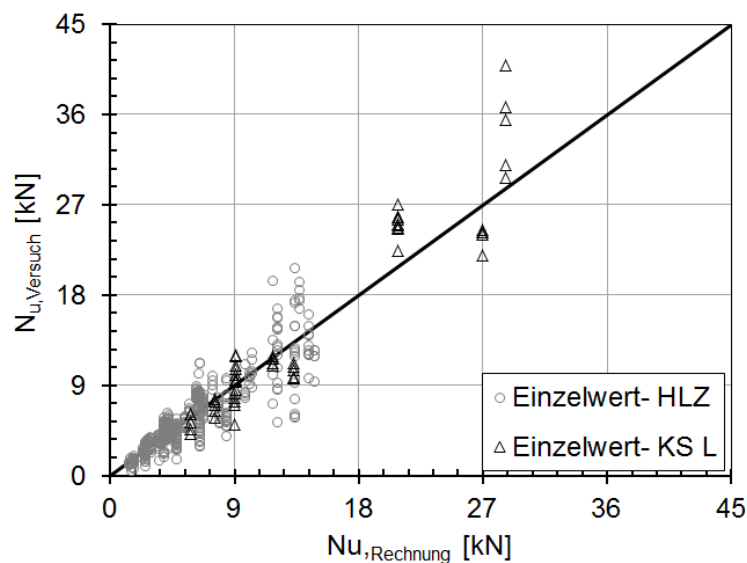


Bild 6.57: Vergleich der in Laborversuchen ermittelten Traglasten mit der vorgeschlagenen Gleichung für Hochlochziegel und Kalksandlochsteinen bei Steinversagen (Verankerung in mehreren Stegen)

Tabelle 6.7: Statistische Daten des Vergleichs Laborversuch-vorgeschlagene Gleichungen aus Bild 6.57

Steinart	Anzahl Steinarten	Anzahl Versuche	$N_{u,Versuch}/N_{u,Rechnung}$	
			Mittelwert [-]	Variationskoeffizient [%]
Hochlochziegel	10	433	1,00	23,6
Kalksandlochstein	3	55	1,01	18,6
Gesamtzahl der Versuche		498		

6.5 Beispiele zur Berechnung der zugbelasteten Injektionsdübel mit dem vorgeschlagenen analytischen Modell

In diesem Kapitel wird die Tragfähigkeit für einen Hochlochziegel und einen Kalksandlochstein beispielhaft berechnet. Dabei wurde die Anwendung des vorgeschlagenen analytischen Modells (Kapitel 8.4) für zugbelastete Injektionsdübel verdeutlicht. Für beide Steine wird die Berechnung für Einzelbefestigung im Außensteg und in mehreren Stegen durchgeführt. Am Beispiel der Doppelbefestigung in mehreren Stegen wird auch die Berechnung der einzelnen Befestigungen in der Gruppe gezeigt. Anschließend wurden die berechneten Lasten mit vorhandenen Versuchsergebnissen (Lakhani (2015), Lakhani (2017)) verglichen.

6.5.1 Einzelbefestigung im Hochlochziegel – Verankerung im Außensteg

Bild 6.58 zeigt einen zugbeanspruchten Injektionsdübel, der mit einer Verankerungstiefe $h_{ef} = 50$ mm in einem Hochlochziegel verankert wird. Der Dübel wurde in Bezug auf die Steinhöhe mittig (c_2) und in Bezug auf die Steinlänge mit dem Randabstand c_1 gesetzt.

Montageparameter:		
Dübelgröße (Siebhülse) [mm]	12 · 50	
Verankerungstiefe [mm]	50	
c_1 / c_2 [mm]	100 / 124,5	
Steinparameter:		
Länge L [mm]	248	
Breite (Dicke) B [mm]	365	
Höhe H [mm]	249	
$f_{c,Brutto}$ (Druckfestigkeit) [N/mm ²]	9,01	

Bild 6.58: Einzelbefestigung im Hochlochziegel

Die Nettodruckfestigkeit $f_{c,Netto}$ wird anhand der gemessenen Bruttodruckfestigkeit (Prüfung der Steindruckfestigkeit) berechnet. Die Nettoquerschnittsfläche A_{Netto} ist

die tatsächlich belastete Querschnittsfläche bei der Prüfung der Steindruckfestigkeit (Bruttoquerschnittsfläche A_{Brutto} ohne Hohlkammer).

Nettodruckfestigkeit des Steines:

$$f_{c,\text{Netto}} = f_{c,\text{Brutto}} \cdot \frac{A_{\text{Brutto}}}{A_{\text{Netto}}}$$

$$= 9,01 \cdot \frac{365 \cdot 248}{(365 \cdot 248) - (6 \cdot 43 \cdot 151) - (6 \cdot 43 \cdot 75)} = 25,3 \text{ N/mm}^2$$

Verankerungstiefe im Außensteg entlang der Dübelachse bzw. Außenstegdicke im Verankerungsbereich:

$$h_{\text{AS}} = t_{\text{AS}} = 15 \text{ mm}$$

Mit dem Faktor k_{Lx} wird die Erhöhung der Tragfähigkeit infolge der parallel zu Dübelachse liegenden Stege im Stein berücksichtigt. Dabei werden nur Stege innerhalb des biegebeanspruchten Bereiches $L_{\text{A,x}}$ in Lastabtragung aktiviert.

Kritischer Randabstand zur Stoßfuge: $c_{1,\text{cr}} = 4 \cdot h_{\text{AS}} = 4 \cdot 15 = 60 \text{ mm}$

Randabstand zur Stoßfuge: $c_1 = 100 \text{ mm}$

Vorhandene Länge des biegebeanspruchten Bereiches: $c_1 > c_{1,\text{cr}} \rightarrow \text{Kein Randeinfluss}$

$$L_{\text{A,x}} = L_{\text{A,x}}^0 = 2 \cdot c_{1,\text{cr}} = 120 \text{ mm}$$

Die Länge des biegebeanspruchten Bereiches in Richtung Steinlänge L beträgt 120 mm bzw. 60 mm von beiden Seiten des Dübels. In diesem Abstand vom Dübel befindet sich ein Steg mit einer Dicke ($L_{\text{x,1}}$) von 8 mm.

$$8 < 15$$

$$L_{\text{x,1}} < h_{\text{AS}} \rightarrow k_{\text{Lx}} = \left(\frac{\Sigma L_{\text{x,1}}}{h_{\text{AS}}} \right)^{0,2} = \left(\frac{8}{15} \right)^{0,2} = 0,882$$

Die Tragfähigkeit des Dübels ohne Randeinfluss beträgt:

$$N_{\text{u,m}}^0 = 5,6 \cdot f_{c,\text{Netto}}^{0,5} \cdot t_{\text{AS}}^{1,5} \cdot k_{\text{Lx}}$$

$$N_{\text{u,m}}^0 = 5,6 \cdot 25,3^{0,5} \cdot 15^{1,5} \cdot 0,882 = 1444 \text{ N} = 1,44 \text{ kN}$$

Es wurde gezeigt, dass kein Einfluss des Randabstandes zur Stoßfuge c_1 vorhanden ist. Es wird noch der Randabstand zur Lagerfuge c_2 mit dem kritischen Wert gegenübergestellt.

$$c_1 > c_{1,\text{cr}}$$

Kritischer Randabstand zur Lagerfuge: $c_{2,\text{cr}} = 4 \cdot h_{\text{AS}} = 4 \cdot 15 = 60 \text{ mm}$

Randabstand zur Lagerfuge: $c_2 = 124,5 \text{ mm}$

$c_2 > c_{2,cr} \rightarrow$ Kein Randeinfluss

Damit ergibt sich:

$$N_{u,m} = N_{u,m}^0 = 1,44 \text{ kN}$$

In den entsprechenden Versuchen wurden Lasten zwischen 1,07 und 1,28 kN erreicht. Die maximale Abweichung von der rechnerischen Last beträgt damit ca. 34%.

6.5.2 Doppelbefestigung im Hochlochziegel (Orientierung parallel zur Lagerfuge) – Verankerung in mehreren Stegen

In Bild 6.59 ist eine Doppelbefestigung in einem Hochlochziegel dargestellt. Mit der Doppelbefestigung wird eine Stahlplatte befestigt, die zentrisch auf Zuglast belastet wird. Die Dübelgruppe hat eine Orientierung parallel zur Lagerfuge und einen Achsabstand $s_{III,LF} = 80 \text{ mm}$. Die weiteren Montage- und Steinparameter sind in Bild 6.59 angegeben.

Montageparameter:		
Dübelgröße (Siebhülse) [mm]	22 · 175	
Verankerungstiefe [mm]	175	
c ₁ / c ₂ [mm]	100 / 124,5	
s _{III,LF} [mm]	80	
Steinparameter:		
Länge L [mm]	248	
Breite (Dicke) B [mm]	365	
Höhe H [mm]	249	
f _{c,Brutto} (Druckfestigkeit) [N/mm ²]	9,01	

Bild 6.59: Doppelbefestigung im Hochlochziegel

Bei einer Doppelbefestigung werden zuerst die Lasten der Einzeldübel berechnet. Falls einer der Dübel der Gruppe eine geringere Tragfähigkeit besitzt als der andere, wird der „schwächere“ Dübel mit ungünstiger Setzposition für die Berechnung der Tragfähigkeit der Doppelbefestigung zugrundegelegt.

Nettodruckfestigkeit des Steines:

$$f_{c,Netto} = f_{c,Brutto} \cdot \frac{A_{Brutto}}{A_{Netto}}$$

$$= 9,01 \cdot \frac{365 \cdot 248}{(365 \cdot 248) - (6 \cdot 43 \cdot 151) - (6 \cdot 43 \cdot 75)} = 25,3 \text{ N/mm}^2$$

Für die belasteten Anker gilt folgendes:

Wirksame Verankerungstiefe: $\Sigma t = t_{AS} + t_{IS,1} + t_{IS,2} = 15 + 15 + 15 = 45 \text{ mm}$

Verankerungstiefe im Außensteg $h_{AS} = t_{AS} = 15 \text{ mm}$

entlang Dübelachse bzw.

Außenstegdicke in

Verankerungsbereich:

Kritischer Randabstand zur Stoßfuge: $c_{1,cr} = 4 \cdot h_{AS} = 4 \cdot 15 = 60 \text{ mm}$

Randabstand zur Stoßfuge $c_{1,1} = 100 \text{ mm}$

(Anker Nr. 1):

Randabstand zur Stoßfuge $c_{1,2} = L - c_{1,1} - s_{IILF,cr} - L_{x,2}$

(Anker Nr. 2):

$$c_{1,2} = 248 - 100 - 80 - 7$$

$$c_{1,2} = 61 \text{ mm}$$

Vorhandene Länge des biegebeanspruchten Bereiches: $c_1 > c_{1,cr} \rightarrow \text{Kein Randeinfluss}$

$$L_{A,x} = L_{A,x}^0 = 2 \cdot c_{1,cr} = 120 \text{ mm}$$

Summe der Hohlkammerbreiten im Bereich $h_{ef,u}$: $\Sigma B_x = h_{ef,u} - \Sigma t = 175 - 45 = 130 \text{ mm}$

Anker Nr. 1:

Gesamtdicke der vertikalen Stege innerhalb $L_{A,x}$: $\Sigma L_x = 8 \text{ mm}$

$$N_{u,m,1}^0 = 27 \cdot f_{c,Netto}^{0,5} \cdot \Sigma t \cdot \left(\frac{\Sigma L_x}{L_{A,x}} \right)^{0,5} \cdot (\Sigma B_x)^{0,3} \cdot \left(\frac{H}{8 \cdot h_{ef,u}} \right)^{0,4}$$

$$N_{u,m,1}^0 = 27 \cdot 25,3^{0,5} \cdot 45 \cdot \left(\frac{8}{120} \right)^{0,5} \cdot 130^{0,3} \cdot \left(\frac{249}{8 \cdot 175} \right)^{0,4} = 3408 \text{ N} = 3,41 \text{ kN}$$

Versuche: 4,20 kN bis 4,75 kN

Anker Nr. 2:

Da in dem biegebeanspruchten Bereich ein vertikaler Steg in jeder Hohlhammer vorhanden ist, wird die geringere Stegdicke $L_{x,2} = 7 \text{ mm}$ zur Berechnung der Tragfähigkeit angesetzt.

Gesamtdicke der vertikalen Stege innerhalb $L_{A,x}$: $\Sigma L_x = 7 \text{ mm}$

$$N_{u,m,2}^0 = 27 \cdot f_{c,Netto}^{0,5} \cdot \Sigma t \cdot \left(\frac{\Sigma L_x}{L_{A,x}} \right)^{0,5} \cdot (\Sigma B_x)^{0,3} \cdot \left(\frac{H}{8 \cdot h_{ef,u}} \right)^{0,4}$$

$$N_{u,m,2}^0 = 27 \cdot 25,3^{0,5} \cdot 45 \cdot \left(\frac{7}{120}\right)^{0,5} \cdot 130^{0,3} \cdot \left(\frac{249}{8 \cdot 175}\right)^{0,4} = 3186 \text{ N} = 3,19 \text{ kN}$$

Für die beiden Anker gilt folgendes:

Randabstand zur Stoßfuge: $c_1 > c_{1,cr} \rightarrow$ Kein Randeinfluss

Kritischer Randabstand zur Lagerfuge: $c_{2,cr} = 4 \cdot h_{AS} = 4 \cdot 15 = 60 \text{ mm}$

Randabstand zur Lagerfuge: $c_2 = 124,5 \text{ mm}$

Vorhandene Länge des biegebeanspruchten Bereiches: $c_2 > c_{2,cr} \rightarrow$ Kein Randeinfluss
 $L_{A,y} = L_{A,y}^0 = 2 \cdot c_{2,cr} = 120 \text{ mm}$

Da kein Randabstand vorhanden ist, wird für die Berechnung der Doppelbefestigung die minimale Last in der Fläche von den beiden Dübeln verwendet.

$$\min(N_{u,m,1}^0; N_{u,m,2}^0) = \min(3,41; 3,19) = 3,19 \text{ kN}$$

Achsabstand: $s_{IILF} = 80 \text{ mm}$

Kritischer Achsabstand: $s_{IILF,cr} = 8 \cdot h_{AS} = 8 \cdot 15 = 120 \text{ mm}$

Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses von Achsabstand einer Gruppenbefestigung parallel zur Lagerfuge: $s_{IILF} < s_{IILF,cr} \rightarrow$ Einfluss von Achsabstand einer Gruppenbefestigung parallel zur Lagerfuge vorhanden

$$\Psi_{g,x} = 1 + \frac{s_{IILF}}{s_{IILF,cr}} = 1 + \frac{80}{120} = 1,67$$

Damit ergibt sich die Tragfähigkeit der Doppelbefestigung $N_{u,m}$:

$$N_{u,m} = N_{u,m,1}^0 \cdot \Psi_{g,x} = 3,19 \cdot 1,67 = 5,33 \text{ kN}$$

Versuche: 5,49 kN bis 7,33 kN

6.5.3 Einzelbefestigung im Kalksandlochstein – Verankerung im Außenstege

In Bild 6.60 ist eine zugbelastete Einzelbefestigung mit einer Verankerungstiefe $h_{ef} = 50$ mm im Kalksandstein dargestellt. Die Montage- und Steinparameter sind in Bild 6.60 angegeben.

Montageparameter:		
Dübelgröße (Siebhülse) [mm]	12 · 50	
Verankerungstiefe [mm]	50	
c₁ / c₂ [mm]	100 / 56,5	
Steinparameter:		
Länge L [mm]	240	
Breite (Dicke) B [mm]	175	
Höhe H [mm]	113	
f_{c,Brutto} (Druckfestigkeit) [N/mm²]	23,52	

Bild 6.60: Einzelbefestigung im Kalksandstein

Die Nettodruckfestigkeit $f_{c,Netto}$ wird wie für Hochlochziegel berechnet:

$$f_{c,Netto} = f_{c,Brutto} \cdot \frac{A_{Brutto}}{A_{Netto}}$$

$$= 23,52 \cdot \frac{175 \cdot 240}{(175 \cdot 240) - (4 \cdot 13,75^2 \cdot \pi) - (4 \cdot 19^2 \cdot \pi) - (2 \cdot 12,5^2 \cdot \pi) - (1 \cdot 28 \cdot 60 \cdot \pi)} = 34,3 \text{ N/mm}^2$$

Die Größen t_{AS} und h_{AS} betragen jeweils 23,25 mm.

Welcher Faktor k_{Lx} für den Kalksandstein verwendet wird, hängt von der Dicke des zum Anker am nächsten liegenden vertikalen Steges ($L_{x,1,j}$) ab. Dabei handelt es sich um die Stege mit den Stärken $L_{x,1,1} = 14$ mm und $L_{x,1,2} = 8,5$ mm. Da die beiden Stege den gleichen Abstand vom Dübel ($a_1 = a_2$) haben und $L_{x,1,1} > L_{x,1,2}$ ist, gilt $L_{x,1,j} = L_{x,1,2} = 8,5$ mm.

$$8,5 < 23,25 \rightarrow L_{x,1,j} < h_{AS} \rightarrow k_{Lx} = \left(\frac{\sum L_{x,i}}{h_{AS}} \right)^{0,1}$$

Die Gesamtdicke der vertikalen Stege innerhalb $L_{A,X}$ beträgt:

$$\sum L_{x,i} = L_{x,1,1} + L_{x,1,2} + \sum L_{x,2} + \sum L_{x,3} + \dots + \sum L_{x,i}$$

Zuerst muss die Größe des biegebeanspruchten Bereiches $L_{A,x}$ ermittelt werden.

Kritischer Randabstand zur Stoßfuge: $c_{1,cr} = 4 \cdot h_{AS} = 4 \cdot 23,25 = 93 \text{ mm}$

Randabstand zur Stoßfuge: $c_1 = 100 \text{ mm}$

Vorhandene Länge des biegebeanspruchten Bereiches: $c_1 > c_{1,cr} \rightarrow \text{Kein Randeinfluss}$

$$L_{A,x} = L_{A,x}^0 = 2 \cdot c_{1,cr} = 186 \text{ mm}$$

Gesamtdicke der vertikalen Stege innerhalb $L_{A,x}$: $\Sigma L_{x,i} = L_{x,1.1} + L_{x,1.2} + \Sigma L_{x,2} + \Sigma L_{x,3} =$
 $= 14 + 8,5 + 27,25 + 14 = 63,75 \text{ mm}$

Beiwert zur Berücksichtigung der vertikalen Stege entlang Steinhöhe: $k_{Lx} = \left(\frac{\Sigma L_{x,1}}{h_{AS}} \right)^{0,1} = \left(\frac{63,75}{23,25} \right)^{0,1} = 1,106$

Die Verstärkung entlang der Auflagerfläche ist im Stein nicht vorhanden.

$$k_{Ly} = 1$$

Die Dübeltragfähigkeit $N_{u,m}^0$ ohne Randeinfluss wird wie folgt berechnet:

$$N_{u,m}^0 = 9,0 \cdot f_{c,Netto}^{0,5} \cdot t_{AS}^{1,5} \cdot k_{Lx} \cdot k_{Ly}$$

$$N_{u,m}^0 = 9,0 \cdot 34,3^{0,5} \cdot 23,25^{1,5} \cdot 1,106 \cdot 1 = 6536 \text{ N} = 6,54 \text{ kN}$$

In weiteren wurden die Randabstände c_1 und c_2 jeweils den kritischen Werten gegenübergestellt, um die tatsächliche Tragfähigkeit des Dübels zu bestimmen.

Kritischer Randabstand zur Stoßfuge: $c_{1,cr} = 4 \cdot h_{AS} = 4 \cdot 23,25 = 93 \text{ mm}$

Randabstand zur Stoßfuge: $c_1 = 100 \text{ mm}$

Faktor zur Berücksichtigung des Randeinflusses zur Stoßfuge: $c_1 > c_{1,cr} \rightarrow \text{Kein Randeinfluss}$

$$\Psi_{s,x} = 1$$

Kritischer Randabstand zur Lagerfuge: $c_{2,cr} = 4 \cdot h_{AS} = 4 \cdot 23,25 = 93 \text{ mm}$

Randabstand zur Lagerfuge: $c_2 = 56,5 \text{ mm}$

Faktor zur Berücksichtigung des Randeinflusses zur Lagerfuge: $c_2 < c_{2,cr} \rightarrow \text{Randeinfluss vorhanden (von beiden Seiten des Dübels)}$

$$\frac{L_{A,y}}{L_{A,y}^0} = \frac{2 \cdot c_2}{2 \cdot c_{2,cr}} = \frac{2 \cdot 56,5}{2 \cdot 93} = 0,608$$

Faktor zur Berücksichtigung des
Einflusses einer Gruppenbefestigung:

Einzelbefestigung $\rightarrow \Psi_{g,x} = \Psi_{g,y} = 1$

$$N_{u,m} = N_{u,m}^0 \cdot \frac{L_{A,x}}{L_{A,x}^0} \cdot \frac{L_{A,y}}{L_{A,y}^0} \cdot \Psi_{s,x} \cdot \Psi_{g,x} \cdot \Psi_{g,y}$$

$$N_{u,m} = 6,54 \cdot 1 \cdot 0,608 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 3,98 \text{ kN}$$

In den Versuchen wurde die Tragfähigkeit zwischen 3,89 kN und 4,73 kN ermittelt, sodass der rechnerisch ermittelte Wert eine gute Übereinstimmung aufweist.

6.5.4 Doppelbefestigung im Kalksandlochstein – Verankerung in mehreren Stegen

Bild 6.61 zeigt eine Doppelbefestigung mit einem Achsabstand parallel zur Lagerfuge $s_{IIIF} = 80 \text{ mm}$. In diesem Bild sind ebenfalls die Details der Befestigung und des Untergrunds dargestellt.

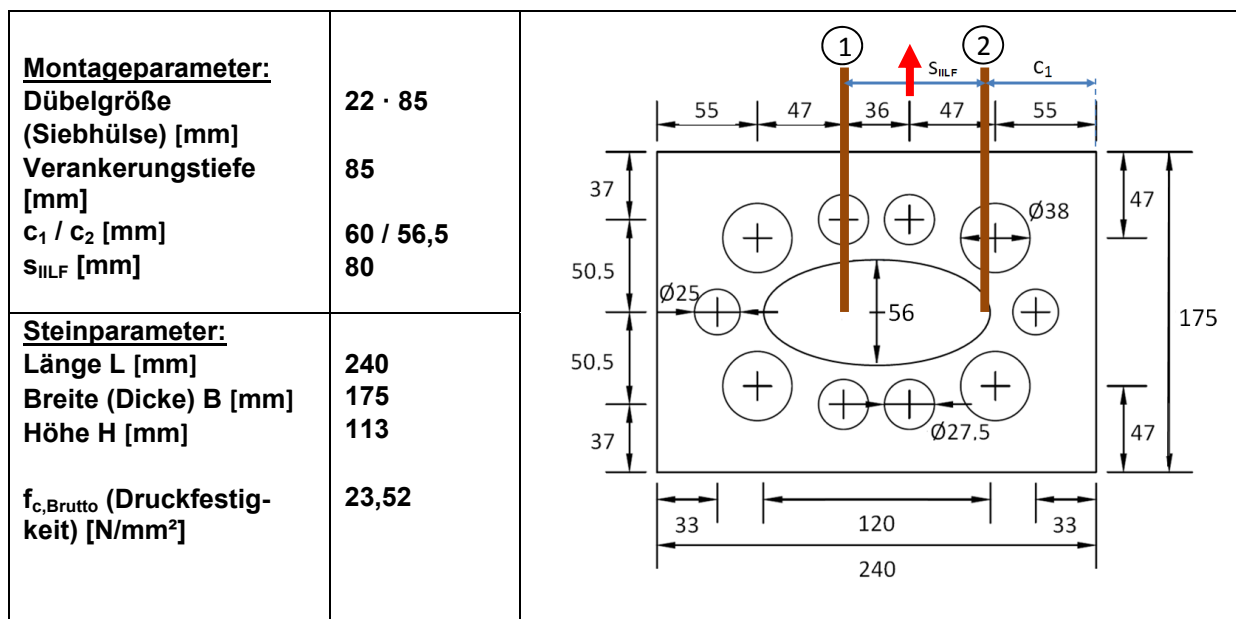


Bild 6.61: Doppelbefestigung im Kalksandstein

Nettodruckfestigkeit des Steines:

$$f_{c,Netto} = f_{c,Brutto} \cdot \frac{A_{Brutto}}{A_{Netto}} =$$

$$= 23,52 \cdot \frac{175 \cdot 240}{(175 \cdot 240) - (4 \cdot 13,75^2 \cdot \pi) - (4 \cdot 19^2 \cdot \pi) - (2 \cdot 12,5^2 \cdot \pi) - (1 \cdot (28 \cdot 60 \cdot \pi))} =$$

$$= 34,3 \text{ N/mm}^2$$

Analog zur Berechnung der Lasten der Doppelbefestigung im Hochlochziegel, werden für Kalksandstein zuerst die Tragfähigkeiten der Einzelbefestigungen ermittelt. Weiterhin wird die Last der Doppelbefestigung anhand der Tragfähigkeit des Dübels mit ungünstiger Setzlage berechnet.

Anker Nr. 1:

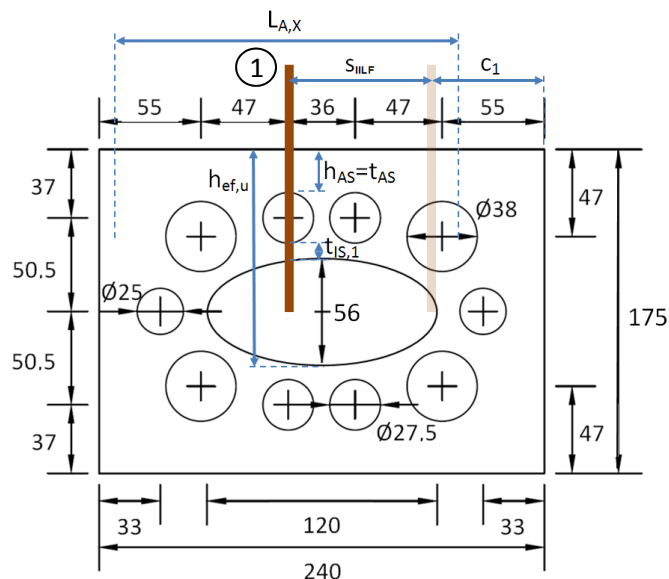


Bild 6.62: Parameter des Ankers Nr. 1 (Doppelbefestigung im Kalksandstein)

Wirksame Verankerungstiefe: $\Sigma t = t_{AS} + t_{IS,1} = 23,25 + 13 = 36,25 \text{ mm}$

Kritischer Randabstand zur Stoßfuge: $c_{1,cr} = 4 \cdot h_{AS} = 4 \cdot 23,25 = 93 \text{ mm}$

Randabstand zur Stoßfuge
(kleinerer Abstand zum Rand): $c_{1,1} = L - c_1 - s_{ILLF} = 240 - 60 - 80 = 100 \text{ mm}$

Vorhandene Länge des biegebeanspruchten Bereiches: $c_{1,1} > c_{1,cr} \rightarrow \text{Kein Randeinfluss}$

$$L_{A,x} = 2 \cdot c_{1,cr} = 2 \cdot 93 = 186 \text{ mm}$$

Summe der Hohlkammerbreiten im Bereich $h_{ef,u}$: $\Sigma B_x = h_{ef,u} - \Sigma t = 115,5 - 36,25 = 79,25 \text{ mm}$

Faktor k_{Ly} : Verstärkung entlang Auflagerfläche nicht vorhanden $\rightarrow k_{Ly}=1$

$$N_{u,m}^0 = 3,5 \cdot f_{c,Netto}^{0,5} \cdot \Sigma t \cdot (\Sigma B_x)^{0,6} \cdot k_{Ly}$$

$$N_{u,m}^0 = 3,5 \cdot 34,3^{0,5} \cdot 36,25 \cdot (79,25)^{0,6} \cdot 1 = 10238 \text{ N} = 10,24 \text{ kN}$$

Da zuerst die Tragfähigkeiten der beiden Einzelbefestigungen in der Gruppe ermittelt werden müssen, wird der Randeinfluss ermittelt.

Einfluss des Randabstandes zur Stoßfuge (Anker Nr. 1):

Vorhandene Länge des biegebeanspruchten Bereiches in Richtung Steinlänge L:

$$c_{1,1} > c_{1,cr} \rightarrow \text{Kein Randeinfluss}$$

$$L_{A,x} = L_{A,x}^0 = 2 \cdot c_{1,cr} = 2 \cdot 93 = 186 \text{ mm}$$

Verhältnis $\frac{L_{A,x}}{L_{A,x}^0}$:

$$\frac{L_{A,x}}{L_{A,x}^0} = 1$$

Faktor zur Berücksichtigung des Randeinflusses zur Stoßfuge:

$$\Psi_{s,x} = 1$$

Einfluss des Randabstandes zur Lagerfuge (Anker Nr. 1):

Kritischer Randabstand zur Lagerfuge:

$$c_{2,cr} = 4 \cdot h_{AS} = 4 \cdot 23,25 = 93 \text{ mm}$$

Randabstand zur Lagerfuge:

$c_2 = 56,5 \text{ mm}$ von beiden Seiten von Anker vorhanden

Vorhandene Länge des biegebeanspruchten Bereiches in Richtung Steinhöhe H:

$$c_2 < c_{2,cr} \rightarrow \text{Randeinfluss vorhanden}$$

$$L_{A,y} = 2 \cdot c_2 = 2 \cdot 56,5 = 113 \text{ mm}$$

Länge des biegebeanspruchten Bereiches in Richtung Steinhöhe H bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers:

$$L_{A,y}^0 = 2 \cdot c_{2,cr} = 2 \cdot 93 = 186 \text{ mm}$$

Verhältnis $\frac{L_{A,y}}{L_{A,y}^0}$:

$$L_{A,y} < L_{A,y}^0 \rightarrow \frac{L_{A,y}}{L_{A,y}^0} = \frac{113}{186} = 0,608$$

$$N_{u,m} = N_{u,m}^0 \cdot \frac{L_{A,x}}{L_{A,x}^0} \cdot \Psi_{s,x} \cdot \frac{L_{A,y}}{L_{A,y}^0} \quad [\text{N}]$$

$$N_{u,m,1} = 10,24 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,608 = 6,23 \text{ kN}$$

Die Tragfähigkeiten in den Versuchen liegen zwischen 5,73 kN und 8,04 kN.

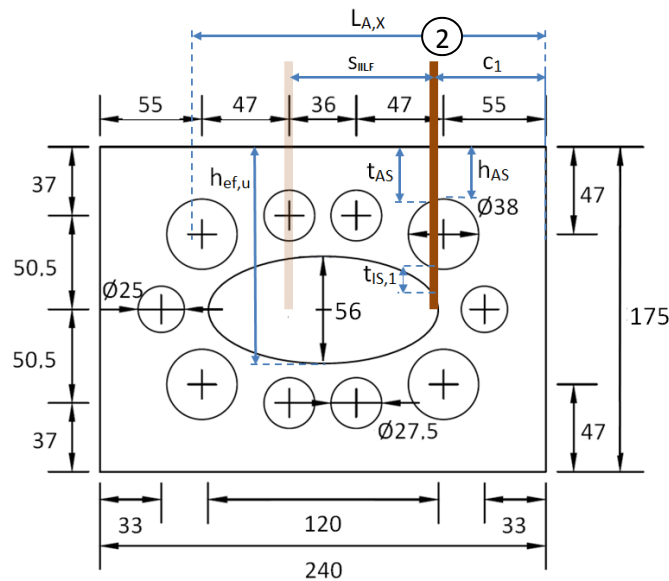
Anker Nr. 2:

Bild 6.63: Parameter des Ankers Nr. 2 (Doppelbefestigung im Kalksandstein)

Die Außenstegdicke in Verankerungsbereich beträgt für den Anker Nr. 2 $h_{AS} = 28$ mm. Mit dieser Größe wird die Größe des biegebeanspruchten Bereiches bestimmt. Die Verankerungstiefe im Außensteg entlang der Dübelachse $t_{AS} = 33$ mm stellt die durchschnittliche Verankerungstiefe des Dübels im Außensteg dar.

Wirksame Verankerungstiefe: $\Sigma t = t_{AS} + t_{IS,1} = 33 + 23,5 = 56,5$ mm

Kritischer Randabstand zur Stoßfuge: $c_{1,cr} = 4 \cdot h_{AS} = 4 \cdot 28 = 112$ mm

Randabstand zur Stoßfuge
(kleinerer Abstand zum Rand): $c_{1,1} = 60$ mm

Randabstand zur Stoßfuge
(größerer Abstand zum Rand): $c_{1,2} = L - c_{1,1} = 240 - 60 = 180$ mm

$c_{1,2} = 180$ mm von anderer Seite des Ankers

Vorhandene Länge des biegebeanspruchten Bereiches: $c_{1,1} < c_{1,cr} \rightarrow$ Randeinfluss vorhanden

$c_{1,2} > c_{1,cr} \rightarrow$ Kein Randeinfluss

$L_{A,x} = c_{1,1} + c_{1,cr} = 60 + 112 = 172$ mm

Summe der Hohlkammerbreiten im Bereich $h_{ef,u}$: $\Sigma B_x = h_{ef,u} - \Sigma t = 115,5 - 56,5 = 59$ mm

Faktor k_{Ly}

Verstärkung entlang Auflagerfläche nicht vorhanden $\rightarrow k_{Ly}=1$

$$N_{u,m}^0 = 3,5 \cdot f_{c,Netto}^{0,5} \cdot \Sigma t \cdot (\Sigma B_x)^{0,6} \cdot k_{Ly}$$

$$N_{u,m}^0 = 3,5 \cdot 34,3^{0,5} \cdot 56,5 \cdot (59)^{0,6} \cdot 1 = 14525 \text{ N} = 14,52 \text{ kN}$$

Einfluss des Randabstandes zur Stoßfuge (Anker Nr. 2):

Vorhandene Länge des biegebeanspruchten Bereiches in Richtung Steinlänge L: $c_{1,1} < c_{1,cr} \rightarrow$ Randeinfluss vorhanden

$$L_{A,x} = 172 \text{ mm}$$

Länge des biegebeanspruchten Bereiches in Richtung Steinlänge L bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers: $L_{A,x}^0 = 2 \cdot c_{1,cr} = 8 \cdot 112 = 224 \text{ mm}$

$$\text{Verhältnis } \frac{L_{A,x}}{L_{A,x}^0}: \quad \frac{L_{A,x}}{L_{A,x}^0} = \frac{172}{224} = 0,768$$

Faktor zur Berücksichtigung des Randeinflusses zur Stoßfuge:

$$\Psi_{s,x} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_1 - h_{AS}}{3 \cdot h_{AS}} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{60 - 28}{3 \cdot 28} = 0,814$$

Einfluss des Randabstandes zur Lagerfuge (Anker Nr. 2):

Kritischer Randabstand zur Lagerfuge: $c_{2,cr} = 4 \cdot h_{AS} = 4 \cdot 28 = 112 \text{ mm}$

Randabstand zur Lagerfuge: $c_2 = 56,5 \text{ mm}$ auf beiden Seiten des Ankers vorhanden

Vorhandene Länge des biegebeanspruchten Bereiches in Richtung Steinhöhe H: $c_2 < c_{2,cr} \rightarrow$ Randeinfluss vorhanden

$$L_{A,y} = 2 \cdot c_2 = 2 \cdot 56,5 = 113 \text{ mm}$$

Länge des biegebeanspruchten Bereiches in Richtung Steinhöhe H bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers: $L_{A,y}^0 = 2 \cdot c_{2,cr} = 8 \cdot 112 = 224 \text{ mm}$

$$\text{Verhältnis } \frac{L_{A,y}}{L_{A,y}^0}: \quad L_{A,y} < L_{A,y}^0 \rightarrow \frac{L_{A,y}}{L_{A,y}^0} = \frac{113}{224} = 0,504$$

$$N_{u,m} = N_{u,m}^0 \cdot \frac{L_{A,x}}{L_{A,x}^0} \cdot \Psi_{s,x} \cdot \frac{L_{A,y}}{L_{A,y}^0} \quad [\text{N}]$$

$$N_{u,m,2} = 14,52 \cdot 0,768 \cdot 0,814 \cdot 0,504 = 4,58 \text{ kN}$$

Zur weiteren Berechnung der Doppelbefestigung wird die geringere Last von den beiden Dübeln verwendet.

$$\min(N_{u,m,1}; N_{u,m,2}) = \min(6,23; 4,58) = 4,58 \text{ kN} \rightarrow \text{Anker Nr. 2 hat ungünstigere Lage}$$

Achsabstand: $s_{IILF} = 80 \text{ mm}$

Kritischer Achsabstand: $s_{IILF,cr} = 8 \cdot h_{AS} = 8 \cdot 28 = 224 \text{ mm}$

Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses von Achsabstand einer Gruppenbefestigung parallel zur Lagerfuge: $s_{IILF} < s_{IILF,cr} \rightarrow$ Einflusses von Achsabstand einer Gruppenbefestigung parallel zur Lagerfuge vorhanden

$$\Psi_{g,x} = 1 + \frac{s_{IILF}}{s_{IILF,cr}} = 1 + \frac{80}{224} = 1,357$$

Damit erhält man die Tragfähigkeit der Doppelbefestigung $N_{u,m}$:

$$N_{u,m} = N_{u,m,2}^0 \cdot \Psi_{g,x} = 4,58 \cdot 1,357 = 6,22 \text{ kN}$$

Die Tragfähigkeiten in den Versuchen liegen zwischen 5,35 kN und 8,93 kN.

7 DRUCKVERSUCHE MIT EINZELBEFESTIGUNG IM MAUERWERK

Eine Druckbeanspruchung auf Injektionsdübel im Mauerwerk wird im aktuellen Zulassungsverfahren nicht berücksichtigt. Bislang wurde dieser Aspekt auch nicht untersucht. Dies hängt mit der Tatsache zusammen, dass die Bemessungs- und Zulassungsverfahren für Befestigungen im Mauerwerk anhand der Erfahrungen mit Beton entwickelt wurden. Es wird davon ausgegangen, dass die Druckbelastung über Anbauteil in den Untergrund eingeleitet wird. Allerdings können bei einer Abstandmontage die Drucklasten über die Verankerung in das Mauerwerk eingeleitet werden. Das Tragverhalten kann sich hierdurch jedoch ändern, da der Formschlussanteil der Mörtelpfropfen unter Zug- und Druckbelastung nicht identisch sein muss.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde das Tragverhalten der Injektionsdübel unter Druckbelastung untersucht. Die Druckversuche erfolgten an unterschiedlichen Lochsteinen. Die Ergebnisse wurden den Werten der Zugversuche gegenübergestellt, um eventuelle Zusammenhänge zu erkennen.

Im Folgenden sind die Versuchsparameter sowie die Ergebnisse der durchgeführten Versuche beschrieben.

7.1 Versuchsprogramm

Das experimentelle Programm (Tabelle 7.1) wurde so zusammengestellt, dass jeweils ein direkter Vergleich zwischen der Tragfähigkeit unter Zugbelastung und der Tragfähigkeit unter Druckbelastung möglich ist. Die Zug- und Druckversuche wurden in zwei Steinarten durchgeführt, einem Hochlochziegel und einem Kalksandlochstein. Jede Versuchsreihe bestand aus fünf Versuchen mit gleichen Installations- und Versuchsbedingungen.

Die Abmessungen und Lochkonfigurationen der in den Versuchen verwendeten Steine sowie die Setzposition sind in Bild 7.1 und Bild 7.2 dargestellt. Der Dübel wurde in der Mitte der Steinhöhe mit dem Randabstand c_2 und in Bezug auf die Steinlänge mit dem Randabstand c_1 gesetzt. In Bild 7.1 ist der Hochlochziegel Poroton-T8-P 6-0,6-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-982) mit integrierter Dämmung abgebildet.

Alle Steine einer Steinart stammen aus gleicher Herstellungsladung, damit die Versuche untereinander vergleichbar sind. Die ermittelten Rohdichten und Festigkeiten der verwendeten Steinarten sind in Tabelle 3.1 und Tabelle 3.2 zusammengestellt.

Die Versuche wurden mit zwei unterschiedlichen Verbunddübelssystemen mit jeweils zugehöriger Siebhülse durchgeführt. Es handelte sich um die Injektionssysteme C und D, die in Kapitel 3.2 beschrieben sind. Die Dübel wurden hauptsächlich mit einer Verankerungstiefe $h_{ef} = 85$ mm installiert (die Verankerungstiefe entspricht der Siebhülslänge). Allerdings wurde bei der Montage festgestellt, dass die Siebhülse des

Injektionssystem C den unteren Steg des Steines KSL-R(P)-12-1,6-8DF (115) (DIN V 106, DIN EN 771-2) für die Verankerungstiefe $h_{ef} = 85$ mm berührt. Aus diesem Grund wurde das System C zusätzlich mit der Verankerungslänge $h_{ef} = 70$ mm geprüft. Die Siebhülse für das Injektionssystem B (Durchmesser von 20 mm) wurde mit der Ankerstange M12 und die Siebhülse des Systems C (Durchmesser von 16 mm) mit der Gewindestange M8 verwendet.

Tabelle 7.1: Versuchsprogramm

Steinsorte	Injektionssystem		Verankerungstiefe [mm]		Lastrichtung	
	B	C	70	85	Zuglast	Drucklast
T8-P 6-0,6-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-982)	X			X	X	
	X			X		X
		X		X	X	
		X		X		X
KSL-R(P)-12-1,6-8DF (115) (DIN V 106, DIN EN 771-2)	X			X	X	
	X			X		X
		X		X	X	
		X	X			X

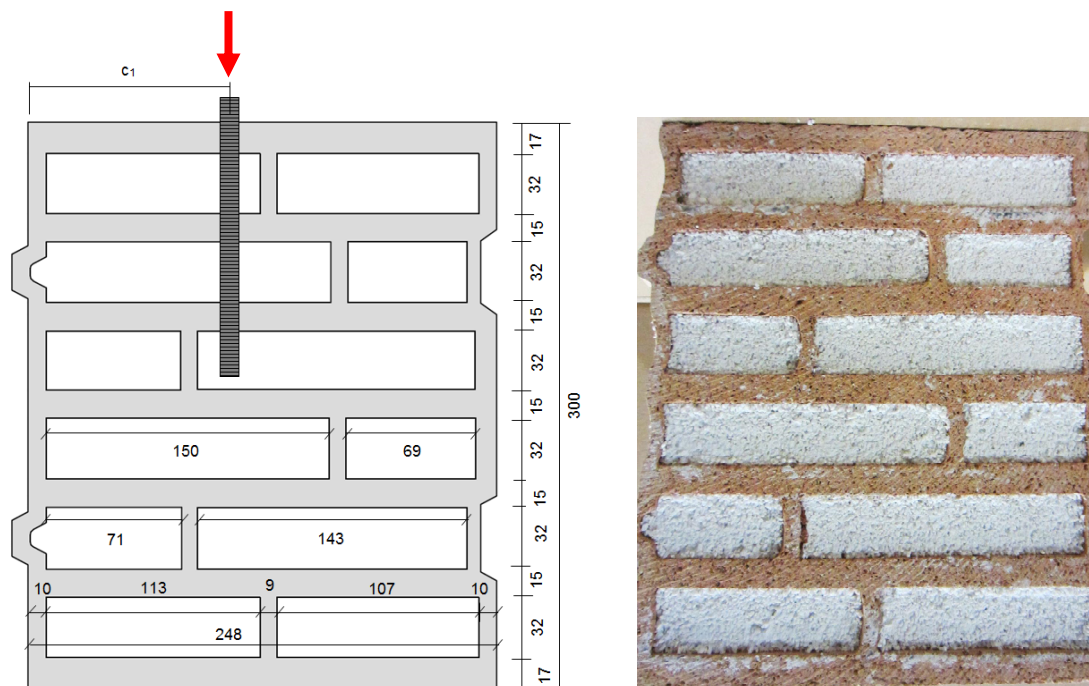


Bild 7.1: Hochlochziegel Poroton-T8-P 6-0,6-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-982) mit integrierter Dämmung, Maße [mm] und Setzposition

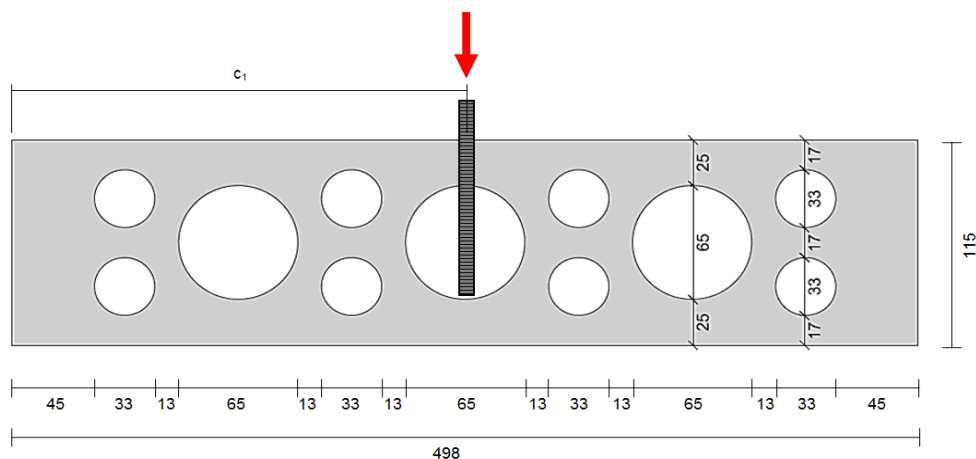


Bild 7.2: Kalksandlochstein KSL-R(P)-12-1,6-8DF (115) (DIN V 106, DIN EN 771-2), Maße [mm] und Setzposition

7.2 Versuchsdurchführung

Es wurden Zug- und Druckversuche durchgeführt. Die Versuchseinrichtung für die Druckversuche ist in Bild 7.3 dargestellt. Für die Zugversuche wurde die Versuchseinrichtung für die Versuche im virtuellen Verband nach Kapitel 4.2.1.3 benutzt. In den Druckversuchen wurde der Stein auf gleicher Weise wie für den Zugversuch mit einer Pressung von $0,2 \text{ N/mm}^2$ eingespannt. Die Versuche wurden mit weiter Abstützung durchgeführt.

Bei den Druckversuchen wurde auf die vom Stein abgewandte Seite der Muffenverbindung eine Druckplatte angebracht, um die vom Hydraulikzylinder erzeugten Drucklasten auf den Dübel umzuleiten.

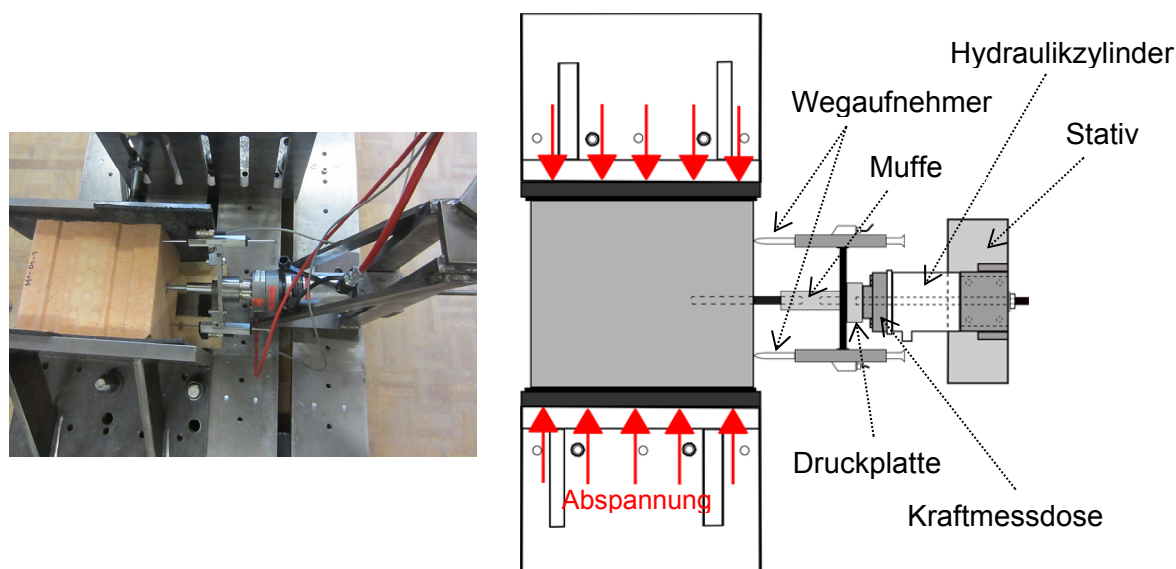


Bild 7.3: Versuchseinrichtung für Druckversuche

Die Messung der Dübelverschiebung erfolgte über zwei an der Gewindestange angebrachte Wegaufnehmer (Messbereich bis 75 mm). Die Last wurde mit einem Hydraulikzylinder aufgebracht, wobei das Öl kontinuierlich eingepumpt wird. Somit wurden die Versuche annähernd weggesteuert. Die Kraft wurde mit einer Kraftmessdose gemessen.

7.3 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

Insgesamt wurden vier Versuchsserien mit dem Injektionssystem B, sowie fünf Versuchsserien mit dem Injektionssystem C, in zwei unterschiedlichen Steinsorten durchgeführt.



Bild 7.4: Typische Versagensbilder bei Zug- und Druckversuchen in T8-P 6-0,6-10DF (300)

Die typischen Versagensarten bei der Zug- und Druckbeanspruchung für den Hochlochziegel T8-P 6-0,6-10DF (300) sind in Bild 7.4 dargestellt. In Hochlochziegel ist die Steindruckfestigkeit ($f_c = 7,45 \text{ N/mm}^2$) relativ niedrig, was ein Steinversagen bei beiden Beanspruchungsrichtungen zur Folge hat. Dementsprechend sind die Höchstlasten vergleichbar (Bild 7.5, a)). Beide Last-Verschiebungskurven weisen nahezu identische Steifigkeiten auf, die sich kurz vor Erreichen der Höchstlast verringert. In einigen Druckversuchen hat im Nachbruchbereich ein Siebhülsenbruch stattgefunden. Allerdings trat dieser erst bei relativ großer Verschiebung ($s > 8 \text{ mm}$) auf. Aus diesem Grund wurde das Versagen der Siebhülse nicht näher betrachtet. Der Bruch der Siebhülse in Nachbruchbereich lässt sich durch die Perlitfüllung des Steines erklären. Die horizontalen Stege können sich nämlich wegen der Perlitfüllung nach der Höchstlast kaum bewegen, sodass der Siebhülsenbruch vor dem endgültigen Versagen der vertikalen, äußeren Stege stattfinden kann.

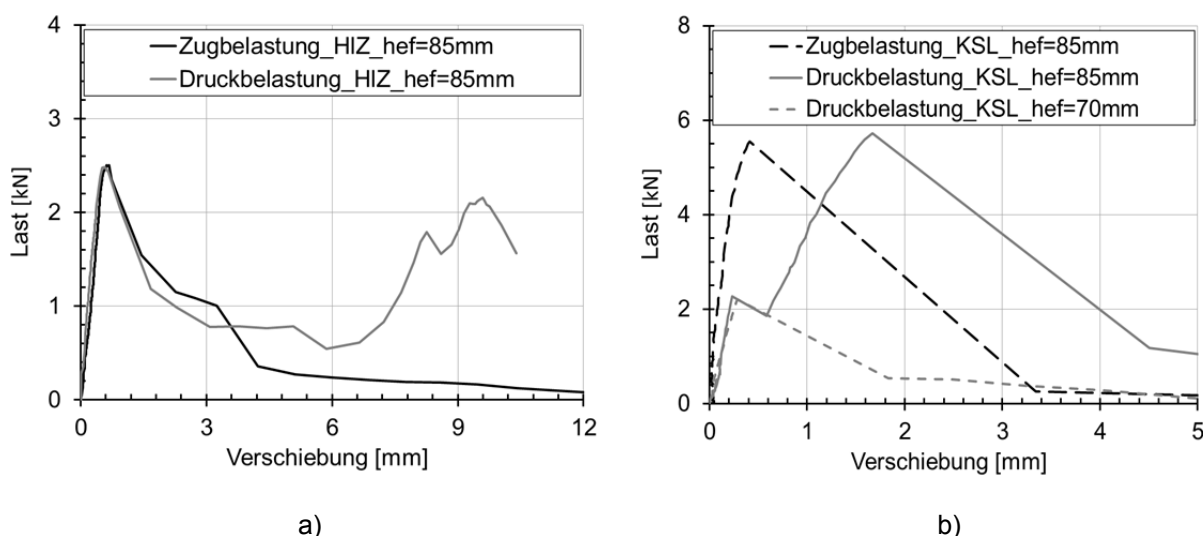


Bild 7.5: Typische Last-Verschiebungskurven bei Zug- und Druckversuchen – a) HIZ, b) KSL

Bild 7.6 zeigt die typischen Versagensarten des Injektionsdübels für einen Kalksandstein KSL-R(P)-12-1,6-8DF (115). Unter Zugbelastung erfolgt das Versagen infolge Steinausbruchs. Die Druckversuche wurden mit den Verankerungstiefen $h_{ef} = 70$ mm und $h_{ef} = 85$ mm durchgeführt. In Kalksandlochstein wurde unter Druckbelastung immer Bruch der Siebhülse beobachtet. Es hat sich dabei herausgestellt, dass die Siebhülse des Injektionssystems C den unteren horizontalen Steg für die Verankerungstiefe $h_{ef} = 85$ mm teilweise mit dem Rand der Siebhülse berührt. In diesem Fall dringt der Dübel in den Stein ein, wobei zuerst eine Schädigung der Siebhülse (1. Lastmaximum, Bild 7.5, b)) stattfindet und schließlich das Aufbrechen des tiefer gelegenen Steges (2. Lastmaximum).

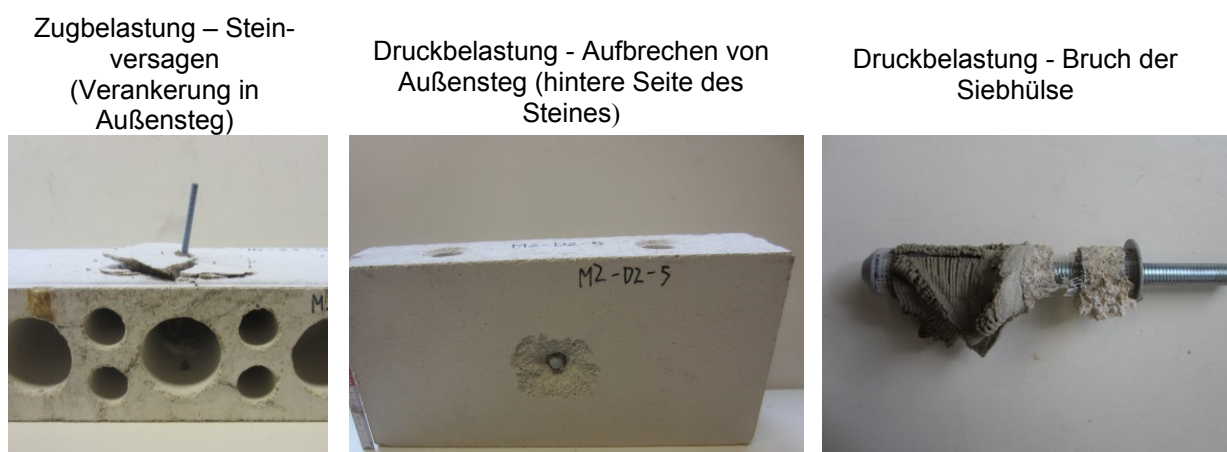


Bild 7.6: Typische Versagensbilder bei Zug- und Druckversuchen in KSL-R(P)-12-1,6-8DF (115)

Die Zusammenfassung der Höchstlasten für die beiden Injektionssysteme und Steinsorten ist in Bild 7.7 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass die beiden untersuchten Steinsorten ein sehr unterschiedliches Verhalten infolge einer Druckbelastung des Dübels aufweisen. Im Hochlochziegel sind die Höchstlasten und die dazugehörigen

Streuungen vergleichbar. Die beiden untersuchten Injektionssysteme sind ebenfalls untereinander gut vergleichbar. Auf der anderen Seite kann die Tragfähigkeit bei einer Druckbeanspruchung in Kalksandlochsteinen wesentlich geringer ausfallen als unter Zugbelastung. Dies kann auf die unterschiedlichen Versagensarten zurückgeführt werden, da unter Druckbelastung ein Bruch der Siebhülse stattfindet.

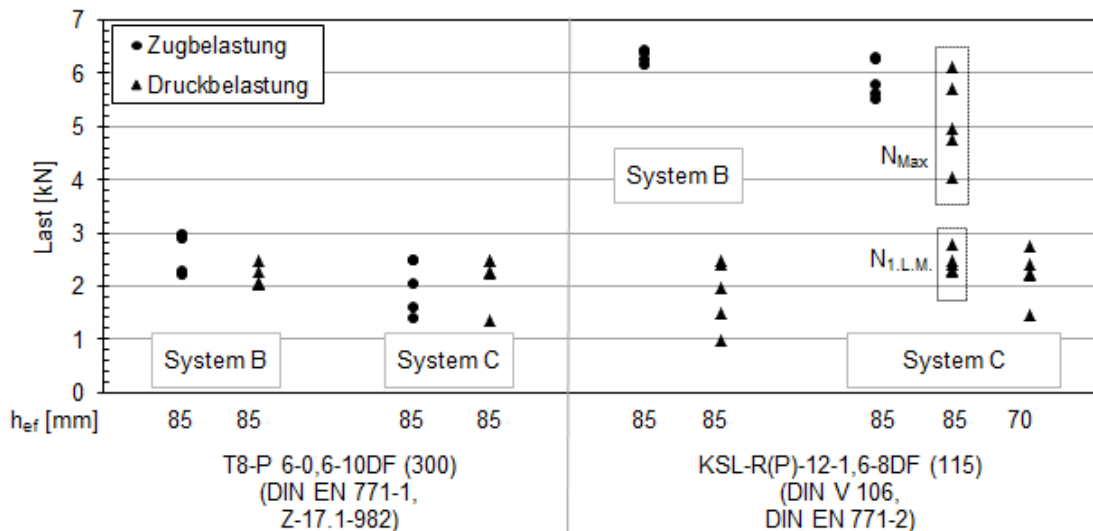


Bild 7.7: Übersicht Lasten in T8-P 6-0,6-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-982) und KSL-R(P)-12-1,6-8DF (115) (DIN V 106, DIN EN 771-2) bei Zug- und Druckversuchen (Injektionssysteme B und C)

Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass die Versagenslasten im Hochlochziegel unter Zug- und Druckbeanspruchung annähernd konstant sind, wenn genügend Horizontalstege aktiviert werden. In den Versuchen waren jeweils drei horizontale Stege bei der Lastübertragung in beide Belastungsrichtungen aktiviert. Für die Druckbelastung wurde die Last sowohl über den Mörtelpfropfen als auch über den Siebhülsendeckel übertragen. Allerdings war die Lastaufnahme über den Siebhülsendeckel nur möglich, weil es sich bei dem untersuchten Stein um einen Mauerwerksstein mit relativ niedriger Steindruckfestigkeit ($f_c = 7,45 \text{ N/mm}^2$) und dünnen Stegen handelte. In den Kalksandlochsteinen wurde der Dübel in nur einem Steg verankert. Während die Zugbelastung über Verbund und Mörtelpfropfen in den Kalksandstein übertragen wurde, war das bei der Druckbelastung nicht möglich. Hier kam zum Bruch der Siebhülse, da sich die gesamte Drucklast in die Hülse „hängt“.

7.4 Zusammenfassung

Zur Untersuchung einer Druckbelastung auf Injektionsdübel in Lochsteinen wurden experimentelle Untersuchungen mit zwei Injektionssystemen in Hochlochziegeln und Kalksandlochsteinen durchgeführt. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass das Verhalten unter Druck- und Zugbelastung nur in Steinen mit niedriger Festigkeit und dünnen Stegen vergleichbar ist. Dabei tritt in beiden Fällen Steinversagen auf.

Hingegen kann ein Stein mit höherer Festigkeit und dickeren Stegen dementsprechend höhere Lasten aufnehmen, sodass für das Versagen des Injektionsdübels die Siebhülse oder der Verbund maßgebend werden kann. Bei einer Druckbelastung eines nur im Außensteg verankerten Dübels ist keine Lastabtragung über den Mörtelfropfen möglich, sodass der Stoffschluss zwischen Dübel und Stein die Dübeltragfähigkeit bestimmt. Daher kann die Tragfähigkeit unter Druckbelastung deutlich geringer ausfallen als für eine Zugbelastung. Für die Verankerungen in mehreren Stegen sollten mindestens drei Stege aktiviert werden um die gleiche Tragfähigkeit unter Zug- und Druckbelastung zu erhalten.

Die neu gewonnen Erkenntnisse sollen zur Erweiterung der ETAG 029 dienen, um die Druckbelastung zu berücksichtigen. Das ist vor allem wichtig, da diese Beanspruchungsrichtung (Druckbelastung) generell eine ungünstigere Tragfähigkeit aufweisen kann. Daher sollten systematisch weitere Untersuchungen durchgeführt werden, ab welcher Verankerungstiefe bzw. unter welchen Bedingungen die Tragfähigkeit abgemindert werden muss. Dabei sollten Druckversuche in allen Steinsorten (KSL, Hlz und Betonsteine) so durchgeführt werden, dass die Anzahl der Stege in denen der Dübel verankert ist systematisch variiert wird.

8 QUERZUGVERSUCHE MIT EINZEL- UND DOPPELBEFESTIGUNG IM MAUERWERK

Das Bemessungs- und Zulassungsverfahren für die querbelasteten Injektionsdübel im Mauerwerk ist in ETAG 029 (2013) festgelegt. Für das aktuelle Zulassungsverfahren nach ETAG 029 (2013) müssen alle Steinarten unter Querbelastung untersucht werden.

Welz (2011) hat umfangreiche experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten des Dübels unter Querbeanspruchung durchgeführt und anhand der Untersuchungen eine Berechnung der Tragfähigkeit für lokales Versagen vorgeschlagen. Das Modell wurde für Dübel in Steinmitte ohne Einfluss eines Randabstandes entwickelt.

Das vorhandene Modell für Kantenbruch liefert im Vollstein realistische Daten, im Lochstein ist allerdings ein zusätzlicher Einfluss der geometrischen Ausbildung des Steines auf die Tragfähigkeit vorhanden. Bisher wurde der Einfluss der Steingeometrie nicht systematisch untersucht. Daher wurden für den Kantenbruch im Lochstein konstante charakteristische Widerstände, abhängig vom Randabstand und der Belastungsrichtung, festgelegt und in ETAG 029 (2013) eingeführt.

In der vorliegenden Arbeit wurde ein neues erweitertes Bemessungsmodell für die Versagensart Kantenbruch bei Injektionsdübel im Lochstein entwickelt. Es wurde vor allem auf den Einfluss der Steingeometrie eingegangen. Das Modell stellt eine wirtschaftliche und realitätsnahe Alternative zu dem bestehenden Bemessungsansatz dar. In der Bemessung wurden die Einzel- und Gruppenbefestigungen berücksichtigt.

8.1 Versuchsprogramm

Zur Untersuchung des Tragverhaltens unter Querbelastung wurden sowohl experimentelle als auch numerische Untersuchungen an Injektionsdübeln im Mauerwerk durchgeführt.

Die Querversuche wurden mit den Injektionssystemen C und D (siehe Kapitel 3.2) an acht Steinarten des Hochlochziegels, und drei Steinarten des Kalksandlochsteines durchgeführt. Da es sich um Lochsteine handelt, wurden die Steine mit unterschiedlichen geometrischen Ausbildungen der Lochkammer untersucht. Darunter wurden zwei Steine mit kleinem Steinformat (2 DF) untersucht. Die Kalksandlochsteine und Hochlochziegel mit integrierter Dämmung haben größere Lochkammern als die restlichen Steine. Die Geometrie jeder Steinart, z.B. Steinaußenabmessungen, Stegbreiten und Lochgeometrie, u.Ä., wurde an einer Stichprobe von zehn Steinen ermittelt. Die Übersicht der untersuchten Steine mit ihren Abmessungen ist in Anhang (Bild A. 4, Bild A. 6 - Bild A. 12, Bild A. 15, Bild A. 17 - Bild A. 19) dargestellt.

Die ermittelten Rohdichten und Festigkeiten der verwendeten Steine sind in Tabelle 3.1 und Tabelle 3.2 zusammengestellt.

Ein beispielhaftes Versuchsprogramm für eine Steinart ist in Tabelle 8.1 dargestellt. Es umfasst die Verankerungstiefen von 50 mm, 85 mm und 175 mm, wobei der Dübel mittig in die Hohlkammer gesetzt wurde. Die Versuche wurden mit und ohne Randeinfluss nach ETAG 029 (2013) durchgeführt. Die Setzposition des Dübels wurde sowohl in Bezug auf die Steinlänge mit dem Randabstand c_1 , als auch in Bezug auf die Steinhöhe mit dem Randabstand c_2 bestimmt. Allerdings wurde der Dübel in der Regel mittig in Bezug auf Steinhöhe installiert.

Die Versuche zum Tragverhalten der Gruppenbefestigung wurden mit der Doppelbefestigung mit Orientierung parallel ($s_{\parallel LF}$) und senkrecht zur Lagerfuge ($s_{\perp LF}$) durchgeführt. Der Überblick der untersuchten Steine mit jeweiligen Rand- und Achsabständen ist in Tabelle 8.2 gegeben.

Wie in Kapitel 6.1 bereits dargelegt, wurde nur der Einfluss des Achsabstandes mittels der in Tabelle 8.2 angegebenen Versuchen untersucht. Da die Geometrie und Materialeigenschaften der am Markt verfügbaren Steine nicht beliebig variiert werden kann, wurde eine numerische Parameterstudie zum Einfluss der Steingeometrie und Materialeigenschaften durchgeführt. Somit konnten die Parameter systematisch untersucht werden. Die untersuchten Parameter sind in Bild 8.1 und Bild 8.2 dargestellt.

In Kapitel 5.4 wurde bereits gezeigt, dass die FE-Simulationen realistische Ergebnisse für querbelastete Dübel im Lochstein liefern. Die Parameterstudien wurden an einem Hochlochziegel T8 (Num.) durchgeführt. Die Validierung der Berechnungen wurde in Kapitel 5.4 durchgeführt.

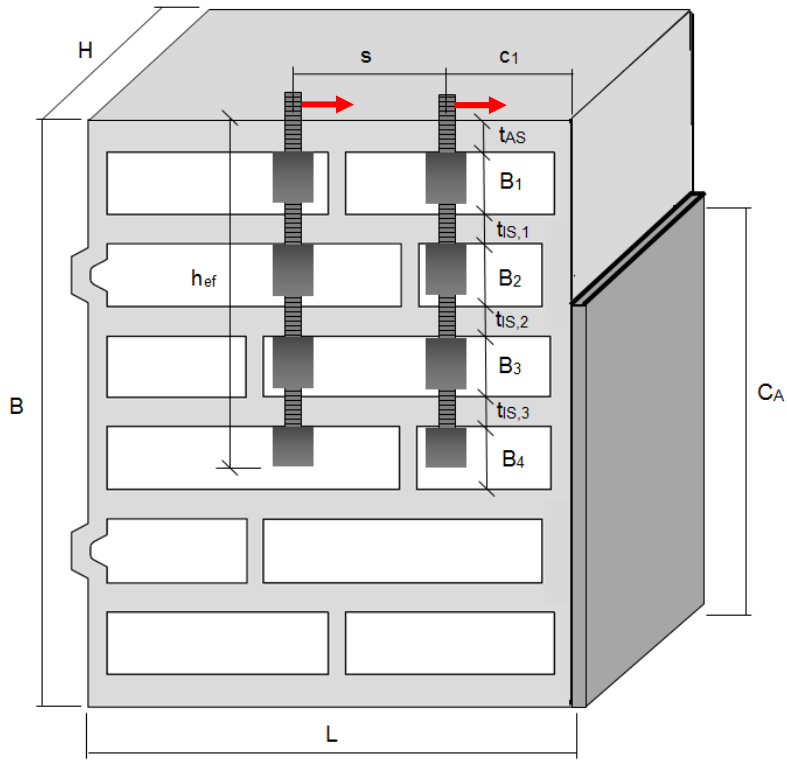
Tabelle 8.3 fasst die experimentell und numerisch untersuchten Parameter zusammen. Anhand der Ergebnisse der Parameterstudie wurden die Gleichungen zur Berechnung der Tragfähigkeit von querbelasteten Injektionsdübeln in Lochsteinen erarbeitet, die mittels der in Tabelle 8.2 angegebenen experimentellen Untersuchungen (insgesamt 668 Versuche) validiert wurden.

Tabelle 8.1: Typisches Versuchsprogramm der experimentellen Untersuchungen für eine Steinart

HLz Plan-U9 6-0,65-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z 17.1-890)					
Länge L		248 mm			
Breite (Dicke) B		300 mm			
Höhe H		249 mm			
Versuchsart nach ETAG 029	Versuchsbeschreibung	Anzahl der Versuche ¹⁾	Siebhülse / Ankerstange	Verankerungstiefe [mm]	Setzposition
A3	Querbelastung ohne Einfluss von Achs- und Randabstand	5	22·175 / M16	175	SP1
A5	Querbelastung mit Einfluss von Achs- und Randabstand	5	12·50 / M6	50	SP2
		5	12·85 / M6	85	SP2
		5	16·85 / M8	85	SP2
		5	16·175 / M8	175	SP2
		5	16·85 / M10	85	SP2
		5	16·175 / M10	175	SP2
		5	22·85 / M12	85	SP2
		5	22·175 / M12	175	SP2
		5	22·85 / M16	85	SP2
		5	22·175 / M16	175	SP2 ²⁾
A7.1	Querbelastung von Doppelbefestigung senkrecht zur Lagerfuge	5	22·175 / M16	175	SP2
A7.2	Querbelastung von Doppelbefestigung parallel zur Lagerfuge	5	22·175 / M16	175	SP3
¹⁾ Wenn der Variationskoeffizient von 5 Versuchen einer Versuchsserie $v \geq 30\%$ beträgt, wurde die Stichprobe auf 10 Versuche erweitert.					
²⁾ In Zweifelsfall wurde Tragfähigkeit des Dübels an zwei unterschiedlichen Setzpositionen (mit Randeinfluss) geprüft, um schlechteren Randabstand (geringere Zuglast) für die anderen Versuche mit SP2 zu ermitteln.					

Tabelle 8.2: Überblick der verwendeten Steinen und Installationsparameter (experimentelle Untersuchungen)

Steinart	Anzahl der Versuche	Randabstand c_1 / c_2 [mm]	Achsabstand der Doppelbefestigung $s_{ LF}$ bzw. $s_{\perp LF}$ [mm]
Wienerberger HLzB-12-0,9-2DF (DIN 105-100, DIN EN 771-1), 240·115·113 mm	18	105 / 56,5 65 / 56,5 87 / 56,5	-
Poroton-T8-P 6-0,6-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-982), 248·300·249 mm	60	70 / 124,5	$s_{ LF} = 80$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
Poroton Plan-T 20-1,4 10DF (240) (DIN EN 771-1, Z-17.1-728 / -868), 308·240·249 mm	75	148 / 124,5 109 / 124,5 83 / 124,5	$s_{ LF} = 78$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
Poroton-T8-MW 6-0,65-10DF (DIN EN 771-1, Z-17.1-1041), 248·300·249 mm	60	80 / 124,5	$s_{ LF} = 80$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
Poroton-S10-MW 10-0,75-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-1034), 248·300·249 mm	65	105 / 124,5 70 / 124,5	$s_{ LF} = 80$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
HLz Plan-U9 6-0,65-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z 17.1-890), 248·300·249 mm	100	125 / 124,5 85 / 124,5	$s_{ LF} = 65$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
Deckeneinhängeziegel 48/21; Dn-0,80-530·250·210 (DIN 4160), 530·250·210 mm	65	213 / 125 109 / 80	$s_{ LF} = 88$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
KELLERER ZMK 11 HLzB 12-0,85-10DF (300), (DIN EN 771-1, Z-17.1-739), 247·300·244 mm	65	110 / 122 65 / 122	$s_{ LF} = 70$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
Kronau KSL12-1,4-8DF (DIN V 106, DIN EN 771-2), 248·240·248 mm	65	120 / 124 61,5 / 124	$s_{ LF} = 63$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
Kronau KSL12-1,4-12DF (175) (DIN V 106, DIN EN 771-2), 498·175·248 mm	50	249 / 124 115 / 124	$s_{ LF} = 64$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
KSL-20-1,4-2DF (DIN 106, DIN EN 771-2), 240·115·113 mm	45	90 / 56,5	$s_{ LF} = 60$ mm $s_{\perp LF} = 80$ mm
Gesamtzahl der Versuche	668		



$$h_{ef}' = \sum t = t_{AS} + t_{S,1} + t_{S,2} + t_{S,3} + \dots + t_{S,i}$$

Bild 8.1: Setzparameter von Injektionsdübel in Mauerstein

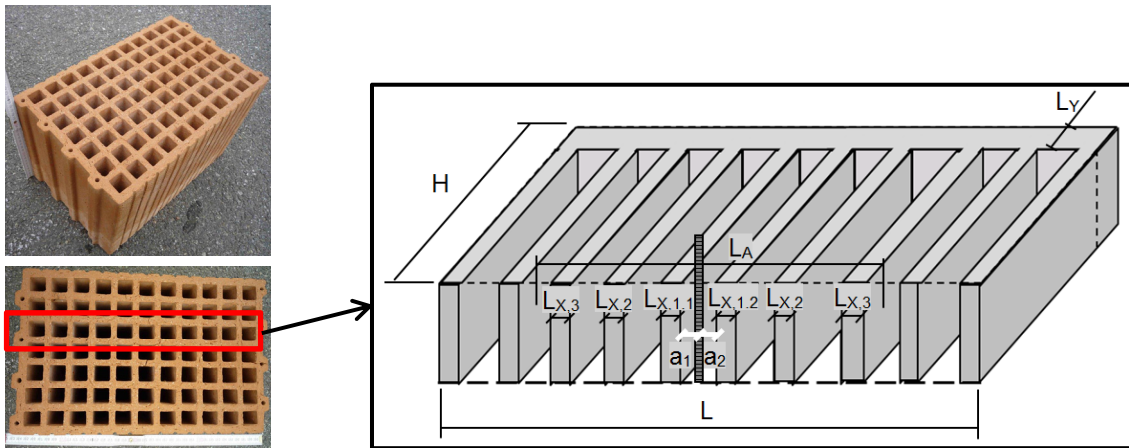


Bild 8.2: Parameter im Querschnitt eines Mauersteines in Richtung Steinhöhe

Tabelle 8.3: Überblick über die untersuchten Parameter

Parameter		Abkürzung	Stein	Untersuchungsart
Bruttodruckfestigkeit		$f_{c,Brutto}$	T8(Num.)	FE-Berechnungen
Außenstegdicke		t_{AS}	T8(Num.)	FE-Berechnungen
Dicke von Innenstegen	-Alle Stege gleich dick -1. Innensteg doppelt so dick als andere Stege -Außensteg doppelt so dick als andere Stege	$\sum t_{S,i}$	T8(Num.)	FE-Berechnungen
Steinhöhe		H	T8(Num.)	FE-Berechnungen
Vertikaler Steg entlang Steinhöhe	-Dicke vert. Stege -Position von vert. Steg entlang Steinlänge -Abstand Anker-vert. Steg	ΣL_x a	T8(Num.)	FE-Berechnungen
Hohlkammerbreite im Stein		B_1, B_2	T8(Num.)	FE-Berechnungen
Verstärkung entlang Auflagerfläche		L_y	T8(Num.)	FE-Berechnungen
Randabstand zur Stoßfuge		c_1	T8(Num.)	FE-Berechnungen
Randabstand zur Lagerfuge		c_2	T8(Num.)	FE-Berechnungen
Achsabstand bei Doppelbefestigung mit Orientierung parallel zur Lagerfuge		$s_{ LF}$	9 Steinarten	Experimentelle Untersuchungen
Achsabstand bei Doppelbefestigung mit Orientierung senkrecht zur Lagerfuge		$s_{\perp LF}$	T8(Num.)	FE-Berechnungen
Abstützung		C_A	T8(Num.)	FE-Berechnungen

8.2 Versuchsdurchführung

Die experimentellen Untersuchungen wurden mit der Versuchseinrichtung im Einzelstein nach Kapitel 4.2.2.2 durchgeführt, wobei die Pressung des Steines $0,2 \text{ N/mm}^2$ betrug. Die Dübel wurden quer zur Stoßfuge gezogen, da bei dieser Belastung eine ungünstigere Tragfähigkeit im Vergleich zu Belastung quer zur Lagerfuge zu erwarten ist (Steingeometrie, freier Rand). Aus diesem Grund muss diese Belastungsrichtung auch bei Zulassungsversuchen geprüft werden.

Bei den Versuchen mit Doppelbefestigung (Bild 8.3) wurde ein Anbauteil mit zwei Einlegbuchsen benutzt um die Querkraft einzuleiten. Die Zugstange wurde mittig an die Belastungsglasche zwischen den Einlegbuchsen angeschlossen.

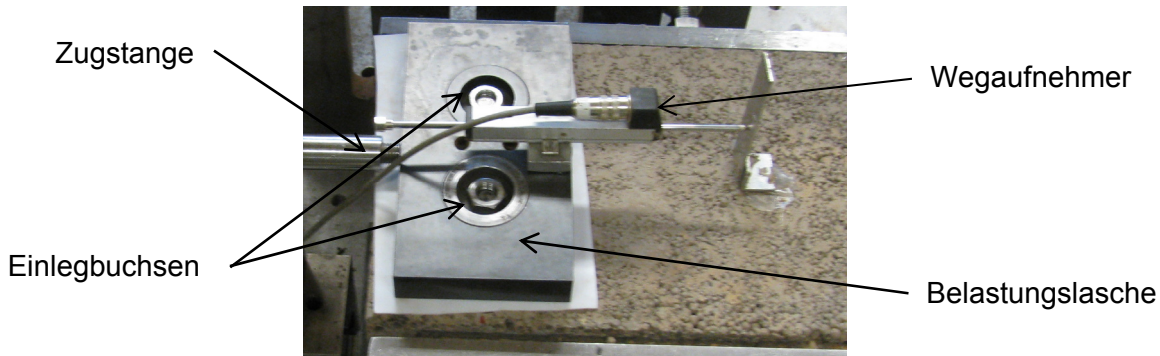


Bild 8.3: Detail der Versuchseinrichtung (Querversuche mit Doppelbefestigung)

8.3 Versuchsergebnisse und FE-Parameterstudie

In Bild 8.4 sind die typische Last-Verschiebungskurve, sowie das Risswachstum während der Querkzugbelastung des Dübels dargestellt. Beim Erreichen der Höchstlast tritt der Riss im horizontalen Außensteg auf. Anschließend werden weitere lokale Lastmaxima erreicht, die jedoch geringer als das erste Lastmaximum sind. Bei jedem Lastmaximum wird der weitere, von horizontalem Außensteg tiefer liegende und bisher nichtbeschädigte horizontale Steg durch Rissbildung geschädigt. Die Risse verlaufen von dem Anker ausgehend annähernd parallel mit den vertikalen Stegen und trennen die horizontalen Stege durch.

Das Verhalten des Dübels im Lochstein unter Querbelaugung lässt sich mit einem Federmodell darstellen. Dabei stellen die Feder die horizontalen Stege dar. Wenn die Tragfähigkeit der ersten äußeren Feder erreicht ist, versagt sie und die Last wird vom Anker auf die nächste tieferliegende Feder umgelagert. Dieser Lastübertragungsmechanismus erfolgt bis der letzte horizontale Steg im Verankerungsbereich versagt. Anschließend versagen die vertikalen Stege an der Verbindung mit dem horizontalen Steg im Bereich des letzten versagten horizontalen Steges vor dem Dübel, sodass der Kantenbruch auf lastzugewandter Seite ausgebildet wird. In diesem Sinne muss bei einer Verankerung im Lochstein unter Querbeanspruchung nicht zwischen dem Tragverhalten im Außensteg und mehreren Stegen unterschieden werden, wie es der Fall unter Zugbeanspruchung ist.

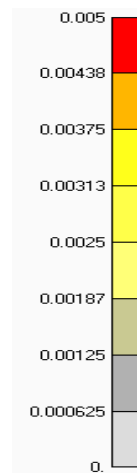
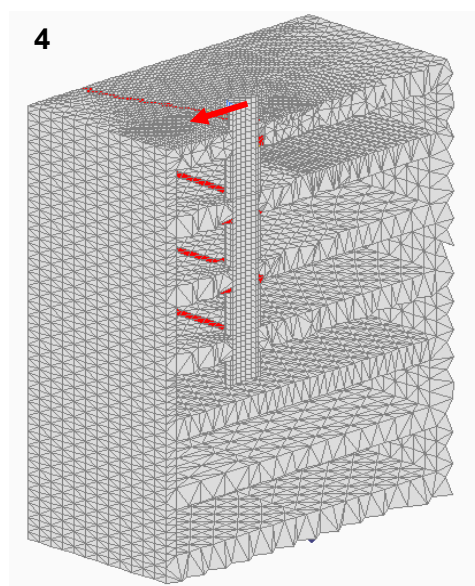
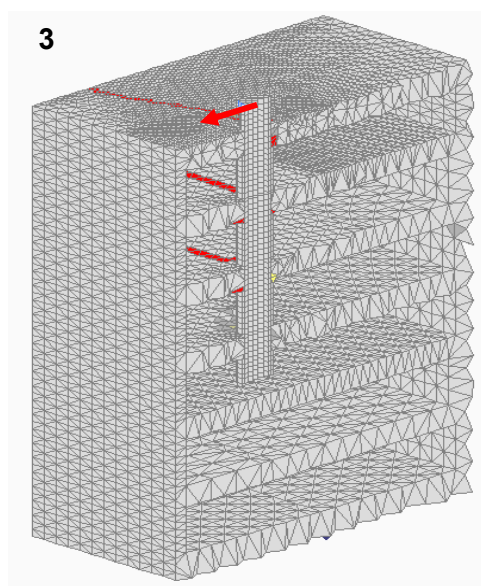
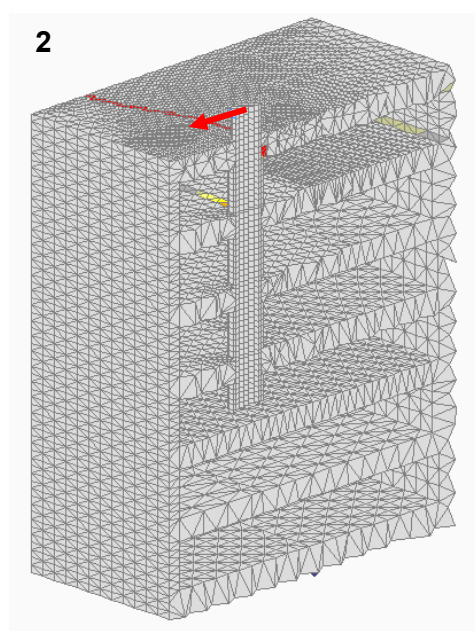
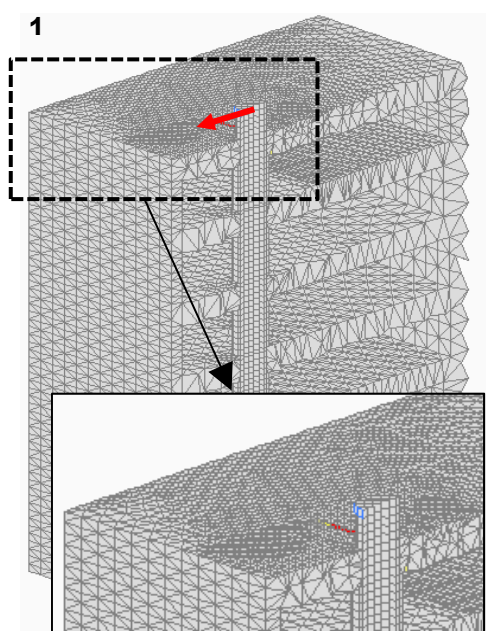
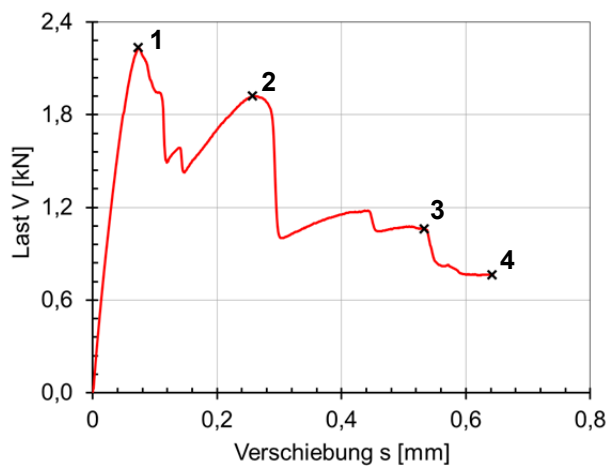


Bild 8.4: Hauptzugdehnungen (Rissbildung) in Mauerstein bei einem Querzugversuch (Schnitt) – FE-Simulation; Vergleich mit Versagensart (Nachbruch) in Versuchen

8.3.1 Einfluss der Druckfestigkeit

Der Einfluss der Steindruckfestigkeit wurde numerisch untersucht, indem die Bruttodruckfestigkeit zwischen $5,9 \text{ N/mm}^2$ und $14,3 \text{ N/mm}^2$ variiert wurde. Die Setzparameter wurden dabei konstant gehalten. Die Bruttodruckfestigkeit entspricht der geprüften Druckfestigkeit des Steines bezogen auf die gesamte Auflagerfläche. Die Ergebnisse sind in Bild 8.5 dargestellt. Die Versagenslast und die Bruttodruckfestigkeit sind proportional zur Wurzelfunktion $(f_{c,\text{Brutto}})^{0,5}$.

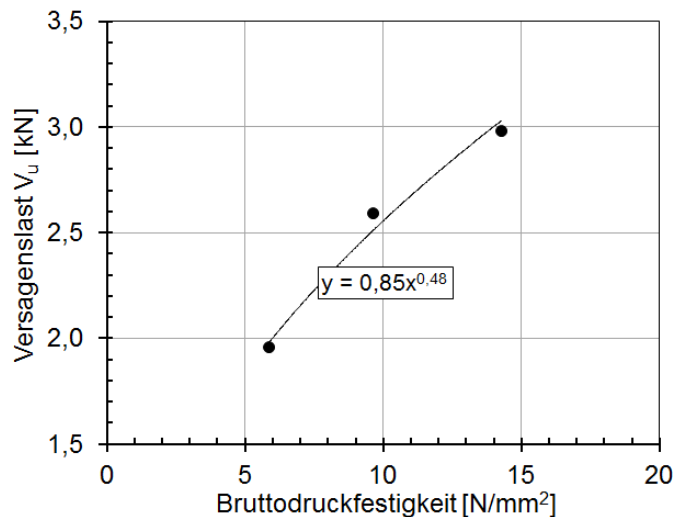


Bild 8.5: Einfluss der Druckfestigkeit auf die Tragfähigkeit der Injektionsdübel im Lochstein unter Querlast

8.3.2 Einfluss der Außenstegdicke (t_{AS}) - FE-Berechnungen

Wie in Kapitel 8.3 erläutert, wird der horizontale Außensteg bei Querkzugbelastung bis zum Erreichen des ersten Lastmaximums beansprucht. In diesem Sinne wurde der Einfluss der Stegdicke auf die Tragfähigkeit untersucht. In Bild 8.6 wird die Versagenslast unter Querbeanspruchung, abhängig von der Dicke des horizontalen Außensteges dargestellt. Die Dicke wurde anhand der FE-Berechnungen sowohl für eine Verankerung im Außensteg als auch in drei horizontalen Stegen untersucht. Dabei wurde nur die Dicke des Außensteges t_{AS} jeweils in drei Stufen von $8,3 \text{ mm}$ bis $31,5 \text{ mm}$ variiert. Die Ergebnisse zeigen eine Laststeigerung mit zunehmender Dicke des Außensteges für die beiden untersuchten Verankerungsfälle. Die Bruchlast ist annähernd proportional zu $(t_{AS})^{0,65}$.

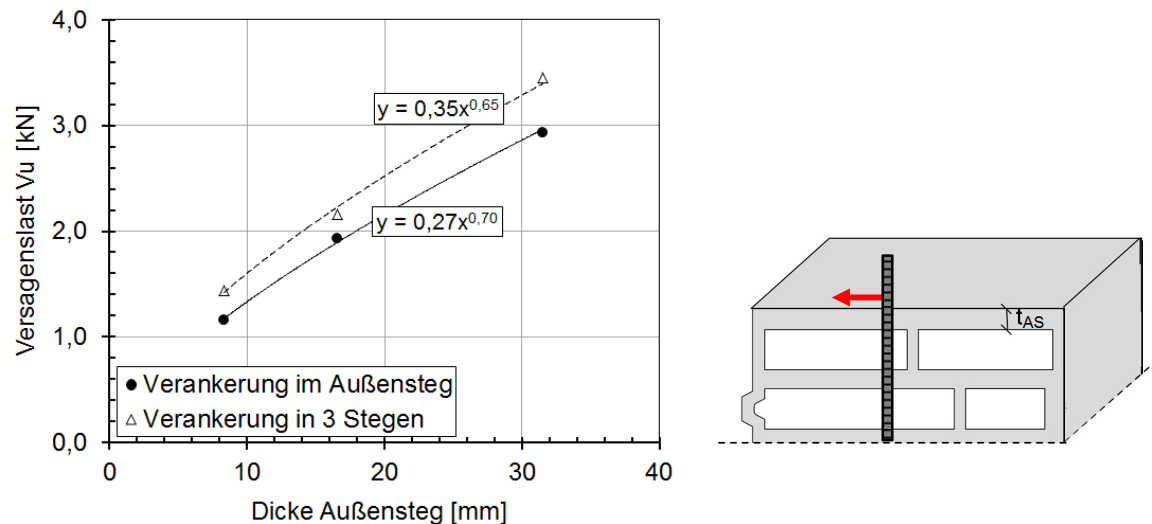


Bild 8.6: Einfluss der Dicke (t_{AS}) des horizontalen Außensteges auf die Tragfähigkeit des Injektionsdübels in Lochsteinen unter Querlast

8.3.3 Einfluss der Dicke von Innenstegen (Gesamtdicke $\sum t_{is,i}$)

Beim Tragverhalten unter Querzug stellt sich die Frage, ob die Lasten bis zum Versagen des Außensteges teilweise durch die Innenstege im Verankerungsbereich abgetragen werden können. Aus diesem Grunde wurde die Dicke der Stege in den FE-Berechnungen variiert. Alle weiteren Parameter wurden konstant gehalten. Im ersten untersuchten Fall waren alle Stege gleich dick (die Dicke betrug 15 mm) und die Verankerungstiefe wurde so variiert, dass der Dübel in maximal sechs horizontalen Stegen verankert war. Im zweiten und dritten Fall war der erste Innensteg bzw. der Außensteg doppelt so dick wie die restlichen Stege. Die Verankerungstiefe wurde auf die gleiche Weise wie in erstem Fall variiert.

Die Ergebnisse sind in Bild 8.7 dargestellt. Eine Verankerung nur im Außensteg wurde als Referenzwert für die Tragfähigkeit aller Verankerungstiefen herangezogen. Es zeigt sich, dass für eine Gesamtdicke der Innenstege von 15 mm keinen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat. Allerdings ergibt sich eine um 20 % höhere Last, wenn die Gesamtdicke der Innenstege größer als 30 mm ist. Dieser Zusammenhang bestätigt sich für alle drei untersuchten Fälle der Verankerung.

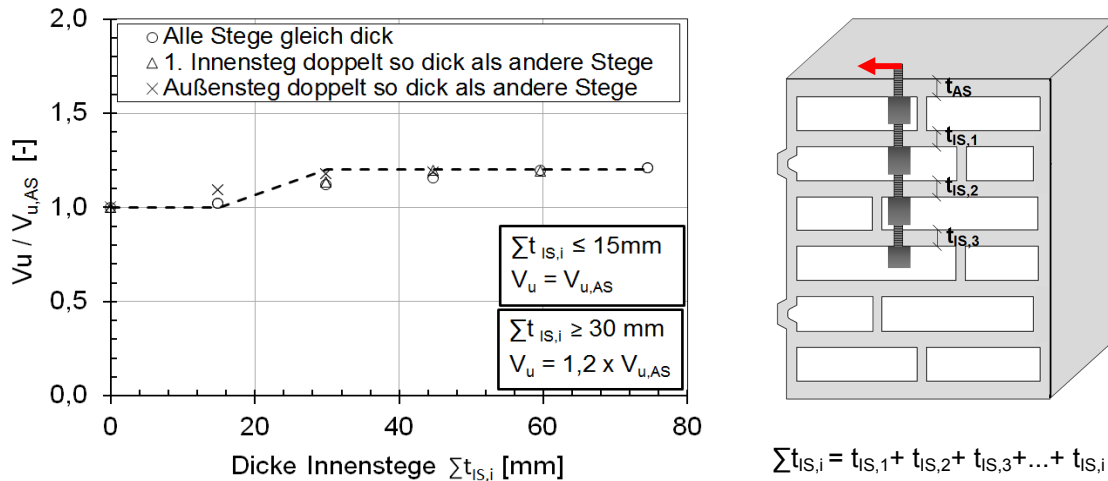


Bild 8.7: Einfluss der Gesamtdicke ($\sum t_{IS,i}$) der horizontalen Innenstege (Verankerungsbereich) auf die Tragfähigkeit des Injektionsdübels in Lochsteinen unter Querlast

8.3.4 Einfluss der Steinhöhe (H)

Wie anhand der Rissbilder in Kapitel 8.3 dargestellt, werden die horizontalen Stege entlang der Steinhöhe gespalten. Die Steinhöhe H wurde in vier Stufen zwischen 175 mm und 1750 mm untersucht. Alle anderen Einflussgrößen wurden im FE-Modell konstant beibehalten. Die Dicke des horizontalen Steges betrug 15 mm. Die Ergebnisse in Bild 8.8 deuten darauf hin, dass die Tragfähigkeit des Dübels proportional zu $H^{0,2}$ ansteigt.

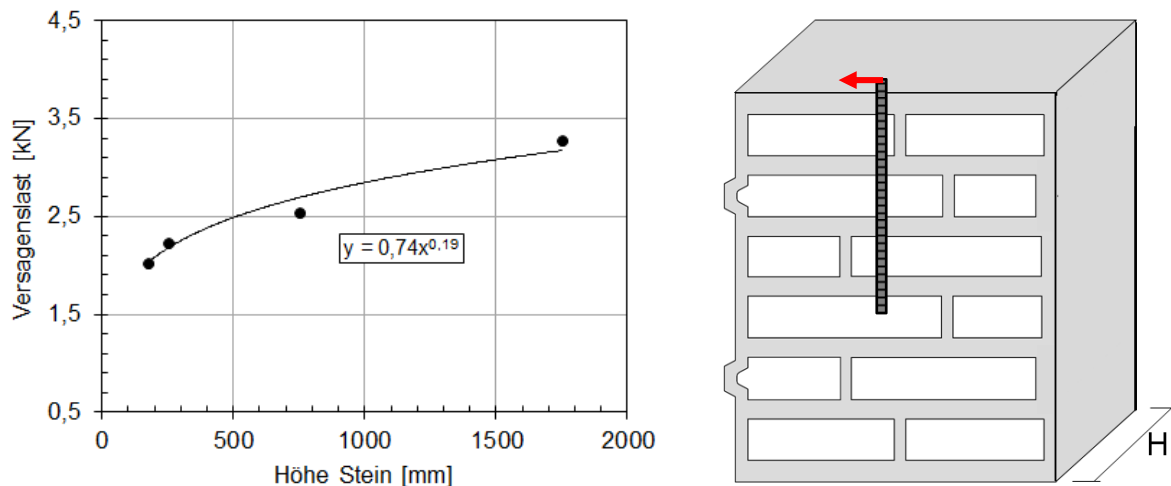


Bild 8.8: Einfluss der Steinhöhe H auf die Tragfähigkeit der Injektionsdübel in Lochsteinen unter Querlast

8.3.5 Einfluss der Hohlkammerbreite im Stein (B_i)

Wie in den Kapiteln 8.3.2 und 8.3.3 beschreiben, haben der horizontale Außensteg und die horizontalen Innenstege im Verankerungsbereich unterschiedlich starken Einfluss auf die Tragfähigkeit des Dübels unter Querbeanspruchung. In diesem Sinne wurde der Einfluss der Hohlkammerbreite zwischen den horizontalen Stegen gesondert betrachtet. Die Untersuchung erfolgte mithilfe der FE-Berechnungen. Dabei wurde die Breite der einzelnen Hohlkammer im Stein variiert, sodass die anderen Parameter der Steingeometrie und der Setzposition konstant blieben. Der Dübel wurde in vier horizontalen Stegen verankert. Zuerst wurde der Abstand (B_1) zwischen Außensteg und nebenstehendem Innensteg in drei Stufen zwischen 5,45 mm und 32,0 mm variiert. Weiterhin wurde die Tragfähigkeit des Dübels abhängig von dem Abstand (B_2) zwischen erstem und zweitem horizontalen Innensteg untersucht ($B_2 = 32$ mm und $B_2 = 79$ mm). Die Ergebnisse der beiden Parameterstudien sind in Bild 8.9 dargestellt. Die Reduzierung der Dübeltragfähigkeit mit zunehmender Breite (B_1) der ersten Hohlkammer ist proportional zu $B_1^{-0,15}$. Demgegenüber bleibt die Tragfähigkeit bei einer Vergrößerung der Breite B_2 nahezu konstant. Daher wurde der Einfluss der Hohlkammerbreite B_2 und der tieferen Hohlkammer nicht weiter berücksichtigt.

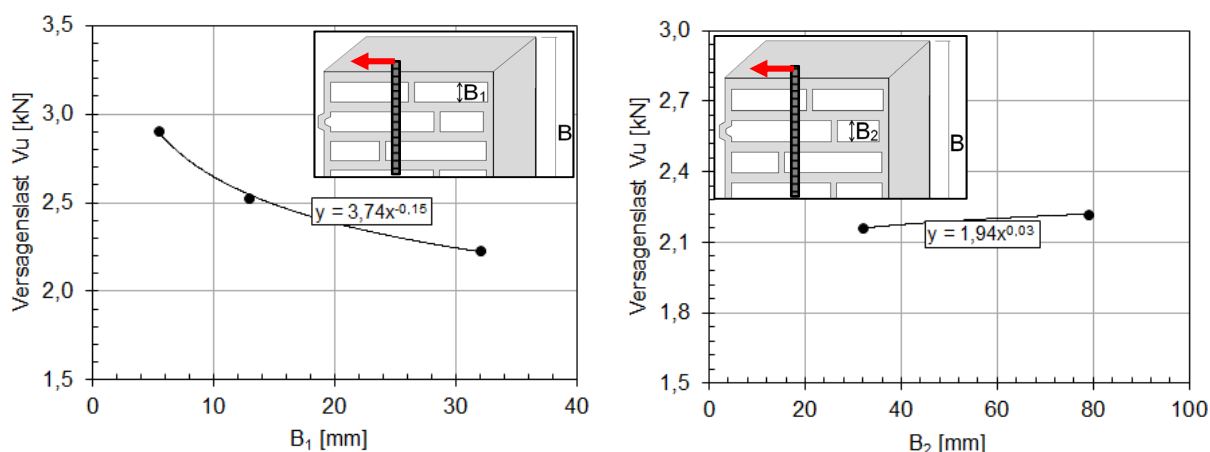


Bild 8.9: Einfluss der Hohlkammerbreite auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen unter Querlast

8.3.6 Einfluss der vertikalen Stege entlang Steinhöhe (Abstand Anker-Steg a , Gesamtdicke ΣL_x)

Die Untersuchungen zum Einfluss der vertikalen Stege auf die Tragfähigkeit des Dübels wurden anhand von numerischen Berechnungen durchgeführt. Zuerst wurde ein Stein ohne zusätzliche innere Stege untersucht und als Referenz herangezogen. Für die weitere Untersuchung wurden dann die vertikalen inneren Stege mit verschiedenen Dicken und Abständen hinzugefügt. Die Dicke der horizontalen Stege und die Setzposition des Dübels wurden für alle numerischen Berechnungen beibehalten und

nicht verändert. Im Verankerungsbereich des Dübels befanden sich vier horizontale Stege.

Zuerst wurde die Position (Abstand a) zwischen dem Anker und einem vertikalen inneren Steg variiert. Die Versagenslast (siehe Bild 8.11) bleibt unabhängig davon, ob sich der vertikale Steg auf der lastzugewandten oder lastabgewandten Seite im Stein befindet, nahezu identisch. Der Abstand zwischen dem Anker und dem vertikalen inneren Steg ist ebenfalls vernachlässigbar.

Allerdings wirkt sich die Dicke der vertikalen Stege günstig auf die Tragfähigkeit des Dübels aus. In Bild 8.12 sind die untersuchten Fälle und die Ergebnisse zusammengefasst. Diese deuten darauf hin, dass die Versagenslast zu $(\sum L_x/L)^{0,27}$ proportional ist. Dabei ist in der Summe $\sum L_x$ die Stärke aller vertikalen Stege entlang der Steinlänge.

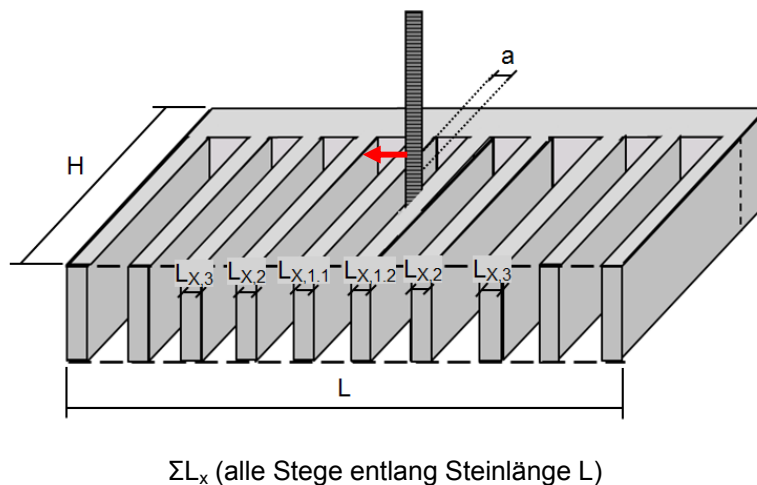


Bild 8.10: Untersuchte Parameter im Querschnitt eines Mauersteines in Richtung Steinhöhe H

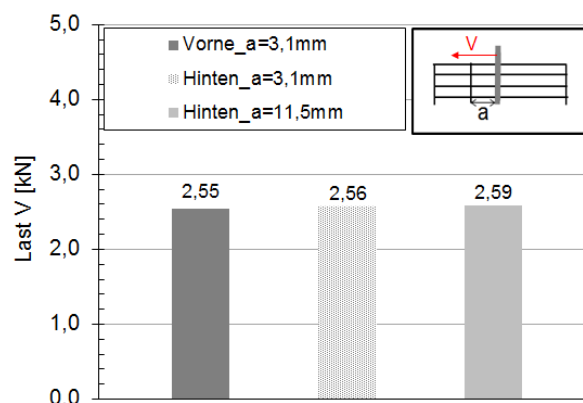


Bild 8.11: Einfluss des Abstands zwischen Anker und vertikalem Steg im Stein auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen unter Querlast

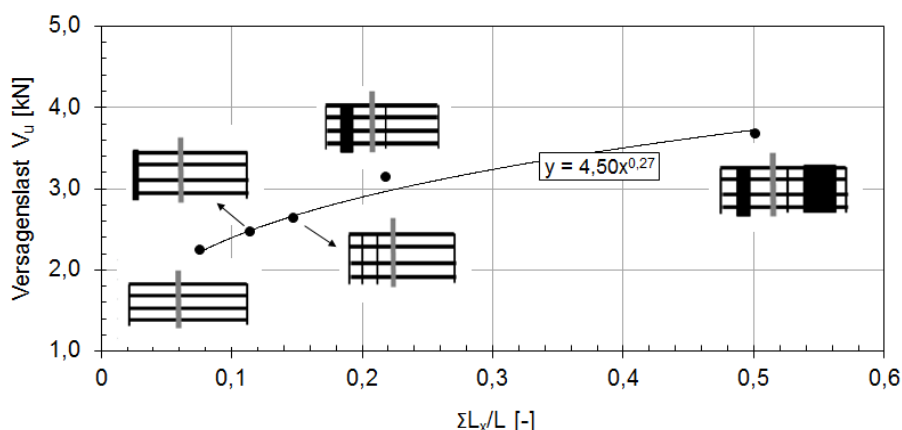


Bild 8.12: Einfluss der vertikalen Stege auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen unter Querlast

8.3.7 Einfluss der Abstützung

Auf Grund des Mauerwerkverbandes können sich querkraftbeanspruchte Steine auf die in Krafrichtung vorgelagerten Steine abstützen. Um den Einfluss der Bauteilabstützung auf die Tragfähigkeit des Dübels zu ermitteln, wurden numerische Simulationen durchgeführt. In den Untersuchungen wurde die Höhe der Abstützung in fünf Stufen, von 33 % bis 100 % der Steinbreite B , variiert (Bild 8.13, rechts). Anhand der Ergebnisse (siehe Bild 8.13, links) wurde festgestellt, dass die Abstützung die Quertagfähigkeit (bis zur fünffachen Erhöhung der Last) bei Versagen infolge Kantenbruch beeinflussen kann. Es ist jedoch zu erkennen, dass nur wenn die Höhe der Abstützung den obersten horizontalen Innensteg überragt ein relevanter Einfluss auf die Querlast vorhanden ist.

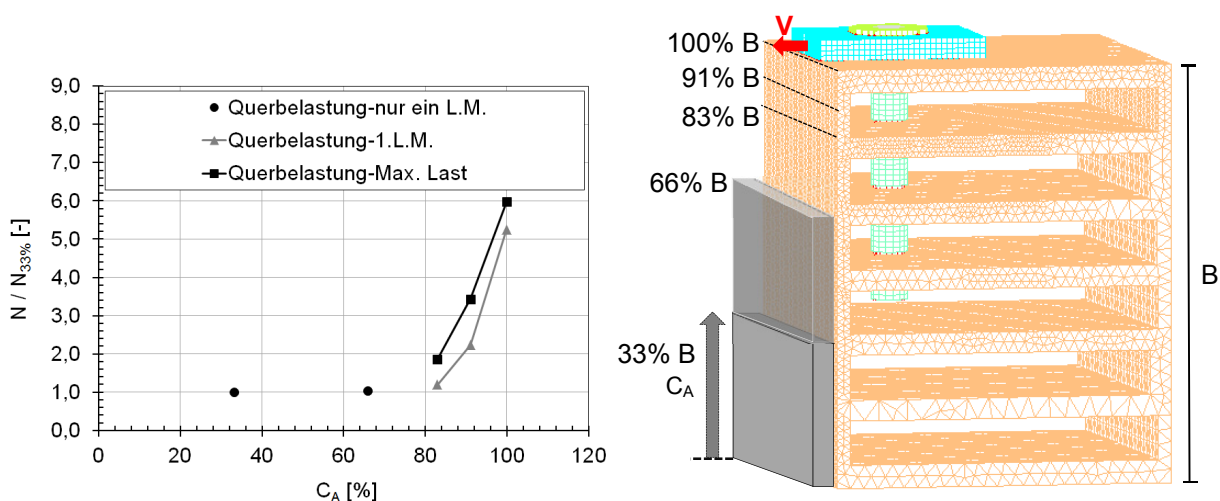
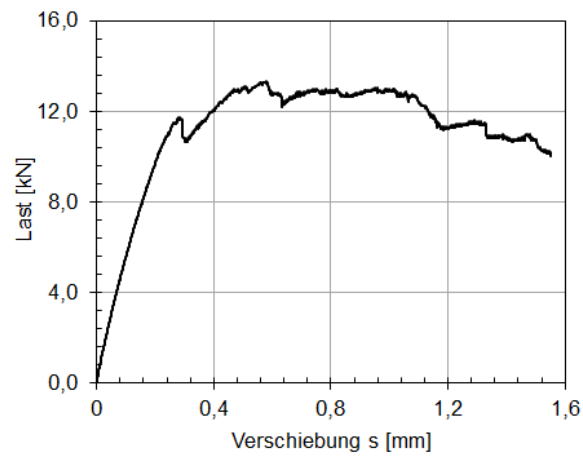


Bild 8.13: Einfluss von Höhe der Bauteilabstützung vor Stein bei Querlastversuchen auf Versagen bei Kantenbruch

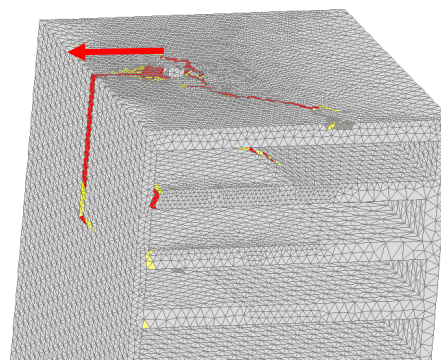
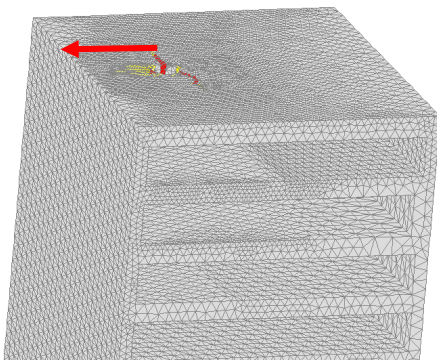
Bei einer Abstützung, die den ersten horizontalen Innensteg überragt, treten mehrere Lastmaxima auf. Diese Lastmaxima können bis zum Versagen des zweiten horizontalen Steges sogar höhere Werte als das erste Lastmaximum aufweisen (Last-

Verschiebungskurve in Bild 8.14). Zusätzlich ist in Bild 8.14 die zugehörige Rissbildung im Mauerstein aus den numerischen Simulationen ersichtlich.



1. Lastmaximum

Höchstlast



Nachbruch

Nachbruch

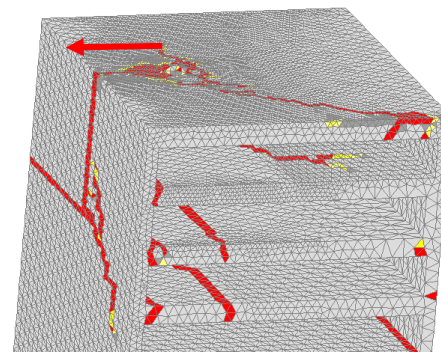
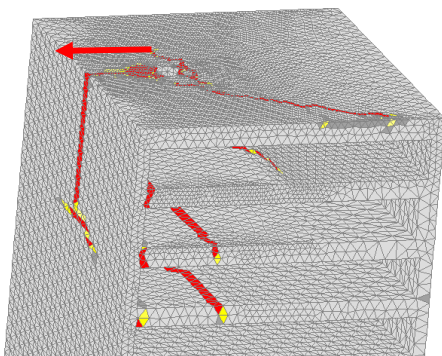


Bild 8.14: Hauptzugdehnungen (Rissbildung) in Mauerstein bei einem Querkzugversuch für den auf lastzugewandter Seite abgestützten (ganze Seite) Stein (Abstützung überragt den ersten horizontalen Innensteg im Verankerungsbereich.)

Bild 8.15 zeigt die Abhängigkeit des ersten Lastmaximums bzw. der Höchstlast in Abhängigkeit von der Abstützhöhe (Bereich von dem ersten horizontalen Innensteg bis zur Steinoberfläche – orangefarbener Bereich in Bild 8.15). Dabei wurde als Referenzwert die Tragfähigkeit bei der niedrigsten untersuchten Abstützung

($C_A = 33 \% B$) herangezogen. Es ist eine lineare Zunahme der Last mit der Erhöhung der Abstützung erkennbar. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass die beiden Lastmaxima (1. Lastmaximum und Höchstlast) von der Höhe der Abstützung abhängig sind. Die Höchstlast ist um das 1,9-fache größer als die Referenzlast ($C_A = 33 \% B$) bei Kantenbruch sofern die Abstützung genau bis zum obersten horizontalen Innensteg ragt. Das erste Lastmaximum ist für diese Abstützhöhe um das 1,2-fache höher als der Referenzwert. Eine weitere Erhöhung der Abstützung führt zu einer zusätzlichen Steigerung der Dübeltragfähigkeit.

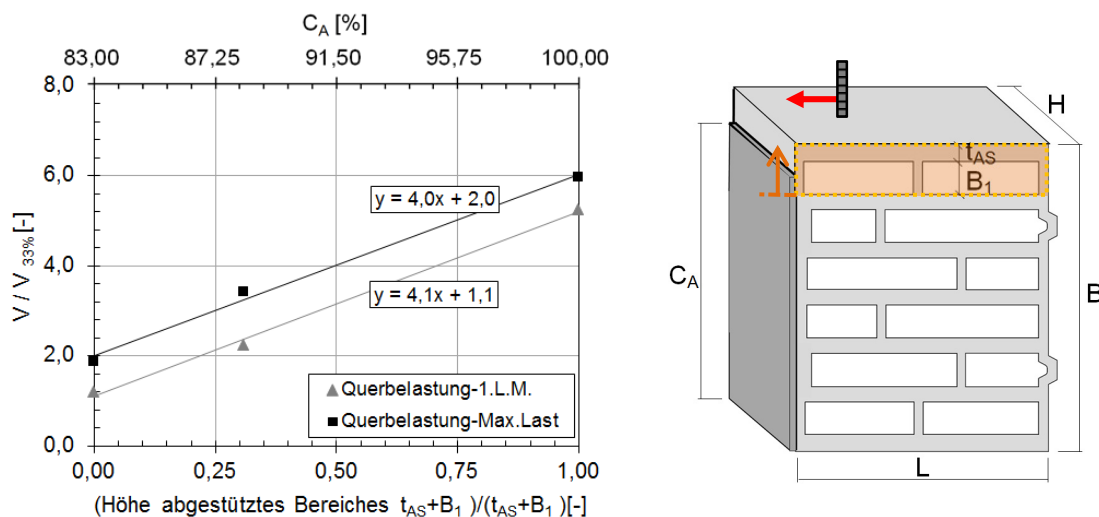


Bild 8.15: Einfluss von Höhe der Bauteilabstützung vor dem Stein bei Querlastversuchen auf die Tragfähigkeit beim Erreichen des 1. Lastmaximums bzw. der maximalen Last (Abstützung überragt den ersten horizontalen Innensteg im Verankerungsbereich.)

8.3.8 Einfluss des Randabstands zur Stoßfuge (c_1)

Zum Tragverhalten des Dübels am Steinrand wurden numerische Untersuchungen durchgeführt. Dabei wurde der Abstand (c_1) des Dübels von der Stoßfuge auf lastzugewandter Seite variiert. In den numerischen Berechnungen wurden Randabstände zwischen 30 mm und 181 mm untersucht. Bei allen Untersuchungen trat das Versagen infolge Kantenbruch auf. Wie aus Bild 8.16 ersichtlich ist die Tragfähigkeit des querbelasteten Dübels von $c_1^{0,34}$ abhängig.

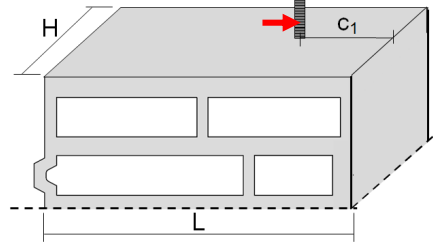
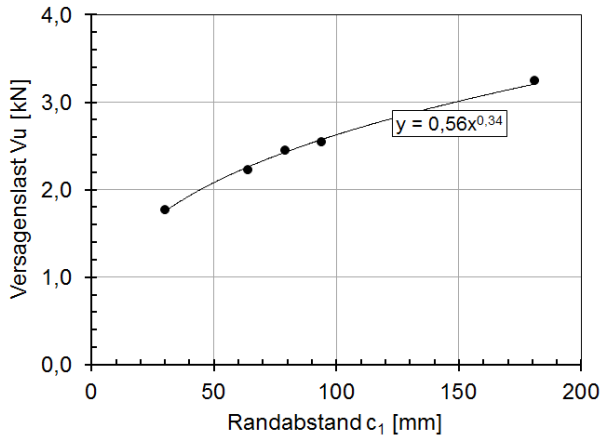


Bild 8.16: Einfluss des Randabstandes c_1 auf die Tragfähigkeit des Injektionsdübels in Lochsteinen unter Querlast

8.3.9 Einfluss des Randabstands zur Lagerfuge (c_2) – FE-Berechnungen

Um den Einfluss des Randabstands (c_2) zur Lagerfuge auf das Dübeltragverhalten zu untersuchen, wurden numerische Berechnungen (siehe Bild 8.17) durchgeführt. Der Randabstand zur Lagerfuge c_2 wurde zwischen $c_2 = 20$ mm und $c_2 = 125$ mm variiert, wobei die Höhe des Steines und alle weiteren Parameter unverändert blieben. Der Einfluss des Randabstands wurde im Stein mit der Außenstegdicke von 8,3 mm bzw. 16,6 mm untersucht. Dabei blieb die Dicke der weiteren drei Stege im Verankerungsbereich konstant und betrug 15 mm.

Die Ergebnisse sind in Bild 8.17 dargestellt. Die Tragfähigkeitserhöhung des Dübels unter Querbelastung ist proportional zu $c_2^{0,3}$. Das lässt sich damit erklären, dass der Spaltriss des Bruchkegels mit zunehmendem Randabstand länger wird. Darüber hinaus ist dieser Einfluss nicht von der Dicke des Außenstegs abhängig.

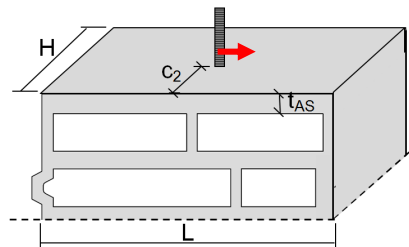
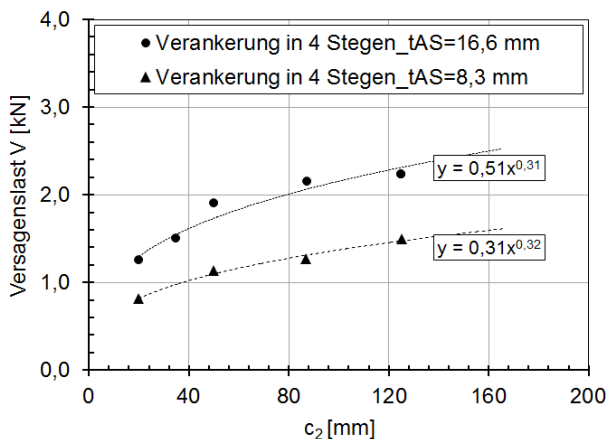


Bild 8.17: Einfluss des Randabstandes c_2 auf die Tragfähigkeit des Injektionsdübels in Lochsteinen unter Querlast.

8.3.10 Einfluss der Verstärkung entlang Auflagerfläche (Dicke L_y)

Bei einigen Kalksandlochsteinen und Steinen aus Leichtbeton sind die Hohlkammern entlang der Auflagerfläche auf einer Seite des Steines verdeckt. Dieser Steg verläuft senkrecht zur Richtung der Lochkammer und ist ca. $1,5 \cdot t_{AS}$ dick. Zur Untersuchung des Dickeneinflusses auf die Tragfähigkeit des Dübels unter Querbeanspruchung wurden die FE-Berechnungen durchgeführt. Dabei wurde die Dicke (L_y) dieses Steges stufenweise vergrößert. Die größte Stegdicke beträgt $5,5 \cdot t_{AS}$. In Bild 8.18 sind die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen dargestellt. Die Lasten (erstes Lastmaximum im Falle eines höheren Lastmaximums) sind auf die Tragfähigkeit im Stein ohne Verstärkungssteg bezogen und in Abhängigkeit der vorhandenen Stegdicke bezogen auf die Dicke des äußeren horizontalen Steges angegeben. Die Ergebnisse zeigen, dass eine Vergrößerung der Stegdicke L_y eine lineare Zunahme der Tragfähigkeit zufolge hat.

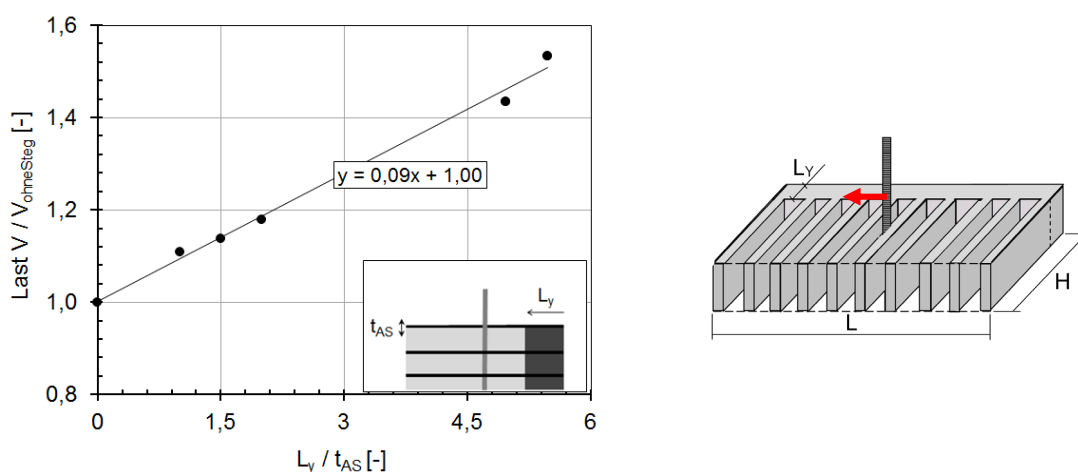


Bild 8.18: Einfluss von Verstärkung entlang Auflagerfläche auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen unter Querlast

Wenn die Stegdicke L_y größer als $2 \cdot t_{AS}$ ist, kann im Nachbruchbereich ein höheres Lastmaximum auftreten. In Bild 8.20 sind die Werte des 1. Lastmaxima und der in den Berechnungen ermittelten absoluten Höchstlast angegeben. Die Ergebnisse zeigen, dass die Unterschiede für gleiche Stegdicken sehr gering sind (ca. 4-7%). Um die Ursache eines solches Tragverhaltens für die Dicke (L_y) der Verstärkung entlang Auflagerfläche von $L_y \geq 2 \cdot t_{AS}$ zu klären, sind in Bild 8.19 die typische Last-Verschiebungskurve und das Risswachstum im Mauerstein dargestellt. Bei dem ersten Lastmaximum versagt der horizontale Außensteg wie in einem Stein ohne Verstärkung. Wie aus dem Bruchbild ersichtlich ist, treten bei dem zweiten Lastmaximum die Risse im zweiten horizontalen Steg auf. Erst wenn der Steg entlang der Auflagerfläche zwischen zwei horizontalen Stegen durchgerissen ist, fällt die Last deutlich ab.

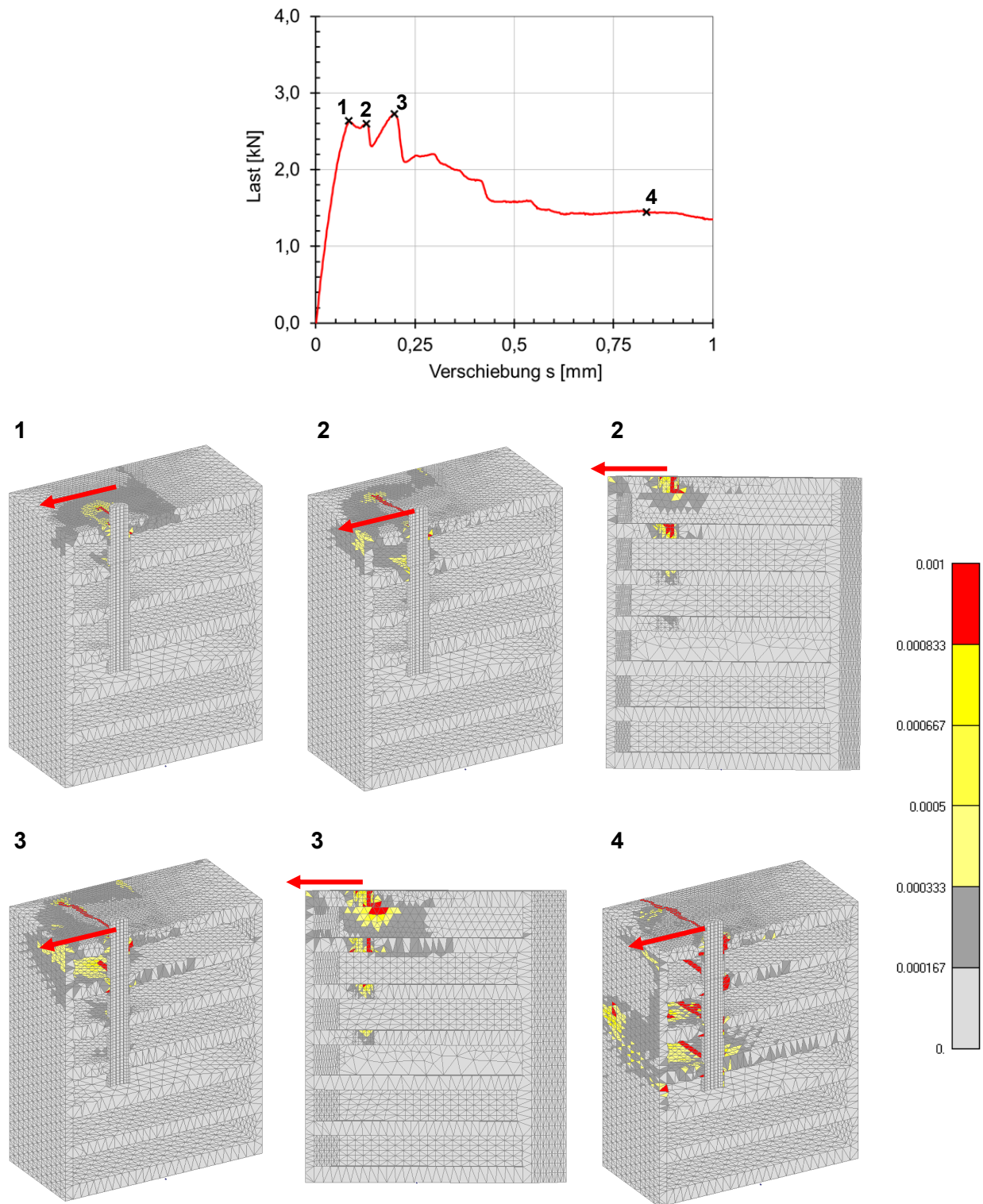


Bild 8.19: Hauptzugdehnungen (Rissbildung) in Mauerstein bei einem Querkzugversuch für die Verstärkung entlang Auflagerfläche $L_y \geq 2 \cdot t_{AS}$

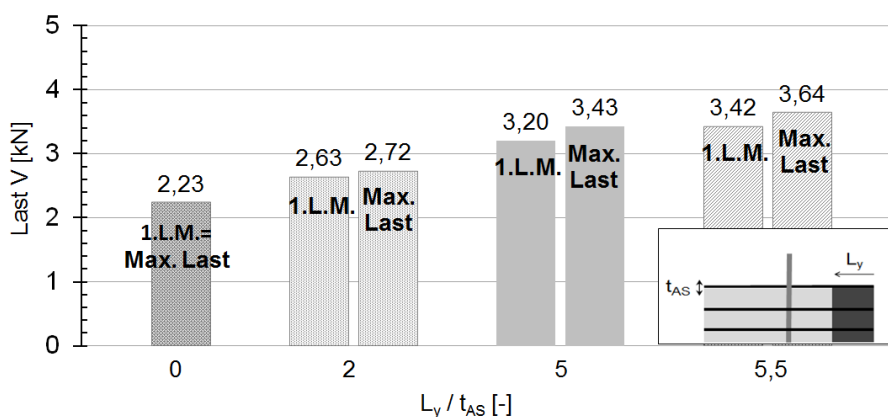


Bild 8.20: Einfluss von Verstärkung entlang Auflagerfläche auf die Traglast von Injektionsdübeln in Lochsteinen unter Querlast (1. Lastmaximum bzw. max. Last)

8.3.11 Einfluss Achsabstand parallel zur Lagerfuge (s_1)

Einfluss der Gruppenbefestigung wurde mittels experimenteller Untersuchungen an Doppelbefestigungen mit Orientierung parallel zur Lagerfuge untersucht. Die untersuchten Randabstände c_1 sowie die Setzbedingungen wurden analog wie bei den Einzelbefestigungen angenommen. Der Achsabstand s wurde so gewählt, dass die beiden Anker mittig in Lochkammern des Mauerwerksteins installiert waren. Hauptsächlich beträgt der Achsabstand zwischen den Dübeln ca. 80 mm. Die genauen Achsabstände für jede Steinsorte sind in Tabelle 8.2 (siehe Kapitel 8.1) zusammengefasst.

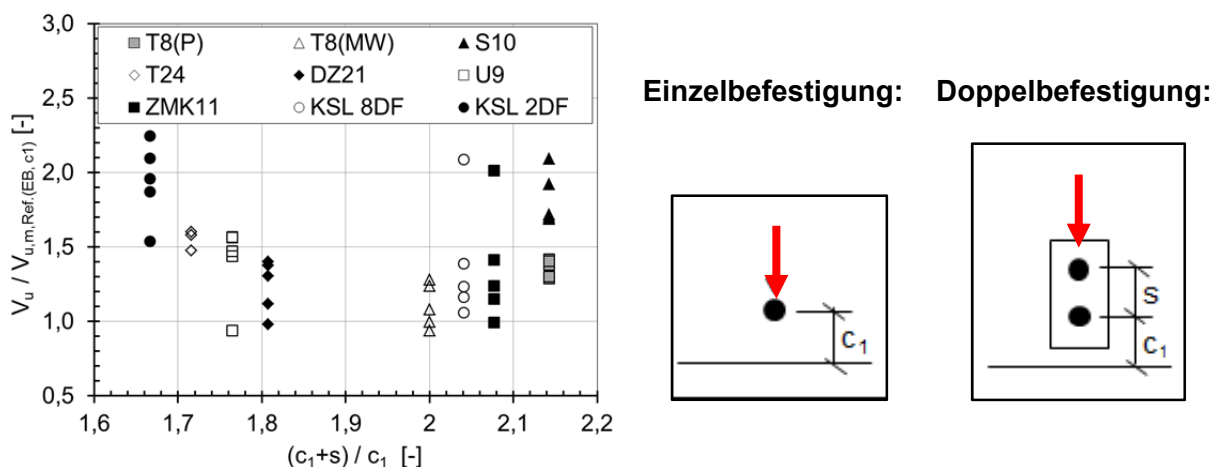


Bild 8.21: Versuchsergebnisse zum Einfluss der Gruppenbefestigung mit Orientierung parallel zur Lagerfuge auf die Tragfähigkeit des Injektionsdübels in Lochsteinen unter Querlast

Bild 8.21 stellt die Ergebnisse zum Einfluss der Gruppenbefestigung mit Orientierung parallel zur Lagerfuge auf die Tragfähigkeit dar. Als Referenzversuch diente der Versuch mit Einzelbefestigung, die auf die Setzposition des vorderen (randnahen) Dübels in Doppelbefestigung installiert wurde. Je nach vorhandenem Lochspiel zwischen Dübel und Anbauteil kann sowohl ein einzelner Dübel der Gruppe zuerst be-

lastet werden, als auch beide Dübel gleichzeitig. In dieser Hinsicht werden drei Fälle der Lastübertragung betrachtet.

Lochspiel am randferneren Dübel: Sofern ein Lochspiel am randferneren Dübel vorhanden ist, wird zuerst der randnahe Dübel belastet. Die typischen Last-Verschiebungskurven und Rissbilder sind in Bild 8.22 dargestellt. Anhand der Last der Einzelbefestigung für den Randabstand c_1 $V_{u,m}(EB,c_1)$ ist die vorgesehene Tragfähigkeit des Einzeldübels für die Setzposition des hinteren Dübels in Doppelbefestigung $V_{u,m}(EB,c_1+s)$ umgerechnet. Sie ist mittels der gestrichelten Linie im Diagramm dargestellt. Diese umgerechnete Last berechnet sich analog der Parameterstudie zum Einfluss des Randabstands zur Stoßfuge mit folgender Gleichung (siehe Kapitel 8.3.8):

$$V_{u,m}(EB, c_1 + s) = V_{u,m}(c_1) \cdot \left(\frac{c_1+s}{c_1}\right)^{0,4} \quad [\text{N}] \quad (8.1)$$

Die erwartete Last $2 \cdot V_{u,m}$ (ca. die doppelte Tragfähigkeit des Einzeldübels bei dem Randabstand c_1) wird im Diagramm durch die gestrichelte Linie dargestellt. Sie wird mit Gleichung (8.3) berechnet:

$$2 \cdot V_{u,m}(EB, c_1) = 2 \cdot V_{u,m}(c_1) \quad [\text{N}] \quad (8.2)$$

Erwartungsgemäß sind die Tragfähigkeiten und Versagensarten (Kantenbruch) der Einzelbefestigung und des randnahen Ankers annähernd gleich. Nach dem Versagen des randnahen Ankers liegt das Anbauteil an dem randfernen Anker an. Der randferne Anker versagt beim zweiten Lastmaximum, nachdem keine weitere Lastübertragung möglich ist. Alle Versuchsergebnisse für diesen Fall sind in Bild 8.23 angegeben. Dabei sind jeweils die ersten Lastmaxima in Abhängigkeit des bezogenen Achsabstandes dargestellt. In allen Fällen entspricht die Tragfähigkeit des vorderen Dübels der eines Einzeldübels mit gleichem Randabstand c_1 (gleiche Setzposition).

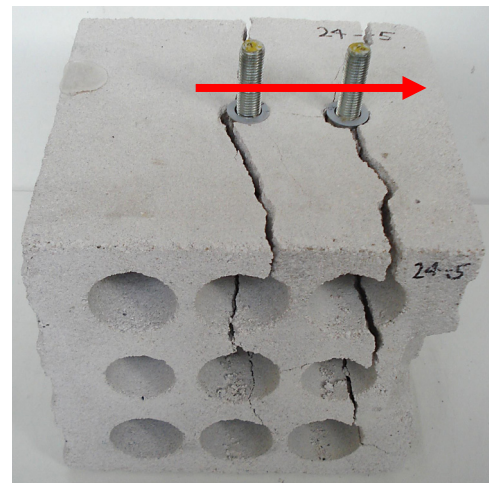
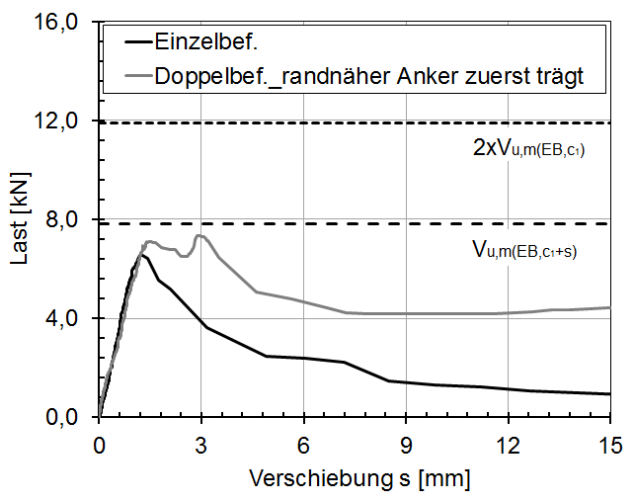


Bild 8.22: Typische Last-Verschiebungskurve und Versagensart für Doppelbefestigung mit Lochspiel am randferneren Dübel

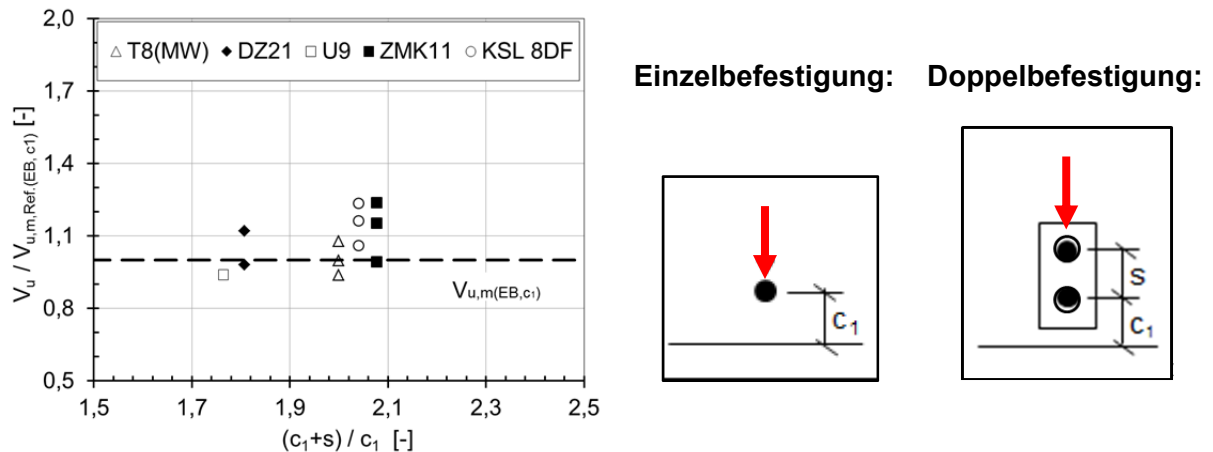


Bild 8.23: Versuchsergebnisse zum Einfluss der Gruppenbefestigung mit Orientierung parallel zur Lagerfuge auf die Tragfähigkeit des Injektionsdübels in Lochsteinen unter Querlast mit Lochspiel am randferneren Dübel

Lochspiel am randnahen Dübel: Weiterhin wurden die Anker der Doppelbefestigung untersucht, bei denen das Lochspiel zwischen dem randnahen Anker und dem Anbauteil vorhanden ist. Bild 8.24 stellt die Versuchsergebnisse für diesen Fall der Lastübertragung dar. Die gestrichelte Linie stellt die erwartete Dübeltragfähigkeit für die Setzposition des hinteren Dübels in einer Doppelbefestigung berechnet als Einzelanker $V_{u,m(EB,c_1+s)}$ dar. Die Tragfähigkeit wurde mit Gleichung (8.1) berechnet. Es ist ersichtlich, dass die vorgeschlagene Umrechnung die Tragfähigkeit des randfernen Dübels realistisch abbildet. Das bestätigt auch die typische Last-Verschiebungskurve in Bild 8.25. Die Doppelbefestigung versagt in diesem Fall am hinteren Anker. Dort bildet sich der Kantenausbruchkegel, sodass keine weitere Lastübertragung möglich ist.

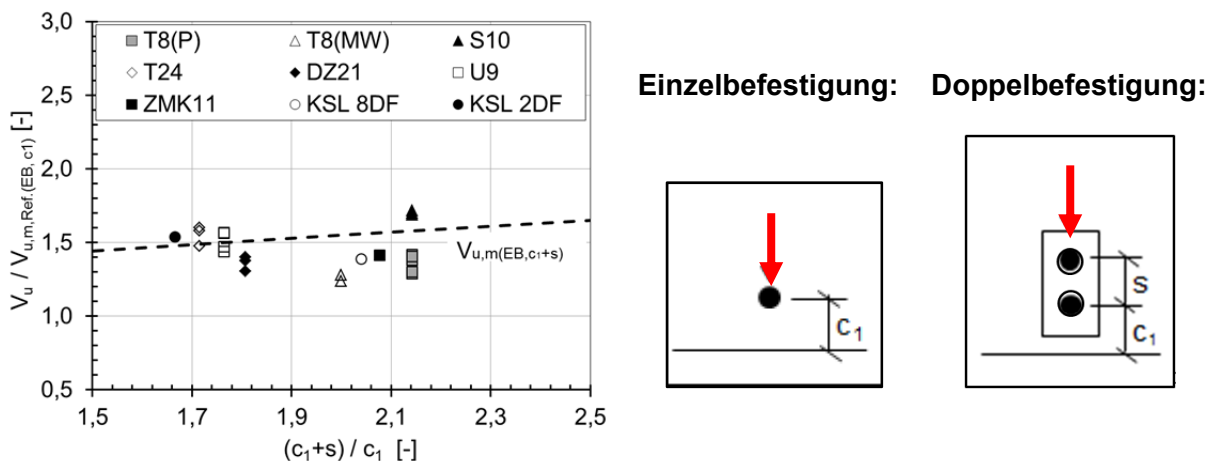


Bild 8.24: Versuchsergebnisse zum Einfluss der Gruppenbefestigung mit Orientierung parallel zur Lagerfuge auf die Tragfähigkeit des Injektionsdübels in Lochsteinen unter Querlast mit Lochspiel am randnahen Dübel

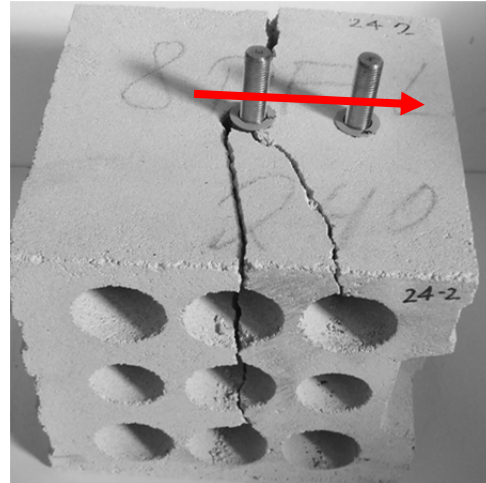
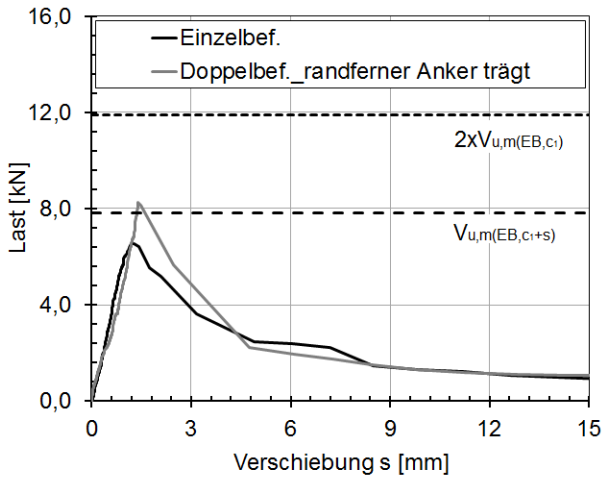
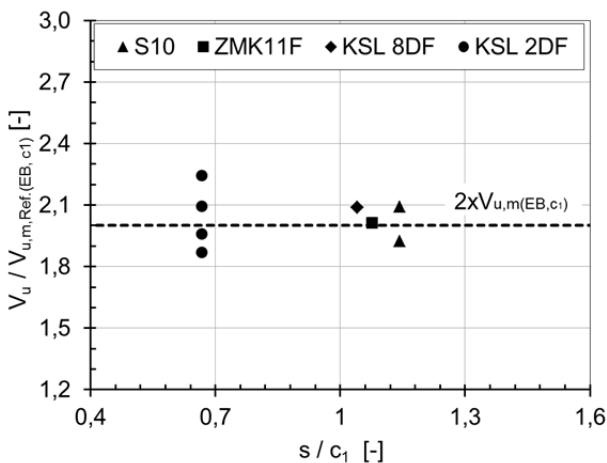


Bild 8.25: Typische Last-Verschiebungskurve und Versagensart für Doppelbefestigung mit Lochspiel am randnahen Dübel

Kein Lochspiel an beiden Dübeln: Der günstigste Fall der Lastübertragung ergibt sich, wenn kein Lochspiel zwischen dem Anker und dem Anbauteil vorhanden ist. Die Versuchsergebnisse in Bild 8.26 sind abhängig von s/c_1 dargestellt. Die gestrichelte Linie im Diagramm repräsentiert die zweifache Tragfähigkeit ($2 \cdot V_{u,m}(EB,c_1)$) des vorderen Dübels, die mit Gleichung (8.3) berechnet wurde. Die Linie stimmt mit den gemessenen Versagenslasten in den Versuchen mit Doppelbefestigungen überein. Dabei ist kein Zusammenhang zwischen dem Achsabstand und der Versagenslast zu erkennen. Wie sich aus Bild 8.27 ergibt, findet der Kantenbruch ausgehend vom hinteren Anker statt. Nach dem Bruch fällt die Last in der Last-Verschiebungskurve rasch ab.



Einzelbefestigung: Doppelbefestigung:

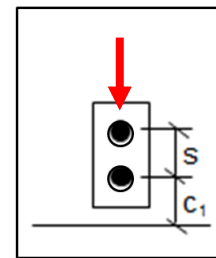
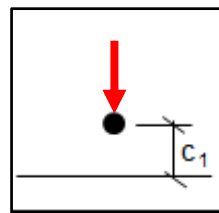


Bild 8.26: Versuchsergebnisse zum Einfluss der Gruppenbefestigung mit Orientierung parallel zur Lagerfuge auf die Tragfähigkeit des Injektionsdübels in Lochsteinen unter Querkraft - kein Lochspiel an beiden Dübeln

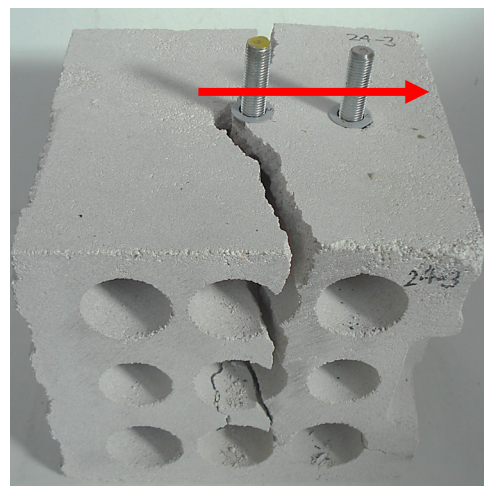
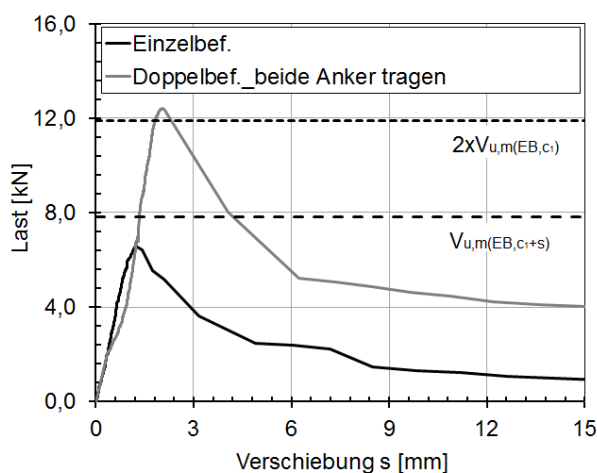


Bild 8.27: Typische Last-Verschiebungskurve und Versagensart für Doppelbefestigung mit keinem Lochspiel an beiden Dübeln

8.3.12 Einfluss Achsabstand senkrecht zur Lagerfuge (s_2)

Die Dübeltragfähigkeit von Doppelbefestigungen mit Orientierung senkrecht zur Lagerfuge wurde anhand numerischer Untersuchungen untersucht. Dabei wurden sowohl die Doppelbefestigung als auch die Einzelbefestigung mit den gleichen Installationsparametern gesetzt, um die Vergleichbarkeit der Lasten gewährleisten zu können. Der Achsabstand zwischen den Ankern wurde zwischen 40 mm und 100 mm variiert, der auch den üblichen Achsabständen in einem Mauerstein entspricht. In Bild 8.28, a) sind die Versagenslasten abhängig von dem Achsabstand für die Doppelbefestigung abgebildet. Die Versagenslast der Doppelbefestigung wird auf die Last einer Einzelbefestigung bezogen. Die Ergebnisse zeigen, dass die Tragfähigkeit einer Doppelbefestigung um 11% höher als die einer Einzelbefestigung ist. Dazu ist eine geringere Lasterhöhung ($0,004 \cdot s$) mit zunehmendem Achsabstand vorhanden, die allerdings im Streubereich der Versuchsergebnisse (30 %, $s = 80$ mm) liegt. Dementsprechend wird in der vorgeschlagenen Bemessung (Kapitel 8.4) nur die Lastzunahme von 11% berücksichtigt. Die typische Versagensart einer Doppelbefestigung ist in Bild 8.28, b) dargestellt. Eine Doppelbefestigung versagt wie die zugehörige Einzelbefestigung durch Kantenbruch.

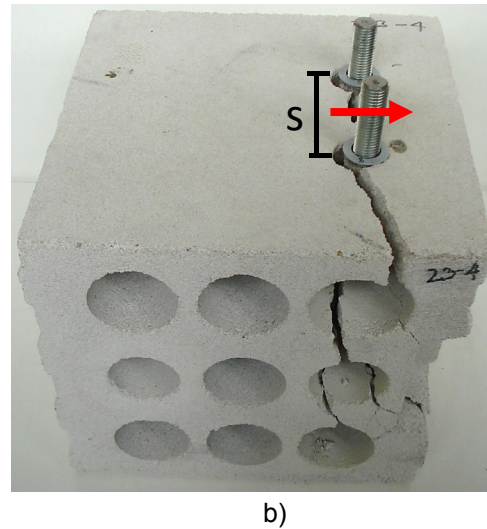
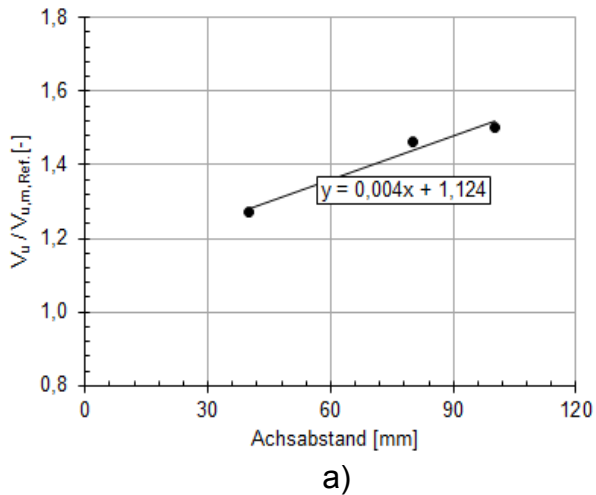


Bild 8.28: a) Versuchsergebnisse zum Einfluss der Gruppenbefestigung mit Orientierung senkrecht zur Lagerfuge auf die Tragfähigkeit des Injektionsdübels in Lochsteinen unter Querlast und b) typische Versagensart

8.4 Analytisches Modell für querbelastete Injektionsdübel

Im Folgenden wird ein Bemessungsmodell zur Berechnung der Tragfähigkeit von Injektionsdübeln im Lochstein unter Querbelastung vorgestellt. Das Modell wurde anhand der Überlegungen in Kapitel 8.3 erstellt und mit den in Kapitel 8.1 und 8.2 beschriebenen Versuchen an Einzel- und Doppelbefestigung validiert. Es war vor allem wichtig, die Anwendbarkeit des Modells für ganz unterschiedliche Steingeometrien und Setzpositionen eines Injektionsdübels für Steinkantenbruch bestätigen zu können.

Anhand der in Kapitel 8.3 geschilderten Zusammenhänge zwischen den Einflussgrößen und der Tragfähigkeit des Injektionsdübels (Parameterstudie an Hochlochziegel) berechnet sich die Traglast für Hochlochziegel und Kalksandlochsteine. Allerdings wird die mittlere Bruchlast eines Injektionsdübels unter Querlastbeanspruchung für Hochlochziegel (siehe Gleichung (8.3)) und Kalksandlochsteine (siehe Gleichung (8.4)) unterschiedlich berechnet. Der Grund hierfür liegt in den unterschiedlichen Steingeometrien (runde Lochkammer in Kalksandsteinen und quadratische Kammer in Hochlochziegeln). Anhand der Regressionsanalyse mittels experimenteller Lasten wurde für Kalksandsteine festgestellt, dass einige Einflussgrößen (Breite der Hohlkammer zwischen dem Außensteg und dem ersten inneren horizontalen Steg B_1 und Gesamtdicke der vertikalen Stege entlang Steinlänge $\frac{\sum L_x}{L}$) keine Bedeutung auf die Tragfähigkeit in dieser Steinart haben. Der Einfluss einer in Kalksandsteinen vorhandenen Verstärkung entlang Auflagerfläche (Dicke L_Y) auf die Dübeltragfähigkeit wird in der Gleichungen (8.4) mit dem Koeffizient k_{LY} (siehe Parameterstudie in Kapitel 8.3.10) berücksichtigt. Zusätzliche Berücksichtigung findet der Einfluss einer Gruppenbefestigung mittels Gleichungen (8.5) bis (8.8).

Für Hochlochziegel:

$$V_{u,m}^0 = 17,8 \cdot f_{c,Netto}^{0,5} \cdot t_{AS}^{0,5} \cdot k_{IS} \cdot \left(\frac{1}{B_1}\right)^{0,2} \cdot \left(\frac{\sum L_x}{L}\right)^{0,2} \cdot c_1^{0,4} \cdot c_2^{0,3} \quad [N] \quad (8.3)$$

Für Kalksandlochstein:

$$V_{u,m}^0 = 8,9 \cdot f_{c,Netto}^{0,5} \cdot t_{AS}^{0,5} \cdot k_{IS} \cdot k_{LY} \cdot c_1^{0,4} \cdot c_2^{0,3} \quad [N] \quad (8.4)$$

mit:

$f_{c,Netto}$ = Nettodruckfestigkeit des Steines [N/mm²]

$$= \frac{F_{c,Brutto}}{A_{Netto}} = f_{c,Brutto} \cdot \frac{A_{Brutto}}{A_{Netto}}$$

$F_{c,Brutto}$ = Versagenslast bei Prüfung der Steindruckfestigkeit in Richtung Steinhöhe H [N]

H = Steinhöhe [mm]

A_{Netto} = Nettoquerschnittsfläche (ohne Hohlkammer) [mm²]

$f_{c,Brutto}$ = Bruttodruckfestigkeit des Steines (ohne Formfaktor) [N/mm²]

A_{Brutto} = Bruttoquerschnittsfläche [mm²]

$$= L \cdot B$$

L = Steinlänge [mm]

B = Steinbreite (Dicke) [mm]

t_{AS} = Außenstegdicke, nach Bild 8.31 [mm]

k_{IS} = Beiwert zur Berücksichtigung der Dicke von inneren horizontalen Stegen im Verankerungsbereich [-]

$$= 1,0$$

($\Sigma t_{IS} \leq 15$ mm bzw. Verankerung nur im Außensteg)

$$= 1,2$$

($\Sigma t_{IS} \geq 30$ mm)

$$= 1 + 0,2 \cdot \frac{(\Sigma t_{IS} - 15)}{15}$$

($15 \text{ mm} \leq \Sigma t_{IS} \leq 30 \text{ mm}$)

Σt_{IS} = Gesamtdicke der inneren horizontalen Stege im Verankerungsbereich [mm]

$$= t_{IS,1} + t_{IS,2} + \dots + t_{IS,i}$$

$t_{IS,i}$ = Dicke des horizontalen Innenstegs ($i \geq 1$), nach Bild 8.29 [mm]

B_1 = Breite der Hohlkammer zwischen dem Außensteg und dem ersten inneren horizontalen Steg [mm]

ΣL_x = Gesamtdicke der vertikalen Stege im Stein, nach Bild 8.30 [mm]

$$= L_{x,1} + L_{x,2} + \dots + L_{x,i}$$

k_{Ly} = Beiwert zur Berücksichtigung der Verstärkung entlang Auflagerfläche [-]

$$= 1 + 0,1 \cdot \frac{L_y}{t_{AS}} \quad (\text{Verstärkung in Stein vorhanden})$$

$$= 1$$

(Verstärkung in Stein nicht vorhanden)

L_y = Dicke der Verstärkung entlang Auflagerfläche, nach Bild 8.30 [mm]

c_1 = Vorhandener Randabstand zur Stoßfuge [mm]

c_2 = Vorhandener Randabstand zur Lagerfuge [mm]

$$= \frac{H}{2}$$

Mittig im Stein installierter Dübel

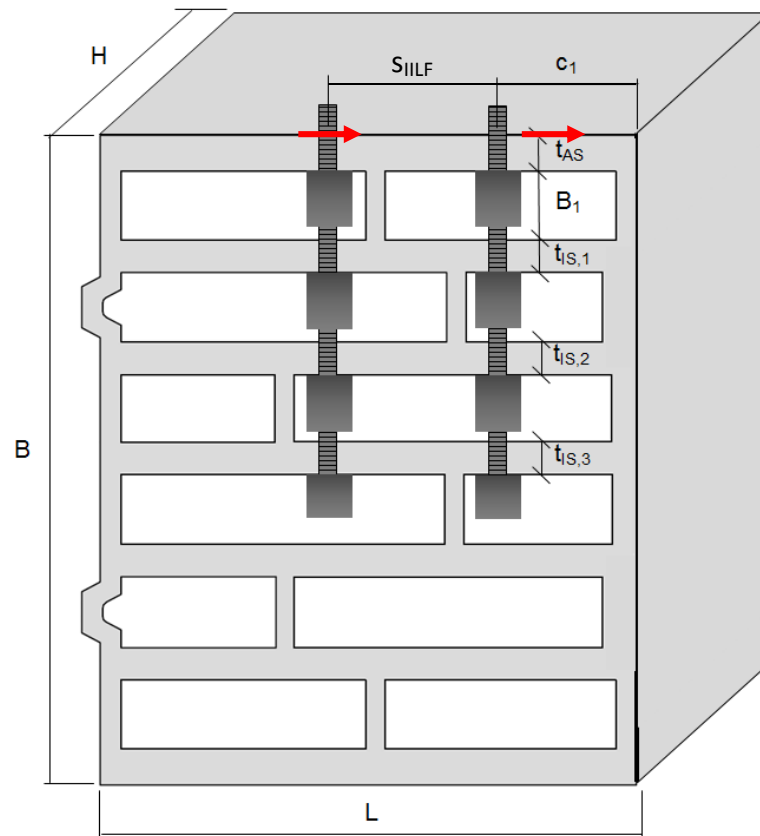


Bild 8.29: Setzparameter von Injektionsdübel in Mauerstein

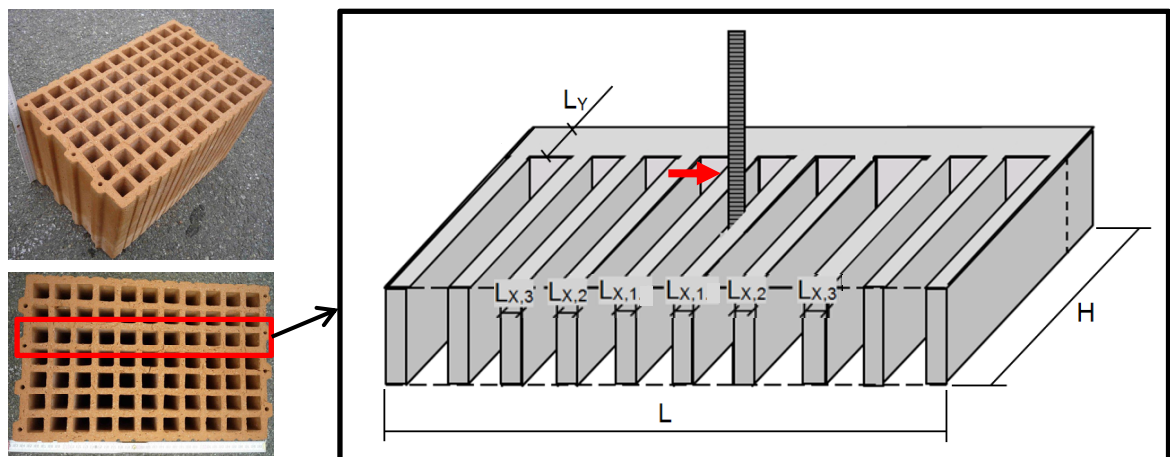


Bild 8.30: Parameter im Querschnitt eines Mauersteines in Richtung Steinhöhe

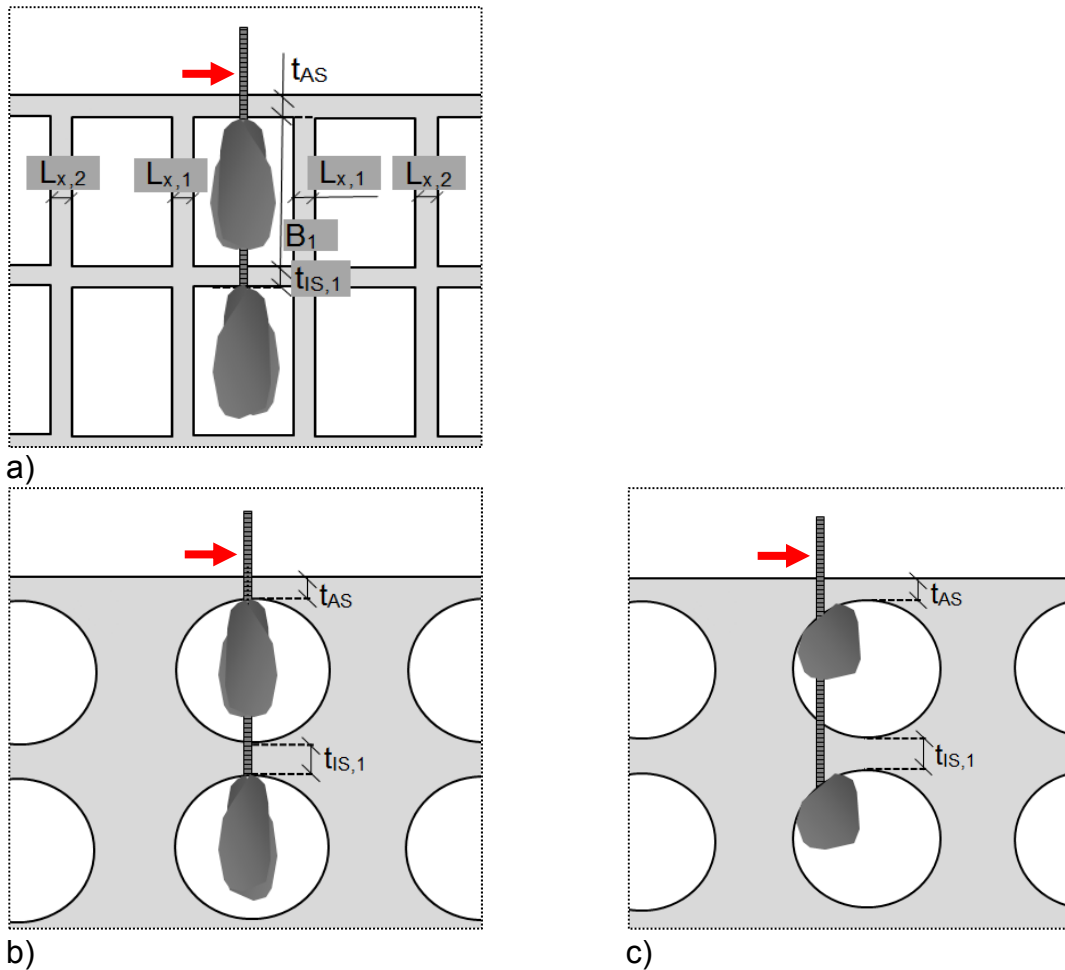


Bild 8.31: Parameter für querbelastete Verankerung a) Dübel im Stein mit quadratischen Hohlkammern, b) zentrisch in Lochkammer gesetzter Dübel, Stein mit *runden Hohlkammern* und c) *exzentrisch in Lochkammer gesetzter Dübel*, Stein mit *runden Hohlkammern*

Für Gruppenbefestigung senkrecht zur Lagerfuge:

$$V_{u,m} = V_{u,m}^0 \cdot \Psi_{g,x} \quad [\text{N}] \quad (8.5)$$

mit:

$V_{u,m}^0$ = Traglast einer Einzelbefestigung, nach Gleichungen (8.3) und (8.4) [N]

$\Psi_{g,x}$ = Faktor zur Berücksichtigung einer Gruppenbefestigung senkrecht zur Lagerfuge [-]
= 1,15

Für Gruppenbefestigung parallel zur Lagerfuge:

$$V_{u,m,1} = V_{u,m}^0 \quad \text{Lochspiel am randferneren Dübel} \quad (8.6)$$

$$V_{u,m,2} = V_{u,m}^0 \quad \text{Lochspiel am randnahen Dübel (Anmerkung: Randabstand zur Stoßfuge } c_1 + s_{\text{ILF}} \text{ statt } c_1 \text{ in Gleichungen (8.3) und (8.4) vorhanden)} \quad (8.7)$$

$$V_{u,m} = 2 \cdot \min(V_{u,m,1}; V_{u,m,2}) \quad \text{Kein Lochspiel an beiden Dübeln} \quad (8.8)$$

$V_{u,m}^0$ = Traglast einer Einzelbefestigung, nach Gleichungen (8.3) und (8.4) [N]

c_1 = Vorhandener Randabstand des randnahen Dübels zur Stoßfuge (Gruppenbefestigung parallel zur Lagerfuge) [mm]

s_{ILLF} = Vorhandener Achsabstand mit Orientierung parallel zur Lagerfuge bei Dübelgruppen [mm]

Bild 8.32 zeigt den Vergleich der experimentell ermittelten Lasten mit den vorgeschlagenen Gleichungen. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung der experimentell ermittelten Lasten mit den vorgeschlagenen Gleichungen. Das Verhältnis (siehe Tabelle 8.4) $V_{u,Versuch}/V_{u,Rechnung}$ ergibt in Hochlochziegeln einen Mittelwert von 1,00 bei einem Variationskoeffizient von 19,8 %, und in Kalksandlochsteinen einen Mittelwert von 1,00 bei einem Variationskoeffizient von 12,8 %. Einige der untersuchten Steine der Steinarten HLz Plan-U9 6-0,65-10DF (300), (DIN EN 771-1, Z 17.1-890), und Poroton Plan-T 20-1,4 10DF (240), (DIN EN 771-1, Z-17.1-728 / -868) waren durch Risse vorgeschädigt, diese Schädigung war vor dem Versuch vorhanden. Diese zufällig im Stein vorhandenen Risse führten bei einigen Versuchen zu deutlich niedrigeren Traglasten (weniger als die halbe mittlere Bruchlast der Versuchsserie). Aus diesem Grunde wurden die Versuchsergebnisse für den Hochlochziegel sowohl mit allen Werten (Bild 8.32, links), als auch nur für die unbeschädigten Steine angegeben (Bild 8.32, rechts). Andere Versagensarten (Stahlabscheren) als Kantenbruch wurden nicht berücksichtigt.

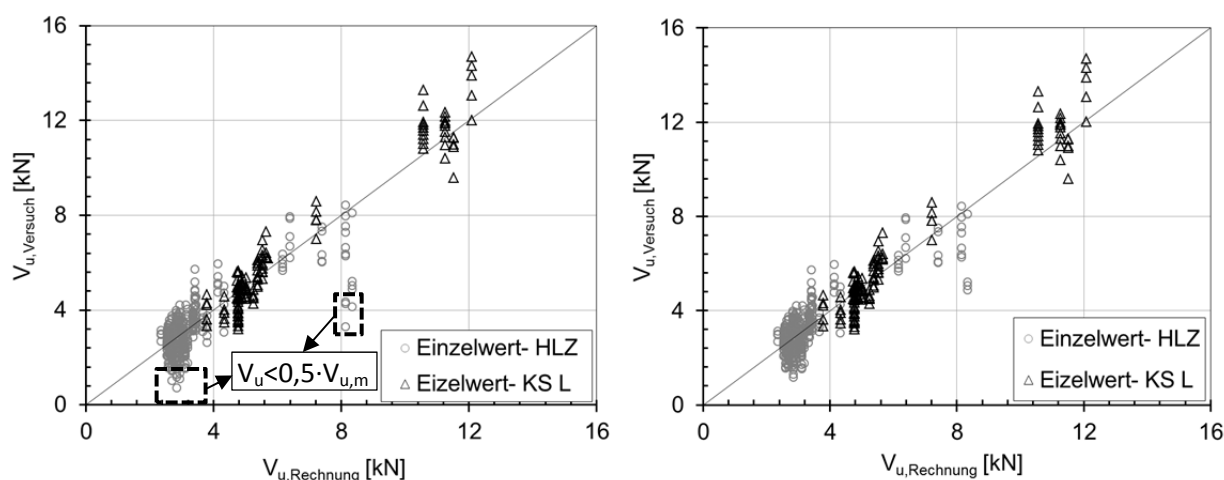


Bild 8.32: Vergleich der in Laborversuchen ermittelten Traglasten mit der vorgeschlagenen Gleichung für Hochlochziegeln und für Kalksandlochsteinen bei Kantenbruch (Bild links: alle Versuche; Bild rechts: Versuche in unbeschädigten Steinen)

Tabelle 8.4: Statistische Daten des Vergleichs Laborversuch (unbeschädigte Steine)- vorgeschlagene Rechnungen aus Bild 8.32

Steinart	Anzahl Steinarten	Anzahl Versuche	$V_{u,Versuch}/N_{u,Rechnung}$	
			Mittelwert [-]	Variationskoeffizient [%]
Hochlochziegel	8	473	1,00	19,8
Kalksandlochstein	3	145	1,00	12,8
Gesamtzahl der Versuche		618		

8.5 Beispiele zur Berechnung der querbelasteten Injektionsdübel mit dem vorgeschlagenen analytischen Modell

In diesem Kapitel werden die Berechnungsbeispiele des vorgeschlagenen analytischen Modells (Kapitel 8.4) für querbelastete Injektionsdübel geschildert. Es wird die Berechnung der Einzel- und einer Doppelbefestigung in einem Hochlochziegel und einem Kalksandstein dargestellt. Diese beiden Steinarten wurden weder zur Parameterstudie (Kapitel 8.3) noch zur Validierung (Kapitel 8.4) der Gleichungen benutzt. Die berechneten Tragfähigkeiten wurden mit den Versuchswerten (Lakhani (2015), Lakhani (2017)) verglichen.

8.5.1 Einzelbefestigung im Hochlochziegel

Der in Bild 8.33 dargestellte Dübel wird auf Querlast (ohne Hebelarm) in Richtung Stoßfuge belastet. Die Setzparameter können Bild 8.33 entnommen werden.

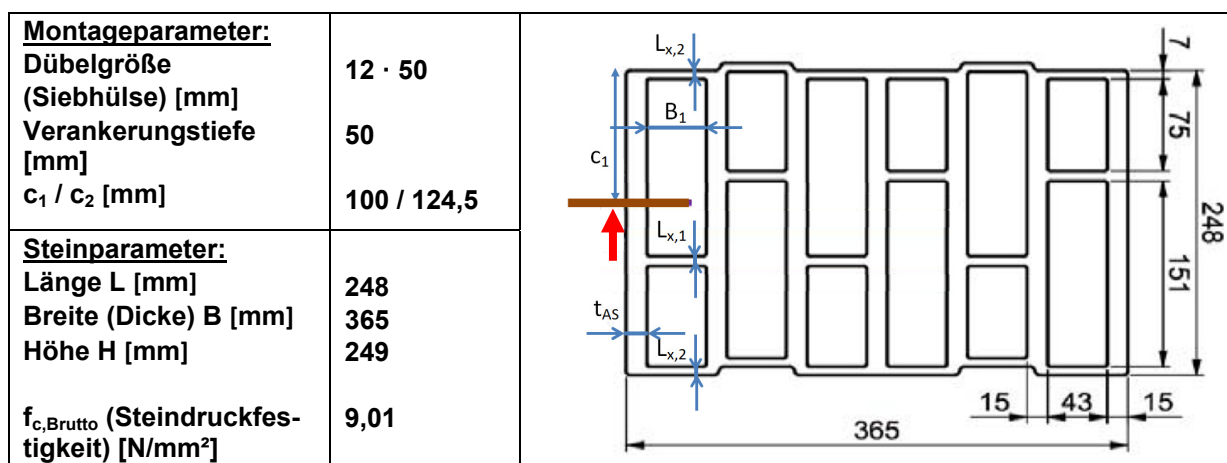


Bild 8.33: Einzelbefestigung im Hochlochziegel

Nettodruckfestigkeit des Steines:

$$f_{c,Netto} = f_{c,Brutto} \cdot \frac{A_{Brutto}}{A_{Netto}}$$

$$= 9,01 \cdot \frac{365 \cdot 248}{(365 \cdot 248) - (6 \cdot 43 \cdot 151) - (6 \cdot 43 \cdot 75)} = 25,3 \text{ N/mm}^2$$

Außenstegdicke:

$$t_{AS} = 15 \text{ mm}$$

Breite der Hohlkammer zwischen dem Außensteg und dem ersten inneren horizontalen Steg:

$$B_1 = 43 \text{ mm}$$

Gesamtdicke der vertikalen Stege:

$$\Sigma L_x = \frac{8 + (2 \cdot 7)}{248} = 0,089$$

Da der Dübel in keinem inneren Steg verankert ist, beträgt der Beiwert zur Berücksichtigung der Dicke von inneren horizontalen Stegen im Verankerungsbereich $k_{IS} = 1$.

Die Dübeltragfähigkeit $V_{u,m}^0$ wird wie folgt berechnet:

$$V_{u,m}^0 = 17,8 \cdot f_{c,Netto}^{0,5} \cdot t_{AS}^{0,5} \cdot k_{IS} \cdot \left(\frac{1}{B_1}\right)^{0,2} \cdot \left(\frac{\sum L_x}{L}\right)^{0,2} \cdot c_1^{0,4} \cdot c_2^{0,3}$$

$$V_{u,m}^0 = 17,8 \cdot 25,3^{0,5} \cdot 15^{0,5} \cdot 1 \cdot \left(\frac{1}{43}\right)^{0,2} \cdot 0,089^{0,2} \cdot 100^{0,4} \cdot 124,5^{0,3} = 2702 \text{ N} = 2,70 \text{ kN}$$

In den Versuchen wurden die Lasten zwischen 1,66 kN und 2,68 kN erreicht.

8.5.2 Doppelbefestigung im Hochlochziegel

Eine mittels Doppelbefestigung fixierte Stahlplatte wird (siehe Bild 8.34) in Richtung Stoßfuge (ohne Hebelarm) belastet. Die Dübel haben einen Achsabstand von $s_{IILF} = 80 \text{ mm}$ und sind parallel zur Lagerfuge verankert.

Montageparameter:		
Dübelgröße (Siebhülse) [mm]	22 · 175	
Verankerungstiefe [mm]	175	
c_1 / c_2 [mm]	100 / 124,5	
s_{IILF} [mm]	80	
Steinparameter:		
Länge L [mm]	248	
Breite (Dicke) B [mm]	365	
Höhe H [mm]	249	
$f_{c,Brutto}$ (Steindruckfestigkeit) [N/mm ²]	9,01	

Bild 8.34: Doppelbefestigung im Hochlochziegel

Für beide Anker gilt folgendes:

Nettodruckfestigkeit des Steines:

$$f_{c,Netto} = f_{c,Brutto} \cdot \frac{A_{Brutto}}{A_{Netto}}$$

$$= 9,01 \cdot \frac{365 \cdot 248}{(365 \cdot 248) - (6 \cdot 43 \cdot 151) - (6 \cdot 43 \cdot 75)} = 25,3 \text{ N/mm}^2$$

Außenstegdicke:

$$t_{AS} = 15 \text{ mm}$$

Breite der Hohlkammer zwischen dem Außensteg und dem ersten inneren horizontalen Steg:

$$B_1 = 43 \text{ mm}$$

Gesamtdicke der vertikalen Stege:
$$\Sigma L_x = \frac{8 + (2 \cdot 7)}{248} = 0,089$$

Da es sich um die Verankerung in drei Stegen handelt, ist die Gesamtdicke der inneren horizontalen Stege im Verankerungsbereich:

Gesamtdicke der inneren horizontalen Stege im Verankerungsbereich:
$$\Sigma t_{IS} = t_{IS,1} + t_{IS,2} = 15 + 15 = 30 \text{ mm}$$

Beiwert zur Berücksichtigung der Dicke von inneren horizontalen Stegen im Verankerungsbereich:
$$\Sigma t_{IS} = 30 \text{ mm} \rightarrow k_{IS} = 1,2$$

Anker Nr. 1 (Lochspiel am randferneren Dübel):

$$V_{u,m} = V_{u,m}^0 = 17,8 \cdot f_{c,Netto}^{0,5} \cdot t_{AS}^{0,5} \cdot k_{IS} \cdot \left(\frac{1}{B_1}\right)^{0,2} \cdot \left(\frac{\Sigma L_x}{L}\right)^{0,2} \cdot c_1^{0,4} \cdot c_2^{0,3}$$

$$V_{u,m,1} = 17,8 \cdot 25,3^{0,5} \cdot 15^{0,5} \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{1}{43}\right)^{0,2} \cdot 0,089^{0,2} \cdot 100^{0,4} \cdot 124,5^{0,3} = 3242 \text{ N}$$

$$V_{u,m,1} = 3,24 \text{ kN}$$

In den Versuchen wurden Tragfähigkeiten zwischen 3,18 kN und 3,63 kN ermittelt.

Anker Nr. 2 (Lochspiel am randnahen Dübel):

Randabstand zur Stoßfuge:
$$c_1 + s_{IILF} = 100 + 80 = 180 \text{ mm}$$

$$V_{u,m} = V_{u,m}^0 = 17,8 \cdot f_{c,Netto}^{0,5} \cdot t_{AS}^{0,5} \cdot k_{IS} \cdot \left(\frac{1}{B_1}\right)^{0,2} \cdot \left(\frac{\Sigma L_x}{L}\right)^{0,2} \cdot (c_1 + s_{IILF})^{0,4} \cdot c_2^{0,3}$$

$$V_{u,m,2} = 17,8 \cdot 25,3^{0,5} \cdot 15^{0,5} \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{1}{43}\right)^{0,2} \cdot 0,089^{0,2} \cdot 180^{0,4} \cdot 124,5^{0,3} = 4101 \text{ N}$$

$$V_{u,m,2} = 4,10 \text{ kN}$$

Versuche: kein Prüfergebnis.

Kein Lochspiel an beiden Dübeln:

$$V_{u,m} = 2 \cdot \min(V_{u,m,1}; V_{u,m,2}) = 2 \cdot \min(3,24; 4,10)$$

$$V_{u,m} = 2 \cdot V_{u,m,1} = 2 \cdot 3,24 = 6,48 \text{ kN}$$

In den Versuchen war ein Lochspiel am randferneren Dübel vorhanden.

8.5.3 Einzelbefestigung im Kalksandlochstein

In Bild 8.35 ist eine Einzelbefestigung im Kalksandlochstein dargestellt, die unter Querlast in Richtung Stoßfuge belastet wird. Zusätzlich sind auch die Montage- und Steinparameter aufgelistet.

Montageparameter:		
Dübelgröße (Siebhülse) [mm]	12 · 50	
Verankerungstiefe [mm]	50	
c₁ / c₂ [mm]	100 / 56,5	
Steinparameter:		
Länge L [mm]	240	
Breite (Dicke) B [mm]	175	
Höhe H [mm]	113	
f_{c,Brutto} (Steindruckfestigkeit) [N/mm²]	23,52	

Bild 8.35: Einzelbefestigung im Kalksandlochstein

$$f_{c,Netto} = f_{c,Brutto} \cdot \frac{A_{Brutto}}{A_{Netto}} =$$

$$= 23,52 \cdot \frac{175 \cdot 240}{(175 \cdot 240) - (4 \cdot 13,75^2 \cdot \pi) - (4 \cdot 19^2 \cdot \pi) - (2 \cdot 12,5^2 \cdot \pi) - (1 \cdot 28 \cdot 60 \cdot \pi)} = 34,3 \text{ N/mm}^2$$

Außenstegdicke: $t_{AS} = 23,25 \text{ mm}$

Die Befestigung ist nur im Außensteg verankert, sodass die inneren Stege nicht zu berücksichtigen sind. Daher beträgt der Beiwert zur Berücksichtigung der Dicke von inneren horizontalen Stegen im Verankerungsbereich $k_{IS} = 1$.

Eine Verstärkung entlang der Auflagerfläche ist im Stein nicht vorhanden, dass $k_{Ly} = 1$.

Die Dübeltragfähigkeit $V_{u,m}^0$ wird wie folgt berechnet:

$$V_{u,m}^0 = 8,9 \cdot f_{c,Netto}^{0,5} \cdot t_{AS}^{0,5} \cdot k_{IS} \cdot k_{Ly} \cdot c_1^{0,4} \cdot c_2^{0,3}$$

$$V_{u,m}^0 = 8,9 \cdot 34,3^{0,5} \cdot 23,25^{0,5} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 100^{0,4} \cdot 56,5^{0,3} = 5317 \text{ N} = 5,32 \text{ kN}$$

In den Versuchen betragen die Tragfähigkeiten 3,31 kN bis 5,35 kN.

8.5.4 Doppelbefestigung im Kalksandlochstein

Die in Bild 8.36 dargestellte Doppelbefestigung wird in Richtung Stoßfuge unter einer Querbelastung gezogen. Der Achsabstand zwischen den Dübeln beträgt $s_{IILF} = 80$ mm.

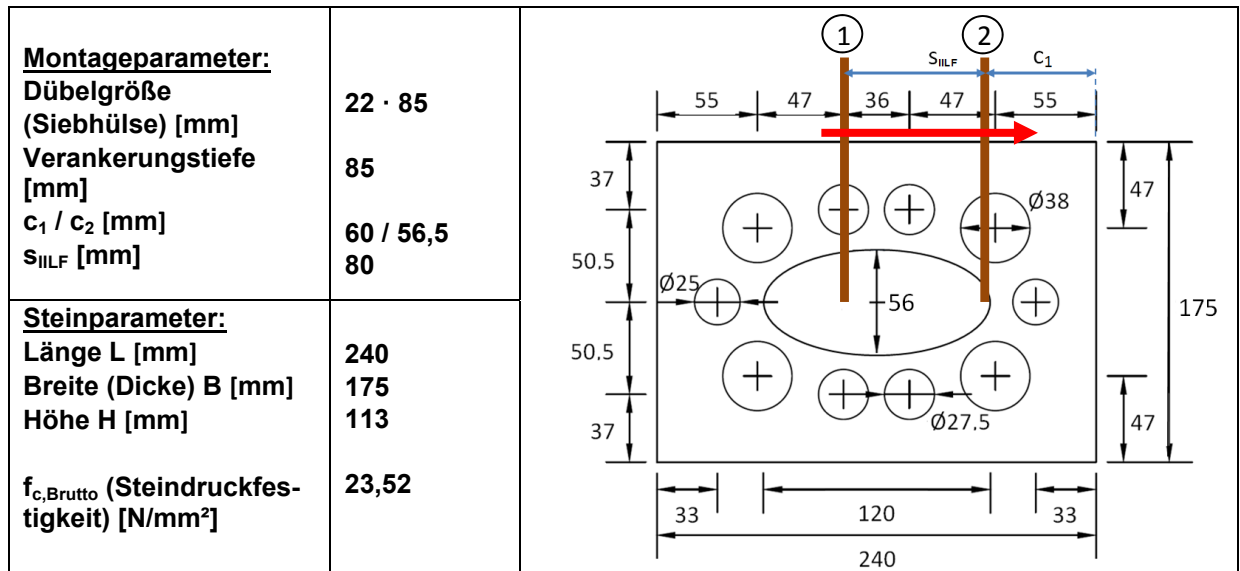


Bild 8.36: Doppelbefestigung im Kalksandstein

$$f_{c,Netto} = f_{c,Brutto} \cdot \frac{A_{Brutto}}{A_{Netto}} = 23,52 \cdot \frac{175 \cdot 240}{(175 \cdot 240) - (4 \cdot 13,75^2 \cdot \pi) - (4 \cdot 19^2 \cdot \pi) - (2 \cdot 12,5^2 \cdot \pi) - (1 \cdot 28 \cdot 60 \cdot \pi)} = 34,3 \text{ N/mm}^2$$

Da keine Verstärkung entlang der Auflagerfläche im Stein vorhanden ist, beträgt $k_{Ly} = 1$.

Anker Nr. 1 (Lochspiel am randnahen Dübel):

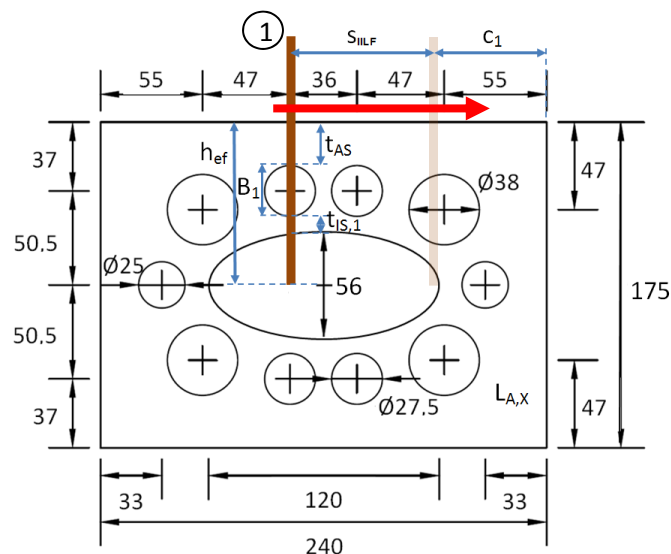


Bild 8.37: Parameter des Ankers Nr. 1 (Doppelbefestigung im Kalksandstein)

Randabstand zur Stoßfuge: $c_1 + s_{IILF} = 60 + 80 = 140 \text{ mm}$

Außenstegdicke: $t_{AS} = 23,25 \text{ mm}$

Gesamtdicke der inneren horizontalen Stege im Verankerungsbereich: $\Sigma t_{IS} = t_{IS,1} = 13 \text{ mm}$

Beiwert zur Berücksichtigung der Dicke von inneren horizontalen Stegen im Verankerungsbereich: $\Sigma t_{IS} \leq 15 \text{ mm} \rightarrow k_{IS} = 1$

Die Tragfähigkeit des Dübels Nr. 1 wird wie folgt gerechnet:

$$V_{u,m} = V_{u,m}^0 = 8,9 \cdot f_{c,Netto}^{0,5} \cdot t_{AS}^{0,5} \cdot k_{IS} \cdot k_{Ly} \cdot (c_1 + s_{IILF})^{0,4} \cdot c_2^{0,3}$$

$$V_{u,m,1} = 8,9 \cdot 34,3^{0,5} \cdot 23,25^{0,5} \cdot 1 \cdot 1 \cdot (60 + 80)^{0,4} \cdot 56,5^{0,3} = 6083 \text{ N} = 6,08 \text{ kN}$$

In den Versuchen betrug die Tragfähigkeit zwischen 5,53 kN und 7,25 kN.

Anker Nr. 2 (Lochspiel am randferneren Dübel):

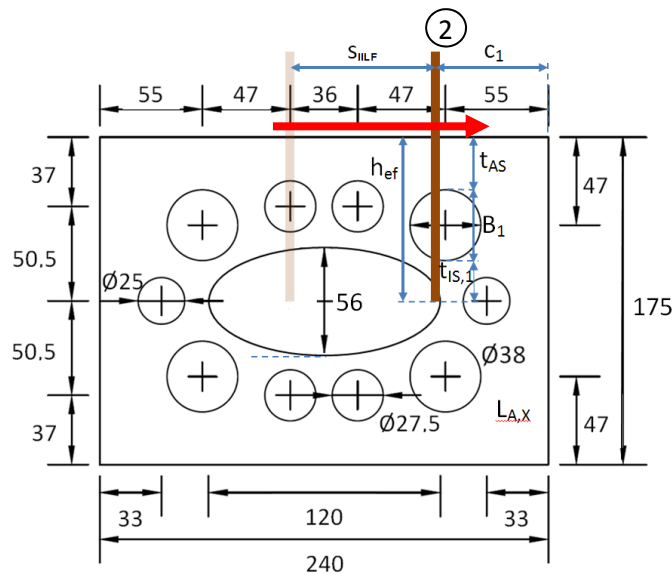


Bild 8.38: Parameter des Ankers Nr. 2 (Doppelbefestigung im Kalksandstein)

Außenstegdicke: $t_{AS} = 28 \text{ mm}$

Gesamtdicke der inneren horizontalen Stege im Verankerungsbereich: $\Sigma t_{IS} = t_{IS,1} = h_{ef} - t_{AS} - B_1 = 85 - 28 - 38$

$$\Sigma t_{IS} = 19 \text{ mm}$$

Beiwert zur Berücksichtigung der Dicke von inneren horizontalen Stegen im Verankerungsbereich:

$$15 \text{ mm} \leq \Sigma t_{IS} \leq 30 \text{ mm}$$

$$k_{IS} = 1 + 0,2 \cdot \frac{(\Sigma t_{IS} - 15)}{15}$$

$$k_{IS} = 1 + 0,2 \cdot \frac{19 - 15}{15} = 1,053$$

Die Tragfähigkeit des Dübels Nr. 2:

$$V_{u,m} = V_{u,m}^0 = 8,9 \cdot f_{c,Netto}^{0,5} \cdot t_{AS}^{0,5} \cdot k_{IS} \cdot k_{Ly} \cdot c_1^{0,4} \cdot c_2^{0,3}$$

$$V_{u,m,2} = 8,9 \cdot 34,3^{0,5} \cdot 28^{0,5} \cdot 1,053 \cdot 1 \cdot 60^{0,4} \cdot 56,5^{0,3} = 5010 \text{ N} = 5,01 \text{ kN}$$

In den Versuchen betrug die Tragfähigkeit 5,22 kN.

Kein Lochspiel an beiden Dübeln:

$$V_{u,m} = 2 \cdot \min(V_{u,m,1}; V_{u,m,2}) = 2 \cdot \min(6,08; 5,01)$$

$$V_{u,m} = 2 \cdot V_{u,m,2} = 2 \cdot 5,01 = 10,02 \text{ kN}$$

In den Versuchen betrug die Tragfähigkeit 8,27 kN.

8.5.5 Schlussfolgerung

Das in Kapitel 8.4 vorgestellte Bemessungsmodell für Einzel- und Doppelbefestigung wurde für zwei Steinsorten mit unterschiedlichen Lochgeometrien aus vorangegangenen Arbeiten, Lakhani (2015) und Lakhani (2017), angewendet. Es konnte eine sehr gute Übereinstimmung des Modells mit den Versuchsergebnissen festgestellt werden, obwohl diese nicht für die Validierung des Modells herangezogen wurden. Zusätzlich bestätigt sich die Übertragbarkeit des Modells auf unterschiedliche Lochgeometrien.

9 EINFLUSS VON RISSEN IM MAUERWERK AUF DIE DÜBELTRAGFÄHIGKEIT

Risse im Mauerwerk entstehen durch Veränderung des Spannungszustands (z.B. Schwinden, Kriechen, Quellen und Wärmedehnung) infolge äußerer Einflüsse oder Belastungen. Zusätzlich können auch herstellungsbedingte Risse in den Ziegelsteinen (z.B. durch Schwinden beim Brennen) vorhanden sein, die nicht immer sichtbar sind. Bisher wurden jedoch keine Versuche in gerissenem Mauerwerk durchgeführt, da die Anwendung immer von ungerissenem Mauerwerk ausgeht. Lediglich der Einfluss der Fugen wird berücksichtigt, was zu einer Abminderung der Tragfähigkeit führt. Da für die Versuchsdurchführung und die Prüfbedingungen bisher keine Erfahrungen vorliegen, wurde im Rahmen dieser Arbeit ein neues Versuchsverfahren für gerissenes Mauerwerk entwickelt. Dabei wurde der Einfluss nachträglich entstandener Risse betrachtet. Darauf basierend wurde eine umfangreiche Studie zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in gerissenen Steinen durchgeführt. Anhand der Versuchsdaten wurden die Abminderungsfaktoren für die Dübeltragfähigkeit im gerissenen Stein in Abhängigkeit der Lastrichtung ermittelt. Diese Faktoren sollen die Bemessung nach ETAG 029 erweitern.

9.1 Versuchsprogramm

Der Einfluss von Rissen im Mauerwerk auf die Dübeltragfähigkeit wurde für Injektionsdübel unter Zuglast, Querkzugbelastung und Schrägzuglast untersucht. Als Schrägzuglast wurde eine Belastung mit einer Neigung von 45° zur Steinoberfläche aufgebracht. Bei der Querkzug- und Schrägzuglast wurde die Belastung sowohl senkrecht als auch parallel zum Riss berücksichtigt, um die kritische Lastrichtung (geringere Dübeltragfähigkeit) zu bestimmen. Anschließend wurden Versuche in der ungünstigeren Richtung für unterschiedliche Rissbreiten untersucht. Die durchgeführten Untersuchungen sind in Tabelle 9.1 zusammengefasst. Wie aus dem Versuchsprogramm ersichtlich ist, wurden die Versuche in drei Vollsteinarten mit Rissbreiten zwischen 0,0 mm und 0,8 mm durchgeführt. Dadurch konnte untersucht werden, ob sich das Tragverhalten im Riss in verschiedenen Steinarten unterscheidet. Um den Einfluss auf die verschiedenen Versagensarten zu berücksichtigen, wurden die beiden Dübelgrößen M6 und M12 für die Versuche verwendet.

Die experimentellen Untersuchungen wurden mit dem Injektionssystem B (siehe Bild 3.2) durchgeführt. Als Untergrund dienten kleinformatige Mauerziegel Mz 36-1,8-NF und Kalksandvollsteine KS 20-2,0-NF, sowie der Planstein aus Porenbeton PP 4-0,55-624-150-249. Die geprüften Materialeigenschaften der verwendeten Steine sind in Tabelle 3.2 aufgeführt.

Tabelle 9.1: Übersicht der geprüften Parameter (Einfluss von Rissen im Mauerwerk)

Lastrichtung	Stein	Rissbreite Δw [mm]	Ankerdurchmesser / Verankerungstiefe [mm]
Zugbelastung	Mz 36-1,8-NF / KS 20-2,0-NF / PP 4-0,55- 624·150·249	0,0 / 0,3 / 0,5 / 0,8	M6 / 36; M12 / 50
Querzug senkrecht zum Riss			
Querzug parallel zum Riss			
Schrägzug (45°) senkrecht zum Riss			
Schrägzug (45°) parallel zum Riss			

9.2 Versuchsdurchführung

Im Folgenden wird der Einfluss von größeren Rissen in Steinen auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln untersucht. Aufgrund der hohen Sprödigkeit der Mauersteine und der kleinen Steingrößen lässt sich eine nachträgliche Risserzeugung (nach dem Setzen des Dübels) nicht durch ein Spalten der Steine zuverlässig bewerkstelligen. Aus diesem Grund ist eine aufwendigere Installations- und Versuchsdurchführung erforderlich, die folgende wesentliche Schritte umfasst:

- (i) Aufeinanderpressen von zwei planparallelen Steinen mittels Schraubzwingen, siehe Bild 9.1
- (ii) Setzen des Injektionsdübels in den Zwischenraum und Aushärtung des Dübels
- (iii) Trennen der beiden Steine (wurde nicht für ungerissene Steine durchgeführt)
- (iv) Einlegen von Kupferblechen mit Stärken von 0,3 mm, 0,5 mm bzw. 0,8 mm in den Trennbereich zur Erzeugung von definierten Rissbreiten
- (v) Einspannen der zusammengesetzten Steinhälften in die Versuchseinrichtung mit einer Pressung von $0,2 \text{ N/mm}^2$
- (vi) Durchführung der Zug-, Quer- oder Schrägzugversuche.

Da die Auflagerfläche (Bild 9.1, rechts) des Mauerziegels Mz 36-1,8-NF eine hohe Rauigkeit aufwies, führte dies zum Auslaufen des frischen Injektionsmörtels aus dem Bohrloch in den Spalt zwischen den Steinen. Um dies zu vermeiden, wurden die Steine vor Schritt (i) mit Sandpapier planparallel abgeschliffen.

Für die vergleichenden Versuche in ungerissenen Steinen (Rissbreite 0,0 mm), wurden die Steinhälften nach dem Setzen und Aushärten des Dübels nicht voneinander getrennt (Schritt (iii) entfällt). Bei den Versuchen in gerissenen Steinen wurde stets sichergestellt, dass der Dübel nach dem Trennen (Schritt (iii)) auf einer der beiden Steinhälften haften bleibt. Somit wurde gewährleistet, dass die in der Realität auftre-

tende Störung des Verbundes zwischen Dübel und Untergrund auch bei der hier gewählten Versuchsdurchführung stattfindet.

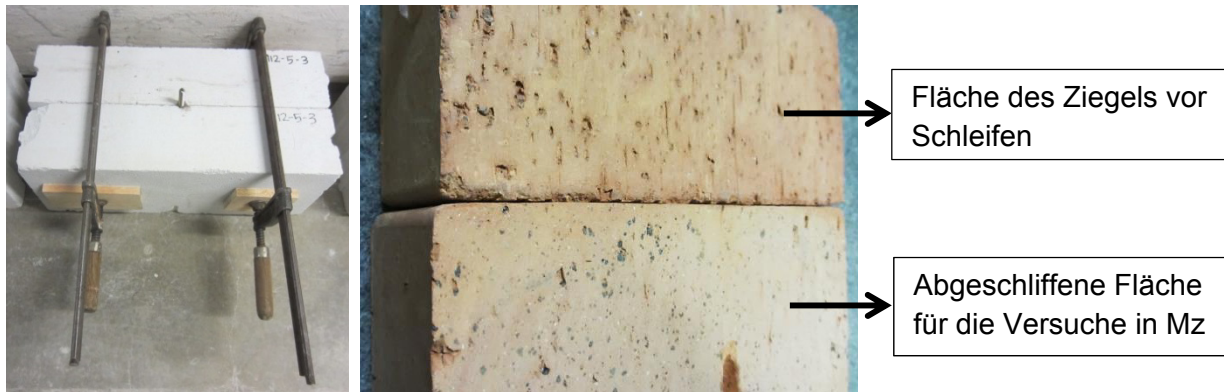


Bild 9.1: Mit den Schraubzwingen gepresste Steine für die Installation des Injektionsdübels (links) und Fläche des Ziegels vor und nach dem Abschleifen (rechts)

Nach dem Einspannen der Steine in die Versuchseinrichtung wurden die Belastungsversuche durchgeführt. Die genaue Durchführung der Zug- (Bild 9.2, a)) und Querlastversuche (Bild 9.2, b)) ist in den Kapiteln 4.2.1.3 und 4.2.2.2 beschrieben.

Die Versuchseinrichtung für die Schrägzugversuche ist in Bild 9.2, e) dargestellt. Analog zu den Versuchen unter Querkzugbelastung wurde der Dübel mittels eines Schrägzuganbauteils an der Belastungseinrichtung angeschlossen. Das Anbauteil wurde durch die Zugstange an den Hydraulikzylinder und mit einer Kraftmessdose verbunden. Der Hydraulikzylinder stand fest auf der verstellbaren Trägerplatte, wobei sich diese Trägerplatte mit verschiedenen Neigungen am Stahlrahmen ausrichten lässt. Damit können unterschiedliche Belastungsrichtungen (Winkel zu Steinoberfläche) definiert werden. Unter dem Schrägzugbauteil wurde eine PTFE Platte (Teflon) gelegt, um die Reibung mit der Steinoberfläche zu verringern. Während des Schrägzugversuchs wurden die horizontale und vertikale Dübelverschiebung gemessen. Die Messung der Verschiebungen erfolgte mit zwei Wegaufnehmern auf die gleiche Weise wie in den Zugversuchen (vertikale Verschiebung) bzw. in den Querkzugversuchen (horizontale Verschiebung).

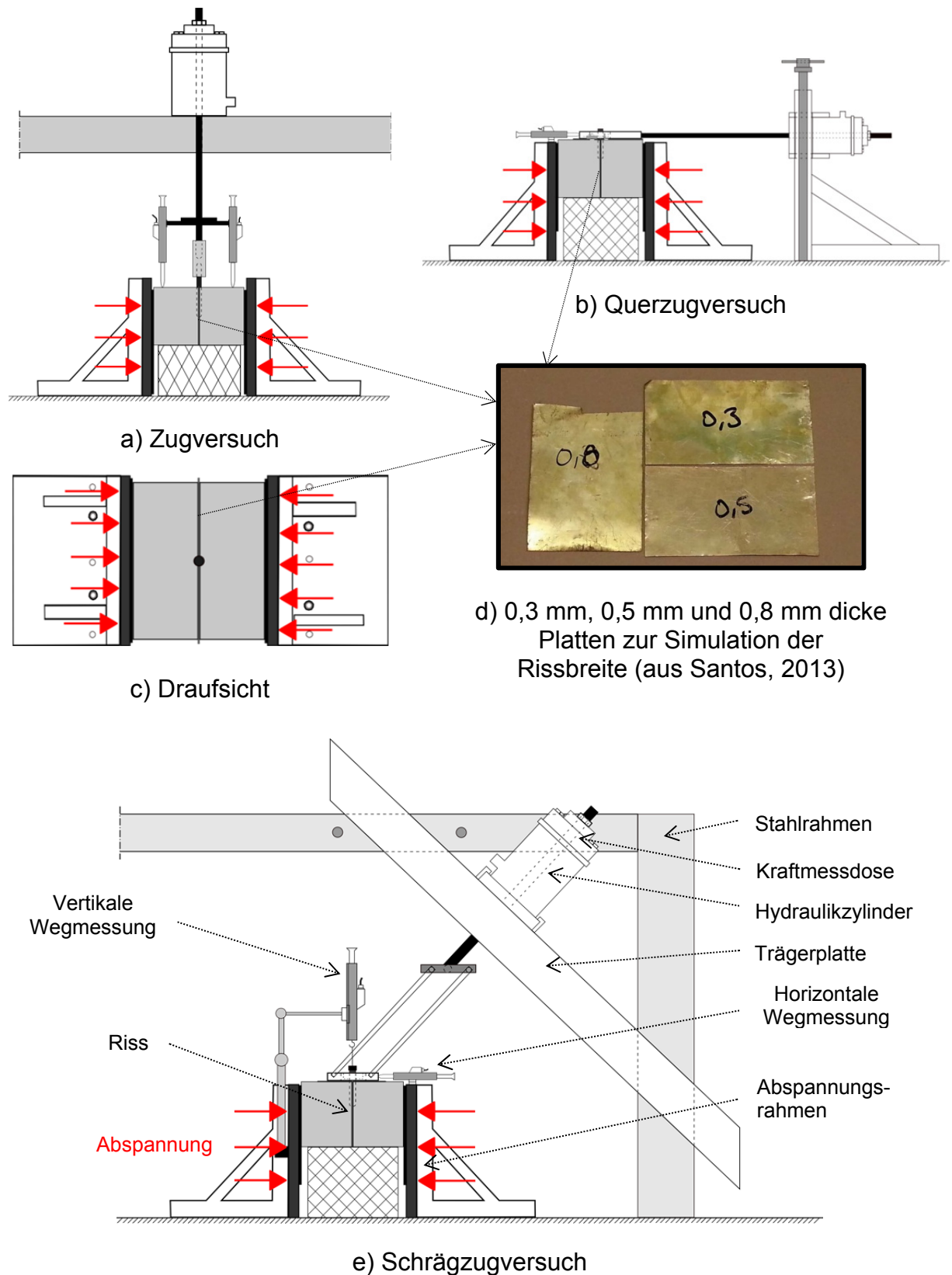


Bild 9.2: Versuchseinrichtungen zur Untersuchung des Injektionsdübels in gerissenen Steinen (Zug-, Quer- und Schrägzugbelastung)

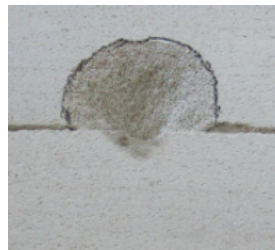
9.3 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

9.3.1 Zugbelastung

In Bild 9.3 sind typische Versagensarten für die zugbelasteten Injektionsdübel in ungerissenen und gerissenen Steinen dargestellt. In ungerissenen Steinen kam es typischerweise zu einem Herausziehen der Ankerstange in Kombination mit einem Steinausbruch im oberen Dübelbereich. In gerissenen Steinen bildet sich dieser Ausbruchkegel in der Regel nur auf einer Seite des Risses aus. Der Injektionsdübel versagt in gerissenen Mauerwerkssteinen auf der Seite, auf der er nach der Rissbildung noch haftet. Auf der anderen Seite vom Riss konnte die Lastabtragung nur über die raue Oberfläche stattfinden. Diese ist jedoch vernachlässigbar klein im Vergleich zur Klebewirkung. Das deutet darauf hin, dass nur eine Seite des gerissenen Steines für die Lastübertragung aktiviert werden kann. Die Last-Verschiebungskurven (Bild 9.4) bestätigen dieses Tragverhalten. Der Dübel verhält sich in ungerissenen Steinen am Anfang (bis etwa 50 % der Dübeltragfähigkeit) steifer als in gerissenen Steinen. Schließlich versagt der Injektionsdübel im ungerissenen Stein bei deutlich höherer Bruchlast als im gerissenen Stein.



a) ungerissener Stein



b) gerissener Stein (Draufsicht und Querschnitt entlang des Risses)

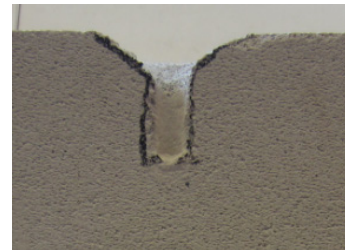


Bild 9.3: Typische Versagensarten für zugbelastete Dübel (hier M12) in ungerissenen und gerissenen Steinen

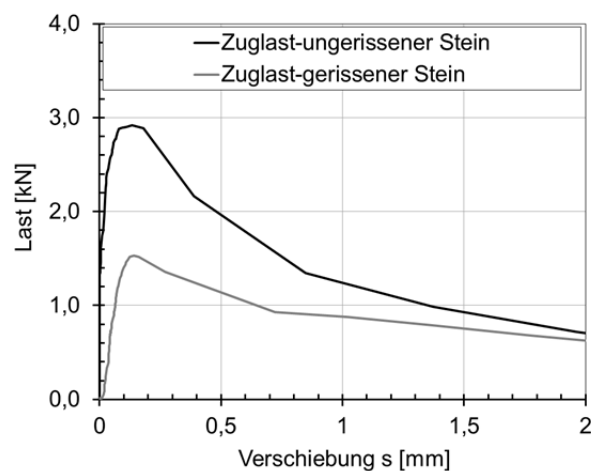


Bild 9.4: Typische Last-Verschiebungskurven in ungerissenen und gerissenen Steinen (M6 in Mauerziegel)

Bild 9.5 zeigt die Ergebnisse der Zugversuche in ungerissenen und gerissenen Steinen. Die mittleren Bruchlasten mit den zugehörigen Streuungen sind auf die jeweilige Referenzlast bezogen. Als Referenzwert diente jeweils die mittlere Zugtragfähigkeit des Dübels in einem entsprechenden ungerissenen Stein (Rissbreite $\Delta w = 0,0$ mm) unter gleichen Prüfbedingungen (gleiche Dübelgröße und Steinart) wie im gerissenen Stein. Für alle gerissenen Steine kommt es zur Reduzierung der Tragfähigkeit von über 50%. Bei einer Rissbreite von $\Delta w = 0,3$ mm beträgt die minimale gemessene Dübeltragfähigkeit (Mittelwert) etwa 40 % der Referenzlast. Für die Rissbreiten $\Delta w = 0,5$ mm und $\Delta w = 0,8$ mm ist der Einfluss des Risses auf die Versagenslast noch stärker ausgeprägt, sodass die mittlere Tragfähigkeit auf ca. 30 % der Referenzlast abfällt.

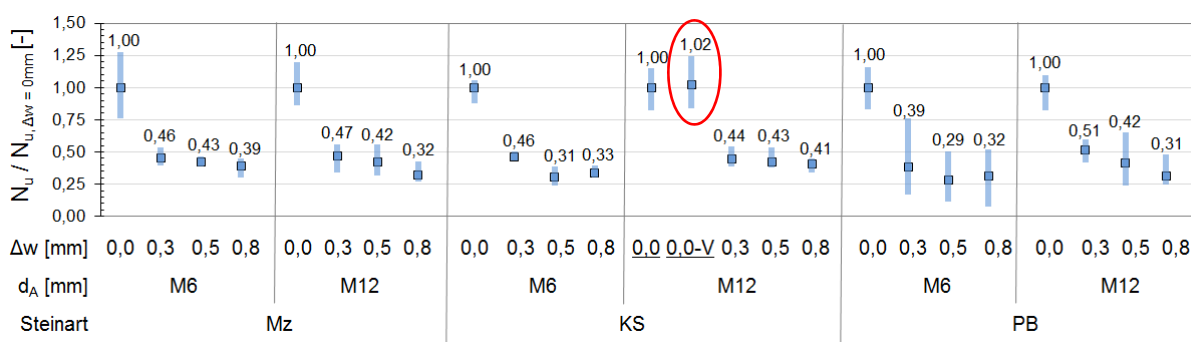


Bild 9.5: Ergebnisse der Zugversuche in ungerissenen ($\Delta w = 0,0$ mm) und gerissenen Steinen – mittlere Bruchlasten mit zugehöriger Streuung (Lasten bezogen auf die jeweilige mittlere Tragfähigkeit in ungerissenen Stein)

Darüber hinaus zeigt Bild 9.5 den Vergleich der Versuche in ungerissenen Einzelsteinen ($\Delta w = 0,0$ mm) und in zwei verbundenen Steinen (ohne „Rissöffnung“ – $\Delta w = 0,0\text{-V}$ mm, rot markiert). Die Versuche wurden mit dem Dübel M12 in Kalksandsteinen durchgeführt. In den beiden Versuchsserien haben die Dübel bei vergleichbaren Tragfähigkeiten (Serie $\Delta w = 0,0$ mm: mittlere Last 5,73 kN, Variationskoeffizient 13 %; Serie $\Delta w = 0,0\text{-V}$ mm: mittlere Last 5,85 kN, Variationskoeffizient 17 %) versagt. Daher lassen sich beide Versuche als gleichwertig betrachten.

Allerdings weisen die Ergebnisse mit M6 in Porenbeton (siehe Bild 9.5) deutlich höhere Streuungen als die restlichen Versuche auf. Daher wurden die Reduzierungsfaktoren (blaue gestrichelte Linie) zu den Einzelwerten der Lasten bezogen auf die jeweilige Referenzlast in Bild 9.6 gegenübergestellt. Die blauen Felder zeigen das erlaubte Streuband (mindestens 70% des Reduzierungsfaktors) einzelner Versagenslasten für den festgelegten Reduzierungsfaktor. Fallen Einzellasten unter diesen Streubereich, kann die Reduzierung der Tragfähigkeit in gerissenen Steinen anhand der gemessenen mittleren Lasten nicht präzise genug beschrieben werden. Aus diesem Grund werden die Minimalwerte angesetzt. Aus Bild 9.6 ist ersichtlich, dass die Faktoren $\alpha = 0,4$ für die Rissbreite $\Delta w = 0,3$ mm und $\alpha = 0,3$ für die Rissbreiten $\Delta w = 0,5$ mm und $\Delta w = 0,8$ mm für M6 im Porenbetonstein wegen zu großer Streuung der Versagenslasten nicht anwendbar sind. Die geringsten Lasten liegen hierbei

im Wertebereich zwischen 17 % ($\Delta w = 0,3$ mm) und 8 % ($\Delta w = 0,8$ mm) der Referenzlast ($\Delta w = 0,0$ mm).

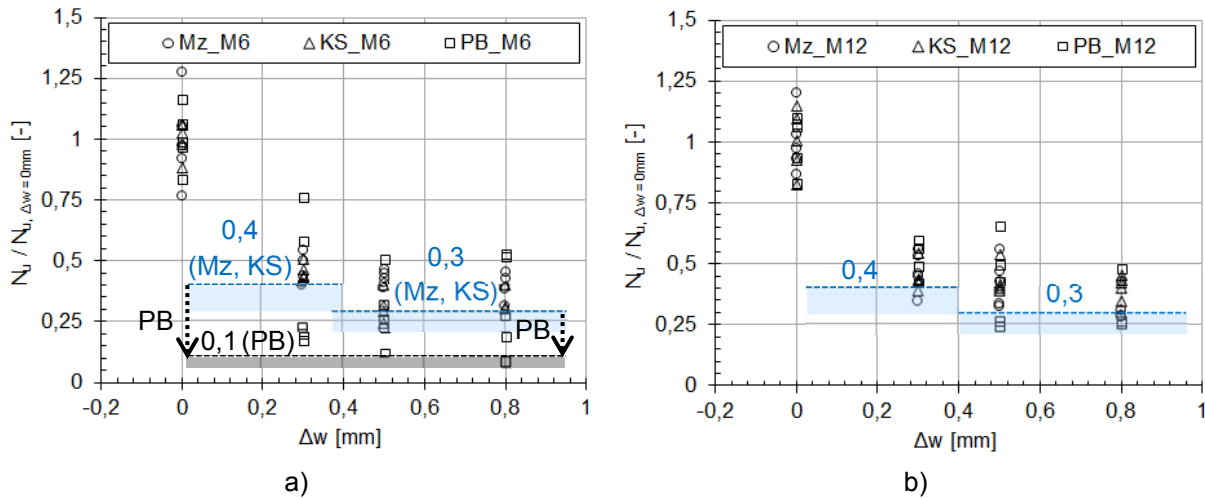


Bild 9.6: Ergebnisse der Zugversuche mit Dübeln M6 (a) und M12 (b) in ungerissenen ($\Delta w = 0,0$ mm) und gerissenen Steinen – Einzellasten (Versagenslasten bezogen auf die jeweilige mittlere Tragfähigkeit in ungerissenem Stein) und Reduzierungsfaktoren für jede Rissbreite

Somit lassen sich für alle Steinsorten mit Ausnahme der Dübelgröße M6 in Porenbetonstein die Reduzierungsfaktoren anhand der Mittelwerte (Bild 9.5) ermitteln. Lediglich für die Dübelgröße M6 im Porenbetonstein müssen die Minimalwerte (Bild 9.6) zur Ermittlung der Reduzierungsfaktoren herangezogen werden. Alle ermittelten Reduzierungsfaktoren sind in Tabelle 9.2 aufgelistet.

Tabelle 9.2: Reduzierungsfaktoren für Zugbelastung

Rissbreite Δw [mm]	Reduzierungsfaktor α	Anmerkung
0,3	0,4	Ohne M6 in Porenbetonstein
0,5 / 0,8	0,3	Ohne M6 in Porenbetonstein
0,3 – 0,8	0,1	M6 in Porenbetonstein

9.3.2 Querkzugbelastung

Die Querkzugversuche wurden für jeweils zwei Dübelgrößen (M6 und M12) durchgeführt, um die Unterschiede in den Versagensarten zu untersuchen. Die in den Versuchen aufgetretenen Versagensarten und die dazugehörigen Last-Verschiebungskurven sind in Bild 9.7 und Bild 9.8 dargestellt.

Die Dübel der Größe M6 wurden während der Querbeltung in Mauerziegeln und Kalksandsteinen stark auf Biegung beansprucht. Diese Biegung verursacht ein lokales Materialversagen vor dem Anker bis es zu einem Stahlbruch kommt. Diese Lastabtragung lässt sich generell mit dem Tragverhalten eines Dübels mit Durchmesser M12 im Mauerziegel vergleichen. Die parallel und orthogonal zum Riss belasteten

Dübel M12 im Mauerziegel (siehe Bild 9.7, b)) versagen durch Biegen mit lokalem Materialversagen.

In Kalksandsteinen versagt der Dübel der Größe M12 (Bild 9.8, a)) durch Spalten des Steines, da der im Versuch verwendete Kalksandstein ($f_{c,k} = 21,3 \text{ N/mm}^2$) eine wesentlich niedrigere Festigkeit als der Mauerziegel ($f_{c,k} = 38,0 \text{ N/mm}^2$) hatte.

Der Porenbetonstein ist durch sehr niedrige Steindruckfestigkeit von $f_{c,k} = 3,8 \text{ N/mm}^2$ gekennzeichnet, dementsprechend versagt der Dübel (Bild 9.8, b)) unter Querkzugbelastung infolge lokalem Materialversagen vor dem Anker.

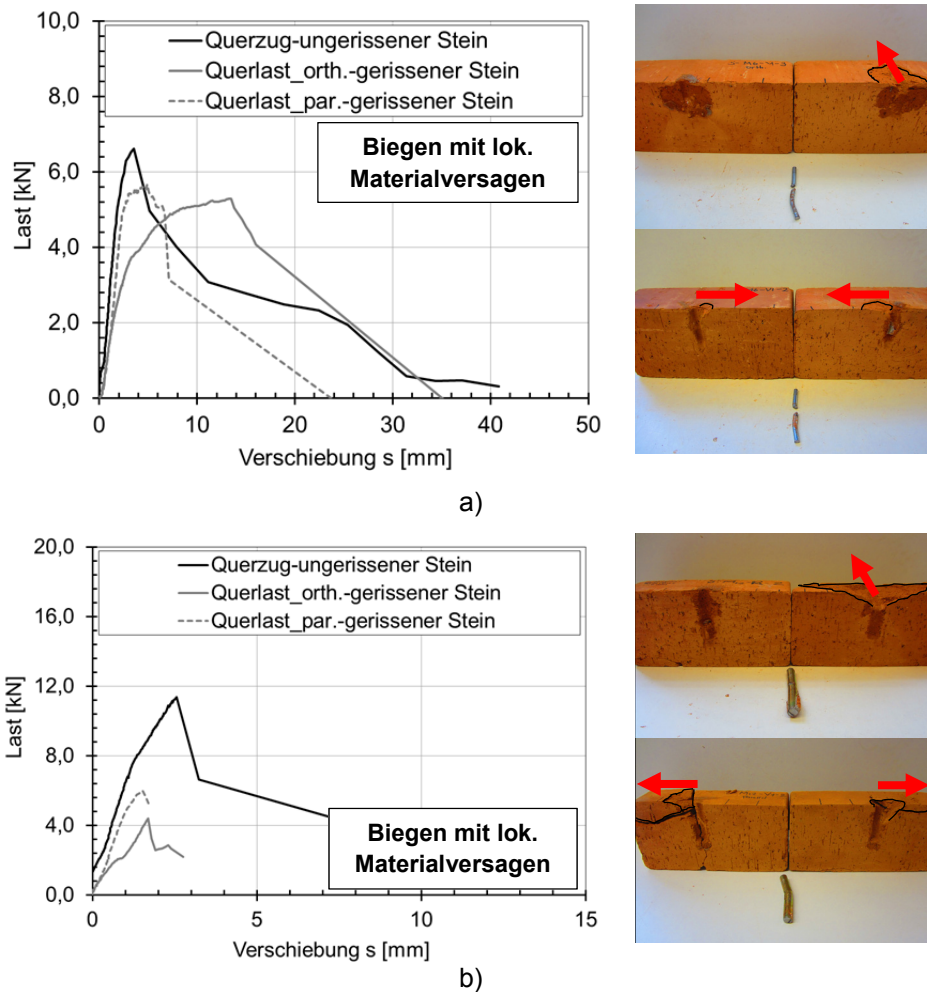
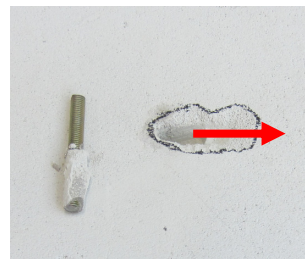
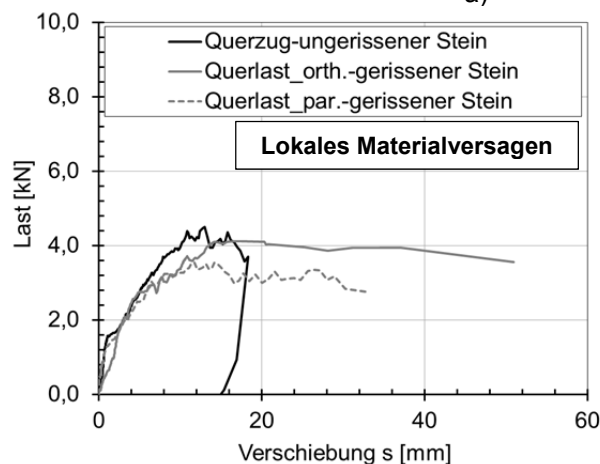
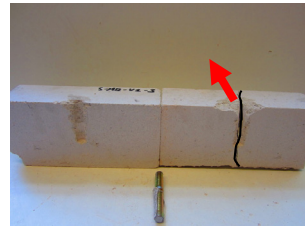
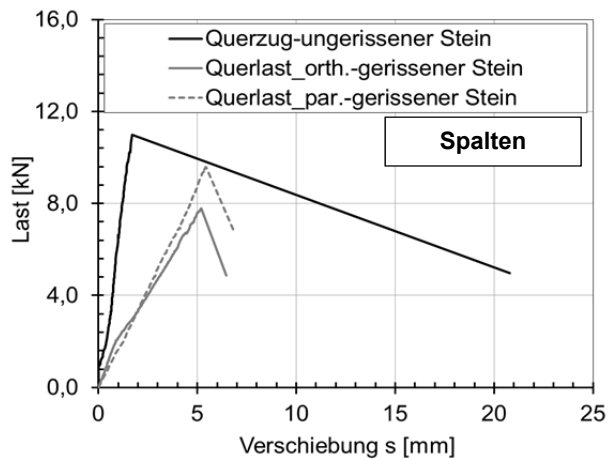


Bild 9.7: Typische Last-Verschiebungskurven in ungerissenen und gerissenen Steinen (Querkzugbelastung) – a) Biegen mit lokalem Materialversagen, M6 in Mauerziegel (gilt auch für M6 in Kalksandstein), b) Biegen mit lokalem Materialversagen, M12 in Mauerziegel



a)

b)

Bild 9.8: Typische Last-Verschiebungskurven in ungerissenen und gerissenen Steinen (Querzugbelastung) - a) Spalten, M12 in Kalksandstein, b) Lokales Materialversagen, M12 in Porenbetonstein (gilt auch für M6 in Porenbetonstein)

Wie aus den Last-Verschiebungskurven (siehe Bild 9.7 und Bild 9.8) ersichtlich ist, versagen die Dübel im Riss bei geringeren Lasten als in ungerissenen Steinen. Die Reduzierung der Tragfähigkeit hängt von der Versagensart ab.

In Bild 9.9 sind die Tragfähigkeiten im Riss bezogen auf die Tragfähigkeit im ungerissenen Stein für die unterschiedlichen Steinarten und Versagensarten zusammengefasst.

Da die Versuche mit M6 in Mauerziegel und Kalksandstein, sowie mit M12 in Mauerziegel die gleiche Versagensart (Biegen mit lokalem Materialversagen) aufweisen, liegen die Abminderungen der Tragfähigkeit von gerissener zu ungerissener Stein im vergleichbaren Bereich. Die größte Reduzierung der mittleren Tragfähigkeit im gerissenen Stein beträgt etwa 50% ($\alpha = 0,5$) der Referenzlast im ungerissenen Stein. Die Reduzierung gilt für beide Querlaststrichtungen (orthogonal und parallel zum Riss) und alle untersuchten Rissbreiten.

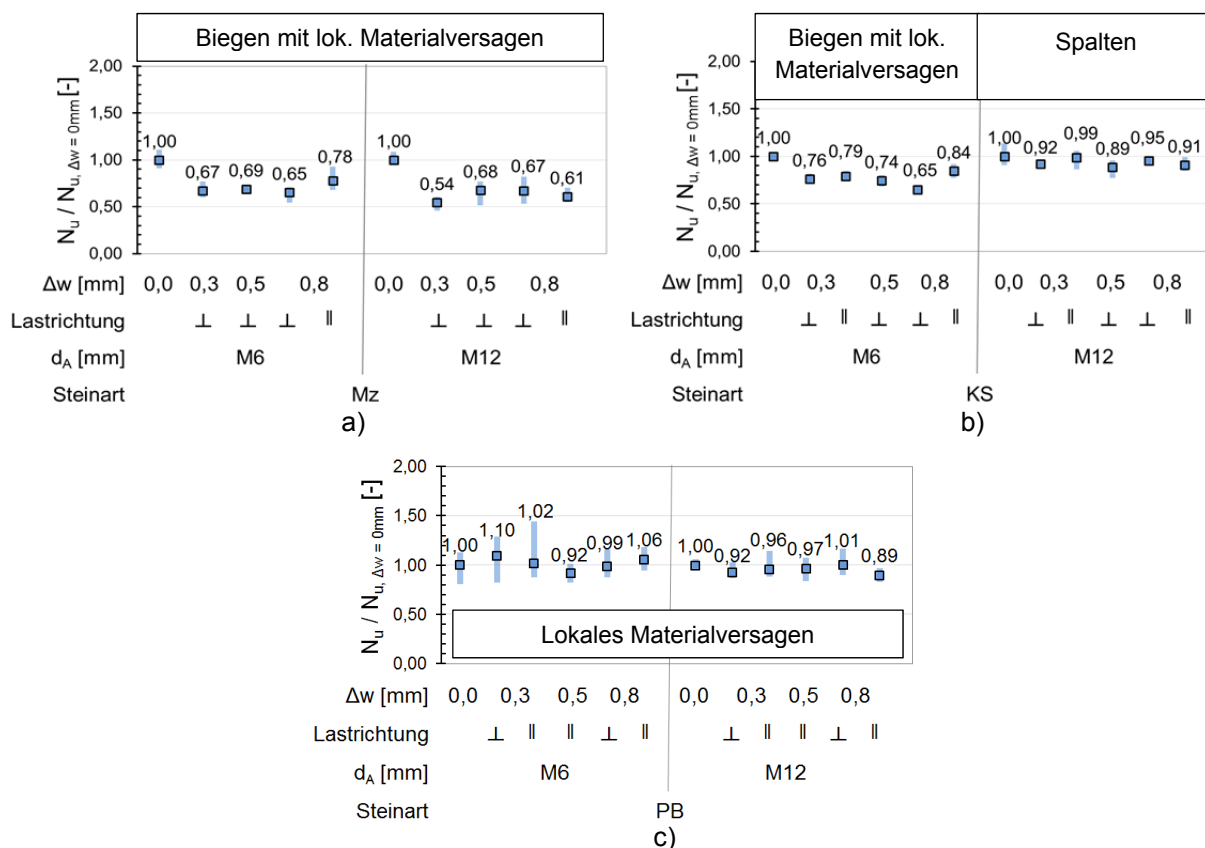


Bild 9.9: Ergebnisse der Querzugversuche in ungerissenen ($\Delta w = 0,0 \text{ mm}$) und gerissenen Steinen – mittlere Bruchlasten mit zugehöriger Streuung (Lasten bezogen auf die jeweilige mittlere Tragfähigkeit in ungerissenem Stein)- Steine: a) Mauerziegel, b) Kalksandstein, c) Porenbetonstein

Für das Versagen durch Spalten liegen die mittleren Lasten im gerissenen Stein für beide Querlastrichtungen (orthogonal und parallel zum Riss) und alle untersuchten Rissbreiten (max. $\Delta w = 0,8 \text{ mm}$) in einem Wertebereich zwischen etwa 90 und 100 % der Referenzlast im ungerissenen Stein. Da die mittlere Tragfähigkeit des Dübels mindestens 90 % der Referenzlast in ungerissenem Stein beträgt, wurde eine Reduzierung der Tragfähigkeit bei Versagen durch Spalten im gerissenen Stein von $\alpha = 0,9$ festgelegt. Dabei ist der Einfluss der Rissbreite und der Querlastrichtung vernachlässigbar.

Das Versagen durch lokales Materialversagen (Bild 9.9, c)) wird durch eine hohe Streuung innerhalb der Versuchsserie gekennzeichnet. Ein Einfluss der Rissbreite und Querlastrichtung ist wie bei den beiden anderen untersuchten Versagensarten nicht erkennbar. Diesbezüglich wurde ein Reduzierungsfaktor $\alpha = 0,9$ für das Versagen durch lokales Materialversagen vorgeschlagen, wobei die Einflüsse der Rissbreite und Querlastrichtung nicht zu berücksichtigen sind.

In Bild 9.10 wurden die anhand der mittleren Tragfähigkeiten vorgeschlagenen Reduzierungsfaktoren für gerissene Mauerwerksteine den Einzellasten gegenübergestellt. Die Versuchswerte im gerissenen Stein wurden mit den Versuchen im ungerissenen Stein für alle Dübelgrößen und Mauerwerksarten in Abhängigkeit der Rissbreite auf-

getragen. Dabei werden die einzelnen Versagensarten „Biegeversagen mit lokalem Materialversagen“, „lokales Materialversagen“ und „Steinspalten“ unterschieden. Es ist aus den Diagrammen ersichtlich, dass alle minimalen Einzelwerte in erlaubten Streubereich (mindestens 70 % des Reduzierungsfaktors) liegen. Aus diesem Grund ermöglichen die vorgeschlagenen Reduzierungsfaktoren eine verlässliche Abschätzung der Tragfähigkeit im gerissenen Stein.

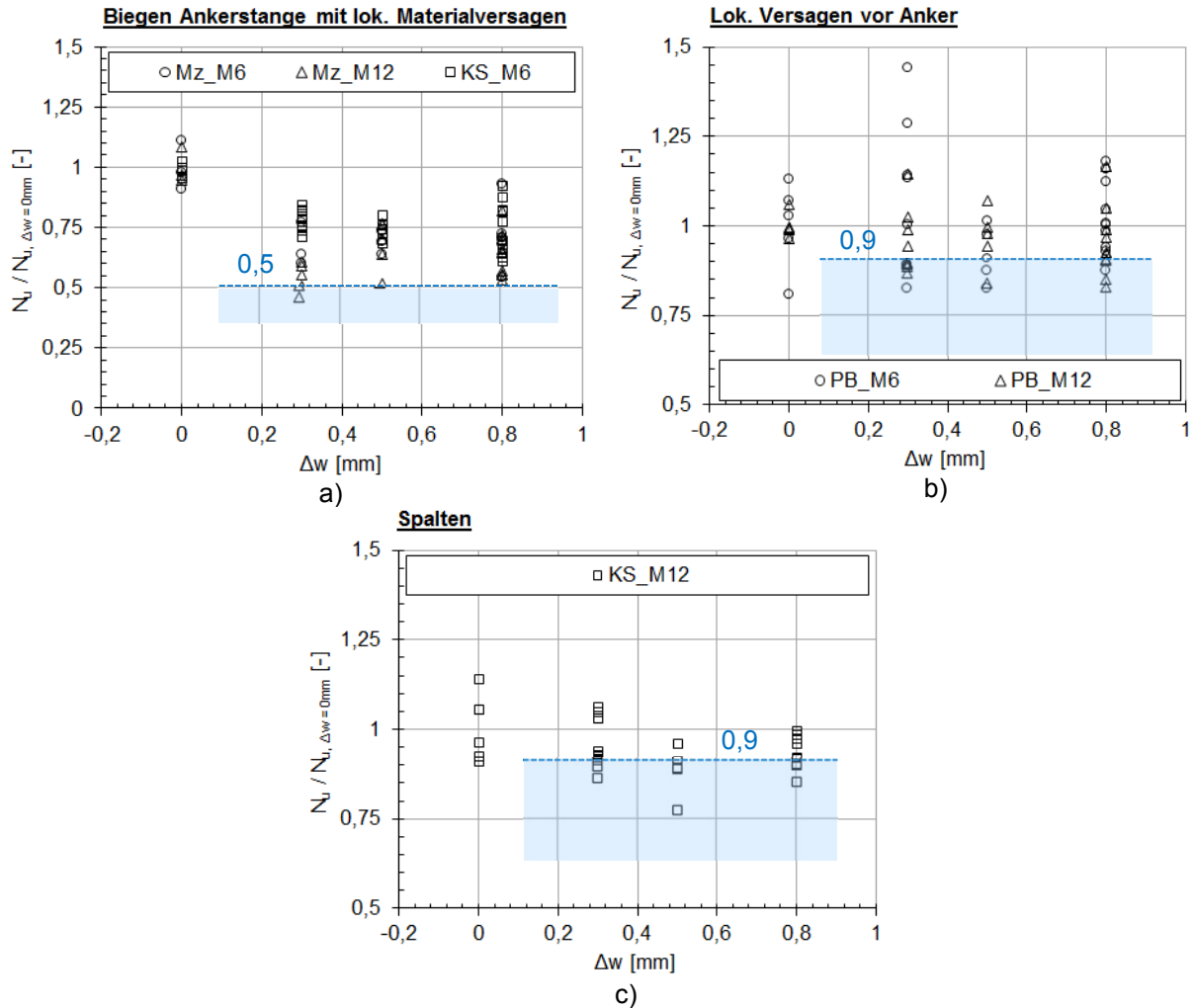


Bild 9.10: Ergebnisse der Querkzugversuche in ungerissenen ($\Delta w = 0,0$ mm) und gerissenen Steinen – Einzellasten (Versagenslasten bezogen auf die jeweilige mittlere Tragfähigkeit in ungerissenem Stein) und Reduzierungsfaktoren für jede Versagensart – a) Biegen der Ankerstange mit lokalem Materialversagen, b) Lokales Materialversagen, c) Versagen durch Spalten

9.3.3 Schrägzugbelastung

Im Bild 9.11 sind typische Last-Verschiebungskurven (gerissener und ungerissener Stein) bei Schrägzugbeanspruchung sowie zugehörige Versagensarten für die untersuchten Ankergrößen M6 und M12 dargestellt. Die beiden Ankergrößen zeigten in den Versuchen ein nahezu identisches Verhalten. Das beobachtete Versagen bei den durchgeführten Schrägzugversuchen in ungerissenen und gerissenen Steinen war „Herausziehen des Dübels + lokales Materialversagen“.

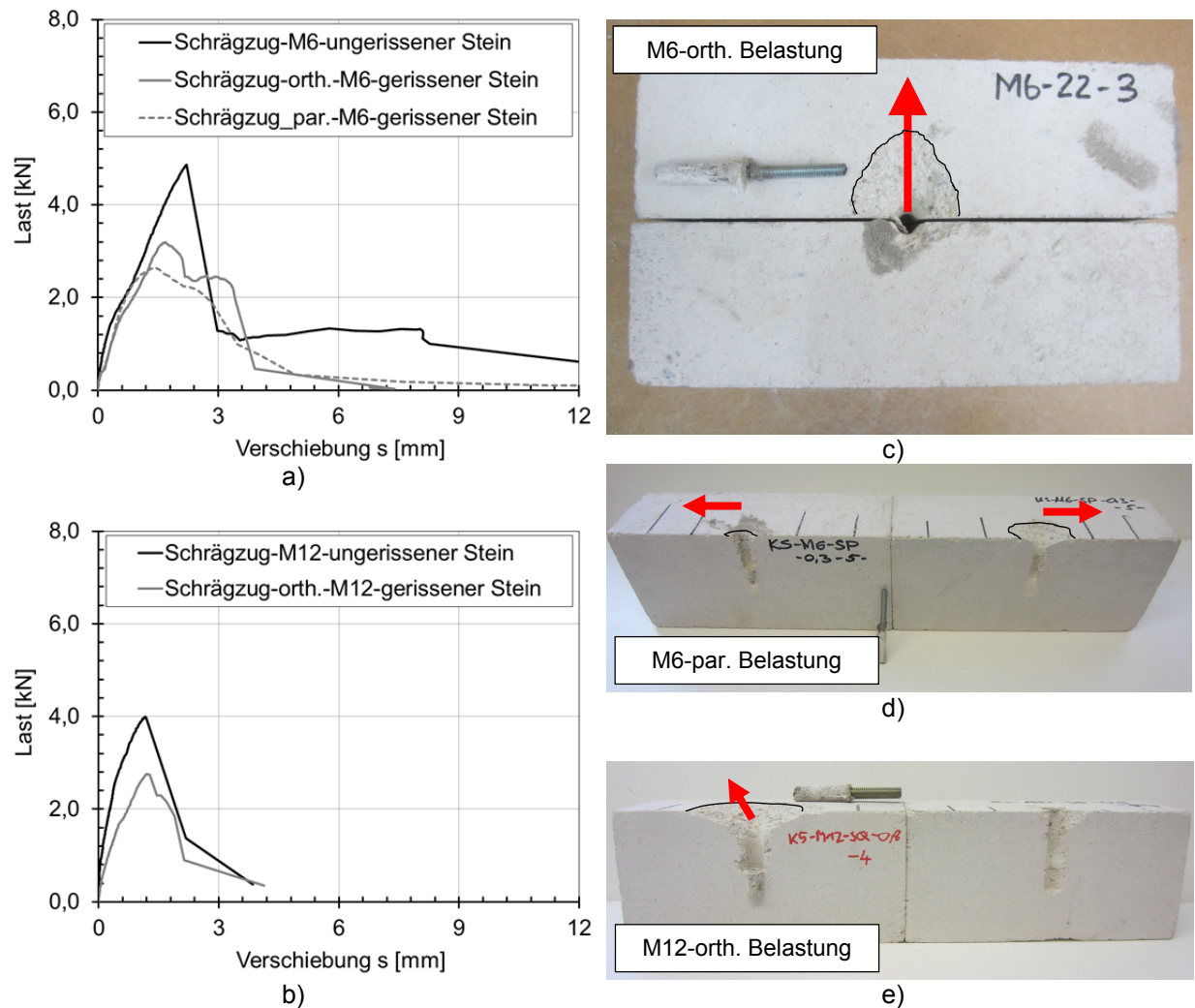


Bild 9.11: Typische Last-Verschiebungskurven in ungerissenen und gerissenen Steinen für M6 (a) und M12 (b) mit Versagensarten für M6 (c, d) und für M12 (e) bei Schrägzugbelastung

Wie in Kapitel 2.4 beschrieben, wird die Schrägzuglast unter einem Winkel von 45° von der Steinoberfläche für die ungerissenen Mauersteine anhand der trilinearen Interaktionsgleichungen (9.1) und (9.2) (ETAG 029 (2013)) berechnet.

$$\frac{N}{N_{u,m}} + \frac{V}{V_{u,m}} = 1,2 \quad [-] \quad \text{für Vollsteine} \quad (9.1)$$

$$\frac{N}{N_{u,m}} + \frac{V}{V_{u,m}} = 1,0 \quad [-] \quad \text{für Lochsteine} \quad (9.2)$$

mit:

N bzw. V = Zuglastanteil bzw. Querlastanteil der Versagenslast unter Schrägzugbeanspruchung [N]

$N_{u,m}$ bzw. $V_{u,m}$ = Mittlere Zuglast bzw. Querlast [N]

Die Versagenslasten aus den Zug-, Quer- und Schrägzugversuchen in ungerissenen Steinen und der Vergleich mit den Interaktionsgleichungen (9.1) (volle Linie) und (9.2) (gestrichelte Linie) sind in Bild 9.12 dargestellt. Der Vergleich zeigt, dass Gleichung (9.2) eine bessere Näherung als die Gleichung (9.1) darstellt und die lineare Interaktion zu bevorzugen ist.

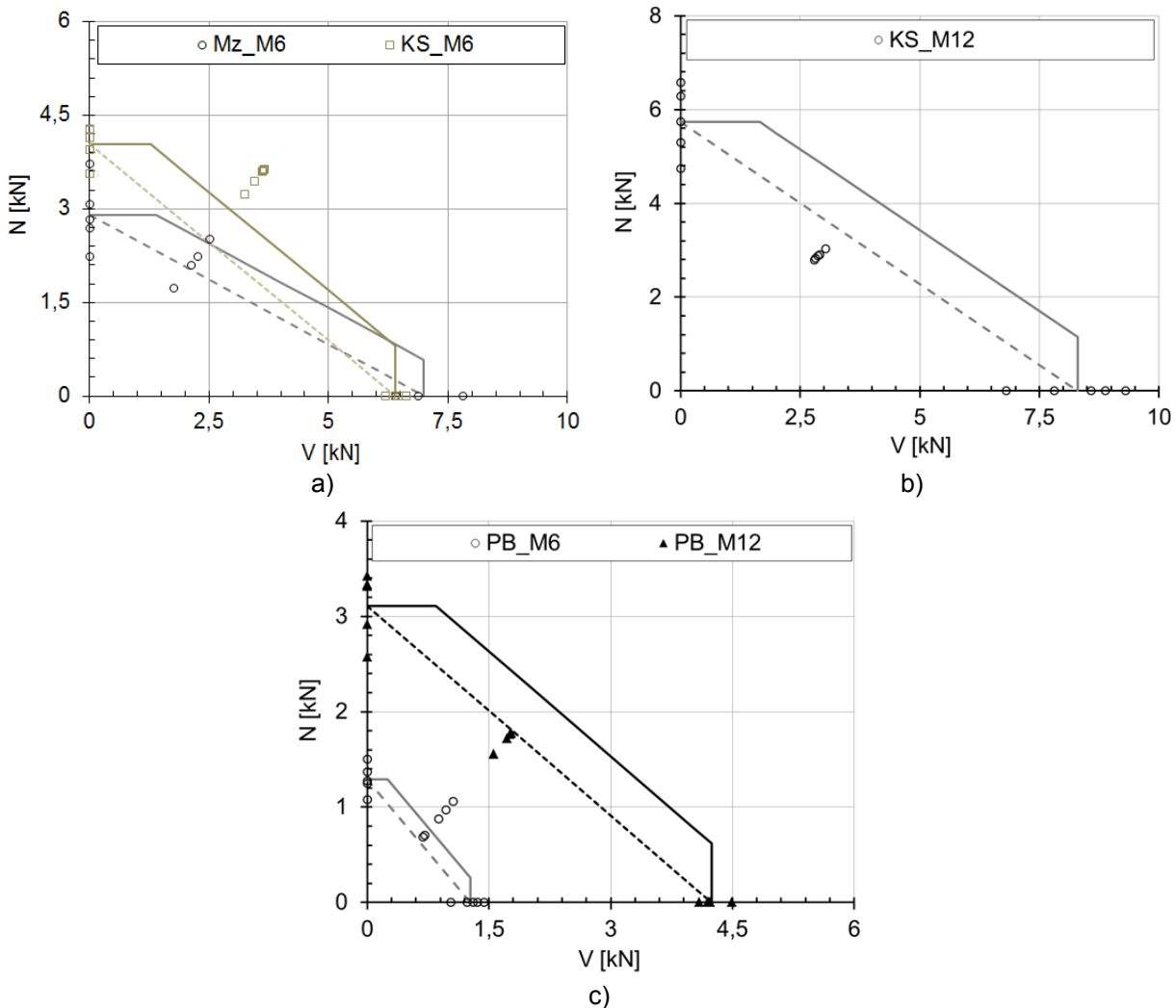


Bild 9.12: Ergebnisse der Zug-, Schräg-(45°) und Querzugversuche in ungerissenen Steinen und Vergleich mit trilinearen Interaktionsgleichungen – a) M6 in Mauerziegel und Kalksandstein, b) M12 in Kalksandstein, c) M6 und M12 in Porenbetonstein

Obwohl sich aus der Gleichung (9.2) eine geringere Tragfähigkeit ergibt, werden einige Einzellasten (siehe Bild 9.12) teilweise überschätzt. Die geringsten gemessenen

Schrägzuglasten (M12 in Kalksandstein, siehe Bild 9.13) betragen dabei 83% des vorgesehenen mittleren Werts und sind daher als unkritisch anzusehen.

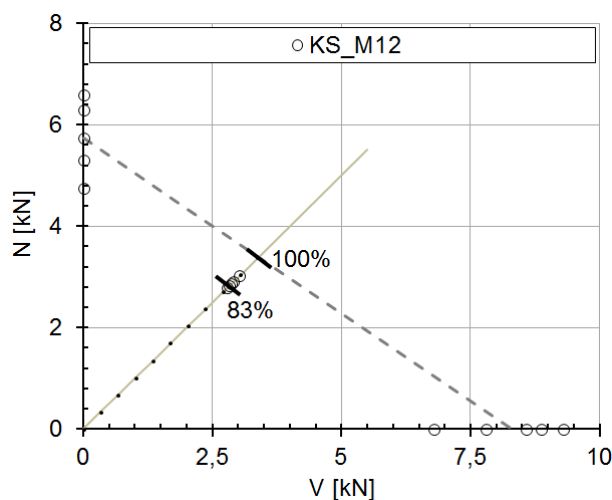


Bild 9.13: Abweichung geringster Schrägzuglast für M12 in Kalksandstein vom anhand der trilinearen Interaktionsgleichung (9.2) ermittelten Wert (ungerissene Steine) – Beispiel zur Ermittlung des Anteils Versuchslast / berechneter Wert

Bild 9.14 und Bild 9.15 zeigen die Ergebnisse der Zug-, Schräg-(45°) und Querzugversuche in gerissenen Steinen. Bei Darstellung der Versuchswerte im gerissenen Stein werden die einzelnen Mauerwerksarten und Rissbreiten (max. $\Delta w = 0,8$ mm) unterschieden. Bei den zugehörigen Querzug- und Schrägzugversuchen handelt es sich immer um dieselbe Lastrichtung (orthogonal bzw. parallel zum Riss). Als trilineare Interaktionsgleichung wurde die lineare Interaktion (Gleichung (9.2)) benutzt, weil sie eine bessere Näherung der mittleren Schrägzuglast im ungerissenen Stein (siehe Bild 9.12) darstellt. Die Interaktionskurve verbindet die zugehörigen mittleren Zug- und Querlasten. Die in den Versuchen ermittelten Schrägzuglasten wurden den trilinearen Interaktionskurven gegenübergestellt. Die mittleren Lasten aus Schrägzugversuchen haben eine Abweichung von den berechneten Werten bis zu 60 % (gemessene mittlere Last 1,6-mal höher als berechnet für M12 in Kalksandstein, $\Delta w = 0,5$ mm in Bild 9.15, b)).

Die mittleren Versagenslasten für M6 im Mauerziegel und die Dübel M6 und M12 im Kalksandstein liegen stets über den mit Interaktionslinie ermittelten Werten, sodass sie auf sicherer Seite liegen. Hierbei liegt nur für M6 in Mauerziegel die geringste Einzellast ($\Delta w = 0,8$ mm, siehe Bild 9.15, d)) unter der Interaktionslinie. Da diese Last (81 % des vorgesehenen Werts) größer als 70 % des vorgesehenen Werts ist, kann die Schrägzuglast in gerissenen Steinen anhand der linearen Interaktionsgleichung (Gleichung (9.2)) berechnet werden.

Für die Dübel M12 im Mauerziegel sowie die Dübel M6 und M12 im Porenbetonstein ist in allen untersuchten Rissbreiten (max. $\Delta w = 0,8$ mm) eine Überschätzung der Schräglasten vorhanden. Die Abweichung der geringsten Einzellast von dem berechneten Wert beträgt für M12 im Mauerziegel 30 % (gemessene Einzellast beträgt 0,7 des vorgesehenen Werts, siehe Bild 9.15, a)). Für die Größe M12 im Porenb-

tonstein ergibt sich auch eine Abweichung der geringsten Einzellast von 30 % (siehe Bild 9.15, c)). Diese Abweichung ist für die Berechnung der Schräglasten im gerissenen Stein akzeptabel, da die geringsten gemessenen Lasten gleich oder höher als 70 % der mit linearer Interaktionsgleichung ermittelten Tragfähigkeit sind.

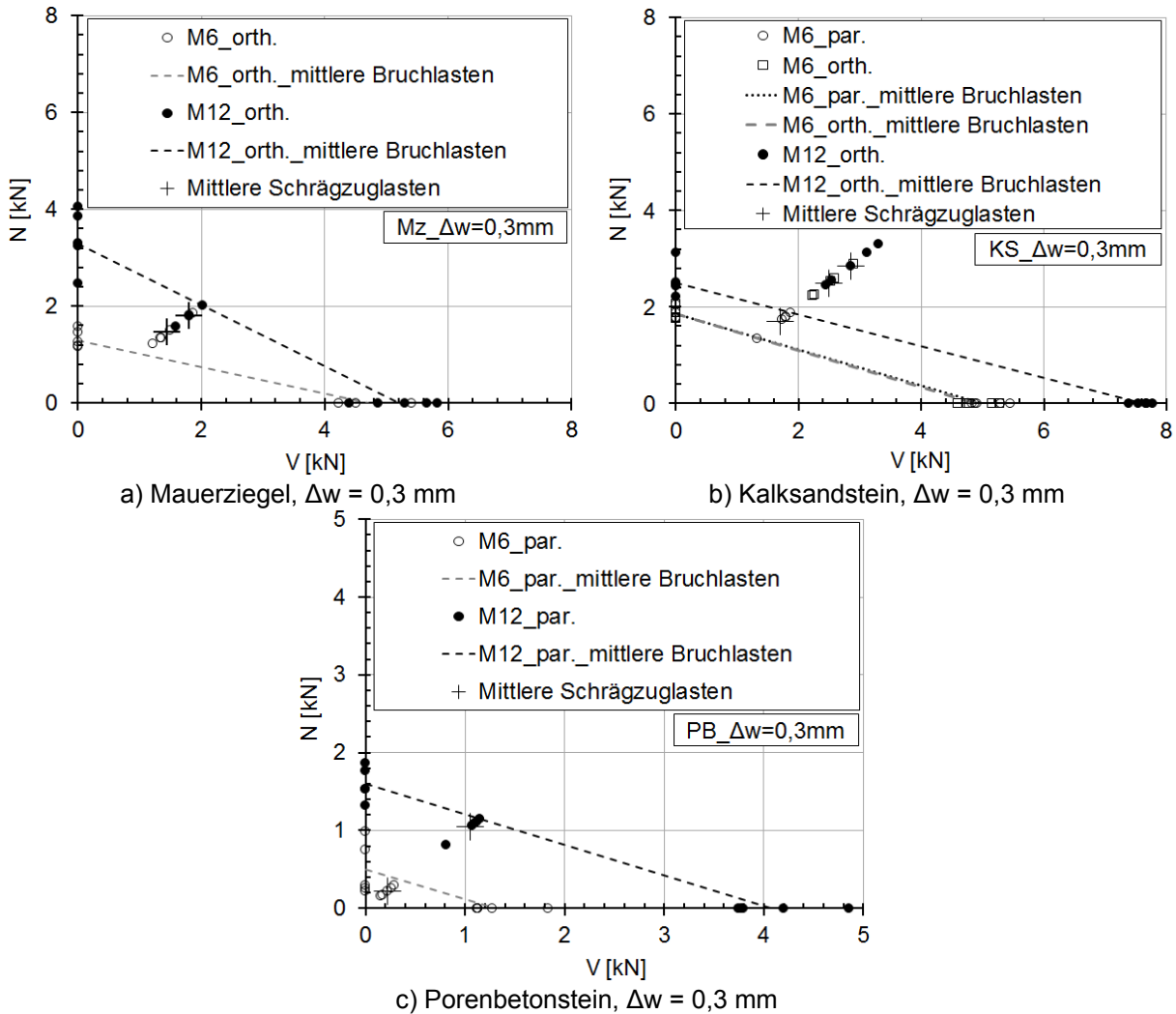


Bild 9.14: Ergebnisse der Zug-, Schräg-(45°) und Querzugversuche in gerissenen Steinen (Rissbreite $\Delta w = 0,3 \text{ mm}$) und Vergleich mit linearen Interaktionsgleichungen (Teil 1/2)

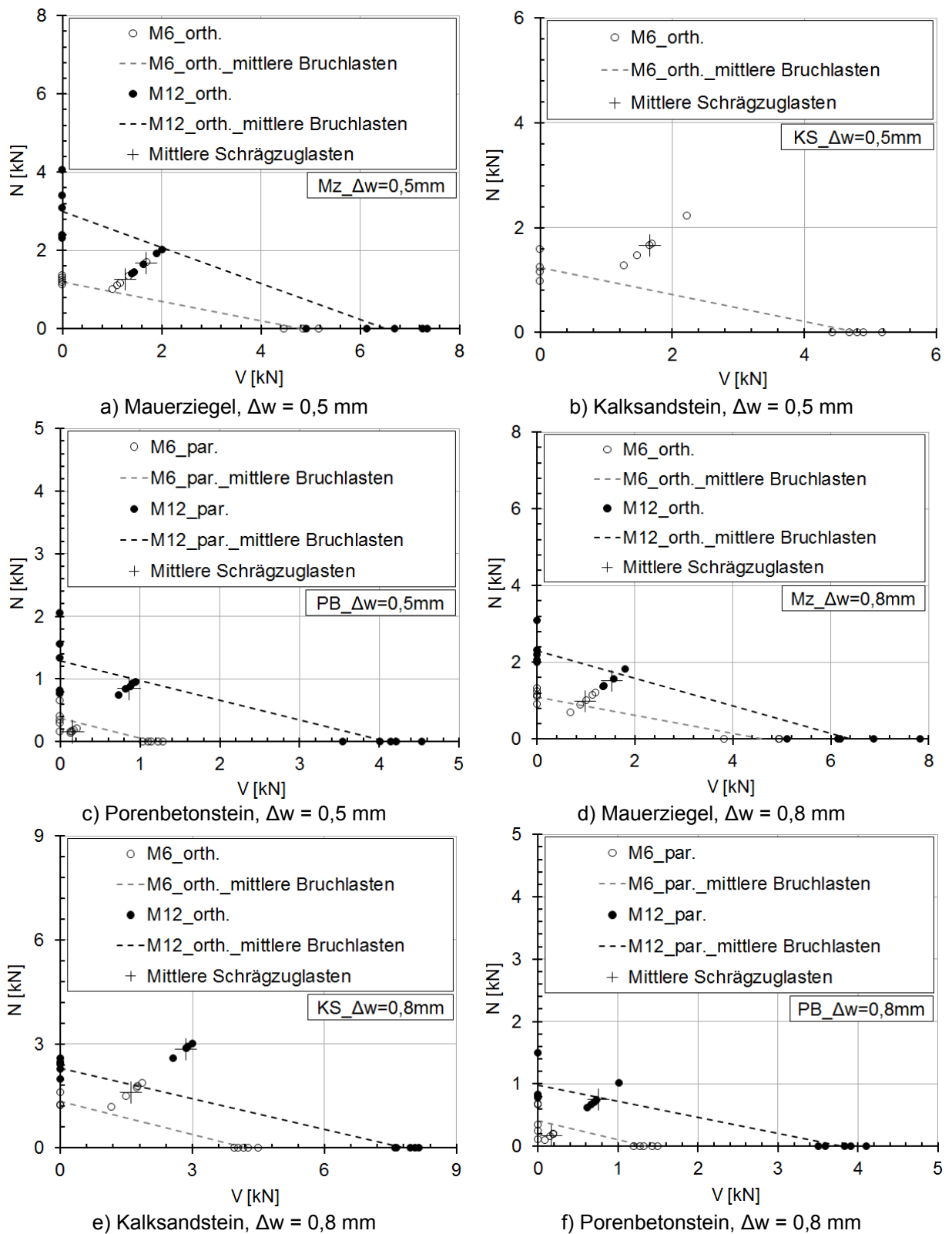


Bild 9.15: Ergebnisse der Zug-, Schräg-(45°) und Querkzugversuche in gerissenen Steinen (Rissbreiten $\Delta w = 0,5 \text{ mm}$ und $\Delta w = 0,8 \text{ mm}$) und Vergleich mit linearen Interaktionsgleichungen (Teil 2/2)

Allerdings sind für M6 im gerissenen Porenbetonstein bei allen untersuchten Rissbreiten (siehe Bild 9.14, c)), sowie Bild 9.15, c) und f)) stets sehr geringe Schräglas-

ten zwischen 0,13 und 0,41 kN gemessen worden. Die geringste Einzellast beträgt 40 % des berechneten Werts für Rissbreiten $\Delta w = 0,3$ mm (Bild 9.14, c)) und $\Delta w = 0,5$ mm (Bild 9.15, c)), und 27% für $\Delta w = 0,8$ mm (Bild 9.15, f)). Unter diesen Umständen können die Schrägzuglasten für M6 im gerissenen Stein durch die lineare Interaktionsgleichung (Einzellasten geringer als 70 % der vorgesehenen Tragfähigkeit) nicht beschrieben werden. Zu beachten ist, dass keinerlei Versuch für die Dübelgrößen zwischen M6 und M12 besteht. Daher ist es nicht möglich abzuschätzen bis zu welcher Dübelgröße derart negative Bedingungen wie für M6 vorhanden sind. Deshalb ist die Berechnung der Schrägzuglasten im Porenbeton erst ab einer Dübelgröße M12 möglich.

9.4 Zusammenfassung

In diesem Kapitel wurden die Versuche zum Einfluss von Rissen im Mauerwerk auf die Dübeltragfähigkeit geschildert. Zur Versuchsdurchführung im gerissenen Mauerwerk wurde im Rahmen dieser Arbeit ein neues Installations- und Versuchsverfahren entwickelt. Anhand der Versuche wurden Abminderungsfaktoren (siehe Tabelle 9.3) für die Dübeltragfähigkeit im gerissenen Stein in Abhängigkeit der Lastrichtung (Zuglast, Querkzugbelastung und Schräglast) ermittelt.

Aus den in den Abschnitten 9.3.1 und 9.3.2 dargelegten Feststellungen erfolgt die Berechnung der Tragfähigkeit für gerissene Steine mit den Gleichungen (9.3) bei Zugbelastung sowie (9.4) bei Querkzugbelastung. Der Faktor α kann Tabelle 9.3 entnommen werden.

$$N_{u,Riss} = \alpha \cdot N_u \quad [N] \quad \text{für Zugbelastung} \quad (9.3)$$

$$V_{u,Riss} = \alpha \cdot V_u \quad [N] \quad \text{für Querkzugbelastung} \quad (9.4)$$

mit:

$N_{u,Riss}$ = Zugtragfähigkeit eines Dübels im gerissenen Stein [N]

N_u = Zugtragfähigkeit eines Dübels im ungerissenen Stein [N]

α = Reduzierungsfaktor zur Abminderung der Tragfähigkeit eines Dübels von gerissenem zu ungerissenem Stein [-]
= siehe Tabelle 9.3

$V_{u,Riss}$ = Querkzugtragfähigkeit eines Dübels im gerissenen Stein [N]

V_u = Querkzugtragfähigkeit eines Dübels im ungerissenen Stein [N]

Die Zugversuche deuten darauf hin, dass nur eine Seite des gerissenen Steines zur Lastübertragung aktiviert wird. Die Dübel haben in allen Zugversuchen durch Herausziehen mit Steinausbruch versagt. Die Abminderung der Dübeltragfähigkeit unter Zugbeanspruchung im gerissenen Stein hängt von der Steinart, Dübelgröße und Rissbreite ab. Für die Dübel größer als M6 im Mauerziegel und Kalksandstein beträgt die Tragfähigkeit im gerissenen Stein 40 % des Wertes im ungerissenen Stein für eine Rissbreite bis zu $\Delta w = 0,3$ mm, sowie 30 % für die Rissbreiten von $\Delta w = 0,3$ mm bis zu $\Delta w = 0,8$ mm. Dieselben Abminderungen der Last sind auch für die Dübel

größer als M12 im Porenbeton gültig. Wegen großer Streuung der ermittelten Lasten für M6 im gerissenen Porenbeton, ist ein Reduzierungsfaktor $\alpha = 0,1$ für die Dübel kleiner als M12 in allen untersuchten Rissbereiten denkbar. Die Dübelgrößen kleiner als M6 wurden in Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht, deshalb gilt die vorgeschlagene Berechnung ab Dübelgröße M6.

Tabelle 9.3: Übersicht der Reduzierungsfaktoren zur Berechnung der Dübeltragfähigkeit in gerissenen Steinen (Einfluss der Risse im Mauerwerk)

Lastrichtung	Steinart	Ankergröße [mm]	Versagensart	Rissbreite Δw [mm]	Reduzierungsfaktor α
Zuglast	Mauerziegel / Kalksandstein	$\geq M6$	Herausziehen des Dübels + Steinausbruch	$> 0,0$ und $\leq 0,3$	0,4
				$> 0,3$ und $\leq 0,8$	0,3
	Porenbeton	$\geq M6$ und $< M12$	Herausziehen des Dübels + Steinausbruch	$> 0,0$ und $\leq 0,8$	0,1
		$\geq M12$	Herausziehen des Dübels + Steinausbruch	$> 0,0$ und $\leq 0,3$	0,4
$> 0,3$ und $\leq 0,8$	0,3				
Querzuglast	Mauerziegel	$\geq M6$	Biegeversagen + lokales Materialversagen	$> 0,0$ und $\leq 0,8$	0,5
	Kalksandstein	$\geq M6$			
	Kalksandstein	$\geq M6$	Steinspalten	$> 0,0$ und $\leq 0,8$	0,9
	Porenbeton	$\geq M6$	Lokales Materialversagen	$> 0,0$ und $\leq 0,8$	0,9

Die Höhe der Lastreduzierung infolge von Rissen unterscheidet sich bei querlastbelasteten Dübeln je nach Versagensart. Die Dübel versagten durch drei unterschiedliche Versagensarten: „Biegeversagen + lokales Materialversagen“, „Steinspalten“ und „lokales Materialversagen“. Dieselbe Versagensart trat in einem gerissenen Stein und zugehörigen Versuchen im ungerissenen Stein auf. Biegeversagen mit lokalem Materialversagen trat in den Querlastversuchen mit M6 und M12 in Mauerziegel sowie mit M6 im Kalksandstein auf. Dabei beträgt die Lastabminderung von gerissenen zu ungerissenen Stein ca. 50 %. Der Dübel M12 in Kalksandsteinen hat durch Steinspalten versagt. Der ermittelte Abminderungsfaktor infolge Steinspalten beträgt 90 % der Referenzlast in ungerissenen Steinen. Lokales Versagen wurde mit den beiden untersuchten Dübeln M6 und M12 im Porenbeton beobachtet. Für lokales Materialversagen beträgt die Querlast in gerissenen Stein 90 % der Tragfähigkeit im ungerissenen Stein. Bei Querzugbelastung werden die Bedingungen im Stein sowohl durch die Querlastrichtung (orthogonal und parallel zum Riss) als auch durch die un-

tersuchten Rissbreiten nicht wesentlich geändert. Wegen fehlender Erfahrungen mit den Dübeln kleiner als M6 unter Querlastbeanspruchung bzw. mit den Rissbreiten größer als $\Delta w = 0,8$ mm, sind solche Bedingungen aus der vorgeschlagenen Berechnung der Traglast ausgeschlossen.

Das Dübeltragverhalten unter Schrägzuglast im gerissenen Stein wurde in Abschnitt 9.3.3 erläutert. In den durchgeführten Schrägzugversuchen in ungerissenen und gerissenen Steinen haben die Dübel durch „Herausziehen des Dübels + lokales Materialversagen“ versagt. Die Schrägzuglasten im gerissenen Stein werden mit der trilinearen Interaktionsgleichung (9.5) berechnet. Allerdings können die Schrägzuglasten im gerissenen Porenbetonstein für die Dübel kleiner als M12 durch diese Interaktionsgleichung nicht beschrieben werden.

$$\frac{N}{N_{u,m}} + \frac{V}{V_{u,m}} = 1,0 \quad [-] \quad (9.5)$$

mit:

N bzw. V = Zuglastanteil bzw. Querlastanteil der Versagenslast unter Schrägzugbeanspruchung [N]

$N_{u,m}$ bzw. $V_{u,m}$ = Mittlere Zuglast bzw. Querlast [N]

Anhand der Erkenntnisse aus diesem Kapitel soll die Bemessung nach ETAG 029 (2013) auf die Dübeltragfähigkeit in gerissenen Steinen erweitert werden. Die Tragfähigkeit der zug- bzw. querlastbeanspruchten Dübel in gerissenen Steinen soll gemäß den Gleichungen (9.3) und (9.4) erfolgen. Für die Schrägzugbelastung soll die vorgeschlagene Interaktionsgleichung (9.5) zur Berechnung der Tragfähigkeit in gerissenen Steinen eingeführt werden.

10 EINFLUSS DER FUGENART IM MAUERWERK AUF DIE DÜBELTRAGFÄHIGKEIT

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse zum Einfluss der Fugenart im Mauerwerk auf die Dübeltragfähigkeit dargestellt und diskutiert.

Obwohl der Einfluss der Fuge auf die Dübeltragfähigkeit in der aktuellen Bemessung nach ETAG 029 (2013) vorhanden ist, werden dabei nur einige Einflussgrößen, z.B. Lastrichtung, Vermörtelungsart (vermörtelte oder knirsch verlegte Fuge) und Sichtbarkeit der Fuge berücksichtigt. Um diese Bemessung erweitern zu können, wurden die Versuche mit unterschiedlichen Setzpositionen in der Fuge und mit unterschiedlichen Mauermörteln durchgeführt. Jede untersuchte Variante wurde mit zwei Dübelgrößen unter Zug- und Querbelastrung untersucht.

10.1 Versuchsprogramm

Zur Ermittlung des Einflusses von unterschiedlichen Fugenarten auf die Dübeltragfähigkeit, wurden alle Versuche in demselben Kalksandstein mit der Bezeichnung KS-R(P) 20-2,0-6DF (175), durchgeführt. Bei der verwendeten Steinart handelt es sich um ein Nut und Feder-System, also um Steine mit einer mechanischen Verzahnung an der Stoßfuge. Die Ausbildung der Fugenart im Mauerwerk erfolgte mittels zwei unterschiedlichen Mörtelarten (Dünnbettmörtel – DM und Normalmörtel der Gruppe II – NM II) sowie mit knirsch verlegten Stoßfugen (nicht vermörtelte Fuge, Nut + Feder-System). Der Dünnbettmörtel sowie in knirsch verlegte Stoßfugen stellen hierbei eine gängige Praxis für den Mauerwerksverbund dar. Der Normalmörtel NM II wurde deshalb ausgewählt, da dieser die untere Festigkeitsgrenze der für Mauerwerk zulässigen Mörtel darstellt.

Um vergleichbare Untersuchungen ohne mechanischer Verzahnung (Nut + Feder) durchführen zu können, wurden für zahlreiche Versuche die Nut und Federn der Steine entfernt. Dies erfolgte durch mechanisches Abtrennen der Nut und Federn senkrecht zur Sichtfläche mittels einer dafür geeigneten Sägemaschine. Auf diese Weise konnte dieselbe Steincharge für alle Versuche verwendet werden, um die Vergleichbarkeit aller Versuche zu gewährleisten. Das ist wichtig, wenn der Dübel-durchmesser größer als Fugenbreite ist (z. B. knirsch verlegte Stoßfugen, mit Dünnbettmörtel verfüllte Fuge). Dabei wird der Dübel nicht nur in der Fuge, sondern auch teilweise im Stein verankert. Beim Abtrennen der Nut und Federn wurde stets gewährleistet, dass keine Risse oder Beschädigungen an den Steinen verursacht wurden.

Die Dübelinstallation erfolgte in der Fuge. Dabei wird für die Setzposition zwischen Stoßfuge, Lagerfuge und Kreuzfuge (siehe Bild 10.1, a)) unterschieden. Die Anker wurden auf die Zug- und Querkraft beansprucht. Bei der Querkraftbelastung wur-

den alle potenziellen Lastrichtungen untersucht (siehe Bild 10.1, b)). Als Referenzversuche dienten jeweils Versuche mit mittig im Stein installierten Dübeln. In Rahmen dieser Arbeit wurden die Ankerstangen M6 und M12 benutzt, die mit dem Injektions-system D (siehe Bild 3.2) im Mauerwerk verankert wurden. Alle Versuche (mittig im Stein gesetzter Dübel und in Fuge gesetzter Dübel) wurden an Mauerwerksscheiben (siehe Kapitel 3.3.1) durchgeführt. Die Details zur Durchführung der Versuche sind Kapitel 4.2.1.2 (Zugversuche) und 4.2.2.1 (Querlastversuche) zu entnehmen. Die Steine KS-R(P) 20-2,0-6DF (175) und die beiden Mörtelsorten wurden jeweils aus einer Charge benutzt. Das gesamte Versuchsprogramm zum Einfluss unterschiedlicher Fugen auf die Dübeltragfähigkeit ist in Tabelle 10.1 zusammengefasst.

Tabelle 10.1: Übersicht der geprüften Parameter (Einfluss der Fugenart)

Untergrund	Ausführung Lagerfuge	Ausführung Stoßfuge	Setzposition	Last-richtung	Ankerdurchmesser / Verankerungstiefe [mm]
Kalksandstein KS-R(P) 20-2,0-6DF (175)	-	-	Steinmitte	Zuglast / Querzug*	M6 / 36 M12 / 50
Fuge	-	NM II	Stoßfuge (SF)		
	NM II	-	Lagerfuge (LF)		
	NM II	NM II	Kreuzfuge (KF)		
	NM II	Nicht vermörtelte Fuge	Kreuzfuge (KF)		
	-	DM	Stoßfuge (SF)		
	DM	-	Lagerfuge (LF)		
	DM	DM	Kreuzfuge (KF)		
	-	Mechanisch verzahnte Fuge (Nut+Feder)	Stoßfuge (SF)		
	DM	Mechanisch verzahnte Fuge (Nut+Feder)	Kreuzfuge (KF)		
	-	Nicht vermörtelte Fuge	Stoßfuge (SF)		
	DM	Nicht vermörtelte Fuge	Kreuzfuge (KF)		

*Richtungen der Querzugbelastung analog zu Bild 10.1
Abkürzungen: NM II = Normalmörtel der Gruppe II; DM = Dünnbettmörtel

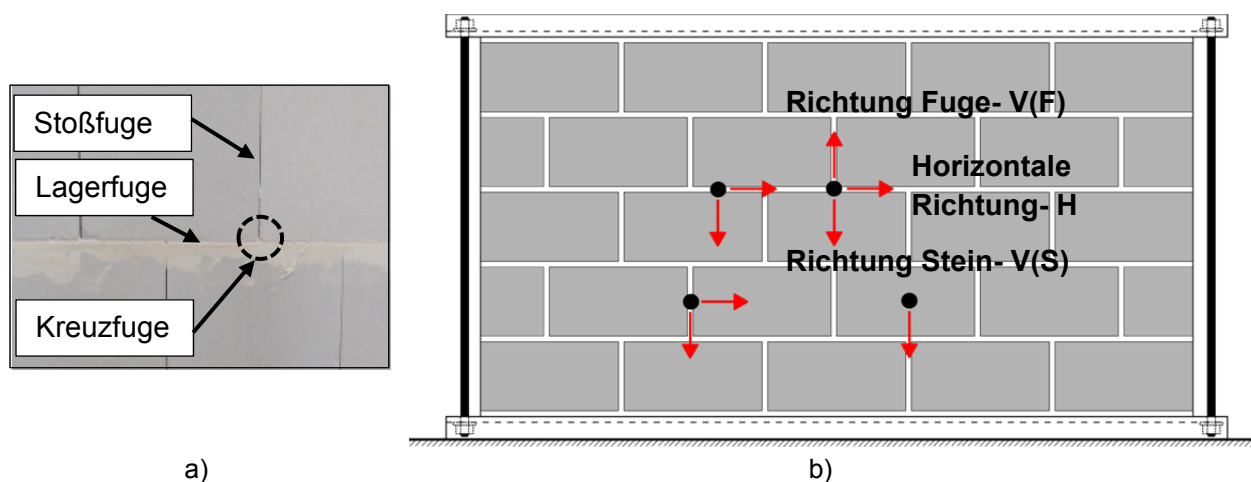


Bild 10.1: a) Untersucht Fugenarten und b) Richtungen der Querkzugbelastung in Stein und in Fugen

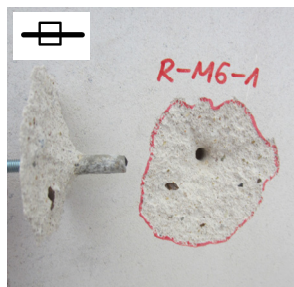
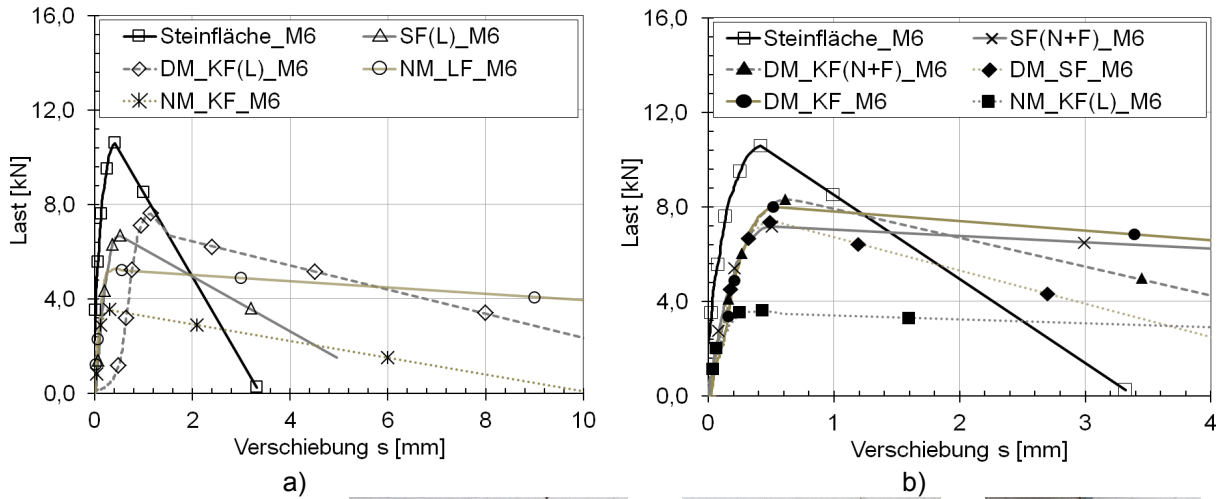
10.2 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

10.2.1 Zugbelastung

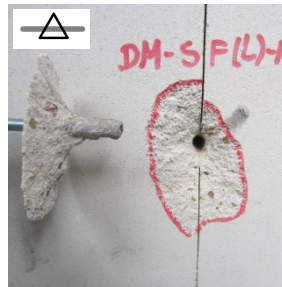
In Bild 10.2 und Bild 10.3 sind die Lastverschiebungskurven und auftretende Versagensarten der Zugversuche bei M6 und M12 dargestellt. Für alle Versagensarten wird die Steifigkeit des Dübels kurz vor Erreichen der Höchstlast geringer. Die Lasten in der Fuge sind stets geringer als außerhalb der Fuge. Die maximalen gemessenen Lasten liegen zwischen 3 kN und 9 kN für die Größe M6 und zwischen 6 kN und 15 kN für die Größe M12.

Wie in den beiden Bildern (Bild 10.2 und Bild 10.3) ersichtlich ist, treten bei den untersuchten Ankergrößen M6 und M12 nahezu ähnliche Versagensarten auf. Hierbei handelt es sich generell um Stein- und Fugenausbruch im Verankerungsbereich. Lediglich bei der Vermörtelung mit Normalmörtel brechen jene Steine aus, die mit dem Dübel mittels Injektionsmörtels verbunden waren (vgl. Bild 10.2, g), i), l) und Bild 10.3, g), i), l)).

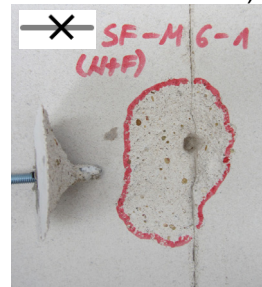
Bei dem Injektionsdübel in der Fuge aus Dünnbettmörtel bzw. bei der Fugenausführung mit mechanischer Verzahnung (Nut und Feder) ist die Versagensart vergleichbar mit dem in nicht vermörtelter Fuge. Das lässt sich durch die Setzbedingungen erklären. Die nicht vermörtelten Stoßfugen und Fugen mit mechanischer Verzahnung hatten eine Breite bis zum 1,5 mm, und die Fuge aus Dünnbettmörtel bis zu 3,5 mm. Allerdings wurden die nicht vermörtelten Stoßfugen und Fugen mit Nut + Feder System bei Installation im Verankerungsbereich mit Injektionsmörtel verfüllt. Auf dieser Weise wurden sehr ähnliche Bedingungen wie in der Fuge aus Dünnbettmörtel erstellt und der Dübel versagt bei allen drei Fugenarten auf die gleiche Weise (Stein- und Fugenausbruch im Verankerungsbereich).



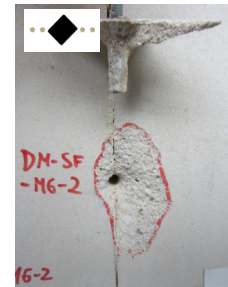
c) Steinfläche_M6-mittig im Stein gesetzter Dübel M6



d) SF(L)_M6-nicht vermörtelte Stoßfuge_Dübel M6



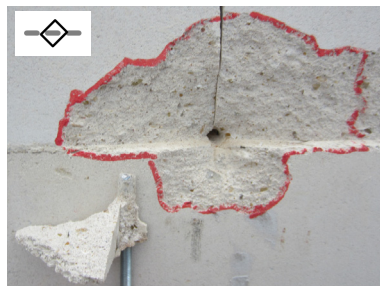
e) SF(N+F)_M6-mechanisch verzahnte Stoßfuge_Dübel M6



f) DM_SF-Stoßfuge mit Dünnbettmörtel_Dübel M6



g) NM_LF-Lagerfuge mit Normalmörtel_Dübel M6



h) DM_KF(L)_M6-Kreuzfuge bei vermörtelter Lagerfuge mit Dünnbettmörtel + nicht vermörtelter Stoßfuge_Dübel M6



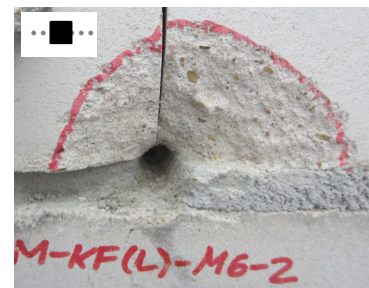
i) NM_KF_M6- Kreuzfuge mit Normalmörtel_Dübel M6



j) DM_KF(N+F)_M6-Kreuzfuge bei vermörtelter Lagerfuge mit Dünnbettmörtel + mechanisch verzahnter Stoßfuge_Dübel M6

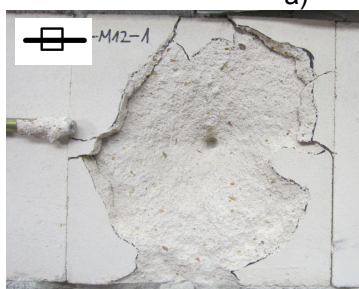
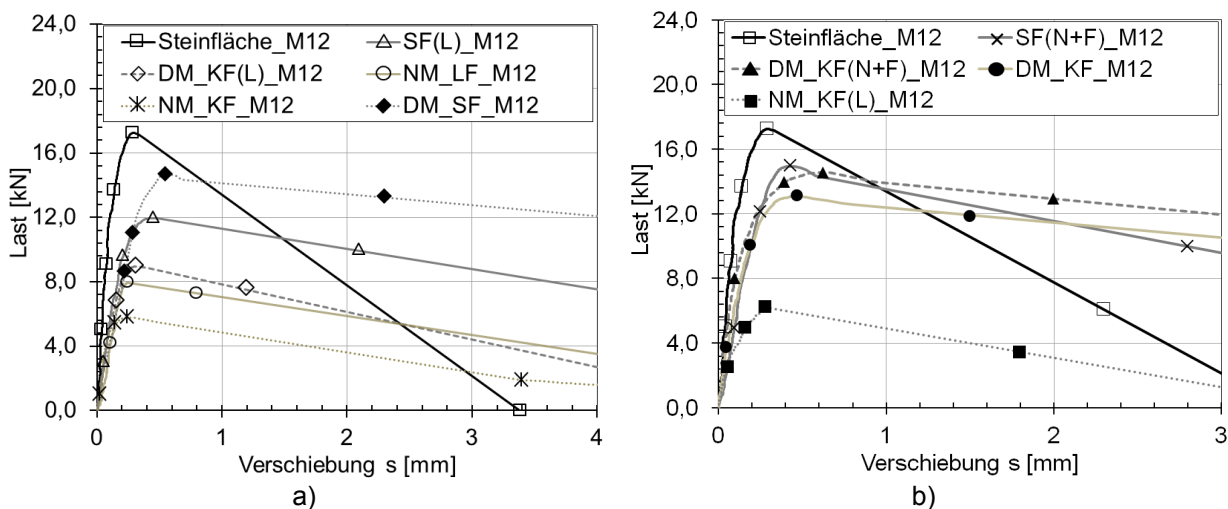


k) DM_KF_M6- Kreuzfuge mit Dünnbettmörtel_Dübel M6



l) NM_KF(L)_M6-Kreuzfuge bei vermörtelter Lagerfuge mit Normalmörtel + nicht vermörtelter Stoßfuge_Dübel M6

Bild 10.2: Typische Last-Verschiebungskurven und unterschiedliche Versagensarten für M6 bei Zugbelastung in Abhängigkeit von der Setzposition



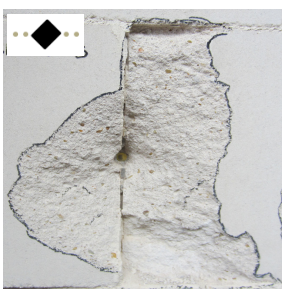
c) Steinfläche_M12- mittig im Stein gesetzter Dübel M12



d) SF(L)_M12-nicht vermörtelte Stoßfuge_Dübel M12



e) SF(N+F)_M12-mechanisch verzahnte Stoßfuge_Dübel M12



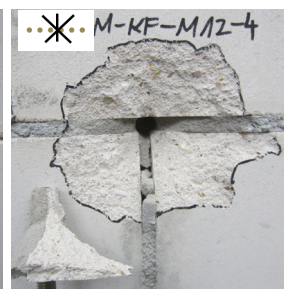
f) DM_SF_M12-Stoßfuge mit Dünnbettmörtel_Dübel M12



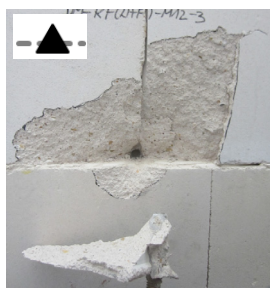
g) NM_LF_M12-Lagerfuge mit Normalmörtel_Dübel M12



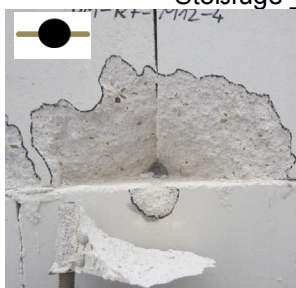
h) DM_KF(L)_M12-Kreuzfuge bei vermörtelter Lagerfuge mit Dünnbettmörtel + nicht vermörtelter Stoßfuge_Dübel M12



i) NM_KF_M12-Kreuzfuge mit Normalmörtel_Dübel M12



j) DM_KF(N+F)_M12-Kreuzfuge bei vermörtelter Lagerfuge mit Dünnbettmörtel + mechanisch verzahnter Stoßfuge_Dübel M12



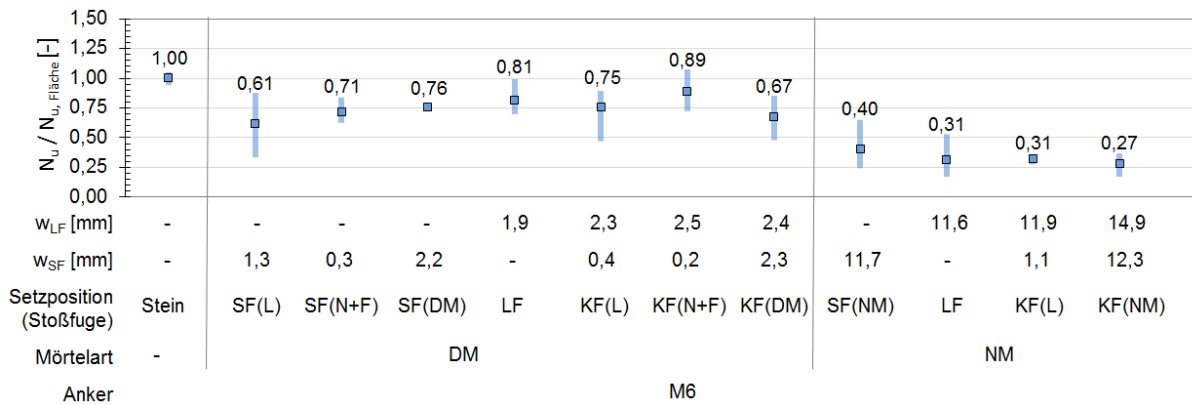
k) DM_KF_M12- Kreuzfuge mit Dünnbettmörtel_Dübel M12



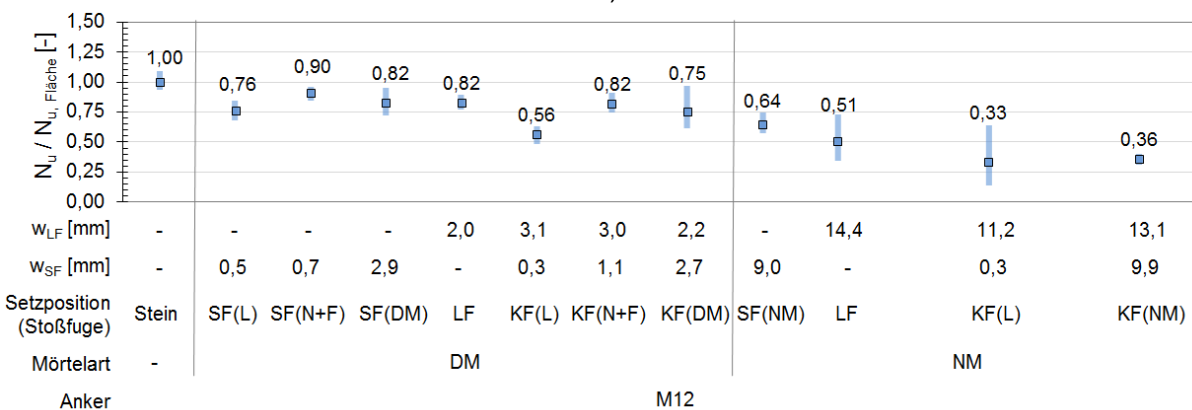
l) NM_KF(L)_M12-Kreuzfuge bei vermörtelter Lagerfuge mit Normalmörtel + nicht vermörtelter Stoßfuge_Dübel M12

Bild 10.3: Typische Last-Verschiebungskurven und unterschiedliche Versagensarten für M12 bei Zugbelastung in Abhängigkeit von der Setzposition

In Bild 10.4 sind die Tragfähigkeiten für die Dübel M6 und M12 in Stein und in Fuge angegeben. Alle Lasten wurden auf die mittlere Tragfähigkeit in Steinmitte mit gleichem Ankerdurchmesser bezogen, um die Abminderungsfaktoren für jede Fugenart zu ermitteln. Die Dübelgröße M6 weist wesentlich höhere Streuungen als die Dübelgröße M12 auf, was auf den relativ kleinen Durchmesser bezogen auf die Fugendicke zurückzuführen ist. Das günstigste Tragverhalten in der Fuge zeigt sich für die Stoß- und Lagerfugen aus Dünnbettmörtel, wobei die Lastreduzierung max. 25 % der Referenzlast ($\alpha = 0,75$) beträgt. Für eine Kreuzfuge aus Dünnbettmörtel nimmt die Last maximal ca. 35 % ab ($\alpha = 0,65$). Infolge der lokalen Bedingungen in der Fuge (vorhandene Klebefläche) ist die Streuung der Tragfähigkeit in Kreuzfuge in der Regel höher als in Lager- oder Stoßfuge. Weiterhin wurde für die mechanisch verzahnten Stoßfugen (Nut + Feder System) ein Abminderungsfaktor von $\alpha = 0,7$ und für die nicht vermörtelte Stoßfugen $\alpha = 0,6$ festgestellt. Diese Abminderungen sind jedoch stark von der Dübelgröße abhängig. Aufgrund des ungünstigen Verhältnisses können die Ergebnisse der Größe M6 auf größere Dübelgrößen übertragen werden.



a)



b)

Bild 10.4: Ergebnisse der Zugversuche an Dübeln a) M6 und b) M12 bei Setzpositionen mittig im Stein und in unterschiedlichen Fugen – mittlere Bruchlasten mit zugehöriger Streuung (Lasten bezogen auf die mittlere Tragfähigkeit im Stein).

Abkürzungen: SF=Stoßfuge, LF=Lagerfuge, KF=Kreuzfuge, L=nicht vermörtelte Fuge, N+F=mechanisch verzahnte Fuge, DM=Fuge mit Dünnbettmörtel, NM=Fuge mit Normalmörtel, w_{LF} =durchschnittliche Breite Lagerfuge, w_{SF} = durchschnittliche Breite Stoßfuge

Es wurden auch Versuche (siehe Bild 10.4) in einer Kreuzfuge mit Kombinationen „Dünnbettmörtel-Lagerfuge + mechanisch verzahnte Stoßfuge“ bzw. „Dünnbettmörtel-Lagerfuge + nicht vermörtelte Stoßfuge“ durchgeführt, da diese Fugenausführungen heutzutage sehr häufig in der Praxis vorkommen. Dabei trat die höchste Abminderung der Tragfähigkeit von ca. 45 % ($\alpha = 0,55$) für Dübel M12 in der Kreuzfuge „Dünnbettmörtel – Lagerfuge + nicht vermörtelte Stoßfuge“ auf. Diese Lastreduzierung wird auch für die Kreuzfuge „Dünnbettmörtel-Lagerfuge + mechanisch verzahnte Stoßfuge“ angenommen. Der Grund dafür ist, dass die ermittelten Tragfähigkeiten (Reduzierungsfaktor $\alpha = 0,8$) höher sind als für günstigere Setzlagen in der mechanisch verzahnten Stoßfuge ($\alpha = 0,7$).

Im Fall der Montage in einer Stoßfuge bzw. einer Lagerfuge aus Normalmörtel sollte ein Dübel mit einem größeren Durchmesser (M12 oder größer) als die maximale Fugenbreite (in der Regel 10 mm) verwendet werden. Damit kann eine Tragfähigkeit (siehe Bild 10.4, b)) von mindestens 50 % der Tragfähigkeit in Steinmitte gewährleistet werden ($\alpha = 0,5$), weil sich die Klebefläche zumindest zwischen einem Stein und der Ankerstange ausbilden kann. Die Tragfähigkeit von M12 (siehe Bild 10.4, b)) beträgt in einer Normalmörtel-Kreuzfuge und einer Kreuzfuge „Normalmörtel – Lagerfuge + nicht vermörtelte Stoßfuge“ etwa 30 % der Referenzlast in Steinfläche ($\alpha = 0,3$). Der Grund dafür liegt an der Größe der Haftungsfläche zwischen einem Stein und der Ankerstange in einer Kreuzfuge, die für eine ungünstigste Setzlage (Haftung mit einem Stein) ca. 25 % beträgt.

Bei der Montage eines Dübels mit kleineren Dübeldurchmessern als M12 (siehe Bild 10.4, a)) in einer Normalmörtel-Fuge ergibt sich eine maximale Abminderung der Tragfähigkeit von ca. 30 % ($\alpha = 0,3$) der Referenzlast sowohl in einer Lager- bzw. Stoßfuge als auch in einer Kreuzfuge „Normalmörtel – Lagerfuge + nicht vermörtelte Stoßfuge“. Die geringste Zugtragfähigkeit von etwa 25 % ($\alpha = 0,25$) der Referenzlast wurde für M6 in einer Normalmörtel-Kreuzfuge festgestellt.

Bild 10.5 stellt die Dübeltragfähigkeiten der Dübel M6 und M12 im Stein und in Fugen aus Normalmörtel dar. Wie aus Bild 10.5 ersichtlich ist, zeigen die Dübel M6 in Normalmörtel größere Lastabminderungen in gleicher Fugenausführung als M12. In diesem Fall hängt die Last von der vorhandenen Klebefläche des Dübels zum Stein ab. Für die Dübelgröße M6 in Normalmörtel ist die Tragfähigkeit sehr gering, weil der Lastübertrag über Fuge hierbei einen großen Einfluss hat. Deshalb sind nicht nur die Abminderungen (α) der Tragfähigkeit in Bezug auf die Last im Stein maßgebend, sondern auch die Höhe der Dübeltragfähigkeit (in kN). In der Berechnung der Tragfähigkeit bezeichnet dieser Wert die Last, die über Mauermörtel NM II übertragen werden kann. Sie beträgt ca. 3,0 kN in einer Lager- bzw. Stoßfuge und in einer Kreuzfuge „Normalmörtel-Lagerfuge + nicht vermörtelte Stoßfuge“ bzw. etwa 2,5 kN in einer Normalmörtel-Kreuzfuge.

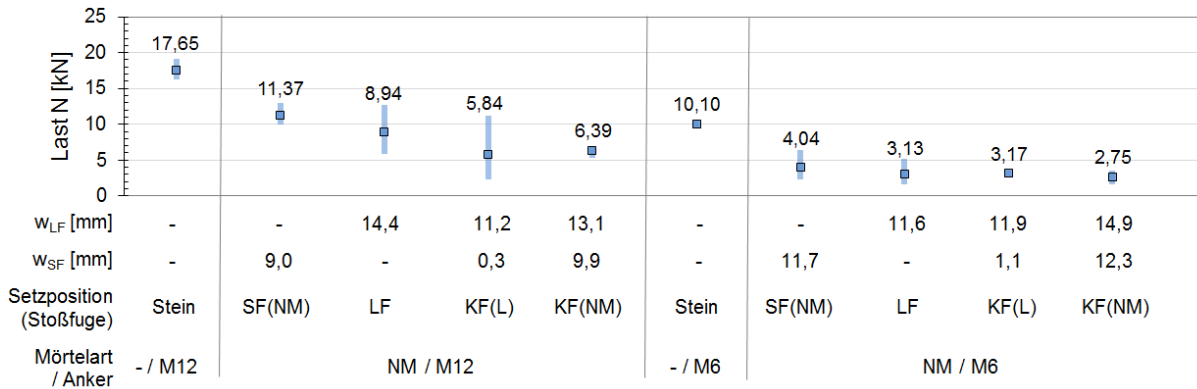


Bild 10.5: Versagenslasten der Zugversuche in Fugen aus Normalmörtel NM II.

Abkürzungen: SF=Stoßfuge, LF=Lagerfuge, KF=Kreuzfuge, L=nicht vermörtelte Fuge, NM=Fuge mit Normalmörtel, w_{LF} =durchschnittliche Breite Lagerfuge, w_{SF} = durchschnittliche Breite Stoßfuge

Die Ergebnisse mit Injektionsdübeln in Fuge deuten darauf hin, dass die Fuge eine Störfäche darstellt. Allerdings wird die Tragfähigkeit des Dübels aufgrund einer Montage in Lager- und Stoßfuge (für nicht vermörtelte Lager- und Stoßfugen $\alpha = 0,6$) weniger reduziert als für vergleichbare Setzbedingungen in gerissenen Kalksandsteinen (Abminderungsfaktoren $\alpha = 0,4$ für Rissbreite bis zu $\Delta w = 0,3$ mm, $\alpha = 0,3$ für die Rissbreiten von $\Delta w = 0,3$ mm bis zu $\Delta w = 0,8$ mm). Das lässt sich damit erklären, dass die Klebefläche zwischen dem Dübel und den Steinen beim Setzen in Fuge grundsätzlich größer als in gerissenen Steinen ist, weil der Riss erst nach dem Setzen der Dübel entsteht.

10.2.2 Querzugbelastung

Bei der Querzugbelastung konnten, abhängig von dem Durchmesser, verschiedene Versagensarten beobachtet werden (Bild 10.6). In den Versuchen mit M12 tritt hauptsächlich lokales Materialversagen vor dem Anker auf. Bei Dübeln M6 kommt es typischerweise zu einem Stahlversagen. Bei Belastung parallel zur Fuge drückt sich der Anker in die Fuge und die Last wird größtenteils durch die Fuge abgetragen. Nach dem Fugenversagen wird die Ankerstange herausgezogen. Wie aus der Last-Verschiebungskurve (gestrichelte Linie in Bild 10.6, b)) für Herausziehen der Ankerstange aus Fuge zu erkennen ist, sind mehrere Lastmaxima vorhanden bevor es zu einem vollständigen Herausziehen kommt. Für die Auswertung wurde jeweils das erste Lastmaximum betrachtet, bei dem die Fugentragfähigkeit überschritten wurde. In den Versuchen mit einer Größe M12 in der Steinfläche kam es zu einem lokalen Versagen und bei weiterer Belastung zu einem Durchspalten des Mauerwerkssteines.

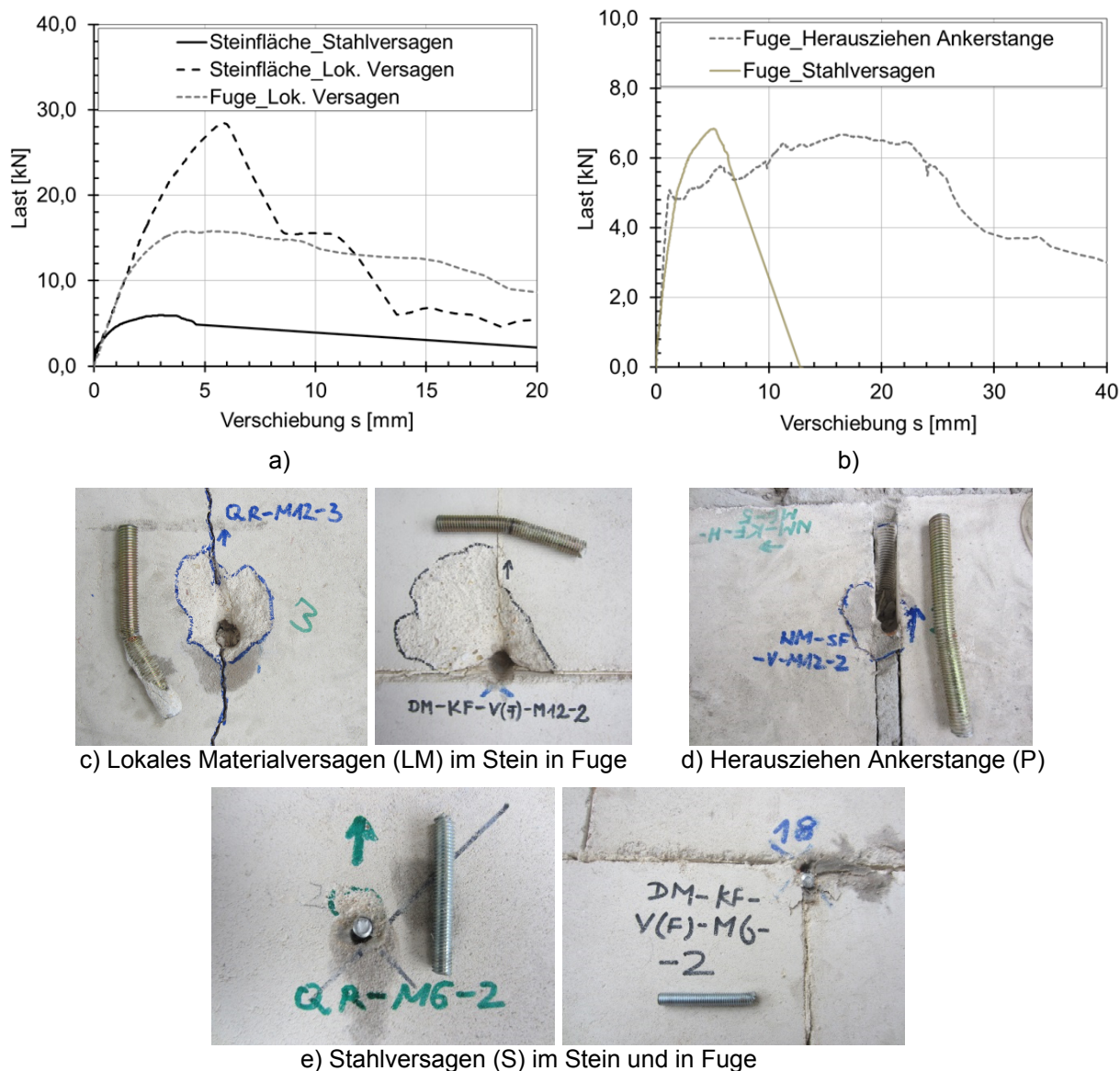
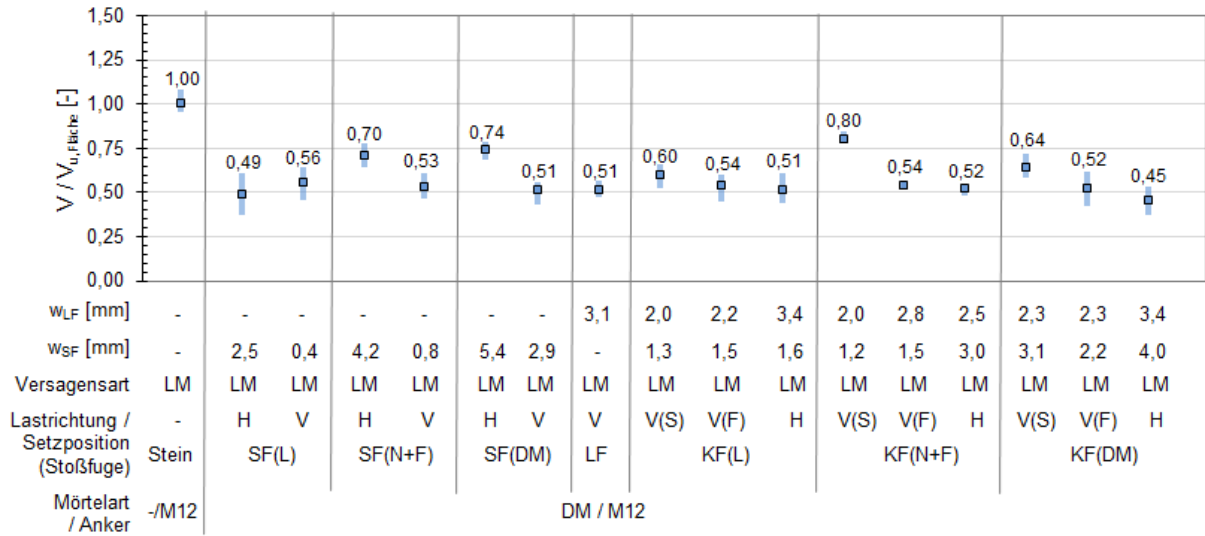


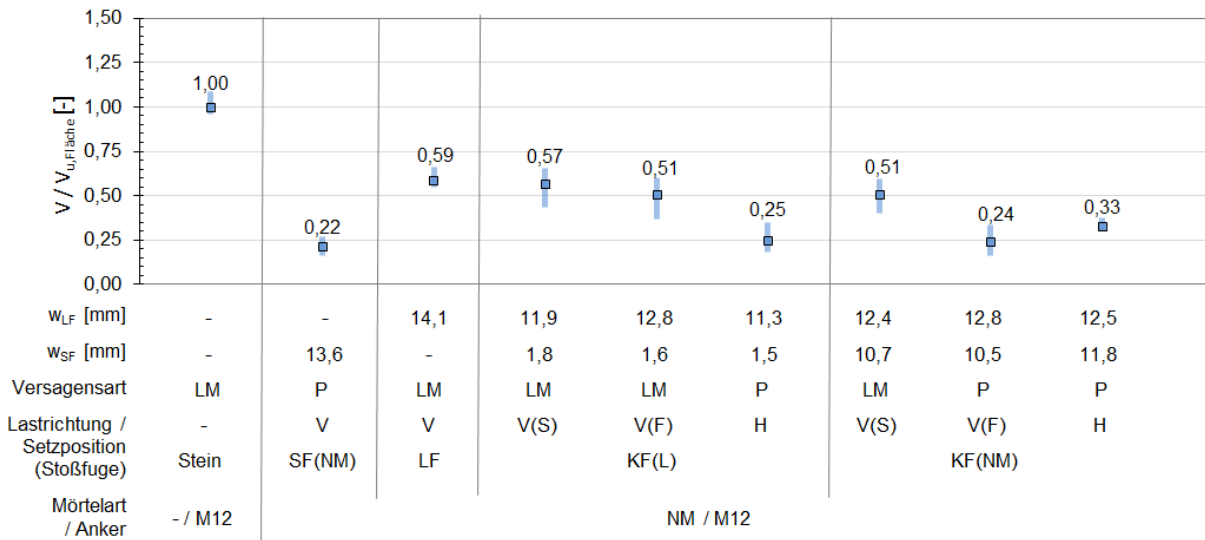
Bild 10.6: Typische Last-Verschiebungskurven und Versagensarten bei Querkugbelastung

In Bild 10.7 und Bild 10.8 sind die Ergebnisse der Querkugversuche in Stein und Fuge aus Normalmörtel und Dünnbettmörtel dargestellt. Die mittleren Bruchlasten wurden auf die mittlere Tragfähigkeit in Steinmitte bezogen. Für die Verankerung in der Fuge muss zwischen drei Versagensarten unterschieden werden. Lokales Versagen fand bei allen Versuchen mit den Dübeln M12 statt, außer bei der Belastung entlang der Fuge aus Normalmörtel. In diesem Fall wird die Ankerstange herausgezogen, weil sie sich auf dem Stein kaum oder gar nicht abstützt. Darüber hinaus ist Herausziehen des Dübels die häufigste Versagensart für die Größe M6. Diese Versagensart findet für die Lastrichtung in Richtung der Normalmörtel-Fuge bzw. in Richtung Dünnbettmörtel-Fuge und für die Kreuzfuge bei einer Vermörtelung aus Dünnbettmörtel statt. Ansonsten tritt für M6 auch Stahlversagen auf, wobei meistens die Ankerstange vor dem Versagen gebogen wurde. Je stärker die Ankerstange auf Biegung beansprucht wird, desto geringer wird die Tragfähigkeit in der Fuge. Die größte Lastreduzierung bei Stahlversagen in Fuge beträgt 59 % (siehe Bild 10.8, b)). Aus

den Quersugversuchen mit lokalem Versagen vor dem Dübel wird ein Reduktionsfaktor von etwa $\alpha = 0,5$ abgeleitet.



a)



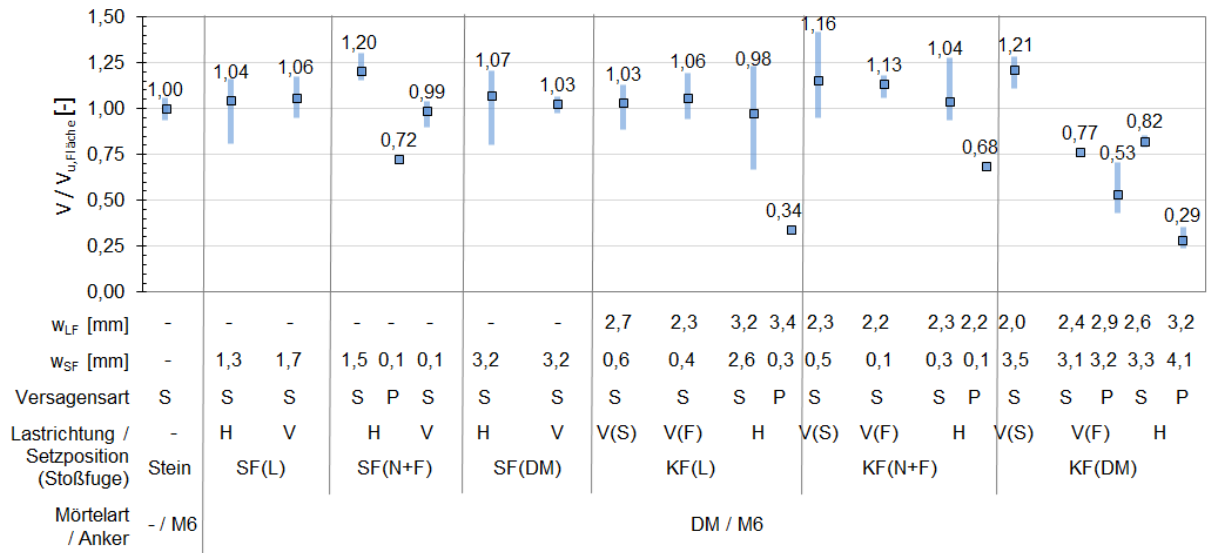
b)

Bild 10.7: Ergebnisse der Quersugversuche mit Dübeln M12 und Setzpositionen mittig im Stein und in unterschiedlichen Fugenausführungen mit Lagerfuge aus

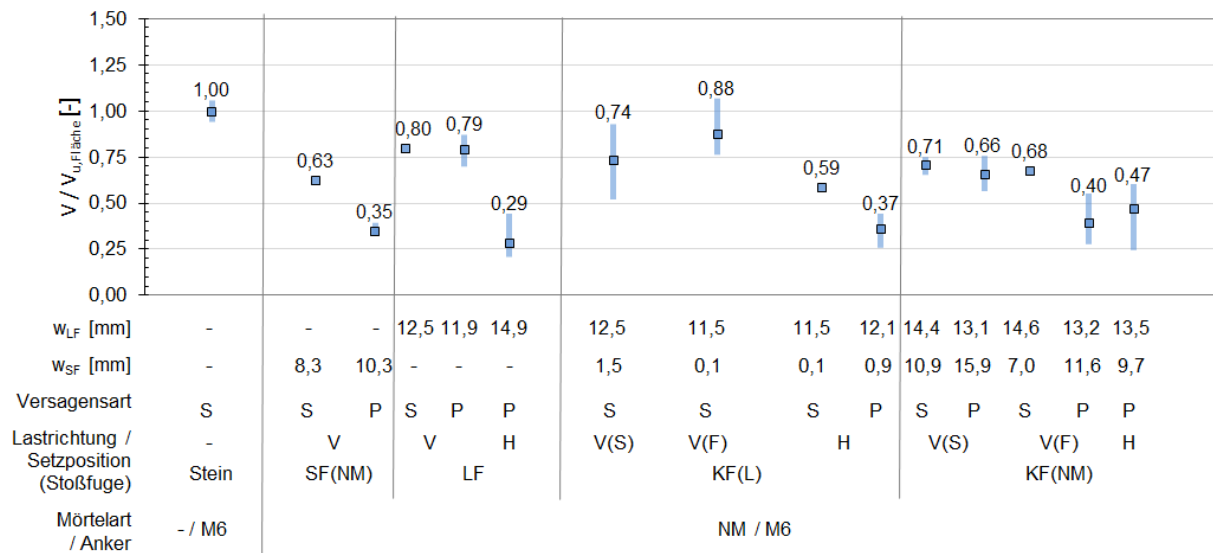
a) Dünnbettmörtel bzw.

b) Normalmörtel – mittlere Bruchlasten mit zugehöriger Streuung (Lasten bezogen auf die mittlere Tragfähigkeit im Stein).

Abkürzungen: LM=lokales Materialversagen, P=Herausziehen Ankerstange, H=horizontale Lastrichtung, V=vertikale Lastrichtung, V(S)=vertikale Belastung Richtung Stein, V(F)=vertikale Belastung Richtung Fuge, SF=Stoßfuge, LF=Lagerfuge, KF=Kreuzfuge, L=nicht vermörtelte Fuge, N+F=mechanisch verzahnte Fuge, DM=Fuge mit Dünnbettmörtel, NM=Fuge mit Normalmörtel, w_{LF} =durchschnittliche Breite Lagerfuge, w_{SF} =durchschnittliche Breite Stoßfuge



a)



b)

Bild 10.8: Ergebnisse der Querzugversuche an Dübeln M6 bei Setzpositionen mittig im Stein und in unterschiedlichen Fugenausführungen mit Lagerfuge aus
a) Dünnbettmörtel bzw.

b) Normalmörtel – mittlere Bruchlasten mit zugehöriger Streuung (Lasten bezogen auf die mittlere Tragfähigkeit im Stein).

Abkürzungen: S=Stahlversagen, P=Herausziehen Ankerstange, H=horizontale Lastrichtung, V=vertikale Lastrichtung, V(S)=vertikale Belastung Richtung Stein, V(F)=vertikale Belastung Richtung Fuge, SF=Stoßfuge, LF=Lagerfuge, KF=Kreuzfuge, L=nicht vermörtelte Fuge, N+F=mechanisch verzahnte Fuge, DM=Fuge mit Dünnbettmörtel, NM=Fuge mit Normalmörtel, w_{LF} =durchschnittliche Breite Lagerfuge, w_{SF} =durchschnittliche Breite Stoßfuge

Bei geringen Dübeldurchmessern und einer Belastung in Fugenlängsrichtung (siehe Bild 10.7 und Bild 10.8) kann die Abminderung sehr groß (Minimale Tragfähigkeit beträgt 22 % der Referenzlast im Stein) ausfallen. Insbesondere wenn der Dübel in einer Kreuzfuge montiert wurde. In solchen Fällen kann der Dübel vorzeitig durch

Herausziehen der Ankerstange aus der Fuge versagen. Die in den Versuchen gemessenen Querlasten (siehe Bild 10.9) bei Versagen durch Herausziehen der Ankerstange aus der Fuge hängen von der Festigkeit des Fugenmörtels und den lokalen Bedingungen (mögliche Abstützung auf Stein) ab. Die Streuungen in einer Normalmörtel-Fuge sind deutlich höher als für eine Dünnbettmörtel-Fuge, weil die Fuge aus Normalmörtel weicher und breiter ist. Daher sollte für eine zukünftige Bemessung der Tragfähigkeit bei Herausziehen von Dübeln in Lagerfugen die geringsten erreichten Einzellasten anstatt den mittleren Abminderungsfaktor angesetzt werden. Für die Normalmörtel-Fuge ist dies möglich, da in den durchgeführten Versuchen der Mörtel NM II (untere Festigkeitsgrenze des für Mauerwerk zulässigen Mörtels) verwendet wurde. Die somit vorgeschlagenen Lasten sind in Tabelle 10.2 zusammengefasst.

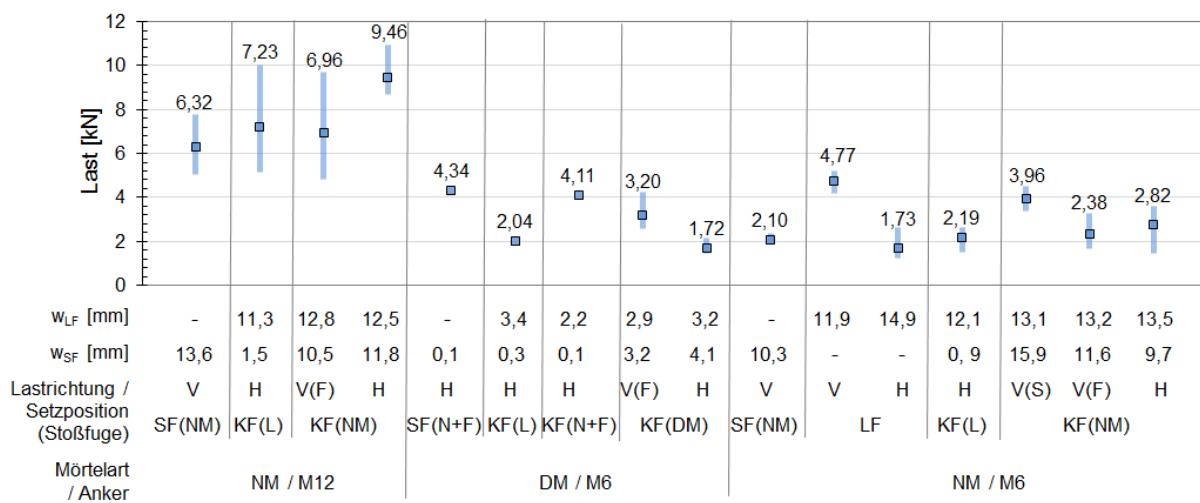


Bild 10.9: Versagenslasten der Querzugversuche in Fugen bei Versagen durch Herausziehen der Ankerstange aus Fuge.

Abkürzungen: H=horizontale Lastrichtung, V=vertikale Lastrichtung, V(S)=vertikale Belastung Richtung Stein, V(F)=vertikale Belastung Richtung Fuge, SF=Stoßfuge, LF=Lagerfuge, KF=Kreuzfuge, L=nicht vermörtelte Fuge, N+F=mechanisch verzahnte Fuge, DM=Fuge mit Dünnbettmörtel, NM=Fuge mit Normalmörtel, w_{LF}=durchschnittliche Breite Lagerfuge, w_{SF}=durchschnittliche Breite Stoßfuge

Bei der Belastung parallel zur Normalmörtel-Fuge beträgt die geringste Tragfähigkeit des Dübels der Größe M12 ca. 5,0 kN und für Dübel der Größe M6 ca. 1,5 kN. Die Werte gelten sowohl für eine Lager- bzw. Stoßfuge als auch für eine Kreuzfuge, da hierbei die Normalmörtel-Fuge lokal vor dem Dübel auf Druck beansprucht wird. Allerdings kann der Dübel der Größe M6 in der Normalmörtel-Fuge auch bei einer Belastung orthogonal zur Fuge durch Herausziehen der Ankerstange aus der Fuge versagen. Dabei beträgt die minimale Tragfähigkeit 4,5 kN. Dementsprechend kann die Ankerstange auch in einer Kreuzfuge „Normalmörtel-Lagerfuge + nicht vermörtelte Stoßfuge“ bei der Belastung orthogonal zur Normalmörtel-Fuge durch Herausziehen versagen. Da diese Versagensart in den Versuchen nicht aufgetreten ist, wurde zur Dübeltragfähigkeit (1,5 kN) der minimale Wert in Normalmörtel-Fuge (Lasten zwischen 1,5 und 4,5 kN) ausgewählt.

Tabelle 10.2: Dübeltragfähigkeit bei Versagen „Herausziehen der Ankerstange aus der Fuge“ (Querzugbelastung)

Setzposition	Ausführung Lagerfuge / Stoßfuge	Ankerdurchmesser [mm]	Lastrichtung der Querzugbelastung	Tragfähigkeit (Herausziehen) [kN]
Lagerfuge (LF) bzw. Stoßfuge (SF)	Normalmörtel	M6	Parallel zur Fuge	1,5
			Orthogonal zur Fuge	4,5
		M12	Parallel zur Fuge	5,0
Kreuzfuge (KF)	Normalmörtel / Normalmörtel	M6	Parallel und orthogonal zur Lagerfuge	1,5
		M12	Parallel und orthogonal zur Lagerfuge	5,0
Kreuzfuge (KF)	Normalmörtel / nicht vermörtelt oder mechanisch verzahnt	M6	Parallel und orthogonal zur Lagerfuge	1,5
		M12	Parallel zur Lagerfuge	5,0
Kreuzfuge (KF)	Dünnbettmörtel / Dünnbettmörtel	M6	Parallel und orthogonal zur Lagerfuge	1,5
Kreuzfuge (KF)	Dünnbettmörtel / nicht vermörtelt oder mechanisch verzahnt	M6	Parallel zur Lagerfuge	2,0

Die ermittelten Tragfähigkeiten in einer Dünnbettmörtel- Kreuzfuge wurden für die untersuchten Lastrichtungen ebenfalls (analog zu Normalmörtel-Fuge) gemeinsam bewertet (min. Tragfähigkeit von 1,5 kN). Da das Herausziehen der Ankerstange aus einer Kreuzfuge „Dünnbettmörtel-Lagerfuge + nicht vermörtelte Stoßfuge“ bzw. einer Kreuzfuge „Dünnbettmörtel-Lagerfuge + mechanisch verzahnte Stoßfuge“ nur bei einer Belastung entlang der Dünnbettmörtel-Lagerfuge stattfindet, wurde nicht zwischen den beiden Fugenausführungen unterschieden (min. Tragfähigkeit von 2,0 kN). Dasselbe lässt sich für eine Kreuzfuge mit Normalmörtel-Lagerfuge anwenden.

Die in diesem Kapitel durchgeführten Versuche zum Einfluss von Fugen im Mauerwerk auf die Dübeltragfähigkeit unter Querzugbelastung lassen den Schluss zu, dass Fugen vergleichbare Abminderungen wie Risse im Stein aufweisen. Sowohl für Stoß- und Lagerfugen als auch für das Versagen durch „Biegeversagen + lokales Materialversagen“ in gerissenen Steinen können identische Abminderungsfaktoren angesetzt werden. Für Stoß- und Lagerfugen wurden die Abminderungsfaktoren mit $\alpha = 0,5$ ermittelt. Die Abminderungen sind in Tabelle 10.4 zusammengefasst. Für Versagen durch „Biegeversagen + lokales Materialversagen“ in gerissenen Steinen betragen die vorgeschlagenen Abminderungsfaktoren $\alpha = 0,5$ und können Tabelle 9.3 entnommen werden.

10.3 Vergleich vorgeschlagener Reduzierungsbeiwerte mit ETAG 029 (2013)

Eine Übersicht der vorgeschlagenen Abminderungsfaktoren (Fugenbeiwerte) bei Montage eines Dübels in der Fuge ist in Tabelle 10.3 für Zugbelastung und in Tabelle 10.4 für Querkzugbelastung gegeben. Die vorgeschlagenen Abminderungsfaktoren werden mit den Abminderungen nach ETAG029 (2013) verglichen. Außer der Lastrichtung und der Fugenausführung sind auch die Dübelgröße und die Installation in einer Kreuzfuge berücksichtigt. Darüber hinaus werden die anhand der Abminderungsfaktoren berechneten Lasten mit den maximalen Dübeltragfähigkeiten in der Fuge begrenzt, wenn das Versagen durch Herausziehen des Dübels aus der Fuge auftreten kann. Somit wird der ungünstigste Fall (Lastübertragung großteils über die Fuge) als obere Grenze der Tragfähigkeit festgelegt.

Tabelle 10.3: Vergleich der ETAG α -Werte mit den Versuchen für zugbelastete Dübel

Setz- position	Ausführung Lagerfuge / Stoßfuge	ETAG029 (2013)		Vorschlag für zukünftige Berechnung (lt. Versuchen ermittelt)		
		α_{ETAG} (Fuge sichtbar)	α_{ETAG} (Fuge nicht sichtbar)	Ankergröße [mm]	Abminde- rungsfaktor α	Max. Tragfä- higkeit [kN]
Lagerfuge (LF), evtl. Stoßfuge (SF)	NM	1,0	0,75	$\geq M6$ und $< M12$	0,3	3,0
	DM	1,0	0,75	$\geq M12$	0,5	-
	N+F	Für $c > c_{\text{min}}$: 1,0 Für $c \leq c_{\text{min}}$: 0,75	0,75	$\geq M6$	0,7	-
	Leer	Für $c > c_{\text{min}}$: 1,0 Für $c \leq c_{\text{min}}$: 0,75	0,75	$\geq M6$	0,6	-
Kreuzfuge (KF)	NM / NM	Nicht in ETAG029 berücksichtig		$\geq M6$ und $< M12$	0,25	2,5
	NM / leer oder N+F			$\geq M12$	0,3	-
				$\geq M6$ und $< M12$	0,3	3,0
				$\geq M12$	0,3	-
				$\geq M6$	0,65	-
DM / DM ¹⁾			$\geq M6$	0,55	-	
DM / leer oder N+F			$\geq M6$			
Abkürzungen: NM = Normalmörtel DM = Dünnbettmörtel N+F = Mechanisch verzahnte Fuge				Leer = Nicht vermörtelte Fuge c = Randabstand des Dübels in Stein [mm] c_{min} = Mindestrandabstand des Dübels [mm]		
¹⁾ Anwendbar wenn Stoßfuge verklebt.						

Tabelle 10.4: Vergleich der ETAG α -Werte mit den Versuchen für querzugbelastete Dübel

Setz- position	Ausführung Lagerfuge / Stoßfuge	ETAG029 (2013)		Versuche							
		α_{ETAG} (Fuge sichtbar)	α_{ETAG} (Fuge nicht sichtbar)	Anker- größe [mm]	Lastrichtung der Querzug- belastung	Abminde- rungs- faktor α	Max. Tragfä- higkeit [kN]				
Lagerfuge (LF), evtl. Stoßfuge (SF)	NM	1,0	Freier Rand	$\geq M6$ und < M12	Par. zur Fuge	-	1,5				
					Orth. zur Fuge	0,5	4,5				
	DM	1,0	0,75	$\geq M6$	Par. bzw. orth. zur Fuge	0,5	-				
					N+F	Freier Rand	Freier Rand	$\geq M6$	Par. bzw. orth. zur Fuge	0,5	-
					Leer	Freier Rand	Freier Rand	$\geq M6$	Par. bzw. orth. zur Fuge	0,5	-
Kreuzfuge (KF)	NM / NM	Nicht in ETAG029 berücksichtig	$\geq M6$ und < M12	Par. und orth. zur Lagerfuge	0,5	1,5					
				$\geq M12$	Par. und orth. zur Lagerfuge	0,5	5,0				
	NM / leer oder N+F		$\geq M6$ und < M12	Par. zur Lagerfuge	0,5	1,5					
				$\geq M6$ und < M12	Orth. zur Lagerfuge	0,5	1,5				
			$\geq M12$	Par. zur Lagerfuge	0,5	5,0					
			$\geq M12$	Orth. zur Lagerfuge	0,5	-					
			DM / DM ¹⁾	$\geq M6$ und < M12	Par. und orth. zur Lagerfuge	0,5	1,5				
				$\geq M12$	Par. und orth. zur Lagerfuge	0,5	-				
	DM / leer oder N+F		$\geq M6$ und < M12	Par. zur Lagerfuge	0,5	2,0					
			$\geq M6$ und < M12	Orth. zur Lagerfuge	0,5	-					
			$\geq M12$	Par. und orth. zur Lagerfuge	0,5	-					

Abkürzungen: NM = Normalmörtel
DM = Dünnbettmörtel
N+F = Mechanisch verzahnte Fuge
Leer = Nicht vermörtelte Fuge
Par. = Parallel
Orth. = Orthogonal

¹⁾ Anwendbar wenn Stoßfuge verklebt.

Für die Berechnung zugbeanspruchter Dübel in der Fuge ergeben sich anhand der durchgeführten Versuche niedrigere bzw. gleiche Werte im Vergleich zur ETAG 029 (2013). Mit den experimentellen Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit wurde nachgewiesen, dass die Fuge grundsätzlich eine Störstelle des Spannungszustands darstellt. Die Größe dieses Einflusses auf die Dübeltragfähigkeit ist von der Fugenart und der Dübelgröße abhängig.

In den Quersugversuchen wird gezeigt, dass der Injektionsdübel in einer Fuge die Hälfte der Referenzlast im Stein (Fugenbeiwerte) übertragen kann. Allerdings können bei geringeren Dübelgrößen (Durchmesser kleiner als Fugenbreite), Montage in einer Kreuzfuge und einer Belastung in Fugenlängsrichtung die Lastabminderungen jedoch deutlich größer ausfallen. Dabei tritt ein vorzeitiges Herausziehen der Ankerstange aus der Fuge auf.

Nach den Regeln in ETAG 029 (2013) wird der Dübel im Stein verankert, wenn eine Fuge sichtbar ist. In einer verputzten Mauerwerkswand (nicht sichtbare Fuge) sind die Fugenlagen nicht zu erkennen. In diesem Sinne ist von der ungünstigsten Dübelposition auszugehen. Die anhand der Versuche festgelegten Werte (Abminderungsfaktoren und maximale Tragfähigkeiten in Tabelle 10.3 und Tabelle 10.4) zur Befestigung in einer Kreuzfuge sollen zur Berechnung nach ETAG 029 in einer nicht sichtbaren Fuge dienen.

11 EINFLUSS VON ZWISCHENSCHICHTEN AUF DIE BIEGEVERFORMUNG DES ANKERS

Die Injektionsdübel im Mauerwerk werden oft in Abstandsmontage durch Wärmedämmverbundsysteme verankert. In diesem Falle wird in der aktuellen Bemessung nach ETAG 029 (2013) der Biegenachweis geführt, allerdings wird die günstige Auswirkung des druckfesten Wärmedämmverbundsystems auf die Lastabtragung nicht berücksichtigt.

Aus diesem Grund wurde der Einfluss der Zwischenschicht (Wärmedämmung) in Mauerwerk auf die Biegeverformung des Ankers untersucht. In den Quersugversuchen wurden sowohl die Dicke und die Steifigkeit der Zwischenschicht, als auch die Dübelgrößen variiert. Weiterhin wurde der Einfluss der Putzschicht auf die Dübeltragfähigkeit berücksichtigt.

11.1 Versuchsprogramm

Die Ermittlung der Biegeverformung des Ankers erfolgte anhand von Quersugversuchen für unterschiedliche Zwischenschichten. Die geprüften Zwischenschichten weisen eine ansteigende Steifigkeit in folgender Reihenfolge auf: Mineralwolle, expandierter Polystyrol-Hartschaum, Polyurethan-Hartschaum und Fichtenholz. Jede Zwischenschicht wurde sowohl mit einer Stärke von 100 mm als auch 200 mm untersucht. Darüber hinaus wurde für die Wärmedämmprodukte (Mineralwolle, expandierter Polystyrol-Hartschaum und Polyurethan-Hartschaum) der Einfluss des Putzes betrachtet. Als Referenzversuch dienten die Versuche ohne Zwischenschicht. Die Versuchsübersicht ist in Tabelle 11.1 angegeben.

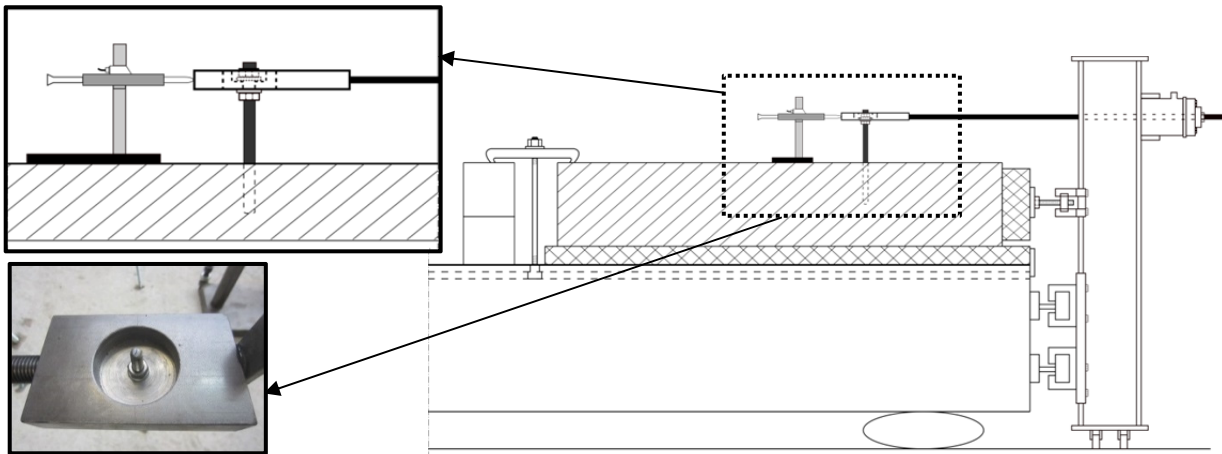
Als Befestigung wurde das Injektionssystem D (siehe Bild 3.2) mit Ankerstangen der Größe M6 und M12 verwendet. Wie in Abschnitt 2.3.1 erläutert wurde, können bei Querbelastung des Ankers unterschiedliche Versagensarten des Untergrundes auftreten. Aus diesem Grund wurde anstatt Mauerwerk eine Betonplatte als Untergrund gewählt, um das Versagen des Ankergrunds ausschließen zu können.

Tabelle 11.1: Übersicht geprüfter Parameter (Einfluss der Biegeverformung des Ankers und Zwischenschicht im Mauerwerk)

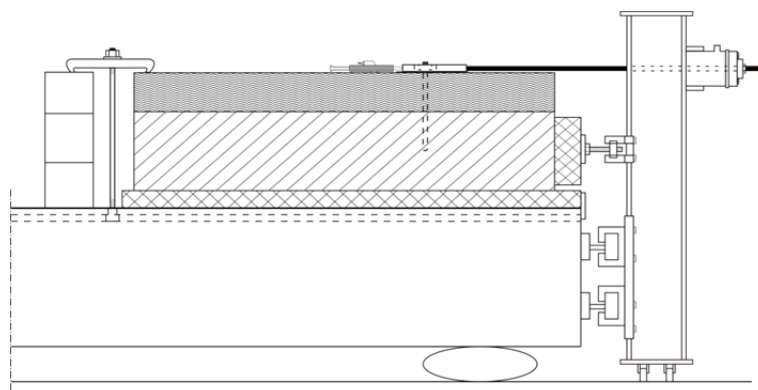
Ankergröße [mm]	Zwischenschicht	Dicke der Zwischenschicht [mm]	Putz
M6 / M12	Ohne / Holz	100 / 200	Ohne
	Mineralwolle / EPS / PU- Hartschaum		Ohne / Mit

11.2 Versuchsdurchführung

Die Querkzugversuche mit und ohne Zwischenschicht wurden analog zu den Versuchen mit Injektionsdübel in Mauerwerk durchgeführt (siehe Kapitel 4.2.2.1). Die Versuchseinrichtung ist in Bild 11.1 dargestellt. Bei den Querkzugversuchen ohne Zwischenschicht wurde die Querkzuglasche mittels Muttern und Unterlegscheiben (ober- und unterhalb) an den Ankerstangen fixiert, um die gewünschten Hebelarmlängen zu realisieren.



a) ohne Zwischenschicht



b) mit Zwischenschicht

Bild 11.1: Versuchseinrichtung der Querkzugversuche ohne und mit Zwischenschicht

11.3 Materialien

Die technischen Daten der Zwischenschichten sind in Tabelle 11.2 zusammengefasst. Bei den Angaben zu den Wärmedämmschichten handelt es sich um Richtwerte der jeweiligen Hersteller und die Daten für Fichtenholz wurden der Literatur entnommen.

Die Wärmedämmprodukte wurden auf den Betonuntergrund mittels eines marktüblichen Klebe- und Armierungsmörtels geklebt. Bei dem verwendeten Putz handelte es sich um einen Putz mit Armierungsgewebe, wobei die Putzstärke etwa 10 mm betrug. Das Fichtenholz wurde am Rand der Betonplatte mit den Dübeln M12 auf dem Untergrund (Beton) fixiert, sodass sich das Holz während des Versuchs nicht verschieben kann.

Tabelle 11.2: Technische Daten der Zwischenschichten (aus Flach (2014))

Zwischenschicht		Druckfestigkeit	Statisches E-Modul
Material	Name zur Auswertung	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Mineralwolle	MW	≥ 0,005	0,06 ³⁾
Expandierter Polystyrol-Hartschaum (EPS)	ST ^{*)}	0,04	0,4 ³⁾
Polyurethan-Hartschaum	PU	≥ 0,12	4,5 ³⁾
Fichtenholz	Holz	$f_{c,0,d} = 45^{1)}$ $f_{c,90,d} = 23^{2)}$	11 000 ¹⁾ (Biege-E-Modul)
^{*)} Nach „Styropor“ ¹⁾ DIN 68364 ²⁾ aus Gaber (1940) ³⁾ Richtwertangaben des Herstellers			

Alle Ankerstangen mit gleichem Durchmesser wurden jeweils aus der gleichen Stahlcharge verwendet. Die Festigkeiten für die Stähle M6 und M12 sind in Tabelle 11.3 angegeben. Während für die Ankerstange M12 ein Prüfprotokoll für die Stahleigenschaften zur Verfügung stand, wurde für die Dübelgröße M6 die Zugfestigkeit anhand von Zugversuchen bestimmt.

Tabelle 11.3: Materialeigenschaften für die Stähle M6 und M12 (aus Flach (2014))

Durchmesser	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]	Streckgrenze f_y [N/mm ²]
M6	670 ¹⁾	- ²⁾
M12	926 ³⁾	917 ³⁾

¹⁾ Aus Zugversuchen ermittelt
²⁾ Nicht bekannt
³⁾ Aus dem Prüfprotokoll des Herstellers

11.4 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

Ohne Zwischenschicht

Wie aus Bild 11.2 zu erkennen ist, bilden sich in den Versuchen ohne Zwischenschicht und für M6 und M12 mit einer Hebelarmlänge von 100 mm zwei plastische Gelenke aus. Darüber hinaus kam es beim Anker der Größe M12 mit einer Länge von 100 mm zur Betonabplatzung direkt vor dem Anker. Diese Art der Abplatzung fand erst bei Verschiebungen von ca. 20 mm statt. Für eine Hebelarmlänge von 200 mm ist nach der Entlastung kaum eine bleibende Verformung des Dübels (M6 / M12) zu sehen. In Bild 11.3 sind typische Last-Verschiebungskurven für die Belastung des Dübels ohne Zwischenschicht dargestellt. Die Tragfähigkeit für die beiden Versuche mit der Größe M6 liegt unterhalb von 0,5 kN. Für die Belastung des Dübels M6 mit einer Hebelarmlänge von $L = 200$ mm ist keine Lasterhöhung zu erkennen (max. Last ca. 0,15 kN). Allerdings ist die Tragfähigkeit der gleichen Dübelgrößen für größere Hebelarmlängen geringer. Die Last-Verschiebungskurven für M12 zeigen, dass bei einer Hebelarmlänge von 100 mm und bis zu einer Verschiebung von 10 mm ein linear-elastisches Werkstoffverhalten auftritt (siehe Bild 11.3, b). Bei einer Hebelarmlänge von 200 mm kommt es bis ca. 20 mm Verschiebung zu einer linear-elastischen Verformung (siehe Bild 11.3, a).

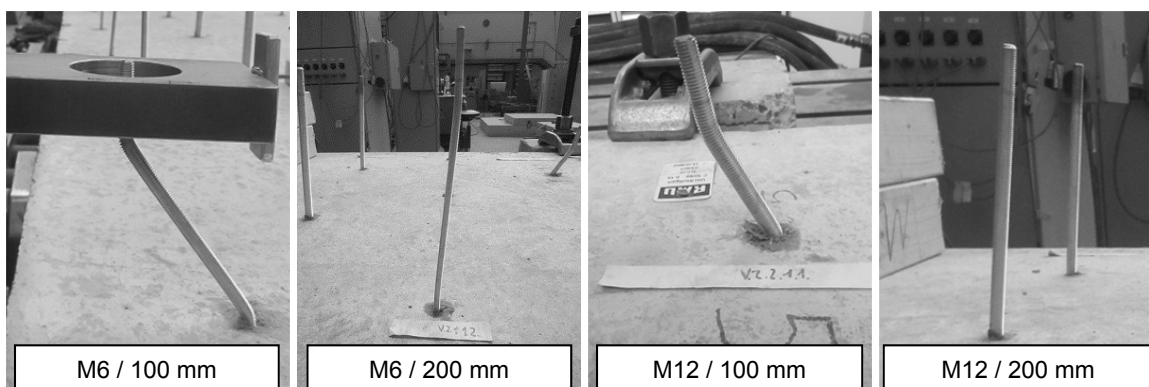


Bild 11.2: Dübel ohne Zwischenschicht nach Lasteinleitung bei zwei unterschiedlichen Zwischenschichthöhen (aus Flach (2014))

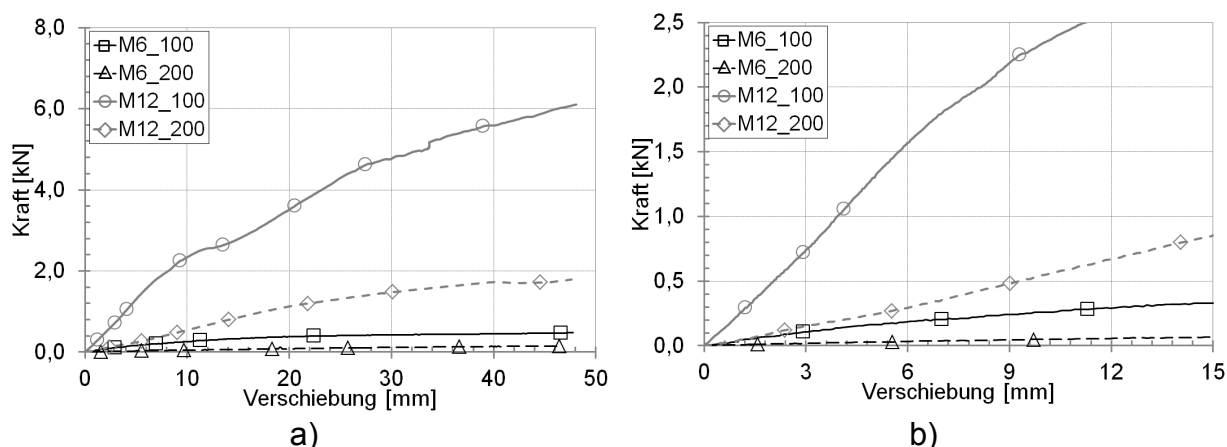


Bild 11.3: Typische Last-Verschiebungskurven von Querzugversuchen ohne Zwischenschicht bei 100 und 200mm Hebelarm­längen – a) Verschiebung bis ca. 50 mm, b) Verschiebung bis 15 mm

Gleichung (2.18) nach Scheer et al. (1987) beschreibt die Biegetragfähigkeit abhängig von der Verdrehung (gilt für eine Verdrehung der Ankerstange von der vertikalen Lage um 10°). Sie basiert auf den Untersuchungen im Beton mit Hebelarm­längen bis 80 mm. Da die Hebelarm­länge (von der Zwischenschicht abhängig) länger sein kann, wurde die Anwendbarkeit dieser Gleichung auf längere Hebelarme überprüft. Deswegen wurden die Versuchsergebnisse aus diesem Kapitel mit Gleichung (2.18) verglichen (siehe Bild 11.4). Dabei wurde die Last bei 10° Verdrehung der Ankerstange von vertikaler Lage mit dem Wert nach der Gleichung (2.18) dividiert. Die Umrechnung des Biegemoments in die Querlast erfolgte mit Gleichung (2.22). Die Ergebnisse in Bild 11.4 zeigen eine gute Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit der bestehenden Gleichung.

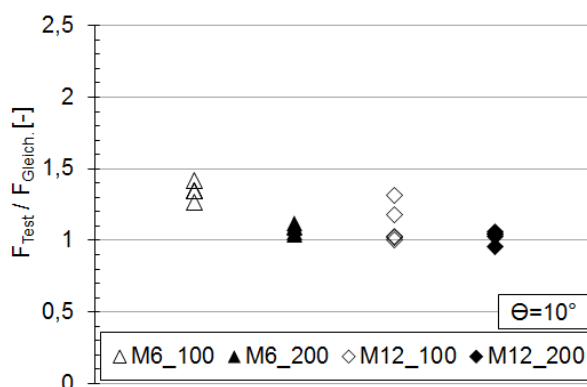


Bild 11.4: Vergleich der Ergebnisse der Querzugversuche ohne Zwischenschicht bei 100 mm und 200 mm Hebelarm­länge mit der Gleichung nach Scheer et al. (1987) für eine Verdrehung der Ankerstange von der vertikalen Lage um 10°

Mit Zwischenschicht

Die Querzugprüfung der Anker mit zusätzlicher Zwischenschicht erfolgte bis zu einer Verschiebung von etwa 45 mm. Alle Versuche mit Wärmedämmstoff als Zwischenschicht (Bild 11.5) versagen auf der gleichen Weise unabhängig davon ob Putz vor-

handen war oder nicht. Die Dübel beschädigen die Zwischenschicht lokal durch Kontaktpressung. In den Versuchen mit Fichtenholz versagen die Anker durch Stahlbruch. Die Bilder der Anker nach dem Entfernen der Zwischenschicht zeigen, dass sich in den Versuchen zwei plastische Gelenke bilden.



Bild 11.5: Typische Versagensarten (M6) der Querkzugversuche ohne und mit Zwischenschicht (aus Flach (2014)). Anker nach Entfernung der Zwischenschicht

Aus der Übersicht der Last-Verschiebungskurven (Bild 11.6 und Bild 11.7) für M6 und M12 ist ersichtlich, dass die Lastzunahme mit einer vorhandenen Zwischenschicht gegenüber reiner Biegung der Ankerstange (ohne Zwischenschicht) von der Steifigkeit der Zwischenschicht abhängig ist. Die Verschiebungen sind dabei umgekehrt proportional zur Hebelarmlänge. Stahlversagen der Anker fand bis zu einer Verschiebung von 45 mm nur für Holz als Zwischenschicht statt, da Holz mit $E = 11\,000\text{ N/mm}^2$ eine deutlich höhere Steifigkeit als die anderen Zwischenlagen

(max. $E = 4,5 \text{ N/mm}^2$) aufweist. Die Last bei Stahlversagen stellt auch für die Verankerung mit einer Zwischenschicht die höchste Tragfähigkeit des Ankers dar.

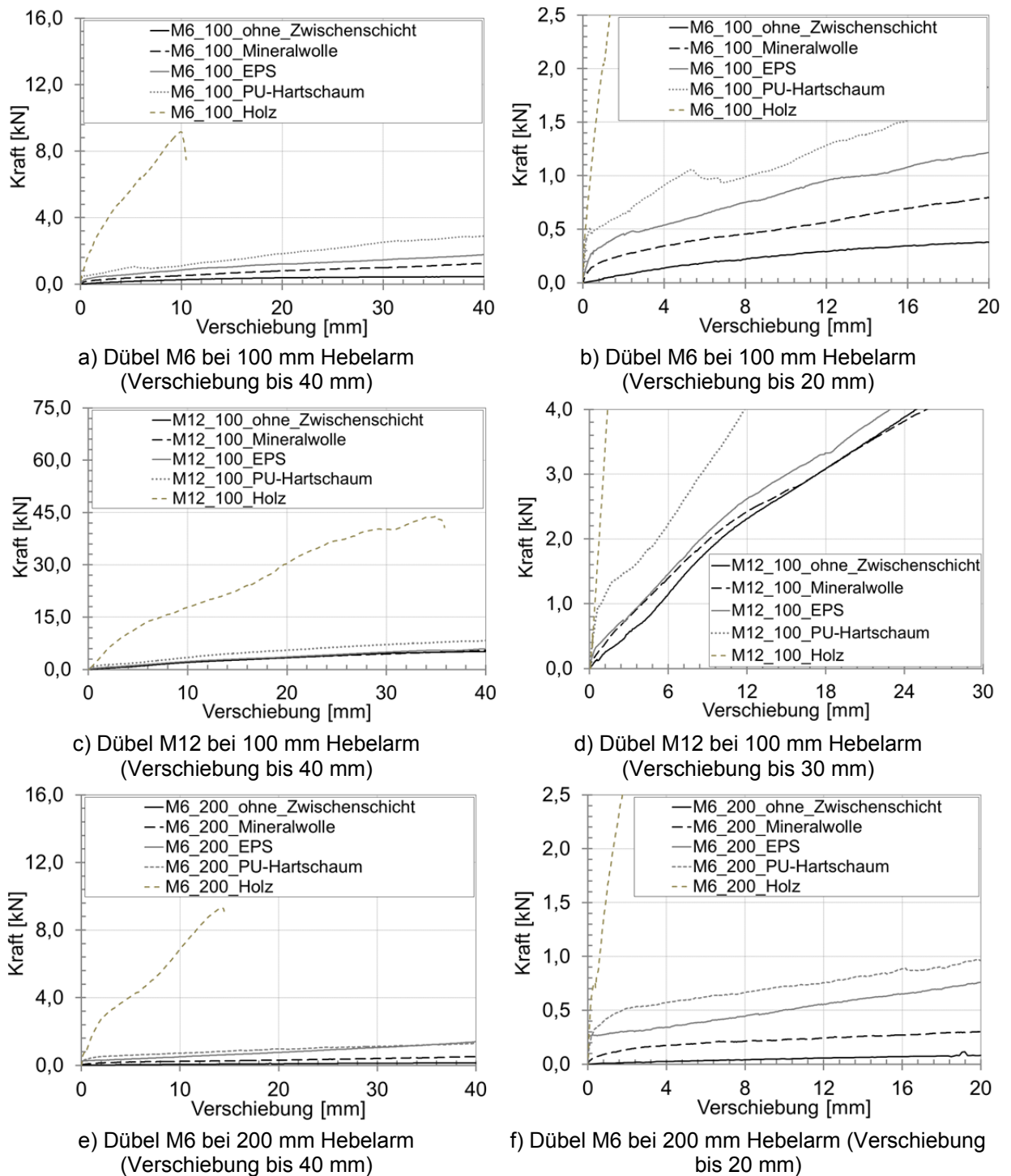


Bild 11.6: Typische Last-Verschiebungskurven von Querzugversuchen ohne und mit Zwischenschicht (Teil 1 / 2)

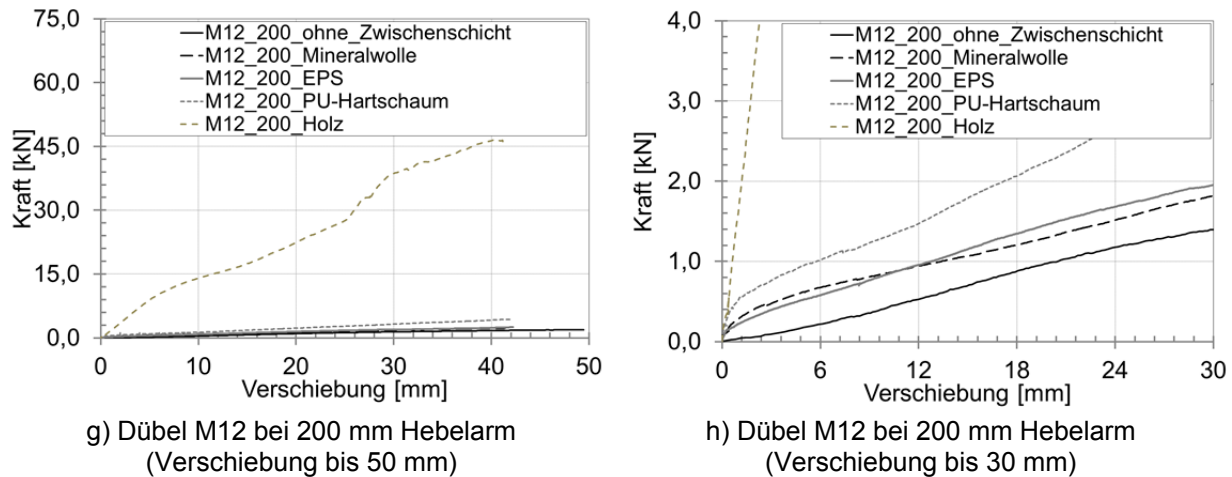


Bild 11.7: Typische Last-Verschiebungskurven von Querzugversuchen ohne und mit Zwischenschicht (Teil 2 / 2)

Das Tragverhalten eines Dübels in einer Zwischenschicht lässt sich mit einem Federmodell abbilden. Dabei wird die zusätzliche Lastzunahme des Dübels in einer Zwischenschicht durch die Steifigkeit der Zwischenschicht, dem Federweg (Verschiebung) und die durch Biegung beanspruchte Fläche beeinflusst. Der Einfluss dieser Parameter wurde anhand der Versuchsergebnisse ermittelt.

Einfluss der durch Biegung beanspruchten Dübelfläche

Wird ein Dübel oder Anker mit einer Dämmung als Zwischenschicht verwendet und mittels Querkraft belastet, bewirkt die Zwischenschicht eine Gegenkraft und verringert die Biegung bzw. Verformung. Diese Gegenkraft stellt sich über die vordere Dübelfläche entlang der gesamten Hebelarmlänge ein. Die druckbeanspruchte Fläche wird mit dem Dübeldurchmesser (d) und der Hebelarmlänge (L) definiert. Die Länge L entspricht der Einbindelänge des Dübels in der Zwischenlage.

Die Parameterstudie zur Tragfähigkeit wurde für beide Größen bei einer Dübelverschiebung von 7 mm ausgewertet. Der Dübeldurchmesser d wurde mit M6 und M12 variiert. Die Hebelarmlängen L wurden zu 100 mm und 200 mm gewählt. In den Versuchen wurde die Abhängigkeit der Last F_{ZS} bzw. $F_{ZS}-F_B$ in Abhängigkeit von d und L untersucht. Die Last F_{ZS} stellt die Belastbarkeit des Dübels bei einer Verschiebung von 7 mm. Diese Last entspricht der in den Versuchen gemessenen Kraft. Mit der Last $F_{ZS}-F_B$ (F_B = Biegetragfähigkeit des Dübels, ohne Zwischenschicht) wird die durch die Zwischenschicht aufgenommene Kraft berechnet. Diese Last beschreibt den Beitrag der Zwischenschicht zur Gesamtlast.

In Bild 11.8 und Bild 11.9 sind die Zusammenhänge zwischen der Last $F_{ZS}-F_B$ bzw. F_{ZS} und dem Dübeldurchmesser gezeigt. Während in Bild 11.8 (Korrelation zwischen $F_{ZS}-F_B$ und d) keine Tendenz zu erkennen ist, nimmt die Gesamtlast F_{ZS} mit dem aufsteigenden Dübeldurchmesser d annähernd linear zu (siehe Bild 11.9).

Die Ergebnisse zum Einfluss der Hebelarmlänge L auf die Gesamtlast F_{ZS} sind in Bild 11.10 dargestellt. Es ist kein Einfluss der Hebelarmlänge auf die Gesamtlast

feststellbar. Es ist auch kein Zusammenhang zwischen der Last F_{ZS-F_B} und der Hebelarmlänge L (siehe Bild 11.11) zu erkennen.

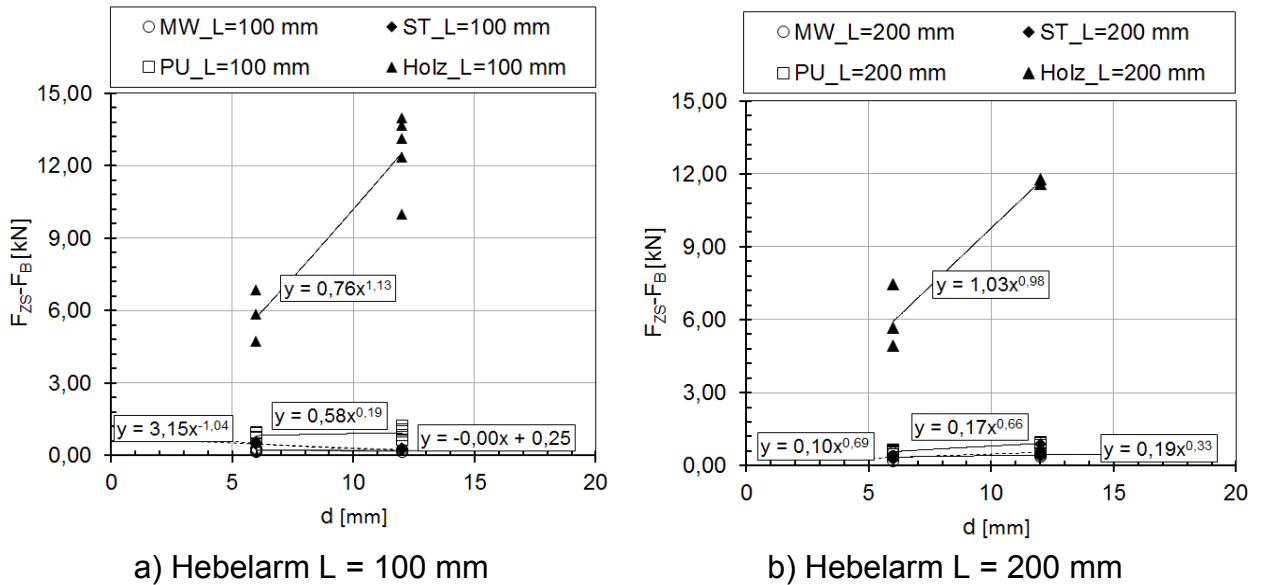


Bild 11.8: Einfluss des Dübeldurchmessers d (M6 und M12) auf die zusätzliche Tragfähigkeit des Injektionsdübels in Zwischenschicht $F_{ZS} - F_B$ (Verschiebung des Dübels 7 mm).

Abkürzungen: MW = Mineralwolle, ST = Expandierter Polystyrol-Hartschaum (EPS), PU = Polyurethan-Hartschaum, Holz = Fichtenholz.

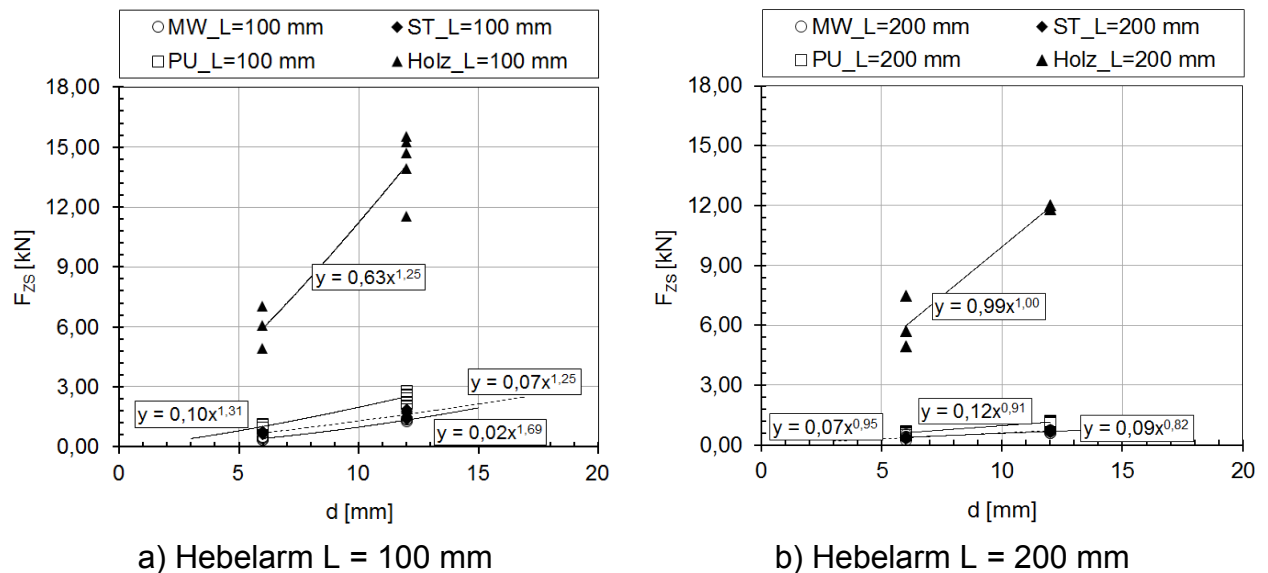


Bild 11.9: Einfluss des Dübeldurchmessers d (M6 und M12) auf die Tragfähigkeit des Injektionsdübels in Zwischenschicht F_{ZS} (Verschiebung des Dübels 7 mm).

Abkürzungen: MW = Mineralwolle, ST = Expandierter Polystyrol-Hartschaum (EPS), PU = Polyurethan-Hartschaum, Holz = Fichtenholz.

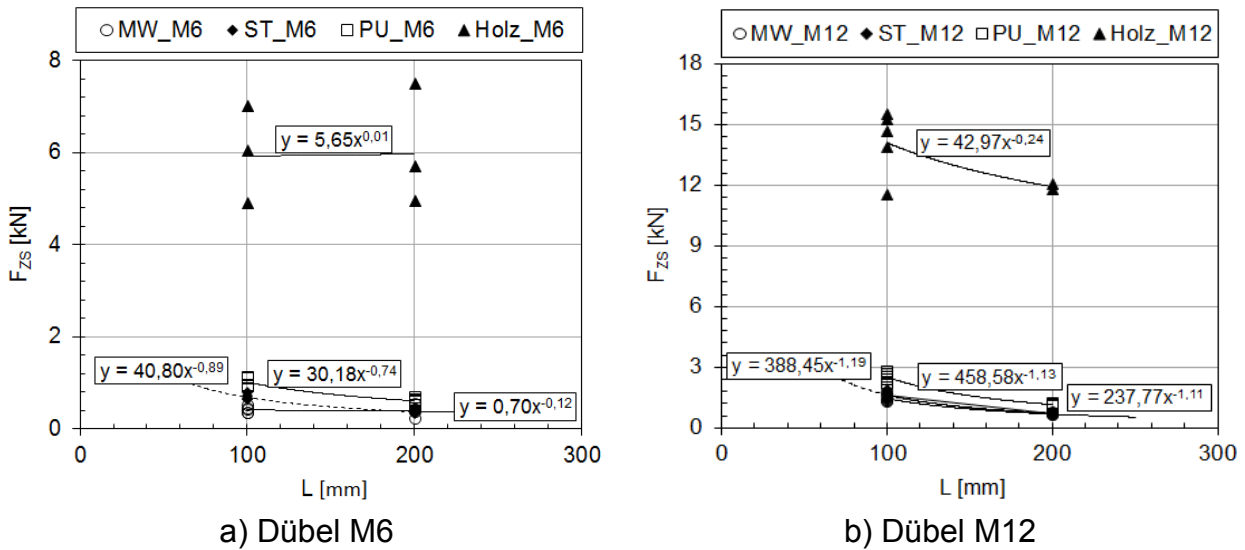


Bild 11.10: Einfluss der Hebelarmlänge L (100 und 200 mm) auf die Tragfähigkeit des Injektionsdübels in Zwischenschicht F_{ZS} (Verschiebung des Dübels 7 mm).

Abkürzungen: MW = Mineralwolle, ST = Expandierter Polystyrol-Hartschaum (EPS), PU = Polyurethan-Hartschaum, Holz = Fichtenholz.

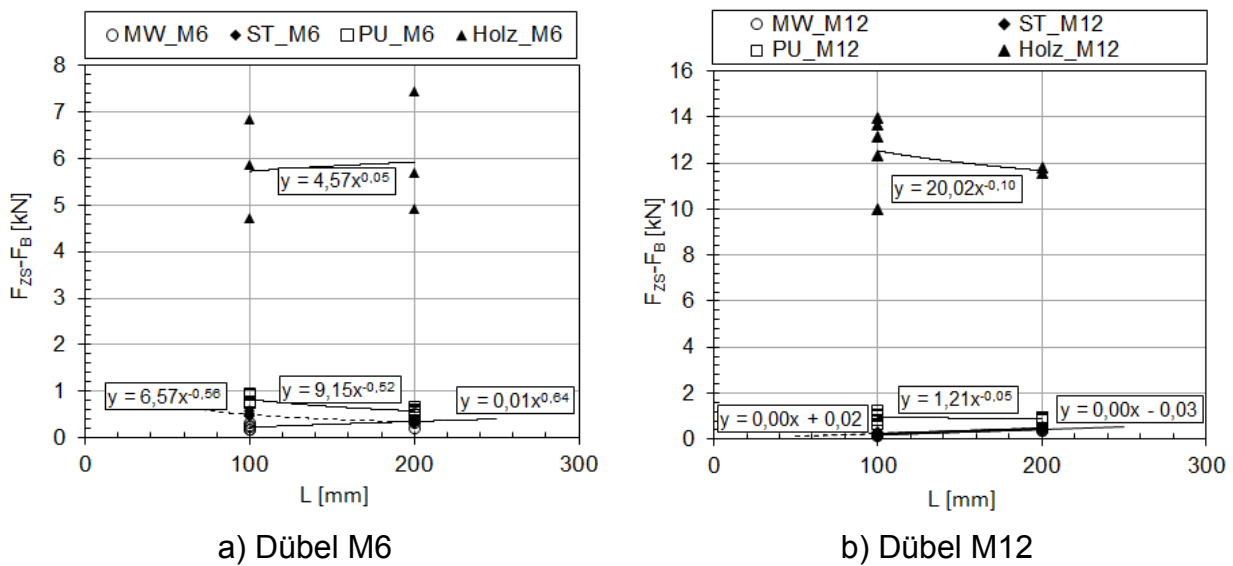


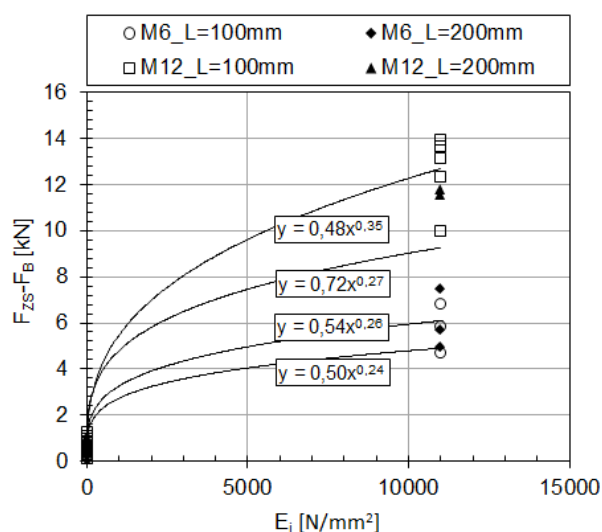
Bild 11.11: Einfluss der Hebelarmlänge L (100 und 200 mm) auf die zusätzliche Tragfähigkeit des Injektionsdübels in Zwischenschicht $F_{ZS} - F_B$ (Verschiebung des Dübels 7 mm).

Abkürzungen: MW = Mineralwolle, ST = Expandierter Polystyrol-Hartschaum (EPS), PU = Polyurethan-Hartschaum, Holz = Fichtenholz.

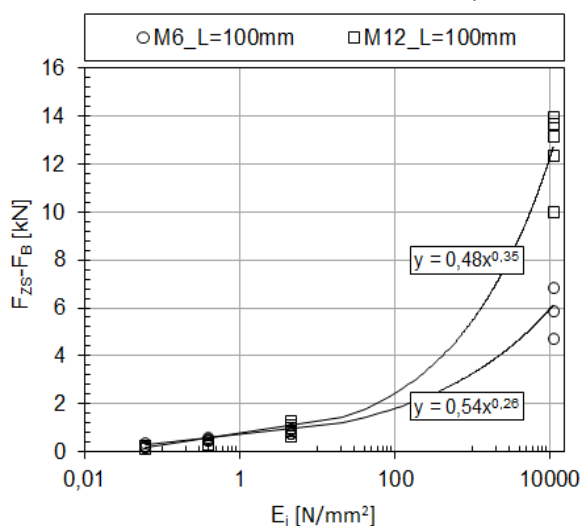
Einfluss der Steifigkeit der Zwischenschicht

Die Steifigkeit der Zwischenschicht wurde annähernd mit dem Elastizitätsmodul E_i abgebildet. In Bild 11.12 ist die zusätzliche Tragfähigkeit ($F_{ZS} - F_B$) bei einer Verschiebung von 7 mm des Injektionsdübels mit einer Zwischenschicht abhängig von dem E-Modul E_i dargestellt. Die Ergebnisse werden jeweils für den Dübel mit gleichem Durchmesser d und Hebelarmlänge L dargestellt. Dabei zeigt sich eine eindeu-

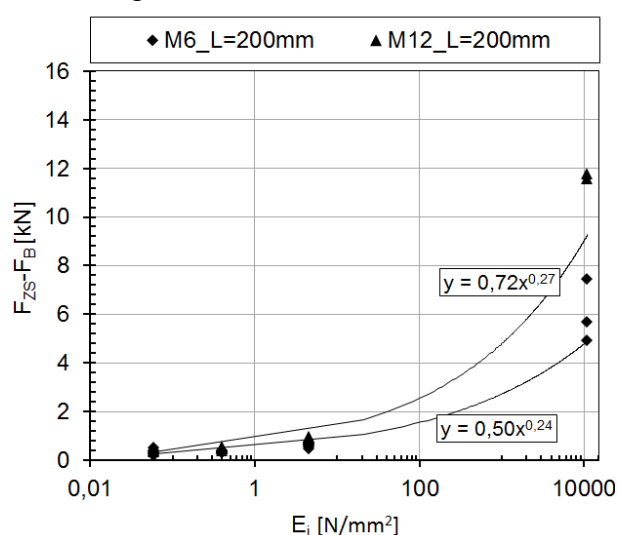
tige Lastzunahme $F_{ZS} - F_B$ mit zunehmendem Elastizitätsmodul der Zwischenschicht E_i . Die Lasterhöhung ist dabei eine Funktion von $E_i^{0,27}$.



a) Lineare Skalierung



b) Logarithmische Skalierung,
Hebelarm $L = 100$ mm



c) Logarithmische Skalierung,
Hebelarm $L = 200$ mm

Bild 11.12: Einfluss des statischen E-Moduls der Zwischenschicht E_i auf die zusätzliche Tragfähigkeit des Injektionsdübels in der Zwischenschicht $F_{ZS} - F_B$ (Verschiebung des Dübels 7 mm)

Einfluss des Federwegs (Dübelverschiebung)

Der Zusammenhang zwischen der Dübelverschiebung (Federweg) und der Gegenkraft der Zwischenschicht auf den Anker $F_{ZS} - F_B$ wurde für jede Dübelgröße einzeln (Dübeldurchmesser und Hebelarmlänge) untersucht. Dabei wurde die Verschiebung von 7 mm bis 13 mm festgelegt. Die Korrelationen wurden für jede Dübelgröße und abhängig von der Zwischenschicht gebildet. Die Ergebnisse in Bild 11.13 zeigen, dass die Last $F_Z - F_B$ mit zunehmender Dübelverschiebung für die meisten Fällen annähernd proportional zu $s^{0,45}$ ist.

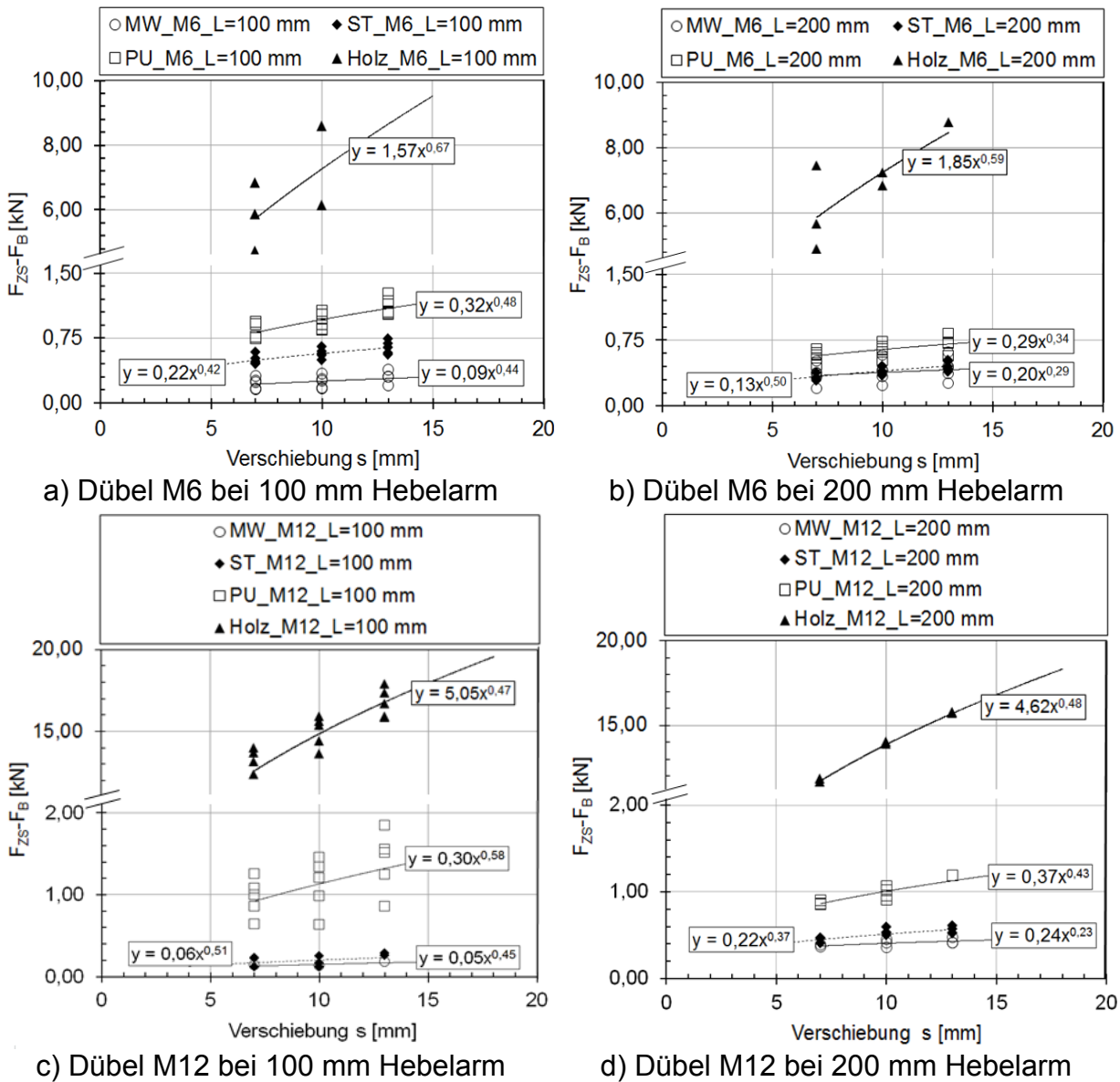


Bild 11.13: Einfluss der Verschiebung des Dübels s auf die zusätzliche Tragfähigkeit des Injektionsdübels in Zwischenschicht $F_{ZS} - F_B$.

Abkürzungen: MW = Mineralwolle, ST = Expandierter Polystyrol-Hartschaum (EPS), PU = Polyurethan-Hartschaum, Holz = Fichtenholz.

Anhand der Ergebnisse wird vorgeschlagen, die Dübeltragfähigkeit mit einer Zwischenschicht mit Gleichung (11.1) zu berechnen.

$$F_{ZS} = F_B + 0,4 \cdot E_i^{0,27} \cdot s^{0,28} = \frac{3 \cdot E_A \cdot l}{L^3} \cdot s + 0,4 \cdot E_i^{0,27} \cdot s^{0,28} \leq F_s \quad [\text{kN}] \quad (11.1)$$

mit:

F_B = Dübeltragfähigkeit bei Biegebeanspruchung ohne Zwischenschicht, nach Gleichung (2.17) [kN]

E_i = E-Modul von Zwischenschicht [kN/m²]

s = Verschiebung des Dübels [m]

E_A = E-Modul von Dübel [kN/m²]
 = 210 000 000 [kN/m²] für Stahl

- I = Flächenträgheitsmoment von Dübel [m⁴]
 $= \frac{\pi \cdot d^4}{64}$
 d = Dübeldurchmesser [m]
 L = Länge des Hebelarms [m]
 F_S = Dübeltragfähigkeit bei Abscheren des Stahls [kN]
 $= 0,5 \cdot A_S \cdot f_u$ (nach Eligehausen/ Mallée (2000))
 A_S = Spannungsquerschnitt der Ankerstange [mm²]
 f_u = Stahlfestigkeit der Ankerstange [kN/mm²]

Die experimentell ermittelten Lasten für die unterschiedlichen Zwischenschichten sind in Bild 11.14, Bild 11.15 und Bild 11.16 den rechnerischen Lasten nach Gleichung (11.1) gegenübergestellt. Bei einer Verschiebung von 3,5 mm (Bild 11.14) und einer Verschiebung von 7,0 mm (Bild 11.15) ist eine gute Übereinstimmung der experimentell ermittelten Lasten mit der vorgeschlagenen Gleichung (11.1) zu erkennen. Das Verhältnis $N_{u, \text{Versuch}}/N_{u, \text{Rechnung}}$ ergibt für die Verschiebung des Dübels von 3,5 mm (Bild 11.14) einen Mittelwert von 0,96 bei einem Variationskoeffizient von 23,9 %, und für die Verschiebung von 7 mm (Bild 11.15) einen Mittelwert von 1,04 bei einem Variationskoeffizient von 25,7 %. Mit zunehmender Verschiebung des Dübels vergrößert sich die Abweichung der gemessenen Tragfähigkeiten von der vorgeschlagenen Gleichung (11.1). Für eine 10° Verdrehung der Ankerstange von vertikaler Lage (siehe Bild 11.16) ist die Last für M12 in Holz mit einer Hebelarmlänge von 200 mm dreifach höher als die berechnete Last. Dabei wurde die Last zusätzlich durch die Normalkraft erhöht, da es sich bei der 10° Verdrehung um eine große Dübelverschiebung von 35 mm handelt.

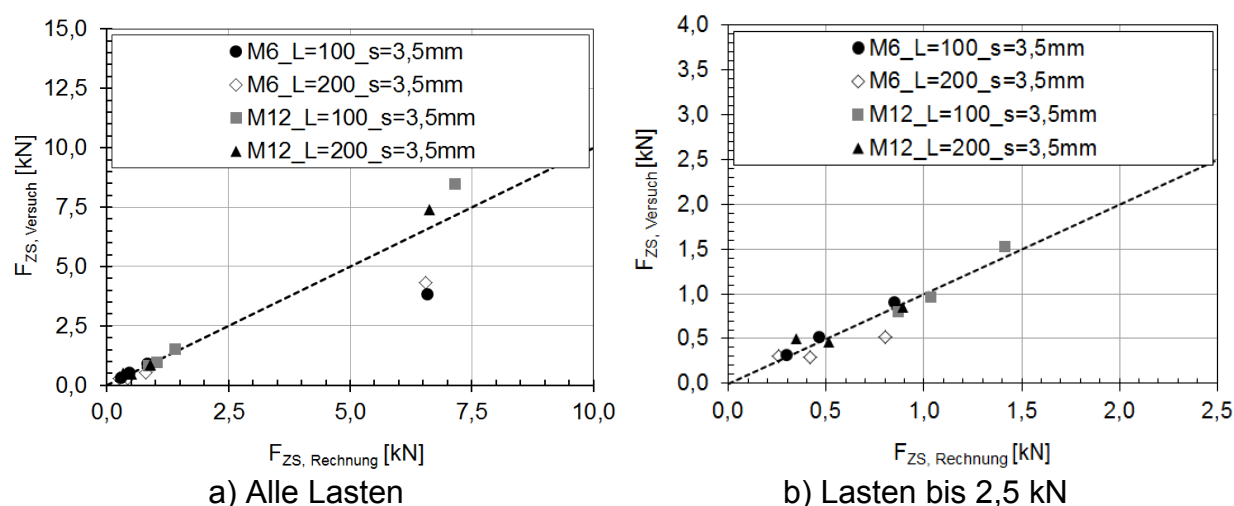


Bild 11.14: Vergleich der experimentell ermittelten Traglasten mit der vorgeschlagenen Gleichung für Biegung eines Dübels in Zwischenschicht (Verschiebung $s = 3,5$ mm). Abkürzung: L = Hebelarmlänge.

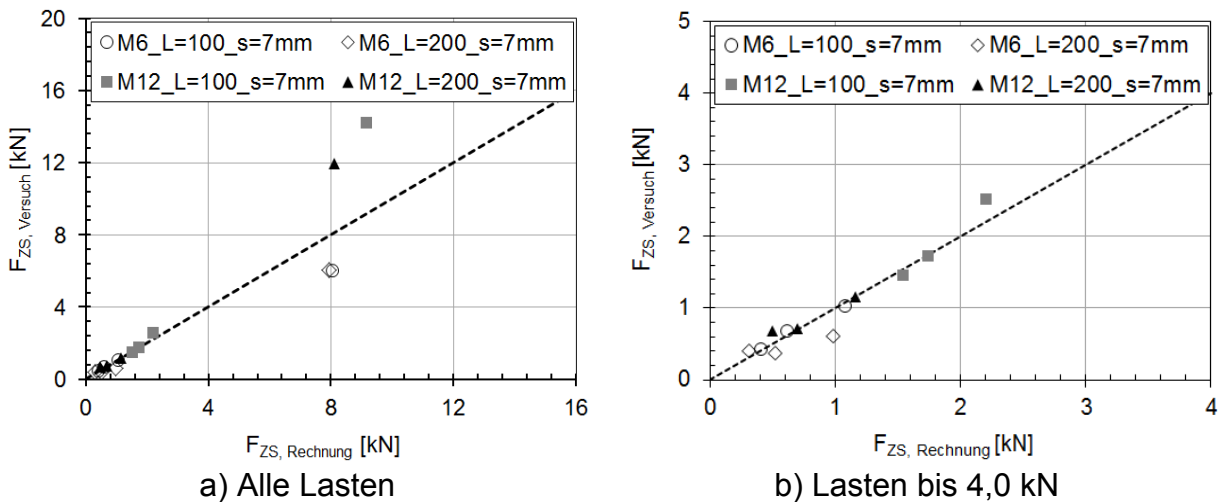


Bild 11.15: Vergleich der experimentell ermittelten Traglasten mit der vorgeschlagenen Gleichung für Biegung eines Dübels in Zwischenschicht (Verschiebung $s = 7$ mm). Abkürzung: L = Hebelarmlänge.

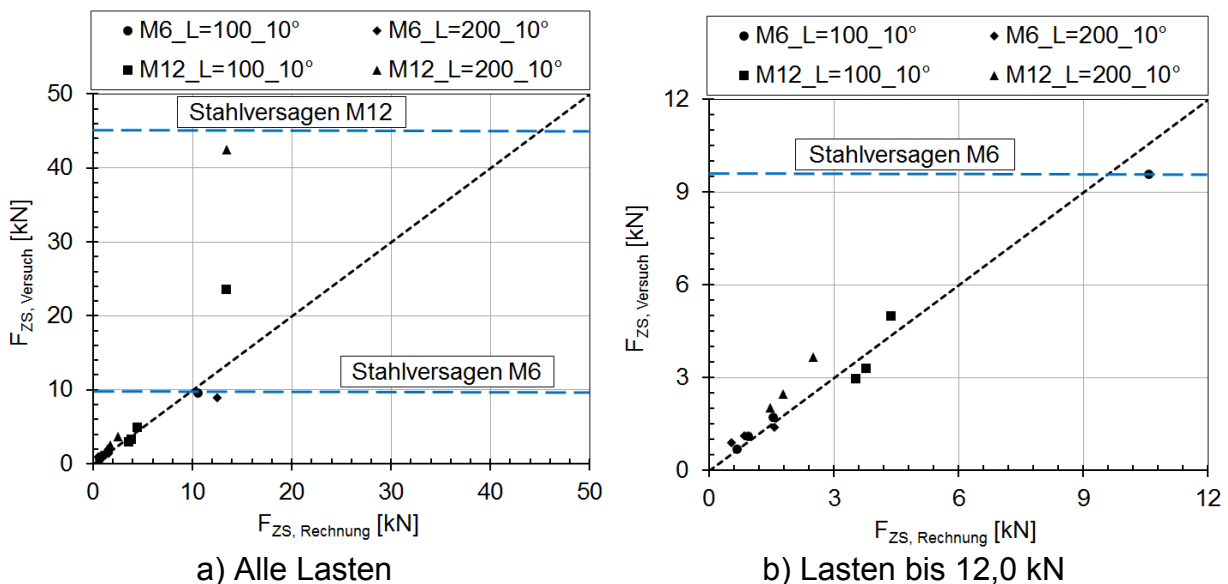


Bild 11.16: Vergleich der experimentell ermittelten Traglasten mit der vorgeschlagenen Gleichung für Biegung eines Dübels in Zwischenschicht bei 10° Verdrehung der Ankerstange von vertikaler Lage. Abkürzung: L = Hebelarmlänge.

Die Biegung des Dübels mit Zwischenschicht stellt dabei ein nichtlineares Problem dar. Dadurch kann die Tragfähigkeit des Dübels mit Gleichung (11.1) nur für kleine Verschiebungen bis zu 7 mm zuverlässig abgeschätzt werden.

Für die Verankerung mit einer Wärmedämmung als Zwischenschicht wurde der zusätzliche Einfluss von Putz auf die Dübeltragfähigkeit untersucht. In Bild 11.17 ist dieser Zusammenhang für die Dübelgrößen M6 und M12 bei einer Verschiebung des Dübels von 7 mm dargestellt. Die Tragfähigkeit des Dübels in Zwischenschichten und Putz wurde mit der Last ohne Putz verglichen (Bild 11.17, a)). Dabei ist die Erhöhung der Tragfähigkeit für M6 höher als für M12. Die maximale Lasterhöhung für eine Zwischenschicht aus Mineralwolle mit Putz beträgt ca. 2,4. In der Regel nimmt die Tragfähigkeit mit zunehmender Steifigkeit der Zwischenschicht ab. Für den Dübel

M12 (max. 1,5-fache Lasterhöhung) ist der Einfluss von Putz geringer als für M6. Dieser unterschiedliche Einfluss auf die Dübeltragfähigkeit ist mit dem Armierungsgewebe zu klären. Die Tragfähigkeitserhöhung hängt dabei von der Lage des Dübels im Vergleich zum Armierungsgewebe ab. In Bild 11.17, b) wurde die Tragfähigkeit des Dübels in Zwischenschicht mit Putz von der Last in gleicher Zwischenschicht ohne Putz abgezogen. Die niedrigste Lasterhöhung wegen Putz auf einer Zwischenschicht beträgt 0,25 kN. Diese kleine Lasterhöhung durch Putz kann als ein Sicherheitsfaktor der Berechnung für Tragfähigkeit des Dübels in einer Zwischenschicht dienen.

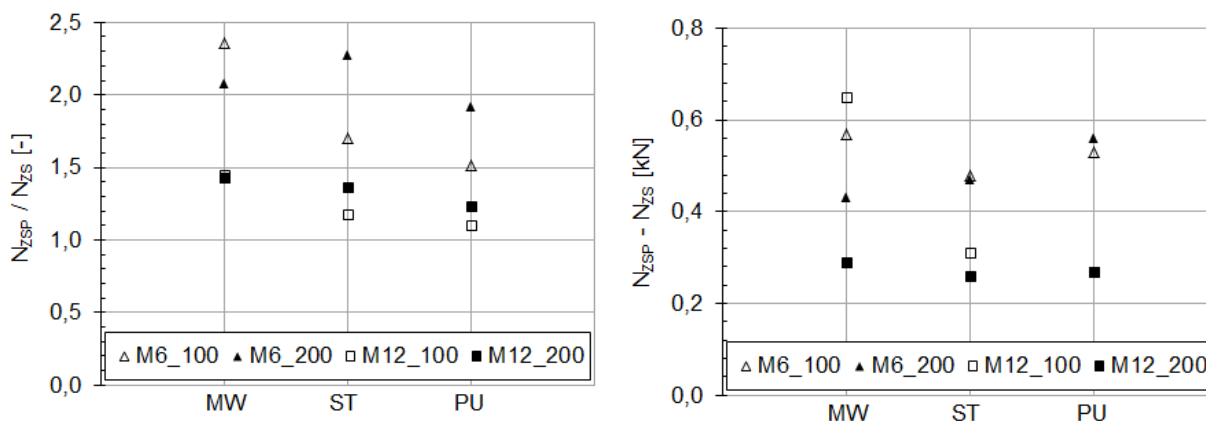


Bild 11.17: Einfluss von Putz auf die Dübeltragfähigkeit bei Verankerung in Zwischenschicht (Verschiebung $s = 7$ mm) (aus Flach (2014)).

Abkürzungen: MW = Mineralwolle, ST = Expandierter Polystyrol-Hartschaum (EPS), PU = Polyurethan-Hartschaum, N_{ZSP} = Tragfähigkeit des Dübels in Zwischenschichten mit Putz, N_{ZS} = Tragfähigkeit des Dübels in Zwischenschichten ohne Putz.

11.5 Zusammenfassung

Auf Grundlage der Versuchsergebnisse wurde in diesem Kapitel der Einfluss der Zwischenschicht (Wärmedämmung) auf die Biegeverformung und Tragfähigkeit bei 10° Verdrehung des Ankers beschrieben. Die Ergebnisse zeigen, dass die Gleichung nach Scheer et al. (1987) zur Berechnung der Dübeltragfähigkeit (Hebelarmlänge bis 80 mm) unter Biegebeanspruchung auf die Ankerstangen mit üblichen Längen bis 200 mm ohne Zwischenschicht anwendbar ist.

Anhand der Ergebnisse wurde weiterhin ein Berechnungsansatz für die Dübeltragfähigkeit in der Zwischenschicht vorgeschlagen. Dabei ist die zusätzliche Dübeltragfähigkeit von der Steifigkeit der Zwischenschicht und von der Dübelverschiebung abhängig. Ein Einfluss des Putzes auf die Lasterhöhung kann dabei jedoch nicht planmäßig berücksichtigt werden, da die Tragfähigkeitserhöhung von der Lage des Dübels im Vergleich zum Armierungsgewebe abhängt. Allerdings stellt dieser Einfluss einen zusätzlichen Sicherheitsfaktor für die Bemessung dar.

12 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

In Rahmen dieser Arbeit wurde das Tragverhalten der Injektionsdübel in Mauerwerk unter Zug-, Druck-, Schrägzug- und Querschubbelastung (mit und ohne Abstandsmontage) experimentell und numerisch untersucht. Die Untersuchungen stellen eine Erweiterung bzw. Verbesserung der bestehenden Bemessungsmodelle für Zugbelastung (Meyer (2006), ETAG 029 (2013)) bzw. Quer- und Schrägzugbelastung (Welz (2011), ETAG 029 (2013)) dar. Im Vordergrund dieser Arbeit wird der Einfluss der Steingeometrie, der Mauerwerksfugen und der Risse im Mauerwerk auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln untersucht. Aus den gewonnen Erkenntnissen der zahlreichen experimentellen und numerischen Untersuchungen wurde das Dübeltragverhalten und das allgemeingültige Bemessungskonzept für Injektionsdübel im Mauerwerk für unterschiedliche Bedingungen erläutert.

Bei einer zugbelasteten Verankerung mit Injektionsdübel erfolgt die Lastübertragung in einem Vollstein durch Stoffschluss (Klebewirkung) und in einem Lochstein überwiegend durch Formschluss (Verzahnung der Mörtelpfropfen in den Hohlräumen des Steins mit horizontalen Stegen). Unter Querschubbelastung wird der Untergrund vor dem Dübel lokal auf Druck beansprucht. Bei Mauerwerk handelte es sich bei den Untergründen entweder um Lochsteine oder um Vollsteine. Für die experimentellen Untersuchungen wurden drei Arten von Mauersteinen (Ziegelsteine, Kalksandsteine und Porenbetonsteine) verwendet. Es handelte sich um marktübliche Steinarten. Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Ziegelsteine und Kalksandsteine sowohl als Vollsteine als auch Lochsteine untersucht. Für die Versuche im Lochstein wurden Steine mit einer möglichst ungünstigen geometrischen Lochkammerausbildung (Steinversagen) mit Blick auf die Dübeltragfähigkeit ausgewählt. Bei den Untersuchungen zum Einfluss der Fugenart im Mauerwerk wurde die Dübeltragfähigkeit in Fugen aus Normalmörtel und Dünnbettmörtel untersucht.

Ein besonderes Augenmerk der Arbeit liegt auf den Untersuchungen zum Einfluss der Steingeometrie auf das Dübeltragverhalten. In der derzeitigen Bemessung wird die zulässige Dübeltragfähigkeit in Lochsteinen im Vergleich zu Vollsteinen nur im Versuch ermittelt, da bisher nur wenige Kenntnisse über das Tragverhalten vorliegen.

Die Lochsteine werden immer häufiger mit einem großen Anteil an Lochkammern und dünnen Stegen zur Verbesserung der Wärmeschutzeigenschaften hergestellt. Dies gilt insbesondere für Hochlochziegel und Kalksandlochsteine. Bei Befestigungen im Mauerwerk wird die Last über Stege in den Untergrund übertragen und es kommt zum Steinversagen. Dabei hat die geometrische Ausbildung des Mauersteines und dessen Materialeigenschaft den größten Einfluss auf die Dübeltragfähigkeit. In den bisherigen Arbeiten wurde auf den Einfluss der Geometrie nicht explizit eingegangen, weil die am Markt vorhandenen Steine keine systematische Untersuchung aller Parameter erlauben. Das ist darauf zu führen, dass die Steingeometrie nicht

beliebig geändert werden kann (vorgegeben von Hersteller). Daher wurde in Rahmen dieser Arbeit vor allem die geometrische Ausbildung der Steine betrachtet. In diesem Zusammenhang war der Ansatz numerischer Methoden von großer Bedeutung, um eine systematische Parameterstudie durchführen zu können. Die experimentellen Untersuchungen dienten grundsätzlich dazu, um die vorgeschlagenen Gleichungen zur Berechnung der Tragfähigkeit für Lochsteine (Hochlochziegel und Kalksandstein) zu validieren.

Ein wesentlicher Unterschied zwischen Mauerwerk und Beton ist die Festlegung der Randbedingungen bzw. Anwendungsbedingungen im Untergrund. Betonprüfkörper können relativ einfach und kostengünstig hergestellt und geprüft werden, wodurch eine Übertragbarkeit auf realistische Anwendungsfälle eindeutig gegeben ist. Andererseits sind Prüfungen in realistischen Mauerwerkswänden (ETAG 029 (2010)) sehr zeitintensiv und kostenaufwändig sowie die Prüfungen in Einzelsteinen bisher unzureichend realitätsnah. Aus diesem Grund steht die Wahl einer geeigneten Versuchseinrichtung für Injektionsdübel im Einzelstein im Vordergrund. Der erste Schritt in der vorliegenden Arbeit war daher die Festlegung der Prüfbedingungen für Versuche im Einzelstein. Es konnte gezeigt werden, dass die Randbedingungen aus einem Mauerwerksverband relativ einfach auf Einzelsteine übertragen werden können. Dies erfolgt durch eine entsprechende Einspannung des Steins, um die tatsächliche Druckspannung zu simulieren. In diesem Zusammenhang wurde auch der Einfluss der Abstützungsart auf die Dübeltragfähigkeit bei Zug- und Querkzugbelastung geklärt. Es wurde gezeigt, dass die Versuche in Einzelsteinen zur Ermittlung des charakteristischen Widerstands bei Zugbelastung mit den beiden üblichen Varianten weiterer Abstützung (Dreibehaufbau und Ring) realistische Werte liefern. Die Versagenslasten der beiden Abstützungen stimmen gut überein, was auf den vergleichbaren Spannungszustand im Stein zu führen ist. Bezüglich der Dübeltragfähigkeit unter Querkzugbelastung wurde eine Parameterstudie zum Einfluss der Bauteilabstützung vorgenommen. Es wurde festgestellt, dass die Abstützung die Tragfähigkeit unter Querlast stark beeinflussen kann. Daher muss bei den Querlastversuchen in Richtung Stoßfuge beachtet werden, dass ein Ausbruch in Richtung des Randes durch die Abstützung des Einzelsteins möglich ist.

Anhand der Untersuchungen aus Kapitel 4 wurde eine Versuchseinrichtung für abgespannte ($0,2 \text{ N/mm}^2$) Einzelsteine mit entsprechenden Anforderungen bezüglich der Abstützung bei Zug- und Querkzugbelastung entwickelt. Die Einrichtung ist gleichermaßen bei groß- und kleinformatigen Steinformaten (NF, 2DF) anwendbar. Die entwickelte Prüfeinrichtung bietet gleiche Prüfbedingungen wie eine Prüfung im realen Mauerwerksverband und liefert somit auch identische Dübeltragfähigkeiten und in der Regel vergleichbare oder ähnliche Versagensarten. Aus diesem Grund wurden die weiteren Untersuchungen der vorliegenden Arbeit in dieser Prüfeinrichtung durchgeführt. Mit der neuentwickelten Versuchseinrichtung für abgespannte Einzelsteine soll der bisherige Aufwand der Versuchsdurchführung in einem Mauerwerksverband nach ETAG (2010) reduziert werden.

Es wurden zudem numerische Simulationen von zug- und querzugbelasteten Injektionsdübeln im Mauerwerk durchgeführt, um neue Erkenntnisse bezüglich des Dübeltragverhaltens zu erlangen und um die Versuchsergebnisse zu vervollständigen. Das numerische Modell wurde dazu anhand von Versuchsergebnissen aus der Literatur sowie mittels eigener Versuche validiert, wobei eine sehr gute Übereinstimmung der experimentellen und numerischen Ergebnisse festgestellt wurde. Dabei ist hervorzuheben, dass die beiden auftretenden Lastabtragungsmechanismen, Stoffschluss und Formschluss, realistisch erfasst werden. Die numerischen Modelle dienen für die Untersuchungen zum Einfluss der Steingeometrie und -festigkeit auf die Dübeltragfähigkeit unter Zug- und Querzugbelastung im Mauerwerk.

Anhand der experimentellen und numerischen Untersuchungen wurde das Zugtragverhalten von Injektionsdübeln in Lochsteinen bei Steinversagen ermittelt. Zu diesem Zweck wurden die Versuche mit Einzel- und Doppelbefestigungen in Mauersteinen unter Berücksichtigung der Steingeometrie und der Materialeigenschaften durchgeführt. Es wurde zwischen dem Tragverhalten bei Verankerungen im Außensteg und in mehreren horizontalen Stegen unterschieden, weil es sich infolge unterschiedlicher Randbedingungen der horizontalen Stege um zwei unterschiedliche Arten der Dübeltragfähigkeit handelt. Allerdings wurde bei beiden Fällen festgestellt, dass sich die biegebeanspruchte Fläche bis zu der 4-fachen Dicke des horizontalen Stegs vom Dübel erstreckt. Für die beiden Verankerungen spielen die Einflussgrößen Steindruckfestigkeit, effektive Verankerungstiefe, vertikale Stege, Verstärkung entlang der Auflagerfläche und Randeinfluss eine große Rolle bei der Lastabtragung. Anhand der geschilderten Zusammenhänge aus der Parameterstudie wurden analytische Gleichungen zur Berechnung der Tragfähigkeit von zugbelasteten Injektionsdübeln in Lochsteinen (Hochlochziegel und Kalksandlochsteinen) bei Steinversagen hergeleitet. Die vorgeschlagenen Gleichungen wurden mit den experimentell ermittelten Lasten validiert, wobei sich eine gute Übereinstimmung zeigt.

Die Anwendung von Injektionsdübeln im Mauerwerk unter Druckkraft ist in den derzeitigen Zulassungen ausgeschlossen. Besonders interessant ist dabei das Verhalten im Falle einer Befestigung im Lochstein (Lastabtragung hauptsächlich über Formschluss). Da es keine Untersuchungen zu diesem Aspekt in der Vergangenheit gab, wurde in dieser Arbeit das Tragverhalten der Injektionsdübel unter Druckbelastung untersucht. Die Druckversuche erfolgten mit zwei Injektionssystemen in Hochlochziegeln und Kalksandlochsteinen. Die Ergebnisse wurden mit den Daten der Zugversuche verglichen. Es konnte gezeigt werden, dass das Verhalten unter Druck- und Zugbelastung nur in Steinen mit niedriger Festigkeit und dünnen Stegen vergleichbar ist. In diesem Fall kommt es zu Steinversagen, da die Steinfestigkeit bei beiden Lastbeanspruchungen überschritten wird. Die Dübeltragfähigkeit ist in höherfesten Steinen unter Druckbelastung aber in der Regel geringer als die vergleichbare Zugtragfähigkeit. Ursache hierfür ist, dass die Lastabtragung bei einer Druckbelastung des im Außensteg verankerten Dübels nur über Stoffschluss (Verbundfläche zwischen Dübel und Stein) erfolgt. Somit müssen für die Verankerungen in mehreren

Stegen mindestens drei Stege aktiviert werden, um die gleiche Tragfähigkeit unter Zug- und Druckbelastung zu erhalten.

In der vorliegenden Arbeit wurde das Dübeltragverhalten unter Querbeanspruchung für die Versagensart Kantenbruch bei Injektionsdübel im Lochstein untersucht, um den Einfluss unterschiedlicher Steingeometrien und Setzpositionen der Injektionsdübel zu ermitteln. Es wurden sowohl Einzel- als auch Gruppenbefestigungen berücksichtigt. Das Verhalten von Dübeln in Lochsteinen unter Querbelastrung lässt sich anhand eines Federmodells erklären, bei dem die Federn die horizontalen Stege darstellen. Wenn die Tragfähigkeit der ersten äußeren Feder erreicht ist, versagt diese und die Last wird vom Anker auf die nächststehende Feder überlagert. Dieser Lastübertragungsmechanismus folgt bis zum letzten horizontalen Steg im Verankerungsbereich. Anschließend versagen die vertikalen Stege, sodass ein Kantenbruch auf der lastzugewandten Seite entsteht. Die wichtigsten Einflüsse auf die Dübeltragfähigkeit sind Steindruckfestigkeit, Dicke des horizontalen Außensteges und beide Randabstände des Dübels. Anhand der Parameterstudie wurde ein analytisches Modell zur Berechnung der Dübeltragfähigkeit in Lochsteinen unter Querbelastrung entwickelt. Die vorgeschlagenen Gleichungen wurden mit den Laborversuchen in Hochlochziegeln und Kalksandlochsteinen validiert, wobei die berechneten Werte sehr gut mit den Versuchswerten korrelieren.

Der Einfluss der Risse auf die Tragfähigkeit des Dübels wurde mittels zahlreicher Untersuchungen mit den Erkenntnissen im Beton verglichen (Mészáros (2002)) und beschrieben. Bisher gibt es keine Erfahrungen für Verankerungen im gerissenen Mauerwerk, da dies immer als ungerissene angenommen wird. In Rahmen dieser Arbeit wurde der Einfluss von Rissen in Mauerwerksteinen (Vollsteine wie Mauerziegel, Kalksandstein und Porenbetonstein) genauer untersucht. Hierzu wurde zuerst ein Installations- und Versuchsverfahren entwickelt, da die Versuchsdurchführung und die Prüfbedingungen im gerissenen Beton nicht mit jenen in gerissenem Mauerstein verglichen werden können. Das Hauptziel war die Ermittlung der Abminderungsfaktoren für die Tragfähigkeit des Dübels im gerissenen Stein in Abhängigkeit der Lastrichtung (Zuglast, Querkraftbelastung und Schräglast). Die Versuche wurden mit zwei Dübelgrößen (M6 und M12) durchgeführt, wobei Rissbreiten zwischen 0,0 mm und 0,8 mm betrachtet wurden. Die Zugversuche deuten darauf hin, dass nur eine Seite des gerissenen Steines bei Lastübertragung aktiviert wird. Daher beträgt die Tragfähigkeit in gerissenem Stein etwa 40 % des Wertes im ungerissenen Stein für die Rissbreite $\Delta w = 0,3$ mm und ca. 30 % für die Rissbreiten $\Delta w = 0,5$ mm sowie $\Delta w = 0,8$ mm. Eine Ausnahme ist die Dübelgröße M6 in Porenbeton. Die Tragfähigkeit des Dübels in gerissenen Steinen beträgt hier nur etwa 10 % des Wertes in ungerissenen Steinen und ist damit deutlich geringer. Die Höhe der Lastreduzierung für querlastbelastete Dübel hängt von der Versagensart ab. Die Dübel versagten durch drei verschiedene Versagensarten: (1) Biegen der Ankerstange mit lokalem Materialversagen, (2) Spalten und (3) lokales Versagen. Der Abminderungsfaktor infolge Biegen mit lokalem Materialversagen entspricht $\alpha = 0,5$. Für das Versagen durch Spalten bzw. lokales Materialversagen ist die Querlast des Dübels in etwa 10 % ge-

ringer als im ungerissenen Stein. Das typische Versagen bei allen durchgeführten Schrägzugversuchen in ungerissenen und gerissenen Steinen ist lokales Versagen durch Herausziehen des Dübels. Eine der trilinearen Interaktionsgleichungen (Gleichung (9.2)) nach ETAG 029 (2013) zur Berechnung der Dübeltragfähigkeit in ungerissenen Steinen ist auch auf die Lasten der Schrägzugversuche in gerissenen Steinen anwendbar. Allerdings kann die Tragfähigkeit eines Dübels kleiner als M12 im Porenbetonstein anhand der vorgeschlagenen trilinearen Interaktionsgleichungen nicht zuverlässig berechnet werden.

In dieser Arbeit wurden auch experimentelle Untersuchungen zum Einfluss der Mauerwerksfuge (Setzen in Fuge) auf die Dübeltragfähigkeit durchgeführt. Um die Bemessung nach ETAG 029 (2013) erweitern zu können, wurden die Versuche für unterschiedliche Setzstellen in der Fuge und mit unterschiedlichen Fugenausführungen (Dünnbettmörtel, Normalmörtel, nicht vermörtelte Stoßfuge, Nut + Feder System) durchgeführt. Jede untersuchte Variante wurde mit zwei Dübelgrößen (M6 und M12) sowohl unter Zugbelastung als auch unter Querlast untersucht. Im Allgemeinen stellen Fugen eine Störstelle im Spannungszustand dar und haben eine Reduzierung der Dübeltragfähigkeit zufolge. Die Größe dieses Einflusses auf die Dübeltragfähigkeit ist hauptsächlich von der Fugenart abhängig. Darüber hinaus hängt die Zugtragfähigkeit des Dübels von der Größe der mittels Injektionsmörtels gebildeten Klebefläche zwischen Stein und Injektionsdübel ab. Aus den Versuchen der querbelasteten Injektionsdübel folgt, dass die Dübeltragfähigkeit in der Fuge in der Regel von dem Größenverhältnis des Dübeldurchmessers im Vergleich zur Fugenbreite sowie der Belastungsrichtung abhängt. Dementsprechend wurden die Abminderungsfaktoren für zug- und querbelastete Dübel in der Fuge angegeben. Die Abminderungsfaktoren wurden in Abhängigkeit der Dübelgröße, Belastungsrichtung, Fugenausführung, Setzposition in Fuge und Sichtbarkeit der Fuge vorgeschlagen.

Die Injektionsdübel im Mauerwerk werden oft in Abstandsmontage durch Wärmedämmverbundsysteme verankert. In diesem Falle wird in der aktuellen Bemessung nach ETAG 029 der Biegenachweis geführt, allerdings ohne die Berücksichtigung der günstigen Wirkung (Steifigkeit) des druckfesten Wärmedämmverbundsystems auf die Lastabtragung. Aus diesem Grund wurde der Einfluss der Zwischenschicht (Wärmedämmung) im Mauerwerk auf die Biegeverformung des Ankers beschrieben. Es wurden sowohl die Dicke und die Steifigkeit der Zwischenschicht, als auch die Dübelgrößen variiert. Es hat sich gezeigt, dass die Gleichung nach Scheer et al. (1987) auch zur Berechnung der Biegetragfähigkeit von Dübeln mit einer Hebelarmlänge bis zu 200 mm (ohne Zwischenschicht) für den Untergrund Mauerwerk anwendbar ist. Anhand der Versuchsergebnisse wurde die Berechnung der Dübeltragfähigkeit mit unterschiedlichen steifen Zwischenschichten vorgeschlagen. Weiterhin wurde der Einfluss der Putzschicht auf die Dübeltragfähigkeit mitberücksichtigt. Obwohl dieser Einfluss eine weitere Lasterhöhung bringt, kann dessen positiver Effekt nicht berücksichtigt werden. Der Grund dafür ist, dass die Tragfähigkeitserhöhung von der Lage des Dübels im Vergleich zum Armierungsgewebe abhängt.

Aus der vorliegenden Arbeit konnten wesentliche Erkenntnisse über das Tragverhalten von Injektionsdübeln im Mauerwerk unter Berücksichtigung der zahlreichen Einflüsse gewonnen werden. Anhand der durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen wurden realitätsnahe Bemessungsansätze vorgeschlagen. Die neugewonnenen Erkenntnisse aus der vorliegenden Arbeit sollen den heutigen Aufwand des Zulassungsverfahrens reduzieren und zur Umsetzung in die Bemessung nach ETAG 029 dienen. Aufgrund der zahlreichen Einflussparameter auf die Dübeltragfähigkeit im Mauerwerk sind nach wie vor einige Aspekte unklar. Das hier erstellte Bemessungsmodell zur Dübeltragfähigkeit in Lochsteinen wurde für Hochlochziegel und Kalksandlochsteinen entwickelt. Zur Erweiterung und Verallgemeinerung des Modells sind weitere Versuche in anderen Steinsorten / Steingeometrien erforderlich. Darüber hinaus stellt sich die Frage, in wie weit das Tragverhalten der Injektionsdübel von Umwelteinflüssen (z.B. Feuchtigkeit, Temperatur, Frost-Tau Wechsel) abhängt und ob diese Einflüsse in Zusammenhang mit Lastrichtung und Steinart stehen. Außerdem ist der Einfluss einer dynamischen Belastung auf die Mörtelverbundfestigkeit bisher noch unklar.

LITERATURVERZEICHNIS

- Allen R., Borchelt J.G., Klingner R.E., Zobel R. (2000). Proposed provisions for design of anchorage to masonry. *The Masonry Society Journal* 2000:18(2), S. 35–59.
- Appl, J. J. (2009). Tragverhalten von Verbunddübeln unter Zugbelastung. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Arifovic, F., Nielsen, M. P. (2004). Strength of anchors in masonry. Technical University of Denmark.
- Bažant Z. P., Wu S. T. (1974). Rate- type creep law of ageing concrete based on Maxwell chain. *Matériaux et Constructions*, Vol. 7, Nr. 37, S.45- 59, 1974.
- Bauer, G. (2009). Handbuch der Würth Dübeltechnik – Produkte-Steckbrief. 3. Aufl. Adolf Würth GmbH & Co. KG, Künzelsau.
- Bažant, Z. P., Oh, B. H. (1983). Crack Band Theory for Fracture of Concrete. *Materials and Structures*, RILEM, 93(16), S. 155–177.
- Brown R.H., Whitlock A. R. (1983). Strength of anchor bolts in concrete masonry. *Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers*, 1983:109(6), S. 1362–1374.
- BV KSI (2015). www.kalksandstein.de. Bundesverband Kalksandsteinindustrie e.V. Zugriff: 12-2015. URL: http://www.kalksandstein.de/bv_ksi/
- Cook, R. A., Bishop, M. C., Hagedoorn, H. S., Sikes, D., Richardson, D. S., Adams, T. L., De Zee, C. T. (1994). Adhesive Bonded Anchors: Bond Properties and Effects of In-Service and Installation Conditions. Report Nr. 92-2A. University of Florida, Gainesville.
- Cook, R. A., Kunz, J., Fuchs, W., Konz, R. C. (1998). Behavior and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete. *ACI Structural Journal*, 1998, S. S. 9-26.
- CEB (1993). Comité Euro-International du Béton (CEB) und Federation Internationale Precontrainte (FIB): CEB-FIB Model Code 1990. Thomas Telford Ltd, London.
- CEB (1995). Comité Euro-International du Béton (CEB): Design of fastenings in concrete. *CEB Bulletin* 226, 1995, S. 1–144.

- CEN (2004). European Organisation for Standardization (CEN): CEN/TC 250, Part 5, Final Draft: Design of Fastenings for Use in Concrete – Postinstalled fasteners – chemical systems. CEN, Brussels.
- DIN 105-5 (2013-06). Mauerziegel - Teil 5: Leichtlanglochziegel und Leichtlanglochziegelplatten.
- DIN 105-100 (2012-01). Mauerziegel – Teil 100: Mauerziegel mit besonderen Eigenschaften.
- DIN V 106 (2005-10). Kalksandsteine mit besonderen Eigenschaften.
- DIN EN 771-1 bis 5 (2011+A1:2015). Festlegungen für Mauersteine – Teil 1: Mauerziegel, Teil 2: Kalksandsteine, Teil 3: Mauersteine aus Beton (mit dichten und porigen Zuschlägen), Teil 4: Porenbetonsteine, Teil 5: Betonwerksteine.
- DIN EN 772-1 (2011+A1:2015). Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit.
- DIN 898 (2008). Schraubwerkzeuge - Übersicht, Bezeichnungen und Benennungen.
- DIN 975 (1993-01). Gewindestangen.
- DIN V 4165-100 (2005-10). Porenbetonsteine – Teil 100: Plansteine und Planelemente mit besonderen Eigenschaften.
- DIN 4172 (2015-9). Maßordnung im Hochbau.
- DIN V 18151-100 (2005-10). Hohlblöcke aus Leichtbeton – Teil 100: Hohlblöcke mit besonderen Eigenschaften.
- DIN V 18152-100 (2005-10). Vollsteine und Vollblöcke aus Leichtbeton – Teil 100: Vollsteine und Vollblöcke mit besonderen Eigenschaften.
- DIN V 18153-100 (2005-10). Mauersteine aus Beton (Normalbeton) – Teil 100: Mauersteine mit besonderen Eigenschaften.
- DIN V 18580 (2007-03): Mauermörtel mit besonderen Eigenschaften.
- DIN 68364 (2003-05). Kennwerte von Holzarten - Rohdichte, Elastizitätsmodul und Festigkeiten.
- DIN V 20000-401 (2012-11). Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 401: Regeln für die Verwendung von Mauerziegeln nach DIN EN 771-1:2011-07.

DIN V 20000-402 (2016-03). Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken - Teil 402: Regeln für die Verwendung von Kalksandsteinen nach DIN EN 771-2:2015-11.

DIN V 20000-403 (2005-06). Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken - Teil 403: Regeln für die Verwendung von Mauersteinen aus Beton nach DIN EN 771-3: 2005-05

DIN V 20000-404 (2015-12). Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 404: Regeln für die Verwendung von Porenbetonsteinen nach DIN EN 771-4:2011-07.

DIN EN 1996-1-1 (2013-02). Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk.

DIN EN 1996-1-1/NA (2012-05). Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk.

DIN EN 1996-2 (2010-12). Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk.

DIN EN 1996-2/NA (2012-01). Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk.

Eligehausen, R., Málée R.; Rehm, G. (1984). Befestigungen mit Verbundankern. Betonwerk+Fertigteile-Technik, 1984, Heft 10, S. 686–692.

Eligehausen, R., Ožbolt J. (1992). Influence of crack width on the concrete cone failure load. Bažant, Z. P. (Herausgeber): Fracture Mechanics of Concrete Structures. Elsevier Applied Science, London, New York, S. 876–884.

Eligehausen, R., Balogh T. (1995). Behaviour of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete. ACI Structural Journal, 1995, Vol. 92, No. 3, S. 365–379.

Eligehausen, R.; Mészáros, J. (1996). Influence of Installation Inaccuracies on the Behaviour of Bonded Anchors, Evaluation of the Test Results. Bericht Nr. 1/80-96/11. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.

Eligehausen, R., Málée, R. (2000). Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

- Eligehausen R.; Pregartner T.; Weber S. (2000). Befestigungen in Mauerwerk. Mauerwerk-Kalender 2000, S. 361-385. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- Eligehausen, R., Appl, J., Mészáros, J., Lehr, B., Fuchs, W. (2004). Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen mit Verbunddübeln unter Zugbeanspruchung, Teil 1. Einzeldübel mit großem Achs- und Randabstand. Beton- und Stahlbetonbau, 99. Jahrgang, Heft 7, Seite 561-571.
- Eligehausen R., Mallée R., Silva J. F. (2006). Anchorage in Concrete Construction. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- ETAG 001. European Organisation for Technical Approvals: ETAG 001 Guideline for European Technical Approval of Metal Injection Anchors for use in Concrete; Part 1: Anchors in general, Edition 1997, Amended November 2006; Part 2: Torque-controlled expansion anchors, Edition 1997, Amended November 2006; Part 3: Undercut anchors, Edition 1997, Amended August 2010; Part 4: Deformation-controlled expansion anchors, Edition July 1998, Amended November 2006; Part 5: Bonded anchors, Edition March 2002, Amended November 2006, 2nd Amendment February 2008; Part 6: Anchors for use in multiple use for non-structural applications, Edition February 2003, Amended January 2011; Annex A: Details of tests, Amended October 2001, 2nd Amendment November 2006; Annex B: Tests for admissible service conditions – Detailed information, Edition 1997, Amended October 2001, 2nd Amendment November 2006; Annex C: Design methods for anchorages, Amended October 2001, 2nd Amendment November 2006, 3rd Amendment August 2010. EOTA, Brussels.
- ETAG 029 (2010): European Organisation for Technical Approvals: ETAG 029 Guideline for European Technical Approval of Metal Injection Anchors for use in Masonry, Edition June 2010. EOTA, Brussels.
- ETAG 029 (2013): European Organisation for Technical Approvals: ETAG 029 Guideline for European Technical Approval of Metal Injection Anchors for use in Masonry, Edition April 2013. EOTA, Brussels.
- Fichtner, S. (2011): Untersuchungen zum Tragverhalten von Gruppenbefestigungen unter Berücksichtigung der Ankerplattendicke und einer Mörtelschicht. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Flach, A. (2014). Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss der Mauerwerksauflast und Biegeverformung des Dübels auf die Tragfähigkeit von Injektionsdübeln in Mauerwerk. Bachelorarbeit, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.

- Fuchs, W.; Eligehausen R. (1989). Tragverhalten von Befestigungsmitteln im gerissenen Beton bei Querkzugbeanspruchung. Bericht Nr. 1/14-89/15. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Fuchs, W. (1990). Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast in ungerissenem Beton. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Gaber, E. (1940). Druckversuche quer zur Faser an Nadel - und Laubhölzern. Holz als Roh- und Werkstoff 7/8, Springer - Verlag, Berlin.
- Grosser, P. R. (2012). Load-bearing behavior and design of anchorages subjected to shear and torsion loading in uncracked concrete. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Grübl, P., Weigler, H., Karl, S. (2001). Beton. Arten, Herstellung und Eigenschaften. Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau, 2. Aufl. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- Hamid, A. A. A. (1978): Behaviour Characteristics of Concrete Masonry. Dissertation, McMaster Univ., Hamilton.
- Hatzinikolos M., Longworth J., Warwaruk J. (1980). Strength and behavior of anchor bolts embedded in concrete masonry. Proceedings, 2nd Canadian Masonry Conference, Carleton University, Ottawa, Ontario, June 1980, S. 549–563.
- Hofmann, J. E. (2005). Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastrung in ungerissenem Beton. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2005.
- Horn, K., Gänßmantel J. (2013). Risse : Ursachen, Diagnostik, Instandsetzung. Verlag WEKA, Kissing.
- Hüer, T. (2014). Tragverhalten von randnahen zugbeanspruchten Befestigungen bei der Versagensart "Spalten des Betons". Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Jäger, W. (2011). Mauerwerk Kalender 2011. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Klingner R. E., Weigel T. A. (2003). Provisions for Design of Anchorage to Masonry. Report to the BSSC TS-5 and the Provisions Update Committee.
- Koksal, H. O., Karakoe, C., Yildirim, H. (2005). Compression behaviour and failure mechanisms of concrete masonry prisms. Journal of materials in civil engineering 2005, v. 17, no. 1, S. 107–115.

- Kurz, C. (2012). Tragfähigkeit von Kunststoffdübeln in Vollsteinen unter Berücksichtigung der Materialeigenschaften und Materialzusammensetzung. Bericht Nr. AF12/03-DIBt2090001/02. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Lakhani, H. (2015). Injection anchors in masonry - Experiments with injection mortar WIT-VM 300. Bericht Nr. W 14/05 - 15/02. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Lakhani, H. (2017). Injection anchors in masonry - Experiments with injection mortar WIT-VM 300. Bericht Nr. W14/07 - 17/01. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Lang, G. (1979). Festigkeitseigenschaften von Verbundanker-Systemen, Bauingenieur, 55. S. 41-46.
- Lehr B. (2003). Tragverhalten von Verbunddübeln unter zentrischer Belastung im ungerissenen Beton - Gruppenbefestigungen und Befestigungen am Bauteilrand. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Lettow, S. (2006). Ein Verbundelement für nichtlineare Finite-Elemente-Analysen. Anwendung auf Übergreifungsstöße. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- McGinley, W. M. (2006). Design of anchor bolts in masonry. Progress in Structural Engineering and Materials 8 (4), S. 155–164.
- Mészáros, J. (2002). Tragverhalten von Verbunddübeln im ungerissenen und gerissenen Beton. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Meyer, A., Pregartner, T. (2000). Mauerwerk in Europa. Bericht Nr. 00/30 – 11/9. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Meyer, Andrea (2004). Materialeigenschaften des Ankergrunds Mauerwerk. Bericht Nr. 04/02-11/17. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Meyer, A. (2005). Tragverhalten von Injektionsdübeln in Kalksandsteinen - Numerische Untersuchungen. Bericht Nr. 05/03 – 11/25. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Meyer, A. (2006). Zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.

- Neroth, G., Vollenschaar, D. (2011). *Wendehorst Baustoffkunde. Grundlagen, Baustoffe, Oberflächenschutz*. 27. Aufl. Vieweg+Teubner Verlag / Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH, Wiesbaden.
- Oršanić, F. (2015). *Chemo-hygro-thermo-mechanical model for simulation of corrosion induced damage in reinforced concrete*. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Ožbolt, J. (1998). *MASA – Macroscopic Space Analysis*. Bericht zur Beschreibung des FE-Programmes MASA. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Ožbolt, J. (1999): *Nonlocal fracture analysis - stress relaxation method*. Bericht, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Ožbolt, J., Mayer, U., Vocke, H., Eligehausen, R. (1999). *Das FE-Programm MASA in Theorie und Anwendung*. *Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen*, Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. H.-W. Reinhardt Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, S. 272–293.
- Ožbolt, J., Li, Y.-J., Kožar, I. (2001/1). *Microplane model for concrete with relaxed kinematic constraint*. *International Journal of Solids and Structures (IJSS)* 38, 2000/2001, S. 2683–2711.
- Ožbolt J., Hofmann J., Eligehausen R. (2001/2). *Headed Stud Anchor- Cyclic Loading and Creep-Cracking Interaction of Concrete*. *Proceedings of International RILEM Symposium on “Connections between Steel and Concrete”*, Stuttgart, Volume II, S. 717- 728.
- Ožbolt J., Reinhardt H. W. (2001). *Sustained Loading Strength of Concrete Modelled by Creep-Cracking Interaction*. *Otto-Graf-Journal*, Vol. 12, S. 9- 20.
- Pregartner, T., Eligehausen, R., Fuchs, W. (1998). *Mauerwerk – Geschichtliche Entwicklung und Tendenzen in Deutschland*. Bericht Nr. W3/4 – 98/2. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Pröll, M. (2012): *Ziegellexikon Mauerwerk*. Ziegel-Zentrum Süd, München.
- Rehm, G. (1987). *Gutachtliche Stellungnahme vom 27.10.1987*. München, nicht veröffentlicht.
- Santos, E. N. (2013). *Load bearing behavior of metal injection anchors in cracked masonry*. Diplomarbeit, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.

- Schätzle, J. (2001). Actual trends in chemical fixings: from capsule to injection systems. International Symposium on Connections between Steel and Concrete 2001, Stuttgart, S. 456-460. Verlag Rilem.
- Scheer, J., Peil U., Nölle P. (1987). Schrauben mit planmäßiger Biegebeanspruchung. Bericht Nr. 6079. Institut für Stahlbau, TU Braunschweig.
- Schild, K. (2002). Zur Bemessung von Injektionsverankerungen in Mauerwerk. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, Universität Bochum.
- Schmidt, U. (2015). Bruchmechanischer Beitrag zur Biegezugfestigkeit von Mauerwerk. Dissertation, RWTH Aachen.
- Schneider, K. J., Albert, A. (2012): Bautabellen für Ingenieure. Mit Berechnungshinweisen und Beispielen. 20. Aufl.
- Schubert, P., Brameshuber, W. (2011). Eigenschaften von Mauersteinen, Mauermörtel, Mauerwerk und Putzen. Mauerwerk Kalender 2011, S. 3–33. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Schubert, P., Graubohm, M. (2007): Eigenschaftswerte von Leichtbetonsteinen unter Zugbeanspruchung. DAMA 11 (1), S. 48–53.
- Stipetić, M. (2012). Injektionsdübel in Mauerwerk - Einfluss der Abstützungsart und Abspannungslast des einzelnen Steines. Bericht Nr. W 14/01-12/03. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Stipetić, M. (2013/1): Injektionsdübel in Mauerwerk - Versuche mit Injektionsmörtel WIT-V 300. Bericht Nr. W 14/02-13/01. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Stipetić, M. (2013/2). Injektionsdübel in Mauerwerk - Zug- und Druckversuche mit Injektionsmörtel WIT-PM 200 und WIT-V 300. Bericht Nr. W14/03-13/05. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- Stipetić, M. (2014). Injektionsdübel in Mauerwerk - Versuche mit Injektionsmörtel WIT-VM 300. Bericht Nr. W 14/04-14/01. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.
- TEK 12-3C (2013). National Concrete Masonry Association: Design of anchor bolts embedded in concrete masonry. Reinforcement & Connectors (2013), TEK 12-3C.

Tevesz, J. (2015). Tragfähigkeit von Hinterschnittverankerungen in Natursteinplatten in Abhängigkeit der Materialeigenschaften. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.

TMS 402 / ACI 530 / ASCE 5 (2011). Masonry Society; American Concrete Institute; Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers: Building code requirements and specification for masonry structures. Containing Building code requirements for masonry structures (TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11) [and] Specification for masonry structures (TMS 602-11/ACI 530.1-11/ASCE 6-11) and companion commentaries. Boulder, CO, Farmington Hills, MI, Reston, VA.

van der Pluijm, R. (1999). Out-of-plane bending of masonry - Behaviour and strength. Dissertation, TU Eindhoven.

Varga, J., Eligehausen R. (1994). Bending of Anchors. Bericht Nr. 10/24-94/22. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.

Vintzeleou, E., Eligehausen R. (1991). Behaviour of fasteners under monotonic or cyclic shear displacements. Senkiw, G.A.; Lancelot, H.B. (Herausgeber): SP-130 "Anchors in Concrete - Design and Behaviour", Detroit, S. 181–204.

Vollenschaar, D. (2004): Wendehorst Baustoffkunde. 26. Aufl. Vieweg+Teubner Verlag, Wiesbaden.

Welz, G. (2011). Tragverhalten und Bemessung von Injektionsdübeln unter Quer- und Schrägzugbelastung im Mauerwerk. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.

www.fischer.de. fischerwerke GmbH & Co. KG. Zugriff: 10-2015. URL:
<http://fischer.de/>

ANHANG

ABMESSUNGEN DER VERWENDETEN MAUERSTEINE

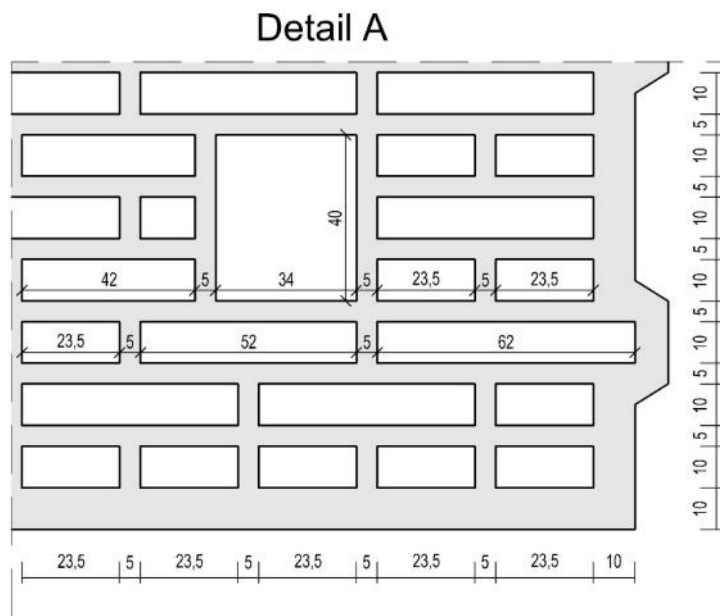
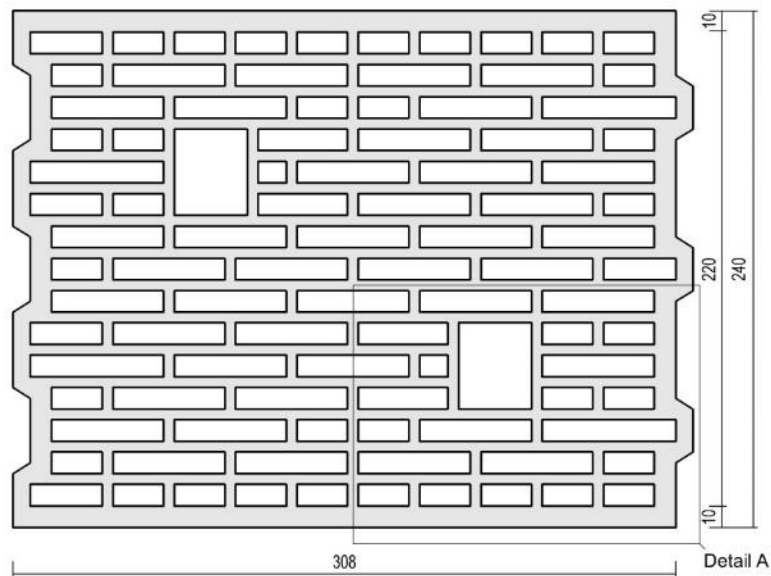
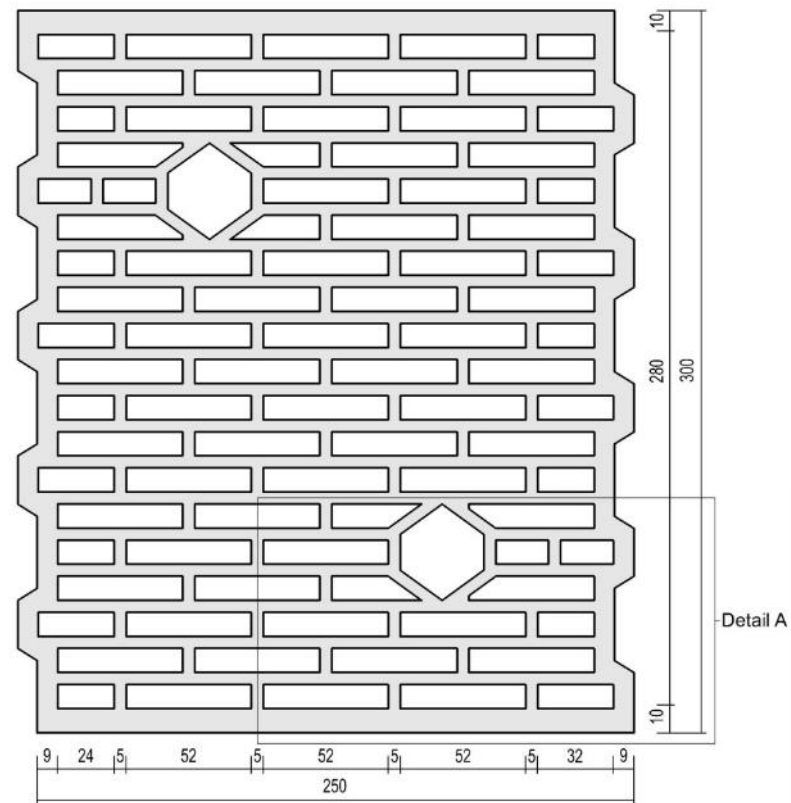


Bild A. 1: Hochlochziegel HLz 8-0,7-10DF (240) (DIN EN 711-1, Z-17.1-651), Maße in [mm]



Detail A

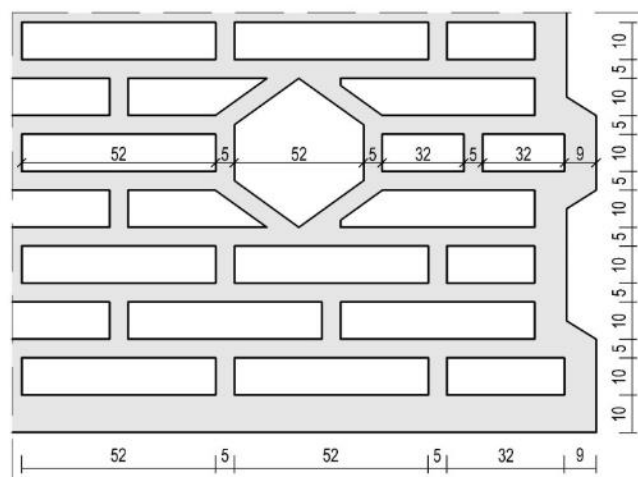
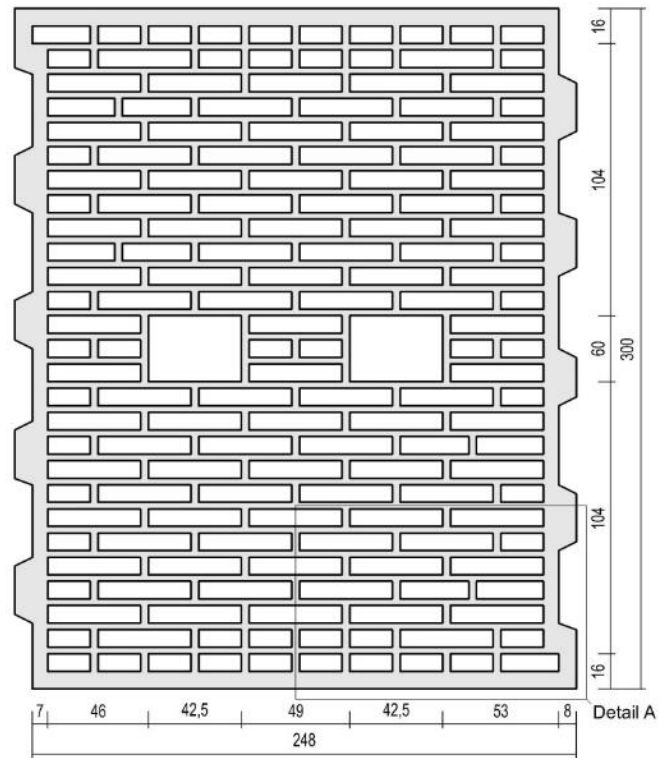


Bild A. 2: Hochlochziegel HLz 6-0,7-10DF (300) (DIN EN 711-1, Z-17.1-679/760), Maße in [mm]



Detail A

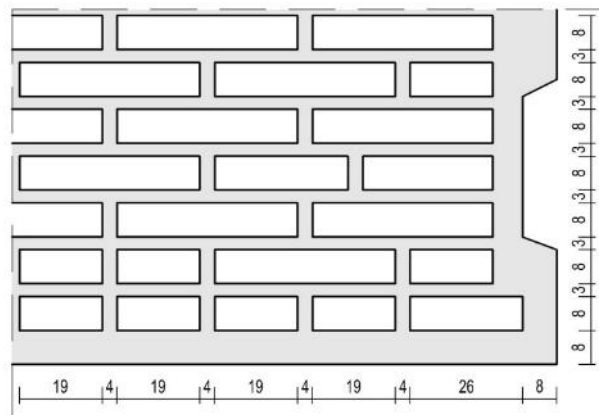


Bild A. 3: Hochlochziegel HLz 6-0,65-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-889), Maße in [mm]

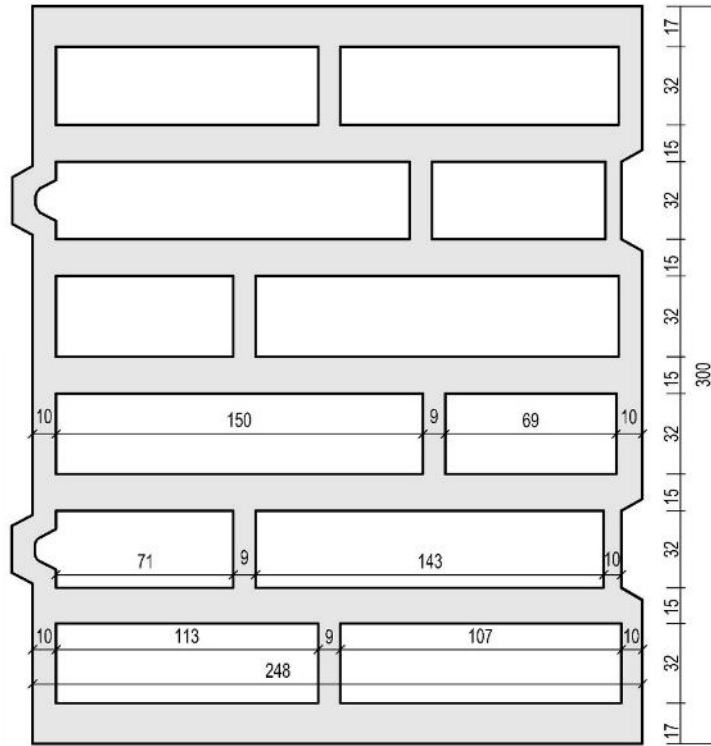


Bild A. 4: Hochlochziegel Poroton-T8-P 6-0,6-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-982), Maße in [mm]

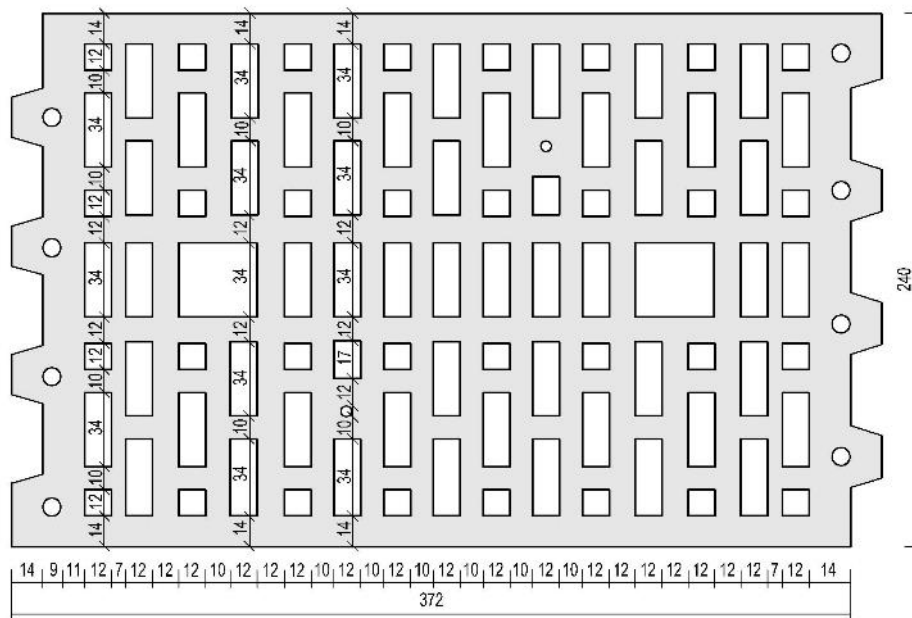


Bild A. 5: Hochlochziegel HLz-Plan-T 24,0-1,2-12DF (240) (DIN EN 771-1, Z-17.1-728 / -868), Maße in [mm]

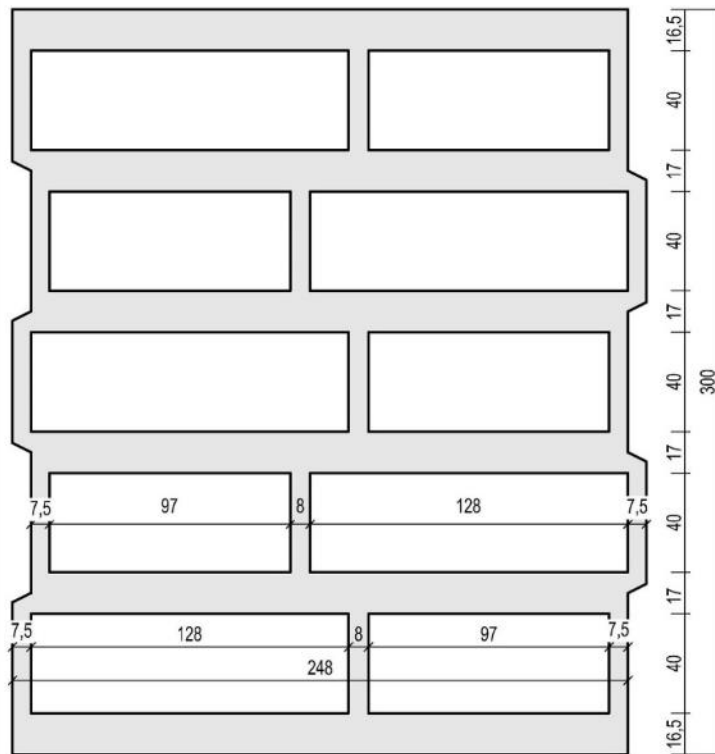


Bild A. 6: Hochlochziegel Poroton-T8-MW 6-0,65-10DF (DIN EN 771-1, Z-17.1-1041), Maße in [mm]

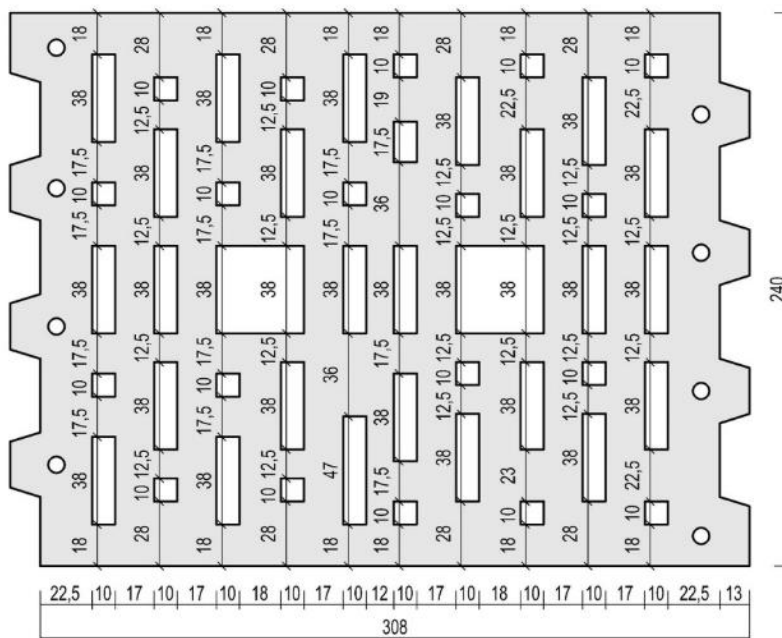


Bild A. 7: Hochlochziegel Poroton Plan-T 20-1,4 10DF (240) (DIN EN 771-1, Z-17.1-728 / -868), Maße in [mm]

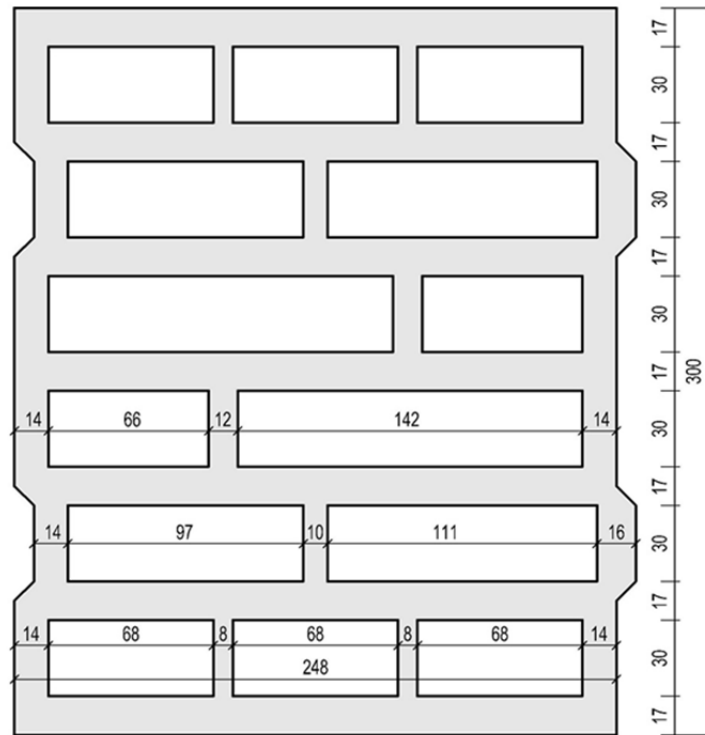


Bild A. 8: Hochlochziegel Poroton-S10-MW 10-0,75-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z-17.1-1034), Maße in [mm]

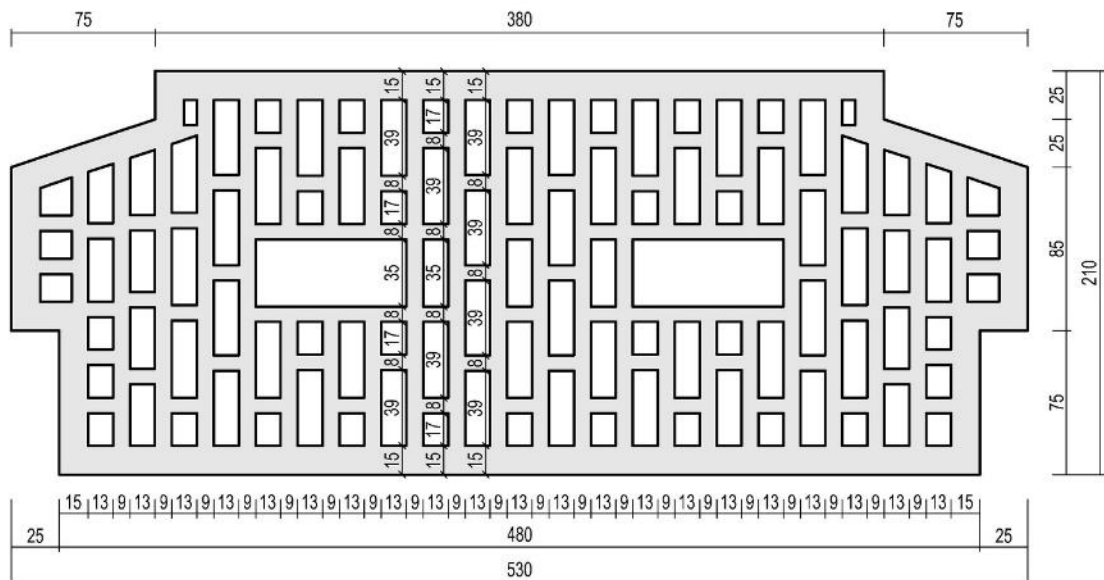


Bild A. 9: Deckeneinhängesiegel 48/21; Dn-0,80-530x250x210 (DIN 4160), Maße in [mm]

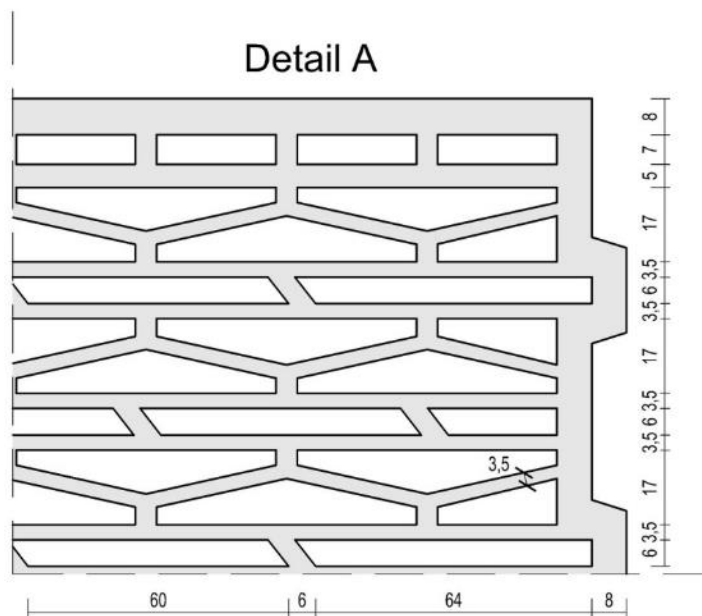
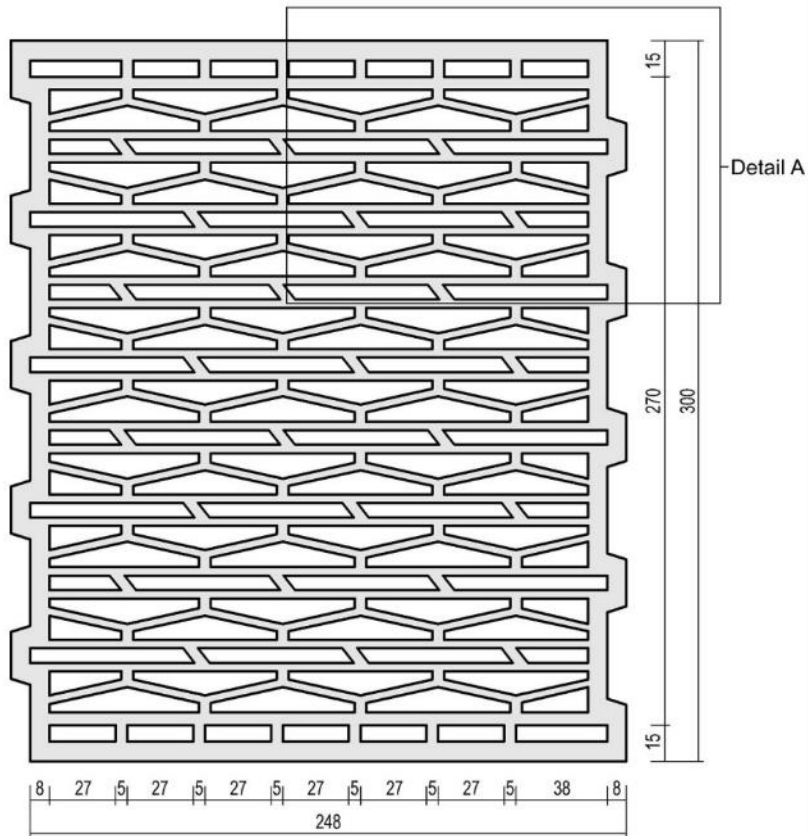


Bild A. 10: Hochlochziegel HLz Plan-U9 6-0,65-10DF (300) (DIN EN 771-1, Z 17.1-890), Maße in [mm]

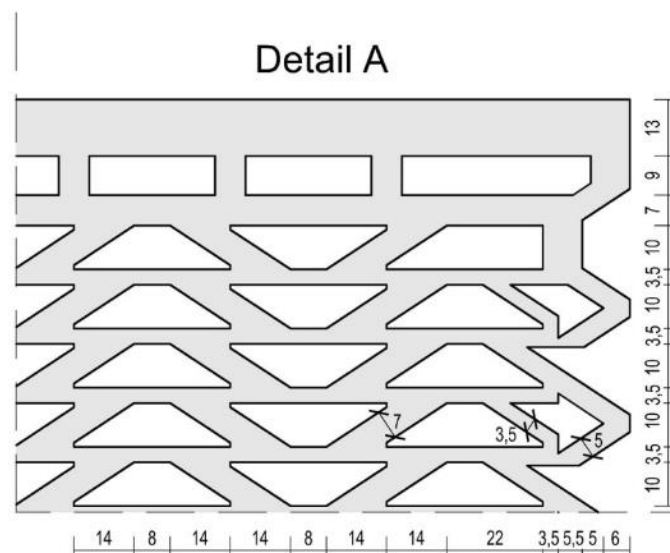
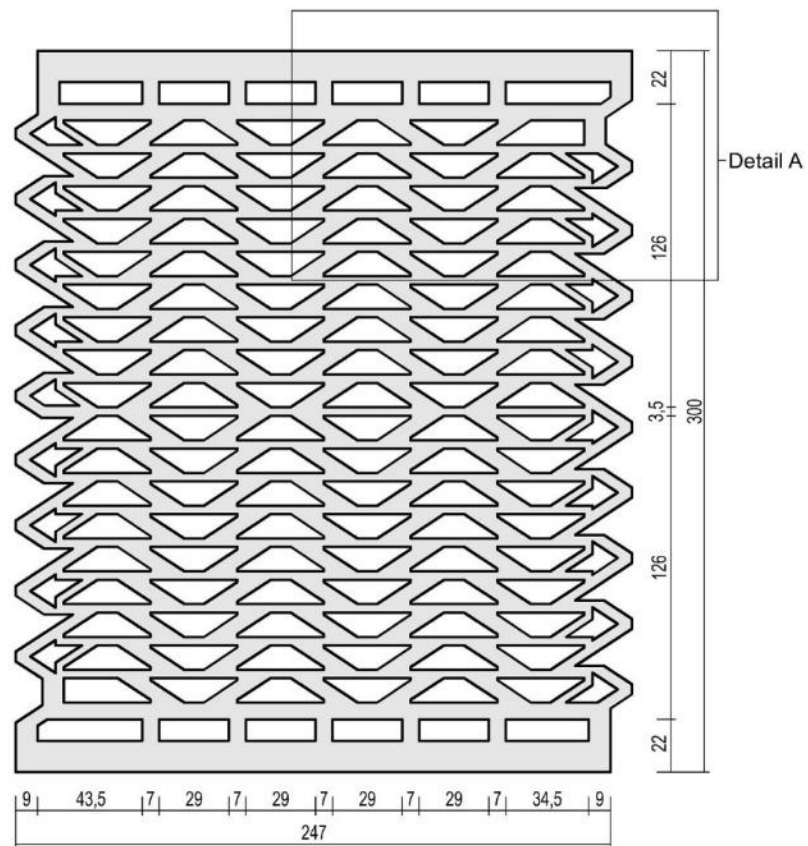


Bild A. 11: Hochlochziegel KELLERER ZMK 11 HzB 12-0,85-10DF (300)
(DIN EN 771-1, Z-17.1-739), Maße in [mm]

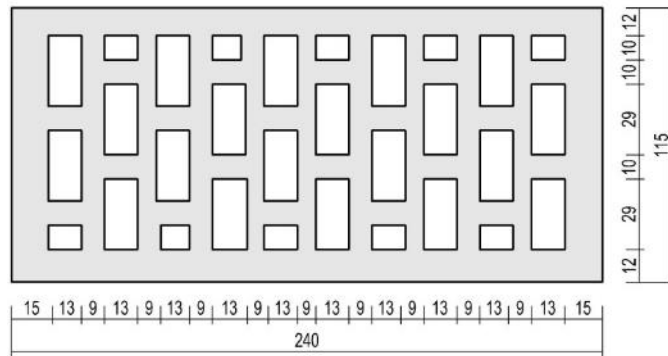


Bild A. 12: Hochlochziegel Wienerberger HLzB-12-0,9-2DF (DIN 105-100, DIN EN 771-1), Maße in [mm]

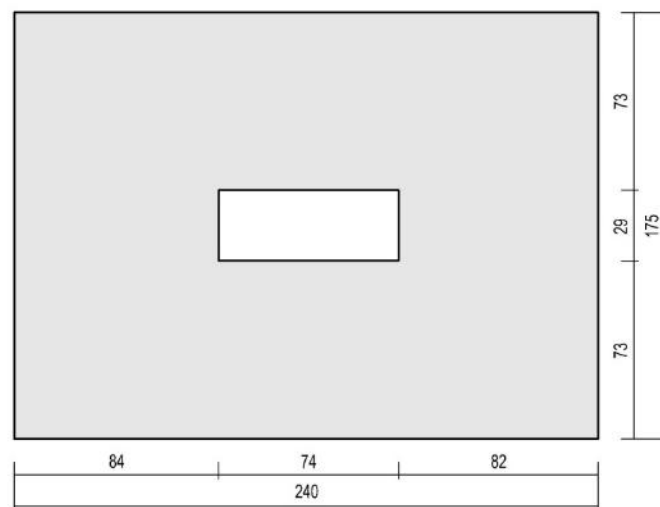


Bild A. 13: Mauerziegel Mz 20-1,8-3DF (DIN V 105-100, DIN EN 771-1), Maße in [mm]

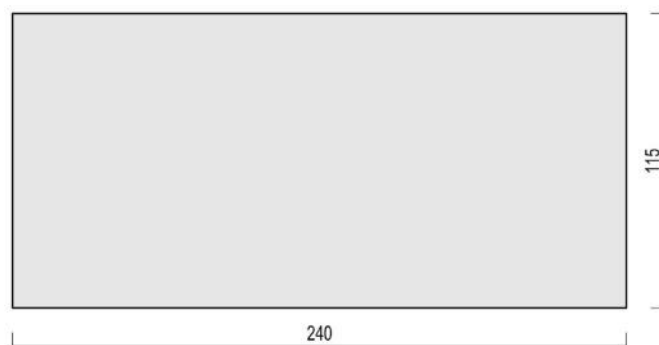
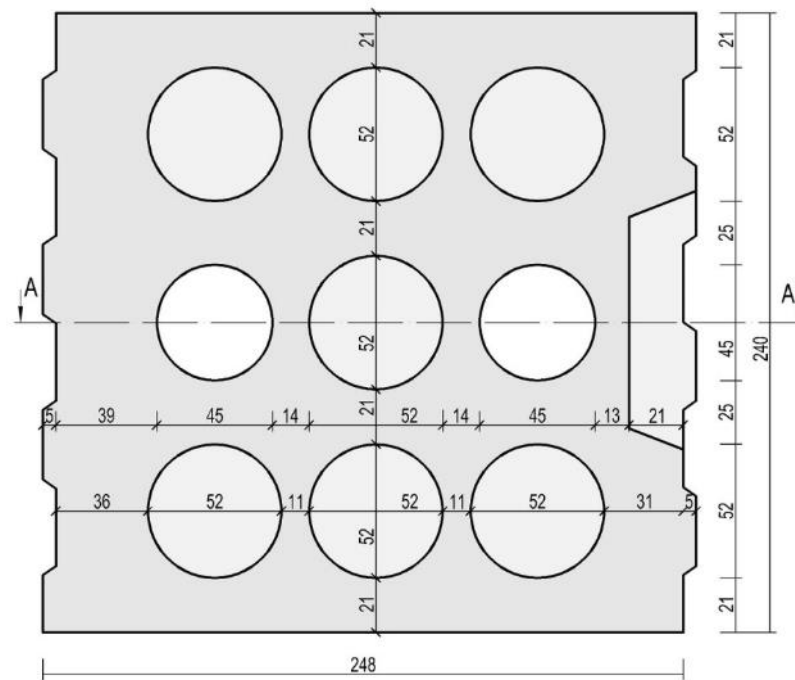


Bild A. 14: Mauerziegel Mz 36-1,8-NF (DIN 105-100, EN 771-1), Maße in [mm]



Schnitt A-A

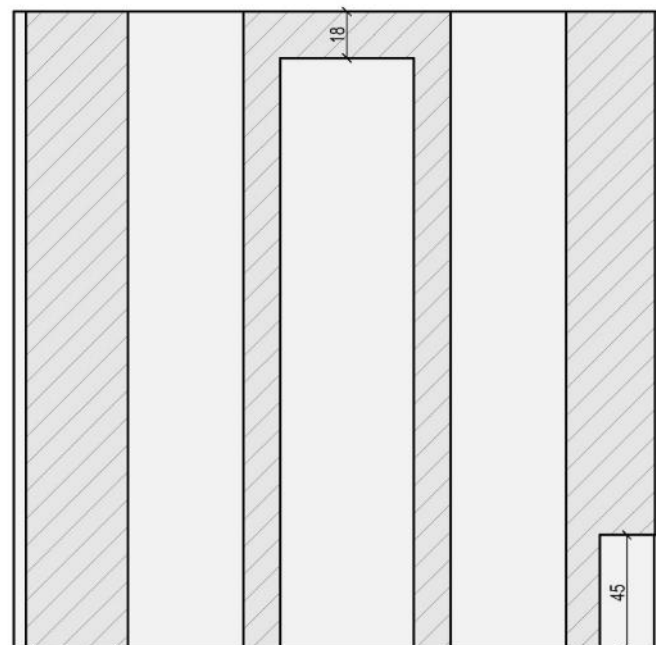


Bild A. 15: Kalksandlochstein Kronau KSL12-1,4-8DF (DIN V 106, DIN EN 771-2), Maße in [mm]

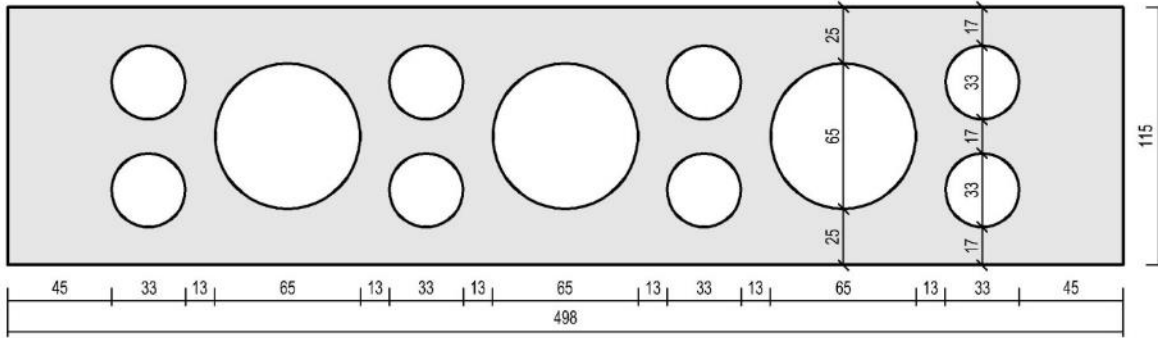
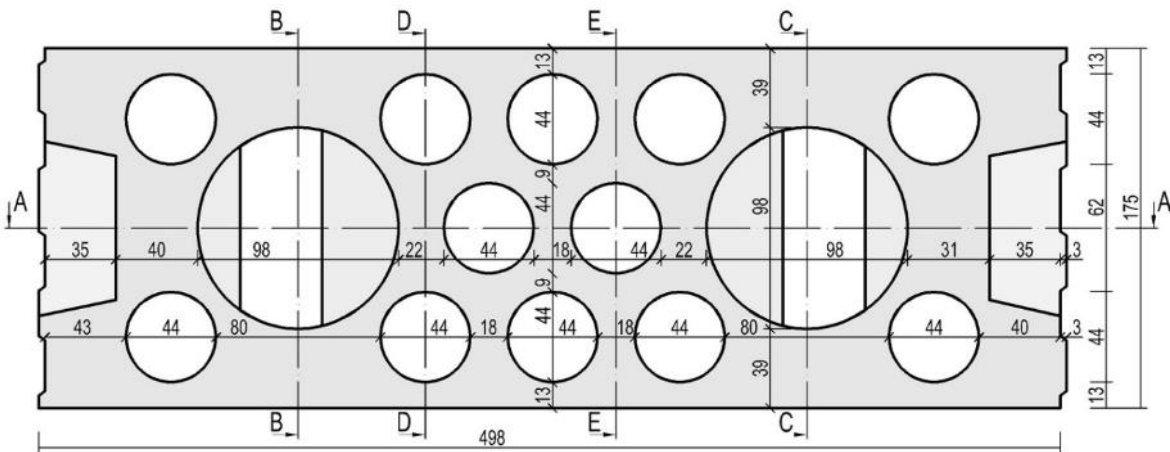


Bild A. 16: Kalksandlochstein KSL-R(P)-12-1,6-8DF (115) (DIN V 106, DIN EN 771-2), Maße in [mm]



Schnitt A-A

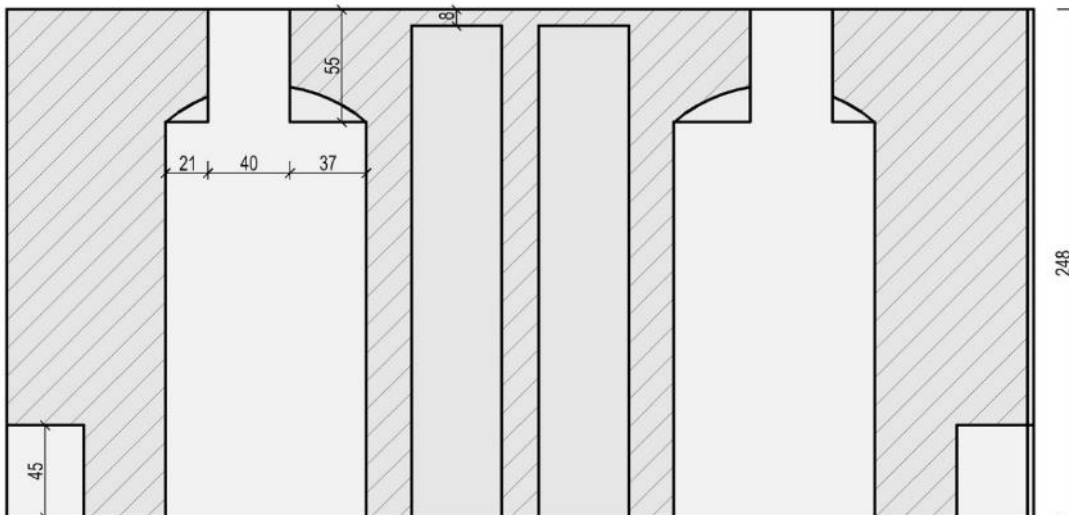


Bild A. 17: Kalksandlochstein Kronau KSL12-1,4-12DF (175) (DIN V 106, DIN EN 771-2), Maße in [mm], (Zeichnung 1 / 2)

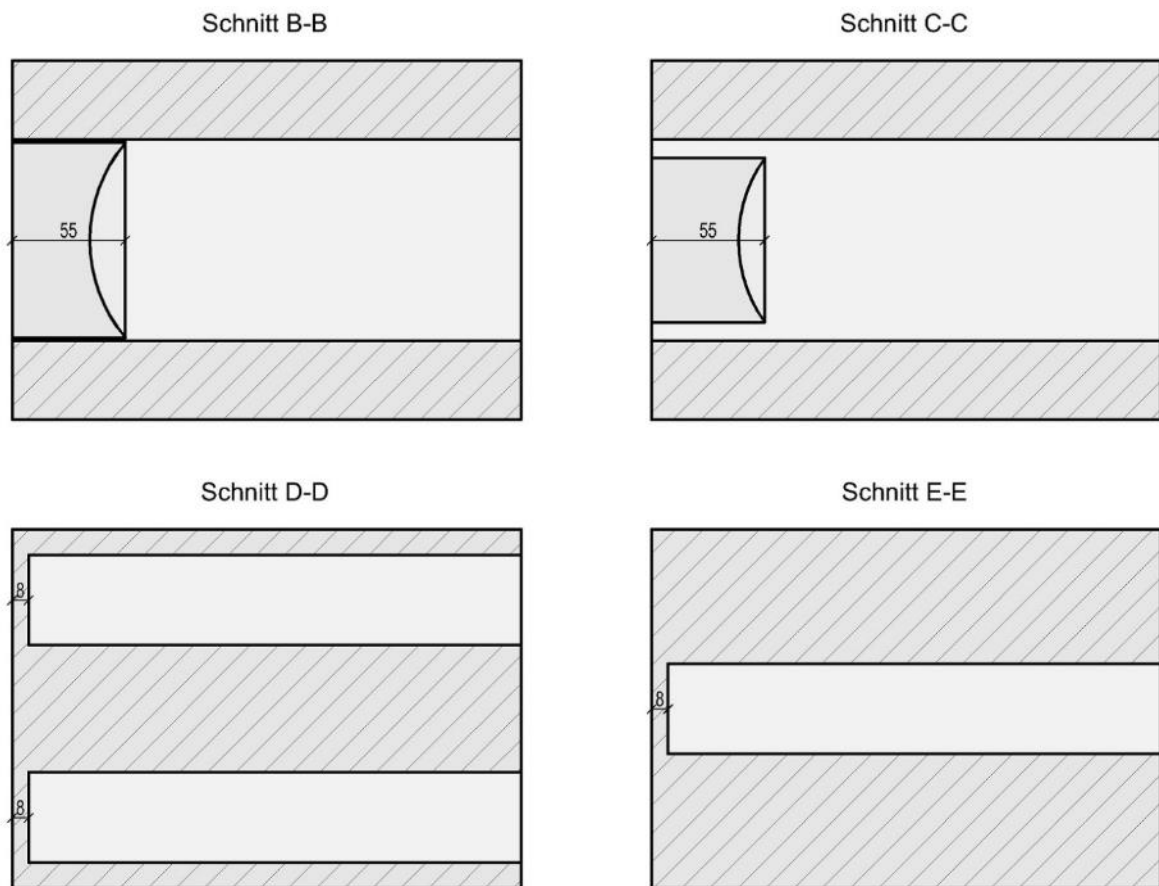


Bild A. 18: Kalksandlochstein Kronau KSL12-1,4-12DF (175) (DIN V 106, DIN EN 771-2), Maße in [mm] , (Zeichnung 2 / 2)

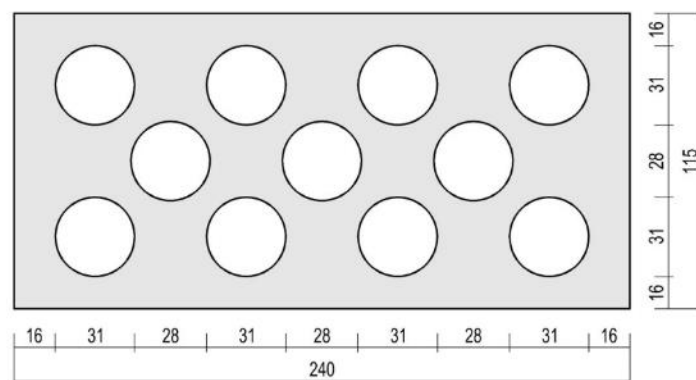
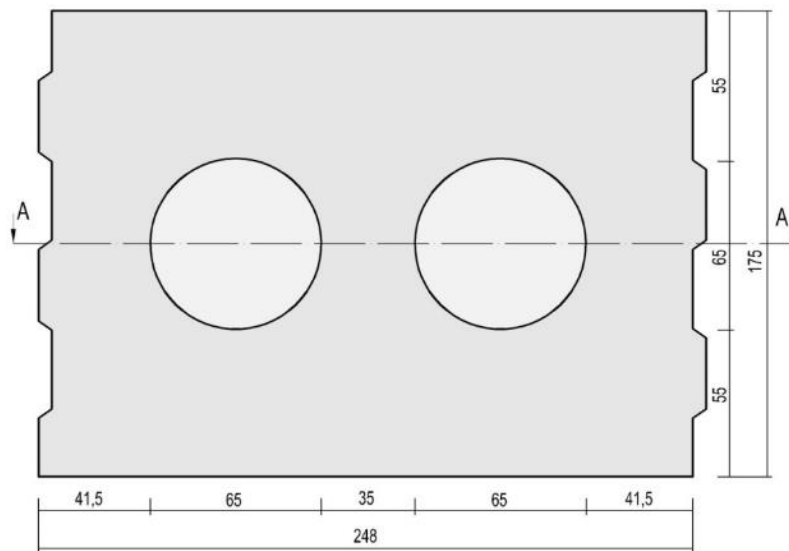


Bild A. 19: Kalksandlochstein KSL-20-1,4-2DF (DIN 106, DIN EN 771-2), Maße in [mm]



Schnitt A-A

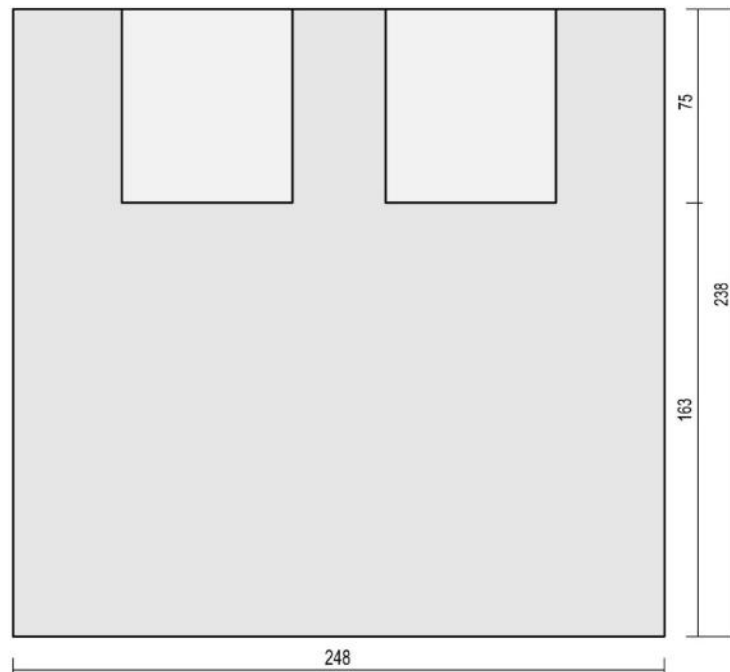


Bild A. 20: Kalksandstein KS-R(P) 20-2,0-6DF (175) (DIN V 106, DIN EN 771-2, DIN 20000-402), Maße in [mm]

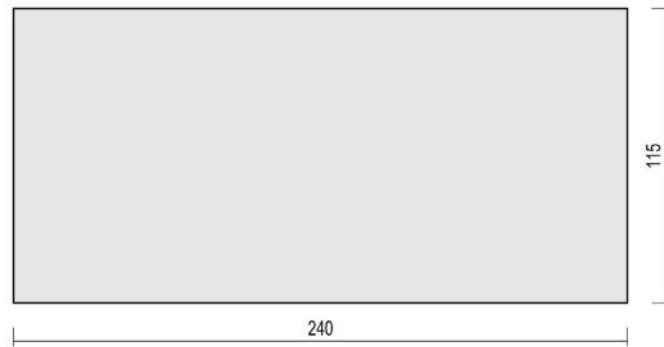
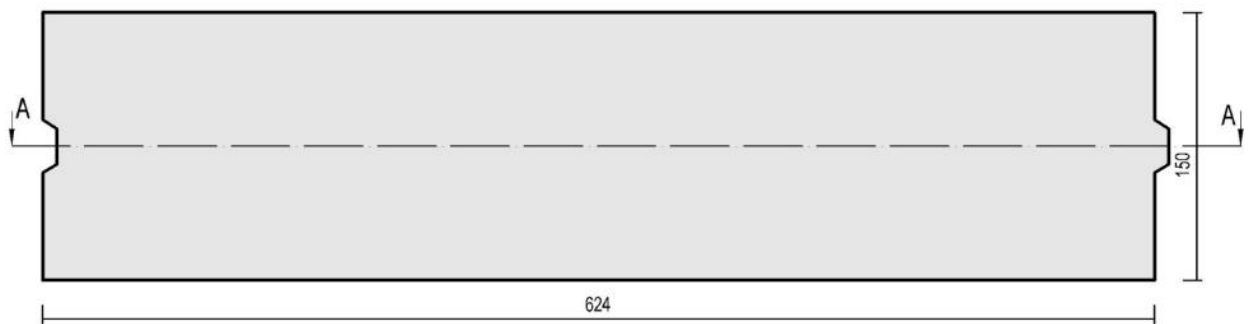


Bild A. 21: Kalksandstein KS 20-2,0 NF (DIN V 106, EN 771-2), Maße in [mm]



Schnitt A-A



Bild A. 22: Porenbetonstein Ytong PP 4-0,55-624x150x249 NF (DIN EN 771-4, DIN V 4165-100, Z-17.1-540), Maße in [mm]