

# **Tragverhalten und Bemessung von Injektionsdübeln unter Quer- und Schrägzugbelastung im Mauerwerk**

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

Vorgelegt von  
**Georg Welz**  
geboren in Sinsheim

Tag der mündlichen Prüfung:  
12. Juli 2011

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen  
Mitberichter: Prof. Dipl.-Ing. MSc. Dr. techn. Dr. phil. K. Bergmeister  
Prof. Dr.-Ing. J. Hofmann

Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart  
2011

**Mitteilungen des Institut für Werkstoffe im Bauwesen; Band 2011/2**

Welz, G. Tragverhalten und Bemessung von Injektionsdübeln unter Quer- und Schrägzugbelastung im Mauerwerk

Herausgeber: Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart  
Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Hans-Wolf Reinhardt  
Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann

Anschrift: Institut für Werkstoffe im Bauwesen  
Pfaffenwaldring 4  
70569 Stuttgart  
oder:  
Universität Stuttgart  
Institut für Werkstoffe im Bauwesen  
70550 Stuttgart  
Telefon: (0711) 685 63324  
Telefax: (0711) 685 63349

Redaktion: Dr.-Ing. Joachim Schwarte

**D93**

© IWB; Stuttgart 2011

Alle Rechte vorbehalten

ISSN 0932-5921

ISBN 978-3-9811682-3-5

## **Vorwort**

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart.

Herrn Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen gilt mein herzlicher Dank für die Betreuung dieser Arbeit, seine wertvollen und hilfreichen Ratschläge und Anregungen sowie die Übernahme des Hauptberichtes.

Herrn Prof. Dipl.-Ing. MSc. Dr. techn. Dr. phil. K. Bergmeister und Herrn Prof. Dr. Ing. J. Hofmann danke ich sehr für das meiner Arbeit entgegengebrachte Interesse und die Übernahme des Mitberichtes.

An dieser Stelle möchte ich all jenen danken, die mich während meines Wirkens am Institut unterstützt haben und die zum Gelingen dieser Arbeit beitrugen. Meiner wissenschaftlichen Vorgängerin Andrea Meyer, Klaus Schmid, Christian Fischer, Ronald Blochwitz und Thilo Pregartner und den betonwürfelweitwerfenden Kollegen Michael Potthoff und Peter Scherf danke ich für die fachlichen Gespräche, die moralische Unterstützung und ihre Offenheit. Weiterhin möchte ich Martin Herzog, Christian Kontzi, Anke Wildermuth, Giovacchino Genesio, Goran Periskic und Monika Werner für ihre Kollegialität und Hilfsbereitschaft danken.

Für die Mithilfe bei meinen zahlreichen experimentellen Untersuchungen und die Heranführung an die Versuchsdurchführung möchte ich mich herzlich bei den Technikern Paul Geiger, Mike Langenfeld, Mario Müller und Eugen Lindenmeier bedanken. Dem Leiter des Labors, Herrn B. M. Schlottke, möchte ich für die wertvolle Zusammenarbeit und die Unterstützung dank sagen.

Besonders danken möchte ich meinem badischen Freund und Kollegen Philipp R. Grosser für das äußerst aufmerksame Korrekturlesen meiner Arbeit, die konstruktiven Diskussionen und die Unterstützung im schwäbischen Teilzeitexil.

Mein spezieller Dank gilt den ehemals in einer Forschungs Kooperation am IWB zusammengeschlossenen Firmen fischerwerke, Hilti und Würth für die Unterstützung meiner Untersuchungen mit finanziellen Mitteln und Versuchsmaterialien.

Schließlich danke ich meiner lieben Frau Eva und meinen Eltern für das Verständnis, die Unterstützung und den moralischen Rückhalt während meiner Arbeit und meines Studiums ganz herzlich.

*Nicht das, was er mit seiner Arbeit erwirbt, ist der eigentliche Lohn des Menschen, sondern was er durch sie wird.*

***John Ruskin***

# Inhaltsverzeichnis

|   |           |
|---|-----------|
| <b>ABKÜRZUNGEN UND BEZEICHNUNGEN.....</b>                           | <b>7</b>  |
| <b>1 EINLEITUNG .....</b>   | <b>9</b>  |
| 1.1 Verbunddübel in der Befestigungstechnik.....                    | 9         |
| 1.2 Problemstellung und Zielsetzung.....                            | 12        |
| <b>2 STAND DER FORSCHUNG UND BEMESSUNG .....</b>                    | <b>16</b> |
| 2.1 Untersuchungen zu Verbunddübeln unter Zuglast.....              | 16        |
| 2.1.1 Tragmechanismen .....   | 16        |
| 2.1.1.1 Lasteinleitung.....   | 16        |
| 2.1.1.2 Versagensarten .....  | 16        |
| 2.1.2 Einflussfaktoren auf das Zugtragverhalten.....                | 17        |
| 2.1.2.1 Ankersystem .....   | 17        |
| 2.1.2.1.1 Ankerstangendurchmesser .....                             | 17        |
| 2.1.2.1.2 Ringspalt.....  | 18        |
| 2.1.2.1.3 Produktabhängigkeit der Verbundfestigkeit .....           | 19        |
| 2.1.2.2 Druckfestigkeit und Zusammensetzung des Betons .....        | 19        |
| 2.1.2.3 Einflüsse aus Montage.....                                  | 20        |
| 2.1.2.3.1 Bohrlochreinigung .....                                   | 20        |
| 2.1.2.3.2 Weitere Montageeinflüsse .....                            | 21        |
| 2.1.2.4 Umwelteinflüsse.....  | 21        |
| 2.1.2.4.1 Feuchtigkeit .....  | 21        |
| 2.1.2.4.2 Temperatur .....  | 21        |
| 2.1.3 Berechnung der Tragfähigkeit unter Zuglast.....               | 22        |
| 2.1.3.1 Stahlbruch.....   | 22        |
| 2.1.3.2 Kombiniertes Versagen und kegelförmiger Betonausbruch ..... | 22        |
| 2.1.3.2.1 Einzeldübel in der Fläche.....                            | 22        |
| 2.1.3.2.2 Randnahe Dübel und Dübelgruppen .....                     | 23        |
| 2.1.3.3 Spalten des Betons.....                                     | 26        |
| 2.2 Untersuchungen zu Befestigungen in Beton unter Querlast.....    | 27        |
| 2.2.1 Tragmechanismen .....   | 27        |
| 2.2.1.1 Lasteinleitung.....   | 27        |
| 2.2.1.2 Versagensarten .....  | 28        |
| 2.2.2 Einflussfaktoren auf das Quertragverhalten.....               | 28        |
| 2.2.2.1 Ankersystem und Geometrie des Anbauteils .....              | 29        |
| 2.2.2.1.1 Verankerungstiefe.....                                    | 29        |
| 2.2.2.1.2 Ankerstangendurchmesser .....                             | 29        |
| 2.2.2.1.3 Einspanngrad im Anbauteil.....                            | 29        |
| 2.2.2.2 Betoneigenschaften .....                                    | 31        |
| 2.2.3 Berechnung der Tragfähigkeit unter Querlast.....              | 33        |
| 2.2.3.1 Befestigungen in der Bauteilfläche .....                    | 33        |
| 2.2.3.1.1 Lokales Betonabplatzen und Stahlbruch.....                | 33        |
| 2.2.3.1.2 Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Pryout)..... | 37        |
| 2.2.3.2 Einzel- und Gruppenbefestigungen am Bauteilrand .....       | 39        |

|            |  |           |
|------------|--|-----------|
| <b>2.3</b> | <b>Untersuchungen zu Injektionsdübeln in Mauerwerk unter Zuglast.....</b>      | <b>40</b> |
| 2.3.1      | Tragmechanismen .....  | 40        |
| 2.3.1.1    | Lasteinleitung.....  | 40        |
| 2.3.1.2    | Versagensarten .....   | 41        |
| 2.3.2      | Einflussfaktoren auf das Tragverhalten in Mauerwerk .....                      | 42        |
| 2.3.2.1    | Ankersystem .....  | 42        |
| 2.3.2.1.1  | Ankerstangendurchmesser .....  | 42        |
| 2.3.2.1.2  | Ringspalt bei Verwendung einer Siebhülse .....                                 | 42        |
| 2.3.2.1.3  | Verankerungstiefe.....   | 42        |
| 2.3.2.1.4  | Verbundfestigkeit .....  | 43        |
| 2.3.2.1.5  | Mörtelpfropfen.....  | 44        |
| 2.3.2.2    | Aufbau und Eigenschaften des Ankergrundes Mauerwerk .....                      | 44        |
| 2.3.2.2.1  | Einfluss von Stegen und Lochdurchmessern bei Lochsteinen.....                  | 44        |
| 2.3.2.2.2  | Steindruckfestigkeit.....  | 45        |
| 2.3.2.2.3  | Rohdichte bei Leichtbetonsteinen.....  | 46        |
| 2.3.2.2.4  | Steinformat, Fugenmörtel, Mauerwerksdruckspannung und<br>Steinfeuchte.....     | 46        |
| 2.3.2.3    | Geometrie von Siebhülse und Steinlochung – effektive<br>Verankerungslänge..... | 48        |
| 2.3.2.3.1  | Vollstein .....  | 48        |
| 2.3.2.3.2  | Lochstein .....  | 48        |
| 2.3.2.3.3  | Einflüsse aus Montage.....   | 50        |
| 2.3.3      | Berechnung der Tragfähigkeit nach Meyer (2006).....                            | 52        |
| 2.3.3.1    | Durchziehen der Ankerstange aus dem Mörtel.....                                | 52        |
| 2.3.3.2    | Verbundversagen .....  | 52        |
| 2.3.3.3    | Abscheren des Mörtelpfropfens bei Lochsteinen .....                            | 53        |
| 2.3.3.4    | Versagen durch Steinauszug aus dem Verband.....                                | 53        |
| 2.3.3.5    | Steinausbruch.....   | 53        |
| 2.3.3.6    | Randnahe Dübel und Dübelgruppen .....  | 54        |
| <b>2.4</b> | <b>Eingemörtelte Befestigungen in Mauerwerk unter Querlast.....</b>            | <b>55</b> |
| 2.4.1      | Untersuchungen von Schild.....   | 55        |
| 2.4.2      | Bemessung von Mauerankern nach DIN 18516-3 .....                               | 56        |
| <b>2.5</b> | <b>Bemessung von Injektionsdübeln in Mauerwerk nach ETAG 029.....</b>          | <b>56</b> |
| 2.5.1      | Sicherheitskonzept .....   | 57        |
| 2.5.2      | Tragwiderstand bei zentrischem Zug.....  | 58        |
| 2.5.2.1    | Herausziehen des Dübels und Steinausbruch.....                                 | 58        |
| 2.5.2.2    | Herausziehen eines Steines aus dem Verband .....                               | 58        |
| 2.5.3      | Tragwiderstand bei Querlast.....   | 58        |
| 2.5.3.1    | Abscheren des Stahls.....  | 59        |
| 2.5.3.2    | Steinkantenbruch.....  | 59        |
| 2.5.4      | Tragwiderstand bei Schrägzug .....   | 59        |
| <b>2.6</b> | <b>Stiff förmige Verbindungsmittel im Holzbau unter Querlast.....</b>          | <b>60</b> |
| 2.6.1      | Theorie nach Johansen .....  | 60        |
| 2.6.2      | Regelungen im EC 5 und in DIN 1052 für Stahlblech-Holz-<br>Verbindungen .....  | 62        |
| <b>2.7</b> | <b>Biegebruchmoment eines Stahlquerschnittes.....</b>                          | <b>63</b> |
| 2.7.1      | Reines Biegebruchmoment.....   | 63        |
| 2.7.2      | Interaktionen bei gleichzeitiger Wirkung von Zug- oder Querkräften .....       | 64        |

|            |  |           |
|------------|--|-----------|
| <b>2.8</b> | <b>Biegebruchmoment eines Verbundquerschnittes .....</b>             | <b>65</b> |
| <b>2.9</b> | <b>Lokale Tragfähigkeit des Verankerungsgrundes .....</b>            | <b>65</b> |
| 2.9.1      | Teilflächenbelastung im Betonbau .....                               | 65        |
| 2.9.2      | Lokale Tragfähigkeit in der Befestigungstechnik.....                 | 66        |
| <b>3</b>   | <b>MATERIALIEN UND IHRE ANWENDUNG .....</b>                          | <b>67</b> |
| <b>3.1</b> | <b>Ankergrund Mauerwerk.....</b>                                     | <b>67</b> |
| 3.1.1      | Mauerwerk in Deutschland bis 2006 .....                              | 67        |
| 3.1.2      | Mauerwerk in Europa.....   | 69        |
| 3.1.3      | Bestandteile und Herstellung von Steinen .....                       | 70        |
| 3.1.4      | Ankergründe in den Versuchen .....                                   | 71        |
| 3.1.4.1    | Eigenschaften der Materialien des Ankergrundes .....                 | 71        |
| 3.1.4.2    | Mauerwerkswände in Tragrahmen .....                                  | 73        |
| <b>3.2</b> | <b>Dübelsysteme .....</b>  | <b>74</b> |
| 3.2.1      | Ausbildung .....   | 74        |
| 3.2.2      | Anwendung.....   | 75        |
| <b>4</b>   | <b>EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN UNTER QUERLAST .....</b>            | <b>77</b> |
| <b>4.1</b> | <b>Setzposition und Belastungsrichtung im Mauerwerksverband.....</b> | <b>77</b> |
| <b>4.2</b> | <b>Durchführung der Querlastversuche .....</b>                       | <b>78</b> |
| 4.2.1      | Ankergrund und Dübelmontage .....                                    | 78        |
| 4.2.2      | Versuchsaufbau.....  | 78        |
| <b>4.3</b> | <b>Versuche mit Einzeldübeln in der Fläche .....</b>                 | <b>81</b> |
| 4.3.1      | Allgemeines .....  | 81        |
| 4.3.2      | Tragmechanismen .....  | 81        |
| 4.3.2.1    | Lasteinleitung und Tragverhalten.....                                | 81        |
| 4.3.2.1.1  | Allgemeine Lasteinleitung .....                                      | 81        |
| 4.3.2.1.2  | Vollsteine .....   | 82        |
| 4.3.2.1.3  | Besonderheiten bei Lochsteinen.....                                  | 82        |
| 4.3.2.1.4  | Normalkrafteinfluss .....  | 83        |
| 4.3.2.2    | Versagensarten in den Versuchen.....                                 | 85        |
| 4.3.2.2.1  | Abgrenzung der Versagensarten .....                                  | 85        |
| 4.3.2.2.2  | Spalten des Steines: Einzelstein und Mauerwerksverband .....         | 87        |
| 4.3.2.2.3  | Versagensarten bei geringen Verankerungstiefen .....                 | 88        |
| 4.3.2.2.4  | Lokales Materialversagen .....                                       | 91        |
| 4.3.2.2.5  | Stahlbruch.....  | 93        |
| 4.3.3      | Tragfähigkeit von Einzeldübeln bei Querbelastung.....                | 96        |
| 4.3.3.1    | Einflüsse des Anbauteiles und der Lasteinleitung.....                | 96        |
| 4.3.3.1.1  | Untersuchungen in Vollstein .....                                    | 98        |
| 4.3.3.1.2  | Untersuchungen in Lochstein Hbl2 .....                               | 102       |
| 4.3.3.2    | Einflüsse des Ankersystems .....                                     | 103       |
| 4.3.3.2.1  | Stahlfestigkeit der Ankerstange .....                                | 103       |
| 4.3.3.2.2  | Bohrlochdurchmesser .....  | 105       |
| 4.3.3.2.3  | Ankerstangendurchmesser .....  | 106       |
| 4.3.3.3    | Einflüsse des Ankergrundes .....                                     | 108       |

|            |  |            |
|------------|--|------------|
| 4.3.3.3.1  | Steindruckfestigkeit.....  | 108        |
| 4.3.3.3.2  | Steinformat .....  | 110        |
| 4.3.3.3.3  | Verankerungstiefe bei Vollsteinen .....  | 111        |
| 4.3.3.3.4  | Einflüsse aus der Lochkonfiguration bei Lochsteinen .....  | 115        |
| <b>4.4</b> | <b>Einzelbefestigungen bei Einfluss von Steinrändern und Fugen .....</b>                               | <b>119</b> |
| 4.4.1      | Allgemeines .....  | 119        |
| 4.4.2      | Tragmechanismen bei Randeinflüssen.....  | 119        |
| 4.4.2.1    | Verankerungen an freien Rändern des Mauerwerks .....   | 120        |
| 4.4.2.2    | Verankerungen im Bereich von Stoßfugen innerhalb des Verbandes .....                                   | 122        |
| 4.4.2.3    | Verankerungen in Fugen .....   | 123        |
| 4.4.3      | Tragfähigkeit von Einzeldübeln unter Querbelastrung mit Randeinflüssen.....                            | 124        |
| 4.4.3.1    | Verankerungen an Rändern und Fugen in Vollsteinmauerwerk.....  | 124        |
| 4.4.3.2    | Verankerungen an Rändern und Fugen in Lochsteinmauerwerk.....  | 126        |
| 4.4.4      | Vergleich der Ergebnisse von Versuchen mit randnahen Dübeln mit den<br>Regelungen nach ETAG 029 .....  | 129        |
| 4.4.4.1    | Vollsteine .....   | 129        |
| 4.4.4.2    | Lochsteine .....   | 130        |
| 4.4.4.3    | Einfluss von Fugen .....   | 131        |
| <b>4.5</b> | <b>Zweifachbefestigungen ohne und mit Randeinfluss .....</b>   | <b>131</b> |
| 4.5.1      | Allgemeines .....  | 131        |
| 4.5.2      | Tragverhalten von Zweifachbefestigungen .....  | 131        |
| 4.5.2.1    | Vollsteine .....   | 132        |
| 4.5.2.2    | Lochsteine .....   | 133        |
| 4.5.3      | Tragfähigkeit von Zweifachbefestigungen unter Querbelastrung.....                                      | 134        |
| 4.5.4      | Vergleich der Ergebnisse mit Zweifachbefestigungen mit den<br>Regelungen nach ETAG 029 .....           | 137        |
| 4.5.5      | Versuche ohne Randeinfluss .....   | 137        |
| 4.5.6      | Versuche an Steinrändern .....   | 139        |
| <b>5</b>   | <b>ERMITTLUNG DER BIEGETRAGFÄHIGKEIT VON DÜBELSYSTEMEN ....</b>  | <b>140</b> |
| 5.1        | Allgemeines.....   | 140        |
| 5.2        | Durchführung der Versuche zur Ermittlung der<br>Biegebruchmomente .....                                | 140        |
| 5.2.1      | Materialien und Montage .....  | 140        |
| 5.2.2      | Versuchaufbau.....   | 141        |
| 5.2.3      | Auswertung der Versuchsergebnisse und Berechnung der<br>Biegebruchmomente von Stahlquerschnitten ..... | 142        |
| 5.3        | Berechnungsansatz für das Biegebruchmoment von<br>Injektionsdübeln .....                               | 144        |
| 5.4        | Vergleich des Berechnungsansatzes mit Versuchsergebnissen .....  | 147        |
| <b>6</b>   | <b>ERMITTLUNG DER LOKALEN TRAGFÄHIGKEIT VON MAUERSTEINEN</b>   | <b>148</b> |
| 6.1        | Allgemeines.....   | 148        |
| 6.2        | Durchführung der Versuche .....  | 148        |

|            |  |            |
|------------|--|------------|
| 6.2.1      | Materialien und Montage .....  | 148        |
| 6.2.2      | Versuchsaufbau .....   | 150        |
| 6.2.3      | Auswertung der Versuchsergebnisse .....  | 151        |
| <b>7</b>   | <b>THEORETISCHE UNTERSUCHUNGEN ZUM TRAGVERHALTEN UNTER QUERBELASTUNG .....</b> | <b>156</b> |
| <b>7.1</b> | <b>Befestigungen ohne Randeinfluss .....</b>                                   | <b>156</b> |
| 7.1.1      | Abgrenzung der Versagensarten für die Berechnung .....                         | 156        |
| 7.1.2      | Zugversagen unter Querlast .....   | 157        |
| 7.1.3      | Lokales Materialversagen und Heraushebeln des Dübels .....                     | 157        |
| 7.1.3.1    | Allgemeines .....  | 157        |
| 7.1.3.2    | Untersuchungen in Vollstein .....  | 158        |
| 7.1.3.2.1  | Berechnung der Höchstlasten .....  | 158        |
| 7.1.3.2.2  | Gegenüberstellung zwischen Versuch und Berechnung .....                        | 161        |
| 7.1.3.3    | Untersuchungen in Lochstein .....  | 165        |
| 7.1.3.3.1  | Berechnung der Höchstlasten .....  | 165        |
| 7.1.3.3.2  | Gegenüberstellung zwischen Versuch und Berechnung .....                        | 169        |
| 7.1.4      | Stahlversagen .....  | 173        |
| <b>7.2</b> | <b>Dübelgruppen ohne Randeinflüsse .....</b>                                   | <b>174</b> |
| 7.2.1      | Lokales Materialversagen bei Gruppenbefestigungen .....                        | 174        |
| 7.2.2      | Zugversagen bei Gruppenbefestigungen .....                                     | 176        |
| 7.2.3      | Stahlversagen bei Gruppenbefestigungen .....                                   | 176        |
| <b>7.3</b> | <b>Einzel- und Gruppenbefestigungen mit Randeinflüssen .....</b>               | <b>177</b> |
| 7.3.1      | Vollsteine .....   | 177        |
| 7.3.1.1    | Kantenbruch ohne Formateinfluss beim Einzeldübel .....                         | 177        |
| 7.3.1.2    | Gruppen- und Formateinflüsse am Randstein des Mauerwerks .....                 | 177        |
| 7.3.1.2.1  | Kantenbruch mit Formateinflüssen .....   | 177        |
| 7.3.1.2.2  | Herausziehen von Randsteinen aus dem Verband unter Querlast zum Rand .....     | 180        |
| 7.3.2      | Lochsteine .....   | 182        |
| 7.3.2.1    | Allgemeines .....  | 182        |
| 7.3.2.2    | Theoretische Überlegungen bei Verzicht auf spezielle Randversuche ....         | 182        |
| 7.3.2.3    | Vorgehen zur Optimierung der Tragfähigkeit und der Randabstände .....          | 183        |
| 7.3.3      | Behandlung von Fugen im Verband .....  | 184        |
| <b>8</b>   | <b>UNTERSUCHUNGEN ZUM TRAGVERHALTEN UNTER SCHRÄGZUGLAST .....</b>              | <b>185</b> |
| <b>8.1</b> | <b>Durchführung der Versuche .....</b>   | <b>185</b> |
| 8.1.1      | Versuchskonfiguration und Montage .....  | 185        |
| 8.1.2      | Versuchsaufbauten .....  | 185        |
| 8.1.2.1    | Zentrisch Auszugsversuche .....  | 185        |
| 8.1.2.2    | Schrägzugversuche .....  | 186        |
| <b>8.2</b> | <b>Auswertung der Versuche .....</b>   | <b>187</b> |
| 8.2.1      | Allgemeines .....  | 187        |
| 8.2.2      | Tragmechanismen .....  | 187        |
| 8.2.2.1    | Zentrische Zugversuche .....   | 187        |

|            |  |            |
|------------|--|------------|
| 8.2.2.2    | Schrägzugversuche .....  | 187        |
| 8.2.3      | Tragfähigkeit von Einzeldübeln in der Fläche bei Schrägzugbelastung ...                      | 190        |
| 8.2.3.1    | Allgemeines .....  | 190        |
| 8.2.3.2    | Auswertung der Höchstlasten und Vergleich mit bestehenden<br>Regelungen .....                | 193        |
| 8.2.3.2.1  | Zentrische Zugversuche .....   | 193        |
| 8.2.3.2.2  | Schrägzugversuche .....  | 193        |
| 8.2.4      | Vorschlag zur Interaktion bei Schrägzug in Lochsteinen .....                                 | 194        |
| <b>9</b>   | <b>BEMESSUNG VON INJEKTIONSDÜBELN IN MAUERWERK UNTER<br/>QUER- UND SCHRÄGZUGLASTEN .....</b> | <b>195</b> |
| <b>9.1</b> | <b>Allgemeines.....</b>  | <b>195</b> |
| <b>9.2</b> | <b>Bemessungswerte des Widerstandes in Abhängigkeit der<br/>Versagensart .....</b>           | <b>195</b> |
| 9.2.1      | Zugversagen bei Querkraftbelastung.....  | 195        |
| 9.2.1.1    | Einzeldübel in der Fläche.....   | 195        |
| 9.2.1.2    | Randnahe Dübel und Dübelgruppen .....  | 196        |
| 9.2.2      | Lokales Materialversagen und Heraushebeln des Dübels.....                                    | 197        |
| 9.2.2.1    | Einzeldübel in der Fläche.....   | 197        |
| 9.2.2.1.1  | Bemessungsfälle für Vollstein .....  | 198        |
| 9.2.2.1.2  | Bemessungsfälle für Lochstein .....  | 199        |
| 9.2.2.1.3  | Bemessung für lokales Materialversagen .....   | 200        |
| 9.2.2.2    | Dübelgruppen in der Fläche.....  | 200        |
| 9.2.3      | Stahlversagen durch Abscheren.....   | 201        |
| <b>9.3</b> | <b>Einzel- und Gruppenbefestigungen mit Randeinflüssen .....</b>                             | <b>201</b> |
| 9.3.1      | Vollsteine .....   | 201        |
| 9.3.1.1    | Kantenbruch mit und ohne Formateinflüsse .....   | 201        |
| 9.3.1.2    | Herausziehen von Randsteinen aus dem Verband unter Querlast zum<br>Rand .....                | 202        |
| 9.3.2      | Lochsteine .....   | 203        |
| 9.3.3      | Behandlung von Fugen im Verband .....  | 203        |
| <b>9.4</b> | <b>Interaktion bei Schrägzugbelastung .....</b>  | <b>204</b> |
| <b>10</b>  | <b>ZUSAMMENFASSUNG .....</b>   | <b>205</b> |
| <b>11</b>  | <b>ENGLISCHE ZUSAMMENFASSUNG – SUMMARY.....</b>  | <b>209</b> |
| <b>12</b>  | <b>WEITERFÜHRENDE ARBEITEN UND OFFENE FRAGEN.....</b>  | <b>213</b> |
|            | <b>LITERATUR .....</b>   | <b>215</b> |
|            | <b>ANHANG.....</b>   | <b>226</b> |

## Abkürzungen und Bezeichnungen

Formelzeichen werden in der vorliegenden Arbeit entsprechend der üblichen Bezeichnungsweise der jeweiligen Thematik verwendet. Einige Formelzeichen treten deshalb mehrfach auf. Die Bedeutung der Symbole ist jedoch durch den Kontext eindeutig gegeben.

### Wichtige Indizes

|           |   |
|-----------|---|
| O         | Einzeldübel                                       |
| b         | lokaler Steinausbruch                             |
| c         | Beton, Ausbruch (Zuglast), Kantenbruch (Querlast) |
| cb        | lokaler Betonausbruch                             |
| cp        | Ausbruch auf der lastabgewandten Seite            |
| cr        | charakteristischer Abstand                        |
| d         | Bemessungswert                                    |
| g         | Dübelgruppe                                       |
| H         | gesamtes Dübelsystem                              |
| k         | charakteristischer Wert                           |
| Im        | lokales Materialversagen                          |
| m         | Mittelwert  |
| M         | Material, Werkstoff                               |
| N         | zentrischer Zuglast betreffender Wert             |
| p         | Herausziehen (Zuglast)                            |
| pb        | Herausziehen eines Steines aus dem Verband        |
| Pl        | Wert im plastizierten Zustand                     |
| R         | Widerstand  |
| S         | Einwirkung  |
| s         | Stahl, Stahlversagen (Zuglast, Querlast)          |
| sp        | Spalten des Untergrundes (Zuglast, Querlast)      |
| St oder b | Stein   |
| u         | Höchstwert; Zugfestigkeit von Stahl               |
| V         | Querlast betreffender Wert                        |
| y         | Fließgrenze von Stahl                             |

### Einwirkungen, Widerstände und Bezeichnungen aus der Sicherheitstheorie

|                 |   |
|-----------------|---|
| N               | zentrische Zugbelastung   |
| V               | Querbeltung   |
| R               | Beanspruchbarkeit, Widerstand   |
| S               | Beanspruchung, Einwirkung   |
| zul F           | Zulässige Last nach bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt              |
| $\gamma$        | Sicherheitsbeiwert  |
| $\gamma_F$      | Teilsicherheitsbeiwert auf der Lasteinwirkungsseite                     |
| $\gamma_M$      | Teilsicherheitsbeiwert des Materialwiderstandes                         |
| $\gamma_{MAAC}$ | Teilsicherheitsbeiwert für Mauerwerk aus Porenbeton nach ETAG 029       |
| $\gamma_{Mm}$   | Teilsicherheitsbeiwert für Mauerwerk nach ETAG 029                      |
| $\gamma_{Ms}$   | Teilsicherheitsbeiwert für Stahl des Verankerungselements nach ETAG 029 |

### Stahl, Beton und Steine

|                          |  |
|--------------------------|--|
| E                        | Elastizitätsmodul  |
| f                        | Festigkeit   |
| $f_b$                    | Nenn-Steindruckfestigkeit nach ETAG 029                            |
| $f_{cc}$                 | Würfeldruckfestigkeit des Betons                                   |
| $f_{c,150}$              | Würfeldruckfestigkeit des Betons an Würfeln der Kantenlänge 150 mm |
| $f_{c,200}$              | Würfeldruckfestigkeit des Betons an Würfeln der Kantenlänge 200 mm |
| $f_u$ oder $f_{uk}$      | Zugfestigkeit des Stahles  |
| $f_y$ oder $f_{yk}$      | Streckgrenze des Stahles   |
| G                        | Bruchenergie   |
| $\beta$ , $\beta_{Nenn}$ | Nenn-Steindruckfestigkeit nach DIN                                 |
| $\beta_{St}$             | nach DIN ermittelte Steindruckfestigkeit                           |

|                  |  |
|------------------|--|
| $\beta_{St,net}$ | Netto-Steindruckfestigkeit unter Berücksichtigung des Lochbilds        |
| $\beta_W$        | Würfeldruckfestigkeit von Beton  |
| M                | Biege widerstand   |
| $\rho_{St}$      | ermittelte Rohdichte   |
| $\rho_{,net}$    | Netto-Trockenrohichte unter Berücksichtigung des Lochbilds bei Steinen |
| $\sigma_{zul}$   | Zulässige Spannung   |

### Bezeichnungen aus dem Mauerwerksbau

|       |  |
|-------|--|
| BCR07 | Französischer Langlochziegel nach NF P 13.301 (s. Abschnitt 3.1.4) |
| DF    | Dünformat (1 DF = l x b x h = 240 mm x 115 mm x 52 mm)             |
| Hbl   | Leichtbetonhohlblock   |
| Hlz   | Hochlochziegel   |
| KSL   | Kalksandlochstein  |
| KSPE  | Kalksandplanelement  |
| KSV   | Kalksandvollstein  |
| MG    | Mörtelgruppe   |
| Mz    | Vollmauerziegel  |
| NF    | Normalformat (1 NF = l x b x h = 240 mm x 115 mm x 71 mm)          |
| Vbl   | Leichtbetonstein (Hier: Steine nach Zulassung; s. Abschnitt 3.1.4) |

### Bezeichnungen aus der Befestigungstechnik

|                      |   |
|----------------------|---|
| $A_{c,N}$            | tatsächliche, projizierte Fläche des Betonausbruchkörpers bei Gruppenbefestigung unter Zugbelastung             |
| $A_{c,N}^0$          | ideelle, projizierte Fläche des Betonausbruchkörpers bei Einzelbefestigung ohne Randeinfluss unter Zugbelastung |
| $A_s$                | Spannungsquerschnittsfläche des Ankeres   |
| c                    | Randabstand, Stoßfugenabstand   |
| d                    | Durchmesser   |
| $d_b$ oder $d_s$     | Bolzen-, Ankerstangennennendurchmesser  |
| $d_{nom}$ oder $d_0$ | Bohrlochnennendurchmesser   |
| $h_{BT}$             | Bauteilhöhe   |
| $h_{ef}$             | effektive Verankerungstiefe   |
| $h'_{ef}$            | effektive Verankerungslänge in Mauerwerk unter Berücksichtigung der Siebhülsen- und Steinlochgeometrie          |
| n                    | Versuchszahl, Anzahl der Dübel je Befestigungsgruppe  |
| s                    | Achsabstand   |
| $\tau$               | Verbundfestigkeit   |
| $\tau_u$             | Verbundfestigkeit bei Bruchlast   |
| $\tau_{u,1}$         | Verbundfestigkeit bei Versagen Durchziehen der Ankerstange aus Mörtel   |
| $\tau_{u,2}$         | Verbundfestigkeit bei Versagen Herausziehen der Siebhülse aus Bohrloch  |
| $\tau_{u,M}$         | Mörtelscherfestigkeit bei Herausziehen mit Abscheren des Mörtels in Lochsteinen                                 |
| $\tau_{u,m,max}$     | Rechnerisch erforderliche Verbundfestigkeit zur Erzeugung eines Ausbruchkörpers                                 |
| $\Psi_{q,N}$         | Faktor zur Berücksichtigung des Gruppeneffekts bei Zugbelastung   |
| $\Psi_{s,N}$         | Faktor zur Berücksichtigung einer Bauteilkante bei Zugbelastung   |
| $\Psi_{St}$          | Faktor zur Berücksichtigung der Steindruckfestigkeit  |
| v                    | Variationskoeffizient   |

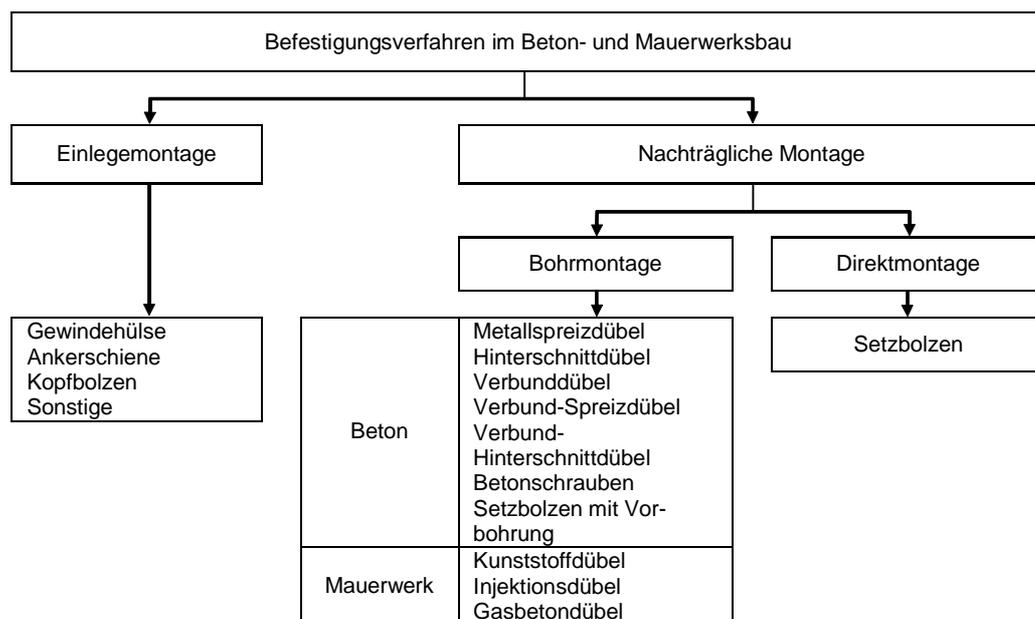
### In dieser Arbeit verwendete Bezeichnungen in Bezug auf die Art und Richtung der Belastung (siehe auch Bild 4.1)

|          |   |
|----------|---|
| $V_V$    | Vertikale Querlast (parallel zur Stoßfuge und senkrecht zur Lagerfuge des Steines)                          |
| $V_H$    | Horizontale Querlast (parallel zur Lagerfuge und senkrecht zur Stoßfuge des Steines)                        |
| W        | Last, die unter einem Winkel zur Oberfläche des Steines angreift (Kombination aus Zuglast N und Querlast V) |
| parallel | Parallel Belastung der beiden Dübel einer Zweifachbefestigung nebeneinander                                 |
| seriell  | Belastung der beiden Dübel einer Zweifachbefestigung hintereinander bzw. in Reihe                           |

# 1 Einleitung

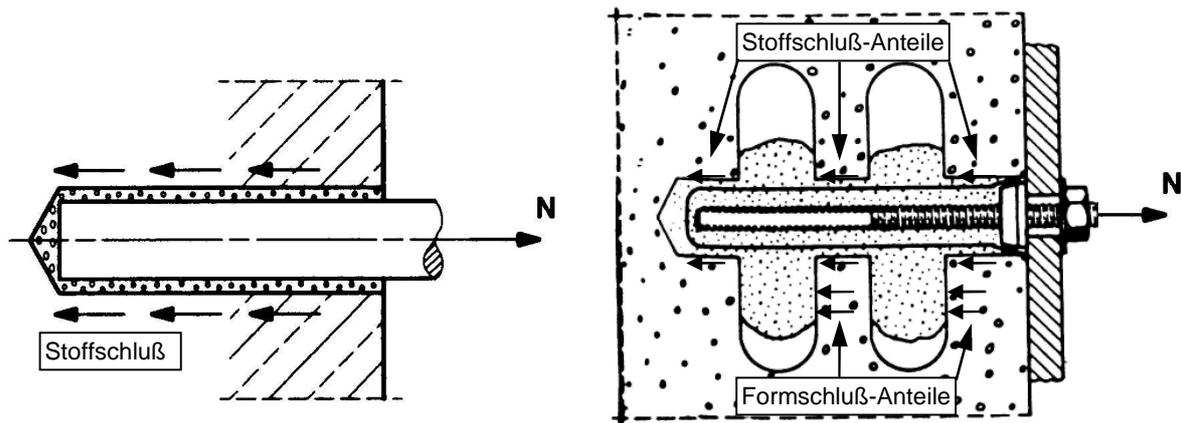
## 1.1 Verbunddübel in der Befestigungstechnik

In der modernen Befestigungstechnik haben sich in den zurückliegenden Jahren verschiedene Verfahren bei der Montage entwickelt. Diese lassen sich in die Bereiche Einlegemontage, bei der Stahlteile in die Schalung eingelegt und mit einbetoniert werden, und nachträgliche Montage, bei der Befestigungsmittel im erhärteten Beton oder in Mauerwerk gesetzt werden, unterteilen (Bild 1.1). Da die Einlegemontage einen erhöhten Aufwand in Planung und Ausführung voraussetzt, führten die Forderung nach größerer Flexibilität und die Weiterentwicklung der Bohrtechnik zu einer verstärkten Anwendung der nachträglichen Montage. Dazu zählen neben der Direktmontage, bei der Setzbolzen aus Stahl in den Untergrund eingetrieben werden, vor allem die unterschiedlichen Verfahren der Bohrmontage. Hierbei werden nach dem Erstellen des Bohrloches durch Dreh-, Hammer- oder Diamantbohren beim Setzen des Dübels die unterschiedlichen Arten der Lasteinleitung über Kraft-, Stoff- oder Formschluss ausgenutzt. Die Befestigungstechnik stellt einen recht jungen Zweig dar, so dass der Stand der Technik ständig in Bewegung ist. Daher erfolgt die Bemessung in der Regel mit dem CC-Verfahren oder daran angelehnten Verfahren, bei denen produktspezifische Werte aus allgemeinen bauaufsichtlichen oder europäisch-technischen Zulassungen eingehen.



**Bild 1.1:** Befestigungsverfahren im Beton- und Mauerwerksbau (ergänzt nach *Eligehausen/Mallée (2000)*)

Verbunddübel gehören zum Befestigungsverfahren der Bohrmontage und werden auch als chemische Befestigungen bezeichnet. Hierbei wird eine Ankerstange oder Innengewindehülse aus Stahl mit speziellen Mörteln in ein Bohrloch eingeklebt. Ein wesentlicher Vorteil der Verbunddübel ist das spreizdruckfreie Setzen, das auch randnahe Befestigungen ermöglicht. Spreizkräfte entstehen erst beim Vorspannen und Belasten und sind daher wesentlich geringer als bei Metallspreiz- oder auch Kunststoffdübeln. Die Kraftübertragung bei Zugbelastung erfolgt zunächst im Wesentlichen über Stoffschluss durch die Klebewirkung des Mörtels. In Mauerwerk mit Lochanteilen treten Kombination mit Anteilen aus Formschluss durch die Hinterschnittwirkung der Mörtelpfropfen in den Steinkammern auf (Bild 1.2).

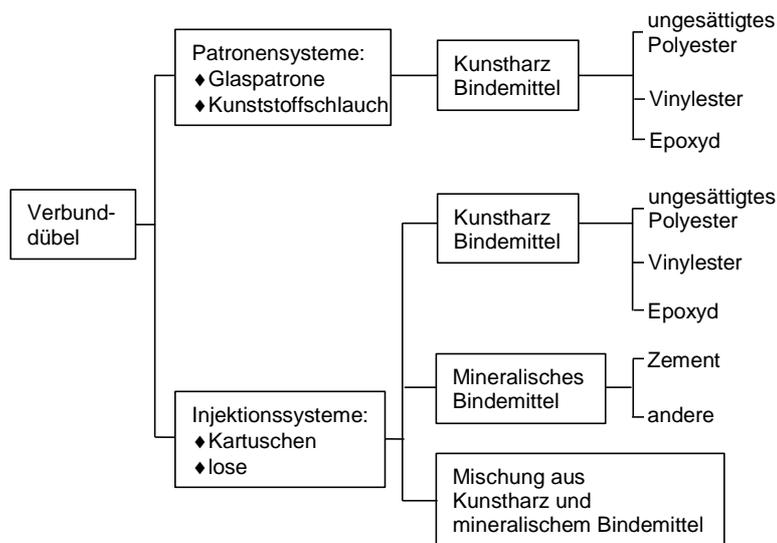


a) Verbunddübel in Beton

b) Injektionsdübel in Hohlmauerwerk

**Bild 1.2:** Wirkungsprinzipien von chemischen Befestigungen unter Zugbelastung (aus *Eligehausen/ Mallée (2000)*)

In Beton werden sowohl Patronen- und Injektionssysteme und in Mauerwerk ausschließlich Injektionssysteme verwendet (Bild 1.3). Die Komponenten des Mörtels befinden sich in verschiedenen Kammern und werden bei der Montage miteinander vermischt. Als Bindemittel werden organische Kunstharze (Polyester, Vinylester oder Epoxyd), Zemente sowie Mischungen aus beiden als Hybridsysteme verwendet.



**Bild 1.3:** Einteilung von Verbunddübeln nach *CEB (1994)*

Die Patronensysteme bestehen aus einer Glaspatrone oder einem Kunststoffschlauch, in denen die Verbundmasse enthalten ist und die in das Bohrloch eingeführt werden. Durch maschinelles Eintreiben der Ankerstange in das Bohrloch wird die Glaspatrone bzw. der Kunststoffschlauch zerstört, in die Mörtelmasse eingemischt und die Mörtelkomponenten miteinander vermischt. Die Systeme sind auf einen entsprechenden Ankerstangen- bzw. Bohrllochdurchmesser und eine Bohrlochtiefe abgestimmt.

Bei den Injektionssystemen wird der Mörtel lose in Gebinden oder als Kartuschen-system angeliefert und die Komponenten werden außerhalb des Bohrloches durch-

mischt. Der Mörtel wird mittels eines Auspressgerätes als fertige Mischung in das Bohrloch injiziert und die Ankerstange manuell drehend eingebracht. Dadurch sind beliebige Verankerungstiefen möglich, in der Regel wird allerdings selten tiefer als der zwanzigfache Ankerstangendurchmesser gesetzt.

In Mauerwerk gibt es neben den Kammeröffnungen in Lochsteinen zahlreiche Fehlstellen durch Stoßfugen, Griff- und Transportlöcher aber auch durch erlaubte Lochanteile in Vollsteinen. Da eine ordnungsgemäße Vermischung des Mörtels innerhalb des Bohrlochs wegen den Gefahren des Tieferrutschens der Patronen und dem vorzeitigen Abfließens der Komponenten in die Steinöffnungen bei den Patronensystemen nicht gegeben ist, werden in Mauerwerk ausschließlich Injektionsmörtelsysteme verwendet. Bei Lochsteinen mit ihren zum Teil erheblichen Lochanteilen ist die Verwendung von Siebhülsen vorgeschrieben. Diese definieren einerseits die Setztiefe, indem sie ein Tieferrutschen der Ankerstange verhindern. Andererseits ermöglichen sie das kontrollierte Austreten des Mörtels entlang des Bohrloches, so dass sich hinter den Stegen Mörtelpfropfen bilden können, die einen Lastübertrag über Formschluss gewährleisten.

Die Entwicklung von chemischen Befestigungen begann 1962 mit der Einführung des ersten Glaspatronendübels und wurde seitdem stetig weiterentwickelt. Die ersten bauaufsichtlichen Zulassungen für Verbunddübel in Deutschland wurden 1975 erteilt. Mittlerweile können nach *Schätzle (2001)* vier Generationen in Abhängigkeit der chemischen Bestandteile und des Anwendungsfalles unterschieden werden, die alle noch auf dem Markt erhältlich sind. In der zweiten Generation wurde das ungesättigte Polyesterharz durch Vinylesterharz ersetzt, da letzteres beständiger gegen Umwelteinflüsse ist (*Rehm (1985/1, 1985/2 und 1988)*) und im Beton eine Alkalibeständigkeit aufweist (*Eligehausen, Mallée (2000)*). In der dritten Generation wurde das als Katalysator beim Abbindeprozess verwendete Styrol wegen seiner kanzerogenen Wirkung durch unschädliche Ersatzstoffe abgelöst.

Während die ersten drei Generationen nur für ungerissenen Beton zugelassen waren, kam 1991 die vierte Generation mit den ersten Zulassungen von Verbund-Hinterschnittdübel für gerissenen Beton in den Handel. Nach der Erstellung eines zylindrischen Bohrloches ist es hier erforderlich in einem zweiten Bohrvorgang mittels Diamantbohrgerät einen Hinterschnitt zu erzeugen, so dass die Übertragung von Zugkräften im Wesentlichen durch mechanische Verzahnung (Formschluss) zwischen Mörtelkonus und Beton erfolgt. Mit der Zulassung von Verbund-Spreizdübeln im Jahr 1993 konnte auf den zweiten Bohrvorgang verzichtet werden, da bei diesen Systemen ein speziell beschichtete Ankerstange mit mehreren Konen eingesetzt wird, die bei Belastung den Mörtel wie eine Spreizschale gegen die Bohrlochwandung presst und dadurch haltende Reibungskräfte (Reibschluss) erzeugt.

Im Laufe der Entwicklung ergänzten die Injektionsdübel durch ihre Flexibilität die Patronensysteme. Nachdem sie anfänglich nur für untergeordnete Befestigungen oder in Lochsteinen verwendet wurden, ersetzen sie mittlerweile häufig die Patronensysteme und erweitern das Anwendungsgebiet. Für Mauerwerk gibt es seit 2001 in Deutschland auch Zulassungen von Injektionssystemen für Vollsteine. Problematisch für den Einsatz in sicherheitsrelevanten Bereichen war bis dahin die Abhängigkeit der Dübeltragfähigkeit von Montagegenauigkeiten, speziell der Bohrlochreinigung. Durch den Einsatz von Hybridsystemen konnte der Haftungsverlust durch schlechte Bohrlochreinigung deutlich reduziert werden.

## 1.2 Problemstellung und Zielsetzung

Der Verankerungsgrund Mauerwerk stellt durch seinen Aufbau und die verwendeten Materialien einen komplexen Baustoff dar. Daher können die in Beton angewendeten Bemessungsansätze nicht direkt übertragen werden. Mauerwerk wird aus einzelnen, quaderförmigen natürlichen oder künstlich produzierten Steinen hergestellt, die lagenweise mit Mörtel verbunden werden. Es existieren verschiedenartigste Steine, die sich im Material, der Steifigkeit, der Rohdichteklasse und in der geometrischen Ausbildung stark unterscheiden. An den vertikalen Stoßfugen können die Steine eben sein, mit Mörteltaschen versehen oder eine Nut- und Federausbildung besitzen und beim Versetzen stumpf gestoßen, voll- oder teilvermörtelt oder verzahnt werden.

Als Befestigungssysteme werden in Mauerwerk hauptsächlich Kunststoffdübel und Injektionsdübel eingesetzt. Für Verankerungen in Porenbeton können diese nochmals speziellen Anpassungen in Bezug auf die Ausbildung der Kunststoffspreizhülse bzw. der Bohrlocherstellung unterworfen sein. Injektionsdübel erzeugen bei der Montage im Gegensatz zu Kunststoffdübeln, die erst durch die mechanische Verspreizung der Dübelhülse Kräfte in den Untergrund übertragen können, nur einen sehr geringen Spreizdruck, der erst bei der Aufbringung des Montagedrehmomentes entsteht. Der Injektionsmörtel füllt Fehlstellen im Stein auf und bildet einen Hinterschnitt an den Rändern der Steinkammern in Lochsteinen. Daher kann bei Zugbelastung durch Ausnutzung der Ankergrundtragfähigkeit eine höhere Last als bei Kunststoffdübeln übertragen und ein Versagen durch Steinausbruch erreicht werden.

Bei Injektionsdübeln werden Gewindestangendurchmesser von 6 mm (bei Verwendung von Innengewindehülsen) bis 16 mm als Einzel- und Gruppenbefestigung verwendet. Dazu wurde von der EOTA-Arbeitsgruppe 2007 eine Leitlinie für europäische technische Zulassungen für Injektionsdübel in Mauerwerk verabschiedet, die im Juni 2010 eingeführt wurde (*ETAG 029 (2010)*). Während Injektionssysteme bisher in den nationalen, allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen nur für Mauerwerk aus DIN-Steinen zugelassen waren und die Sollverankerungstiefe mindestens 75 mm betrug, wird der Anwendungsbereich im europäischen Rahmen auf alle Steine nach *DIN EN 771 (2005)* ab 100 mm Wandstärke und Verankerungstiefen ab 50 mm erweitert.

Die in einem Zulassungsverfahren ermittelten charakteristischen Werte gelten zunächst nur für den oder die vom Hersteller zur Untersuchung ausgewählten Steine (d. h. bzgl. Steinart, Steinformat, Druckfestigkeit und Lochkonfiguration). Bei der Bemessung nach Anhang C der Leitlinie werden im Bemessungsverfahren A Lastrichtung und Versagensmechanismus berücksichtigt. Im vereinfachten Verfahren B wird in der Zulassung ein charakteristischer Widerstand für die ungünstigste Lastrichtung und Versagensart angegeben.

Für andere Steinformate als die in einer Zulassung untersuchten Steine sind zentrische Zugversuche auf der Baustelle nach Anhang B durchzuführen. Dabei dürfen die ansetzbaren charakteristischen Tragfähigkeiten maximal die in der Zulassung angegebenen Werte annehmen. Das Vorgehen in der ETAG geht für Querbelastung davon aus, dass die Querlasttragfähigkeit an einer Setzposition immer mindestens der zentrischen Zugtragfähigkeit entspricht bzw. diese übertrifft. Eine Überprüfung der tatsächlich vorhandenen Querlasttragfähigkeit durch Querlastversuche am Bauwerk wäre baupraktisch auch fast nicht oder nur unter großem Aufwand möglich.

Das Tragverhalten von chemischen Befestigungen unter Zuglasten wurde vielfach untersucht und in zahlreichen Veröffentlichungen erörtert. Verbunddübel in Beton

wurden u. a. von *Mészáros (2002)*, *Lehr (2003)* und *Appl (2009)* behandelt. Es wurden Untersuchungen zum Einfluss verschiedener Parameter auf die Dübeltraglast und zum Verbundspannungsverlauf entlang der Dübelachse beschrieben sowie Vorschläge zur Bemessung gegeben.

Injektionsdübel in Mauerwerk unter Zuglast wurden von *Eligehausen/ Mallée (2000)*, *Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000)* und sehr ausführlich von *Meyer (2006)* untersucht. Darin wird generell auf die Problematik der Vielfalt von Mauerwerk eingegangen und der Einfluss einzelner Parameter auf die Traglast vorgestellt. Nach *Meyer (2006)* ist Mauerwerk aus Vollsteinen mit Beton vergleichbar und die Erkenntnisse zum Tragverhalten von Verbunddübeln in Beton können auch auf Mauerwerk übertragen werden, da ähnliche Versagensarten und Last- Verschiebungscharakteristika auftreten. Zu beachten ist allerdings der Einfluss von Fugen (*Welz (2005)*). In Lochsteinen erfolgt die Lasteinleitung zunächst über Verbundkräfte in den Stegbereichen. Zusätzlich kann das Eindringen des Injektionsmörtels in die Hohlkammern des Steines einen Lastübertrag durch Formschluss ermöglichen. Aufbauend auf umfangreiche Untersuchungen werden in *Meyer (2006)* verschiedene Versagensarten beschrieben und ein analytisches Verfahren zur Traglastbestimmung von Einzel- und Gruppenbefestigungen unter Zuglasten in Voll- und Lochsteinmauerwerk mit und ohne Randeinfluss vorgestellt.

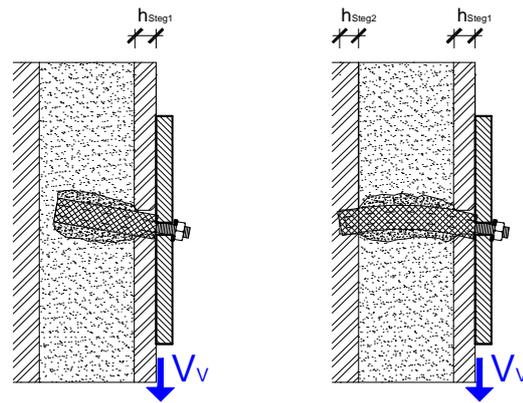
Zum Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast in Mauerwerk liegen bislang nur sehr wenige Untersuchungen vor. Aus diesem Grund wurden Erkenntnisse aus den Untersuchungen von Befestigungsmitteln unter Querlast in Beton auf Mauerwerk übertragen. Erste Untersuchungen in Beton sind in *Fuchs (1990)* zusammengefasst. In seiner Arbeit wird ein geometrisches Rechenmodell zur Ermittlung der Last bei Eintreten eines muschelförmigen Betonausbruchs abgeleitet. Dabei wird von sehr hohen lokalen Pressungen des Betons vor dem Dübel und einer Plastizierung des Dübels ausgegangen. Weitere Untersuchungen führte *Hofmann (2005)* durch. Er behandelt Einzel- und Gruppenbefestigungen mit Injektionsdübeln in Beton maßgeblich unter Randeinfluss und stellt dazu einen Bemessungsansatz vor.

Erkenntnisse von Befestigungen unter Querlast in Beton lassen sich jedoch nur auf Vollsteine übertragen. Aus diesem Grund werden in der vorliegenden Arbeit Untersuchungen in Voll- und Lochstein durchgeführt. Desweiteren gibt es bislang lediglich Untersuchungen in Mauerwerksteinen nach DIN. Zur Verankerung in Steinen aus anderen europäischen Ländern, die nicht einer DIN oder DIBt-Zulassung entsprechen, gibt es nahezu keine Erkenntnisse. Allgemein wurde angenommen, dass bei ausreichendem Randabstand die Tragfähigkeit unter Querbelastung größer ist als bei zentrischer Zugbelastung (*Eligehausen, Mallée (2000)*). Es liegen nur einzelne Versuchsserien mit Kunststoff- und Injektionsdübeln als Einzelbefestigungen vor, die ausschließlich in Einzelsteinen gesetzt waren. Durch Einflüsse der Bauteilränder trat bei der Mehrheit der Versuche in Lochsteinen Spalten auf, das die Höchstlast begrenzte. Positive Effekte durch Lastübertragung auf benachbarte Steine, besonders nach dem Spalten, konnten nicht berücksichtigt werden. Die untersuchten Vollsteine wiesen Druckfestigkeiten über 28 N/mm<sup>2</sup> auf und liegen damit im Festigkeitsbereich des Betons, so dass es in der Regel zu einem Stahlversagen kam. Häufig fehlen zu diesen Versuchen hinreichende Angaben zu den verwendeten Materialien.

Bei Verankerung in Lochsteinen wirkt sich bereits ein geringes Einbinden der Hülspitze in einen Innensteg im Vergleich zu einer Verankerung lediglich im Außensteg deutlich positiv auf das Quertragverhalten aus, wie Bild 1.4 am Beispiel der

Montage in einem Kalksandlochstein illustriert. Auch werden aufgrund der hohen Anforderungen an den baulichen Wärmeschutz im Bereich des Mauerwerksbaues vermehrt Steine mit Nennfestigkeiten ab  $2 \text{ N/mm}^2$  für tragende Konstruktionen eingesetzt.

Damit sind neben den in Beton auftretenden Versagensarten andere Versagensmechanismen zu erwarten, die sich aufgrund größerer Deformationen im Basismaterial einstellen. Hier ist ein Vergleich mit den Regelungen für stiftförmige Verbindungsmittel im Bereich des Holzbaues sinnvoll, wie sie bereits in verschiedenen Normen, z. B. dem *EC 5* oder der *DIN 1052*, ihren Niederschlag gefunden haben.



**Bild 1.4:** Einfluss der Verankerungstiefe und Lochkonfiguration auf das Quertragverhalten am Beispiel Kalksandlochstein

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, einen Beitrag zum Verständnis des Tragverhaltens von querbelasteten Injektionsdübeln in Mauerwerk zu leisten. Der Einfluss verschiedener Parameter auf das Tragverhalten wird durch Versuche und theoretische Überlegungen erfasst und gewichtet, um die Traglasten bei unterschiedlichen Versagensarten beschreiben und mögliche Potenziale ausnutzen zu können. Um die realen Bedingungen zu erfassen, wurden alle Versuche im Mauerwerksverband oder in großformatigen Blöcken durchgeführt. Aus den gewonnenen Erkenntnissen soll ein anwenderfreundliches, wirtschaftliches und vor allem sicheres Bemessungsmodell in Abhängigkeit von Lastrichtung und Versagensart entwickelt werden. Mit den Ergebnissen können die Prüfvorschriften und die Bemessung nach *ETAG 029* angepasst und verbessert werden. Die Arbeit gliedert sich wie folgt:

In Kapitel 2 werden die bisherigen Erkenntnisse zu chemischen und anderen Befestigungen und zur Bestimmung anwendungsspezifischer Parameter vorgestellt. Zunächst werden dabei die Kenntnisse zu Befestigungen in Beton und im Anschluss für Injektionsdübel und eingemörtelte Befestigungen in Mauerwerk erläutert. Im Anschluss werden die Regelungen für stiftförmige Verbindungen im Holzbau und die Berechnung des Biegebruchmomentes für Stahl- und Verbundquerschnitte aufgezeigt. Der letzte Abschnitt des Kapitels behandelt die lokalen Tragfähigkeit von Verankerungsgründen, die bei Dübelbefestigungen unter Querlast eine Rolle spielt.

Einen Überblick über die in den Versuchen verwendeten Materialien und ihre Anwendung gibt Kapitel 3. Speziell für den Ankergrund Mauerwerk hat es in den vergangenen Jahren im Bereich der Normung eine Vereinheitlichung mit der Einführung von europaweit gültigen Regeln gegeben, die auch Auswirkungen für die Normung in Deutschland haben. Die in Deutschland verwendeten Steinarten werden in Bezug auf die am Markt erhältlichen Formen und Lochgeometrien und die Bestandteile und Herstellung kurz vorgestellt. Schließlich werden die Eigenschaften der in den Versuchen verwendeten Untergründe und die Erstellung der Mauerwerkswände in den Versuchen beschrieben. Ebenso werden die Ausbildung und Anwendung der eingesetzten Injektionsdübelssysteme vorgestellt und die Kennwerte aufgeführt.

Kapitel 4 bildet mit der Vorstellung der Versuche unter Querbelastung die Grundlage der Arbeit und stellt daher den umfangreichsten Teil dar. Nach der Erläuterung der verschiedenen Setzpositionen, die sich bei Verankerung in Steinen ergeben, wird die Durchführung der Querlastversuche behandelt. Anschließend erfolgen zunächst die Vorstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse mit Einzeldübeln in der Fläche, dann mit Einfluss von Steinrändern und Fugen und schließlich mit Zweifachbefestigungen ohne und mit Randeinfluss. Es werden verschiedene Voll- und Lochsteine und unterschiedliche Dübelssysteme verwendet und die Setzpositionen und Belastungsrichtungen variiert. Die Tragmechanismen werden untersucht und die maßgebenden Parameter für verschiedene Versagensarten ermittelt. Die Ergebnisse werden bestehenden Berechnungsansätzen gegenübergestellt.

In den folgenden beiden Kapiteln werden spezielle Untersuchungen zur Ermittlung von Materialparametern beschrieben, die für ein Bemessungsmodell erforderlich sind. Dazu wird in Kapitel 5 die Biegetragfähigkeit der Ankerstange und eines Dübel-systems anhand von Versuchen ermittelt und Vorschläge zur Berechnung unterbreitet. Kapitel 6 behandelt die lokale Tragfähigkeit von Mauerwerk.

Aufbauend auf den Erkenntnissen der vorausgehenden Abschnitte enthält Kapitel 7 theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk. Es werden Verbesserungen und Anpassungen bisheriger Ansätze und neue Vorschläge zur Ermittlung der Tragfähigkeit für unterschiedliche Versagensarten vorgestellt, die für Einzel- und Gruppenbefestigungen mit und ohne Randeinfluss angewendet werden können.

Ergänzend zu den Untersuchungen unter Querlast werden in Kapitel 8 Versuche und Auswertungen zur Schrägzugbelastung von Injektionsdübeln in Mauerwerk behandelt und die Interaktionsbedingungen zwischen Quer- und Zuglast überprüft.

Im Kapitel 9 wird aus den vorausgehenden Ergebnissen ein analytisches Berechnungsmodell gemäß aktueller Normung entwickelt und eine Änderung für die Interaktionsbeziehung bei Schrägzuglast vorgestellt.

Die wesentlichen Erkenntnisse dieser Arbeit werden in Kapitel 10 und Kapitel 11 in deutscher und englischer Sprache zusammengefasst. Die offengebliebenen Fragen und Anregungen für weiterführende Forschungsarbeiten sind in Kapitel 12 dargelegt.

## 2 Stand der Forschung und Bemessung

In den folgenden Abschnitten wird auf den aktuellen Stand der Forschung und der gültigen Bemessungsrichtlinien eingegangen, die für die Untersuchungen in dieser Arbeit von Relevanz sind.

Verankerungen in Vollsteinen sind mit denen in Beton vergleichbar. Da für den Untergrund Beton eine wesentlich größere Anzahl als für Mauerwerk von Untersuchungen vorliegt, werden die notwendigen Erkenntnisse aus diesem Bereich vorangestellt. Der Überblick beginnt mit Befestigungen in Beton unter zentrischer Zuglast, danach folgen Befestigungen unter Querbelastung.

Im Anschluss werden die Erkenntnisse für Mauerwerk erläutert und die Regelungen der ETAG 029 „Metal Injection Anchors for Use in Masonry“ für Querlasten ohne Hebelarm vorgestellt.

Mauersteine können sehr niedrige Materialkennwerte aufweisen und die Verformungskennwerte bewegen sich in einem ähnlichen Bereich wie für Holzkonstruktionen. Für Befestigungen im weichen Untergrund Holz und den damit verbundenen großen Deformationen bei Querbelastung wurden im Bereich des Holzbaues bereits früh Berechnungsansätze entwickelt, die mittlerweile Eingang in die gültigen Normen gefunden haben. Auf die wesentlichen Arbeiten und die aktuelle Bemessung wird deshalb am Ende des Kapitels näher eingegangen.

### 2.1 Untersuchungen zu Verbunddübeln in Beton unter Zuglast

In diesem Abschnitt wird das Verhalten herkömmlicher Verbunddübel unter zentrischer Zuglast mit  $d_0/d \leq 1,5$  in zylindrischen Bohrlöchern ohne Hinterschnitt oder Nachspreizmöglichkeit in ungerissenem, unbewehrtem Beton behandelt, sofern keine anderen Angaben gemacht werden. Das Tragverhalten wurde u. a. in *Mészáros (2002)*, *Lehr (2003)* und *Appl (2009)* ausführlich untersucht.

#### 2.1.1 Tragmechanismen

##### 2.1.1.1 Lasteinleitung

Wie bei allen Befestigungssystemen nehmen auch Verbunddübel örtlich die Zugtragfähigkeit des Betons in Anspruch. Zur Lastübertragung nutzen sie den Verbund zwischen Ankerstange, Verbundmörtel und dem Verankerungsgrund aus. Angreifende Zuglasten werden über eine mechanische Verzahnung von Ankerstange zu Mörtel und weiter über Klebewirkung und Mikroverzahnung zur rauen Bohrlochwand in den Beton eingeleitet. Die Kräfte breiten sich von hier rotationssymmetrisch über Druckspannungsfelder in den umgebenden Beton aus und erzeugen in diesem tangential Zugspannungen.

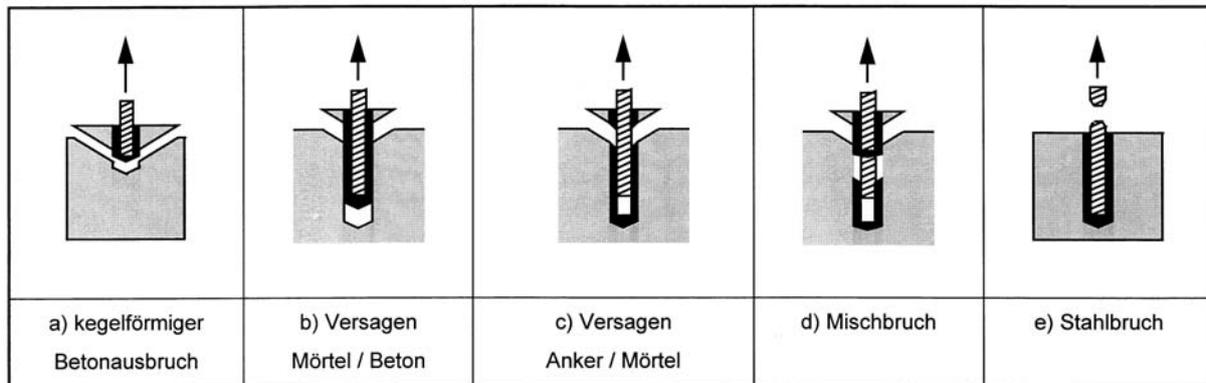
##### 2.1.1.2 Versagensarten

Durch die Lastweiterleitung und die unterschiedlichen Festigkeiten des Stahles, des Betons und des Mörtels in den Grenzflächen Stahl-Mörtel bzw. Mörtel-Beton ergeben sich verschiedene Versagensarten bei zentrischer Belastung. In Bild 2.1 sind die möglichen Bruchbilder von Einzeldübeln unter Zuglast für große Achs- und Randabstände mit nach rechts zunehmender Traglast dargestellt.

Bei kleiner Verankerungstiefe (zwischen  $3d_s \leq h_{ef} \leq 5d_s$ ) entsteht ein vom Ende der Ankerstange ausgehender kegelförmiger Betonausbruchkörper. Die Kegelmantelfläche ist gegenüber der Bauteiloberfläche um etwa  $35^\circ$  geneigt (*Kunz et al. (1998)*).

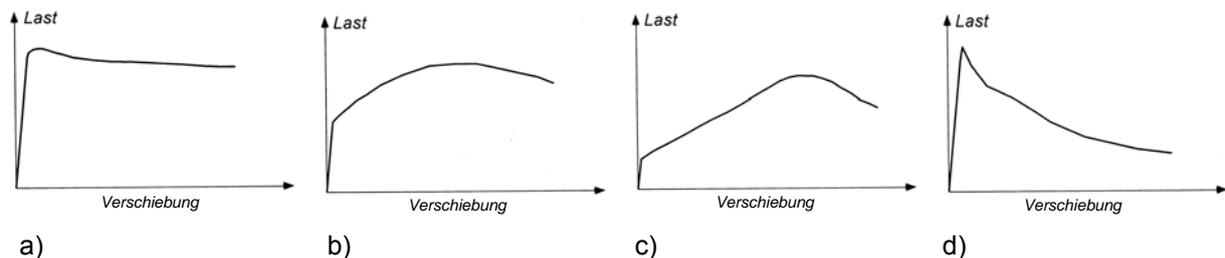
Bei größeren Verankerungstiefen tritt in den meisten Fällen ein kombiniertes Versagen auf. Im Bereich des Bohrlochmundes bildet sich ein ca.  $2 - 3d_s$  tiefer Ausbruch-

kegel und in der tiefer liegenden Zone versagt der Verbund. Das Versagen des Verbundes kann in den Grenzflächen Mörtel-Beton oder Ankerstange-Mörtel auftreten, ebenso kann ein Mischversagen aus beiden vorliegen. Bild 2.2 zeigt typische Last-Verschiebungskurven in trockenem Beton bei sehr guter Bohrlochreinigung.



**Bild 2.1:** Versagensarten von Verbunddübeln unter Zuglast in der Fläche (Cook et al. (1998))

Bei ausreichend großen Verankerungstiefen übersteigt die Tragfähigkeit des Untergrundes und des Mörtels die Zugtragfähigkeit des Ankerstahls, so dass diese maßgebend wird. Das Versagen des Stahlteiles stellt damit die obere Grenze der Tragfähigkeit einer Verbindung dar.



a)

b)

c)

d)

**Bild 2.2:** Schematische Last -Verschiebungskurven von Verbunddübeln unter Zuglast (Mészáros (2002)) mit Versagen zwischen  
a) Mörtel und Bohrlochwand (Verbundfestigkeit höher als Reibkraft)  
b) Mörtel und Bohrlochwand (Verbundfestigkeit niedriger als Reibkraft)  
c) Mörtel und Bohrlochwand (Verbundfestigkeit deutlich niedriger als Reibkraft)  
d) Ankerstange und Mörtel

## 2.1.2 Einflussfaktoren auf das Zugtragverhalten

Es werden vornehmlich die Aspekte behandelt, die in den Berechnungsansätzen der folgenden Kapitel nicht mehr speziell auftauchen. Das Tragverhalten von Verbunddübeln in Beton hängt wesentlich von der Klebewirkung des Mörtels ab. Deshalb beeinflussen alle Parameter, die Auswirkungen auf den Verbund haben, auch das Tragverhalten.

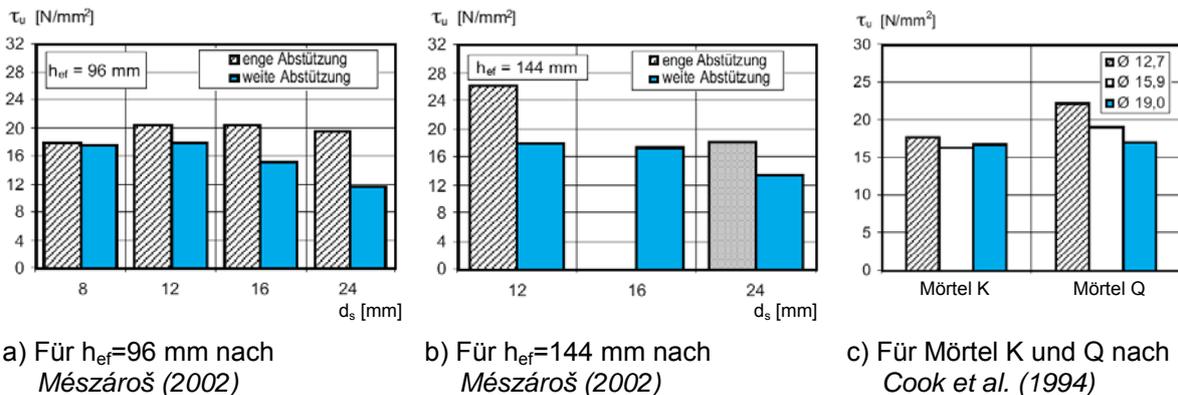
### 2.1.2.1 Ankersystem

#### 2.1.2.1.1 Ankerstangendurchmesser

Die Verbundfestigkeit müsste prinzipiell immer auf die in einem Versuch aufgetretene Bruchfläche bezogen werden. Es ist jedoch oftmals nicht möglich zu bewerten, in welcher Bruchfläche (vgl. Bild 2.1) das Versagen auftritt. Weiterhin kann sich die Versagensart innerhalb einer Serie oder bei Veränderung der Betonfestigkeit ändern.

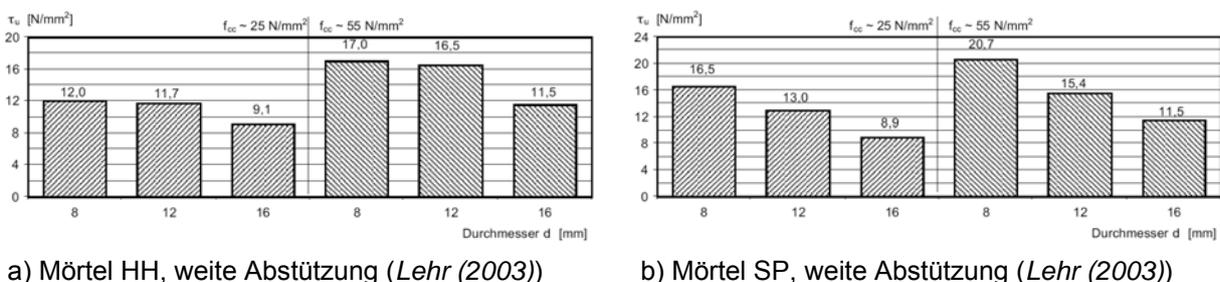
Daher ist es sinnvoll, die Verbundfestigkeit immer auf den Durchmesser der Ankerstange zu beziehen. Nach *Cook et al. (1998)* gilt dieser Ansatz für Verbunddübel mit kleinem Ringspalt.

In *Mészáros (2002)* und *Cook et al. (1994)* wird der Einfluss des Durchmessers bei gleicher Verankerungstiefe und Betonfestigkeit für verschiedene Mörtel gezeigt (Bild 2.3). Die Verbundfestigkeiten fallen demnach tendenziell mit zunehmendem Durchmesser ab, wobei der tatsächliche Einfluss vom Mörteltyp abhängt (Bild 2.3c).



**Bild 2.3:** Einfluss des Ankerstangendurchmessers auf die mittlere Verbundfestigkeit  $\tau_u$  von verschiedenen Einzelverbunddübeln mit enger und weiter Abstützung

Nach *Lehr (2003)* hat der Durchmesser der Ankerstangen unabhängig von der Abstützart einen maßgeblichen Einfluss auf die Verbundfestigkeit. Sie nimmt mit zunehmendem Ankerstangendurchmesser ab (Bild 2.4). In den darin ausgewerteten Versuchen wurde allerdings neben dem Durchmesser gleichzeitig die Verankerungstiefe zwischen 48 und 192 mm variiert und die tatsächlichen Betonfestigkeiten wiesen betragsmäßige Abweichungen bis  $9,5$  N/mm<sup>2</sup> gegenüber den in den Schaubildern angegebenen Werten auf.



**Bild 2.4:** Einfluss des Ankerstangendurchmessers auf die mittlere Verbundfestigkeit  $\tau_u$  von verschiedenen Einzelverbunddübeltypen mit unterschiedlicher Abstützung

### 2.1.2.1.2 Ringspalt

Das Verhältnis Bohrloch- zu Ankerstangendurchmesser beträgt bei Verbunddübeln in Beton im Allgemeinen weniger als 1,5. Der nominelle Bohrlochdurchmesser  $d_0$  wird, abhängig vom Ankerstangendurchmesser, in der Regel 2 oder 4 mm größer als der Ankerstangendurchmesser  $d_s$  gewählt, so dass sich Ringspalte von 1 bzw. 2 mm ergeben.

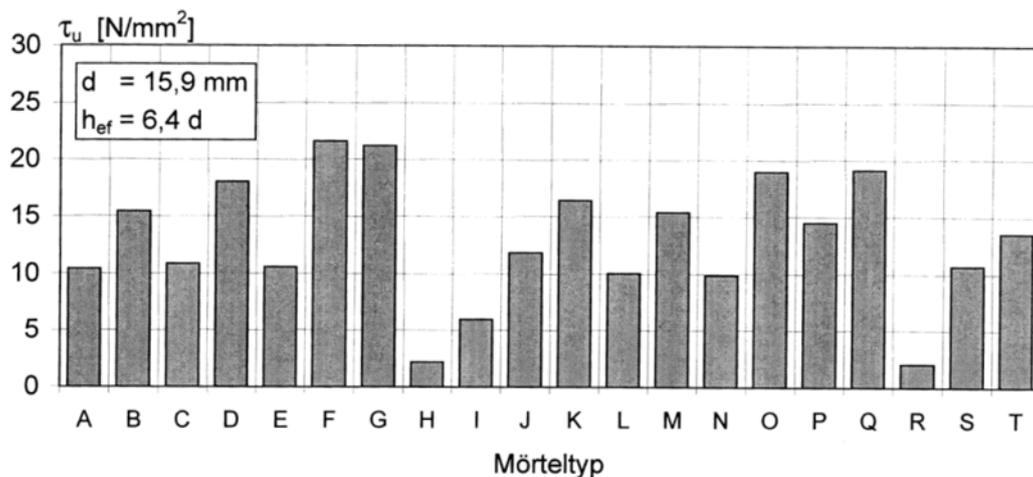
Aus Untersuchungen von *Rössle/ Mészáros (2002)* geht hervor, dass eine Zunahme des Bohrlochdurchmessers nur einen geringen Einfluss hat. Die Versuche wurden an vollvermörtelten Gewindestangen M16 mit einer Einbindetiefe von 125 mm und Bohrerenddurchmessern  $d_0$  von 18, 20 und 22 mm bei enger Abstützung ausgeführt,

also mit einem maximalen Verhältnis von  $d_0/d_s = 1,4$ . Alle Serien versagten durch Verbundbruch zwischen Ankerstange und Verbundmörtel mit einem Lastabfall von 10% bei den Höchstlasten für Bohrlochgröße 22 mm gegenüber 18 mm. Die Untersuchungen von *Cook et al. (1998)* für Verbundanker lassen keine Abhängigkeit der Kurzzeittraglast von der Größe des Ringspaltes erkennen. Der Einfluss des Bohrl Lochdurchmessers auf die Verbundfestigkeit ist jedoch abhängig vom Mörteltyp. Während er bei Epoxydharzmörteln gering ist, kann er bei Mörteln auf der Basis von Vinylester oder bei Hybridsystemen ausgeprägt sein.

Das Tragverhalten von Vergussmörtelankern mit und ohne Kopf und Verhältnissen  $d_0/d_s$  zwischen 2,0 und 3,2 wurden in *Cook et al. (2001)* untersucht. Die Serien mit Ankerstangen ohne Kopf lassen sich gut durch das „Uniform Bond Stress Model“ nach *Cook et al. (1998)* für Verbundanker beschreiben (s. u. Gleichung (2.2)), während Ankerstangen mit Kopf wie Kopfbolzen zu bemessen sind.

### 2.1.2.1.3 Produktabhängigkeit der Verbundfestigkeit

Die Verbundfestigkeit hängt vornehmlich von der Art des Mörtels ab. *Cook et al. (1994)* führten mehr als Tausend Zugversuche mit 20 verschiedenen Produkten mit enger Abstützung durch, um Verbundversagen zu erzeugen. Die mittleren Verbundfestigkeiten aus den Versuchen sind in Bild 2.5 dargestellt. Obwohl die Setzdaten identisch waren und alle Dübel in trockene, sorgfältig gereinigte Bohrlöcher gesetzt wurden, liegen die Verbundfestigkeiten zwischen 2,3 und 27,5 N/mm<sup>2</sup>.



**Bild 2.5:** Mittlere Verbundfestigkeiten in Beton der Festigkeit  $f_{cc} \approx 25$  N/mm<sup>2</sup> für verschiedene Mörtelarten (*Cook et al. (1994)*)

### 2.1.2.2 Druckfestigkeit und Zusammensetzung des Betons

Nach *Eligehausen/ Mallée (2000)* ist ein Einfluss des Betons auf die Verbundfestigkeit nur dann zu erwarten, wenn bei der Versagensart Herausziehen das Versagen zwischen Bohrlochwand und Mörtel stattfindet. Nach *Cook (1993)* und *Mészáros (2002)* nimmt die Verbundfestigkeit tendenziell mit der Betondruckfestigkeit zu, wobei es wiederum starke Produktunterschiede gibt. Untersuchungen von *Mészáros (2002)* mit Injektionssystemen zeigen nur einen geringen Einfluss der Zuschlagskörnung auf die Herausziehlasten. *Spieth (2002)* hat für Beton hoher Festigkeit ( $f_{cc} > 60$  N/mm<sup>2</sup>) eine Abnahme der Verbundfestigkeit gegenüber dem Wert für C20/25 festgestellt. Als Grund nennt er die Verschlechterung der Mikroverzahnung infolge einer glatteren Bohrlochwandung, die den positiven Effekten einer höheren Betondruckfestigkeit

entgegen wirken. Untersuchungen von *Bezecny/ Eligehausen (2003)* in Betonen aus verschiedenen Ländern mit vergleichbarer Druckfestigkeit aber unterschiedlicher Zusammensetzung zeigen Unterschiede bei den Ausziehlasten von bis zu  $\pm 25\%$  gegenüber dem Referenzbeton aus Deutschland.

### 2.1.2.3 Einflüsse aus Montage

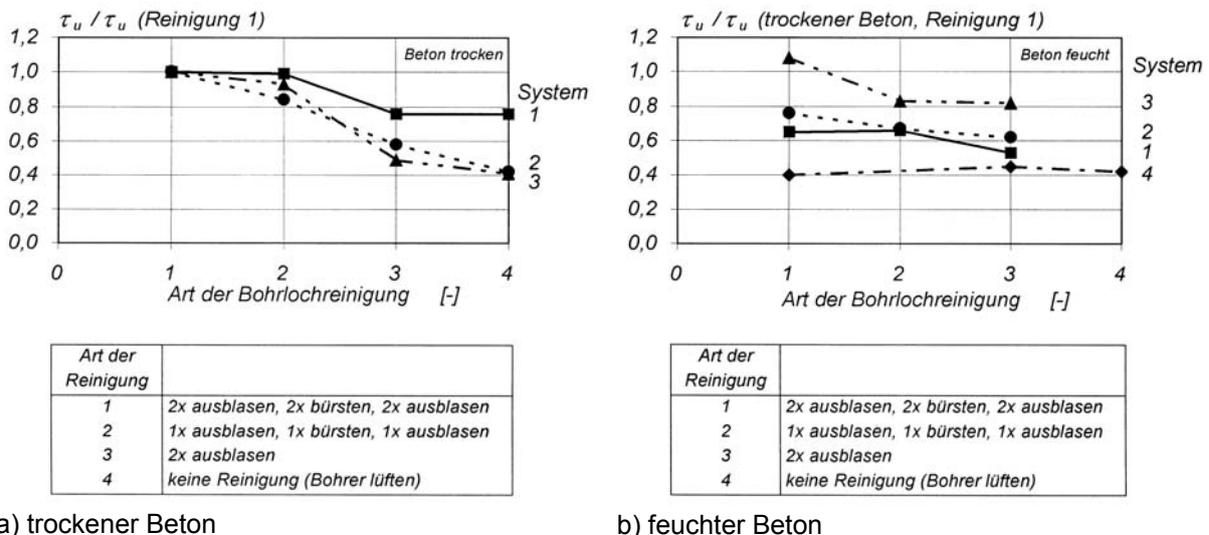
Die Dübelmontage stellt einen wesentlichen Einflussparameter dar. Aus den im Folgenden ausgeführten Gründen ist die Bohrlochreinigung und der Setzvorgang explizit in den bauaufsichtlichen Zulassungen beschrieben und ein Montageprotokoll vorgeschrieben. Die Montage sollte nur von fachkundigem Personal durchgeführt werden.

#### 2.1.2.3.1 Bohrlochreinigung

Die Bohrlochreinigung beeinflusst in hohem Maße die Verbundfestigkeit. Beim Bohrvorgang entsteht Bohrmehl, das sich am Bohrlochgrund sammeln kann und vor allem aber an der Wandung haftet. Im Bohrloch verbleibendes Bohrmehl kann das Mischungsverhältnis des Mörtels beeinflussen (*Lang (1979)*) oder verhindern, dass die Ankerstange auf die erforderliche Tiefe gesetzt werden kann.

Bei Patronensystemen aus Glas, bei denen die Ankerstange schlagend-drehend eingetrieben wird und die Glassplitter und die Zuschlagstoffe das Bohrmehl abreiben und mit dem Mörtel vermischen, ist der Einfluss auf die Auszuglast nur gering ( $< 20\%$  nach *Eligehausen et al. (1997)*).

Bei Injektionssystemen bildet sich jedoch eine Trennschicht aus, die eine Verbindung des Mörtels mit dem Beton behindert, die Klebewirkung verschlechtert und wie eine Gleitschicht wirkt. Der Einfluss ist von der Zusammensetzung des Injektionsmörtels abhängig, die Tragfähigkeit kann aber bei fehlender Reinigung nach *Cook et al. (1994)* und *Eligehausen, Mészáros (1996)* auf unter die Hälfte des Wertes bei guter Reinigung absinken (Bild 2.6 a). Die Reinigung wird bei feuchtem Bohrloch erschwert, da sich hier beim Hammerbohren ein fest haftender Schmierfilm bildet, der die Mikroverzahnung verschlechtert (Bild 2.6 b).



a) trockener Beton

b) feuchter Beton

**Bild 2.6:** Einfluss der Reinigungsintensität auf die bezogene Verbundfestigkeit von verschiedenen Injektionsdübel M12 (*Eligehausen/ Mészáros (1996)*)

### 2.1.2.3.2 Weitere Montageeinflüsse

Durch eine veränderte Bohrlocherstellung (z. B. Diamantbohren statt Schlagbohren), Änderungen im Setzvorgang (z. B. nur schlagendes Eintreiben bei Patronensystemen oder sofortiges Injizieren nach Öffnen der Kartusche, ohne den ersten Mörtel zu verwerfen), durch nachträgliches Wackeln an der Ankerstange oder vorzeitiges Belasten kann sich ebenfalls eine wesentliche Reduktion der Verbundfestigkeit und damit der Tragfestigkeit ergeben.

### 2.1.2.4 Umwelteinflüsse

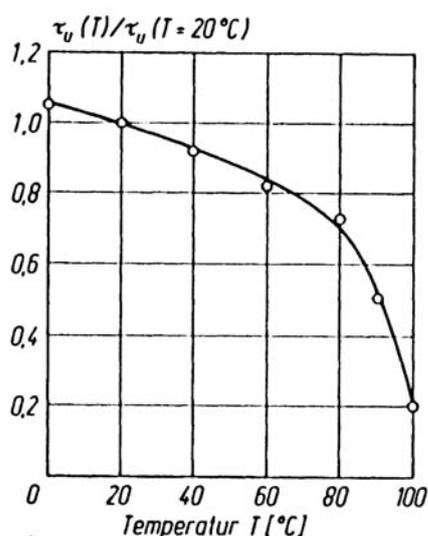
Vor allem bei Verankerungen im Freien sind Dübel Feuchtigkeitsänderungen im Beton und in der Umgebungsluft, Temperaturschwankungen und Frost-Tauwechselln ausgesetzt. Weiterhin kann es zu Kontakt mit aggressiven Medien kommen.

#### 2.1.2.4.1 Feuchtigkeit

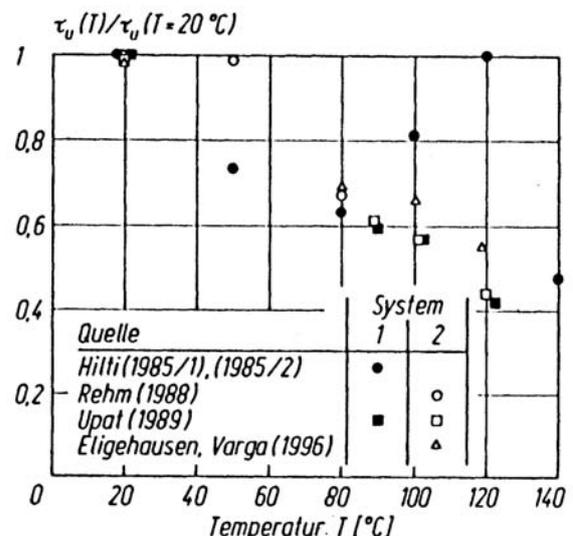
Feuchtigkeit im Beton bzw. im Bohrloch kann neben den oben bereits erwähnten Auswirkungen auch direkt die Adhäsion zwischen Mörtel und Beton verschlechtern. Bei Verbunddübeln auf der Basis von ungesättigtem Polyesterharz und Vinylesterharzen kann die Abnahme nach *Eligehausen, Mészáros (1996)* bis zu 20% betragen. Bei Untersuchungen von *Cook et al. (1994)* mit verschiedenen Systemen ergaben sich produktabhängig neben Laststeigerungen auch Reduktionen von bis 80%. Bei Verwendung von Patronensystemen ist der Einfluss geringer bzw. können sich die Traglasten sogar leicht erhöhen (*Lang (1979)*). Die stark unterschiedliche Feuchteempfindlichkeit der Produkte muss deshalb im Rahmen eines Zulassungsverfahrens untersucht werden (s. a. *Eligehausen/ Mallée/ Rehm (1997)*).

#### 2.1.2.4.2 Temperatur

Mit steigenden Temperaturen nimmt die Verbundfestigkeit des Mörtels ab (Bild 2.7a), wobei auch hier wieder eine starke Produktabhängigkeit gegeben ist. Das Temperaturverhalten hängt bei Verbunddübeln auf Epoxidharzbasis von der Harzformulierung ab, so dass nach *Eligehausen/ Mallée (2000)* keine allgemeine Aussage möglich ist.



a) ungesättigtes Polyesterharz (*Sell (1973)*)



b) Vinylesterharz (nach versch. Quellen)

**Bild 2.7:** Verbundfestigkeit von Verbunddübeln in Abhängigkeit der Ankergrundtemperatur (aus *Eligehausen/ Mallée (2000)*)

Für Systeme auf der Basis von ungesättigtem Polyesterharz oder Vinylesterharz beträgt die Tragfähigkeit bei 80°C noch ca. 70% des Wertes bei 20°C. Bei weiter steigenden Temperaturen nimmt die Verbundfestigkeit zunehmend ab, da die Glasübergangstemperatur erreicht wird.

Nach Eligehausen/ Mallée (2000) nimmt die Verbundfestigkeit von Stäben, die mit ungesättigtem Polyester eingemörtelt wurden, nach langer Standzeit unter verschiedenen Umweltbedingungen, insbesondere bei feuchtem Beton, im Mittel auf 60% und in Einzelfällen auf 30% des Anfangswertes ab. Nach *Rehm (1985/1, 1985/2 und 1988)* betragen die Umwelteinflüsse auf Vinylesterharze maximal 10%. Eine ähnlich geringe Abnahme der Versuchsfestigkeit zeigen die unterschiedlichen Verbundmörtelsysteme bei Frost-Tau-Wechselbelastung.

### 2.1.3 Berechnung der Tragfähigkeit unter Zuglast

#### 2.1.3.1 Stahlbruch

Die mittlere Höchstlast eines Einzeldübels bei Stahlbruch lässt sich aus den Querschnittsabmessungen und der Stahlzugfestigkeit mit Gleichung (2.1) ermitteln.

$$N_{u,s}^0 = A_s \cdot f_u \quad (2.1)$$

mit:

$A_s$  = maßgebender Spannungsquerschnitt des Ankers

$f_u$  = Zugfestigkeit des Ankerelementes

Ist bei Gruppenbefestigungen durch das Anbauteil und die Lage der Dübel gewährleistet, dass die Dübel gleichmäßig belastet werden, so wird der Wert nach Gleichung (2.1) mit der Dübelanzahl multipliziert. Andernfalls ist eine genauere Betrachtung erforderlich.

#### 2.1.3.2 Kombiniertes Versagen und kegelförmiger Betonausbruch

##### 2.1.3.2.1 Einzeldübel in der Fläche

*Cook et al. (1998) und Mészáros (2002)*

Die Verteilung der Verbundspannungen über die Verankerungstiefe ist abhängig von der Lashöhe, der Mörtelsteifigkeit und der Verankerungstiefe. Bei Höchstlast weisen sie einen ungleichmäßigen Verlauf auf, vereinfachend wird jedoch meist eine gleichmäßige Verteilung angenommen. Nach dem von *Cook et al. (1998)* vorgeschlagenen „Uniform Bond Stress Model“, das sich im praktischen Anwendungsbereich durchgesetzt hat, ist die Annahme einer konstanten Verbundspannungsverteilung, die unabhängig von der Verankerungstiefe ist, für Verankerungstiefen zwischen  $4,5d_s$  und  $20d_s$  gültig. *Mészáros (2002)* übernimmt diesen Rechenansatz und schlägt Gleichung (2.2) zur Berechnung der Höchstlasten vor.

$$N_{u,p}^0 = \pi \cdot d_s \cdot h_{ef} \cdot \tau_{u,m} \cdot \alpha_c \quad [N] \quad (2.2)$$

mit:

$d_s$  = Ankerstangendurchmesser [mm]

$h_{ef}$  = effektive Verankerungstiefe [mm]

$\tau_{u,m}$  = mittlere Verbundfestigkeit (produktabhängig) [N/mm<sup>2</sup>]

$$\alpha_c = \left( \frac{f_{c,vorh}}{f_{c,nenn}} \right)^n \quad [-] \quad (2.3)$$

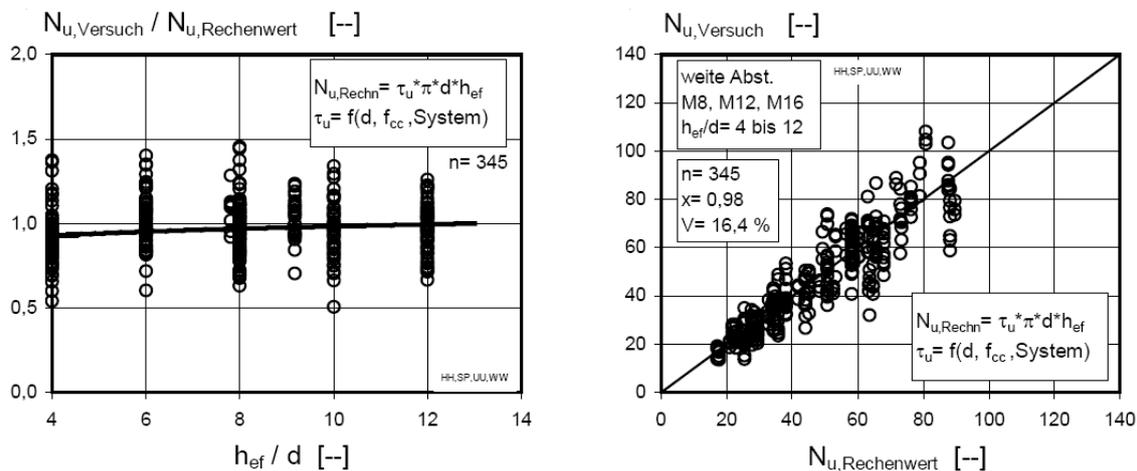
mit:

$f_{c,vorh}$  = vorh. Betondruckfestigkeit am Würfel mit 200 mm Kantenlänge [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{c,nenn}$  = Betondruckfestigkeit am Würfel mit 200 mm Kantenlänge in den Referenzversuchen zur Bestimmung von  $\tau_{u,m}$  [N/mm<sup>2</sup>]

$n$  = Exponent, abhängig vom Mörtelsystem

Die Höchstlast nach Gleichung (2.2) ist linear von der Mantelfläche des Dübels im Bohrloch abhängig. Die mittlere Verbundfestigkeit wird über Ausziehversuche mit weiter Abstützung im niederfesten Beton ( $f_{cc,nenn} \approx 25$  bis 30 N/mm<sup>2</sup>) ermittelt. Andere Betonfestigkeiten werden über den Faktor  $\alpha_c$  nach Gleichung (2.3) berücksichtigt. Der Exponent  $n$  ist für jedes Dübelssystem zu ermitteln und beträgt zwischen ca. 0,2 bei weniger empfindlichen und 0,5 bei empfindlichen Systemen. Die in Deutschland zugelassenen Verbunddübel weisen in niederfesten Betonen mittlere Verbundfestigkeiten zwischen 10 und 20 N/mm<sup>2</sup> auf. Mit wachsendem Dübeldurchmesser wurde in *Mészáros (2002)* für einzelne Systeme eine Abnahme der Verbundfestigkeit festgestellt. Bild 2.8 zeigt einen Vergleich der gemessenen Höchstlast mit dem Rechenwert nach Gleichung (2.2).



**Bild 2.8:** Vergleich der gemessenen Höchstlast mit den Rechenwerten nach Gleichung (2.2) für verschiedene Mörtelsysteme bei weiter Abstützung (*Mészáros (2002)*)

Gemäß Gleichung (2.2) wächst die Höchstlast bei Verbundversagen mit steigender Verankerungstiefe, Durchmesser und Verbundfestigkeit an. Im Gegensatz dazu ist die Höchstlast bei Betonausbruch für Kopfbolzen, Metallspreiz- und Hinterschnittdübel unabhängig vom Durchmesser (vgl. Gleichung (2.8) unten). Daher kann Gleichung (2.2) nach *Eligehausen/ Mallée/ Silva (2006)* bei großem Durchmesser oder hoher Verbundfestigkeit die Tragfähigkeit überschätzen. Nach *Eligehausen/ Mallée (2000)* tritt bei Verbunddübeln mit kleiner Verankerungstiefe ( $h_{ef} \leq 4d_s$  bis  $6d_s$ ) bei Einzeldübeln und Gruppen Betonausbruch (s. Abschnitt 2.1.3.2.2) auf. Daher ist nach *Eligehausen/ Mallée/ Silva (2006)* auch bei Einzeldübeln die Tragfähigkeit durch Gleichung (2.6) zu begrenzen.

### 2.1.3.2.2 Randnahe Dübel und Dübelgruppen

Zur Berechnung der Höchstlast von einzelnen Verbunddübeln und Gruppen in der Fläche und am Rand gibt es Vorschläge verschiedener Autoren, die in *Lehr (2003)* eingehend behandelt werden. Sie basieren im Wesentlichen auf dem  $\kappa$ -Verfahren nach *Rehm et al. (1988)* oder dem daraus entwickelten CC-Verfahren für Kopfbolzen

nach *Fuchs/ Eligehausen (1995)*. Die Höchstlasten können demnach unabhängig von der Versagensart weitgehend analog zum CC-Verfahren berechnet werden, wobei sich in der Literatur vornehmlich die Angaben zu den kritischen Achs- und Randabständen bzw. Einflussflächen unterscheiden.

### *Eligehausen/ Mallée*

*Eligehausen/ Mallée (2000)* geben Gleichung (2.4) zur Berechnung der Bruchlast einer Dübelgruppe unter zentrischer Belastung an und beziehen die kritischen Rand- und Achsabstände auf die Verankerungstiefe, wobei diese Werte gegenüber Betonausbruch (s. u.) verringert sind. Gleichung (2.4) darf nur für Verankerungstiefen  $2d_s \leq h_{ef} \leq 8d_s$  angewandt werden. Der Faktor  $\psi_{s,N}$  berücksichtigt die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustands am Bauteilrand.

$$N_{u,p} = N_{u,p}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \quad [\text{N}] \quad \text{Höchstlast für Dübelgruppe bei Verbundversagen} \quad (2.4)$$

mit:

$N_{u,p}^0 =$  Höchstlast für Einzeldübel nach Gleichung (2.2)

$A_{c,N} =$  vorhandene projizierte Fläche der Gesamtbefestigung auf der Betonoberfläche. Sie wird begrenzt durch die Überschneidung der einzelnen projizierten Flächen benachbarter Befestigungen (für  $s < s_{cr,N}$ ) sowie durch Bauteilränder (für  $c < c_{cr,N}$ ).

$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2$  ideale projizierte Fläche eines Einzeldübels [ $\text{mm}^2$ ]

$s_{cr,N} = 2 \cdot h_{ef}$  charakteristischer Achsabstand [mm]

$c_{cr,N} = h_{ef}$  charakteristischer Randabstand [mm]

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0 \quad [-] \quad \text{Faktor zur Berücksichtigung einer Bauteilkannte bei Zugbelastung (c = min c im Fall einer Bauteilecke)} \quad (2.5)$$

### *Lehr*

Nach den Untersuchungen von *Lehr (2003)* lassen sich die charakteristischen Abstände als vielfaches des Ankerstangendurchmessers nach Gleichung (2.7) angeben. Beim Versagen durch Betonausbruch ist die Tragfähigkeit des Untergrundes jedoch unabhängig vom Durchmesser und korreliert nur mit der Verankerungstiefe des Dübels. Er stellt weiterhin fest, dass bei Dübelgruppen die nach Gleichung (2.4) berechneten Höchstlasten für Verbundversagen höher liegen können, als die Höchstlasten für Betonausbruch von Metallspreizdübeln nach Gleichung (2.8). Dies berücksichtigt er in seinem Vorschlag nach Gleichung (2.6), indem die Höchstlast auf den Minimalwert aus beiden Formeln begrenzt wird. Zu beachten ist weiterhin, dass bei Betonausbruch nach Gleichung (2.4) und (2.8) die kritischen Achs- und Randabstände gemäß Gleichung (2.10) gelten.

$$N_u = \min\{N_{u,c}; N_{u,p}\} \quad [\text{N}] \quad (2.6)$$

mit:

$N_{u,p} =$  Höchstlast für Dübelgruppe bei Verbundversagen nach Gleichung (2.4)

$N_{u,c} =$  Höchstlast für Dübelgruppe bei Betonausbruch nach Gleichung (2.8)

$$s_{cr,Np} = 2 \cdot c_{cr,Np} = 16d_s \quad [\text{mm}] \quad \text{charakteristischer Achs- und Randabstand bei Verbundversagen, einzusetzen in Gl. (2.4)} \quad (2.7)$$

$$N_{u,c} = N_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \quad [\text{N}] \quad \text{Höchstlast für Dübelgruppe bei Betonausbruch} \quad (2.8)$$

$$N_{u,c}^0 = k \cdot \sqrt{f_{c,200}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad [\text{N}] \quad \text{Höchstlast für Einzeldübel bei Betonausbruch} \quad (2.9)$$

$k = 13,5$  Faktor für Metallspreizdübel

$f_{c,200}$  = Betondruckfestigkeit am Würfel mit 200 mm Kantenlänge  $[\text{N}/\text{mm}^2]$

$$s_{cr,N} = 2 \cdot c_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef} \quad [\text{mm}] \quad \text{charakteristischer Achs- und Randabstand bei Betonausbruch, einzusetzen in Gl. (2.8)} \quad (2.10)$$

Ein Vergleich des Verfahrens nach *Lehr (2003)* mit Versuchsergebnissen zeigt eine gute Übereinstimmung, die bestehenden Ansätze konnten verbessert werden.

### Appl

In neueren Untersuchungen von *Appl (2009)* wird die von Lehr eingeführte Berechnung der Höchstlasten sowohl für Verbundversagen als auch für Betonausbruch beibehalten. Er zeigt allerdings, dass die charakteristischen Abstände nicht nur vom Ankerstangendurchmesser, sondern auch von der dübel-spezifischen mittleren Verbundfestigkeit  $\tau_{u,m}$  abhängen. Für hohe Werte der Verbundfestigkeit ergeben sich größere charakteristische Abstände als für niedrige. Für den Nachweis des Verbundversagens einer Gruppe nach Gleichung (2.11) nimmt er gegenüber Lehr noch den Faktor  $\psi_{g,Np}$  mit auf. Dieser Faktor berücksichtigt, dass bei Gruppenbefestigungen mit  $n$  Dübeln bei einem theoretischen Achsabstand Null die Höchstlast im Mittel dem  $n^{0,5}$ -fachen der Höchstlast eines Einzeldübelns entspricht, der Wert allerdings mit zunehmender Verbundfestigkeit  $\tau_u$  und zunehmendem Verhältnis  $s/s_{cr,Np}$  gegen 1,0 strebt. Die Formeln gelten für Verankerungstiefen  $h_{ef} \geq 60$  mm bzw.  $h_{ef} \geq 4d_s$ .

$$N_{u,p} = N_{u,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{g,Np} \quad [\text{N}] \quad \text{Höchstlast für Dübelgruppe bei Verbundversagen} \quad (2.11)$$

mit:

$N_{u,p}^0$  = Höchstlast für Einzeldübel bei Verbundversagen nach Gleichung (2.2),

$A_{p,N}$ , und  $A_{p,N}^0$   $\psi_{s,Np}$  berechnet analog  $A_{c,N}$  und  $A_{c,N}^0$  nach Gleichung (2.4) und  $\psi_{s,Np}$

berechnet analog  $\psi_{s,N}$  nach Gleichung (2.5) mit:

$$s_{cr,Np} = 2 \cdot c_{cr,Np} = 20 \cdot d \cdot \sqrt{\frac{\tau_u}{10}} \quad [\text{mm}] \quad \text{charakteristischer Achs- und Randabstand bei Verbundversagen} \quad (2.12)$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 + \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot (1 - \psi_{g,Np}^0) \quad [-] \quad \text{Faktor zur Berücksichtigung der wirk-samen Verbundfläche einer Gruppe} \quad (2.13)$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left( \frac{\tau_u}{\tau_{u,max}} \right)^{1,5} \quad [-] \quad (2.14)$$

$n$  = Anzahl der Dübel der Gruppe

$\tau_u$  = mittlere Verbundfestigkeit des Einzeldübelns ermittelt an Zugversuchen mit weiter Abstützung  $[\text{N}/\text{mm}^2]$

$$\tau_{u,\max} = 4,2 \cdot \frac{\sqrt{f_{cc,200} \cdot h_{ef}}}{d_s} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{rechnerisch maximal nutzbare Verbundfestigkeit} \quad (2.15)$$

Die Erkenntnisse von Appl wurden in das Bemessungskonzept der *CEN (2009)*, die bereits für Gewindegrößen ab M6 und Verankerungstiefen ab 40 mm gilt, und den Entwurf des fib design guide (2009) eingearbeitet.

### 2.1.3.3 Spalten des Betons

Bei Belastung erzeugen Verbunddübel Spaltkräfte im Untergrund. Die Höhe der Spaltkräfte beträgt nach *CEB (1995)*  $F_{sp} \approx 0,5 \cdot N$  ( $N$  = angreifende Zugkraft). Bisher existiert noch kein Modell zur Berechnung der Bruchlast von Verbunddübeln bei Spalten des Betons. Deswegen werden nach *CEN (2004)* bei Verbunddübeln die Achs- und Randabstände und die Bauteildicke, die einem Spalten während der Montage (inklusive Vorspannen) und dem Belasten vorbeugen, über Versuche ermittelt. Im Allgemeinen wird Spalten für Bauteildicken von  $h \geq 2 \cdot h_{ef}$  nicht maßgebend und die Zuglast kann wie in Abschnitt 2.1.3.2 beschrieben berechnet werden.

Werden nach *CEN (2004)* die erforderlichen Mindestmaße für Achs- und Randabstände und Bauteildicken nicht eingehalten, oder werden die Widerstände für Verbundversagen und Betonausbruch nicht für gerissenen Beton berechnet – wobei die Bewehrung die Spaltkräfte aufnehmen und die Rissbreiten auf 0,3 mm begrenzen muss – so wird der Berechnung für Betonausbruch nach Gleichung (2.8) ein weiterer Abminderungsfaktor nach Gleichung (2.16) hinzugefügt. Weiterhin sind die kritischen Abstände  $c_{cr,N}$  und  $s_{cr,N}$  durch auf die Bauteildicke  $h_{min}$  bezogene Werte  $c_{cr,sp}$  und  $s_{cr,sp}$  zu ersetzen.

$$\psi_{h,sp} = \left( \frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \leq \left( \frac{2h_{ef}}{h_{min}} \right)^{2/3} \quad [-] \quad \text{Faktor zur Berücksichtigung der vorhandenen Bauteildicke } h \text{ bei Spalten} \quad (2.16)$$

mit:

$h$  = vorhandene Bauteildicke

$h_{min}$  = Mindestbauteildicke nach Zulassung

## 2.2 Untersuchungen zu Befestigungen in Beton unter Querlast

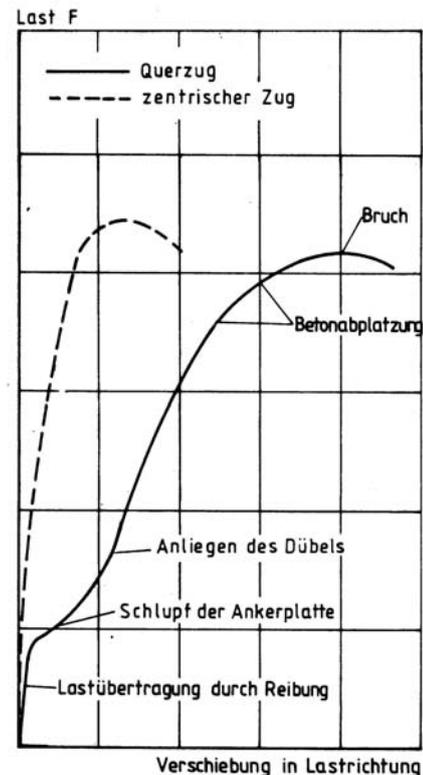
Das Tragverhalten von chemischen Befestigungen in Beton unter Querlast wurde in *Eligehausen/ Mallée/ Silva (2006)* beschrieben und von *Hofmann (2005)* ein umfassender Überblick zum Kenntnisstand gegeben. Es gibt zahlreiche experimentelle und numerische Untersuchungen mit Einlegeteilen und nachträglichen Befestigungen aus den Bereichen Verbundbau und Befestigungstechnik.

### 2.2.1 Tragmechanismen

#### 2.2.1.1 Lasteinleitung

Das Tragverhalten von nachträglichen Befestigungen unter Querlast hängt im Vergleich zur axialen Zugbeanspruchung zusätzlich von der Geometrie des Anbauteils ab und ist daher komplexer. Befestigungen unter Querlast leiten die Lasten vornehmlich über Druckkräfte am Dübelschaft in den Untergrund ein. Auch bei Verbundankern entsteht bei Belastung auf der lastabgewandten Seite zwischen Dübel und Bohrloch ein Riss, da entweder der Beton oder der Mörtel nur geringe Zugspannungen übertragen können. Stellt man sich einen Dübel vereinfacht als auskragenden Balken vor, so muss, da die Resultierenden nicht in einer Ebene auftreten, neben der der äußeren Last entgegenwirkenden Kraft an der Bauteiloberfläche eine rückstellende Kraft innerhalb des Bauteils in Richtung der angreifenden Last wirken (vgl. Bild 2.36). Weil auch hier nur relativ geringe Zugspannungen aufgenommen werden können, wird die lastabgewandte Seite des Bohrloches innerhalb des Ankergrundes ebenfalls eine Druckbelastung erfahren. Weiterhin muss der Dübel neben der reinen Scherbelastung auch Anteile aus Biegung übertragen und es entstehen eine Druckkraft zwischen Ankerplatte und Betonoberfläche sowie eine Zugkraft in der Ankerstange.

In Bild 2.9 sind typische Last-Verschiebungskurven für zentrischen Zug und Querzug gegenübergestellt. Befestigungen werden normalerweise vorgespannt, so dass bei Querbelastung eine Haftreibung zwischen Anbauteil und Untergrund wirkt, die einen Teil der angreifenden Last aufnehmen kann. Wird darüber hinaus belastet, so rutscht das Anbauteil bis das Lochspiel überwunden ist und die Steigung in den Last-Verschiebungskurven reduziert sich. An der Betonoberfläche kommt es durch die hohen Lochleibungspressungen zu einem muschelförmigen Abplatzen des Betons vor dem Dübel, der dadurch zunehmend auf Biegung beansprucht wird. Durch weitere Querverschiebung steigen die Zuglasten im Dübel weiter an. Die Verschiebung bei Höchstlast ist daher deutlich größer als bei zentrischem Zug. Ein Anbauteil kann bei ausreichender Dicke die Wirkung einer Einspannung entfalten. Aus dem Kräftegleichgewicht ergeben sich dadurch Zugkräfte, die das Befestigungselement ebenfalls in den Untergrund einleiten muss.



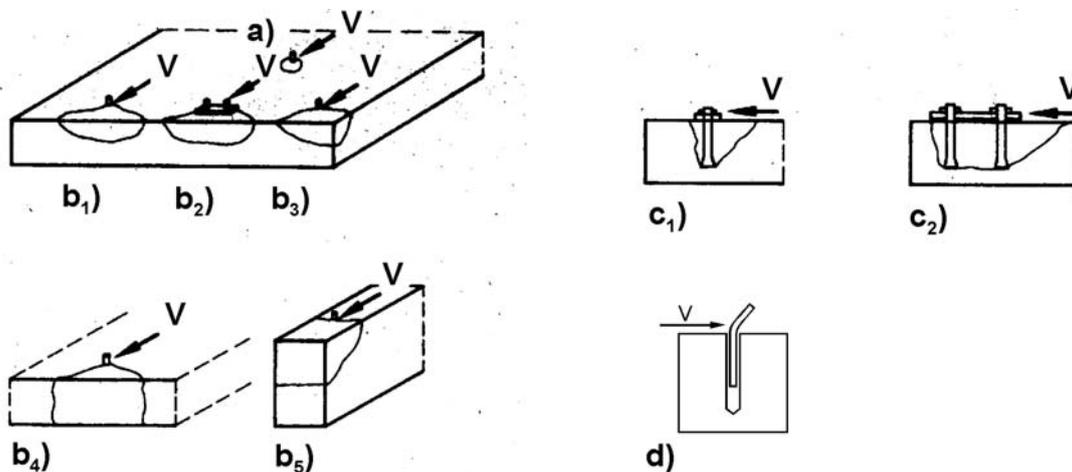
**Bild 2.9:** Typische Last-Verschiebungskurven von Dübeln (*Rehm/ Eligehausen/ Mallée (1988)*)

### 2.2.1.2 Versagensarten

Aus dem beschriebenen Tragverhalten ergeben sich die in Bild 2.10 gezeigten Versagensarten bei Querkraftbelastung. Bei großen Randabständen und ausreichender Einbindetiefe versagt die Gewindestange durch Stahlbruch, wobei ein muschelförmiges Abplatzen des oberflächennahen Betons vorausgeht.

Auch bei Querlast stellt das Versagen des Stahles, in diesem Fall auf Abscheren, die obere Grenze der Tragfähigkeit dar. Bei Befestigungen in der Nähe von Bauteilrändern kann die Betonkante ausbrechen. Bei Gruppenbefestigungen kann sich ein gemeinsamer Bruchkörper bilden und in schmalen oder dünnen Bauteilen können die Bruchkörper durch die Bauteilränder begrenzt sein. In diesen Fällen reduziert sich die pro Dübel übertragbare Last.

Bei geringer Einbindetiefe kann auch ohne Randeinfluss ein Zugversagen des Betons auf der lastabgewandten Seite auftreten und sich auch bei Gruppenbefestigungen ein dem Grundbruch ähnlicher Ausbruchkörper bilden (Bild 2.10 c). Voraussetzung ist, dass die Rotation des Dübels durch das Anbauteil nicht behindert wird.



**Bild 2.10:** Brucharten bei Querbeanspruchung (Eligehausen/ Mallée (2006))  
 a) Stahlversagen  
 b) Betonkantenbruch  
 c) Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite  
 d) Herausziehen

Daneben kann es bei geringer Einbindetiefe zu einem Herausziehen des Dübels kommen, wenn die haltenden Kräfte (bei Verbundankern die Verbundtragfähigkeit des Mörtels) zu gering sind. Nach Eligehausen/ Mallée/ Silva (2006) tritt dieses Versagen selten auf.

### 2.2.2 Einflussfaktoren auf das Quertragverhalten

Die meisten Untersuchungen zum Einfluss bestimmter Parameter wurden unter Zugbelastung durchgeführt, da dies im Allgemeinen die ungünstigere Belastungsart darstellt. Das Tragverhalten unter Querlast ist tendenziell weniger empfindlich gegenüber dem Mörteltyp und Montageeinflüssen, wenn nicht die Zugtragfähigkeit des Dübels im Bohrloch zu einem vorzeitigen Versagen führt und damit das Tragverhalten bestimmt. Bei Verbunddübeln werden Zuglasten über Scherkräfte in der Mörtelschicht in den Untergrund übertragen, während Querkräfte maßgeblich über Druckkräfte im Mörtel weitergeleitet werden. Die Übertragung der Scherkräfte ist wesentlich empfindlicher gegenüber Einflüssen als die Übertragung von Druckkräften.

Die für Zugbelastung getroffenen Aussagen für Verbunddübel speziell in Bezug auf Montage- oder Umwelteinflüsse gelten hier jedoch sinngemäß. Im Folgenden werden wiederum vornehmlich die Aspekte behandelt, die im nachfolgenden Kapitel nicht

mehr explizit auftauchen. Auch betrifft ein Großteil der Forschungen unter Querlast Befestigungen mit Einflüssen von Rändern und der Bauteildicke; sie werden in den Berechnungsansätzen mit vorgestellt.

### 2.2.2.1 Ankersystem und Geometrie des Anbauteils

#### 2.2.2.1.1 Verankerungstiefe

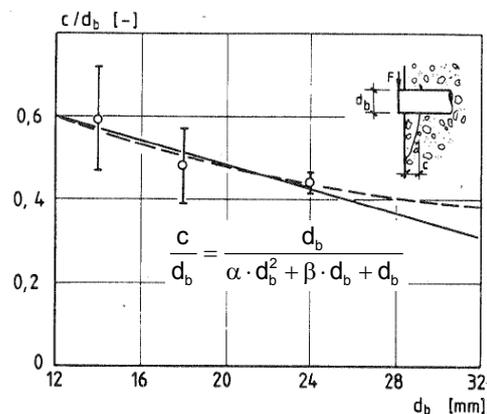
*Utescher/ Herrmann (1983)* haben durch dreidimensionale finite Elementberechnungen mit linear elastischen Werkstoffgesetzen ermittelt, dass ein wesentlicher Einfluss der Tiefe der Verankerung im Beton auf die Größe und Verteilung der Pressungen sowie die Verschiebungen der Befestigung erst für Werte  $h_{ef} \leq 5d_s$  erkennbar ist.

#### 2.2.2.1.2 Ankerstangendurchmesser

In *Fuchs (1990)* wird der Einfluss des Ankerstangendurchmessers auf das Tragverhalten von Kopfbolzen ohne Randeinflüsse untersucht. Nach Überschreiten einer kritischen Last platzt der Beton vor dem Verankerungsmittel muschelförmig ab und das Versagen erfolgt durch Bruch des Befestigungsmittels nach großen plastischen Verformungen (Bild 2.11 a). Die Tiefe der Abplatzung entspricht nach *Paschen/ Schönhoff (1983)*, *Utescher/ Herrmann (1983)* und *Fuchs (1990)* in etwa dem halben Ankerstangendurchmesser, selten gibt es Werte bis zum vollen Durchmesser. Die Ausdehnung beträgt parallel zur Querlast etwa  $3,5d_s$  und senkrecht zur Richtung der Querlast vor Dübel ca.  $2,5d_s$ . Aufgrund der nachlassenden Kerbwirkung bei zunehmendem Ankerstangendurchmesser in Bild 2.11 b schlägt *Fuchs (1990)* die im Diagramm abgebildete Formel zur Berechnung der Tiefe des muschelförmigen Ausbruchskörpers vor.



a) Muschelförmiger Ausbruchkrater



b) Abhängigkeit der Tiefe  $c$  des Ausbruchkörpers vom Ankerstangendurchmesser  $d_b$

**Bild 2.11:** Einzelbefestigung mit Kopfbolzen bei muschelförmigem Ausbruch (*Fuchs (1990)*)

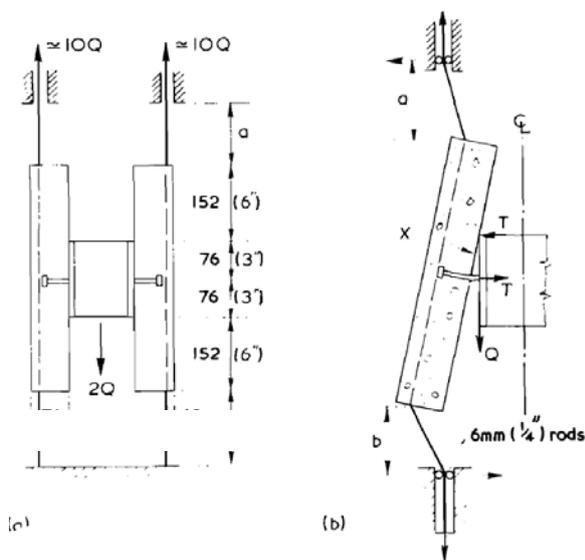
#### 2.2.2.1.3 Einspanngrad im Anbauteil

In den Versuchen von *Johnson, Greenwood, Dalen (1969)* wurde der Einfluss von Rissen in Beton auf die Tragfähigkeit von an einem I-Profil angeschweißten Kopfbolzen ( $\varnothing 8\text{mm}$ ) unter Querlast untersucht. Bild 2.12 a zeigt die verwendeten Betonplatten und den Versuchsaufbau. Variiert wurde neben der Vorspannung der Bewehrung in den Betonplatten der Grad der Einspannung der Platten (freien Längen  $a$  und  $b$  in der Abbildung). Letzteres beeinflusst direkt das Abheben des I-Profiles (uplift in Bild 2.12 b) und damit die Verdrehung des Kopfbolzens. Das Versagen erfolgt nahezu immer an der Basis des Bolzens durch Stahlbruch. Bei geringer Einspannung (low

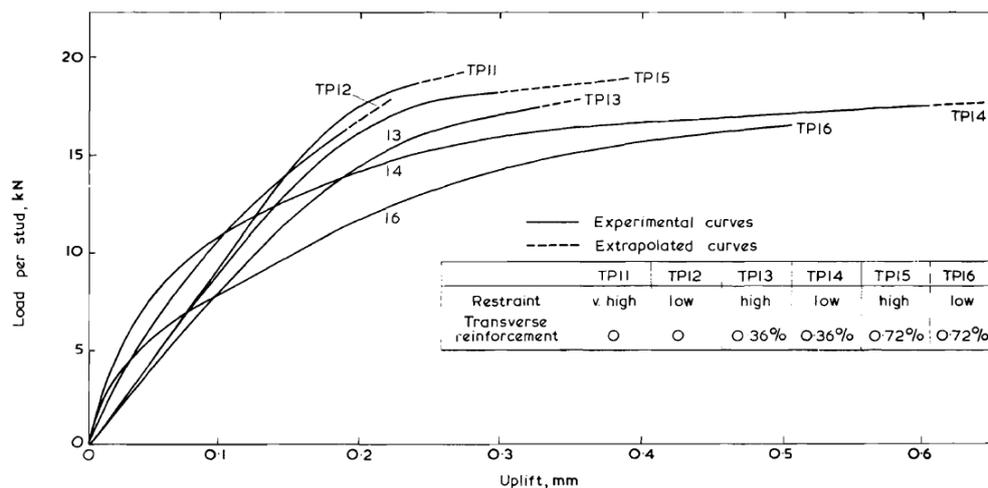
restraint) verstärkte sich das Abheben, die Höchstlasten fielen bis auf das 0,64-fache ab gegenüber Versuchen mit ungerissenen, fest eingespannten Platten ab. Gleichzeitig stiegen die Verschiebungen bei 80% der Höchstlast auf das Doppelte an. Eine genauere Unterscheidung auf die Effekte Risse im Beton und Abheben der Platte erfolgt nicht.

Der Bolzen versagte bei einer kritischen Kombination von Zugkraft, Querlast und Biegung und das Spannungskriterium nach van Mises ist anwendbar. Die aufnehmbare Querlast  $Q_u$  reduziert sich abhängig von der im Bolzen aktuell herrschenden Zugkraft  $T_u$  gegenüber der „reinen“ Querlasttragfähigkeit  $Q_0$  nach Gleichung (2.17).

$$Q_u = Q_0 - T_u / \sqrt{3} \quad [\text{kN}] \quad (2.17)$$



a) Versuchsaufbau



b) Last-Abhebekurven

**Bild 2.12:** Versuche von Johnson, Greenwood, Dalen (1969)

Hofmann (2005) gibt den Einfluss für volle gegenüber fehlender Einspannung eines Bolzens im Anbauteil mit einer Erhöhung der Bruchlasten bei Betonkantenbruch um 20% bis 50% an. Seine numerischen Simulationen zeigen eine Reduktion der Verschiebungen bei hohem Einspanngrad.

### 2.2.2.2 Betoneigenschaften

#### *Ollgaard, Slutter und Fischer*

Die Untersuchungen von *Ollgaard/ Slutter/ Fischer (1971)* behandeln eine im Verbundbau übliche Schubverdübelung hinsichtlich des Tragverhaltens bei verschiedenen Betoneigenschaften. Verwendet wurde ein Versuchsaufbau nach Bild 2.13 a. In den Versuchen wurden die Versagensarten Stahlbruch, Betonversagen im Bolzenbereich und Kombinationen aus beiden beobachtet. Mittels einer Regressionsanalyse wurde der Einfluss der vier Betoneigenschaften Druck- und Zugfestigkeit, Rohdichte und Elastizitätsmodul erfasst (siehe Gleichung (2.18)). Mit dieser Beziehung wurde eine sehr gute Korrelation zwischen der rechnerischen Bruchlast und ihren gemessenen Werten und Ergebnissen weiterer Quellen erreicht (Bild 2.13 b).

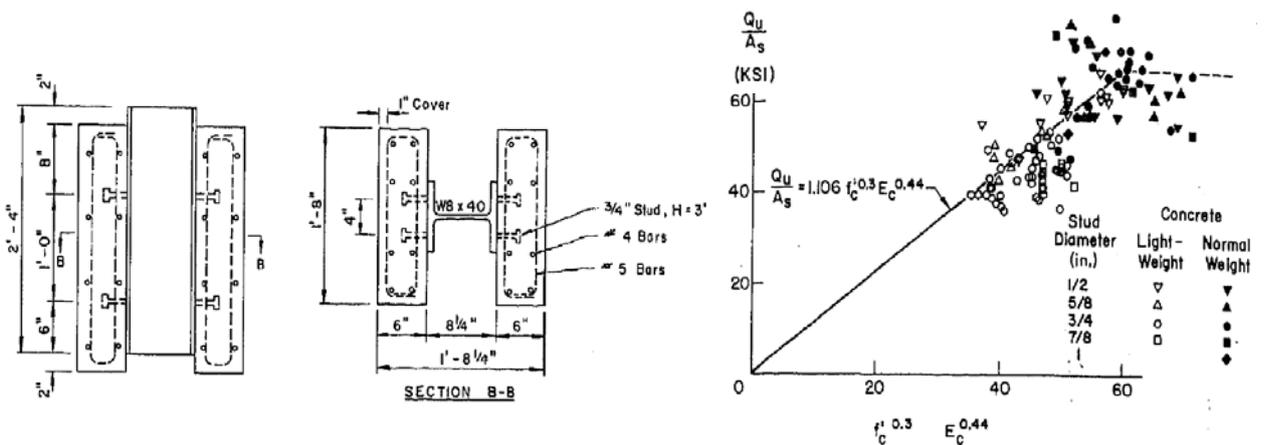
$$Q_u = 1,106 \cdot A_s \cdot f_c^{10,3} \cdot E_c^{0,44} \quad [\text{kips}] \quad (2.18)$$

mit

$A_s$  = Scherfläche des Bolzens [in.<sup>2</sup>]

$f'_c$  = Betondruckfestigkeit [ksi]

$E_c$  = Elastizitätsmodul des Betons [ksi]

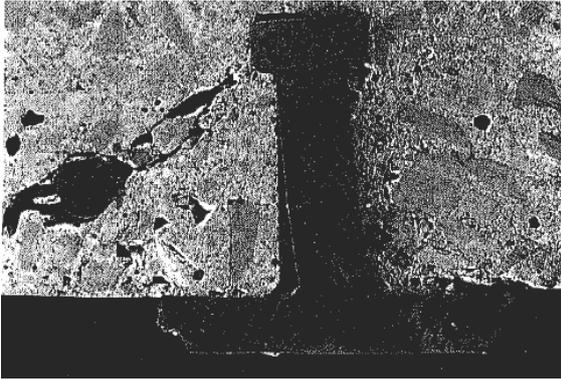


a) Versuchsaufbau

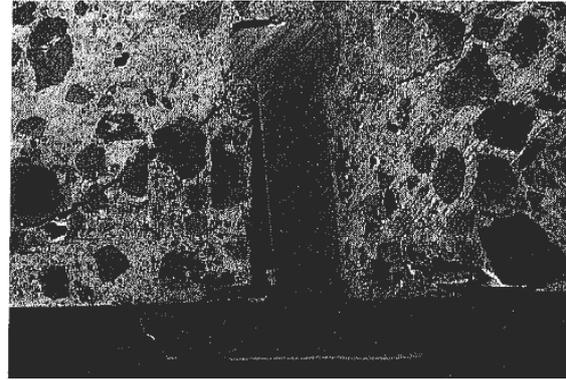
b) Vergleich zwischen Versuch und Rechnung

**Bild 2.13:** Untersuchungen von *Ollgaard, Slutter und Fischer (1971)*

Andere Betoneigenschaften verbesserten die Korrelation nicht signifikant. Während sich der Rissverlauf bei Verankerungen in Normal- und Leichtbeton sehr ähnelt (Bild 2.14), sind die Deformationen des Bolzens unterschiedlich. Im Normalbeton ist er stark gebogen, wohingegen er im Leichtbeton annähernd gerade bleibt. In beiden Betonen ist der Bereich vor dem Bolzen plastifiziert und der Bolzen an der Schweißnaht um einen großen Winkel deformiert.



a) Normalbeton



b) Leichtbeton

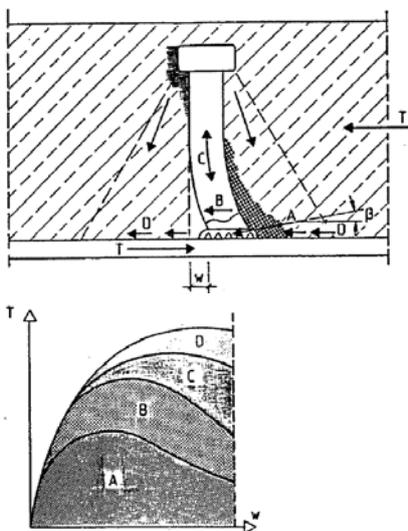
**Bild 2.14:** Querschnitte der Versuchskörper zum Zeitpunkt kurz nach Erreichen der Höchstlasten (Ollgaard, Slutter und Fischer (1971))

### Lungershausen

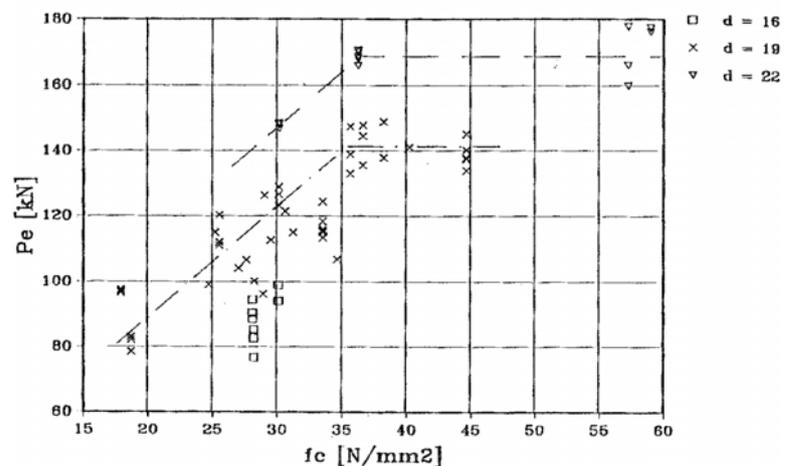
Lungershausen (1988) unterteilt das Last-Verschiebungsverhalten eines mit Hubzündung an eine Stahlplatte geschweißten Kopfbolzens in einer Vollbetonplatte in vier Tragmechanismen, die verschiebungsabhängig an verschiedenen Stellen auftreten (Bild 2.15 a).

Zu Beginn wird die Schubkraft  $T$  im Wesentlichen über den Dübelfuß unter dem Winkel  $\beta$  direkt in den Beton eingeleitet (Lastanteil A), was bei Laststeigerung zu Schädigungen in diesem Bereich führt. Dadurch erfolgt eine Umlagerung in den unteren Dübelschaft, die den Dübel auf Biegung und Schub beansprucht (Lastanteil B). Die Behinderung der Dübelkopfverschiebung führt zu einer Zugkraft  $Z$  im Dübel, die mit einer Druckkraft  $D$  im Gleichgewicht steht (Lastanteil C). Mit wachsender Verschiebung  $w$  nehmen die Normalkräfte im Dübel überproportional zu, während die Biegebelastung des Dübels nachlässt, und die Druckkraft  $D$  Reibungskräfte  $R$  erzeugt (Lastanteil D). Das Versagen trat am Schweißwulst auf der Bolzenseite auf.

Aus den von ihm durchgeführten Push-Out-Versuchen ergibt sich nach Bild 2.15 b ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen Betonfestigkeit und Traglast bis zu einer Betonfestigkeit von ca.  $35 \text{ N/mm}^2$ , danach bleibt die Höchstlast etwa konstant. Die Bruchlast steigt ebenfalls mit dem Bolzendurchmesser an.



a) Lastanteile in Abhängigkeit der Verschiebung



b) Einfluss der Betonfestigkeit auf die Traglast

**Bild 2.15:** Kopfbolzen in einer Vollbetonplatte (Lungershausen (1988))

### 2.2.3 Berechnung der Tragfähigkeit unter Querlast

#### 2.2.3.1 Befestigungen in der Bauteilfläche

##### 2.2.3.1.1 Lokales Betonabplatzen und Stahlbruch

Befestigungen mit ausreichendem großem Randabstand können unter Querlast durch Stahlbruch versagen. Hierbei wird die Ankerstange zusätzlich auf Biegung beansprucht. Der Einfluss der Biegespannungen kann jedoch vernachlässigt werden, wenn das Anbauteil aus Stahl ist und entweder (z. B. bei Kopfbolzen) einbetoniert oder direkt gegen die Betonoberfläche verspannt wird.

Querbelastete Befestigungen werden im Bruchzustand durch Scher-, Biege-, und Normalspannungen beansprucht. Bisher gibt es keinen allgemein anerkannten theoretischen Ansatz zur Berechnung der Bruchlast. Häufig wird angenommen, dass der Bruch dann eintritt, wenn die Biegespannungen die Zugfestigkeit des Stahles erreichen. Im Folgenden werden dazu einige Berechnungsansätze aufgezeigt.

##### *Friberg, Basler und Witta*

Lokales Versagen vor einem Bolzen tritt dann auf, wenn die Spannungen an der Bauteiloberfläche einen kritischen Wert überschreiten. *Friberg (1940)* entwickelte Gleichung (2.19) für die Berechnung der kritischen Last auf Grundlage des elastisch gebetteten Balkens.

Bei Anwendung dieser Theorie ist allerdings zu beachten, dass die räumliche Ausdehnung des Spannungszustandes im Beton und das nichtlineare Werkstoffverhalten von Beton nicht berücksichtigt werden. Nach der Bettungsziffertheorie wachsen die Reaktionskräfte entlang eines Stabes proportional zu dessen Verschiebung an, so dass sich zwangsläufig Unterschiede zur realen Kräfteverteilung ergeben. Desweiteren ist die Wahl der Bettungsziffer problematisch, da sie von zahlreichen Parametern abhängt und die Werte in der Literatur stark differieren.

$$V_{uR} = \frac{1}{c} \cdot \frac{2 \cdot k^3 \cdot E_{I_s} \cdot \sigma_{krit,R}}{1 + k \cdot e} \quad [N] \quad \text{mit:} \quad k = \sqrt[4]{\frac{c \cdot d_b}{E_{I_s}}} \quad [1/mm] \quad (2.19)$$

und

$c$  = Bettungsziffer [ $N/mm^3$ ]  
 $e$  = Hebelarm der Verankerung [mm]  
 $E_{I_s}$  = Biegesteifigkeit der Ankerstange [ $Nmm^2$ ]  
für  $h_{ef} \geq 8 \cdot d_b$  und Bauteildicke  $h_{BT} \geq 11 \cdot d_b$

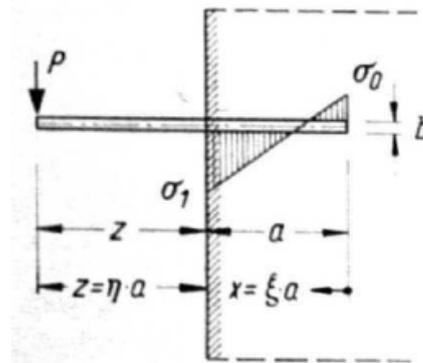
*Friberg (1940)* zieht für die kritische Randspannung  $\sigma_{krit,R}$  Versuche mit Kopfbolzen heran und nimmt die Bettungsziffer mit  $c = 400 N/mm^3$  an. Er stellte einen Zusammenhang nach Gleichung (2.20) fest.

$$\sigma_{krit,R} = \frac{25 \cdot (f_{cc} - 4,8) + 13,5 \cdot d_b}{0,9 \cdot d_b + 24} \quad [N/mm^2] \quad (2.20)$$

*Basler/ Witta (1966)* gehen von derselben Grundgleichung aus, nehmen jedoch für die Bettungsziffer  $c = 500 N/mm^3$  und für die kritische Randspannung einen konstanten Wert in Höhe der zweifachen Betondruckfestigkeit  $f_{cc}$  an. Die Verankerungstiefe muss hier mindestens dem 6-fachen des Ankerstangendurchmessers entsprechen.

### Wiedenroth

In seinen Untersuchungen nimmt *Wiedenroth (1971)* davon an, dass ab einer bestimmten Verankerungstiefe die Pressungsverteilung auf den Beton unabhängig von der Einbindetiefe ist. Dies ist streng genommen erst bei sehr großen Verankerungstiefen der Fall. Damit kann die Bettungszifferntheorie für einen unendlich langen Balken angewendet werden und man erhält eine lineare Spannungsverteilung entlang des Befestigungsmittels. Zudem berücksichtigt er die Festigkeit der Ankerstange  $\sigma_{zul}$ . Er gibt folgende Beziehung für die Bruchlast an:



**Bild 2.16:** Eingespannter Stab, Annahme einer linearen Spannungsverteilung (*Wiedenroth (1971)*)

$$P = 0,41 \cdot \sqrt{\sigma_{zul} \cdot \sigma_1} \cdot d^2 \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + 1,5 \cdot \eta \cdot \sqrt{\alpha}}} \quad [\text{N}] \quad (2.21)$$

unter Voraussetzung eines unendlich langen Bolzens, die gegeben ist für:

$$\text{erf. } a \geq 1,64 \cdot \sqrt{\sigma_{zul} / \sigma_1} \cdot d \cdot \frac{\sqrt{1 + 1,5 \cdot \eta}}{\sqrt{\alpha}} \quad (2.22)$$

mit:

$$\alpha = \left(1 + \frac{z}{2 \cdot z + a}\right)^2 \cdot \left[3 + 9 \cdot \frac{z}{a} - \left(1 + \frac{z}{2 \cdot z + a}\right) \cdot \left(2 + 4 \cdot \frac{z}{a}\right)\right] \quad [-]$$

(alle Bezeichnungen nach Bild 2.16).

### Cziesielski und Friedmann

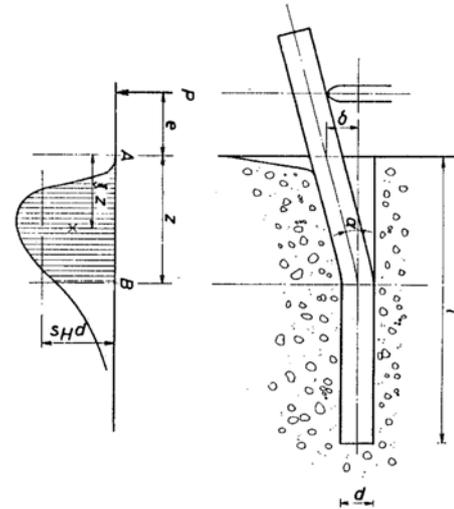
Von *Cziesielski/ Friedmann (1983)* wurden für die in Bild 2.16 dargestellte Anwendung umfangreiche numerische Untersuchungen zum Versagen infolge einer lokalen Schädigung vor dem Beton durchgeführt. Unter Ansatz eines linear-elastischen Werkstoffverhaltens für Beton und unter Berücksichtigung von Ergebnissen aus der Bettungszifferntheorie wurde Gleichung (2.23) mittels Regressionsanalyse der Einflussgrößen zur Bestimmung der Bruchlast empirisch abgeleitet, die nur vom Ankerstangendurchmesser  $d_b$ , dem Hebelarm  $e$  (entspricht  $z$  in Bild 2.16) und dem Rechenwert der Betondruckfestigkeit  $\beta_R$  abhängt.

$$V_{uR} = \frac{d_b^{2,1} \cdot \beta_R}{333 + 12,2 \cdot e} \quad [\text{N}], \quad (2.23)$$

für  $h_{ef} \geq 5 \cdot d_b$ ; weitere Anwendungsgrenzen siehe *Cziesielski/ Friedmann (1983)*

### Rasmussen

Das von *Rasmussen (1963)* entwickelte Modell umgeht die Frage der Verteilung der Betonpressungen vor dem Dübel. Es geht von einer Schädigung des Betons vor der Ankerstange und der Bildung eines Fließgelenkes in einer Tiefe  $z$  innerhalb des Bohrloches aus, bis zu der die anzusetzenden Reaktionskräfte wirken (Bild 2.17). Damit erhält er Gleichung (2.24) als dimensionsechte Rechenbeziehung, bei der über den Faktor  $c$  eine Einspannung im Anbauteil berücksichtigt werden kann. Der Anwendungsbereich ist allerdings stark eingeschränkt, da als Randbedingungen die Verankerungstiefe größer als der 6-fache Ankerstangendurchmesser, der Ankerstangendurchmesser zwischen  $5/8''$  ( $\sim 16$  mm) und  $1''$  ( $\sim 25,4$  mm) und der Hebelarm höchstens 13 mm betragen sollen. Weiterhin soll die Streckgrenze  $f_y$  des Stahles höchstens dem 0,7-fachen der Zugfestigkeit  $f_u$  entsprechen und zwischen 225 und 440 N/mm<sup>2</sup> betragen, während die Betonfestigkeit zwischen 11 und 44 N/mm<sup>2</sup> liegen soll.



**Bild 2.17:** Berechnungsansatz nach *Rasmussen (1963)*

$$P = c \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_c \cdot f_y} \left( \sqrt{1 + \varepsilon^2 \cdot c^2} - \varepsilon c \right) \quad [\text{N}] \quad (2.24)$$

mit den Bezeichnungen nach Bild 2.17 und:

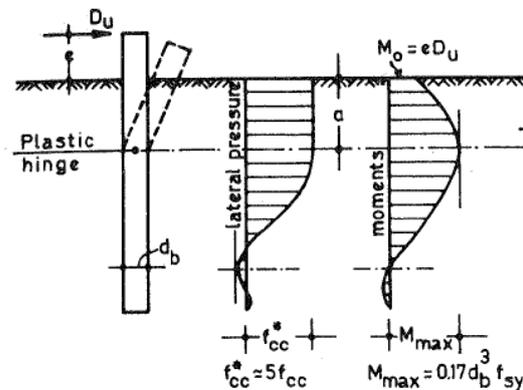
$$\varepsilon = 3 \cdot e/d \cdot \sqrt{f_c/f_y}$$

$c = 1,3$  für gelenkige Lagerung im Anbauteil

$c = 2,5$  für volle Einspannung im Anbauteil und  $e = 0$ .

### Vintzéleou/ Tassios

Die Ableitung der Bruchlast erfolgt in *Vintzéleou/ Tassios (1987)* ähnlich wie bei Rasmussen, allerdings wird bei der Spannungsverteilung eine Analogie zu Ansätzen aus dem Grundbau verwendet (Bild 2.18). Die Spannungsverteilung bis zur Stelle des plastischen Gelenkes im Beton ist rechteckförmig und entspricht der fünffachen Betondruckfestigkeit. Damit ergibt sich Gleichung (2.25), die für eine fehlende Exzentrizität  $e$  prinzipiell mit der Berechnung nach *Rasmussen (1963)* übereinstimmt. Die Gleichung gilt für Randabstände in Lastrichtung größer als der achtfache Ankerstangendurchmesser. Weitere Anwendungsgrenzen werden in dem Aufsatz nicht angegeben.



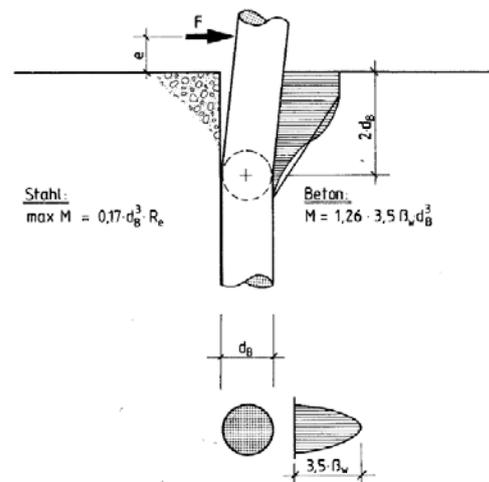
**Bild 2.18:** Berechnungsansatz nach *Vintzéleou/ Tassios (1987)*

$$D_u = \sqrt{25(f_c \cdot d_b \cdot e)^2 + 1,7 \cdot d_b^4 \cdot f_{cc} \cdot f_{sy}} - 5 \cdot f_{cc} \cdot d_b \cdot e \quad [\text{N}] \quad (2.25)$$

mit den Bezeichnungen nach Bild 2.18.

### Fuchs

Unter Berücksichtigung von numerischen Ergebnissen entwickelt *Fuchs (1990)* ein geometrisches Rechenmodell für Kopfbolzen und einbetonierte Stahlstäbe mit konstantem Querschnitt. Seine Untersuchungen zeigen, dass sich die Pressungen etwa auf eine Tiefe des zweifachen Ankerstangendurchmessers  $d_B$  auswirken, wobei sie bis auf eine Tiefe von  $0,5 \cdot d_B$  besonders konzentriert sind (Bild 2.19). Die maximalen Pressungen nimmt er in Anlehnung an *Vintzéleou/ Tassios (1987)* mit der 3,5-fachen Betonwürfeldruckfestigkeit  $\beta_W$  an, da sich zwischen Ankerplatte und Beton ein kleiner Spalt befinden kann, der die lokale Betonfestigkeit beeinflusst. In der Berechnung wird die Spannungsverteilung im Längsschnitt als Rechteck und Dreieck und im Querschnitt als parabelförmig angenähert. Das Betonversagen findet statt, wenn sich im Dübel ein Fließgelenk ausbildet.



**Bild 2.19:** Berechnungsansatz nach *Fuchs (1990)*

In der Berechnung wird die Spannungsverteilung im Längsschnitt als Rechteck und Dreieck und im Querschnitt als parabelförmig angenähert. Das Betonversagen findet statt, wenn sich im Dübel ein Fließgelenk ausbildet.

Ist der Dübel tief genug verankert ( $h_{ef} \geq 5 \cdot d_B$ ), ergibt sich die Höchstlast nach Gleichung (2.26). Für geringere Verankerungstiefen  $h_{ef}$  zwischen  $3 \cdot d_B$  und  $5 \cdot d_B$  ist Gleichung (2.26) bis auf 60% bei einer Verankerungstiefe von  $3 \cdot d_B$  linear abzumindern. Für Mehrfachbefestigungen mit  $n$  Dübeln gilt der  $n$ -fache Wert, wobei der Mindestachsabstand  $s = 5 \cdot d_B$  betragen muss.

$$F_{uR} = \frac{d_B^3}{2 \cdot d_B + e} \cdot (0,17 \cdot R_e + 4,5 \cdot \beta_W) \quad [N] \quad (2.26)$$

mit den Bezeichnungen nach Bild 2.19 und  
 $R_e$  = Streckgrenze des Stahlteils

### Vereinfachter Ansatz nach *Eligehausen und Fuchs*

Da die rechnerischen Bruchlasten mit den bisher gezeigten Bemessungsansätzen die gemessenen Bruchlasten zum Teil deutlich unterschätzen oder sehr hohe Variationskoeffizienten beim Vergleich zwischen Versuchswerten und Berechnung auftreten, schlagen *Eligehausen/ Fuchs (1986)* einen vereinfachten Berechnungsansatz nach folgender Formel vor:

$$V_{u,s} = \alpha \cdot A_s \cdot f_u \quad [N] \quad (2.27)$$

mit:

- $\alpha$  = 0,6 für Dübel
- = 0,7 für angeschweißte Kopfbolzen
- $f_u$  = vorhandene Stahlfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

Sie gilt streng genommen nur für die untersuchten Einzelbefestigungen mit einer auf der Betonoberfläche aufliegenden Ankerplatte (keine Exzentrizität) und ausreichender Verankerungstiefe. Die angegebenen Beiwerte  $\alpha$  wurden aus dem Verhältnis von

gemessener Bruchlast zu berechneten Werten ermittelt. Häufig wurde dabei aufgrund fehlender Ist-Stahlfestigkeiten bei der Auswertung eine Stahlfestigkeit entsprechend der 1,1- bis 1,2-fachen Nennfestigkeit angenommen. Dies war speziell bei den Versuchen mit Verbunddübeln der Fall, bei denen zudem fast ausschließlich eine Stahlgüte bzw. Nennfestigkeit verwendet wurde (*Fuchs/ Eligehausen (1986) bzw. Fuchs (1984)*). Der theoretische Wert für  $\alpha$  nach Huber-van-Mises beträgt  $1/\sqrt{3} = 0,57$ . Weitere Angaben finden sich in der Literatur zu Schrauben.

Bei einer zentrisch mit Querkraft belasteten Gruppe mit  $n$  Dübeln und einer metallenen Ankerplatte beträgt die Bruchlast theoretisch das  $n$ -fache des Wertes nach Gleichung (2.27). Streng genommen gilt dies jedoch nur wenn kein Lochspiel in der Ankerplatte vorhanden ist und eine gleichmäßige Verteilung der Querlast auf die Dübel gewährleistet ist. Bei ausreichendem Plastizierungsvermögen und Einhaltung des Lochspiels nach *ETAG 001* wird die Höchstlast bei zwei hintereinander liegenden Dübeln jedoch kaum beeinflusst. Werden diese Bedingungen nicht eingehalten, wird empfohlen, die Höchstlast um 20% abzumindern.

### 2.2.3.1.2 Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite (Pryout)

#### *Zhao*

In den Versuchen mit Kopfbolzen von *Zhao (1994)* wurde die Einbindetiefe so kurz gewählt, dass Verankerungen mit großem Randabstand durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite versagten. Verschiebungsmessungen an der Ankerplatte zeigen, dass diese sich verdreht und vom Beton abhebt. Der Widerstand des Betons gegenüber einem Ausbruch wird bei Querkraft aufgrund des steileren Neigungswinkels und der damit verringerten Ausbruchfläche auf das 0,6- bis 0,7-fache der zentrischen Ausbruchlast angesetzt. Weitere Untersuchungen ergaben, dass das Verhältnis zwischen der im Bolzen hervorgerufenen Zugkraft und der angreifenden Querkraft  $\eta_{NV} \approx 0,3$  bis 0,4 beträgt. Damit ergibt sich die Bruchlast unter Querkraft bei Versagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite für eine Einzelbefestigung folgendermaßen:

$$V_{u,cp} = \frac{9,6 \cdot \sqrt{\beta_W} \cdot h_{ef}^{1,5}}{\eta_{NV}} \approx 30 \cdot \sqrt{\beta_W} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad [N] \quad (2.28)$$

Dies entspricht in etwa der zweifachen Betonausbruchlast für Kopfbolzen nach Gleichung (2.9) mit einem Faktor  $k = 15,5$  für Kopfbolzen. Damit folgt nach *Zhao (1994)*:

$$V_{u,cp} = 2 \cdot N_{u,c}^0 \quad (2.29)$$

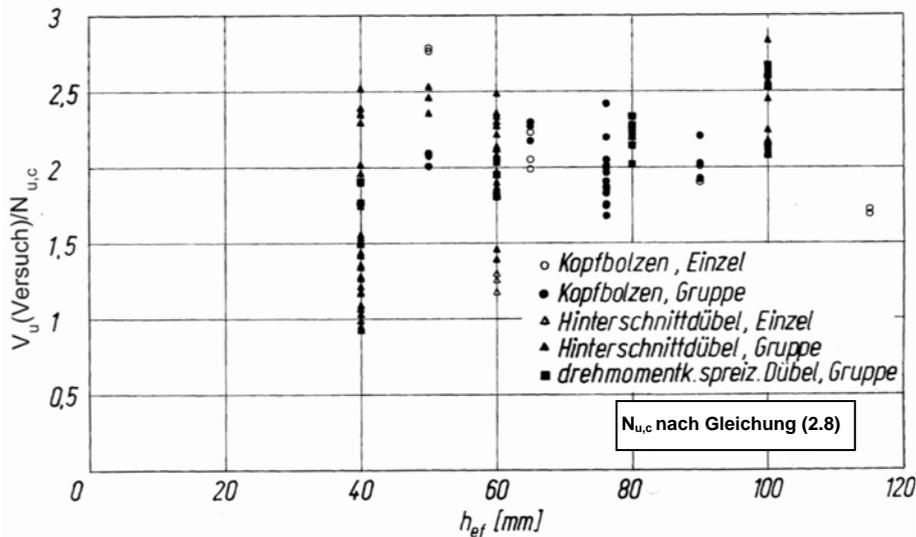
mit

$N_{u,cp}$  = Betonausbruchlast für Kopfbolzen ( $k = 15,5$ ) nach Gleichung (2.9)

#### *Eligehausen, Mollée, Silva und TR 029*

In Bild 2.20 werden Versuchsergebnisse von zentrisch durch Querlasten beanspruchten Befestigungen ohne Rückhängebewehrung in Beton mit weitem Randabstand und Versagen durch Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite dargestellt. Für Verbunddübel liegen keine Ergebnisse vor. Die Lasten sind auf die rechnerische Betonausbruchlast nach Gleichung (2.8) bezogen, wobei die Faktoren  $k = 13,5$  für Metalldübel und  $k = 15,5$  für Kopfbolzen berücksichtigt wurden. Die Verhältniswerte

streuen insgesamt sehr stark; für  $h_{ef} \geq 60$  mm liegen sie im Bereich um den Wert 2,0, für  $h_{ef} = 40$  mm ergeben sich auch deutlich kleinere Werte bis unter 1,0.



**Bild 2.20:** Verhältnis von gemessener Querbruchlast und rechnerischer Betonausbruchlast für Zugbeanspruchung in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe (aus *Eligehausen/ Mallée (2000)*)

Nach *Eligehausen/ Mallée/ Silva (2006)* liegen keine Untersuchungen zum Versagensfall Pryout mit Verbunddübeln vor. Der Ansatz für Verbunddübel wird daher zunächst nach Gleichung (2.30) analog wie für Kopfbolzen bzw. Metallspreizdübel angenommen. Weiterhin berücksichtigt er neben den Erkenntnissen von *Zhao* u. a. Ergebnisse von *Fuchs (1990)*, *Lehr (2003)* und *Appl (2009)* und die Zugtragfähigkeit  $N_u$  wird nach Gleichung (2.6) durch das Verbundversagen des Dübels begrenzt. Bei der Berechnung der Betonausbruchlast des Einzeldübel nach Gleichung (2.9) kann dabei der Vorfaktor für Kopfbolzen ( $k = 15,5$ ) eingesetzt werden, wenn dies durch entsprechende Versuche mit einem bestimmten Injektionsmörtel nachgewiesen wurde. Bei üblichen Verbunddübeln mit  $h_{ef} \approx 9d$  und Ankerstangen aus Stahl 5.8 oder A4-70 ist diese Versagensart nicht zu erwarten, da hier - auch bei Gruppen mit geringen Achsabständen - Stahlbruch auftritt.

$$V_{u,cp} = k_1 \cdot N_u \quad [\text{N}] \quad (2.30)$$

mit:

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

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

$N_u$  nach Gleichung (2.6)

Es sei angemerkt, dass bei der Berechnung für Pryoutversagen nach Gleichung (2.30) streng genommen kein Ausbruch auf der lastabgewandten (rückwärtigen) Seite angenommen wird, sondern ein zentrisches Zugversagen.

Die erforderliche Verankerungstiefe zur Vermeidung eines rückwärtigen Ausbruches bzw. zur Gewährleistung von Stahlbruch hängt von der Stahlfestigkeit, vom Dübel-durchmesser, von der Betonfestigkeit und bei Gruppen von den Achsabständen ab. Sie variiert daher in weiten Grenzen.

Die Bemessung nach *TR 029 (2010)* für Verbunddübel erfolgt weitestgehend analog Gleichung (2.30), wobei für  $h_{ef} < 60$  mm der Faktor  $k_1$  zu 1,0 gesetzt wird. Damit ergibt sich hier ein Sprung bei der Bemessung.

### 2.2.3.2 Einzel- und Gruppenbefestigungen am Bauteilrand

Bei randnahen Befestigungen kann das Versagen gegenüber den Versagensformen in der Fläche vorzeitig durch Ausbrechen der Kante erfolgen. Es bildet sich ein halbkegelförmiger Ausbruchkörper mit einem Neigungswinkel von ca.  $35^\circ$  gegenüber dem Rand, dessen Spitze am Dübel liegt. Die Tiefe des Ausbruchs am Rand beträgt das ca. 1,3- bis 1,5-fache des Randabstandes  $c_1$ . Das Tragverhalten hängt neben den Randabständen wesentlich von der Zugtragfähigkeit des Betons ab. Die mittlere Traglast im ungerissenen Beton wird unter Berücksichtigung ingenieurmäßiger Modellvorstellungen empirisch mit dem CC-Verfahren (Concrete- Capacity- Verfahren) ermittelt. Für einen Verbunddübel mit Belastung senkrecht zum Rand ergibt sich nach *Eligehausen/ Mallée/ Silva (2006)* Gleichung (2.31). Die Formel wird auch in *ETAG 001* verwendet, wobei bei der Berechnung der charakteristischen Betonkantenbruchlast im ungerissenen Beton an Stelle des Vorfaktors 0,9 der Wert 0,45 eingesetzt wird.

$$V_{u,c}^0 = 0,9 \cdot (h_{ef}/d_0)^{0,2} \cdot \sqrt{d_0} \cdot \sqrt{f_{cc200}} \cdot c_1^{1,5} \quad [N] \quad (2.31)$$

mit:

$c_1$  = Randabstand [mm]

$d_0$  = Bohrlochdurchmesser [mm]

$f_{cc,200}$  = Betondruckfestigkeit am Würfel mit 200 mm Kantenlänge [N/mm<sup>2</sup>]

Wird eine zentrisch querbelastete Befestigung als Gruppe ausgeführt oder gibt es Einflüsse aus begrenzenden Bauteilrändern oder durch die Bauteilhöhe, so wird dies über projizierte Flächen und Einflussfaktoren  $\psi$  nach Gleichung (2.32) berücksichtigt.

$$V_{u,c} = \frac{A_{c,v}}{A_{c,v}^0} \cdot \psi_{s,v} \cdot \psi_{h,v} \cdot V_{u,c}^0 \quad [N] \quad (2.32)$$

mit:

$A_{c,v}^0 = 4,5c_1^2$  [mm<sup>2</sup>]

projizierte Fläche des Betonausbruchkörpers einer Einzelbefestigung bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers; idealisiert als Pyramide mit den Basislängen  $1,5c_1$  und  $3c_1$

$A_{c,v}$  vorhandene projizierte Fläche des Betonausbruchkörpers einer Befestigung; die Begrenzung erfolgt durch Überschneidung der einzelnen Ausbruchkörper und durch die Bauteilabmessungen [mm<sup>2</sup>]

$\psi_{s,v} \leq \begin{cases} 0,7 + 0,3 \cdot c_2 / (1,5 \cdot c_1) \\ 1,0 \end{cases}$  Faktor zur Berücksichtigung einer Bauteilkante bei Querbelastung [-]

$\psi_{h,v} \geq \begin{cases} 1,0 \\ (1,5 \cdot c_1 / h)^{1/3} \end{cases}$  für  $h \leq 1,5c_1$  Faktor zur Berücksichtigung einer geringen Bauteildicke [-]

$c_2$  = kleinster Abstand zum lastparallelen Rand [mm]

$h$  = Bauteildicke [mm]

Für Verankerungen in schmalen, dünnen Bauteilen führt die Bemessung zu Ergebnissen, die stark auf der sicheren Seite liegen. Nach Gleichung (2.32) nimmt die Betonkantenbruchlast nach Überschreiten von  $\max c_2 = 1,5c_1$  und  $h = 1,5c_1$  mit zunehmendem Randabstand kontinuierlich ab. In Wirklichkeit bleibt die Bruchlast jedoch konstant, da das Bauteil dann unabhängig vom Randabstand  $c_1$  immer vollständig durchgerissen wird. Nach *Eligehausen/ Mallée/ Silva (2006)* sollte in diesen Fällen

der tatsächliche Randabstand  $c_1$  durch den Wert  $c_1^*$  ersetzt werden, um eine wirklichkeitsnähere Betrachtung zu erhalten. Dabei ist  $c_1^*$  der maximale der Werte  $\max c_2/1,5, h/1,5$  und  $s/3$ .

### 2.3 Untersuchungen zu Injektionsdübeln in Mauerwerk unter Zuglast

In Mauerwerk werden aus den in Abschnitt 1.1 erläuterten Gründen als Verbunddübel lediglich Injektionsmörtelsysteme verwendet. Für Verankerungen in Lochsteinen wird dabei die Verwendung einer Siebhülse vorgeschrieben, für Vollsteine ist sie i. d. R. optional. Eine gute Abstimmung zwischen der Ausbildung der Siebhülse, dem Fließverhalten und der Körngröße des Injektionsmörtels ermöglicht eine optimale Verteilung der Mörtelmasse im Ankergrund. Bei der Verwendung einer Siebhülse ergeben sich größere Verhältnisse von Bohrloch- zu Ankerstangendurchmesser als in Beton, wobei für eine Siebhülse meist verschiedene Ankerstangengrößen verwendet werden können (s. a. Abschnitt 3.2).

Zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk gibt es nur sehr begrenzte Forschungsergebnisse. Grundlegende Untersuchungen wurden in *Eligehausen/ Mal-lée (2000)* und *Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000)* zusammenfassend dargestellt. Im Rahmen einer Dissertation erfolgte von Schild (2002) eine Parameterstudie anhand von Laborversuchen in einzelnen Mauersteinen.

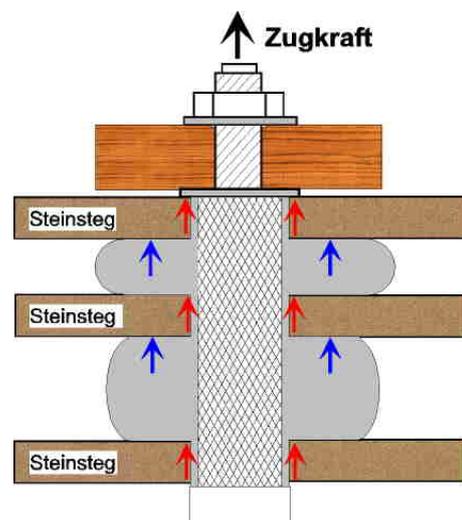
Eine umfassende Darstellung des Tragverhaltens von Injektionsdübeln in Mauerwerk unter Zuglast für Einzel- und Gruppenbefestigungen mit und ohne Randeinfluss wird in *Meyer (2006)* anhand von Versuchen und Finiten-Element-Berechnungen beschrieben. Weiterhin werden darin Untersuchungen zur Ermittlung verschiedener Mauersteinparameter vorgestellt, für die es teilweise keine Werte in der Literatur gibt, die aber für Simulationsrechnungen notwendig sind.

#### 2.3.1 Tragmechanismen

##### 2.3.1.1 Lasteinleitung

In Mauerwerk aus Vollsteinen kann die Lastabtragung analog wie bei Beton erfolgen. Das Versagen tritt dann bei Überschreiten der Zugfestigkeit des Untergrundes auf. Der Lastübertrag erfolgt über Verbundwirkung und mechanischer Verzahnung zwischen Ankerstange und Mörtel und weiter über Klebewirkung und Mikroverzahnung zum Mauerstein. Bei haufwerksporigen Steinen kommt es infolge der zum Teil großen Porenräume an der Bohrlochwandung auch zu einer Makroverzahnung mit dem Mörtel.

In Lochsteinen hingegen können Injektionsdübel die Lasten neben der Verbundwirkung im Bereich der Stege (Stoffschluss) auch über eine mechanische Verzahnung (Formschluss) des in die Hohlkammern des Steines verpressten Mörtels (sog. Mörtelpfropfen) einleiten, der nach der Aushärtung eine Hinterschneidung der Steinstege bildet (s. Bild 2.21). Die tatsächliche Verteilung der Lastanteile, die



**Bild 2.21:** Schematische Darstellung der möglichen Tragmechanismen in Lochsteinen (*Meyer (2006)*)

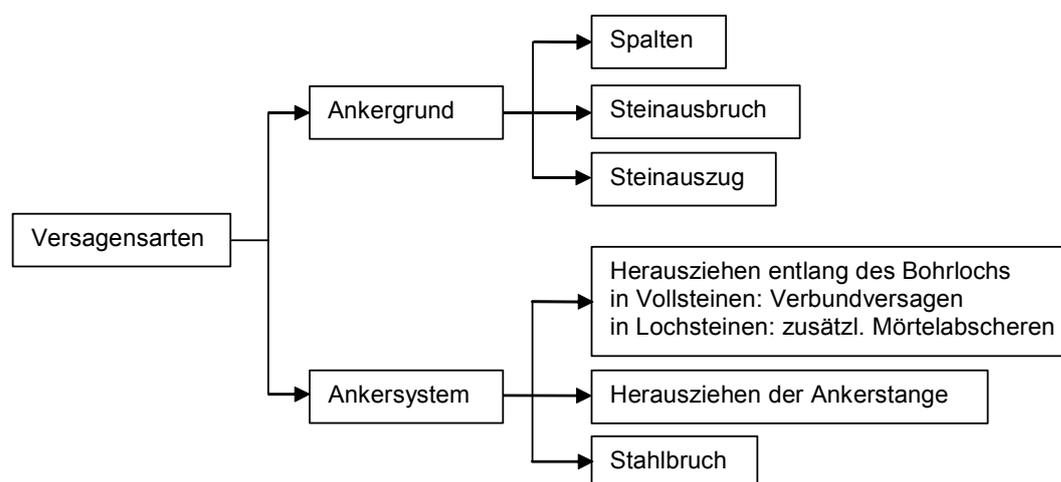
über Stoff- bzw. Formschluss übertragen werden kann, hängt von der Verbundfestigkeit des Mörtels, der Siebhülseausbildung, der Steinfestigkeit und vor allem der Geometrie der Kammern und Löcher im Stein ab.

### 2.3.1.2 Versagensarten

Bei Zugbeanspruchung kann das Versagen einer Befestigung mit Injektionsdübeln durch Erreichen der Tragfähigkeit des Untergrundes (Spalten, Steinausbruch oder Steinauszug) oder des Ankersystems (Herausziehen der Ankerstange - im Folgenden in Anlehnung an Metallspreizdübel als Durchziehen bezeichnet - oder Herausziehen des gesamten Dübels mit Siebhülse), aus einer Kombination von Steinausbruch und Herausziehen oder durch Stahlbruch erfolgen (Bild 2.22). Das Spalten des Steines oder Herausziehen eines Steines aus dem Mauerwerksverband kann bei kleineren Steinformaten oder in Randnähe auftreten. Letzteres wurde bisher nur bei Vollsteinen beobachtet, da sich bei Lochsteinen der Mauermörtel in den Lagerfugen mit den Hohlräumen des Steines verzahnt und die Tragfähigkeit des Ankergrundes aufgrund der Löcher im Stein früher als bei Vollsteinen erreicht wird.

In höherfesten Steinen kann bei ausreichender Verankerungstiefe Stahlbruch auftreten. Die zugehörige Bruchlast stellt die maximale Tragfähigkeit einer Befestigung dar. Sie wird nach Abschnitt 2.1.3.1 berechnet. Im Weiteren wird darauf nicht mehr eingegangen.

Versagt die Verankerung durch Durchziehen der Ankerstange aus dem Mörtel, kann bei der Bemessung analog zu Verbunddübeln in Beton vorgegangen werden. Die Traglast ist in diesem Falle abhängig von der Verbundfestigkeit zwischen Ankerstange und Mörtel und der Mantelfläche der Ankerstange. Nach Meyer (2006) sollte die Verbundfestigkeit vom Hersteller so gewählt werden, dass diese Versagensart nur in Ausnahmefällen maßgebend wird.



**Bild 2.22:** Versagensarten von Injektionsdübeln in Mauerwerk unter zentrischer Zugbelastung (Meyer (2006))

Erfolgt das Versagen in Vollsteinen an der Bohrlochwandung zwischen Mörtel bzw. Siebhülse und Untergrund, kann nicht wie bei Beton der Ankerstangendurchmesser in die Bemessung einfließen, da die Scherfläche durch den meist wesentlich größeren Bohrlochdurchmesser entscheidend vergrößert wird. Das größte Verhältnis zwischen Bohrloch- und Ankerstangendurchmesser eines am Markt befindlichen Produktes beträgt 2,25 (Gewindestangengröße M8 in 18 mm Siebhülse). Die Mantelflä-

che der Siebhülse kann näherungsweise mit der des Bohrloches gleichgesetzt werden.

In Lochsteinen kann das Versagen durch Steinausbruch entweder durch die Verbundspannungen entlang der Bohrlochwandung oder bei dessen Versagen auch durch die formschlüssige Hinterfüllung der Stege durch Mörtelpfropfen hervorgerufen werden. Unter der Annahme, dass die formschlüssige Hinterfüllung nach Versagen des Verbundes einen Ausbruch erzeugen kann, wird in Abschnitt 2.3.3.6 eine kritische Verbundspannung definiert, ab der ein vollständiger Ausbruchkegel alleine durch Verbundwirkung zwischen Mörtel und Ankergrund erzielt werden kann.

### **2.3.2 Einflussfaktoren auf das Tragverhalten in Mauerwerk**

#### 2.3.2.1 Ankersystem

In Vollsteinen ist für das Tragverhalten vor allem die Ausbildung der Verbundfläche zwischen Ankersystem und Mauerstein maßgebend. Das Dübelssystem beeinflusst die Verbundfläche über die Eigenschaften des Injektionsmörtels, die Verankerungstiefe, den Bohrlochdurchmesser oder den Ringspalt als halben Differenzbetrag aus dem Bohrloch- und dem Siebhülsendurchmesser.

##### 2.3.2.1.1 Ankerstangendurchmesser

Wird bei einer Verankerung in Mauerwerk eine Siebhülse verwendet, so hängt der Bohrlochdurchmesser im Gegensatz zu Verankerungen in Beton nicht vom Ankerstangen-, sondern vom Siebhülsendurchmesser ab. Eine Siebhülsegröße wird in der Regel mit verschiedenen Ankerstangendurchmessern verwendet. Nach Meyer (2006) hat der Ankerstangendurchmesser bei Verwendung der gleichen Siebhülse keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit bei den in Mauerwerk maßgebenden Versagensarten Herausziehen und Steinausbruch. Wird keine Siebhülse verwendet und der Bohrlochdurchmesser bis maximal dem 1,5-fachen Ankerstangendurchmesser gewählt, gelten die für Beton getroffenen Aussagen. Dies gilt nur für Vollsteine.

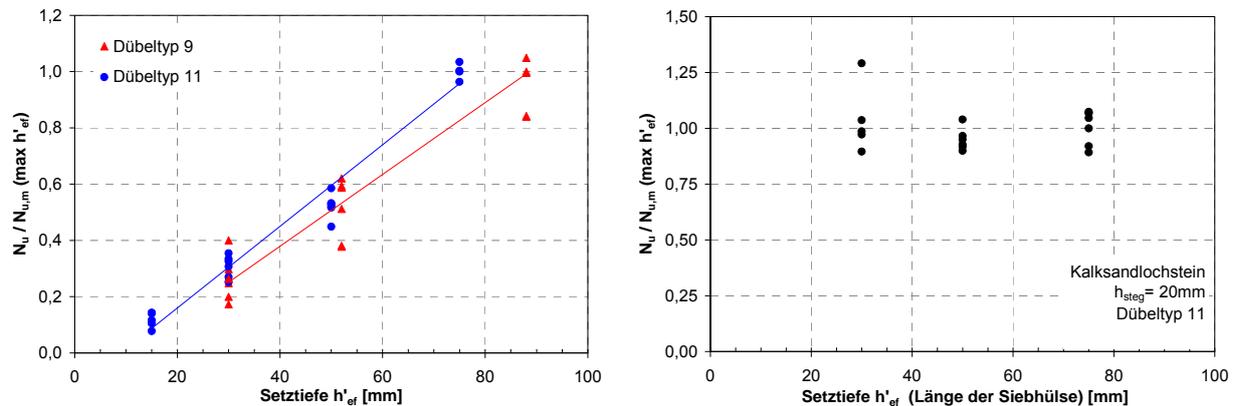
##### 2.3.2.1.2 Ringspalt bei Verwendung einer Siebhülse

Wird eine Siebhülse verwendet, so entsteht eine Schicht zwischen dem Mörtel innerhalb der Siebhülse und der umgebenden Bohrlochwandung, die wie in Beton ebenfalls als Ringspalt bezeichnet werden kann. Der in die Siebhülse injizierte Mörtel muss durch die Öffnungen der Siebhülse austreten und sich vollflächig in den Ringspalt verteilen. Meyer (2006) berichtet über Versuche mit variiertem Ringspaltbreite an zwei Dübeltypen in Vollstein. Bei verringertem Ringspalt ergaben sich deutlich geringere Tragfähigkeiten und der Versagensmechanismus änderte sich. Als Ursachen nennt sie die unvollständige Vermörtelung der Siebhülse bei kleinem Bohrlochdurchmesser, die die umgebende Mantelfläche reduziert. Die Gründe für die schlechtere Vermörtelung können ungünstige Korngrößen in den Füllstoffen des Mörtels, falsche Viskosität des Mörtels oder die Ausbildung der Siebhülse sein. Letztere kann sich durch einen zu geringen Lochanteil oder durch eine ungünstige Anordnung der Reinigungselemente negativ auswirken.

##### 2.3.2.1.3 Verankerungstiefe

In Meyer (2006) wurde der Einfluss der Verankerungstiefe an Dübeln mit Siebhülsen in Kalksandsteinen untersucht. Dazu wurden die vom Hersteller gelieferten Siebhülsen von oben auf verschiedene Längen gekürzt. Die gemessenen Höchstlasten sind in Bild 2.23 dargestellt. Sie wurden auf den jeweiligen Mittelwert der Serie mit maxi-

maler Verankerungstiefe bzw. Siebhülsenlänge normiert. Zur Definition der effektiven Verankerungslängen siehe Abschnitt 2.3.2.3.



a) Kalksandvollstein, Versagen Herausziehen

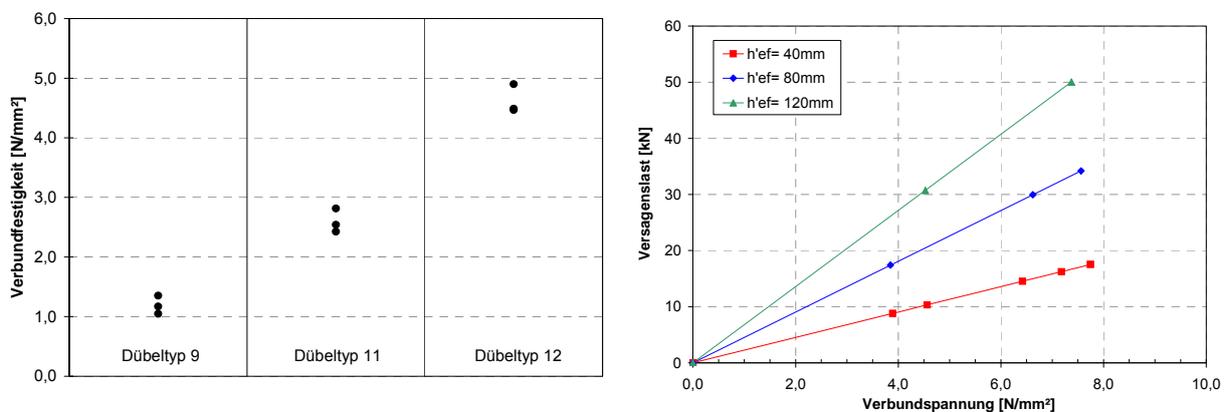
b) Kalksandlochstein, Versagen Steinausbruch

**Bild 2.23:** Einfluss der Verankerungstiefe auf die Höchstlast (Meyer (2006))

Die Höchstlasten für beide Dübeltypen in Kalksandvollstein nach Bild 2.23 a steigen analog zu Verbunddübeln in Beton linear mit der Setztiefe an. Durch die Vergrößerung der Verankerungstiefe steigt die vorhandene Mantelfläche zur Lasteinleitung an. Untersuchungen mittels FEM-Studien bestätigten die Ergebnisse (vgl. Bild 2.24b). In Lochsteinen hängt die Höchstlast wesentlich vom Lochbild des Steines ab. Bei gegebener Aussenstegdicke ist es unerheblich, wie weit eine Siebhülse in das nachfolgende Steinloch hineinragt, wenn sich die Versagensart nicht ändert. Bei den Versuchen in Kalksandlochstein in Bild 2.23 b trat immer Steinausbruch auf, so dass es keine Auswirkungen auf die Höchstlast gab.

#### 2.3.2.1.4 Verbundfestigkeit

Die Verbundfestigkeit von Injektionsmörteln ist nach Bild 2.24 auch in Steinen produktabhängig. Abgebildet sind in Bild 2.24 a die Mittelwerte der Verbundfestigkeiten nach Gleichung (2.39) aus Versuchen mit drei Injektionsdübelssystemen und unterschiedlichen Verankerungstiefen in Kalksandvollstein.



a) Verbundfestigkeiten aus Versuchen

b) Einfluss der Verbundfestigkeit auf die Versagenslast nach FE-Berechnungen

**Bild 2.24:** Untersuchungen zum Verbundtragverhalten in Kalksandvollstein (Meyer (2006))

Die Verbundfestigkeit eines Dübeltyps ist bei den verschiedenen Verankerungstiefen annähernd konstant. Dies bestätigen FE-Berechnungen nach Bild 2.24 b, bei denen die Verbundspannungen für verschiedene Verankerungstiefen variiert wurden. Injektionsdübel in Vollstein weisen somit das gleiche Tragverhalten auf wie Verbunddübel in Beton, wobei die erreichten Verbundfestigkeiten mit Werten zwischen 1,0 und 7,0 N/mm<sup>2</sup> deutlich niedriger sind.

#### 2.3.2.1.5 Mörtelpfropfen

In Lochsteinen wird der formschlüssige Mörtelpfropfen abhängig von der Verbundtragfähigkeit bei der Lastübertragung aktiviert. Bei schlechten Verbundverhältnissen überträgt er die gesamte Zuglast und versagt bei ausreichender Tragfähigkeit des Ankergrundes durch Abscheren an den Stegunterseiten des Bohrloches, so dass der Dübel aus dem Bohrloch gezogen wird. Die übertragbare Last nimmt mit der Länge des Mörtelpfropfens zu und ist von der Mörtelscherfestigkeit abhängig, die neben der Verbundfestigkeit einen weiteren systemspezifischen Materialparameter darstellt. Weitere Untersuchungen ergaben keine Abhängigkeit der Höchstlasten von der Lasteinleitungsfläche eines Mörtelpfropfens (Meyer (2006)).

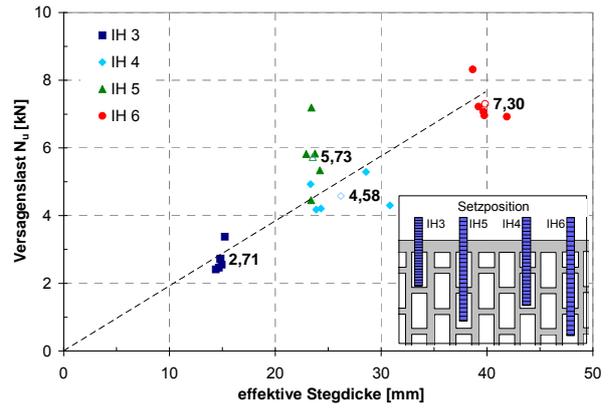
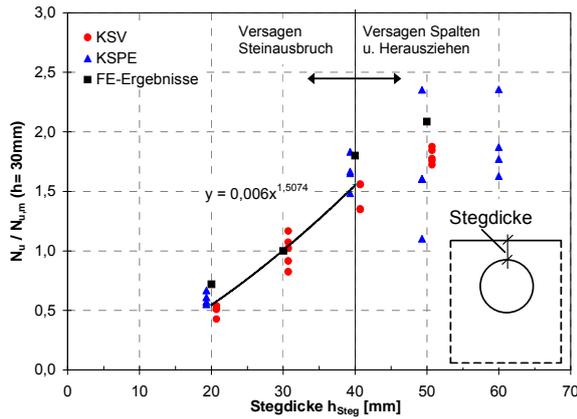
#### 2.3.2.2 Aufbau und Eigenschaften des Ankergrundes Mauerwerk

Im Gegensatz zum makroskopisch homogenen Aufbau von Beton setzt sich Mauerwerk aus den Komponenten Stein und Fugenmörtel zusammen. Im Mauerwerksverband werden die Steine lagenweise mit dem Mörtel verklebt und in Wandlängsrichtung an ihren Stirnseiten stumpf gestoßen, mit einer Nut- und Federausprägung verzahnt oder mit oder ohne Mörteltaschen miteinander vermörtelt. Die Steine wiederum sind einerseits durch Transportlöcher, Griffaschen und Kammer- und Lochausbildungen bei Lochsteinen mehr oder minder perforiert, andererseits aber auch in ihren Außenabmessungen beschränkt. Während die Lagerfugen mit herkömmlichem Mauerwerk ca. 12 mm stark sind, werden neuere Plansteine häufig nur noch mit einer ca. 1 mm dünnen Klebeschicht miteinander verbunden. Der Einfluss von Steinöffnungen bzw. Stegdicken und die Setzposition auf die Bruchlast werden im nachfolgenden Abschnitt 2.3.2.3 genauer behandelt.

##### 2.3.2.2.1 Einfluss von Stegen und Lochdurchmessern bei Lochsteinen

Die in den Ankergrund übertragbare Last wird durch die Höchstlast bei Steinausbruch begrenzt. Meyer (2006) zeigt, dass die Tragfähigkeit bei Steinausbruch in Kalksandstein und Leichtbetonstein proportional zu  $h^{1,5}$  ist (Bild 2.25 a). In Kalksandlochsteinen werden die Stege durch kreisrunde Löcher im Stein gebildet. Nach Meyer (2006) hat der Steinlochdurchmesser (bei gleichbleibender Stegdicke) jedoch keine Auswirkungen auf die Tragfähigkeit. Bei einer kritischen Stegdicke kommt es zu einer Änderung der Versagensart. Diese hängt von der Stein- und Verbundfestigkeit ab.

Meyer stellt für Hochlochziegel aufgrund der feingliedrigeren Lochkonfiguration einen linearen Zusammenhang zwischen der Höchstlast und der anzusetzenden Stegdicke fest (vgl. Abschnitt 2.3.2.3, (Bild 2.25 b)). Die Bruchfläche ist bei Hochlochziegeln nicht rotationssymmetrisch, sondern setzt sich aus rechteckigen Teilbruchflächen mit den Breiten der durchbrochenen Stege zusammen.



a) in Kalksandsteinen mit einem Außensteg

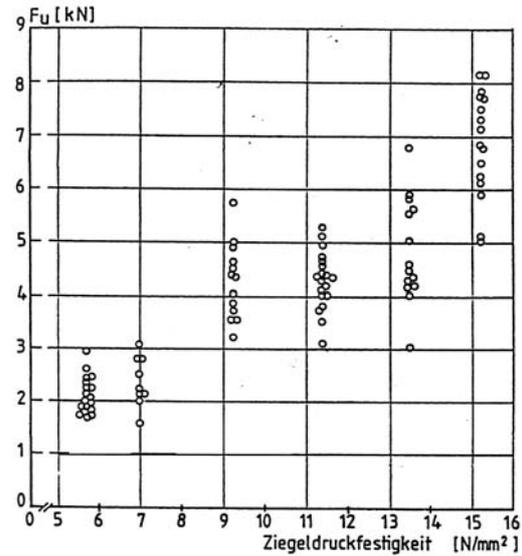
b) in Hlz 12-09-16DF mit variiertes Steganzahl

**Bild 2.25:** Einfluss der Stegdicken auf die Höchstlast (Meyer (2006))

### 2.3.2.2 Steindruckfestigkeit

Der Einfluss der Steindruckfestigkeit wurde in *Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000)* untersucht. Da Injektionsdübel in der Regel durch Steinausbruch versagen, ist eine Zunahme der Bruchlasten mit steigender Steifigkeit gegeben (Bild 2.26). Die Versuche wurden in Steinen mit 6 verschiedenen Ziegeldruckfestigkeiten durchgeführt.

*Meyer (2006)* differenziert bei Lochsteinen zwischen Brutto- und Nettosteindruckfestigkeit. Die Steindruckfestigkeit wird in den entsprechenden Normen ohne Berücksichtigung von Löchern auf die Außenabmessungen der Lagerflächen bezogen (Bruttosteindruckfestigkeit). Da der Lochanteil bis über die Hälfte der Lagerfläche ausmachen kann, wird die tatsächliche Druckfestigkeit bei Lochsteinen somit unzureichend erfasst. Um für die Tragfähigkeit aussagekräftigere Ergebnisse zu erhalten, wird die Festigkeit auf die tatsächlich vorhandene Aufstandsfläche bezogen, die von Meyer als Nettosteindruckfestigkeit bezeichnet wird. Bild 2.27 zeigt den Einfluss der Netto-Steindruckfestigkeit in Kalksandstein, Leichtbetonhohlblöcken und Hochlochziegeln auf die Höchstlasten von Injektionsdübeln bei Steinausbruch. Die Höchstlasten sind jeweils auf die bei der niedrigsten Steindruckfestigkeit auftretende mittlere Höchstlast bezogen.

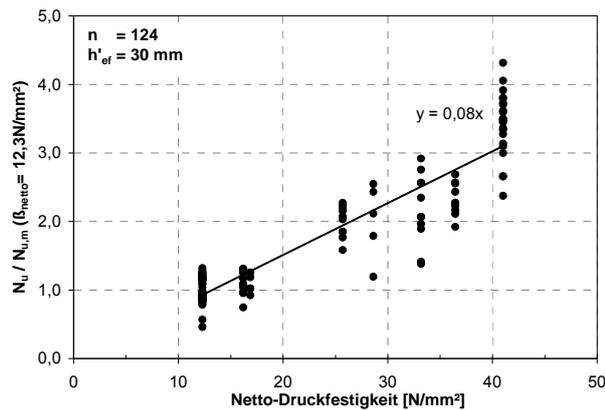


**Bild 2.26:** Bruchlasten von Injektionsdübeln in Leichthochlochziegeln in Abhängigkeit der Ziegeldruckfestigkeit (*Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000)*)

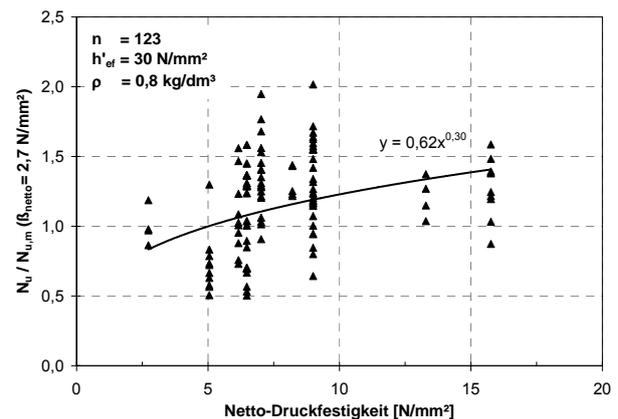
Für Kalksandstein ergibt sich ein linearer Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und der Ausbruchlast. Dies stimmt mit den Angaben in der Literatur überein (*Schubert (2003)*). In Leichtbetonhohlblöcken ist die Höchstlast proportional zu  $(\beta_{St,net})^{0,3}$ . Untersuchungen zum Verhältnis Zug-/ Druckfestigkeit bei Leichtbeton in *Grübel/ Weigler/ Karl (2001)* legen den gleichen Zusammenhang nahe. Für Ziegel-

steine ergibt sich eine Abhängigkeit von  $(\beta_{St,net})^{0,4}$ . Die Daten weisen große Streuungen auf, was u. a. auf der ungleichen Verteilung von Brandrissen im Stein beruht. Aus der Literatur gibt es hier keine Angaben zu Abhängigkeiten zwischen den Materialkennwerten.

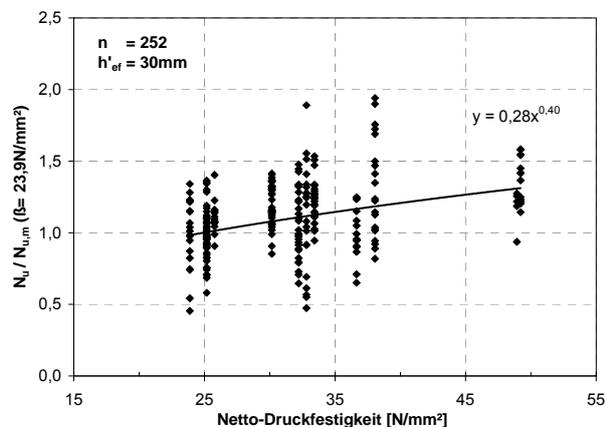
Nach Meyer (2006) ist die Verbundfestigkeit bei Herausziehen des Dübels mit Hülse aus Kalksandvollsteinen und Vollziegeln von der Wurzel der Netto-Steindruckfestigkeit abhängig. Bei Kalksandlochsteinen, Hochlochziegeln und Leichtbetonsteinen ergeben sich für kombiniertes Versagen Abhängigkeiten von ca.  $(\beta_{St,net})^{0,5}$ ,  $(\beta_{St,net})^{0,4}$  und  $(\beta_{St,net})^{0,2}$ .



a) Kalksandstein; 3 Steintypen, 6 Dübelssysteme



b) Leichtbetonhohlbocke; 3 Steintypen, 5 Dübel-systeme



c) Hochlochziegel; 3 Steintypen, 7 Dübelssysteme

**Bild 2.27:** Einfluss der Netto-Steindruckfestigkeit auf die Höchstlast von Injektionsdübeln unter Zugbelastung (Meyer (2006))

### 2.3.2.2.3 Rohdichte bei Leichtbetonsteinen

Nach Grübel/ Weigler/ Karl (2001) werden alle Materialparameter von Leichtbeton durch die Rohdichte beeinflusst. Meyer (2006) bezieht ihre Versuchsergebnisse ähnlich wie bei der Steifigkeit auf eine Netto-Rohdichte  $\rho_{net}$ , die nur das tatsächliche Volumen des Leichtbetons berücksichtigt. Die Höchstlast bei Steinausbruch ist demnach proportional zur Wurzel der Netto-Steinrohichte.

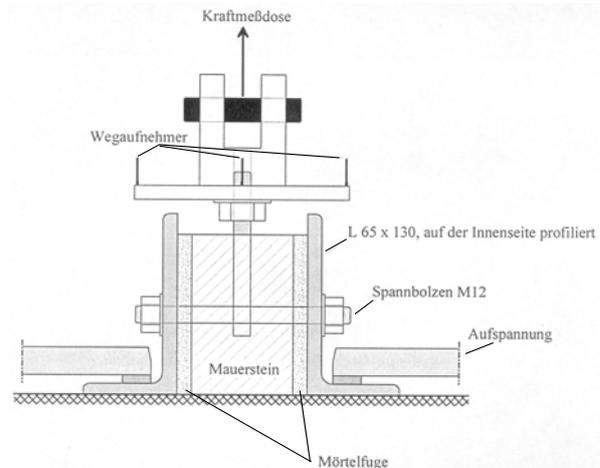
### 2.3.2.2.4 Steinformat, Fugenmörtel, Mauerwerksdruckspannung und Steifeuchte

Schild (2002) untersuchte in seiner Arbeit u. a. den Einfluss der Parameter Steinformat, Fugenmörtel, Mauerwerksdruckspannung und Steifeuchte auf die Bruchlast

von Injektionsdübeln in Einzelsteinen. Der verwendete Versuchsaufbau ist in Bild 2.28 dargestellt. Die tatsächlichen Druckfestigkeiten der Steine und Mörtel wurden nicht ermittelt.

### Steinformat

Es wurden die Ergebnisse von Versuchen mit Ankerstangen M12 ohne Siebhülse in 12 mm-Bohrlöchern von Kalksandvollsteinen gleicher Nenndruckfestigkeit und Rohdichteklasse im NF-Format und in großen Planelementen miteinander verglichen. Während sich in den Planelementen ein ungehinderter Ausbruchkegel ausbilden konnte, wurde dieser bei den NF-Steinen durch die Lagerfugen begrenzt, so dass hier die Höchstlast im Mittel um 30% niedriger war.



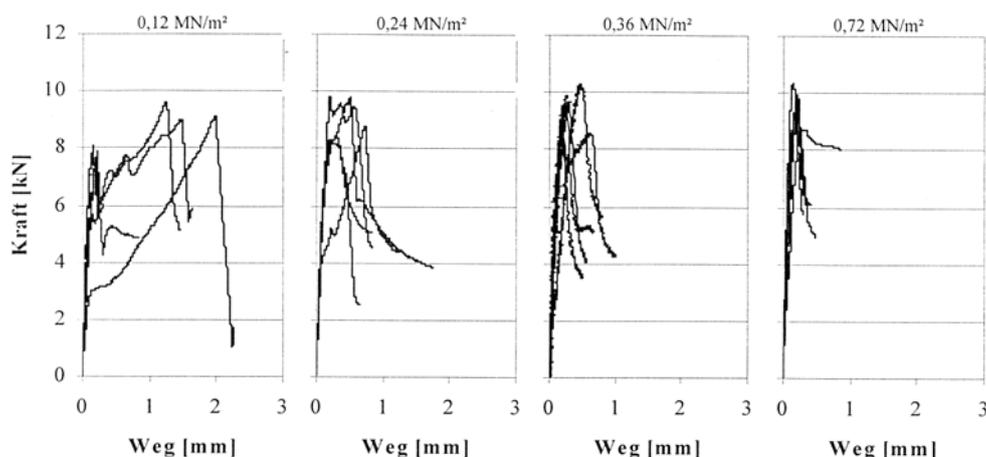
**Bild 2.28:** Versuchsaufbau von Schild (2002)

### Fugenmörtel

Die Untersuchungen mit Variation des Fugenmörtels ergeben keine Aussage über den Einfluss der Mörtelfestigkeit auf die Dübeltragfähigkeit, da die Dübel in die Steine gesetzt wurden und diese durch Steinausbruch versagten.

### Mauerwerksdruckspannung

In Tastversuchen wurde die Mauerwerkdruckspannung durch Vorspannen eines Kalksandvollsteines im NF-Format über Spannbolzen nach Bild 2.28 variiert. Wie Bild 2.29 zeigt, wird die Höchstlast für Injektionsdübel beim Auszug nur unwesentlich beeinflusst, jedoch verringert sich die zugehörige Verschiebung. Als Ursache wird ein verbesserter Verbund der Steine zu den auf der Mörtelseite profilierten L-Profilen angegeben, Angaben zu den Versagensarten und dem Dübel werden nicht gemacht.



**Bild 2.29:** Einfluss der Vorspannung auf das Last- Verschiebungsverhalten von Injektionsdübeln in Kalksandvollsteinen (Schild (2002))

### Steinfeuchte

Die Versuchsergebnisse zum Einfluss des Feuchtegehalts im Stein aus Schild (2002) zeigen weitgehende Übereinstimmung mit dem Verhalten von Verbundsystemen in

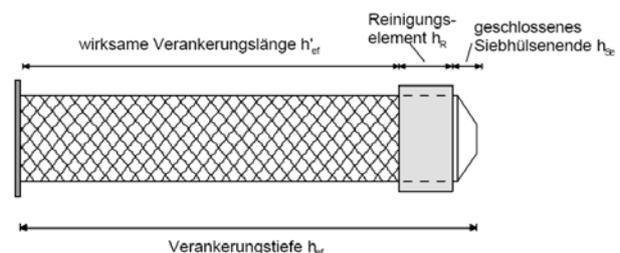
Beton. In feuchten Steinen reduziert sich die Höchstlast des Dübels bei Auszug in Abhängigkeit vom Dübelssystem und von der Steinart aus den oben für Beton bereits beschriebenen Gründen. Das Versagen geht von Steinausbruch im lufttrockenen Stein zu Herausziehen des ganzen Dübels entlang der Bohrlochwandung bei nassem Stein über. Meyer (2006) vertieft die Untersuchungen und erweitert die Anwendung auf Lochsteine. Demnach gibt es zwei Ursachen für eine Traglastminderung bei Erhöhung der Steinfeuchte. Einerseits eine Verringerung der Steifigkeit und andererseits eine Verringerung der Verbundfestigkeit. In Schubert/ Schmidt (1990) wird der Steinfeuchteinfluss auf die Druckfestigkeit von Mauersteinen mit 10% zwischen lufttrockenem und durchnässtem Stein angegeben. Bei Injektionsdübeln in Mauerwerk muss nach Meyer (2006) in Bereichen, in denen die Lastübertragung durch Verbund stattfindet, bei feuchtem Stein eine verminderte Verbundtragfähigkeit angesetzt werden. Diese ist produktabhängig und muss aus Versuchen ermittelt werden.

### 2.3.2.3 Geometrie von Siebhülse und Steinlochung – effektive Verankerungslänge

#### 2.3.2.3.1 Vollstein

In Meyer (2006) wird bei der Verwendung einer Siebhülse eine effektiv wirksame Verankerungslänge  $h'_{ef}$  definiert, für die bei Lochsteinen nur die Stege berücksichtigt werden.

Von der Verankerungstiefe  $h_{ef}$  (genauer: Setztiefe), die dem Abstand zwischen Betonoberfläche und Siebhülsspitze entspricht, werden geschlossene Bereiche, z. B. am Siebhülssende und die Dicke eines Reinigungselements, von der Verankerungstiefe abgezogen. In Vollsteinen berechnet sich somit die effektive Verankerungslänge  $h'_{ef}$  für Siebhülsen gemäß Bild 2.30 nach Gleichung (2.33).



**Bild 2.30:** Bestimmung der effektiven Verankerungslänge in Vollsteinen (Meyer (2006))

$$h'_{ef} = h_{ef} - h_R - h_{Se} \quad [\text{mm}] \quad (2.33)$$

$h_{ef}$ ,  $h_R$ ,  $h_{Se}$  nach Bild 2.30 [mm]

#### 2.3.2.3.2 Lochstein

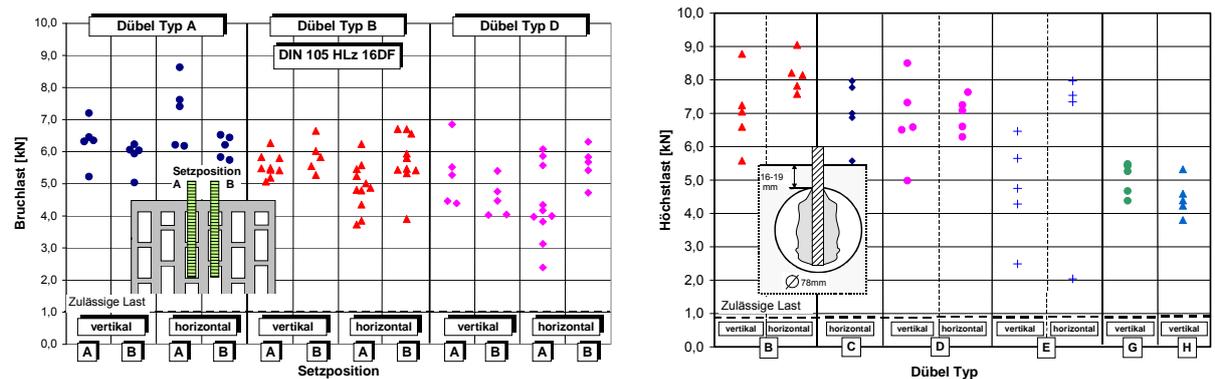
In Lochsteinen ist die Tiefe eines Ausbruchkegels bzw. die zur Haftung des Mörtels zur Verfügung stehende Verbundfläche von der Dicke und Anzahl der im Verankerungsbereich vorhandenen Stege abhängig. In Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000) wurde der Einfluss der Parameter Stegdicke, Setzposition und Setzrichtung in Kalksandlochsteinen, Hochlochziegeln und Leichtbetonhohlblocksteinen auf die Bruchlast von verschiedenen Dübeltypen anhand von zentrischen Zugversuchen überprüft. Die Ergebnisse sind in den Diagrammen in Bild 2.31 a – d zusammengefasst.

Bei der Setzrichtung wird zwischen vertikal und horizontal unterschieden, um das Fließverhalten des Mörtels zu berücksichtigen. In Laborversuchen wird häufig in liegenden Steinen, also vertikal nach unten, gesetzt, während in der Praxis Befestigungen horizontal erstellt werden. Nach den Untersuchungen hat die Setzrichtung keinen Einfluss auf die Höchstlast.

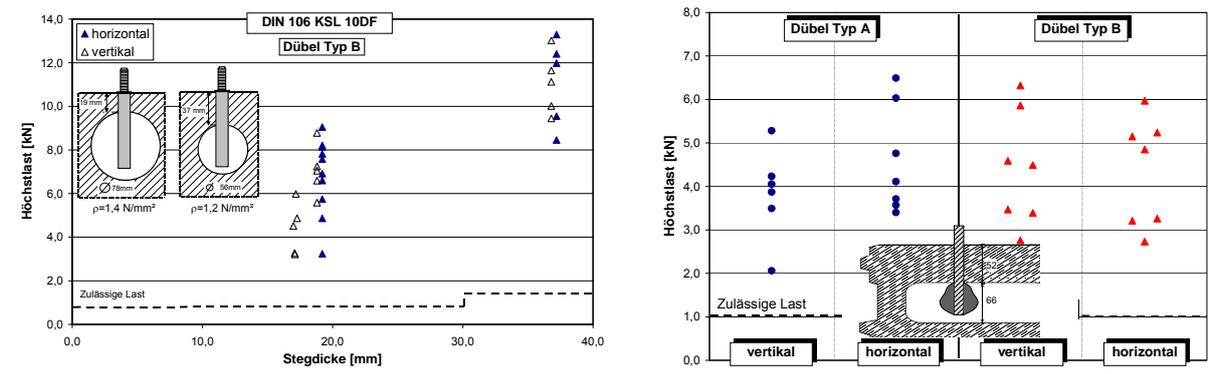
In Hochlochziegeln wechseln sich häufig Kammern unterschiedlicher Tiefe ab. Für eine Verankerung wird deshalb nach Bild 2.31 a in die Setzpositionen A mit einer langen Außenkammer und B mit einer kurzen Außenkammer unterschieden. Die Bohrlöcher wurden im Hammergang erstellt. Die Höchstlasten hängen durch die unterschiedliche Ausbildung des Mörtelpfropfens leicht vom Dübeltyp ab. Ein Einfluss der Setzposition ist nicht erkennbar.

Das Tragverhalten in Kalksandlochsteinen ist ähnlich wie in Hochlochziegeln. Die Versuche in Bild 2.31 b sind in Steinen ähnlicher Druckfestigkeit und Aussenstegdicke mit im Drehbohrverfahren erstellten Bohrlöchern, in Bild 2.31 c in Steinen ähnlicher Druckfestigkeit aber leicht unterschiedlicher Rohdichte und variiertes Aussenstegdicke mit unterschiedlichen Bohrverfahren durchgeführt worden. Die Höchstlasten steigen für das jeweilige Dübelssystem mit einer Erhöhung der Steifigkeit und der Stegdicke an. Bei dickem Außensteg kam es zu einer Änderung des Versagens von Steinausbruch zu einem Abscheren des Mörtelpfropfens am Stein oder einem Herausziehen der Gewindestange aus dem Mörtel.

Die Höchstlasten der zwei Dübeltypen in Leichtbetonhohlblocksteinen in Bild 2.31 d lassen keinen Produkteinfluss erkennen. Die Versagenslasten sind im Vergleich zu den Kalksandlochsteinen aufgrund der geringeren Steifigkeit wesentlich niedriger.



a) HLZ 12-0,9-16DF nach DIN 105; Dreh- und Hammerbohren      b) KSL 12-1,2-10DF nach DIN 106; Drehbohren



c) KSL 12-10DF nach DIN 106; Dreh- und Hammerbohren      d) 1K Hbl 4-0,9-12DF n. DIN 18152; Drehbohren

**Bild 2.31:** Höchstlasten von Injektionsdübelssystemen mit variiertes Setzrichtung in verschiedenen Steinen (nach Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000))

Um die unterschiedlichen Steingeometrien zu berücksichtigen, schlägt Meyer (2006) neben der Berücksichtigung der Siebhülseausbildung wie bei Vollsteinen eine lochbildabhängige effektive Verankerungslänge  $h'_{ef}$  gemäß Bild 2.32 vor. Hierzu wird eine

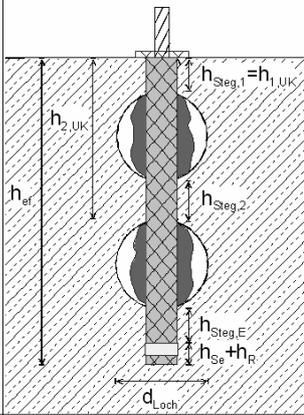
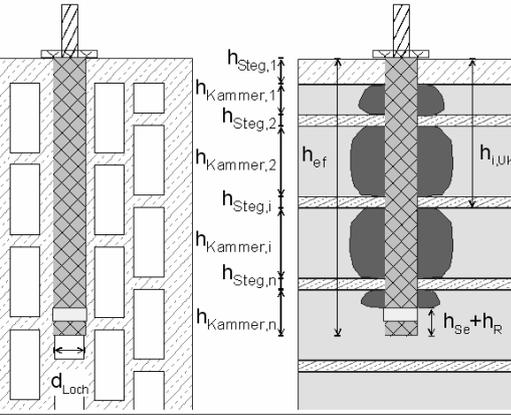
Einteilung der unterschiedlichen Steine in Abhängigkeit der Lochgeometrie und der Art der Lastübertragung vorgenommen.

Die Kategorien 1 und 2 unterscheiden zwischen großen und schmalen Löchern bzw. Kammern im Stein in Bezug auf den Bohrlochdurchmesser. In großen Löchern kann sich im Stein ein vollständiger Mörtelpfropfen ausbilden während in kleinen Löchern im Idealfall eine Verklebung mit dem Stein stattfindet.

Neben den Hohlraumabmessungen des Steins ist die Bestimmung der effektiven Verankerungslänge  $h'_{ef}$  vom Tragmechanismus abhängig, bei dem es zwei Fälle zu unterscheiden gibt:

In Fall (a), der für die Steinkategorie 1 und 2 gilt, sind die Stege mörtel hinterfüllt und die Lastübertragung erfolgt über Formschluss und Verbund. Die effektive Verankerungslänge  $h'_{ef}$  ergibt sich aus der Summe der Dicken der hinterfüllten Stege. Dabei darf der letzte Steg nur angesetzt werden, wenn die Hinterfüllungslänge mindestens der Stegdicke entspricht, um ein vorzeitiges Abscheren des Pfropfens zu vermeiden.

In Fall (b) liegen entlang der Verankerungstiefe weitere Bereiche vor, in denen die Lasteinleitung ausschließlich über Verbund erfolgt. Die Qualität des Verbundes ist von zahlreichen Parametern, wie z. B. Bohrlochreinigung und Steifeuchte, abhängig und muss durch entsprechende Maßnahmen gewährleistet sein. In der Steinkategorie 1 erhöht sich die effektive Verankerungslänge um die Verbundlänge  $h_{Steg,E}$  im letzten Innensteg am Hülsenende. Für Steine der Kategorie 2 werden die Längen aller durchbohrten Kammern zur Hälfte angesetzt, da der Mörtel in den Kammern nur an zwei Seiten der Hohlräume anhaftet.

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

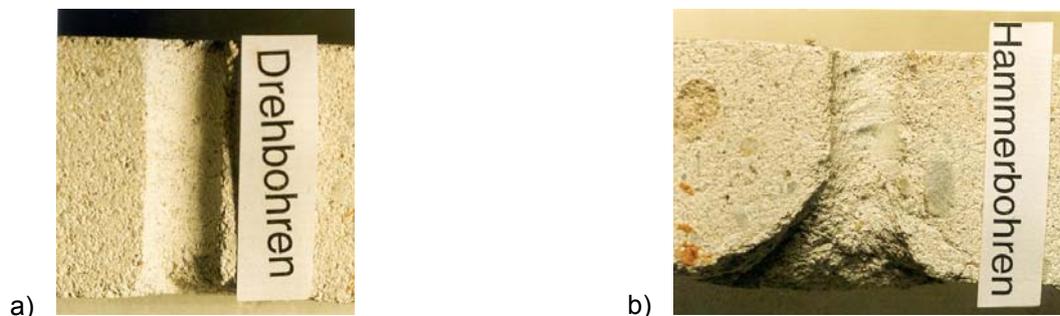
**Bild 2.32:** Bestimmung der effektiven Verankerungslänge in Lochsteinen nach Meyer (2006)

### 2.3.2.3.3 Einflüsse aus Montage

Auch bei Verankerungen in Mauerwerk kommt der Montage eine sehr hohe Bedeutung zu. In den Zulassungen ist eine Bohrlochreinigung lediglich für Vollsteine vorgeschrieben, bei Lochsteinen wird auf die Bildung der Hinterschneidung durch den austretenden Mörtel vertraut, wobei hier die Tragfähigkeiten bei Anwendung von Schlag- oder Hammerbohrverfahren gegenüber dem Drehbohren verringert sind.

### Bohrverfahren

Das Bohrverfahren hat einen Einfluss auf die Schädigung der Stege bei Lochsteinen und damit auf das Tragverhalten. In der Praxis wird aus Wirtschaftlichkeitsgründen die Bohrlocherstellung meist im Hammerbohrverfahren erstellt. In Bild 2.33 sind Querschnitte von Bohrlöchern in Kalksandlochsteinen dargestellt, die im Dreh- und Hammerbohrverfahren erstellt wurden.

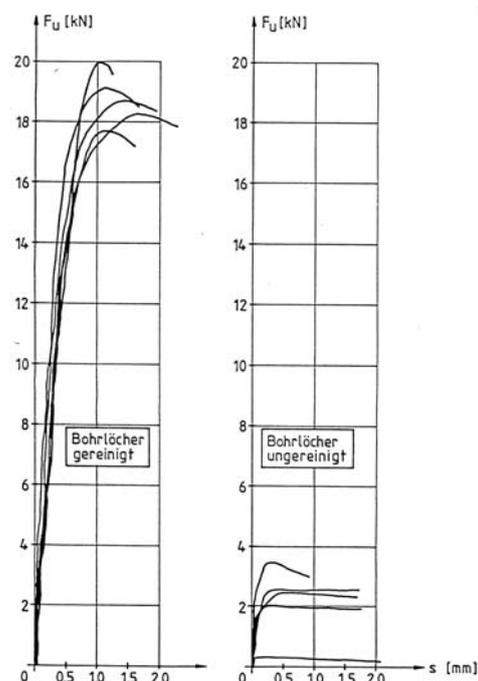


**Bild 2.33:** Bohrlöcher in KSL 12-1,4-10DF (Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000))

Deutlich zu erkennen ist der trichterförmige Ausbruchkegel an der Austrittsstelle des Bohrers beim Hammerbohren gegenüber einer nahezu zylinderförmigen Bohrausbildung beim reinen Drehbohren. Ähnliche Schädigungsbilder ergeben sich nach Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000) auch in Hochlochziegeln und Leichtbetonhohlblocksteinen. Das Hammerbohren kann die verbleibende Stegdicke bei dünnen Außenstegen erheblich reduzieren und auch Schädigungen im Gefüge des Steins verursachen. Nach Eligehausen/ Pregartner/ Weber (1999) nehmen die Höchstlasten in Lochstein bei Verwendung des Hammerbohrverfahrens stark ab. Meyer (2006) berichtet von Traglastminderungen von 30% bis 50% bei Anwendung des Hammerbohrverfahrens. Diese Reduktion beruht auf der Verminderung der Außenstegdicke. In den bauaufsichtlichen Zulassungen sind für das Hammerbohrverfahren entsprechende Abminderungen der charakteristischen Tragfähigkeit angegeben.

### Bohrlochreinigung

Der Einfluss der Bohrlochreinigung kann sich bei Mauersteinen noch stärker als in Beton auswirken, wie Untersuchungen von Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000) und Schild (2002) zeigen. In Bild 2.34 sind die Auszugslasten des gleichen Injektionsdübels in gereinigten und ungereinigten Bohrlöchern von Kalksandvollsteinen dargestellt. Bei guter Reinigung (wiederholtes Ausblasen und Ausbürsten des Bohrloches) ergeben sich sehr hohe Ausziehlasten ( $\sim 19$  kN), während bei fehlender Reinigung die Lasten unter die Werte nach Zulassung fallen können (ca. 0,3 kN). Durch die Bestückung der Siebhülse mit



**Bild 2.34:** Einfluss der Bohrlochreinigung auf das Last-Verschiebungsverhalten eines Injektionsdübels in Kalksandvollsteinen (Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000))

einem Reinigungselement kann der Einfluss der Reinigung auf die Traglasten wesentlich verringert werden. Meyer (2006) stellt in Versuchen in Kalksandsteinen fest, dass die Ausbildung des Reinigungselementes der Siebhülse einen großen Einfluss auf die Auszuglasten in ungereinigten Bohrlöchern hat. Deshalb sollte das Bohrloch auch in Lochsteinen gründlich gereinigt werden, falls beim Bohren keine Hohlräume angeschnitten werden.

### 2.3.3 Berechnung der Tragfähigkeit nach Meyer (2006)

In Meyer (2006) werden für die in Bild 2.22 beschriebenen Versagensarten des Ankergrundes und des Dübel-systems bis auf die Versagensart Spalten Berechnungsansätze vorgeschlagen, die im Folgenden vorgestellt werden. Die Bruchlast bei Stahlversagen der Ankerstange wird nach Abschnitt 2.1.3.1 berechnet.

#### 2.3.3.1 Durchziehen der Ankerstange aus dem Mörtel

Bei der Versagensart Durchziehen der Ankerstange aus dem Mörtel kann analog zur Bemessung in Beton vorgegangen werden. Die Berechnung erfolgt für alle Steinarten nach Gleichung (2.34), wobei zu beachten ist, dass die Verankerungstiefe  $h_{ef}$  zu verwenden ist. Die Verbundfestigkeit  $\tau_{u,1}$  kann aus Versuchen mit enger Abstützung ermittelt werden. Sie ist näherungsweise unabhängig von der Steinart.

$$N_{u,1}^0 = \tau_{u,1} \cdot \pi \cdot d_s \cdot h_{ef} \quad [N] \quad (2.34)$$

mit:

$\tau_{u,1}$  = mittlere Verbundfestigkeit (produktabhängig) zwischen Ankerstange und Mörtel aus Versuchen [N/mm<sup>2</sup>]

$d_s$  = Ankerstangendurchmesser [mm]

$h_{ef}$  = Verankerungstiefe [mm]

#### 2.3.3.2 Verbundversagen

Die Berechnung der Traglast bei Verbundversagen von Injektionsdübeln in Mauerwerk erfolgt nach Gleichung (2.35). Sie ähnelt der Berechnung bei Verbundversagen in Beton, allerdings sind der Bohrlochnendurchmesser und die effektive Verankerungslänge  $h'_{ef}$  zu verwenden. Die Verbundfestigkeit  $\tau_{u,2}$  ist aus Versuchen mit weiter Abstützung in Steinen niedriger Druckfestigkeit zu ermitteln. Der Faktor  $\psi_{St}$  berücksichtigt die tatsächliche Festigkeit eines Steins.

$$N_{u,2}^0 = \tau_{u,2} \cdot \pi \cdot d_B \cdot h'_{ef} \cdot \psi_{St} \quad [N] \quad (2.35)$$

mit:

$\tau_{u,2}$  = mittlere Verbundfestigkeit (produktabhängig) zwischen Mörtel und Ankergrund aus Versuchen in Vollstein mit  $\beta_{St,nenn}$  [N/mm<sup>2</sup>]

$d_B$  = Bohrlochnendurchmesser [mm]

$h'_{ef}$  = effektive Verankerungslänge nach Bild 2.32 [mm]

$$\psi_{St} = \left( \frac{\beta_{St,vorh}}{\beta_{St,nenn}} \right)^n \quad [-] \quad (2.36)$$

mit:

$\beta_{St,vorh}$  = vorhandene Steindruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$\beta_{St,nenn}$  = Steindruckfestigkeit in Referenzversuchen zur Bestimmung von  $\tau_{u,2}$  [N/mm<sup>2</sup>]

$n$  = 0,45 für Kalksandstein und Hochlochziegel  
0,20 für Leichtbetonsteine

### 2.3.3.3 Abscheren des Mörtelpfropfens bei Lochsteinen

In Lochsteinen wirkt neben dem Tragmechanismus Verbund zusätzlich der Mörtelpfropfen in den Hohlkammern als formschlüssige Hinterschneidung der Stege. Bei geringen Verbundfestigkeiten in den Stegbereichen wird die Last auf den Mörtelpfropfen umgelagert. Daher ist hier zusätzlich das Herausziehen des ganzen Dübels durch Abscheren des Mörtelpfropfens an der Bohrlochwandung nach Gleichung (2.37) zu berücksichtigen. Die Mörtelscherfestigkeit  $\tau_{u,M}$  kann aus Versuchen mit enger Abstützung in Kalksandlochstein mit großen Stegdicken ermittelt werden.

$$N_{u,M}^0 = \tau_{u,M} \cdot \pi \cdot d_B \cdot (h_{ef} - h_{Steg}) \quad [N] \quad (2.37)$$

mit:

$\tau_{u,M}$  = mittlere Mörtelscherfestigkeit (produktabhängig) aus Versuchen  
[N/mm<sup>2</sup>]

$d_B$  = Bohrlochnennendurchmesser [mm]

$h_{ef}$  = effektive Verankerungstiefe [mm]

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

### 2.3.3.4 Versagen durch Steinauszug aus dem Verband

Das Versagen durch Steinauszug ist vom Dübeltyp unabhängig und wird weitgehend vom Steinformat beeinflusst. Die charakteristische Traglast berechnet sich nach Gleichung (2.38). Dabei wird für die Bemessung angenommen, dass die Stoßfugen unvermörtelt sind und die Druckspannungen im Mauerwerk orthogonal zur Lagerfuge auf der sicheren Seite zu vernachlässigen sind, so dass sich die charakteristische Schubfestigkeit  $f_{vk}$  aus der halben Haftscherfestigkeit  $f_{vko}$  ergibt. Für die Haftscherfestigkeit  $f_{vko}$  wird die ungünstigste Mörteldruckfestigkeitsklasse M1 bis M2 nach EC 6 zugrunde gelegt.

$$N_{Rk,St} = f_{vk} \cdot A_{Scher} = 0,05 \cdot A_{Scher} \quad [N] \quad (2.38)$$

mit:

$f_{vk}$  = 0,5 ·  $f_{vko}$  charakteristische Schubfestigkeit des Mörtels in den Mauerwerksfugen [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{vko}$  = 0,1 N/mm<sup>2</sup> charakteristische Haftscherfestigkeit ohne Auflast bei Verwendung von Normalmörtel [N/mm<sup>2</sup>]

$A_{Scher}$  = Scherfläche des Steines (entspricht zweifacher Lagerfläche) [mm<sup>2</sup>]

### 2.3.3.5 Steinausbruch

Aus den in den vorausgehenden Abschnitten erläuterten Einflüssen ergeben sich die Berechnungsgleichungen für die mittleren Höchstlasten für die Kalksand-, Leichtbeton- und Ziegelsteine nach Gleichung (2.39) bis (2.41). Die Bemessung erfolgt unter Berücksichtigung der effektiven Verankerungslänge analog für Voll- und Lochsteine.

$$N_{u,c}^0 = 2,3 \cdot \beta_{St,net} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad [N] \quad \text{Kalksandsteine} \quad (2.39)$$

$$N_{u,c}^0 = 10,0 \cdot \beta_{St,net}^{0,3} \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \rho_{net}^{0,5} \quad [N] \quad \text{Leichtbetonsteine} \quad (2.40)$$

$$N_{u,c}^0 = 18,0 \cdot \beta_{St,net}^{0,5} \cdot h_{ef}' \quad [N] \quad \text{Ziegelsteine} \quad (2.41)$$

mit

$\beta_{St,net}$  = Netto-Steindruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$h_{ef}'$  = effektive Verankerungslänge [mm]

$\rho_{\text{net}}$  = Netto-Trockenrohdichte des Steines [kg/dm<sup>3</sup>]

### 2.3.3.6 Randnahe Dübel und Dübelgruppen

In Mauerwerk müssen nicht nur Bauteilränder, sondern auch unvermörtelte Stoßfugen als freie Ränder betrachtet werden. Die Versagenslasten von randnahen Dübeln und Dübelgruppen in Mauerwerk aus Voll- und Lochsteinen werden gut durch ein Verfahren aus einem Entwurf der *CEN (2004)* (Anmerkung: Hier nach Draft Edition August 2004) wiedergegeben, wobei der Faktor  $\psi_{s,N}$  nicht erforderlich ist. Die mittlere Traglast von randnahen Einzeldübeln und Dübelgruppen berechnet sich demzufolge nach Gleichung (2.42).

$$N_{u,c} = N_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{g,N} \quad [\text{N}] \quad \text{Höchstlast für randnahe Dübel bzw. einer Dübelgruppe} \quad (2.42)$$

mit:

$N_{u,c}^0$  = Traglast für Einzeldübel in der Fläche [N]

$A_{c,N}$  = vorhandene projizierte Fläche der Gesamtbefestigung auf der Steinoberfläche. Sie wird begrenzt durch die Überschneidung der einzelnen projizierten Flächen benachbarter Befestigungen (für  $s < s_{cr,N}$ ) sowie durch Bauteilränder (für  $c < c_{cr,N}$ ). [mm<sup>2</sup>]

$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2$  ideale projizierte Fläche eines Einzeldübeln [mm<sup>2</sup>]

$s_{cr,N} = 2 \cdot c_{cr,N}$  charakteristischer Achsabstand [mm]

$c_{cr,N}$  = charakteristischer Randabstand in Abhängigkeit der Versagensart

$$= \begin{cases} 10 \cdot d_B \cdot \left( \frac{\tau_{u,m}}{10} \right)^{2/3} & \text{Herausziehen} \\ 1,5 \cdot h_{ef} & \text{Steinausbruch} \end{cases} \quad [\text{mm}]$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 + \frac{s}{s_{cr,Np}} \cdot (1 - \psi_{g,Np}^0) \geq 1,0 \quad [-] \quad \text{Faktor zur Berücksichtigung der wirksamen Verbundfläche einer Gruppe} \quad (2.43)$$

mit:

$$\psi_{g,Np}^0 = n^\alpha \quad [-] \quad \text{und} \quad \alpha = 0,7 \cdot \left( 1 - \frac{\tau_{u,m}}{\tau_{u,m,max}} \right) \leq 0,5 \quad [-]$$

$n$  = Anzahl der Dübel der Gruppe

$\tau_{u,m}$  = mittlere Verbundfestigkeit des Einzeldübeln ermittelt an Zugversuchen mit weiter Abstützung [N/mm<sup>2</sup>]

$\tau_{u,m,max}$  = rechnerisch maximal nutzbare Verbundfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

Unter der Annahme, dass die formschlüssige Hinterfüllung nach Versagen des Verbundes einen Ausbruch erzeugen kann, kann man Gleichung (2.35) (Verbund) abhängig von der Steinart mit den Gleichungen (2.39), (2.40) bzw. (2.41) für Steinausbruch gleichsetzen und erhält durch auflösen nach der Verbundspannung Gleichung (2.44), (2.45) bzw. (2.46). Diese stellt die kritische Verbundspannung dar, ab der ein vollständiger Ausbruchkegel alleine durch Verbundwirkung zwischen Mörtel und Ankergrund erzielt werden kann.

$$\tau_{u,m,max} = 2,3 \cdot \frac{\beta_{St,net} \cdot h_{ef}^{0,5}}{\pi \cdot d_B} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{für Kalksandlochstein} \quad (2.44)$$

$$\tau_{u,m,\max} = 10,0 \cdot \frac{\beta_{\text{St,net}}^{0,3} \cdot h'_{\text{ef}}{}^{0,5} \cdot \rho_{\text{net}}{}^{0,5}}{\pi \cdot d_{\text{B}}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{für Leichtbetonhohlblöcke} \quad (2.45)$$

$$\tau_{u,m,\max} = 18,0 \cdot \frac{\beta_{\text{St,net}}^{0,5}}{\pi \cdot d_{\text{B}}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{für Hochlochziegel} \quad (2.46)$$

mit:

$h'_{\text{ef}}$  = effektive Verankerungslänge [mm]

$d_{\text{B}}$  = Bohrlochnennendurchmesser [mm]

$\beta_{\text{St,net}}$  = Netto-Steindruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$\rho_{\text{net}}$  = Netto-Trockenrohdichte des Steines [kg/dm<sup>3</sup>]

Im Gegensatz zu den obigen Ausführungen ist es in der Praxis sinnvoller, die Bruttowerte der Steindruckfestigkeit und der Steinrohdichte der Mauersteine anzusetzen. Dieses Vorgehen liegt auf der sicheren Seite.

## 2.4 Eingemörtelte Befestigungen in Mauerwerk unter Querlast

Zu Injektionsdübeln in Mauerwerk unter Querbelastung gibt es sehr wenige Untersuchungen, Bemessungsansätze für Verankerungen in der Fläche gibt es bisher keine. Einzelne Serien wurden von verschiedenen Autoren beschrieben und der Großteil der Versuche im Rahmen von Zulassungsverfahren durchgeführt. Da die Versuche meist in Einzelsteinen gesetzt waren und deshalb häufig Spalten auftrat, war keine weitere Laststeigerung mehr möglich und die Durchführung musste vorzeitig abgebrochen werden. Damit werden die Bedingungen im Mauerwerksverband nicht richtig abgebildet und geringere Höchstlasten erreicht.

Im Folgenden wird auf die Untersuchungen von *Schild (2002)* eingegangen. Er untersuchte neben Befestigungen unter Querlast auch das Tragverhalten unter Zug- und Schrägzugbeanspruchung unter ansonsten gleichen Bedingungen.

Weiterhin werden die Regelungen für Verankerungen von Ankerdornen mit Mauer-  
mörteln nach *DIN 15646-3* erläutert.

### 2.4.1 Untersuchungen von *Schild*

*Schild (2002)* untersuchte in seiner Arbeit den Einfluss des Angriffswinkels zwischen Last und Dübelachse bei Injektionsdübeln mit Siebhülse in Hochlochziegeln und Kalksandlochsteinen unter zentrischer Zug-, Schrägzug- und Querlastbeanspruchung. Bei einer Schrägzugbeanspruchung greift die Last unter einem Winkel zwischen 0° und 90° zur Dübellängsachse an. Sie stellt damit eine Kombination aus Zug- und Querlastbeanspruchung dar (s. auch Abschnitte 4.1 und 8). In Bild 2.35 sind die Höchstlasten für verschieden Versuchsserien dargestellt. Das Versagen trat bei den Zugversuchen durch Herausziehen der Ankerstange aus der Siebhülse auf.

Bei Schrägzugbeanspruchung unter 45° zur Dübelachse versagten die Kalksandsteine durch Schrägstellen des Ankers kombiniert mit einem Ausbruch, da hier der Dübel nur im Außensteg verankerte. In den Hochlochziegel erfolgte unter Schrägzug die Bildung eines Ausbruchkörpers, vornehmlich auf der lastabgewandten Seite.

Bei reiner Querbelastung wurde der Außensteg vor dem Dübel plastisch deformiert, wobei die Breite der Eindrückung etwa dem Bohrlochdurchmesser entspricht.

Die Lasten steigen mit zunehmendem Winkel an, wobei bei den Hochlochziegel unter reiner Querlast ungefähr die doppelte, in Kalksandsteinen fast die dreifache mittlere Höchstlast des entsprechenden Zuglastversuches erreicht wird.

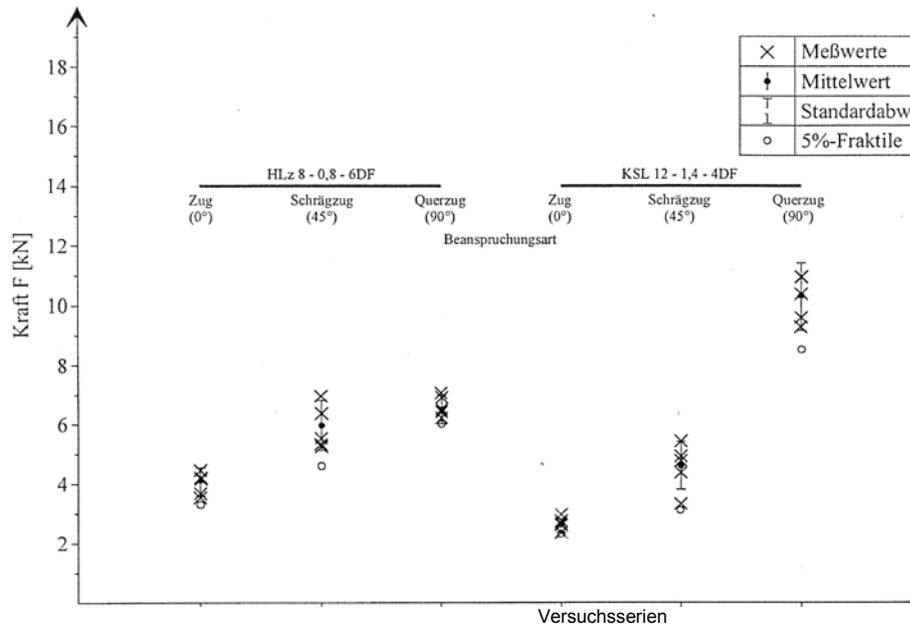
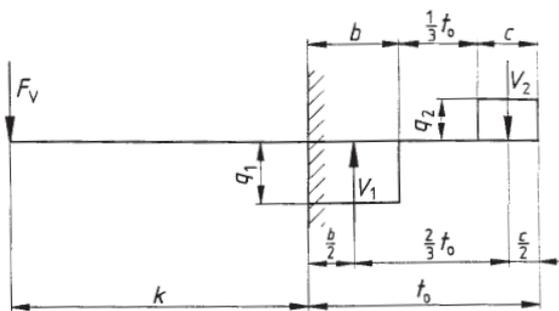


Bild 2.35: Einfluss des Lastangriffswinkels auf die Tragfähigkeit (Schild (2002))

### 2.4.2 Bemessung von Mauerankern nach DIN 18516-3

Die DIN 18516-3 enthält Regelungen zur Befestigung von Außenwandbekleidungen mit Ankerdornen, die mit Mauermörtel gesetzt werden. Zur Bemessung der Anker und der resultierenden Spannungen im Mörtel werden vereinfachend rechteckige Spannungsblöcke nach Bild 2.36 im Untergrund angenommen, wobei für die rechnerische Einbindetiefe  $t_0$  maximal die 6-fache Steghöhe des Ankerdorns angesetzt werden darf. Die zulässigen Spannungen sind vom Verankerungsgrund abhängig und in der Norm angegeben.



Begrenzung für  $q_2$ , bezogen auf die Steglänge  
 $q_1 \geq q_2$

wobei  $q_1 = V_1/b$ ;  $q_2 = V_2/c$ ;

$b$  rechnerische Auflagerlänge bei  $V_1$   
 $c$  rechnerische Auflagerlänge bei  $V_2$   
 $F_V$  rechnerisch angreifende Vertikalkraft  
 $k$  Ankerkraglänge  
 $t_0$  Ankereinbindetiefe  
 $V_1$  und  $V_2$  Auflagerkräfte im Verankerungsgrund  
 $q_1$  und  $q_2$  Querkräfte

Bild 2.36: Ermittlung der Auflagerkräfte im Ankergrund nach DIN 18516-3

### 2.5 Bemessung von Injektionsdübeln in Mauerwerk nach ETAG 029

Die ETAG 029 (2010) gilt für Injektionsdübel ab Gewindestangengrößen M6 mit Verankerungstiefen ab 50 mm Mauerwerk und 100 mm Wandstärke. Im Anhang C wird beim Bemessungsverfahren A nach Lastrichtungen und Versagensarten unterschieden. Dort finden sich auch Angaben zu Durchmesser und Beschaffenheit des Anbauteiles. Im Folgenden werden das Sicherheitskonzept und die für diese Arbeit wichtigen Tragfähigkeitsnachweise kurz dargestellt.

### 2.5.1 Sicherheitskonzept

Die Bemessung von Injektionsdübeln in Mauerwerk gemäß *ETAG 029* folgt nach den Vorgaben im Eurocode 0 (s. *EC 0*) einem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ist dabei nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Einwirkungen  $S_d$  stets kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Bauteilwiderstandes  $R_d$  ist (Gleichung (2.47)). Die Bemessungswerte werden auf der Einwirkungsseite durch Multiplikation von repräsentativen Werten der Einwirkungen mit Teilsicherheitsbeiwerten und Bildung verschiedener möglicher Einwirkungskombinationen und auf der Bauteilseite durch Division des charakteristischen Wertes des Bauteilwiderstandes  $R_k$  mit dem partiellen Sicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  (Gleichung (2.48)) berechnet.

In Deutschland werden die Einwirkungen im Wesentlichen nach *DIN 1055-100* und den entsprechenden Teilen 1 bis 10 für die jeweiligen Einwirkungen bestimmt, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll. Fehlen Regelungen, so gilt *EC 1 (2002)*.

$$S_d \leq R_d \quad (2.47)$$

$$R_d \leq R_k / \gamma_M \quad (2.48)$$

mit:

$S_d$  = Bemessungswert der Einwirkungen

$R_d$  = Bemessungswert des Bauteilwiderstandes

$R_k$  = Charakteristische Wert des Bauteilwiderstandes

$\gamma_M$  = Teilsicherheitsbeiwert für das Bauteil

Bei den Teilsicherheitsbeiwerten für das Bauteil werden nach *ETAG 029* für die verschiedenen Versagensarten und Materialien unterschiedliche Werte angegeben.

Für Injektionsdübel gilt bei Versagen des Ankerstahles unter Zugbelastung:

$$\gamma_{Ms} = \frac{1,2}{f_{yk}/f_{uk}} \geq 1,4 \quad (2.49)$$

und unter Querkraftbelastung ohne (Abscheren) oder mit Hebelarm (Biegeversagen):

$$\gamma_{Ms} = \begin{cases} \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1,25 & \text{für } f_{uk} \leq 800 \text{ N/mm}^2 \text{ und } f_{yk}/f_{uk} \leq 0,8, \\ 1,5 & \text{für } f_{uk} > 800 \text{ N/mm}^2 \text{ oder } f_{yk}/f_{uk} > 0,8 \end{cases} \quad (2.50)$$

Bei Versagen des Dübels im Mauerwerk gilt:

$$\begin{aligned} \gamma_{MAAC} &= 2,0 && \text{für Anwendungen in Mauerwerk aus Porenbetonsteinen} \\ \gamma_{Mm} &= 2,5 && \text{für Anwendungen in allen anderen Steinarten.} \end{aligned} \quad (2.51)$$

### 2.5.2 Tragwiderstand bei zentrischem Zug

Bei zentrisch belasteten Dübeln sind Nachweise gegen Versagen durch Stahlbruch, Herausziehen des Dübels, Steinausbruch, Herausziehen eines Steines aus dem Verband und Einflüsse von Rändern zu führen. Die charakteristische Last bei Stahlzugversagen berechnet sich wie für Beton nach Gleichung (2.1).

#### 2.5.2.1 Herausziehen des Dübels und Steinausbruch

Die Lasten für Herausziehen des Dübels  $N_{Rk,p}$  und Steinausbruch  $N_{Rk,b}$  werden aus Versuchen für einen bestimmten Stein ermittelt und sind den gültigen Zulassungen zu entnehmen. Alternativ müssen sie durch Bauwerksversuche nach Anhang B ermittelt werden. Sind die Stoßfugen in einer Wand nicht sichtbar oder nicht vollvermörtelt und die Mindestrandabstände  $c_{min}$  zu diesen Fugen nicht eingehalten, so sind die Werte mit einem Fugenfaktor  $\alpha_j = 0,75$  zu reduzieren. Für Zweifachbefestigungen wird die Steinausbruchlast mit Gleichung (2.52) berechnet, bei Vierfachbefestigungen muss der Einflussfaktor für beide Richtungen ermittelt und multipliziert werden.

$$N_{Rk,b}^g = \left(1 + s/s_{cr,N}\right) \cdot N_{Rk,b} \leq 2 \cdot N_{Rk,b} \quad [N] \quad (2.52)$$

mit:

$s$  = vorhandener Achsabstand

$s_{cr,N}$  = kritischer Achsabstand [mm]

$$= \begin{cases} 20 \cdot d_b & \text{in Voll- und Porenbetonsteinen} \\ \text{Steinlänge } l_{unit} \text{ (aus Zulassung)} & \text{in Lochsteinen} \\ s_{cr,test} \text{ (ermittelt in Zulassung)} & \text{in allen Steinarten} \end{cases}$$

Der vorhandene Achsabstand sollte die in der Zulassung angegebenen Werte nicht unterschreiten. Kritische Abstände zwischen Dübeln und zum Rand sind nach aktueller Erfahrung definiert zu:

$s_{min} = c_{min} \geq 50 \text{ mm} \geq 3 \cdot d_0$  für Vollsteine und

$s_{min} = c_{min} \geq 100 \text{ mm} \geq 6 \cdot d_0$  für Lochsteine.

#### 2.5.2.2 Herausziehen eines Steines aus dem Verband

Die charakteristische Tragfähigkeit bei Steinauszug  $N_{Rk,pb}$  berechnet sich wie folgt:

$$N_{Rk,pb} = \begin{cases} 2 \cdot l_{unit} \cdot b_{unit} \cdot (0,5 \cdot f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d) & \text{für unvermörtelte Stoßfugen} \\ 2 \cdot l_{unit} \cdot b_{unit} \cdot (0,5 \cdot f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d) + l_{unit} \cdot h_{unit} \cdot f_{vko} & \text{für verm. Stoßf.} \end{cases} \quad [N] \quad (2.53)$$

mit:

$l_{unit}/ b_{unit}/ h_{unit}$  = Länge/ Breite/ Höhe eines Steines [mm]

$\sigma_d$  = Bemessungswert der Druckspannung senkrecht zur Scherbelastung [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{vko}$  = char. Haftscherfestigkeit von Normalmörtel ohne Auflast nach EC 6, Tabelle 3.4

### 2.5.3 Tragwiderstand bei Querlast

Für querbelastete Befestigungen ohne Hebelarm sind Nachweise gegen Abscheren des Stahles der Ankerstange, lokales Versagen des Steines und Steinkantenbruch gefordert. Der Nachweis für Gruppenbefestigungen hingegen ist nicht geregelt. Die charakteristischen Lasten bei lokalem Versagen des Steines werden über Versuche an den betreffenden Steinen in den Zulassungen ermittelt.

### 2.5.3.1 Abscheren des Stahls

Die charakteristischen Lasten für Abscheren des Ankerstahles berechnen sich analog der vereinfachten Berechnung nach *Eligehausen/ Mallée (2000)* für Beton mit einer Reduktion auf 5/6 der Mittelwerte (vgl. 2.2.3.1.1), so dass folgt:

$$V_{Rk,s} = \alpha \cdot A_s \cdot f_u \quad [N] \quad (2.54)$$

mit:

$$\alpha = 0,5$$

$A_s$  = Spannungsquerschnitt der Ankerstange

$f_u$  = vorhandene Stahlfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

Eine weitere Unterscheidung nach der Stahlart, wie dies im Bereich des Stahlbaues in DIN 18800 oder EC 3 für die Festigkeitsklasse 10.9 mit einem verringert  $\alpha$ -Wert angewendet wird, wird hier nicht getroffen.

### 2.5.3.2 Steinkantenbruch

Für die Berechnung von Steinkantenbruch bei Vollsteinen wird analog Gleichung (2.31) für Verankerungen in Beton vorgegangen. Die Berechnung erfolgt mit Gleichung (2.55). Der Vorfaktor  $k$  wurde gegenüber der Bemessung in Beton abgemindert. Hierdurch wird berücksichtigt, dass im Mauerwerk niedrigere Materialkennwerte (Bruchenergie, E-Modul, Zugfestigkeit) vorliegen. Für Lochsteine wird die Höchstlast auf 2,5 kN bei einem Mindestrandabstand von 100 mm beschränkt.

$$V_{Rk,c}^0 = k \cdot (h_{ef}/d_{nom})^{0,2} \cdot \sqrt{d_{nom}} \cdot \sqrt{\beta_{St}} \cdot c_1^{1,5} \quad [N] \quad (2.55)$$

mit:

$$k = \begin{cases} 0,25 & \text{bei Belastung zum freien Rand} \\ 0,45 & \text{bei Belastung parallel zum freien Rand} \end{cases} \quad [-]$$

$c_1$  = Abstand zum nächsten Rand in Lastrichtung [mm]

$d_{nom}$  = Außendurchmesser des Dübels [mm]

$\beta_{St}$  = Steindruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

## 2.5.4 Tragwiderstand bei Schrägzug

Bei kombinierter Belastung durch zentrische Zugkräfte und Querlasten wird eine trilineare Interaktion vorgeschlagen, bei der folgende Bedingungen zu erfüllen sind:

$$\beta_N \leq 1,0 \quad (2.56)$$

$$\beta_V \leq 1,0 \quad (2.57)$$

$$\beta_N + \beta_V \leq 1,2 \quad (2.58)$$

mit:

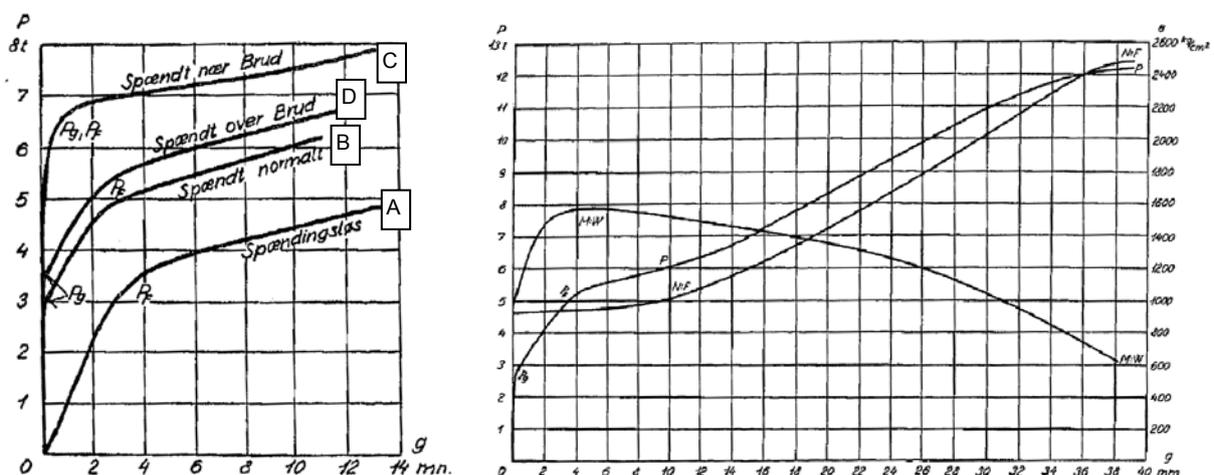
$\beta_N$  bzw.  $\beta_V$  als Verhältnis von Bemessungslast zu Bemessungswiderstand für reine Zug- bzw. reine Querlasten. Es ist immer der ungünstigste (größte) Verhältniswert zwischen Einwirkung und Widerstand für die verschiedenen Versagensarten zu wählen.

## 2.6 Stifförmige Verbindungsmittel im Holzbau unter Querlast

### 2.6.1 Theorie nach Johansen

In der Arbeit von *Johansen (1949)* wurde die Tragfähigkeit auf Abscheren von Holz-Holz-Verbindungen mit stifförmigen Verbindungsmitteln untersucht, die auch auf Stahlblech-Holzverbindungen übertragen werden kann. Die Tragfähigkeit ist danach durch das Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in mindestens einem der verbundenen Bauteile und unter bestimmten Voraussetzungen dem gleichzeitigen Auftreten von plastischen Gelenken im Verbindungsmittel begrenzt. Dabei werden verschiedene Versagensmechanismen in Fällen unterschieden, die abhängig von der Geometrie der Verbindung sowie den Eigenschaften der Materialien, insbesondere der Lochleibungsfestigkeit des Holzes sowie der plastischen Momententragfähigkeit des Verbindungsmittels sind. Maßgebend für eine Verbindung wird der geringste Tragwiderstand aus den einzelnen Versagensfällen.

In Bild 2.37 sind Versuchsergebnisse mit  $\frac{3}{4}$ "-Bolzen als zweischnittige Holz-Holz-Verbindung (Seitenhölzer  $2\frac{1}{2}$ "x5" und Mittelholz 5"x5") dargestellt. Das Bild 2.37 a zeigt den Einfluss der Vorspannung auf den Querlastverlauf bei (A) fehlender und (B) normaler Vorspannung bzw. bei Vorspannung nahe des Gewindeabscherens (C) und knapp darüber (D). Anhand der Kurve (B) kann man zwei charakteristische Werte bestimmen. Zunächst den Zeitpunkt des Verschiebungsbeginns bei der Last  $P_g$ , wenn die Reibkraft aufgrund der Vorspannung überwunden wird, und danach den Punkt  $P_F$ , ab dem der Stahl zu Fließen beginnt und sich die Last nur noch langsam steigert. Bei der größtmöglichen Vorspannung sind  $P_g$  und  $P_F$  weniger ausgeprägt und fallen zusammen. Unabhängig vom Vorspanngrad wurde in allen Versuchen die gleiche Höchstlast  $P_{max}$  erhalten. Mit einem speziellen Versuchsaufbau konnte neben der Querlast  $P$  auch die Biegespannung  $M/W$  und die Normalzugspannung  $N/F_{(Bolzen)}$  im Bolzen gemessen werden. Aus den Verläufen in Bild 2.37 b lässt sich über die Last  $P_g$  und der zugehörigen Normalkraft der Reibkoeffizient  $\mu$  zu ca. 0,6 bestimmen. Am Punkt  $P_g$  beginnt sich der Bolzen zu biegen und das Biegemoment  $M$  steigt an, während die Normalkraft im Bolzen nahezu konstant bleibt. Folglich verformt sich der Bolzen am Punkt  $P_F$  aufgrund des Biegeeinflusses und  $M$  beginnt langsam wieder abzufallen. Die Verformung hat derweil so weit zugenommen, dass die Normalkraft  $N$  durch die sich einstellende Seilwirkung ansteigt, bis bei  $P_{max}$  der ganze Bolzen zum Fließen kommt.

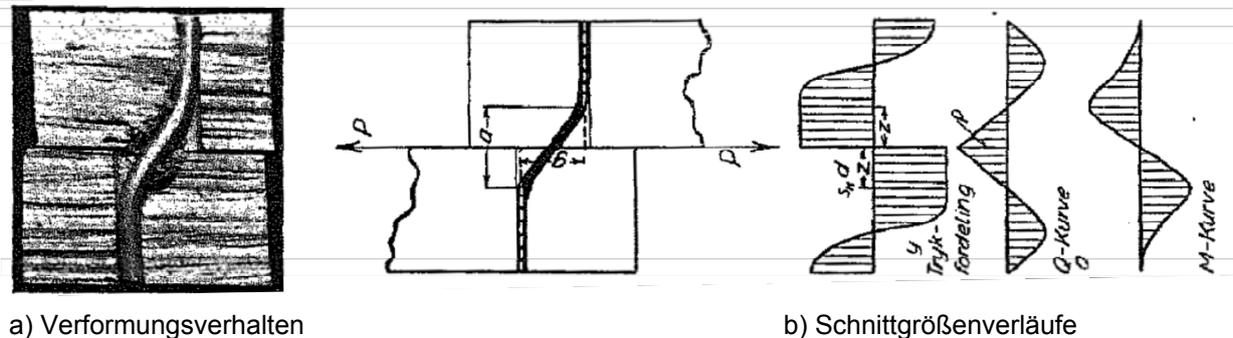


a) Einfluss der Bolzenvorspannung

b) Querlast-, Biegespannungs- und Normalspannungsverlauf

**Bild 2.37:** Tragverhalten zweischnittiger Holz-Holz-Bolzenverbindung (nach *Johansen (1949)*)

Für eine einschnittige Holz-Holz-Verbindung mit gleichen Querschnitten und Lochleibungsfestigkeiten sowie kleinem Bolzendurchmesser ergibt sich der Versagensfall nach Bild 2.38. Aus den Gleichgewichtsbedingungen lässt sich daraus für einen Stabdübel nach Gleichung (2.59) die Last bei Fließbeginn des Stahles  $P_F$  berechnen.



**Bild 2.38:** Einschnittige Holz-Holz-Verbindung (Johansen (1941))

Da sich bei Bolzen aufgrund der Längsdehnungsbehinderung durch den Kopf und die Mutter gegenüber einem Stabdübel eine Normalkraft im Bolzen entwickelt, wird bei der Berechnung der Höchstlast  $P_{\max}$  zur Last  $P_F$  noch ein Anteil aus der Reibung zwischen den Hölzern nach Gleichung (2.60) hinzuaddiert.

$$P_F = \sqrt{2 \cdot M_{Pl} \cdot s_H} \cdot d \quad [\text{N}] \quad (2.59)$$

$$P_{\max} = P_F + \mu \cdot f_y \cdot \pi/4 \cdot d^2 \quad [\text{N}] \quad (2.60)$$

mit:

$s_H$  = Lochleibungsfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$d$  = Bolzendurchmesser [mm]

$M_{Pl}$  = Fließmoment des Verbindungsmittels [Nmm]

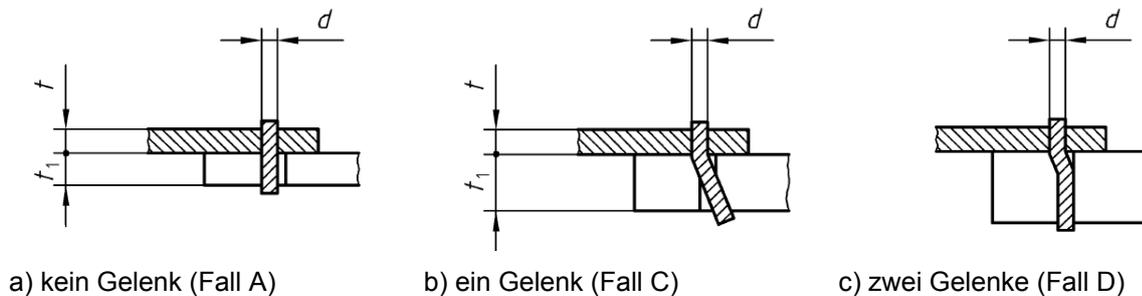
Die Bestimmung der Lochleibungsfestigkeit erfolgt nach *DIN EN 383*, wobei weitere Ausführungen zu den Versuchsvorrichtungen in *Rodd et al. (1987)* beschrieben sind. Das Vorgehen bei der Ermittlung des Fließmomentes für Nägel wird in *DIN EN 409* beschrieben, nach Untersuchungen von *Ehlbeck/ Werner (1992)* können damit jedoch ebenfalls Fließmomente von Bolzen und Stabdübeln ermittelt werden.

Aus den Versagensfällen von Johansen lassen sich Gleichungen für Stahlblech-Holz-Verbindungen ableiten. Für ein dickes Stahlblech, dessen Höhe mindestens dem Verbindungsmitteldurchmesser entsprechen muss, kann man dabei bei Einhaltung der Toleranzen für das Durchgangsloch davon ausgehen, dass das Verbindungsmittel im Anbauteil eingespannt ist und sich ein Fließgelenk in der Fuge ausbildet. Dünne Stahlbleche mit einer Höhe kleiner als der halbe Verbindungsmitteldurchmesser können eine Einspannung nicht gewährleisten, so dass hier von einer gelenkigen Lagerung im Anbauteil auszugehen ist.

Das Modell von Johansen wurde in den *EC 5* und die neue *DIN 1052* übernommen, von denen die Regelungen im *EC 5* im nächsten Abschnitt exemplarisch für ein dickes Stahlblech erläutert werden.

### 2.6.2 Regelungen im EC 5 und in DIN 1052 für Stahlblech-Holz-Verbindungen

Bei der Berechnung nach Eurocode 5 (EC 5) wird zunächst nur der Lastanteil  $P_F$  nach Johansen (1949) für die Berechnung zugrunde gelegt. Bei Passbolzen, Bolzen und Gewindestangen (mit Muttern) wird in den Fällen, bei denen eine Zuglast im Dübel auftreten kann, diese vereinfacht um ca. 10% erhöht. In Bild 2.39 sind alle drei möglichen Versagensmechanismen für eine Stahlblech-Holz-Verbindung mit dickem Blech ( $t \geq d$ ) dargestellt.



**Bild 2.39:** Versagensmechanismen einschnittiger Stahlblech-Holz-Verbindungen für  $t \geq d$  in Abhängigkeit der Bildung von plastischen Gelenken im Verbindungsmittel (nach EC 5)

Daraus ergeben sich die Gleichungen (2.61) bis (2.63) für die Berechnung der Bemessungswerte, von denen der Niedrigste maßgebend wird. Zu beachten ist hierbei, dass bereits Bemessungswerte für die Materialkennwerte eingesetzt werden.

$$R_d = f_{h,d} \cdot t_1 \cdot d \quad [\text{N}] \quad (\text{Fall A}) \quad (2.61)$$

$$R_d = 1,1 \cdot f_{h,d} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,d}}{f_{h,d} \cdot t_1^2 \cdot d}} - 1 \right] \quad [\text{N}] \quad (\text{Fall C}) \quad (2.62)$$

$$R_d = 1,5 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,d} \cdot f_{h,d} \cdot d} \quad [\text{N}] \quad (\text{Fall D}) \quad (2.63)$$

mit:

$f_{h,d}$  = Bemessungswert der Lochleibungsfestigkeit [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]

$d$  = Bolzendurchmesser [mm]

$M_{y,d}$  = Bemessungswert des Fließmoments des Verbindungsmittels [Nm]

$t_1$  = Holzbauteildicke [mm]

Das Nachweiskonzept nach EC 1 (1995) entspricht dem von EC 0 (s. 2.5.1). Als Teilsicherheitsbeiwerte für die Baustoffeigenschaften in den Grundkombinationen werden dabei verwendet:

$$\gamma_M = \begin{cases} 1,1 & \text{für Versagen des Verbindungsmittels} \\ 1,3 & \text{für Versagen des Holzteiles} \end{cases} \quad (2.64 \text{ a})$$

In den Regelungen nach DIN 1052 (2008) ist für Passbolzen, Bolzen und Gewindestangen (mit Muttern) ebenfalls eine Erhöhung für die Seilwirkung enthalten. Sie entspricht dem Minimalwert der 0,25-fachen Querlasttragfähigkeit oder der 0,25-fachen Tragfähigkeit des Verbindungsmittels in Richtung der Stiftachse. Bei der Berechnung werden hier allerdings zunächst charakteristische Werte eingesetzt und der charakteristische Widerstand der Querlasttragfähigkeit erst am Ende mit einem vom

Versagensfall abhängigen Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  gemäß nachfolgender Gleichung abgemindert.

$$\gamma_M = \begin{cases} 1,1 & \text{für Versagen des Verbindungsmittels} \\ 1,2 & \text{für kombiniertes Versagen} \\ 1,3 & \text{für Versagen des Holzteiles} \end{cases} \quad (2.64 \text{ b})$$

## 2.7 Biegebruchmoment eines Stahlquerschnittes

### 2.7.1 Reines Biegebruchmoment

In *Scheer/ Peil/ Nölle (1987)* wurden zur Ermittlung des Biegebruchmomentes von Schrauben Versuche durchgeführt und ein Ansatz zur Berechnung formuliert. Als Versagenskriterium wurde eine Sehnendrehung der Schraube von  $10^\circ$  festgelegt. Demnach entspricht das mittlere Biegebruchmoment  $M_{u,s}^0$  dem plastischen Biegebruchmoment und berechnet sich nach Gleichung (2.65). Diese entspricht der Berechnung der charakteristischen Werte im Bereich des Stahlbaues nach *DIN 18800 (1990)* für einen Kreisquerschnitt im vollplastischen Zustand.

$$M_{u,s}^0 = 1,7 \cdot W_{el} \cdot f_y \quad (2.65)$$

mit:

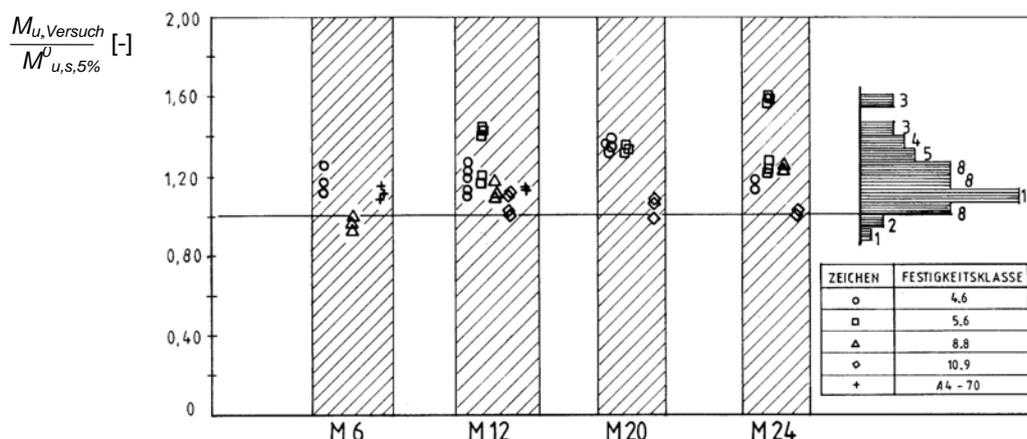
$W_{el}$  = Widerstandsmoment, bei Gewindeteilen für Spannungsquerschnitt

$f_y$  = Streckgrenze des Stahls

Da der 5%-Fraktilwert der Biegebruchmomente in etwa dem 0,9-fachen des Mittelwertes entspricht, ergibt sich nach *Eligehausen/ Mallée (2000)* Gleichung (2.66).

$$M_{u,s,5\%}^0 = 1,5 \cdot W_{el} \cdot f_y \quad (2.66)$$

In Bild 2.40 ist ein Vergleich der im Versuch gemessenen Biegebruchmomente von im Schaft eingespannten Schrauben mit der rechnerischen Last nach Gleichung (2.66) abgebildet. Daraus geht hervor, dass dieser Ansatz ausreichend genaue Ergebnisse ergibt.



**Bild 2.40:** Quotient aus gemessenen und rechnerischen Biegebruchmomenten in Abhängigkeit des Schraubendurchmessers (aus *Eligehausen/ Mallée (2000)*)

Im Bereich der Befestigungstechnik wurde Gleichung (2.66) in den Bemessungsverfahren des Deutschen Instituts für Bautechnik (*DIBt (1993)*) zur Berechnung des charakteristischen Biegemomentes biegebeanspruchter Dübel direkt übernommen. In der Bemessung für Europäische Technische Zulassungen nach *ETAG 001*, Anhang C, wird demgegenüber mit dem Wert der Stahlzugfestigkeit und einem reduzierten Vorfaktor gerechnet, so dass sich das charakteristische Biegebruchmoment nach Gleichung (2.67) berechnet.

$$M_{\text{Rk,s}}^0 = 1,2 \cdot W_{\text{el}} \cdot f_{\text{uk}} \quad (2.67)$$

mit:

$f_{\text{uk}}$  = Zugfestigkeit des Stahls

Für die Berechnung der Bemessungswerte werden in beiden Verfahren unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte  $\gamma_{\text{Ms}}$  angesetzt, so dass sich bei niederfesten Stählen (x.6- bis x.8-Stahl mit x als Nennzugfestigkeit des Stahles) identische Werte ergeben, wohingegen bei den höherfesten Stählen (x.9-Stähle) die Werte nach EOTA (1997) um den Faktor 8/9 geringer sind.

### 2.7.2 Interaktionen bei gleichzeitiger Wirkung von Zug- oder Querkräften

Bei gleichzeitiger Wirkung einer Zugkraft reduziert sich das aufnehmbare Biegebruchmoment eines Querschnittes. Der mittlere Wert beträgt nach *Scheer/ Peil/ Nölle (1987)*:

$$M_{\text{u,s}} = M_{\text{u,s}}^0 \cdot (1 - N/N_{\text{u}}) \quad (2.68)$$

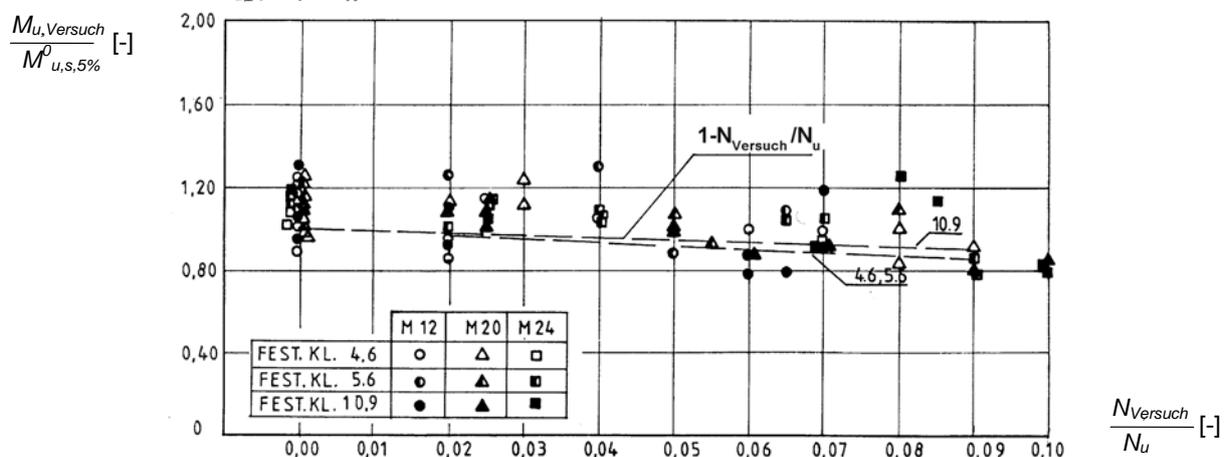
mit:

$M_{\text{u,s}}^0$  = mittleres Biegebruchmoment nach Gleichung (2.65)

$N$  = vorhandene Zugkraft

$N_{\text{u}}$  = Bruchlast bei Stahlversagen nach Gleichung (2.1).

Eine Querkraftinteraktion muss nach *Scheer/ Peil/ Nölle (1987)* für bezogene Lastexzentrizitäten von  $e/d \geq 1,0$  nicht berücksichtigt zu werden. Diese Bedingung ist bei den hier behandelten Dübelbefestigungen in der Regel eingehalten. Bei der Traglastberechnung ist allerdings immer die Stahlbruchlast bei Abscheren als obere Grenze zu betrachten.



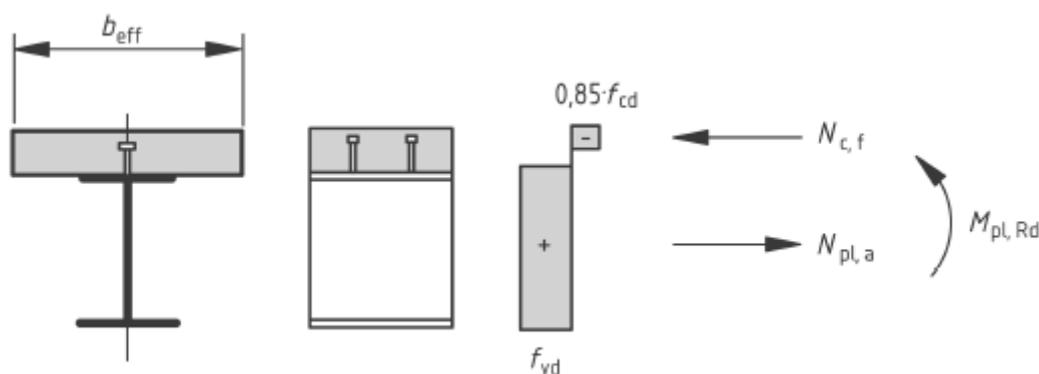
**Bild 2.41:** Quotient aus gemessenen und rechnerischen Biegebruchmomenten in Abhängigkeit vom Verhältnis Zugkraft/ rechnerische Zugtragfähigkeit (aus *Eligehausen/ Mallée (2000)*)

## 2.8 Biegebruchmoment eines Verbundquerschnittes

In Abschnitt 6 in *DIN EN 1994-1-1 (2006)* werden Angaben zur Berechnung der Querschnittstragfähigkeit von Verbundträgern aus Beton und Baustahl gemacht. Zur Ermittlung des Bemessungswertes der Momententragfähigkeit eines Verbundquerschnittes, wie es ein Injektionsdübelssystem darstellt, gelten davon im Wesentlichen folgende Vorgaben sinngemäß:

- Bei elastischer und nicht linearer Ermittlung darf Ebenbleiben des Gesamtquerschnittes angenommen werden.
- Die Zugfestigkeit des Betons darf nicht berücksichtigt werden.
- Das vollplastische Moment  $M_{pl,Rd}$  ist in der Regel mit den folgenden Annahmen zu ermitteln:
  - a) Vollständiges Zusammenwirken von Baustahl, Bewehrung und Beton
  - b) Im gesamten wirksamen Baustahlquerschnitt wirken Zug- und/ oder Druckspannungen mit dem Bemessungswert der Streckgrenze  $f_{yd}$ .
  - c) Im Betonstahl wirken im Bereich der der mittragenden Gurtbreite Zug- und/ oder Druckspannungen mit dem Bemessungswert  $f_{sd}$ . Der Betonstahl in der Druckzone darf vernachlässigt werden.
  - d) In der Druckzone des mittragenden Betonquerschnittes wirkt im Bereich zwischen der plastischen Nulllinie und der Randfaser der Druckzone eine konstante Spannung  $0,85 f_{cd}$ , wobei  $f_{cd}$  der Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons ist.
- Auf Druck beanspruchte Profilbleche sind bei Tragwerken des Hochbaus bei der Berechnung der Momententragfähigkeit zu vernachlässigen.
- Bei innerhalb des Querschnittes auf Zug beanspruchten Profilblechen darf bei Tragwerken des Hochbaus angenommen werden, dass diese Bleche mit dem Bemessungswert der Streckgrenze  $f_{ypd}$  beansprucht werden können.

Ein Beispiel für die Spannungsverteilung eines Verbundquerschnitts zeigt Bild 2.42.



**Bild 2.42:** Beispiel für vollplastische Spannungsverteilung bei positiver Momentenbeanspruchung und vollständiger Verdübelung (aus *DIN EN 1994-1-1 (2006)*)

## 2.9 Lokale Tragfähigkeit des Verankerungsgrundes

### 2.9.1 Teilflächenbelastung im Betonbau

Im Bereich des Spannbetonbaus und der damit verbundenen Einleitung von konzentrierten Druckkräften über Ankerplatten in den Beton wurden zahlreiche analytische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Die Belastung erfolgte im Wesentlichen über einen Druckstempel mit der Belastungsfläche  $A_1$  der orthogonal in einen Probekörper der Fläche  $A_0$  eingedrückt wird.

Nach *Lieberum (1987)* steigt die aufnehmbare Spannung  $\sigma_u$  in der Kontaktfläche bei axialsymmetrischer Belastung nach Gleichung (2.69). Die Steigerung der Bruchspannung bei Teilflächenbelastung über die einaxiale Druckfestigkeit hinaus ist auf eine Querdehnungsbehinderung im Lasteinleitungsbereich zurückzuführen. Der Umfang dieser Querdehnungsbehinderung bestimmt die Höhe der Bruchspannung. Ausgehend vom Bruchbild unterscheidet Lieberum die zwei Versagensarten Spalten des Probekörpers infolge Querkzugspannungen im Lasteinleitungsbereich und örtliches Versagen im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich infolge Betonausbruch. Die Abhängigkeit vom Flächenverhältnis ist nur bis zu einem Wert  $A_0/A_1$  von 320 gegeben, da hier ein Wechsel von der Versagensform Spalten des Probekörpers zu einem lokalen Versagen durch Betonausbruch stattfindet. Dabei nimmt das Verhältnis der aufnehmbaren Bruchspannung zur einaxialen Festigkeit mit zunehmender Würfeldruckspannung nach Gleichung (2.70) ab.

$$\sigma_u = 0,7 \cdot \beta_w \cdot (A_0/A_1)^{1/2} \cdot (40/\beta_w)^{1/2} \quad \text{für } A_0/A_1 \leq 320 \quad (2.69)$$

$$\sigma_u = \beta_w \cdot 12,5 \cdot (40/\beta_w)^{1/2} \quad \text{für } A_0/A_1 > 320 \quad (2.70)$$

mit:

$\beta_w$  = Beton-Würfeldruckfestigkeit (200<sup>3</sup> mm<sup>3</sup> - Würfel)

$A_0$  = Probekörperfläche

$A_1$  = Belastungsfläche.

Anwendungsgrenzen:

20 N/mm<sup>2</sup> ≤  $\beta_w$  ≤ 60 N/mm<sup>2</sup>,  $h/d \geq 1$  und Teilfläche  $A_1$  zentrisch zu Probekörperfläche  $A_0$ .

### 2.9.2 Lokale Tragfähigkeit in der Befestigungstechnik

Bei Verankerungen mit Befestigungsmitteln können Querlasten über lokale Pressungen konzentriert in den Ankergrund übertragen werden, so dass dieser stark beansprucht wird. Im Gegensatz zu den im vorigen Kapitel behandelten Teilflächenbelastungen liegt der Lastangriffspunkt zum einen nicht zentrisch auf der Druckfläche und zum anderen wird die Last im Wesentlichen parallel zur Bauteiloberfläche in den Untergrund eingetragen. Dies führt zu geringeren maximal ertragbaren Spannungen, da sich die Last nicht rotationssymmetrisch ausbreiten und es an der Oberfläche zu Spannungsspitzen kommen kann.

Das Versagen einer Befestigung in Beton wird nach *Fuchs (1990)* zunächst durch die Plastifizierung des Betons infolge sehr hoher Pressungen an der Bauteiloberfläche bestimmt, bevor die Befestigung durch Stahlbruch versagt. Dabei kommt es zu muschelförmigen Betonabplatzungen vor dem Dübel.

Bei Versuchen an Verbundträgern mit Kopfbolzen in *Leonhardt (1987)* betragen die maximal ertragenen Pressungen des Betons unter Querkraftbelastung ca.  $4,25\beta_w$ .

Die Bolzen waren dabei an einem großen Stahlteil angeschweißt und einbetoniert. Bei nicht einbetonierten Befestigungen oder an kleineren Ankerplatten kann sich jedoch ein kleiner Spalt zwischen Ankerplatten und Betonoberfläche ergeben, was zu geringeren aufnehmbaren Pressungen führt. Nach *Fuchs (1990)* betragen sie in Anlehnung an *Vintzéleou (1987)*  $\max p \approx 3,5\beta_w$ .

Zur Tragfähigkeit von Mauersteinen unter lokaler Teilflächenbelastung liegen keine Erkenntnisse vor.

### 3 Materialien und ihre Anwendung

#### 3.1 Ankergrund Mauerwerk

Im Folgenden wird ein kurzer Überblick über Mauerwerk in Deutschland, den aktuellen Stand der Normung in Europa und die Eigenschaften der in den Versuchen verwendeten Materialien gegeben.

##### 3.1.1 Mauerwerk in Deutschland bis 2006

Zur Herstellung von Mauerwerk in Deutschland werden hauptsächlich die drei nach ihren Grundstoffen unterschiedenen Materialien Ziegel, Kalksandstein und Beton für Steine verwendet. Betonsteine werden nochmals in Normalbeton, Leichtbeton und Porenbeton untergliedert. Die Anforderungen an die Steine hinsichtlich Abmessungen, Lochbild, Festigkeitseigenschaften und Rohdichteklassen waren bis 2006 ausschließlich in den entsprechenden deutschen Normen angegeben. Diese sind in Bild 3.1 zusammen mit den wichtigsten Abkürzungen für die unterschiedlichen Steinarten dargestellt. Auf den aktuellen Stand der Normung wird im nachfolgenden Abschnitt näher eingegangen. Zusätzlich zu diesen Steinarten gibt es Tonhohlplatten und Hohlziegel nach *DIN 278*, Ziegel für Ecken- und Wandtafeln nach *DIN 4159*, nichttragende Ziegel für Decken nach *DIN 4160*, Hüttensteine nach *DIN 398* und Lochsteine aus Leichtbeton nach *DIN 18149*, die allerdings bereits im November 1984 zurückgezogen wurde (aktualisiert nach *Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000)*).

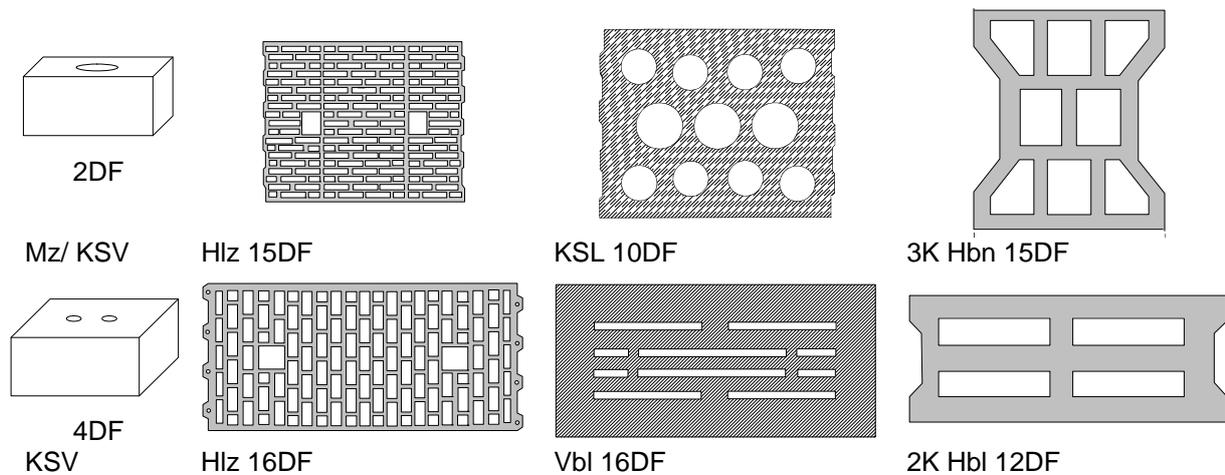


**Bild 3.1:** Steinarten und Kurzbezeichnungen nach Normen des DIN, aus *Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000)*

Bild 3.2 zeigt Beispiele für unterschiedliche Steinausbildungen nach den o. g. deutschen Normen. Die Unterscheidung in Voll- und Lochsteine wird in den entsprechenden Normen geregelt, wobei Vollsteine einen Lochanteil von bis zu 15% der Lagerfläche besitzen dürfen. Für Hochlochziegel und Kalksandlochsteine wird in den entsprechenden Normen nur der zulässige Lochanteil genormt, so dass eine Vielzahl von Lochanordnungen und Geometrien im Handel erhältlich sind. Bei Hohlblöcken aus Leichtbeton sind hingegen die Abmessungen und die minimale Stegdicke vorgeschrieben. Die Steinarten werden in unterschiedlichen Festigkeits- und Rohdichteklassen und in unterschiedlichen Formaten angeboten, die stark von regionalen Faktoren und von der Nachfrageentwicklung am Markt abhängig sind.

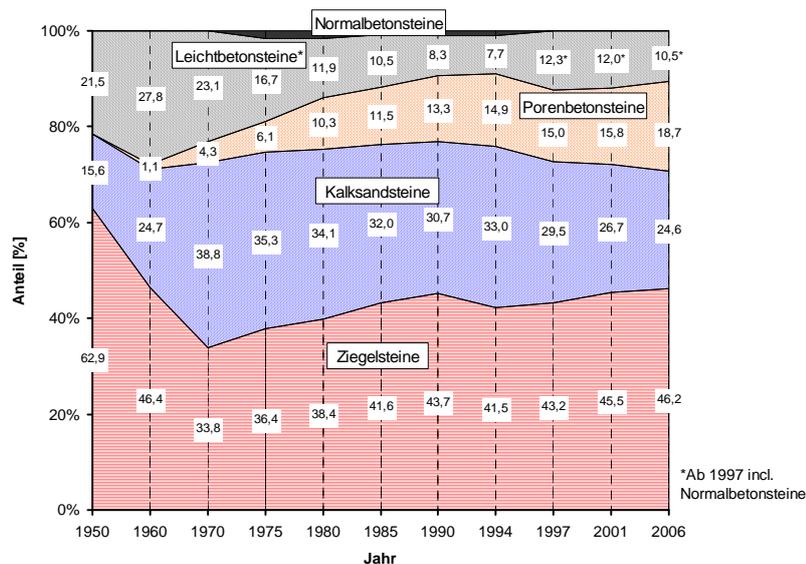
In Deutschland gibt es neben den genormten Steinen zahlreiche mit einer bauaufsichtlichen Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik in Berlin (DIBt), die von den Vorgaben der Normen abweichen. Diese Steine haben einen ständig steigenden Marktanteil, da sie den Bauablauf rationalisieren bzw. die bauphysikalischen Eigenschaften erheblich verbessern. Vor allem der bauliche Wärmeschutz gewann durch die Neuerungen der Wärmeschutzverordnung 1995 und danach durch die Energieeinsparverordnungen von 2002, 2004 und 2007 stark an Bedeutung. Um die erhöh-

ten Anforderungen zu erfüllen, wurde insbesondere bei den Ziegeln eine große Zahl von verschiedenen Steinen mit verbesserten Wärmedämmeigenschaften entwickelt.



**Bild 3.2:** Beispiele für Mauersteine nach *DIN V 105*, *DIN V 106*; *DIN V 18151* und *DIN V 18152*

Die Marktanteile der unterschiedlichen Werkstoffe der wandbaustoffherstellenden Industrie von 1950 bis 2006 sind in Bild 3.3 dargestellt. Vor allem der Anteil der Porenbetonsteine hat sich seit ihrer Markteinführung auf nunmehr 18,7% stetig gesteigert. Während dies zu Beginn vor allem zu Lasten der Betonsteine ging, übernehmen sie seit 1990 auch Anteile der Kalksandsteine. Der Marktanteil der Kalksandsteine geht seit 1970 mit Ausnahme des Jahres 1994 stetig zurück, während die Ziegelsteine im gleichen Zeitraum fast stetig zunehmen. Im Jahre 2006 wiesen Mauerziegel mit 46,2% den größten Marktanteil auf, gefolgt von den Kalksandsteinen (24,6%) und den Porenbetonsteinen. Der Anteil der Normal- und Leichtbetonsteine zusammen ist mit 10,5% recht gering, sie verlieren aufgrund ihres großen Eigengewichtes an Bedeutung. Weiterhin ist zu beachten, dass sich die Absatzmengen der Mauersteinhersteller von über 29 Mio. m<sup>3</sup> im Jahr 1997 auf 17,1 Mio. m<sup>3</sup> im Jahr 2006 reduziert haben, was allerdings gegenüber dem bisher schlechtesten Ergebnis von 2005 einer Steigerung um 8,9% entsprach.



**Bild 3.3:** Marktanteile der wandbaustoffherstellenden Industrie in den Jahren 1950 bis 2006, nach *Eiغهhausen/ Pregartner/ Weber (2000)* und *DGfM (2007)*

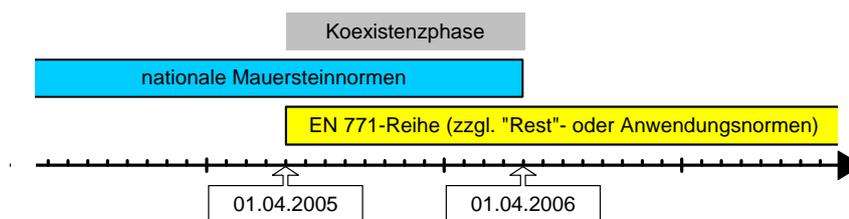
Die geschichtlichen Entwicklungen und Tendenzen im deutschen Mauerwerksbau werden in *Pregartner/ Eligehausen/ Fuchs (1998)* ausführlich beschrieben.

### 3.1.2 Mauerwerk in Europa

In den einzelnen europäischen Ländern wird Mauerwerk in zahlreichen Variationen ausgeführt. Die bisherigen Normvorschriften für Steine gestatteten einen großen Gestaltungsspielraum der Stegdicken, der Anordnung von Löchern und Kammern und der Lochanteile insgesamt, der von den Herstellern auch genutzt wird.

Eine von *Meyer/ Pregartner (2000)* durchgeführte europaweite Studie in 19 Ländern im Hinblick auf die Erstellung einer ETAG für Verankerungen in Mauerwerk mit dem Ziel, die Marktsituation bezüglich der verwendeten Steinmaterialien zu bestimmen, kommt zu dem Ergebnis, dass die vorhandenen Normen zwar ähnlich aufgebaut sind, sich aber inhaltlich vor allem in der Klassifizierung erhebliche Unterschiede ergeben. Die größten Differenzen bestehen demnach zwischen den sehr differenzierten, detaillierten Formulierungen in den Deutschen Normen und den wenigen Vorgaben in den Schweizer Normen (SIA). Die Regelungen in den anderen Ländern bewegen sich dazwischen. Die Vielzahl der zum Einsatz kommenden Steine ist kaum einzugrenzen, so dass die Evaluierung eines Referenzsteines für Dübelbefestigungen in Europa als nicht möglich erscheint.

Seit dem 1. April 2005 dürfen die harmonisierten europäischen Mauersteinnormen der Normenreihe *DIN EN 771* „Festlegungen für Mauersteine“ mit dem Teil 1 Mauerziegel, Teil 2 Kalksandstein, Teil 3 Mauersteine aus Beton (mit dichten und porigen Zuschlägen) und Teil 4 Porenbetonsteine in Deutschland angewandt werden (s. Bild 3.4). Sie regeln europaweit die grundsätzlichen Vorgaben zu Ausgangsstoffen und Herstellung, Anforderungen und Beschreibung sowie Kennzeichnung und Prüfung der Mauersteine. Nach der Übergangsphase bis 1. April 2006 mussten die bisherigen deutschen Produktnormen für Mauersteine, DIN V 105, DIN V 106, DIN V 4165 sowie DIN V 18151 bis DIN V 18153 zurückgezogen werden.



**Bild 3.4:** Übergang von nationalen auf europäische Mauersteinnormen, ergänzt nach *DGfM (2006)*

Da *DIN EN 771* die Produkteigenschaften nicht in der gleichen Art und Weise wie die bisherigen deutschen Produktnormen beschreibt, gilt sie ab 1. April 2006 in Deutschland zusammen mit den Anwendungsnormen DIN V 20000 mit dem Teil 1 für Mauerziegel, Teil 2 für Kalksandsteine, Teil 3 für Mauerstein aus Beton und Teil 4 für Porenbetonsteine. Sie enthalten weitere Regeln für die Verwendung der Steine nach DIN 1053-1 und gelten zusammen mit den so genannten „Restnormen“ die aus den bisher in Deutschland gültigen Normen (s. Abschnitt 3.1.1) hervorgingen (s. Tabelle 3.1). Letztere wurden eingeführt, um die Produkte auch nach dem Stichtag wie gewohnt vermarkten und deren Verwendbarkeit zusichern zu können. Die freiwillige Zusicherung bewährter Produktqualitäten von Mauersteinen nach den DIN-Restnormen gewährleistet auch weiterhin die Kompatibilität mit den nationalen Be-

messungsnormen, die so gekennzeichneten Produkte lassen sich ohne zusätzliche Aufwendungen einsetzen. Somit können und Handel und Verarbeiter diese wie gewohnt erkennen.

| Europäische Normen                      | Nationale Normen  |   |
|---|---|---|
|   | Anwendungsnorm  | "Restnorm"  |
| DIN EN 771 Festlegungen für Mauersteine | DIN V 20000 Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken   |   |
| -Teil 1: Mauerziegel:2005-05            | -Teil 401:2005-06: Regeln für die Verwendung von Mauerziegeln nach DIN EN 771-1:2005-05           | DIN V 105-100:2005-10: Mauerziegel-Teil 100: Mauerziegel mit besonderen Eigenschaften   |
| -Teil 2: Kalksandsteine:2005-05         | -Teil 402:2005-06: Regeln für die Verwendung von Kalksandsteinen nach DIN EN 771-2:2005-05        | DIN V 106:2005-10: Kalksandsteine mit besonderen Eigenschaften  |
| -Teil 3: Betonsteine:2005-05            | -Teil 403:2005-06: 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<br>DIN V 18152-100:2005-10: Vollsteinen und Vollblöcke aus Leichtbeton - Teil 100: Vollsteinen und Vollblöcke mit besonderen Eigenschaften<br>DIN V 18153-100:2005-10: Mauersteine aus Beton - Teil 100: Mauersteine mit besonderen Eigenschaften |
| -Teil 4: Porenbetonsteine:2005-05       | -Teil 404:2006-01: Regeln für die Verwendung von Porenbetonsteinen nach DIN EN 771-4:2005-05      | DIN V 4165-100:2005-10: Porenbetonsteine - Teil 100: Plansteine mit besonderen Eigenschaften  |

**Tabelle 3.1:** Übersicht zu den europäischen und deutschen Mauersteinnormen ab April 2006

Die Hersteller weisen mit der europaeinheitlichen CE-Kennzeichnung die Übereinstimmung ihrer Produkte mit den europäischen Normen nach. Die Bauaufsicht und die Baubeteiligten im Lieferland müssen diese unabhängig davon akzeptieren, in welchem EU-Mitgliedstaat sie produziert wurden. Neben dieser reinen Handelsfreiheit bleibt die Zuständigkeit für die sichere Anwendung von Bauprodukten in der alleinigen Verantwortung des jeweiligen Mitgliedsstaates. In Deutschland, wo die Bauaufsichtsbehörden der Länder zuständig sind, ist sie nach den Technischen Baubestimmungen auf solche Mauersteine beschränkt, für die hinreichende Erfahrungen im Tragverhalten, sowie in den Schall-, Brand- und Wärmedämmschutzeigenschaften vorliegen. Diese sind in den entsprechenden deutschen Normen geregelt, die in den nächsten Jahren gültig bleiben und sich in den Beschreibungen der Produkteigenschaften unter anderem auf die bisherigen Normenreihen für Mauersteine beziehen. (nach *DGfM (2006)*).

### 3.1.3 Bestandteile und Herstellung von Steinen

Die Steinarten unterscheiden sich in ihren Ausgangsmaterialien und dem Herstellungsprozess.

Ziegelsteine bestehen aus Ton, Lehm oder tonigen Massen, die weitere Zusatzstoffe enthalten können. Die Ausgangsstoffe werden gemahlen und gemischt und mit Hilfe von Strang- oder Stempelpressen in Form gebracht. Bei Lochziegeln erfolgt die Formgebung durch pressen einer Endlosstranges Tonmasse durch eine Schablone und anschließendem Zuschnitt in Abhängigkeit des Formates. Die Herstellungsrichtung ist dabei immer parallel zur Ausrichtung der Löcher im Stein. Nach der Formgebung werden die Rohlinge getrocknet und bei hohen Temperaturen gebrannt. Der Brennvorgang ist unvermeidbar mit der Bildung von Schwind- oder Brennrissen verbunden.

Kalksandsteine werden aus Kalk und säurehaltigen Zuschlägen produziert. Nach dem Vermengen der Ausgangsstoffe wird das Gemisch durch Rütteln oder Stempelpressen zu Rohlingen geformt, die unter Dampfdruck gehärtet werden.

Beton- und Leichtbetonsteine werden aus mineralischen Zuschlägen und hydraulischen Bindemitteln hergestellt. Das Ausgangsgemisch wird in einer Vibrations-

Steinformmaschine in Formen gefüllt und verdichtet. Danach erhärten die Steine an der Luft oder werden mittels Warmluft- oder Dampfbehandlung schnell getrocknet. Porenbetonsteine bestehen aus gemahlenem Quarzsand, einem hydraulischen Bindemittel und einem Luftporenbildner. Die Ausgangsstoffe werden gemischt und in Gießformen gefüllt. Beim Abbinden treibt Wasserstoff das Gemisch auf und bildet kleine Luftporen. Nach einigen Stunden sind die Rohblöcke standfest, werden mit einem Draht maßgenau geschnitten und härten unter Dampf aus (nach *Pregartner/Eligehausen/ Fuchs (1998)*).

Eine ausführlichere Darstellung der Herstellungsprozesse und der Bestandteile findet sich in *Reinhardt/ Rinder (1996)* und *Meyer (2006)*.

### 3.1.4 Ankergründe in den Versuchen

Für die Versuche wurden die Steine so ausgewählt, dass Vertreter aller vier wesentlichen Steinarten (Ziegelsteine, Kalksandsteine, Betonsteine, Porenbetonsteine) sowie Steine mit unterschiedlichen Festigkeiten untersucht wurden. Für die Versuche mit Lochsteinen wurden Steine mit einer möglichst ungünstigen Lochkonfiguration für das Setzen eines Dübels ausgewählt, da dann die geringsten Traglasten zu erwarten sind und damit der ungünstigste Fall untersucht wird. Die verwendeten Mauersteine und der Mauermörtel wurden aus dem Baufachhandel bezogen.

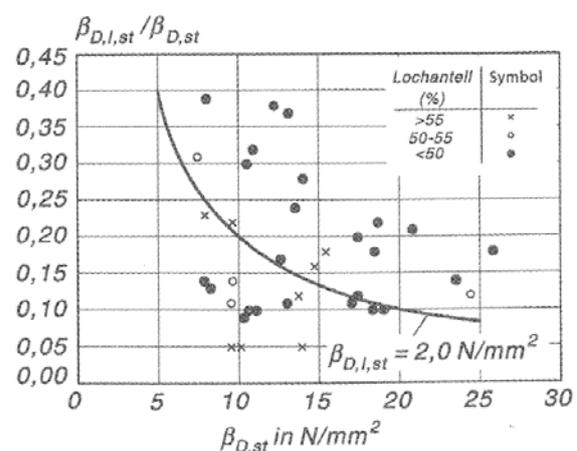
#### 3.1.4.1 Eigenschaften der Materialien des Ankergrundes

Eine Zusammenfassung der bisherigen Untersuchungen zu Materialeigenschaften von Mauersteinen wird in *Schubert (2003)* gegeben. Weitere, speziellere Nachforschungen zur Bestimmung der Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul, Zugfestigkeiten, Bruchenergie und den gegenseitigen Abhängigkeiten enthält *Meyer (2006)*.

In Tabelle 3.2 sind die am Institut für Werkstoffe im Bauwesen, am Otto-Graf-Institut der Universität Stuttgart und vom Hersteller Bisotherm normgerecht ermittelten Mittelwerte der Rohdichten und Festigkeiten der Materialien des Ankergrundes zusammengestellt. Genauere Angaben finden sich in *Welz (2008/1)* und *Welz (2009/2)*. Die Abmessungen und Lochkonfigurationen der Steine und der Betonplatte sind analog Tabelle 3.2 in Anhang A dargestellt. Der Kalksandvollstein DIN106-1 KS 12-2,0-16DF ist hier bei den Lochsteinen aufgeführt, da aus ihm Lochungen mit resultierenden Außenstegdicken  $h_1$  mittels Kernbohrung ( $\varnothing 62$  mm) selbst erstellt wurden.

Bei der Ermittlung der Steindruckfestigkeit, vor allem bei Lochsteinen, hat die Belastungsrichtung einen erheblichen Einfluss. Während die Festigkeitsermittlung bei den Hochlochziegeln parallel zur Herstellungsrichtung (s. Abschnitt 3.1.3) erfolgt, wird sie bei den hier verwendeten französischen Langlochziegeln des Typ Bcr07 senkrecht zur Herstellungsrichtung geprüft und entspricht damit quasi einer Druckfestigkeit in Steinbreite. Der so ermittelte Wert beträgt  $4,57 \text{ N/mm}^2$  bei über 55% Lochanteil.

In Bild 3.5 sind zum Vergleich Verhältniswerte von Längs- zu Normdruckfestig-



**Bild 3.5:** Verhältniswert Längs-/ Normdruckfestigkeit  $\beta_{D,l,st}/\beta_{D,st}$  in Abhängigkeit der Normdruckfestigkeit bei Leichthochlochziegeln nach *Schubert (2008)*

keitswerten von Hochlochziegeln aus *Schubert (2008)* abgebildet. Aus weiteren Angaben folgen demnach für Hochlochziegel Verhältniswerte von in Steinbreite

zu normgemäß ermittelter Druckfestigkeit von im Mittel 0,44 bei Extremwerten von 0,20 und 0,65. Für die Festigkeit der Bcr07-Steine in Lochungsrichtung kann daher von einer ähnlichen Erhöhung der Werte ausgegangen werden.

| Nr. | Steinart   | Prüf-<br>festigkeit  | Form-<br>faktor | Stein-<br>festigkeit | Roh-<br>dichte        |
|-----|--|----------------------|-----------------|----------------------|-----------------------|
|     |  | [N/mm <sup>2</sup> ] | [-]             | [N/mm <sup>2</sup> ] | [kg/dm <sup>3</sup> ] |
| 1   | Poroton-Planziegel Z-17.1-674<br>T9-6-0,65-10DF/ 248x300x249         | 5,21                 | 1,0             | 5,21                 | 0,63                  |
| 2   | Hochlochziegel DIN105-2<br>HLz-12-0,9-16DF/ 498x240x238 m. N+F       | 13,06                | 1,2             | 15,67                | 0,69                  |
| 3   | frz. Langlochziegel NF P 13.301:<br>BCR07 500x200x200 (Fa. Terreal ) | 4,57                 | 1,0             | 4,57                 | 0,63                  |
| 4   | Kalksandlochsteine DIN106-1<br>KSL-R-6-1,4-10DF/ 300x240x238         | 9,67                 | 1,2             | 11,60                | 1,28                  |
| 5   | Kalksandlochsteine DIN106-1<br>KSL-R-12-1,2-16DF/ 498x240x248        | 14,83                | 1,2             | 17,80                | 1,11                  |
| 6   | Kalksandvollsteine DIN106-1<br>KS 12-2,0-16DF/ 498x240x248           | 14,43                | 1,2             | 17,32                | n. a.                 |
| 7   | Hohlblocksteine DIN181513K<br>Hbl-2-0,7-16DF/ 490x240x238 N+F        | 4,53                 | 1,0             | 4,53                 | 0,67                  |
| 8   | Mauerziegel DIN105-1<br>Mz-12-2,0-2DF                                | 25,36                | 1,0             | 25,36                | 1,81                  |
| 9   | Kalksandvollsteine DIN106-1<br>KS 12-2,0-4DF/ 240x240x113            | 29,76                | 1,0             | 29,76                | 1,85                  |
| 10  | Kalksandplanelemente Z-17.1-332<br>KSPE-12-2,0 998x300x623           | 17,89                | 1,0             | 17,89                | 1,91                  |
| 11  | Bisotherm-Planelemente Z-17.1-699<br>PE12-2-0,5 997x240x623          | 3,15                 | 1,0             | 3,15                 | 0,74                  |
| 12  | Bisotherm-Planelemente Z-17.1-699<br>PE21-6-0,80 997x300x623         | -                    | 1,0             | 7,6***               | 0,75***               |
| 13  | Bisophon-Planelemente Z-17.1-702<br>PE2,0-12-2,0 997x240x623         | -                    | 1,0             | 14,9***              | 1,89***               |
| 14  | Porenbeton-Plansteine DIN4165<br>PP2-0,4 625x240x250 N+F             | 2,53                 | 0,902           | 2,28                 | 0,47                  |
| 15  | Betonkörper C20/25<br>03F520/ -263                                   | -                    | -               | 25,85*               | 2,29                  |
| 16  | Mauermörtel MG IIa   | 4,96                 | -               | 4,96**               | 1,76                  |

\* Betondruckfestigkeit  $f_c$     \*\* Mörtelfestigkeit    \*\*\* Werksangaben

**Tabelle 3.2:** Festigkeiten und Rohdichten der verwendeten Steine und Materialien

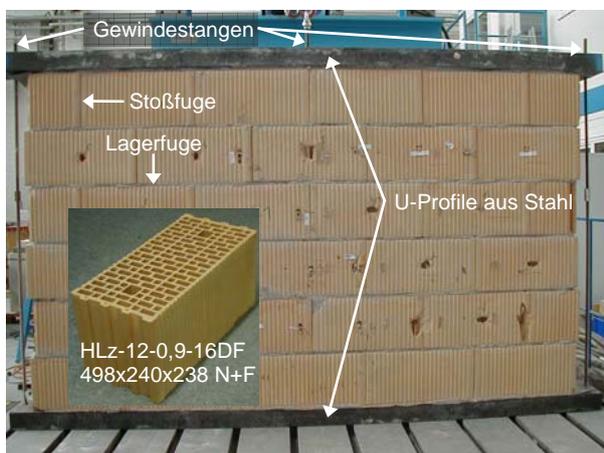
Bei der normgerechten Ermittlung der Steindruckfestigkeit wird die aufgebrachte Last auf die Außenabmessungen des Steines bezogen. Während die so ermittelte Festigkeit in Vollsteinen bei Vernachlässigung von Grifföchern und Mörteltaschen der tatsächlichen Festigkeit entspricht, kommt es bei Lochsteinen in Abhängigkeit des Lochbildes zu teilweise großen Unterschieden zur tatsächlichen Druckfestigkeit des Materials. Wie in *Meyer (2006)* wird auch in dieser Arbeit der nach Norm ermittelte Wert als Bruttosteinfestigkeit bezeichnet. Entsprechend wird der auf die tatsächlich vorhandene Querschnittsfläche bezogene Wert als Nettosteindruckfestigkeit deklariert. Damit ist die Nettosteindruckfestigkeit um das Verhältnis der Aufstandsflächen,

das sich aus den Außenabmessungen des Steines und der tatsächlichen Aufstandsfläche ergibt, höher als die Bruttosteindruckfestigkeit. Abhängig vom Steintyp ergeben sich Verhältnisse von bis zu 4,8.

### 3.1.4.2 Mauerwerkswände in Tragrahmen

Die Versuche sollten in großformatigen Steinen oder im Mauerwerksverband durchgeführt werden. Dazu wurde eine Tragkonstruktion erstellt, die ein Vorspannen und flach legen der Mauerscheiben ermöglicht, so dass sie auf dem am IWB vorhandenen Spannboden befestigt werden konnten. Diese besteht im Wesentlichen aus einer unteren und einer oberen Tragkonsole (i. A. Stahl-U-Profile), einer Holzrippenverstärkten flächigen Schalung auf der Wandrückseite und Gewindestangen zum Zusammenspannen. Das Mauerwerk wird auf das untere U-Profil in üblicher Herstellungsweise gemäß *DIN 1053* gegen die vertikale Schalung aufgemauert, wobei diese fest mit dem unteren U-Profil verbunden ist (s. Bild 3.6) und beim Erstellen abgestützt wird. Die Steine wurden in einem üblichen Mörtelbett von ca. 12 mm Stärke oder mit einer Klebelagerfuge von ca. 1 mm Stärke knirsch verlegt, so dass sich Stoßfugenbreiten von ca. 0,2 bis 2 mm ergeben.

Über der letzten Lage der Mauersteine kommt auf eine Mörtelabschlusschicht als Gegenstück die zweite Konsole, die über Gewindestangen mit der unteren Konsole verbunden wird. Durch Anziehen der Muttern der Gewindestangen wird das Mauerwerk in vertikaler Richtung belastet bzw. vorgespannt. Nach dem Aushärten (Aushärtezeit  $t > 1$  Tag) wird die rückwärtige Schalung fest mit der oberen Konsole verbunden, so dass ein Tragrahmen entsteht. Damit kann das Mauerwerk nach einer Aushärtezeit von 3 Wochen in eine horizontale Lage umgelegt und die Versuche durchgeführt werden (s. a. Abschnitt 5).



a) Vorderseite



b) Rückseite mit Schalung beim Ablegen

**Bild 3.6:** Mauerwerkswand in Tragrahmen (hier: Hochlochziegel)

## 3.2 Dübelssysteme

Im Rahmen der Untersuchungen wurden drei verschiedene, bauaufsichtlich zugelassene Injektionsdübelssysteme verwendet. Die für die Versuche benötigten Dübel wurden dem IWB von den jeweiligen Firmen zur Verfügung gestellt. Weiterhin wurden metrische Gewindestangen aus dem Stahlfachhandel verwendet. Die Unterscheidung nach Dübeltypen erfolgt in dieser Arbeit anhand des verwendeten Mörtels bzw. der Siebhülse mit A, B, C, D und Z. Die Verschlüsselung ist dem Verfasser bekannt. Genauere Angaben sind in *Welz (2008/1)* und *Welz (2009/2)* enthalten.

### 3.2.1 Ausbildung

Die Injektionsmörtel, die in dieser Arbeit verwendet werden, bestehen aus den reaktiven Komponenten Harz und Härter bzw. Zement und Wasser und enthalten teilweise silikatische Füllstoffe. Die Komponenten befinden sich in zwei getrennten Kammern und werden ungemischt als Mörtelkartuschensystem oder Foliengebilde geliefert. Diese werden in systemspezifische Auspresspistolen eingesetzt (Bild 3.7). Die Kennwerte der verwendeten Mörtel nach Herstellerangaben sind in Tabelle 3.3 aufgeführt. Das Verfüllen des Bohrloches erfolgt über spezielle Statikmischer, die auf die Kartusche aufgeschraubt werden und eine korrekte Durchmischung des Mörtels vor der Injektion ermöglichen. Die Bohrloch- bzw. Verankerungstiefen sind variabel und bestimmen die einzubringende Mörtelmenge. Sie kann entweder nach Hüben oder anhand einer Messskala auf der Kartusche bemessen werden.



**Bild 3.7:** Komponenten von zugelassenen Injektionssystemen: Auspresspistolen (a), Statikmischer (b) und Injektionsmörtel im Doppelschlauchbeutel (c), in einer Side-by-Side Kartusche (d) oder Koaxialkartusche (e)

| Dübeltyp        |                      | A, D, Z              | B                    | C                    |
|-----------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Art             |                      | Hybrid               | Hybrid               | Hybrid               |
| Druckfestigkeit | [N/mm <sup>2</sup> ] | ≥ 60 <sup>1)</sup>   | 95 <sup>2)</sup>     | 59,3 <sup>3)4)</sup> |
| E-Modul         | [N/mm <sup>2</sup> ] | 4300 <sup>2)3)</sup> | 1200 <sup>2)6)</sup> | 2781 <sup>2)5)</sup> |

Anmerkungen: <sup>1)</sup> n. 45 min. in Anlehnung an DIN EN 196-1

<sup>2)</sup> nach 24h

<sup>3)</sup> nach ISO 526

<sup>4)</sup> nach DIN 53458

<sup>5)</sup> nach DIN 53452 <sup>6)</sup> Dynamischer E-Modul

**Tabelle 3.3:** Kennwerte der untersuchten Injektionsmörtel nach Herstellerangaben

Die eigentlichen Injektionsdübel bestehen aus einer Ankerstange mit Unterlegscheibe und Mutter und gegebenenfalls einer Siebhülse (Bild 3.8). Die Siebhülsen sind aus Streckgitter nach DIN 791 verzinkt, aus Drahtgewebe nach DIN 4189/St verzinkt oder aus den Kunststoffen Polypropylen oder Polyethylen. Sie besitzen i. d. R. ein

Reinigungselement an der Spitze und eine Zentrierhilfe an der Öffnung. Die in den Versuchen verwendeten Ankerstangen wurden von den Herstellern mitgeliefert und bestehen aus Stahl nach DIN EN 10088-3:1995-08, Werkstoffnummer 1.4529, und einer Festigkeitsklasse mindestens 3.6 bei Typ C und 5.8 bei Typen A, B, D und Z oder es wurden handelsüblichen Gewindestangen nach DIN 975 der Festigkeiten 8.8, 10.9 oder 12.9 verwendet. Für die Auswertungen wurden die tatsächlichen Zugfestigkeiten der Ankerstangen ermittelt (s. *Welz (2008/2)*). Die Ermittlung der Zugfestigkeiten erfolgte analog den zentrischen Zugversuchen in Mauerwerk nach Abschnitt 8.1.2.1, wobei der Ausziehbock mit dem Spannboden verschraubt wurde, um sein Abheben zu verhindern und ein Widerlager für die Befestigung der Ankerstangen zu erhalten. Die Ankerstangen wurden zur Verankerung über Muffen fest mit den Rillen des Spannbodens verbunden.



**Bild 3.8:** Dübelbestandteile von zugelassenen Injektionsdübelssystemen: Siebhülsen aus Metall (a) oder Kunststoff (b), Kunststoff-Zentriertülle (c) und Ankerstangen mit Unterlegscheiben und Muttern

### 3.2.2 Anwendung

Die Montagekennwerte der unterschiedlichen von den Herstellern gelieferten Systeme mit Siebhülsen in Tabelle 3.4 sind den bauaufsichtlichen Zulassungen entnommen. Weitere Kombinationen in den Versuchen bezüglich der Setztiefe wurden ermöglicht, wenn in Vollsteinen keine Siebhülse verwendet wurde oder durch manuelles Kürzen die Siebhülsenlänge geändert wurde. Bei Dübeltyp D wurde die Ankerstange (M8-5.8) mit einer Zentriertülle in ein kegelförmiges, 80 mm tiefes Bohrloch gesetzt, das mit einem speziellen Hinterschnittbohrer  $\varnothing 14$  mm erzeugt wurde.

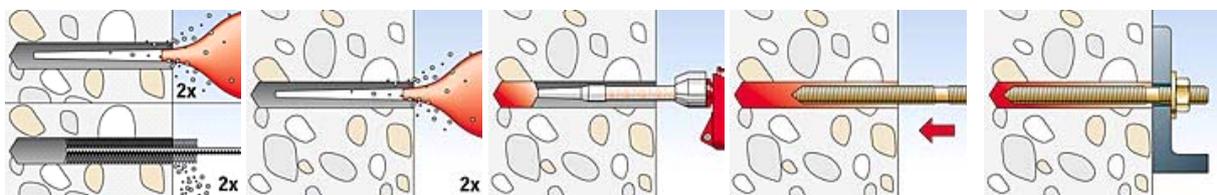
| Dübeltypen                                      | A      |                  |     |     | B   | C  |     |     | Z   |     |     |
|---|--------|------------------|-----|-----|-----|----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Hülsen- bzw. Bohrlochdurchmesser $d_{nom}$ [mm] | 12     | 16               |     |     | 18  | 16 | 22  |     | 16  |     | 22  |
| Ankerstangen $d_s$ [mm]                         | M8     | M8               | M10 | M12 | M8  | M8 | M10 | M12 | M10 | M12 | M16 |
| Verankerungstiefe $h_{ef}$ [mm]                 | 50/ 85 | 80/ 85/ 100/ 130 |     |     | 93  | 80 |     |     | 130 |     |     |
| Bohrlochtiefe [mm]                              | 55     | 90/ 95/ 105/135  |     |     | 100 | 90 |     |     | 135 |     |     |
| Max. Durchgangsloch im Anbauteil [mm] $\leq$    | 9      | 9                | 12  | 14  | 9   | 9  | 12  | 12  | 12  | 14  | 18  |

**Tabelle 3.4:** Montagekennwerte der untersuchten Injektionsdübel mit Siebhülsen nach Herstellerangaben

Die Montage der Dübel erfolgte mit oder ohne Siebhülse in Voll- bzw. Lochsteinmauerwerk i. d. R. gemäß den Vorgaben der Dübelhersteller. Für Injektionsdübel sind nur Bohrlocher orthogonal zur Bauteiloberfläche zugelassen. Im Ankergrund wird zunächst mit einem Hartmetallbohrer ein zylindrisches Loch im Dreh- oder Hammerbohrverfahren erstellt und die vorgeschriebene Reinigung der Bohrlocher durchgeführt. Die Bohrlochtiefe wurde als Abstand zwischen Steinoberfläche und tiefstem Punkt des Bohrloches gemessen.

Danach wurde ggf. die Siebhülse ins Bohrloch eingesteckt, der Mörtel mit einer Auspresspistole injiziert und gleich anschließend die Ankerstange unter einer leichten Drehbewegung gesetzt. Bild 3.9 zeigt die einzelnen Schritte aus der Montageanleitung eines Herstellers.

Zur Vereinfachung des Montageablaufs wurden die Bohrlocher und der Setzvorgang vertikal, d. h. in liegendem Mauerwerk bzw. in Einzelsteinen, durchgeführt, wenn dadurch kein Einfluss auf das Tragverhalten zu erwarten war. Nach Einhalten der Aushärtezeit wurde das Anbauteil angebracht und die Muttern mit dem Installationsdrehmoment angezogen.



a) In Vollstein



b) In Lochstein

**Bild 3.9:** Montage von Injektionsdübeln nach Montageanleitung des Herstellers fischer

Nicht unerwähnt bleiben sollte in diesem Zusammenhang die äußerst aufwendige Montage in neuartigen Steinen wie dem Proton-Planziegel T9. Dieser zeichnet sich neben der geringen Scherbenrohichte und großen Kammerabmessungen durch eine nur leicht gebundene Granulatfüllung im Bereich der Kammern des Steines aus, die zur Verbesserung der Wärme- und Schalleigenschaften eingebracht wird.

Das Granulat rieselt bei der Montage ständig nach und behindert sowohl eine ordentliche Reinigung mit einer Bürste oder einer Handpumpe, als auch das Einführen der Siebhülse. Weiterhin wird so auf der Bohrlochunterseite kein Granulat entfernt und eine Hinterschneidung durch den Mörtelpfropfen kann nur an den anderen Seiten stattfinden. Damit wird die ohnehin niedrige Tragfähigkeit des Steinmaterials nochmals verschlechtert.

Bewährt hat sich das mehr oder weniger komplette Leeren der Kammern oberhalb des Bohrloches mittels Aussaugen, das auch auf der Unterseite eine Hinterschneidung gewährleistet. Ein solches Verfahren dürfte allerdings einen negativen Einfluss auf die o. g. Eigenschaften haben und ist auch eher praxisfremd.

Bei anderen neueren Entwicklungen von Steinen mit Kammerfüllungen aus Styropor oder weiteren Dämmstoffen sind ähnliche Probleme bei der Montage von Befestigungselementen zu erwarten.

## 4 Experimentelle Untersuchungen unter Querlast

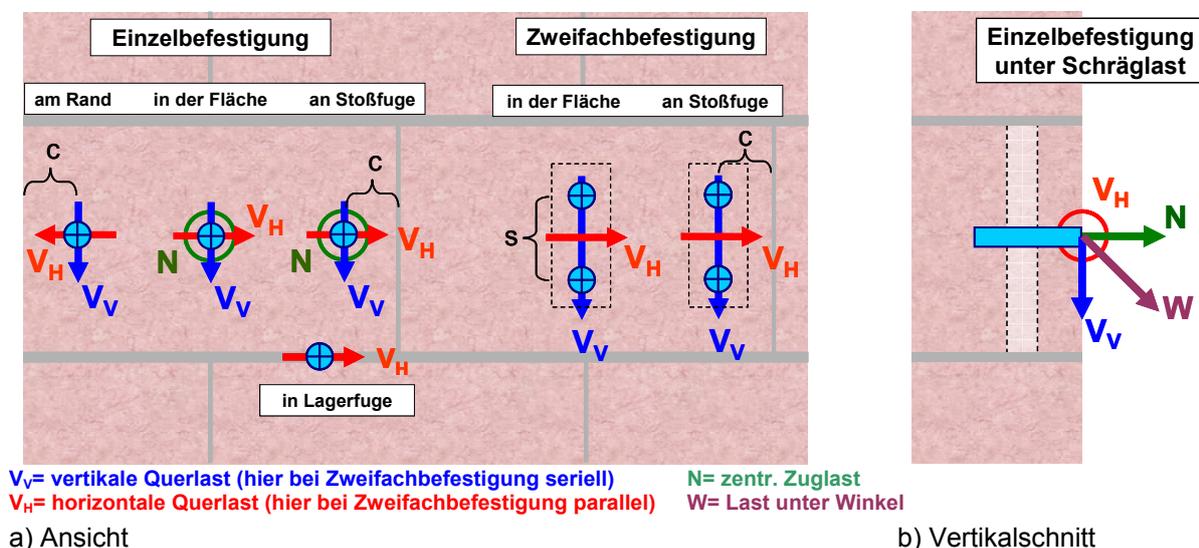
In diesem Kapitel werden die Durchführung der Versuche zur Untersuchung des Tragverhaltens von Injektionsdübeln in Mauerwerk unter Querlast beschrieben und die Ergebnisse aufgezeigt. Die Ergebnisse der Querlastversuche sind den Berichten *Welz (2006)*, *Welz (2008/1)* und *Welz (2009/2)* entnommen. Dort finden sich genauere Angaben zu Versuchsaufbau, Messeinrichtung und Montagedetails.

Neben reinen Querlastversuchen wurden auch Untersuchungen zur plastischen Tragfähigkeit des Verbundsystems Hülse-Mörtel-Ankerstange und zur lokalen Tragfähigkeit des Ankergrundes Stein mit speziellen Versuchsaufbauten durchgeführt. Die Kenntnis dieser beiden Eigenschaften ist in Hinblick auf ein Bemessungsmodell notwendig. Sie lassen sich jedoch aus den reinen Querlastversuchen nicht isoliert betrachten. Die Untersuchungen hierzu werden in den Kapiteln 5 und 6 gesondert beschrieben.

### 4.1 Setzposition und Belastungsrichtung im Mauerwerksverband

Im Mauerwerksverband können sich neben den Setzpositionen am freien Rand durch den Aufbau aus einzelnen Steinen auch innerhalb des Verbandes Einflüsse durch Lagerfugen und Stoßfugen ergeben. Während die Lagerfugen vollflächig vermörtelt oder in zunehmendem Maße mit Dünnbettmörtel verklebt werden, sind die Stoßfugen häufig nicht oder nur teilweise vermörtelt und stellen damit Störstellen bei der Kraftübertragung dar.

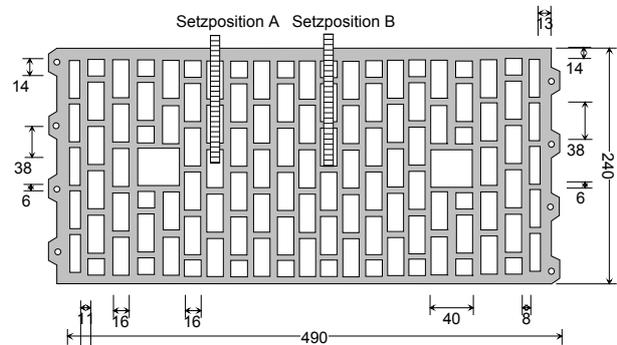
In Bild 4.1 werden mögliche Setzpositionen für Einzel- und Zweifachbefestigungen im Verband dargestellt. Bei den Versuchen wurde der Schwerpunkt einer Einzel- bzw. Gruppenbefestigung möglichst in der Mitte der Steinhöhe gesetzt. Bei Serien ohne Randeinfluss wurde ein ausreichend großer Abstand  $c$  zu den Stoßfugen und freien Rändern gewählt, so dass daraus möglichst keine weiteren Einflüsse entstanden. Bei kleinen Steinen sind Auswirkungen des Formates allerdings häufig vorhanden. Bei Versuchen mit Randeinfluss kann auch direkt in der Stoß- oder Lagerfuge verankert werden. Eine Querkraftbelastung  $V$  kann in vertikaler (stoßfugenparalleler) oder horizontaler (lagerfugenparalleler) Richtung oder in einem beliebigen Winkel dazwischen erfolgen. In den Querlastversuchen wurden vertikale oder horizontale Lasten in der Schwerachse der Dübel nach Bild 4.1 a aufgebracht.



**Bild 4.1:** Setzpositionen und Dübelanordnung in Mauerwerk

Bild 4.1 b zeigt eine Schrägzuglast  $W$  als Kombination von Normal- und Querkraft. Während eine Normalkraft  $N$  orthogonal und eine Querkraft  $V$  parallel zur Wandoberfläche gerichtet sind, ergibt sich für eine Schrägzuglast  $W$  ein Winkel zur Wandoberfläche. Die Untersuchungen zu Schrägzuglasten werden in Kapitel 8 vorgestellt.

Zusätzliche Unterschiede entstehen bei Lochsteinen durch die Anordnung der Kammern im Stein und den daraus resultierenden unterschiedlichen Setztiefen bzw. durchbohrten Stegen, wie Bild 4.2 anhand eines Hochlochziegels illustriert. Weiterhin kann eine Querkraft parallel zu einer Kammer, orthogonal dazu bzw. unter einem beliebigen Winkel angreifen. Hierzu ist anzumerken, dass vor allem in südeuropäischen Ländern Langlochziegel eine weite Verbreitung haben.



**Bild 4.2:** Einfluss des Lochbildes auf die Setzpositionen in Lochsteinen am Beispiel Hlz12-0,9-16DF

## 4.2 Durchführung der Querlastversuche

Es wurden Versuche mit Einzel- und Zweifachbefestigungen mit und ohne Randeinfluss unter vertikaler (stoßfugenparalleler) und horizontaler (lagerfugenparalleler) Belastungsrichtung mit Anbauteilen aus Stahl durchgeführt.

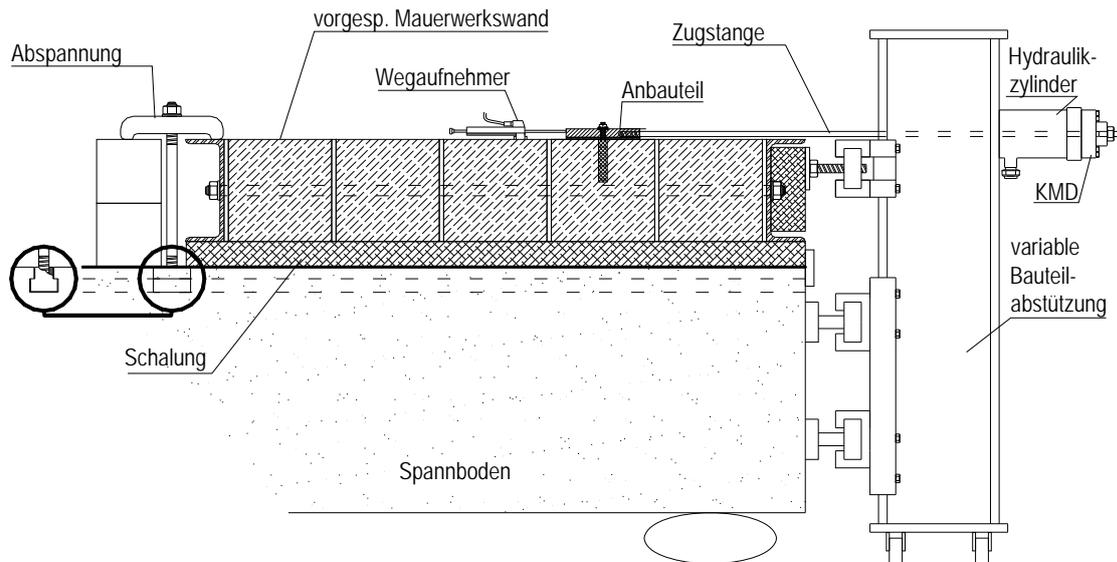
### 4.2.1 Ankergrund und Dübelmontage

Als Ankergrund wurden großformatige Einzelsteine und Mauerwerksscheiben eingesetzt. Die verwendeten Materialien des Untergrundes, deren Eigenschaften und die Erstellung der Wandscheiben wurden in Abschnitt 3.1 beschrieben. Die Komponenten der verwendeten Dübelssysteme, die Kennwerte und Abmessungen und die Dübelmontage wurden in Abschnitt 3.2 vorgestellt. Die Dübel wurden mit und ohne Siebhülse gesetzt, wobei der Lochdurchmesser bei Verwendung einer Siebhülse durch diese definiert wurde, während beim Setzen ohne Hülse das Nennmaß des Bohrlochdurchmessers um 2 mm größer als der Ankerstangendurchmesser gewählt wurde. Bei den Zuglaschen wurden die Maximalwerte der Durchgangslöcher nach ETAG 029 eingehalten.

### 4.2.2 Versuchsaufbau

Die Querlastversuche wurden mit Hilfe einer am IWB vorhandenen speziellen Belastungseinrichtung für Querlastversuche („Querzuganlage“) gefahren, die mit dem Spannboden verbunden ist. Sie ermöglicht ein vertikales und horizontales Verschieben des Hydraulikzylinders der Auszugsvorrichtung. Der Versuchsaufbau mit Tragkonstruktion und Mauerwerkswand ist in Bild 4.3 dargestellt.

Die geschalte Mauerwerksscheibe bzw. der Einzelstein wurde flach auf dem Spannboden gegen eine Seitenaufkantung abgelegt und auf der lastabgewandten Seite nach unten abgespannt. Die Last wurde mit Hydraulikzylindern (Lastbereich 35, 50, 100, 250 oder 400 kN) aufgebracht, an die eine Zugsstange mit einer Kalotte angeschlossen war. Die Laststeigerung wurde so gewählt, dass die Höchstlast in einer Zeitdauer von 1 bis 3 Minuten erreicht wurde. Die Ölpumpe fördert eine konstante Ölmenge, so dass der Ausziehversuch quasi weggeregelt durchgeführt wurde.



**Bild 4.3:** Versuchsaufbau und Tragkonstruktion für Querkraftversuche

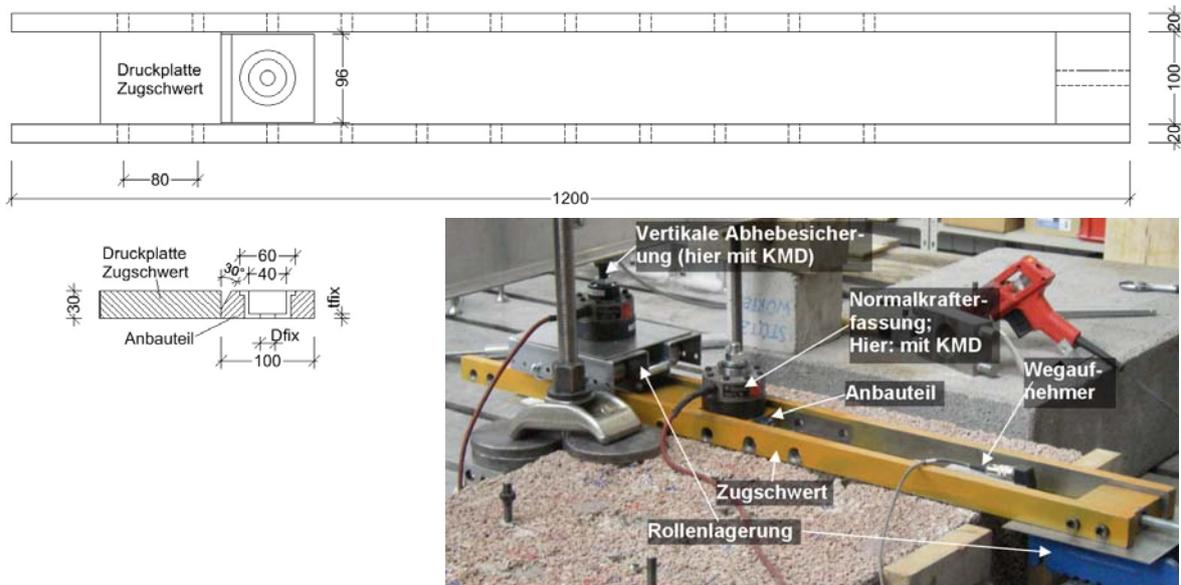
Die Ausziehkraft wurde i. A. mit einer Druckkraftmessdose (Messbereich 10, 20, 50, 100 oder 200 kN) gemessen, die sich zwischen Zylinder und Kalotte befand. Die Verschiebung des Dübels in Richtung der Querlast wurde mit einem Wegaufnehmer (Messbereich bis 75 mm) erfasst, der auf die Oberfläche des Untergrundes geklebt war und die Verschiebung des Anbauteils maß. Der Wegaufnehmer tastete bei dicken Anbauteilen (s. u.) entweder direkt gegen eine Stirnfläche des Anbauteils oder wurde über einen Magneten mit diesem verbunden. Bei flachen Anbauteilen (Zugbleche, s. u.) wurde das Magnet so angebracht, dass ein Abheben des Abheben des Zugbleches auf der lastabgewandten Seite die Wegmessung nicht beeinflusste (Bild 4.4 b). Die Last und die Dübelverschiebung wurden kontinuierlich aufgezeichnet und elektronisch gespeichert. Die Querkuzanlage wurde bei Versuchen ohne Randeinfluss i. A. direkt und bei Randversuchen im Abstand  $4 \cdot c$  gegen das Mauerwerk bzw. den Stein abgestützt.

In den Versuchen wurden verschiedenen Anbauteile aus Stahl verwendet. Für „dicke“ Anbauteile waren dies spezielle Zuglaschen nach Tabelle 4.1 oder kurze, frei drehbare Anbauteile nach Bild 4.4 a, in die sich Buchsen für unterschiedliche Gewindedurchmesser und Klemmstärken einsetzen lassen. Ein dickes Anbauteil liegt vor, wenn die Klemmstärke größer als der Nenndurchmesser der Ankerstange ist. Weiteres Unterscheidungsmerkmal bei dicken Anbauteilen ist der Abstand zwischen Dübelachse und lastzugewandter Seite des Anbauteils, im Weiteren als Vorholzlänge bezeichnet. In den Versuchen wurden diese i. d. R. kurz (50 mm nach Bild 4.4 a; immer bei frei drehbarem Anbauteil), normal (120 mm) oder lang (250 mm) gewählt. Abweichungen werden in der Auswertung angegeben. Während die Last bei den Zuglaschen über eine Zugstange direkt eingeleitet wurde (s. Bild 4.3), wurde sie bei den kurzen, frei drehbaren Anbauteilen über ein Zugschwert mit Druckplatte auf der lastabgewandten Seite auf dieses übertragen, so dass es sich abheben und frei drehen konnte (Bild 4.4 a). Das Zugschwert selbst wurde zur Reibungsminderung rollengelagert und gegen Abheben vom Stein gesichert. Durch diesen Aufbau sollte ein Zugversagen oder ein Versagen durch rückwärtigen Ausbruch begünstigt werden. Die Abmessungen wurden analog den Angaben in *Zhao/ Eligehausen (1991)* gewählt.

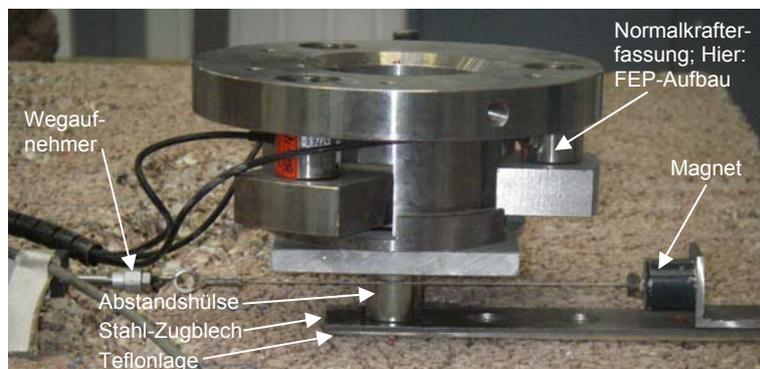
| Lasche   | Höhe | Breite | Ges.-Länge | Vorholz-länge l1/ l2 | Buchse    | Klemmstärken | Achsabstand                    | Lastan-griffshöhe e1/ e2 | Anschluss-gewinde |            |
|----------|------|--------|------------|----------------------|-----------|--------------|--------------------------------|--------------------------|-------------------|------------|
|          |      |        |            |                      |           |              |                                |                          |                   | d [mm]     |
| Einzel   | 1    | 25     | 80         | 170                  | 120       | 40/ 30       | 8 + n*4 (M8 – M12)             | -                        | 12                | M16        |
|          | 2    | 40     | 100        | 130                  | 50<br>80  | 60/ 40       | 8 + n*5 (M8 – M12)             | -                        | 8<br>10           | M12<br>M16 |
| Zweifach | 3    | 25     | 100        | 155                  | 52        | 40/ 30       | 8 + n*4 (M8 – M12)             | 50                       | 10                | M12        |
|          | 4    | 34     | 90         | 295                  | 55<br>100 | 40/ 30       | 8 + n*4 (M8 – M12)             | 140                      | 10<br>17,5        | M12<br>M24 |
|          | 5*   | 28,5   | 96         | (200+96)<br>296      | 145       | 60/ 40       | M8: 5+n*5<br>ab M10:<br>10+n*5 | 100                      | 11,4/ 15          | M16        |
|          | 6*   | 28,5   | 200        | (96+96)<br>192       | 143       | 60/ 40       | M8: 5+n*5<br>ab M10:<br>10+n*5 | 100                      | 11,4/ 15          | M16        |

\*gleiche Lasche mit variablem „Vorholz“: 5 längs/ seriell, 6 quer/ parallel angeschlossen; n = 1, 2, 3, ...

**Tabelle 4.1:** Als Anbauteile verwendete Querzuglaschen mit austauschbaren Buchsen



a) Versuche mit frei drehbarem, kurzem Anbauteil



b) Versuche mit flachem Anbauteil (Stahl-Zugblech)

**Bild 4.4:** Spezielle Aufbauten für Querkraftversuche und Normalkrafterfassung

Ein flaches Anbauteil liegt vor, wenn dessen Dicke geringer als der halbe Nenn-durchmesser der Ankerstange ist. Für „flache“ Anbauteile wurde 40 mm breiter Flachstahl (s. Bild 4.4 b) mit einer Stärke von 2 mm bei M8 und M10 und 3 mm bei M12 und M16 verwendet. Damit betrug die Klemmstärke maximal ein Viertel des Ankerstangennenn-durchmessers. Zur Übertragung der Zuglast wurde an einem Ende des Zugbleches ein Gewindestück angeschweißt, das über eine Muffe mit der Zugstange der Querkraftanlage verbunden wurde. Die Lochungen in den Stahlblechen wurden i. d. R. nur einmal benutzt, da sich die Bleche plastisch deformierten. Die benutzten Bereiche der Bleche wurden dementsprechend nach dem Versuch abgeschnitten.

Zur Minimierung der Reibung zwischen dem Mauerstein und den Anbauteilen wurde eine Gleitfolie aus Teflon zwischengelegt. In einigen Versuchen wurde neben der Querlast zusätzlich die Normalkraft im Dübel gemessen. Hierzu wurde auf das Anbauteil ein Kraftmessdose gesetzt und die Ankerstange durchgeführt (s. Bild 4.4). Hierzu mussten entweder längere Überstände bei den Ankerstangen realisiert oder eine Verlängerung mit Muffen benutzt werden. Um die notwendigen Überstände klein zu halten, wurde z. T. der am IWB vorhandene Aufbau für FEP I – Versuche verwendet, da er geringe Klemmstärken aufweist. Bei den Versuchen mit Stahlblechen als niedrigem Anbauteil wurde zwischen Zugblech und Kraftmessdose eine Abstandshülse eingefügt, um eine Verdrehung bzw. eine plastische Deformation im Anbauteil zu ermöglichen (Bild 4.4 b).

### **4.3 Versuche mit Einzeldübeln in der Fläche**

#### **4.3.1 Allgemeines**

Insgesamt wurden 370 Versuche in 95 Serien mit 3 Mörteltypen, Ankerstangengrößen M8 bis M16, ohne und mit Siebhülsen aus Metall oder Kunststoff, verschiedenen Verankerungslängen und Stahlfestigkeiten in 14 verschiedenen Voll- und Lochsteintypen und in einer Betonplatte durchgeführt. Die Dübel wurden mit und ohne Siebhülse nach Abschnitt 4.2.1 gesetzt. In den Auswertungen des Kapitels werden aus dieser Datenbasis bestimmte Serien unter verschiedenen Aspekten untersucht.

#### **4.3.2 Tragmechanismen**

##### **4.3.2.1 Lasteinleitung und Tragverhalten**

###### **4.3.2.1.1 Allgemeine Lasteinleitung**

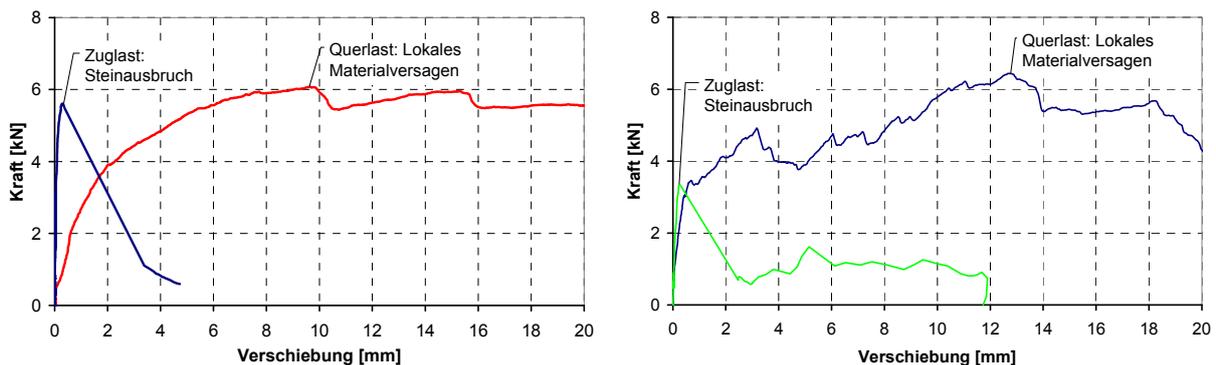
Die angreifende Last wird in den hier beschriebenen Versuchen über ein Anbauteil gemäß Abschnitt 4.2 auf den Dübel übertragen. Dieses wird zuvor mit einem Montage-drehmoment bzw. einer Vorspannkraft definiert befestigt. Abhängig von der Geometrie des Anbauteiles (Klemmstärke, Breite, Vorholzlänge und Durchgangsloch-durchmesser) ergeben sich dabei unterschiedliche Einspanngrade zwischen einer gelenkigen und einer voll eingespannten Lagerung des Dübels im Anbauteil.

Die Vorspannkraft der Dübel sind in Mauerwerk durch die niedrigeren Drehmomente bei der Montage gering, dennoch erzeugen sie leichte Reibungskräfte zwischen Anbauteil und Untergrund (Teflonlage), bis zu deren Überwindung eine hohe Steifigkeit in den Last-Verschiebungskurven mit nur geringen Verschiebungen vorliegt (s. Bild 4.5 a). Nach Überschreiten dieser Reibungskräfte werden die Querlasten maßgeblich über lokale Druckspannungen in den Untergrund übertragen, da die Mauersteine nur eine sehr geringe Zugfestigkeit aufweisen und sich im lastabgewandten Bereich der Injektionsmörtelschicht an der Steinoberfläche schnell Risse orthogonal

zur Querlastichtung bilden. Die lokal ertragbaren Druckspannungen bzw. lokalen Druckfestigkeiten sind von der Steinart und dem Steintyp abhängig und liegen über den in den Festigkeitsprüfungen für Mauersteine ermittelten Nennwerten. Bei zunehmender Verschiebung können sich, abhängig von der Verankerungstiefe und dem Einspanngrad im Anbauteil, im Dübel bis zu zwei plastische Gelenke ausbilden. In den Kurven ist dies durch eine weitere deutliche Abnahme der Steifigkeit gekennzeichnet und es bilden sich z. T. Lastplateaus aus.

#### 4.3.2.1.2 Vollsteine

Das Verhalten in Vollsteinmaterial ohne Rand- oder Formateinflüsse ähnelt für höherfeste Steine qualitativ dem für Beton (vgl. Abschnitte 2.1.1 und 2.2.1). In diesen entstehen analog zu Beton muschelförmige Abplatzungen vor dem Dübel. In haufwerksporigem Material ergibt sich bei vorschriftsmäßiger Reinigung durch das Eindringen des Mörtels in die Zwischenräume des Gefüges eine stärkere Verzahnung. Speziell in niederfesteren Vollsteinen entstehen bei einem lokalen Versagen des Untergrundes größere Verschiebungen und eine stärkere Deformation des Dübels bis zum Erreichen der Höchstlasten (s. Bild 4.5 a). Die Steifigkeiten sind bereits zu Beginn niedriger als bei zentrischem Zug. Die Höchstlasten werden häufig auf einem Plateau erreicht, so dass sich gegenüber zentrischem Zug bis über zehnfach höhere Verschiebungen bei Höchstlast einstellen können.



a) in Vollstein (Vbl2-0,5)

b) in Lochstein (Hbl2-0,7-16DF)

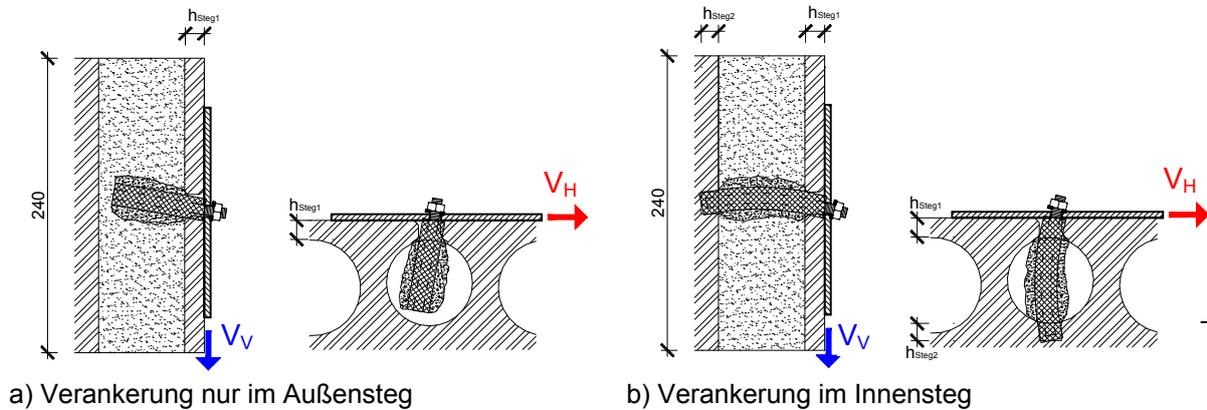
**Bild 4.5:** Vergleich des Last-Verschiebungs-Verhaltens (Dübel M8 mit Metallsiebhülse  $\varnothing 16$ )

#### 4.3.2.1.3 Besonderheiten bei Lochsteinen

In Lochsteinen kann die Lastübertragung nur über die Stege erfolgen, so dass die Anordnung von Lochungen bzw. die verbleibenden Stegdicken und die vorhandenen Lochabmessungen (Bild 4.1 b und Bild 4.6) das Tragverhalten entscheidend beeinflussen. Vor allem die Abmessungen des Außenstegs und die Tiefe der dahinter liegenden Aussenkammer sind hier die maßgebenden Parameter, da von ihnen abhängt, ob ein Dübel im Innensteg verankern werden kann und sich somit wesentlich günstigere Hebelarmverhältnisse ergeben.

Die Querlast-Verschiebungskurven weisen einen wesentlich unruhigeren Verlauf auf als in Vollstein (s. Bild 4.5 b), ansonsten gelten die für Vollstein getroffenen Aussagen. Die zentrischen Zuglasten fallen bei einem Versagen durch Steinausbruch oder Herausziehen nicht notwendigerweise auf Null ab, da bei zunehmender Verschiebung der Hinterschnitt des Mörtelpfropfens aktiviert werden kann, der selbst noch eine bestimmte Tragfähigkeit gewährleistet (s. Meyer (2006)). In Lochsteinen können unter Querkraft erste Extrema entstehen, die bereits die Höchstlast darstellen kön-

nen oder die Höchstlasten werden erst bei deutlich zunehmender Verschiebung erreicht. Das Steinmaterial wird dabei stark zusammengedrückt und es kommt zu kleineren muschelförmigen Abplatzungen vor dem Dübel.

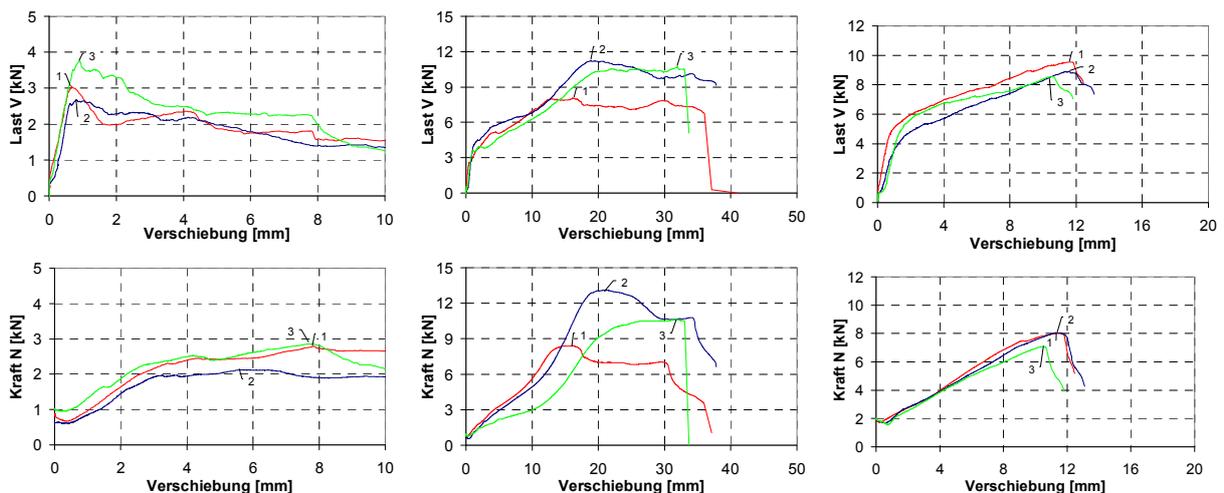


**Bild 4.6:** Einfluss von Einbindetiefe und Lochkonfiguration bei Querbelastung am Beispiel KSL-Stein

Die Querlasttragfähigkeit ist in anderem Maße von der Lochgeometrie abhängig als die Tragfähigkeit bei zentrischem Zug, daher kann für Lochstein a priori nicht von einer höheren Tragfähigkeit unter Querlast ausgegangen werden. In den nachfolgenden Abschnitten wird darauf näher eingegangen.

4.3.2.1.4 Normalkrafteinfluss

In den Versuchen wurden die Dübel in der Regel mit den vorgegebenen Montage-drehmomenten angezogen, woraus sich Vorspannkkräfte ergeben, oder es wurde eine definierte Vorspannkraft aufgebracht. Die Vorspannkkräfte lagen im Bereich zwischen ca. 0,5 und 2,0 kN. Aus den in Bild 4.7 gezeigten Last-Verschiebungskurven lässt sich die Normalkraftentwicklung gegenüber der Querlasttragfähigkeit sehr gut erkennen.



- a) M12-5.8,  $h_{ef}=40$  mm, ohne Hülse, dünnes Anbauteil, in Vbl2-0,5: Heraushebeln des Dübels mit Steinausbruch auf lastabgewandter Seite
- b) M10-5.8,  $h_{ef}=130$  mm\*, ohne Hülse, dickes Anbauteil, in Vbl2-0,5: lokales Materialversagen \*(V1:  $h_{ef}=80$  mm)
- c) M8-5.8,  $h_{ef}=84$  mm\*, Kunststoffhülse  $\varnothing 16$ , dickes Anbauteil in Vbl6-0,8: Stahlbruch (mit lokal. Materialversagen)

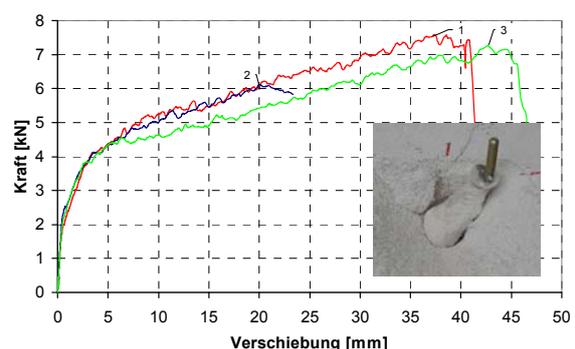
**Bild 4.7:** Last-Verschiebungskurven für Querlasten (oben) und zugehörige Normalkräfte (unten)

Bei zu geringer Einbindetiefe kommt es zu einem vorzeitigen Versagen, bevor der Stein lokal vor dem Dübel plastiziert und die zur Ausbildung von plastischen Gelenken im Dübel erforderliche Verschiebung erreicht ist. Bei flachen Anbauteilen bzw. nur schwacher Verdrehungsbehinderung kann dann ein Heraushebeln des Dübels mit der Bildung eines Ausbruchkegels im Stein auf der lastabgewandten Seite auftreten, bevor sich eine nennenswerte Erhöhung der Zugkräfte ergibt. Vornehmlich bei dicken Anbauteilen kommt es zu einem Zugversagen der Befestigung. Dabei entsteht ebenfalls ein Steinausbruchkörper, der sich vornehmlich auf der lastabgewandten Seite ausbildet (Pryout), oder der Dübel wird aus dem Bohrloch gezogen. Ebenso treten Kombinationen dieser Mechanismen auf. An der Steinoberfläche ist zu beobachten, dass der Dübel von der lastabgewandten Seite des Bohrloches abreißt, so dass der rückwärtige Teil der Mantelfläche nicht mehr in vollem Umfang zur Zuglastübertragung beitragen kann. Die gemessenen Normalzugkräfte in den Steinen weisen in diesen Fällen nur noch ungefähr die Hälfte der nach einer Berechnung nach Meyer (Gleichungen 2.37 bis 2.39) zu erwartenden Werte auf.

Die angegebenen Versagensarten werden im nachfolgenden Abschnitt 4.3.2.2 näher erläutert. In Bild 4.7 a trat ein Heraushebeln des Dübels mit der Bildung eines Ausbruchkörpers im Stein auf der lastabgewandten Seite bereits ab ca. 1 mm Verschiebung auf, wodurch die Höchstlast in Querrichtung erreicht war. Die Normalkraft hat sich bis zu diesem Zeitpunkt kaum verändert; sie steigt erst durch die zunehmende Verdrehung und Verspannung im Anbauteil (Blech) im Nachbruch leicht an.

Im Bild 4.7 b und c wurde erheblich tiefer verankert. Das Verhalten wurde hier durch lokales Materialversagen mit der Bildung zweier plastischer Gelenke im Dübel bestimmt. Der Verlauf der Normalkräfte folgt ab ca. 1 mm tendenziell der Querlast. Bei der maximalen Querlast sind die Normalkräfte in etwa gleich (Bild 4.7 b) bzw. ähnlich groß (Bild 4.7 c) wie die Querlast. Die um 40% niedrigere Einbindetiefe bei Versuch 1 in Bild 4.7 b führt zu geringeren Zug- und Querlasten. In Bild 4.7 c, wo in einem höherfesten Stein verankert wurde, ist der Normalkraftanstieg nahezu linear und nach deutlichen Verschiebungen durch lokales Versagen folgte ein Scherbruch des Ankerstahls. Im Vergleich zu dem rückwärtigen Ausbruch in Bild 4.7 a sind bei lokalem Materialversagen bzw. Stahlbruch deutlich größere Verschiebungen zu erwarten.

In Porenbetonsteinen mit ihrem speziell hinterschnittenen Bohrloch (vgl. Abschnitt 3.2.2) dominierten bei Querbelastung die Zugkräfte das Last-Verschiebungsverhalten für Verschiebungen über ca. 5 mm (Bild 4.8). Die Kurven ähneln den oben in Bild 4.7 b und c) gezeigten. Das Steinmaterial vor dem Dübel versagt zwar lokal, durch die Hinterschneidung wird der Dübel jedoch sehr stark gehalten. Er kann sich deswegen sehr schräg stellen, ohne aus dem Untergrund herausgezogen zu werden und es lassen sich entsprechend höhere Zugkräfte einleiten. In zwei der drei Einzelversuche erfolgte schließlich bei Verschiebungen über 40 mm ein rückwärtiger Ausbruch.



**Bild 4.8:** Last-Verschiebungskurven und Dübel M8 nach Querlastversuch in PP2-0,4: lokales Materialversagen

#### 4.3.2.2 Versagensarten in den Versuchen

In diesem Abschnitt werden die in den Versuchen beobachteten Versagensarten mit aufsteigender Tragfähigkeit beschrieben und bestehenden Regelungen gegenübergestellt. Als Versagen traten Heraushebeln des Dübels (ohne Zuglastanstieg), Steinausbruch auf der lastabgewandten Seite (Pryout), Herausziehen des Dübels, lokales Materialversagen und Stahlscherbruch auf. In einigen Serien spalteten die Steine, weshalb vorab ein Vergleich zwischen dem Tragverhalten in Einzelsteinen und im Mauerwerksverband durchgeführt wurde. Die Übergänge zwischen den Versagensarten sind fließend und wechseln z. T. innerhalb einer Serie, die Zuordnung einer Serie erfolgte daher für die dominierende Versagensart.

Wie oben bereits angedeutet, ist das Tragverhalten von Parametern des Ankersystems, des Anbauteiles und des Ankergrundes abhängig. Die Abhängigkeiten werden im anschließenden Abschnitt 0 genauer untersucht.

##### 4.3.2.2.1 Abgrenzung der Versagensarten

In Bild 4.9 sind die in Vollsteinen und der Betonplatte aufgetretenen Versagensarten der einzelnen Versuchserien in Abhängigkeit der bezogenen Verankerungstiefe  $h_{ef}/d_s$  und der Nenn-Druckfestigkeit (vgl. Abschnitt 3.1.4) für flache und dicke Anbauteile getrennt dargestellt. Mit abgebildet sind die Ankerstangengröße (in mm), der Bohrlochennendurchmesser (in mm) und die Nenn-Stahlgüte, falls diese von der Festigkeit 5.8 abweicht. Es wurden nur Steine aufgenommen bei denen kein wesentlicher Einfluss durch das Format vorliegt. Für die abgebildeten Steine sind alle Serien dargestellt mit Ausnahme der Vbl2-Steine, wo aus Gründen der Übersichtlichkeit eine repräsentative Auswahl getroffen wurde.

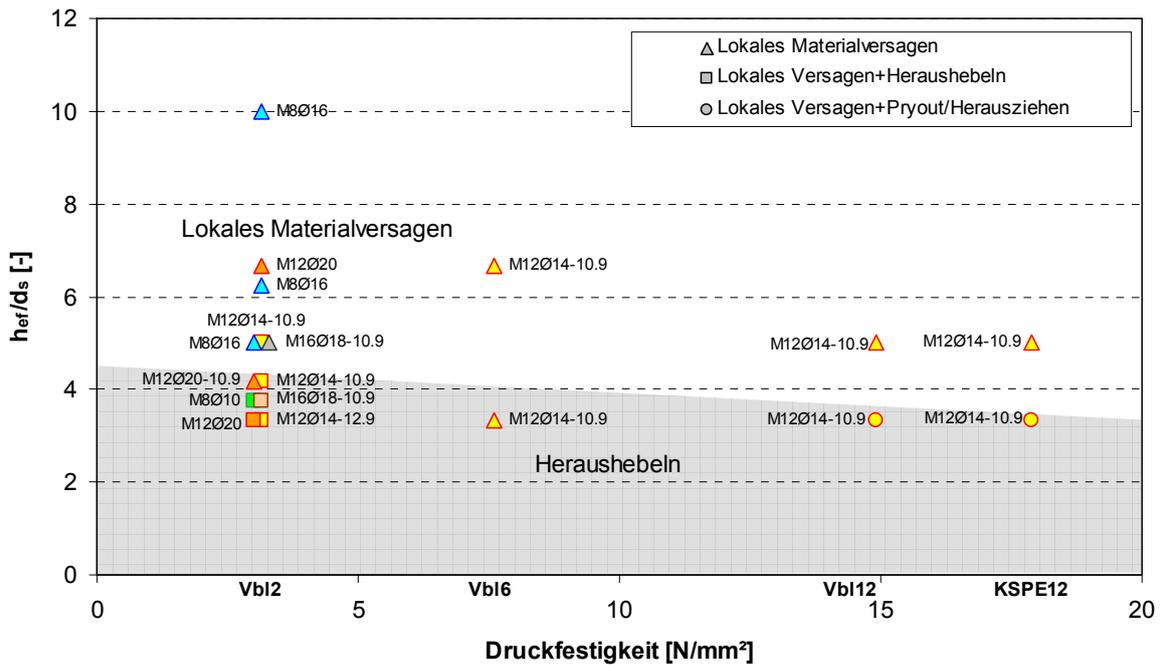
In den hellgrau schraffierten Bereichen traten ein vorzeitiges Versagen des Untergrundes durch Heraushebeln des Dübels oder ein Zugversagen der Befestigung durch rückwärtigen Steinausbruch (Pryout) z. T. in Kombination mit Herausziehen auf, das die Höchstlasten begrenzte. Diese Versagensarten wurden für bezogene Verankerungstiefen  $h_{ef}/d_s$  unter ca. 4,0 beobachtet. Der Wert nimmt bei dicken Anbauteilen mit zunehmender Druckfestigkeit des Untergrundes leicht ab, so dass in der Betonplatte C20/25 bereits für ein Verhältnis  $h_{ef}/d_s$  von 3,75 ein Stahlbruch erreicht wurde.

Bei dicken Anbauteilen findet bei ausreichend großer Verankerungstiefe ein Versagen des Ankerstahles durch Abscheren statt. Das erforderliche  $h_{ef}/d_s$ -Verhältnis nimmt mit steigender Druckfestigkeit des Ankergrundes ab und ist in Bild 4.9 b als dunkel hinterlegter Bereich dargestellt. Bei den Versuchen in den Vbl2-Steinen konnte es nicht beobachtet werden. In den Vbl6-Steinen mit Druckfestigkeit 7,6 N/mm<sup>2</sup> trat es nur für eine große Verankerungstiefe auf und liegt dort am Übergangsbereich zum lokalen Stahlversagen wie auch die Serie mit M10 und  $h_{ef}/d_s=5$  in KSPE12 mit dickem Anbauteil, bei der trotz maßgebendem Stahlversagen ein starker Einfluss des lokalen Materialversagens festgestellt werden kann. Beide Serien definieren einen Übergangsbereich.

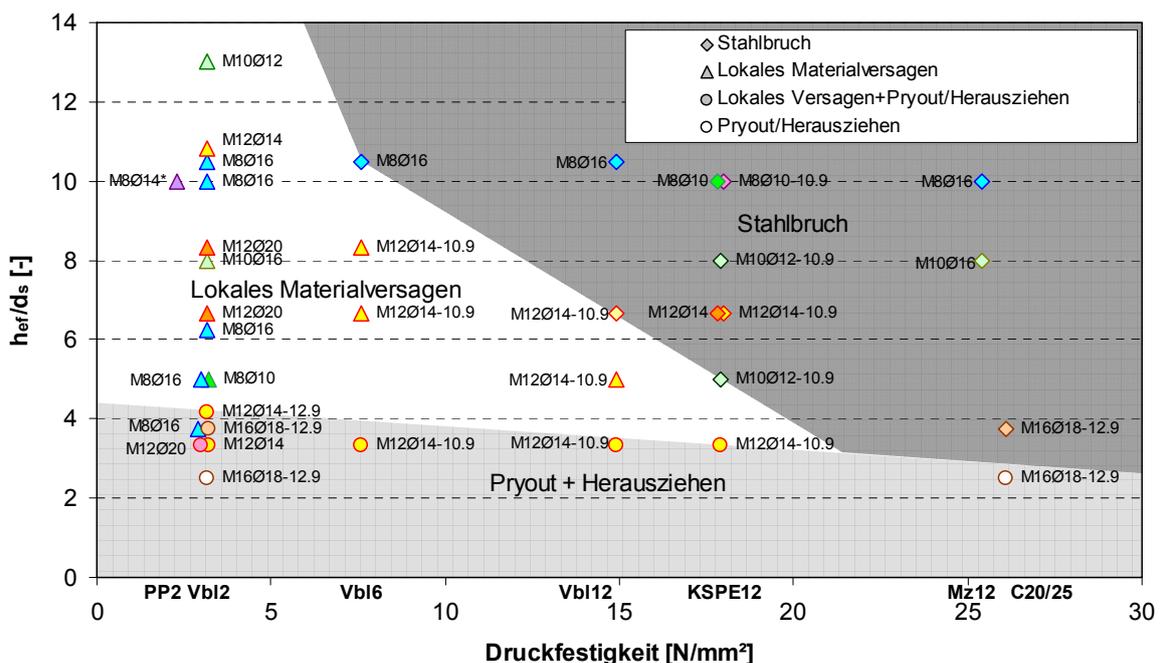
Mit flachen Anbauteilen wurde bei den Vbl2- und Vbl6-Steinen nur Verankerungstiefen bis 80 mm und bei den höherfesten Steinen nur bis 60 mm untersucht, Versuche in Beton gab es keine. Dabei wurde kein Versagen durch Abscheren erreicht, allerdings lag die Höchstlast bei der Serie in KSPE12 mit längeren Dübeln nur 17% unter der Abscherlast bei dickem Anbauteil. Es ist daher anzunehmen, dass auch für fla-

che Anbauteile bei entsprechender Verankerungstiefe und Steifigkeit ein Abscheren des Stahles erreicht werden kann.

Im Bereich zwischen diesen Versagensarten (für ein Verhältnis  $h_{ef}/d_s$  über ca. 4,0) trat bei den Steinen lokales Materialversagen des Untergrundes mit der Bildung von plastischen Gelenken im Dübel auf. Die obere Grenze bildet das Stahlversagen. Der Bereich für das lokale Versagen verkleinert sich mit zunehmender Festigkeiten des Untergrundes, so dass es bei dickem Anbauteil bei einer Druckfestigkeit von ca. 18 N/mm<sup>2</sup> bei den KSPE-Steinen nicht mehr beobachtet werden kann.



a) Flaches Anbauteil (gelenkige Lagerung)



b) Dickes Anbauteil (volle Einspannung)

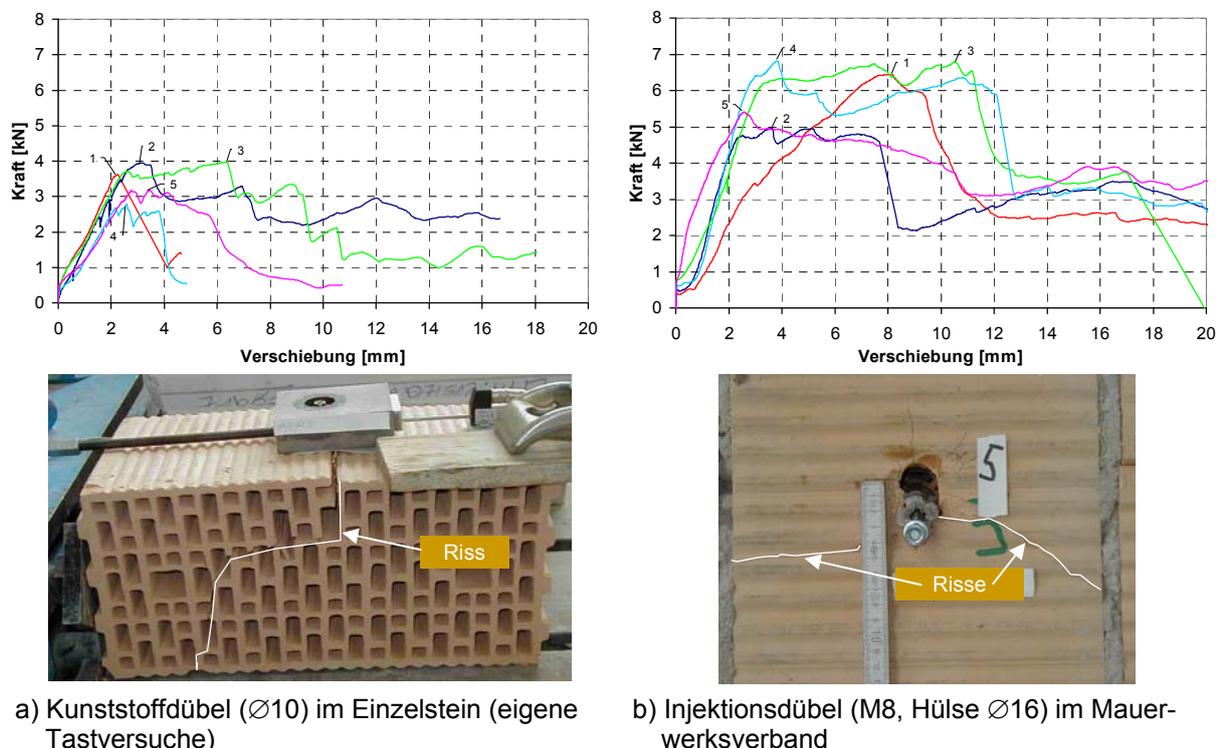
**Bild 4.9:** Versagensarten in Vollsteinen

Bei den Versuchen in Lochsteinen wurde die Verankerungstiefe bzw. das Anbauteil in geringerem Umfang variiert. Aus diesem Grund und wegen der Einflüsse der Lochkonfiguration ist eine Darstellung wie bei den Vollsteinen nicht möglich. Hier trat im Wesentlichen lokales Materialversagen, z. T. nach dem Spalten des Steines, auf.

#### 4.3.2.2 Spalten des Steines im Einzelstein und im Mauerwerksverband

Nahezu alle in verschiedenen Quellen aufgeführten Querlastversuche wurden in Einzelsteinen durchgeführt. Hier trat folglich bei der Mehrheit der Versuche durch Einflüsse der Bauteilränder ein vorzeitiges Spalten des Steines auf, das die Höchstlast begrenzte. Im Mauerwerksverband findet jedoch über die vermörtelten Lagerfugen einerseits ein Lastübertrag auf angrenzende Steine statt und andererseits werden die Verschiebungen behindert, so dass selbst nach einem Spalten noch Kräfte übertragen werden können. Für zentrische Belastung wurde der positive Einfluss des Verankerns im Verband bereits von Meyer (2006) beschrieben.

In Bild 4.10 sind eigene Versuchsergebnisse unter Querlast in gleicher Setzposition in der Mitte des Steines und bei vergleichbarer Verankerungstiefe mit Dübeln im Einzelstein und im Mauerwerksverband gegenübergestellt. Während der Einzelstein spaltete und komplett durchbrach, ist das Spalten im Verband in der Last-Verschiebungskurve nicht zu erkennen und es werden deutlich höhere Lasten erreicht. Um die tatsächlichen Gegebenheiten besser zu erfassen und die positiven Effekte einer Verankerung im Verband zu erfassen, wurden aus den Steinen bis Größe 16DF Wände in Tragrahmen erstellt.



**Bild 4.10:** Einfluss des Versuchskörpers auf das Tragverhalten bei Spalten in H12-0,9-16DF

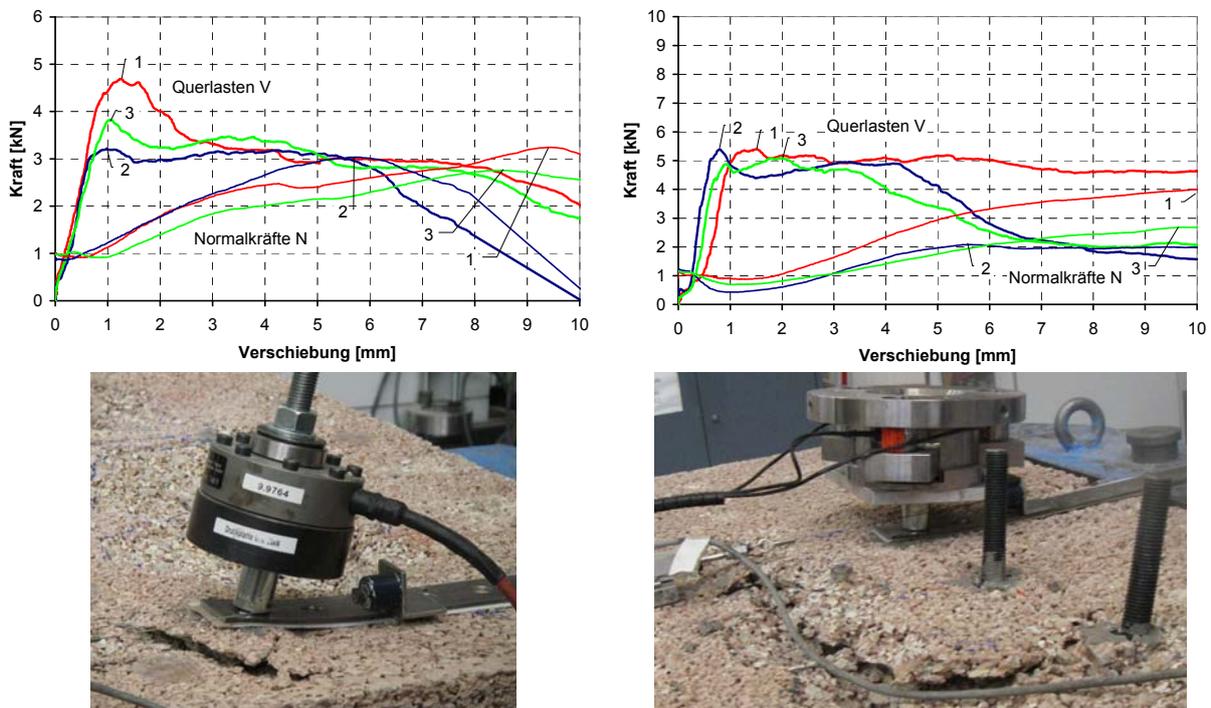
### 4.3.2.2.3 Versagensarten bei geringen Verankerungstiefen

#### Qualitatives Tragverhalten

In Vollsteinen trat bei Dübeln mit Verankerungstiefen bis 60 mm und Verhältnissen von  $h_{ef}/d_s \leq \sim 4,0$  und flachem oder frei drehbarem dickem Anbauteil (nach Bild 4.4) ein maßgebliches Versagen durch Heraushebeln des Dübels mit Steinausbruch auf der lastabgewandten Seite oder durch Überschreiten der Zugtragfähigkeit der Befestigung auf. Bei einem durch Zugkräfte verursachten Versagen bildete sich ein Ausbruchkegel um den Dübel bei Versagen des Ankergrundes, es trat ein Herausziehen des Dübels bei Versagen des Verbundes auf oder es gab eine Kombination aus beiden Mechanismen. Bei Verwendung einer Siebhülse und dem damit verbundenen größeren Bohrlochdurchmesser bei gleicher Ankerstangengröße verschob sich der Tragmechanismus bei flachem Anbauteil tendenziell zu lokalem Materialversagen.

#### Heraushebeln des Dübels

Bild 4.11 zeigt das Versagen durch Heraushebeln des Dübels mit rückwärtigem Steinausbruch ohne merklichen Anstieg der Zugkräfte im Dübel in Vbl2-Steinen. Das Versagen entstand zum Teil in Kombination mit lokalem Materialversagen vor dem Dübel bei flachen Anbauteilen (Dicke 2 mm oder 3 mm). Im Gegensatz zu dem für Beton hergeleiteten Ansatz für Pryoutversagen, der von einem Anstieg der Zugkräfte ausgeht und die Bemessung auf die zentrische Betonausbruchlast bezieht, ist hier bei den Serien in Vbl2 mit  $h_{ef}/d_s < 4,0$  bis zum Höchstwert der Querlast gar keine bzw. eine sehr geringe Erhöhung der Zugkraft im Dübel zu beobachten. Bei anderen Serien ergab sich lediglich ein moderater Anstieg, der allerdings unter 0,5 kN blieb.



a) M12-10.9,  $h_{ef} = 40$  mm (Verhältnis  $h_{ef}/d_s = 3,3$ )    b) M16-12.9,  $h_{ef} = 60$  mm (Verhältnis  $h_{ef}/d_s = 3,7$ )

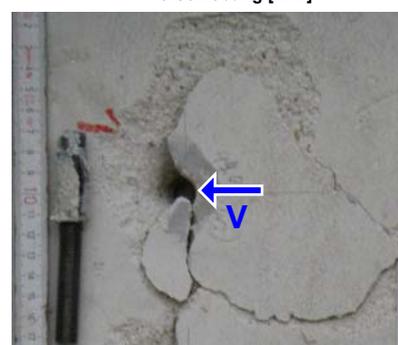
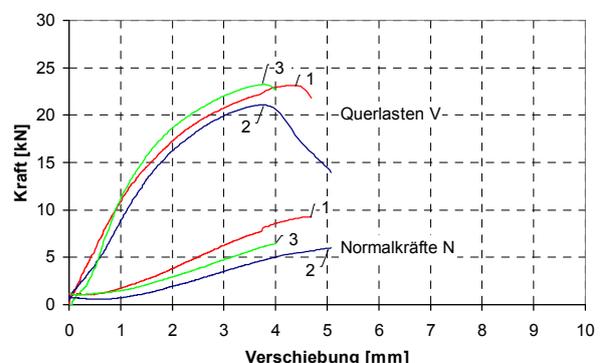
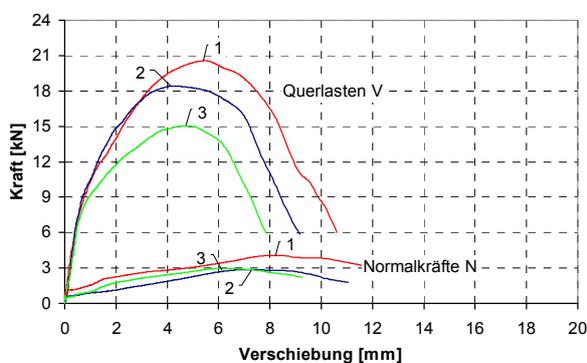
**Bild 4.11:** Heraushebeln des Dübels mit rückwärtigem Ausbruch in Vbl2-Steinen bei Dübeln ohne Hülse und flachem Anbauteil: Last-Verschiebungskurven für Querlasten (obere Kurven), zugehörige Normalkräfte (untere Kurven) und Versagensbilder der Versuche

Dieses Versagen ist vergleichbar mit der Bildung von Gleitflächen im Untergrund bei der Bemessung für passiven Erddrucks in der Bodenmechanik. Als Vergleich siehe hier das Heraushebeln der Erdscholle beim Umgraben mit einem Spaten erwähnt. Im Stein erfolgt der Ausbruch, indem der lastabgewandte Teil des Verankerungsgrundes vom Dübel herausgehoben wird. Charakteristisch für dieses Versagen ist, dass der Höchstwert der Querlast bei geringen Verschiebungen von ca. 1 mm bis maximal 2 mm erreicht wird und dann deutlich abfällt. Die Normalkräfte folgen dem Querlastverlauf mit erst mit einer Verzögerung (Bild 4.11 a) oder können zunächst sogar leicht abfallen (Bild 4.11 b).

### Versagen durch Zugkräfte

Zugversagen mit der Bildung eines Ausbruchkegels (Pryout) oder durch Herausziehen des Dübels wurde für bezogene Verankerungstiefen  $h_{ef}/d_s \leq \sim 4,0$  bei der Mehrheit der Versuche mit dickem, frei drehbarem Anbauteil (Bild 4.12 a) in allen Materialien und bei flachem Anbauteil in den Vbl12- und KSPE12-Steinen (Bild 4.12 b) beobachtet (siehe auch Bild 4.9). Zum Teil trat das Versagen in Kombination mit lokalem Versagen auf, so z. B. in drei Serien mit verschlechterten Verbundeigenschaften durch ein leicht feuchteres Bohrloch. Die Normalkräfte folgen dem Querlastverlauf (Bild 4.12) und liegen im Bereich der rechnerischen Zugtragfähigkeit nach Gleichung (2.37).

Bei Zugversagen sind die Verschiebungen bei Höchstlast bei den Vbl2-Planelementen teilweise deutlich größer als bei gleichartiger Konfiguration und flachem Anbauteil bei Heraushebeln des Dübels (s. o.) und betragen hier zwischen 1,0 und 6,0 mm. In Vbl6 und in der Betonplatte C20/25 betragen sie zwischen ca. 1,9 und 4,0 mm. Die bis dahin ansteigenden Normalkräfte fallen danach i. d. R. rasch ab. Allgemein nehmen die Verschiebungen bei Höchstlast mit ansteigender Steifigkeit zu.



a) in Vbl12-2,0 mit dickem Anbauteil: lok. Materialversagen mit Pryout/ Herausziehen

b) in KSPE12-2,0 mit flachem Anbauteil: Pryoutversagen

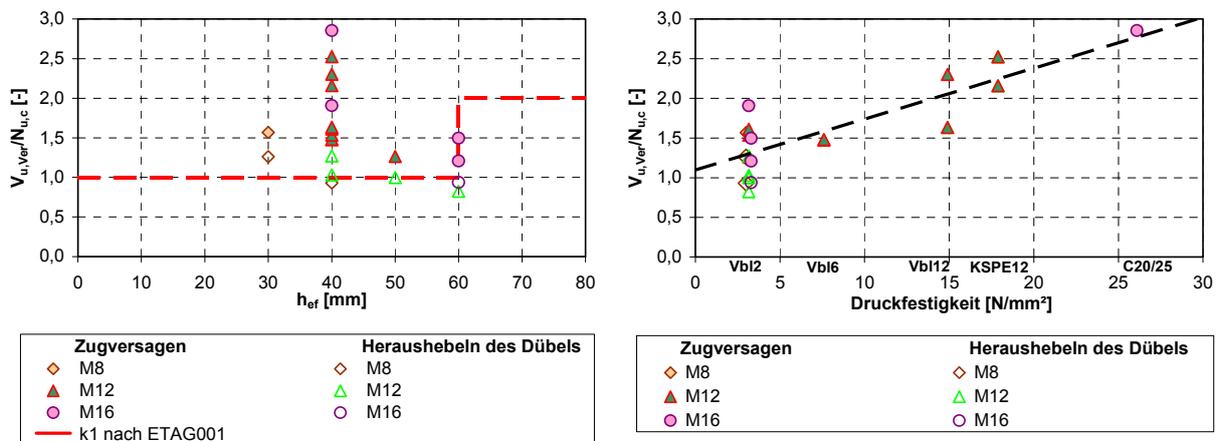
**Bild 4.12:** Zugversagen bei Dübeln M12-10.9 ohne Hülse,  $h_{ef}=40$  mm ( $h_{ef}/d_s = 3,3$ ): Last-Verschiebungskurven für Quer- und ggf. zugehörige Normalkräfte (oben) und Versagensbilder aus Versuchen (unten)

### Höchstlasten und Vergleich mit Regelungen nach ETAG 001

Ein Heraushebeln (ohne Zuglastanstieg) oder ein Versagen, bei dem die Zugkräfte durch Pryout oder Herausziehen eine Rolle spielten, wurde in 22 Serien in Vollmaterialien bei Dübeln mit und ohne Hülse als Einzelbefestigung für Verankerungstiefen bis 60 mm beobachtet. Die Versuche wurden in den drei Typen von Leichtbetonhohlblöcken (Vbl2, Vbl6 und Vbl12), in den Kalksandplanelementen (KSPE12) und in der Betonplatte C20/25 durchgeführt. Die meisten Serien wurden in Vbl2-Steinen durchgeführt.

Bild 4.13 zeigt das Verhältnis der in den Versuchen ermittelten mittleren Querlasten zur berechneten Ausbruchlast bei Zugbeanspruchung für den jeweiligen Untergrund in Abhängigkeit der Verankerungstiefe und der ermittelten Druckfestigkeit des Ankergrundes. Die zentrische Zugtragfähigkeit wird dabei für Mauerwerk nach Meyer (2006) für Kalksandsteine mit Gleichung (2.37) und für Leichtbetonsteine mit Gleichung (2.38) und für Beton mit Gleichung (2.9) berechnet. Mit dargestellt in Bild 4.13 a sind die Regelungen nach ETAG 001 für Pryout (Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite) mit dem Faktor  $k_1$  (vgl. Abschnitt 2.2.3.1.2), der für  $h_{ef} \geq 60$  mm 2,0 und für  $h_{ef} < 60$  mm 1,0 beträgt und damit eine Sprungfunktion darstellt.

Betrachtet man die Darstellung über die Verankerungstiefe (Bild 4.13 a), so streuen die Ergebnisse sehr stark. Für die Serien, bei denen ein Zugversagen vorlag, betragen die Verhältniswerte für  $h_{ef} < 60$  mm 1,27 bis 2,85 und für  $h_{ef} = 60$  mm 1,21 und 1,50. Für die Serien mit rückwärtigem Ausbruch ergeben sich für  $h_{ef} < 60$  mm Verhältniswerte zwischen 0,93 und 1,26 und für  $h_{ef} = 60$  mm von 0,82 und 0,94.



a) in Abhängigkeit der Verankerungstiefe

b) in Abhängigkeit der Nenndruckfestigkeit des Untergrundes

**Bild 4.13:** Verhältnis von mittleren Querbruchlasten im Versuch und rechnerischer Ausbruchlast für Zugbeanspruchung des jeweiligen Untergrundes für Injektionsdübel als Einzelbefestigung bei Versagen der Verankerung auf Zug oder rückwärtigen Ausbruch

Während damit für  $h_{ef} < 60$  mm die Vorgabe nach ETAG 001 noch als annähernd eingehalten angesehen werden kann, ist dies für  $h_{ef} = 60$  mm nicht der Fall, auch wenn man nur die Serien mit Zugversagen betrachtet. Damit wird das Tragverhalten in den Mauersteinen mit dem Ansatz nach ETAG 001 nur unzureichend erfasst und für  $h_{ef} = 60$  mm liegt die Bemessung auf der unsicheren Seite.

Aufschlussreicher für das Tragverhalten ist eine Darstellung in Abhängigkeit der Druckfestigkeit bzw. der Art des Ankergrundes nach Bild 4.13 b. Den größeren Verhältniswerten je Ankerstangengröße und Stein entsprechen jeweils die höheren Einbindetiefen. Die mittleren Werte für eine Dübel-Stein-Kombination liegen bei Zugversagen (Pryout und Herausziehen) über denen bei Heraushebeln des Dübels (nur in

Vbl2 und bei flachem Anbauteil). Evident ist ein tendenzieller Anstieg der Verhältniszahlen mit zunehmender Druckfestigkeit. Die Druckfestigkeit des Untergrundes scheint somit jeweils einen größeren Einfluss auf die Querlasttragfähigkeit zu haben, als dies durch einen Bezug auf die Zugtragfähigkeit der Verankerung erfasst wird.

#### 4.3.2.2.4 Lokales Materialversagen

Das lokale Materialversagen war die am häufigsten beobachtete Versagensart. Dabei wird der Untergrund so stark beansprucht, dass er plastifiziert oder auch oberflächennahe Bereiche muschelförmig abscheren und der Dübel bis zu zwei plastische Gelenke ausbilden kann. Die plastischen Gelenke treten an der Scherfuge Anbauteil-Untergrund und innerhalb des Steines auf.

Bei den Querlastversuchen in Lochsteinen und in niederfesten Vollsteinen ( $\beta_{St} \leq 8 \text{ N/mm}^2$ ) trat lokales Versagen des Untergrundes vor dem Dübel auf, wenn die Verankerungstiefe  $h_{ef}$  eine Länge von ca. 60 mm überschritt oder Verhältnisse  $h_{ef}/d_s > 4,0$  gegeben waren. Für 50 mm Hülslänge in den Leichtbetonsteinen und den höherfesten Kalksandlochsteinen war das lokale Versagen zum Teil kombiniert mit einem lastabgewandten Ausbruchkegel, der sich allerdings erst im Nachbruch bei großen Verschiebungen ereignete.

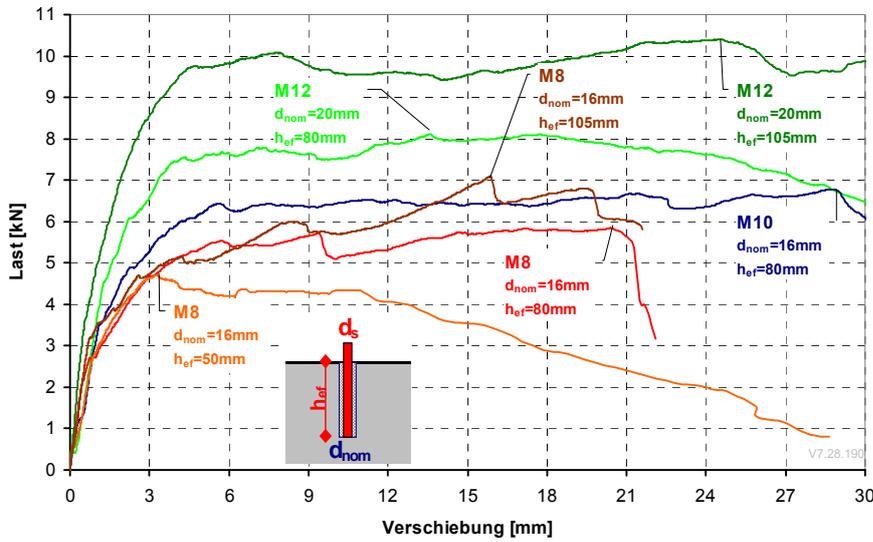
In Bild 4.14 a sind beispielhaft Last-Verschiebungskurven bei lokalem Materialversagen von sechs unterschiedlichen Befestigungen mit dickem Anbauteil in Vbl2-Planelementen als Vollstein dargestellt. Dazu werden in Bild 4.15 vier Versuchskörper nach den Versuchen gezeigt.

Zu Belastungsbeginn bis ca. 1 mm Weg weisen alle Kurven ähnliche Steigungen auf, die dann bei weiterer Verschiebung und beginnend bei den kleineren Durchmessern stetig zurückgehen. Die lokalen Pressungen auf den Stein nehmen in diesem Bereich stark zu und der Untergrund wird auf der lastzugewandten Seite vor dem Dübel durch die Druckbeanspruchung örtlich plastisch deformiert. Zwischen 3 und 6 mm gehen die Kurven durch die Bildung von plastischen Gelenken in Lastplateaus über, auf denen die Höchstlasten liegen. Zunächst plastisierten die Dübel durch die Einspannung im Anbauteil an der Scherfuge, bei ausreichender Einbindetiefe entwickelte sich ein zweites plastisches Gelenk im vorderen Bereich des Dübels innerhalb des Bohrloches. Bei Größe M8 mit 105 mm Einbindetiefe zeigt sich durch die Ausbildung eines Zugbandes nochmals ein merklicher Anstieg, bis die Höchstlast erreicht wird.

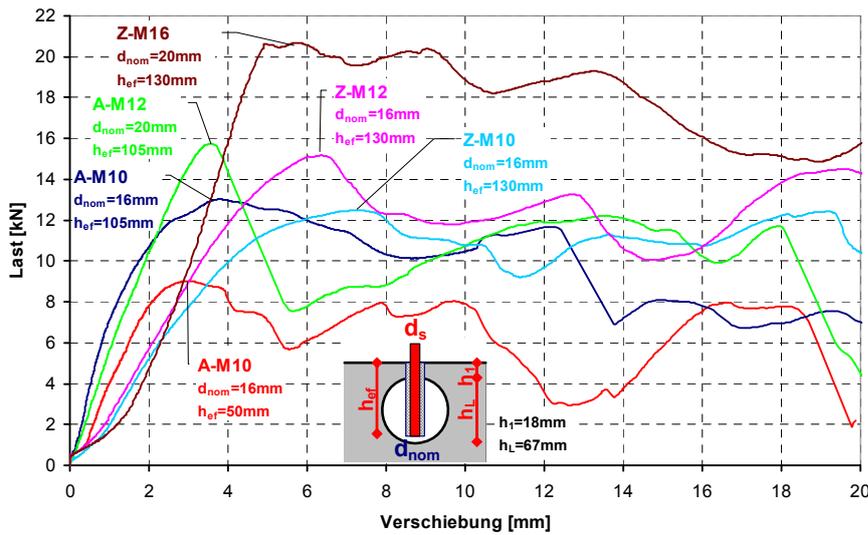
Die Versuchskörper in Bild 4.15 belegen die beschriebenen Vorgänge sehr anschaulich. Die weißen Linien markieren den Drehwinkel in den plastischen Gelenken der Dübel und die (rot) umrandeten Bereiche das lokale Versagen im Untergrund. Die (blauen) Pfeile geben die Belastungsrichtung an.

Die Last-Verschiebungskurven von sechs Injektionsdübeln mit dickem Anbauteil in KSL12 in Bild 4.14 b sind typisch für lokales Materialversagen bei Lochsteinen. Sie sind durch zahlreiche Lastspitzen gekennzeichnet, von denen eine die Höchstlast darstellt. Wie bei den Vollsteinen versagt der Untergrund auf der lastzugewandten Seite durch die Druckbeanspruchung und im Dübel bilden sich ein oder zwei plastische Gelenke aus. Ähnlich wie bei den Vollsteinen weisen die Kurven des Dübeltyps A zu Beginn einen steilen Anstieg auf, der sich hier aufgrund der höheren Stein-Druckfestigkeit und den damit verbundenen größeren Höchstlasten jedoch bis über 3 mm hinziehen kann. Der Dübeltyp A hat hier eine Siebhülse aus Streckmetall und wird in Vorsteckmontage gesetzt während Typ Z eine Kunststoffsiebhülse besitzt und in Durchsteckmontage montiert wird. Dies ist die Ursache für den flacheren Lastan-

stieg bei den Typen Z zu Beginn, die jedoch aufgrund der größeren Verankerungstiefe im Innensteg einen konstanteren, sanft abfallenden Verlauf nach Erreichen der Höchstlast aufweisen.

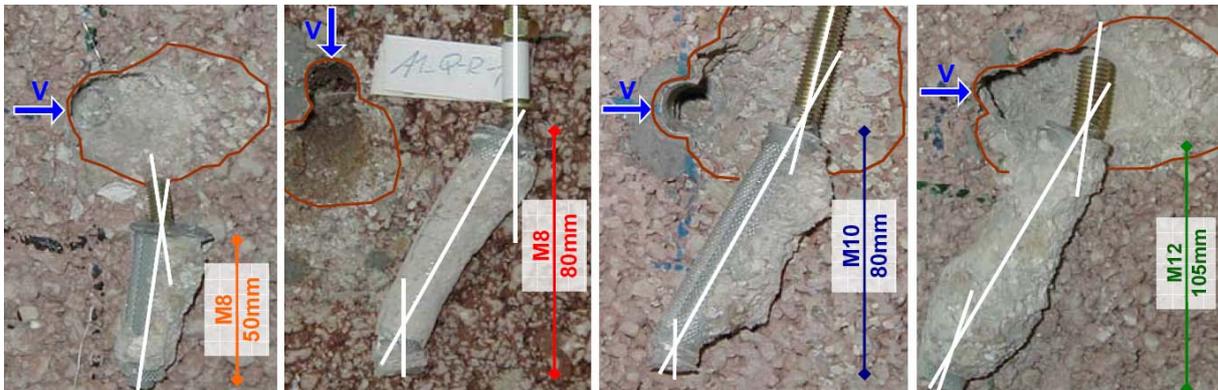


a) in Vbl2-0,5



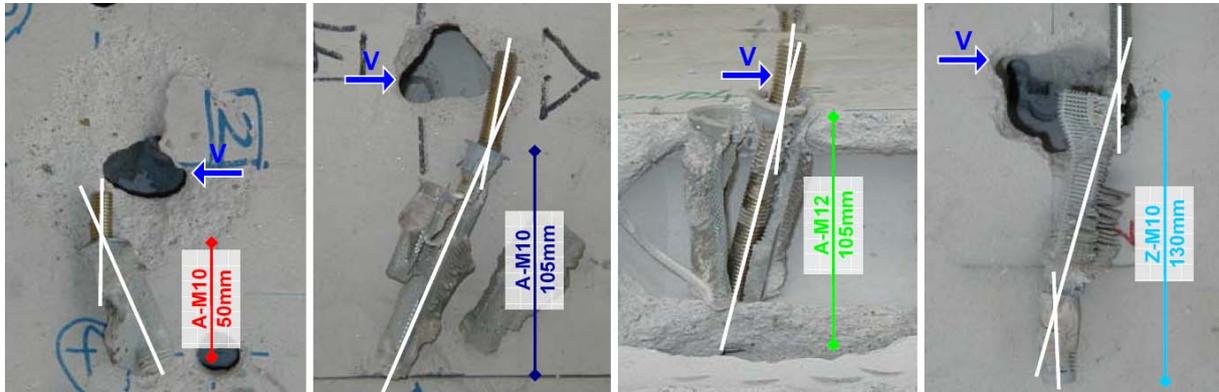
b) in KSL-R-12-1,2-16DF

**Bild 4.14:** Last-Verschiebungskurven für querbelastete Injektionsdübel mit Hülse bei lokalem Materialversagen in Voll- und Lochstein (dickes Anbauteil)



**Bild 4.15:** Versuchskörper bei lokalem Materialversagen in Vbl2-0,5 als Vollstein (dickes Anbauteil)

Die Versuchskörper von vier Serien nach den Versuchen zeigt Bild 4.16. Die (blauen) Pfeile geben wiederum die ursprüngliche Belastungsrichtung an. Die Bildung der plastischen Gelenke ist klar zu erkennen, wobei die weißen Linien die Dübelachse nach den Versuchen und damit den Drehwinkel kennzeichnen.

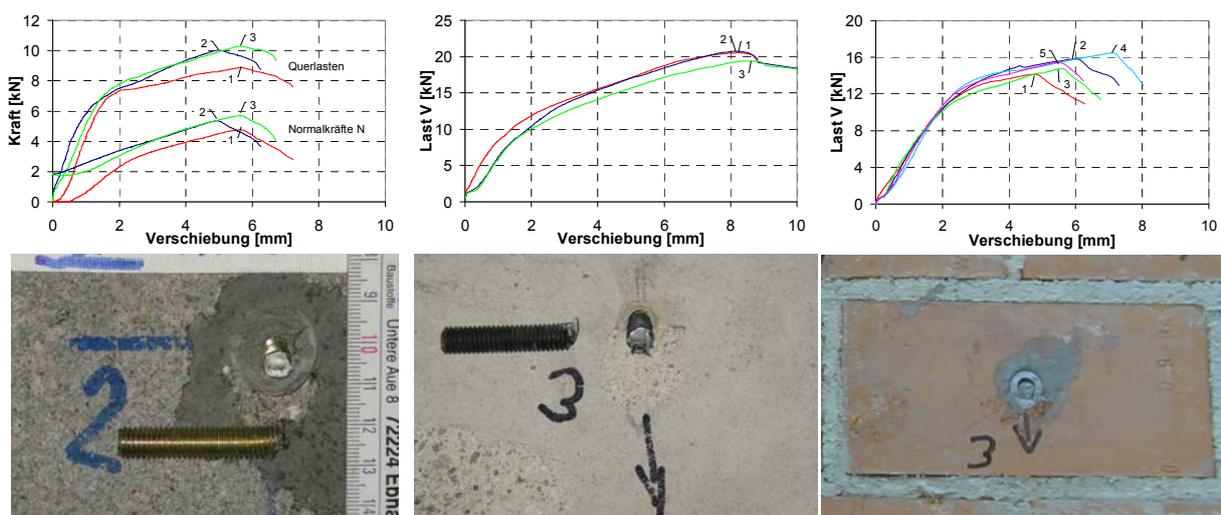


**Bild 4.16:** Versuchskörper bei lokalem Materialversagen in KSL-R-12-1,2-16DF als Lochstein (dickes Anbauteil)

#### 4.3.2.2.5 Stahlbruch

##### Qualitatives Tragverhalten

Ein Versagen des Stahles der Ankerstange auf Abscheren liefert die größtmögliche Quertraglast einer Dübelbefestigung. Die Übergänge vom Abscheren zum lokalen Versagen sind fließend und von verschiedenen Parametern abhängig. Charakteristisch für das Abscheren sind ein stetiger Lastanstieg mit Abflachen der Steifigkeit bis zur Höchstlast und nur relativ geringen Eindrückungen in den Ankergrund mit zugehörigen Verschiebungen am Anbauteil, die im Mittel bei Höchstlast zwischen ca. 4 und 8 mm (Bild 4.17) betragen. Danach erfolgt ein eindeutiger Lastabfall innerhalb weiterer maximal 2 mm, bis die Ankerstange komplett abschert.



a) M8-5.8,  $h_{ef}=84$  mm, mit Hülse  $\varnothing 16$  mm, dickes Anbauteil, in Vbl12-2,0

b) M8-10.9,  $h_{ef}=80$  mm, ohne Hülse, dickes Anbauteil, in KSPE12-2,0

c) M10-5.8,  $h_{ef}=80$  mm, mit Hülse  $\varnothing 16$  mm, dickes Anbauteil, in Mz12-2,0-2DF

**Bild 4.17:** Tragverhalten querbelasteter Injektionsdübel bei Abscheren des Stahls: Last-Verschiebungskurven für Quer- und ggf. zugehörige Zuglast (oben) und Versuchskörper (unten)

Die Normalkräfte im Dübel steigen, wie bereits oben beschrieben, ab ca. 1 mm Verschiebung an (Bild 4.17 a), bei nicht vorgespannten Dübeln zunächst steiler (Versuch 1). Oberflächlich kann es zu leichten Abplatzungen des Steines kommen (Bild 4.17 b). Nach Überschreiten der Höchstlast fällt die Normalkraft schnell ab, meist innerhalb von 1-2 mm weiterer Verschiebung, und beträgt beim endgültigen Abscheren noch 80-90% der Höchstlast. In den Versuchen wurde Stahlversagen ab mittelfesten Vollsteinen ( $\beta_{St} > 6\text{N/mm}^2$ ), bei ausreichender Verankerungstiefe ( $h_{ef} \geq 50\text{ mm}$ ) und dickem Anbauteil beobachtet.

#### Höchstlasten und Vergleich mit den Regelungen nach ETAG 029

Innerhalb des Versuchsprogramms wurde in 16 Serien ein Stahlbruch nach o. g. Definition bei Dübeln mit und ohne Siebhülse in 6 verschiedenen Ankergründen beobachtet. Untersucht wurden Gewindestangengrößen M8, M10, M12 und M16 in Nennstahlfestigkeiten 5.8, 10.9 und 12.9 mit verschiedenen Verankerungstiefen.

In Tabelle 4.2 sind die Parameter, die mittleren Höchstlasten und statistische Werte aus diesen Versuchen abgebildet. Weiterhin erfolgt eine Gegenüberstellung mit den nach ETAG 29 bzw. *Elgehausen/ Mallee (2000)* (Gleichung 2.27) berechneten mittleren Höchstlasten. Dabei wird die Berechnung zum Einen mit den tatsächlich ermittelten mittleren Stahlzugfestigkeiten  $f_u$  ( $V_{u,s,Ist}$ ) und zum Anderen mit den Nennwerten aus den Festigkeitsklassen ( $V_{u,s,Nenn}$ ) durchgeführt. Die ermittelten Stahlzugfestigkeiten liegen zwischen 6,5% bei Festigkeitsklasse 12.9 für die Größe M16 und 41,2% bei Festigkeitsklasse 5.8 für die Größe M10 über den Nennfestigkeiten.

Die Abscherlasten steigen sowohl mit den Stahlfestigkeiten als auch mit dem Durchmesser an (vgl. Abschnitte 4.3.3.2.1 und 4.3.3.2.3). Das Verhältnis zu den nach ETAG 029 berechneten Mittelwerten beträgt zwischen 0,63 und 0,82 bei einem Mittelwert über alle Serien von 0,74 (Variationskoeffizient 7,3%). Gegenüber den mit den Nennfestigkeiten berechneten Werten ergeben sich Verhältnisse zwischen 0,73 und 0,99 bei einem Mittelwert von 0,87 (Variationskoeffizienten 8,1%).

| Versuche: Parameter und Auswertung              |                      |         |       |           |          |                      |      |      |           |       | $V_{u,s,Ist}$  | $V_{Ver} /$   | $V_{u,s,Nenn}$                             | $V_{Ver} /$    |             |      |
|---|----------------------|---------|-------|-----------|----------|----------------------|------|------|-----------|-------|----------------|---------------|--|----------------|-------------|------|
| Stein   | $\beta_{St}$         | Lastart | $d_s$ | $d_{nom}$ | $h_{ef}$ | $f_u$                | Fkl. | n    | $V_{Ver}$ | v     | 1)             | $V_{u,s,Ist}$ | 1)   | $V_{u,s,Nenn}$ | $V_{Ver} /$ |      |
|   | [N/mm <sup>2</sup> ] |         | [mm]  |           |          | [N/mm <sup>2</sup> ] |      | [-]  | [kN]      | [%]   | [kN]           | [-]           | [kN]                                       | [-]            |             |      |
| Mz12-2,0-2DF                                    | 25,36                | Vv      | 10    | 16        | 80       | 566                  | 5.8  | 5    | 15,33     | 5,9   | 19,70          | 0,78          | 17,40                                      | 0,88           |             |      |
|   |                      | Vh      |       |           |          |                      | 5.8  | 5    | 16,07     | 4,5   | 19,70          | 0,82          | 17,40                                      | 0,92           |             |      |
|   |                      | Vh      | 8     | 16        |          |                      | 576  | 5.8  | 5         | 9,27  | 4,1            | 12,65         | 0,73                                       | 10,98          | 0,84        |      |
|   |                      | Vv      |       |           |          |                      |      | 5.8  | 5         | 9,43  | 8,9            | 12,65         | 0,75                                       | 10,98          | 0,86        |      |
| KSPE- 20-2,0<br>998x300x623                     | 17,89                | Vh      | 8     | 10        | 80       | 706                  | 5.8  | 3    | 10,65     | 20,8  | 15,50          | 0,69          | 10,98                                      | 0,97           |             |      |
|   |                      |         |       |           |          |                      |      | 1124 | 10.9      | 3     | 20,23          | 3,5           | 24,68                                      | 0,82           | 21,96       | 0,92 |
|   |                      | Vh      | 10    | 12        | 50       | 1173                 | 10.9 | 3    | 26,07     | 5,1   | 40,80          | 0,64          | 34,80                                      | 0,75           |             |      |
|   |                      |         |       |           |          |                      |      | 1173 | 10.9      | 3     | 30,63          | 4,4           | 40,80                                      | 0,75           | 34,80       | 0,88 |
|   |                      | Vh      | 12    | 14        |          |                      |      | 668  | 5.8       | 3     | 25,11          | 1,4           | 33,79                                      | 0,74           | 25,29       | 0,99 |
|   |                      |         |       |           |          |                      |      | 1158 | 10.9      | 3     | 44,15          | 3,2           | 58,57                                      | 0,75           | 50,58       | 0,87 |
| Vbl 12-2,0                                      | 14,9                 | Vh      | 8     | 16        | 85       | 576                  | 5.8  | 3    | 9,73      | 7,7   | 12,65          | 0,77          | 10,98                                      | 0,89           |             |      |
|   |                      |         |       |           |          |                      |      | 1158 | 10.9      | 3     | 36,81          | 5,8           | 58,57                                      | 0,63           | 50,58       | 0,73 |
| Vbl 6-0,8                                       | 7,6                  | Vh      | 8     | 16        | 85       | 576                  | 5.8  | 3    | 8,99      | 5,6   | 12,65          | 0,71          | 10,98                                      | 0,82           |             |      |
| C20/25  | 26,1                 |         |       | 16        | 18       | 60                   | 1279 | 12.9 | 3         | 93,20 | 2,3            | 120,48        | 0,77                                       | 113,04         | 0,82        |      |
| KSL-R-12-1,2-16DF                               | 17,8                 | Vh      | 8     | 16        | 50       | 576                  | 5.8  | 3    | 9,98      | 4,3   | 12,64          | 0,79          | 10,98                                      | 0,91           |             |      |
|   |                      | Vv      | 10    |           |          |                      | 566  | 5.8  | 5         | 14,60 | 1,9            | 19,68         | 0,74                                       | 17,40          | 0,84        |      |
| <b>Legende:</b>                                 |                      |         |       |           |          |                      |      |      |           |       | MW [-]         | 0,74          | MW [-]                                     | 0,87           |             |      |
| Vh = horizontale (lagerfugenparallele) Querlast |                      |         |       |           |          |                      |      |      |           |       | v [%]          | 7,3           | v [%]                                      | 8,1            |             |      |
| Vv = vertikale Querlast                         |                      |         |       |           |          |                      |      |      |           |       |                |               |  |                |             |      |
| 1) nach Gleichung 2.27 mit:                     |                      |         |       |           |          |                      |      |      |           |       |                |               |  |                |             |      |
|   |                      |         |       |           |          |                      |      |      |           |       | $V_{u,s,Ist}$  | =             | Berechnung mit ermittelter Stahlfestigkeit |                |             |      |
|   |                      |         |       |           |          |                      |      |      |           |       | $V_{u,s,Nenn}$ | =             | Berechnung mit Nenn-Stahlfestigkeit        |                |             |      |

**Tabelle 4.2:** Auswertung von Versuchen bei Versagen Stahlbruch und Vergleich mit mittleren Berechnungswerten nach ETAG 029 für tatsächliche und Nenn-Stahlfestigkeiten

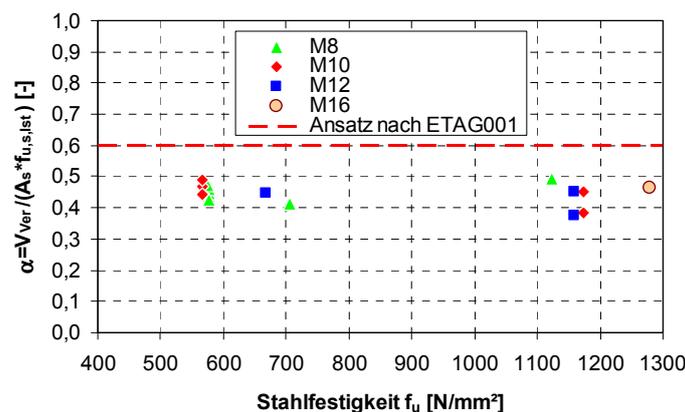
Ein Einfluss durch die Verwendung einer Siebhülse (hier alle Versuche mit Bohrdurchmesser 16 mm) bei den Verhältniswerten kann nicht festgestellt werden. Ebenso lässt sich kein signifikanter Unterschied zwischen den verschiedenen Gewindegrößen oder Nennfestigkeiten feststellen.

In den KSPE-Steinen wurde in der Serie mit Ankerstange M8-5.6 in einem Versuch ein anderer Gewindestangentyp verwendet und ein weiterer Versuch versagte durch einen doppelten Stahlbruch, so dass der Variationskoeffizient mit 20,8% deutlich höher als bei den anderen Serien ausfällt. Diese Werte sind nicht repräsentativ und können für weitere statistische Auswertungen nicht herangezogen werden.

Bei der Größe M10 im selben Stein gibt es offensichtlich einen Einfluss der Verankerungstiefe. Die Höchstlasten reduzieren sich zwischen 80 und 50 mm Verankerungstiefe (Verhältnis  $h_{\text{nom}}/d_{\text{nom}}$  von 6,7 und 4,2) von 30,63 auf 26,07 kN bei gleichen Streuungen, so dass hier bei der geringen Verankerungstiefe mit die niedrigsten Verhältniswerte in den beiden Vergleichen erzielt werden (0,64 bzw. 0,75). Diese Serie befindet sich zusammen mit der Serie mit Größe M12 in den Vbl12-Steinen, bei der ähnlich niedrige Verhältniswerte vorliegen (0,63 bzw. 0,73), im Übergangsbereich zum lokalen Materialversagen (vgl. Bild 4.9).

Eine Auswertung über aller Ergebnisse mit Ausnahme der oben genannten Serie M8 ergibt einen Variationskoeffizienten von 4,6% für  $n=55$  Einzelversuche.

Aus den Versuchen wurden die Verhältnisse  $\alpha$  von gemessener Querbruchlast zu rechnerischer Stahlbruchlast des maßgebenden Ankerstangenquerschnittes bei Zugbelastung berechnet und für die verschiedenen Gewindedurchmesser aufgetragen (Bild 4.18). Bei der Berechnung wurde die tatsächlich ermittelte Zugfestigkeit  $f_u$  der verwendeten Ankerstangen eingesetzt. Es ergeben sich bezogene Werte  $\alpha$  zwischen 0,38 und 0,49. Die Abweichung der Verhältniswerte zum  $\alpha$ -Faktor nach ETAG ist unabhängig von der Stahlfestigkeit und der Ankerstangengröße. Wie oben beschrieben kann jedoch die Verankerungstiefe bzw. das Verhältnis von Verankerungstiefe zu Ankerstangendurchmesser in Abhängigkeit des Verankerungsgrundes einen Einfluss haben. Das Ergebnis für die Versuchsserie M16 in Beton C20/25 liegt im Bereich der Serien in den Mauersteinen.



**Bild 4.18:** Verhältnis  $\alpha$  (gemessene Querbruchlast zu rechnerischer Stahlbruchlast bei zentrischer Zuglast) in Abhängigkeit der gemessenen Stahlfestigkeit der Ankerstange

Mit den in Bild 4.18 dargestellten Verhältnissen  $\alpha$  liegen der nach ETAG 029 zugrunde gelegte Wert für die mittleren Höchstlasten von 0,6 und der bei der Berechnung der charakteristischen Lasten verwendete Faktor von 0,5 auf der unsicheren Seite und es sollte eine Korrektur vorgenommen werden.

### 4.3.3 Tragfähigkeit von Einzeldübeln bei Querbelastung

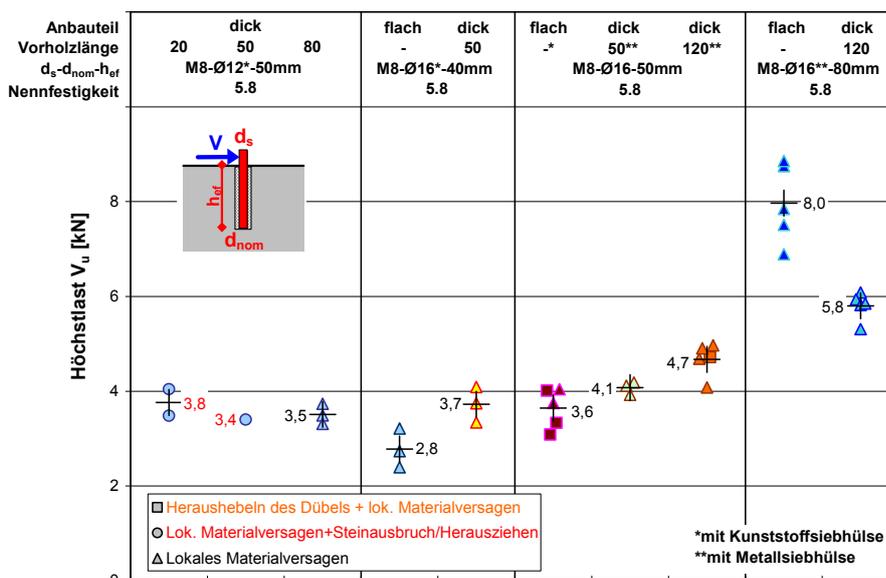
Die Versagensart und die Höchstlast sind von Parametern des Anbauteiles, des Ankersystems und des Ankergrundes abhängig. Die Untersuchungen zu den jeweiligen Einflussgrößen werden im Folgenden beschrieben.

#### 4.3.3.1 Einflüsse des Anbauteiles und der Lasteinleitung

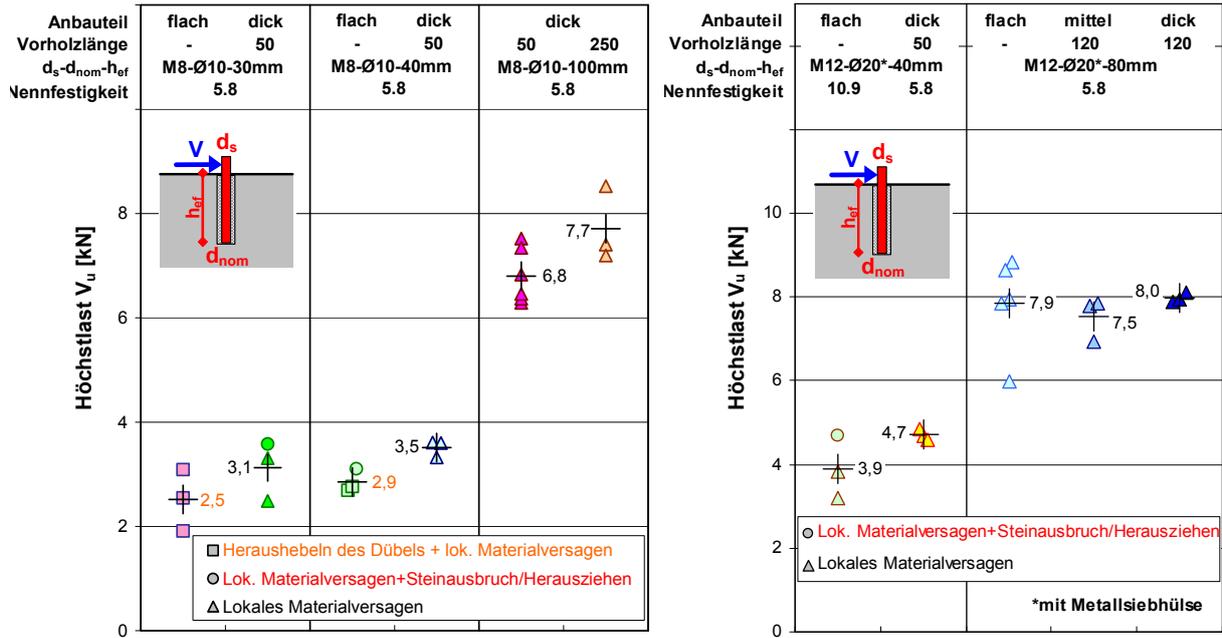
In Abschnitt 4.2.2 wurden Versuchsaufbauten mit verschiedenen Anbauteilen aus Stahl vorgestellt. Hintergrund dazu ist, dass ein flaches Anbauteil die Verdrehung des Dübels nicht behindert und eine (annähernd) gelenkige Verbindung darstellt. Durch eine entsprechende Dicke bzw. dem vorhandenen Biege­widerstand kann das Anbauteil jedoch eine Einspannung des Dübels bewirken, wenn auch die Toleranzen des Durchgangsloches bestimmte Werte nicht übersteigen. Dies kann als erfüllt angesehen werden, wenn bei Anbauteilen aus Stahl die maximalen Bohrlochdurchmesser nach ETAG 029 eingehalten werden und die Anbauteildicke mindestens dem Ankerstangendurchmesser entspricht. Von einer Einspannung kann weiterhin nur ausgegangen werden, wenn das Anbauteil eine ausreichend große Länge in Querlast­richtung, die sogenannte Vorholzlänge aufweist.

Die flachen Anbauteile bestanden aus Flachblechen mit 40 mm Breite und einer Klemmstärke von 2 mm für Größen M8 und M10 und 3 mm für Größe M12 und M16. Als dicke Anbauteile wurden frei drehbare Anbauteile mit 50 mm Vorholzlänge und rückwärtiger Lasteinleitung und normal lange mit 120 mm bzw. lange mit 250 mm Vorholzlänge und Lasteinleitung über eine Zugstange verwendet. Davon abweichende Konstellationen werden erläutert.

Im Folgenden werden die Einflüsse dieser Parameter auf das Tragverhalten untersucht. Dazu werden 42 Serien mit unterschiedlichen Anbauteilen und Ankerstangen­größen M8, M10, M12 und M16 und Nennfestigkeiten 5.8, 10.9 und 12.9 in 4 Vollsteinmaterialien und dem Lochstein Hbl2 ausgewertet. Die Höchstlasten der Versuche sind nach Steinarten getrennt in Bild 4.19 bis Bild 4.21 für Vollsteine und in Bild 4.26 für den Lochstein Hbl2 dargestellt. Die unterschiedlichen auftretenden Versagensarten und Höchstlasten werden durch die Lagerung im Anbauteil beeinflusst.

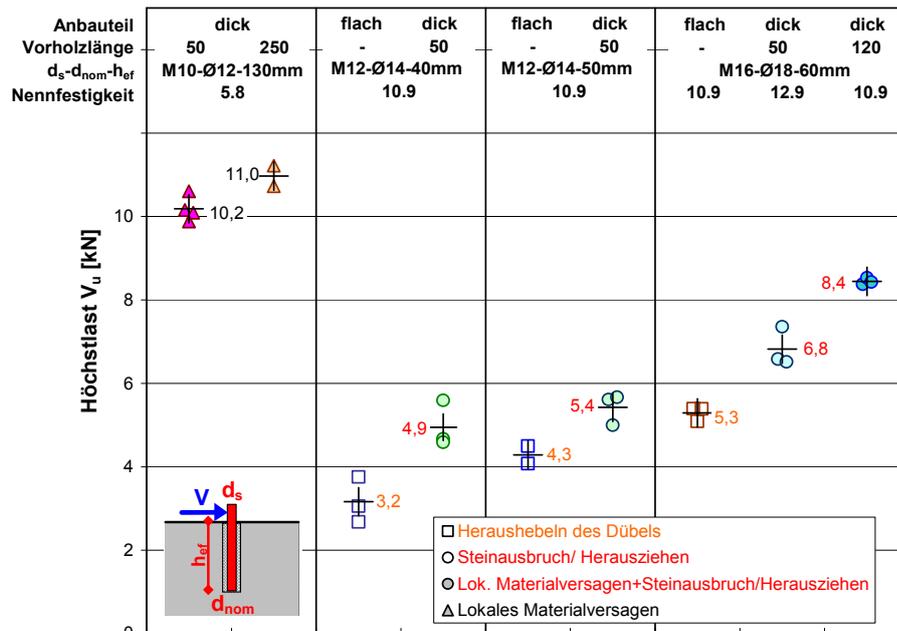


**Bild 4.19:** Einfluss des Anbauteiles auf die Höchstlast von Injektionsdübeln M8 mit Siebhülse in Vbl2-Planelementen



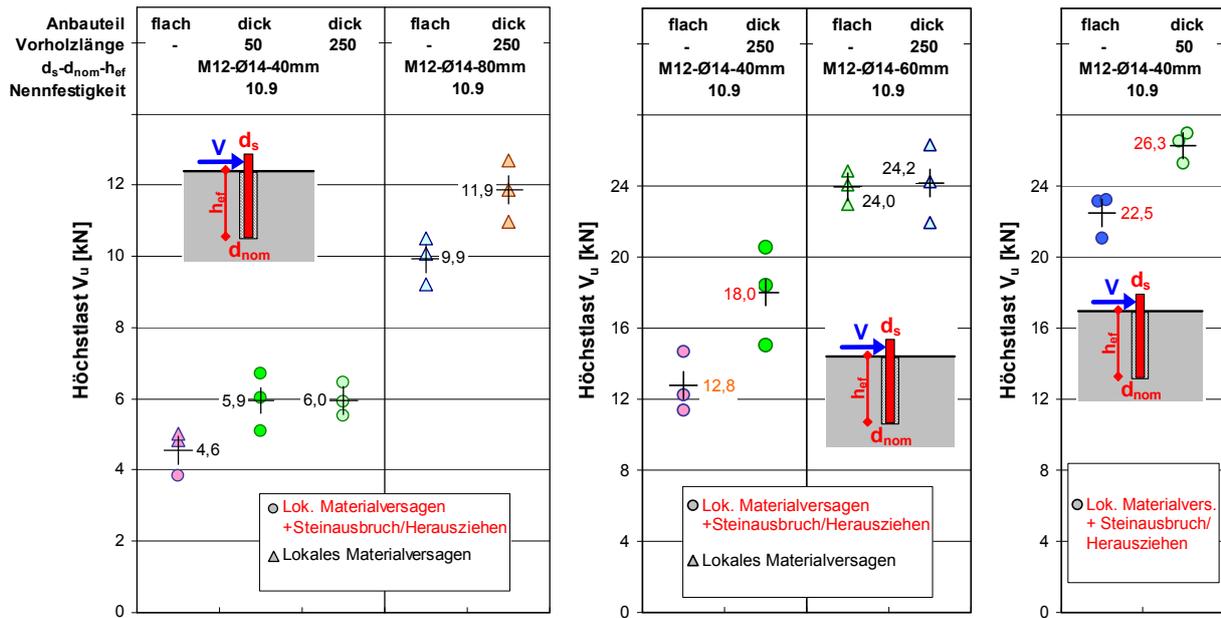
a) M8 ohne Siebhülse

b) M12-Ø20-80 mm mit Siebhülse



c) M10, M12 und M16 ohne Siebhülse

**Bild 4.20:** Einfluss des Anbauteiles auf die Höchstlast von Injektionsdübeln M8, M10, M12 und M16 mit und ohne Siebhülse in Vb12-Planelementen



a) in Vbl6-0,8

b) in Vbl12-2,0

c) in KSPE12-2,0

**Bild 4.21:** Einfluss des Anbauteiles auf die Höchstlast von Injektionsdübeln M12 ohne Hülse in verschiedenen Steinen

#### 4.3.3.1.1 Untersuchungen in Vollstein

Für die Untersuchungen in Vollstein wurden Versuche in Vbl2-, Vbl6 und Vbl12-Planelementen und in KSPE12-Planelementen ausgewertet.

##### Anbauteildicke

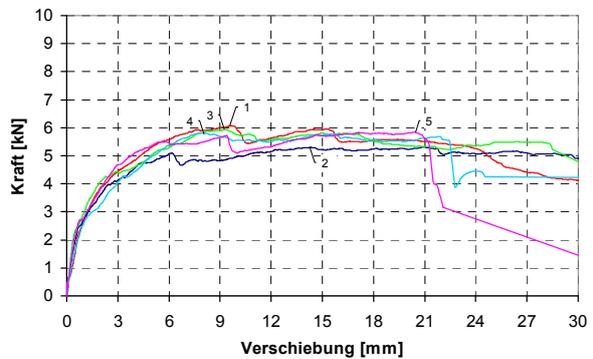
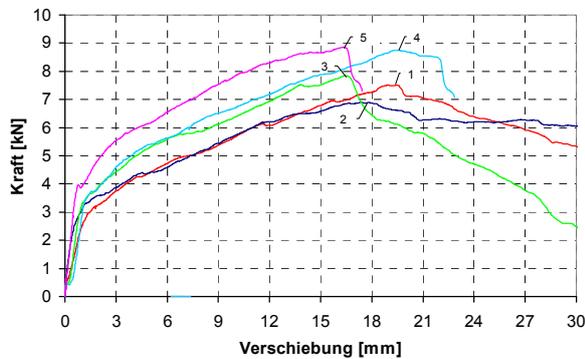
Eine Einspannung durch ein dickes Anbauteil führt in allen Versuchen mit lokalem Materialversagen zur Plastizierung der Ankerstange in der Scherfuge. Sie steigert in der Regel die mittleren Höchstlasten gegenüber einem flachen Anbauteil.

Bei größeren Einbindetiefen können jedoch andere Effekte überwiegen. So bilden zwei Serien mit Metallsiebhülse in den Vbl2-Planelementen in den Größen M8-Ø16-80 mm (Bild 4.19) und M12-Ø20-80 mm (Bild 4.20 b) und eine ohne Hülse in den Vbl12-Planelementen mit Größe M12-Ø14-60 mm (Bild 4.21 b) eine Ausnahme. Die Ursachen dafür finden sich bei näherer Betrachtung der Versuchsergebnisse.

Bei kurzen Einbindetiefen und anderen Versagensarten als dem lokalen Materialversagen erhöht sich in allen Serien die mittlere Höchstlast bei dickem Anbauteil. Meist ändert sich auch die Art des Versagens. In Steinen geringer Druckfestigkeit tritt für ein geringes  $h_{ef}/d_s$ -Verhältnis bei flachem Anbauteil in Vbl2 ein Heraushebeln des Dübels kombiniert mit lokalem Versagen auf, während sich bei dickem, kurzem Anbauteil eher ein Pryoutversagen oder Herausziehen, meist kombiniert mit lokalem Materialversagen, zeigt. Mit zunehmender Steindruckfestigkeit (vgl. Vbl12 in Bild 4.21 b und C20/25 in Bild 4.40 b) geht der Schadensmechanismus auch bei flachem Anbauteil zu Herausziehen bzw. Pryout über.

Bei Größe M8 in Vbl2 verlaufen die Last-Verschiebungskurven bis ca. 3 kN sehr ähnlich, danach gehen sie bei flachem Anbauteil rasch in eine ansteigende Gerade über an deren Endpunkt die Höchstlasten erreicht werden, während bei dickem Anbauteil ein allmählicher Übergang auf ein Lastplateau stattfindet, auf dem die Höchstlasten erreicht werden (Bild 4.22). In beiden Serien plastiziert der Dübel innerhalb des Bohr-

loches und bei dickem Anbauteil auch in der Scherfuge, wohingegen sich bei flachem Anbauteil der Dübel schräg stellt. In der Serie mit dickem Anbauteil war die Feuchte des Steines erhöht (siehe Anhaftungen an der Siebhülse), so dass hier von einer geringeren übertragbaren Verbundspannung auszugehen ist. Bei flachem Anbauteil konnten so verstärkt Zugkräfte im Anker aktiviert werden, die zu einer Steigerung der Höchstlasten beitragen.



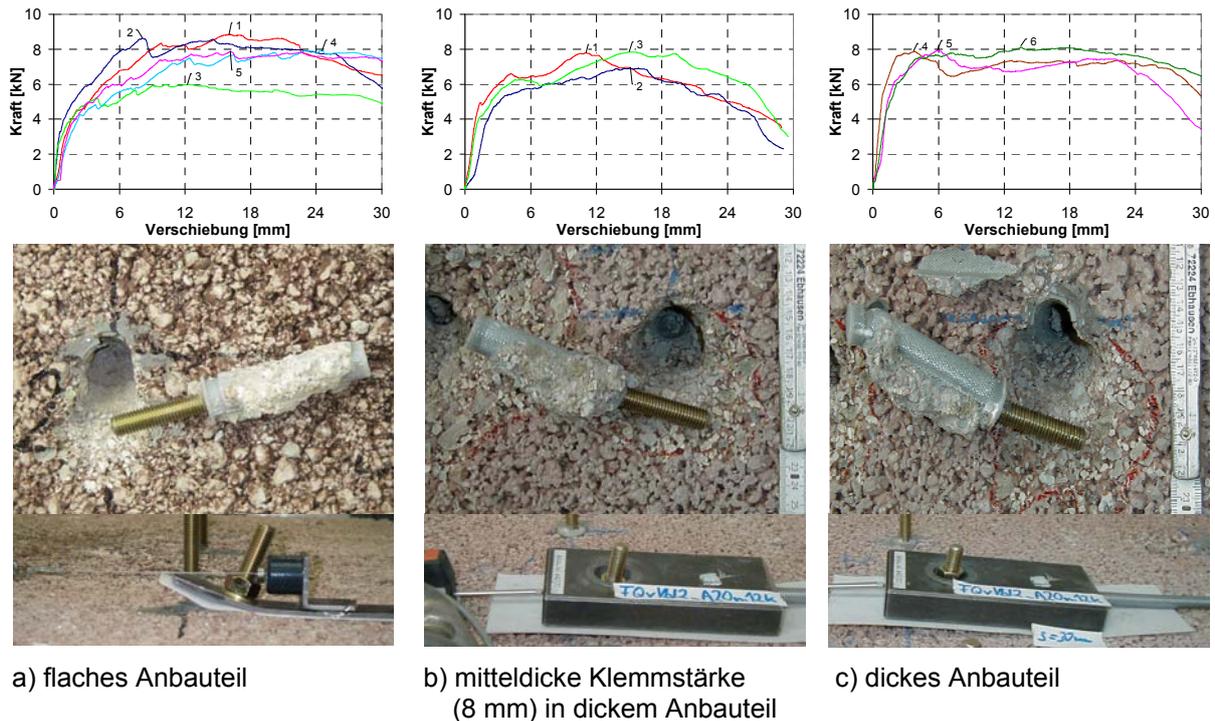
a) flaches Anbauteil

b) dickes Anbauteil

**Bild 4.22:** Tragverhalten querbelasteter Dübel M8Ø16-80 mm mit Metallsiebhülse in Vbl2: Last-Verschiebungskurven für Querlast (oben) und Versuchskörper (unten)

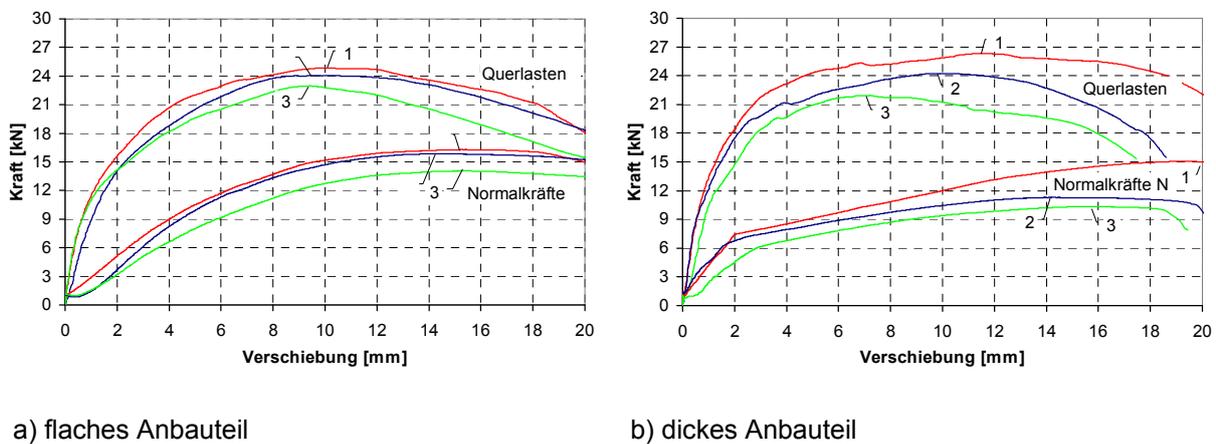
In Größe M12-Ø20-80 mm wurde neben einem flachen und dicken Anbauteil eine mittlere Klemmstärke von 8 mm (entspricht  $2/3$  des Ankerstangennennendurchmessers) untersucht (Bild 4.23). Die Streuung der Höchstlasten nimmt hier mit ansteigender Klemmstärke ab, während die Mittelwerte keinen Trend aufweisen. Ähnlich wie oben für Größe M8 beschrieben, verlaufen die Last-Verschiebungskurven bis zu einem bestimmten Punkt gleichförmig, hier 4 kN. Bei den beiden geringeren Klemmstärken flachen sie dann ab, steigen aber bei flachem Anbauteil immer noch an, während dies bei mitteldickem Anbauteil erst wieder nach größerer Verschiebung erfolgt. Bei dickem Anbauteil steigen die Kurven zunächst noch an, gehen dann aber rasch in ein Plateau über, auf dem die Höchstlasten liegen.

Die Plastizierung des Dübels in der Scherfuge ist für die mittlere Klemmstärke nur schwach ausgeprägt, bei dickem Anbauteil sehr deutlich zu erkennen. Die Verdrehung des Dübels bei dünnem Anbauteil begünstigt offenbar die Übertragung von axialen Zugkräften im Dübel, die die Höchstlast in Querrichtung steigern, während bei der gegebenen Einbindetiefe und einer Einspannung der Dübel eher parallel zur Steinoberfläche eingedrückt und herausgezogen wird, so dass keine entsprechende Erhöhung durch Zuglasten stattfinden kann.



**Bild 4.23:** Tragverhalten querbelasteter Dübel M12Ø20-80 mm mit Metallsiebhülse in Vbl2: Last-Verschiebungskurven (oben) und Versuchskörper (unten)

Bei den beiden Serien M12-Ø14-60 mm in Vbl12 (Bild 4.24) ist das Verhalten ähnlich wie bei den oben beschriebenen Serien mit M12-Ø20-80 mm in Vbl2 (Bild 4.23). Hier wurde neben der Querlast auch die axiale Zugkraft im Dübel gemessen.



**Bild 4.24:** Tragverhalten querbelasteter Dübel M12Ø14-60 mm mit Metallsiebhülse in Vbl12: Last-Verschiebungskurven für Quer- (obere Kurven) und zugehörige Zuglasten (untere Kurven)

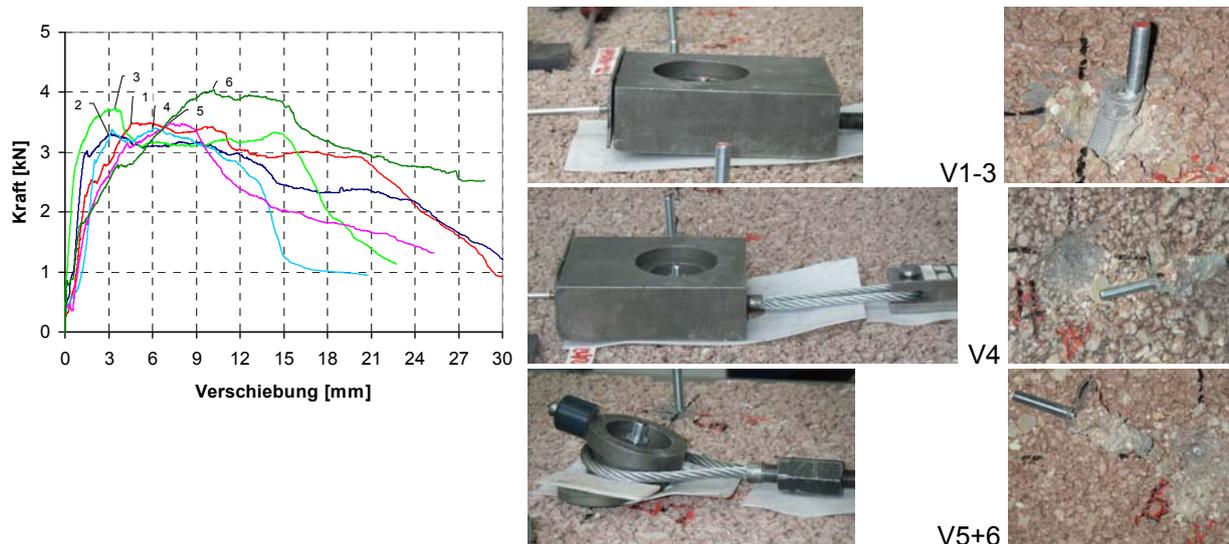
Obwohl die Steigerung der Querlasten bei dünnem Anbauteil früher beginnt, wird das Niveau der Höchstlasten von dicken Anbauteilen erreicht, da diese wiederum schneller in einen waagerechten Verlauf übergehen. Bei dünnem Anbauteil steigen die Zuglasten im Dübel ab ca. 1 mm stetig bis über die Höchstwerte der Querlasten hinaus an, während sich bei dickem, langen Anbauteil nach starker Zunahme der Zuglasten zu Beginn ab ca. 2 mm ein Abknicken der Kurven mit nur noch schwach steigenden Lasten ergibt. Die Zuglasten bei Höchstlast betragen bei flachem Anbauteil in etwa die Hälfte und bei dickem Anbauteil ein Drittel der Querlast. Damit wird die fehlende

Einspannung bei flachem Anbauteil durch einen erhöhten Zuglastanteil bei Höchstlast ausgeglichen.

#### *Anbauteillänge bei dicken Anbauteilen*

Durch eine größere Vorholzlänge bei dicken Anbauteilen wurde eine Steigerung der mittleren Höchstlasten bis zu 23% erzielt. Das Last-Verschiebungsverhalten wird im Allgemeinen gleichmäßiger, wobei die Versagensart und die Höchstlast stark von der Verankerungstiefe bzw. dem  $h_{\text{eff}}/d_s$ -Verhältnis und auch vom Ankergrund abhängen, so dass z. B. für die Größe M12-Ø14-40mm (Bild 4.21 a) in den Vbl6-Steinen die Lasten unabhängig von der Vorholzlänge sind.

Keine Steigerung wurde in der Serie mit M8-Ø12-50 mm und Kunststoffsiebhülse in Bild 4.19 durch eine Vergrößerung der Vorholzlänge erzielt. Hier wurden andere, dicke Anbauteile und eine geänderte Lasteinleitung verwendet. Es wurden drei Versuche nur mit einer runden Buchse mit 20 mm Vorholzlänge und einer Zuglasche, ein Versuch mit gedrehtem Anbauteil, 50 mm Vorholzlänge und Zuglasche und drei Versuche mit 80 mm Vorholzlänge durchgeführt (s. Bild 4.25). Bei 80 mm Vorholzlänge ergab sich ein lokales Materialversagen, bei den anderen Versuchen in Kombination mit Herausziehen und lokalem Materialversagen.



**Bild 4.25:** Tragverhalten querbelasteter Dübel M8Ø12-50 mit Kunststoffsiebhülse in Vbl2: Last-Verschiebungskurven für Querlast, Versuchsaufbauten und Versuchskörper



Bei flachem Anbauteil ist das Tragverhalten analog dem oben für die Größe M8 in Vbl2 beschriebenen, wobei die Höchstlasten früher erreicht werden (Bild 4.27 a). Der Dübel stellt sich hier bei lokalem Materialversagen im Bohrloch schräg und einem Fall entsteht ein Pryout im Laufe des Belastens. Mit fortschreitender Verschiebung trägt der Dübel vermehrt über axiale Zugkräfte.

Beide Serien mit dicken Anbauteilen in Bild 4.27 b und c zeigen qualitativ das gleiche Tragverhalten. Die Einspannung führt in allen Versuchen zu lokalem Materialversagen mit Plastizierung der Ankerstange in der Scherfuge. Bei größerer Verschiebung kommt es hier zu einem Schrägstellen des Dübels, während sich die Ankerstange deformiert. Die Tragwirkung des Dübels wird maßgeblich durch die einsetzende Zugbandwirkung beeinflusst. Die Zugtragwirkung und die Erhöhung der Querlasttragfähigkeit sind dabei stark von der Ausbildung des Mörtelpfropfens an der Außensteinginnenseite abhängig und damit größeren Streuungen unterworfen.

Durch das maßgeblich von Zugkomponenten bestimmte Tragverhalten liegen die Höchstlasten aller 3 Serien in einem Streuband.

#### 4.3.3.2 Einflüsse des Ankersystems

Das Ankersystem wird im Einzelnen bestimmt durch die Materialeigenschaften des Injektionsmörtels, der Ankerstange und ggf. der Siebhülse sowie der Dübelgeometrie. Letztere wird definiert durch die Ankerstangenausbildung, vor allem dem Durchmesser, aber auch eventuell vorhandenen Verdickungen und Verjüngungen, dem Bohrlochdurchmesser, dem Durchmesser und der Ausgestaltung der Siebhülse und vor allem der Verankerungslänge. Da die effektive Verankerungstiefe bei Lochsteinen von der Steingeometrie abhängt wird dieser Parameter in den Abschnitten 4.3.3.3.3 und 4.3.3.3.4 zusammenhängend behandelt.

##### 4.3.3.2.1 *Stahlfestigkeit der Ankerstange*

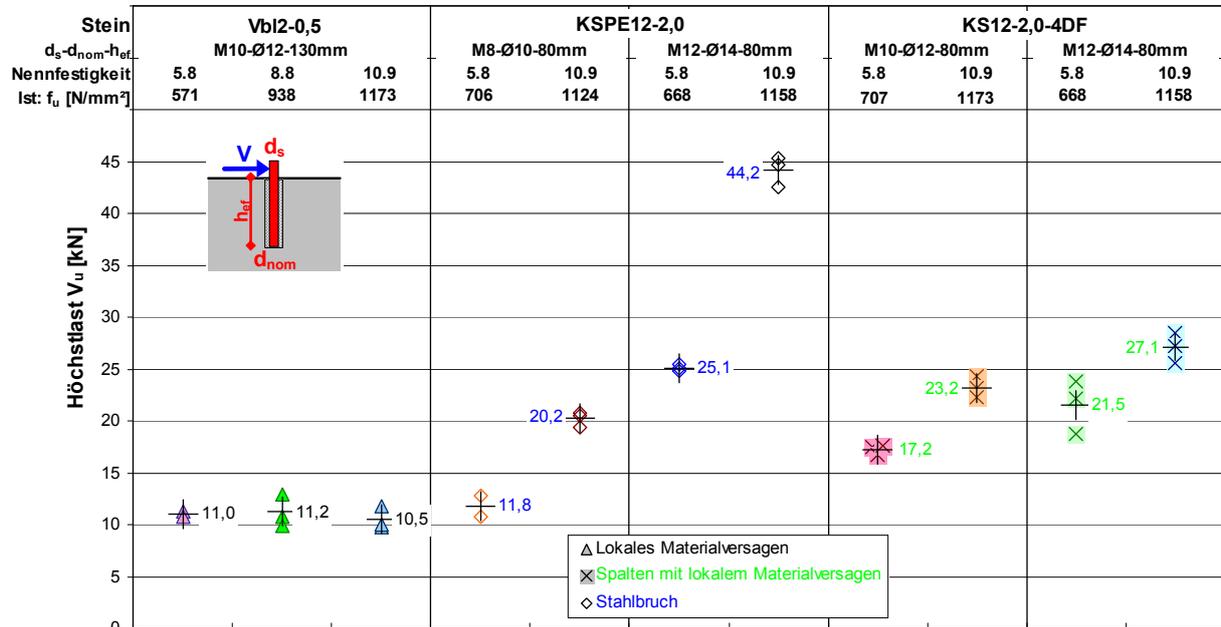
Der Einfluss der Stahlfestigkeit wurde anhand von 11 Serien mit Ankerstangengrößen M8, M10 und M12 und Nennfestigkeiten 5.8, 8.8 und 10.9 in 3 Vollsteinmaterialien (Vbl2, KSPE12 und KS12-4DF) untersucht. Um weitere Einflüsse möglichst auszuschließen, werden nur Versuche mit langem, dickem Anbauteil ausgewertet, die ohne Siebhülse in ein um 2 mm größeres Bohrloch (Nennmaß) gesetzt waren.

Bild 4.28 gibt die in den Versuchen ermittelten Höchstlasten in Abhängigkeit der Stahlfestigkeit und nach Untergrund geordnet wieder. In den Versuchen traten unterschiedliche Versagensmechanismen auf, die wiederum die Höchstlast beeinflussen.

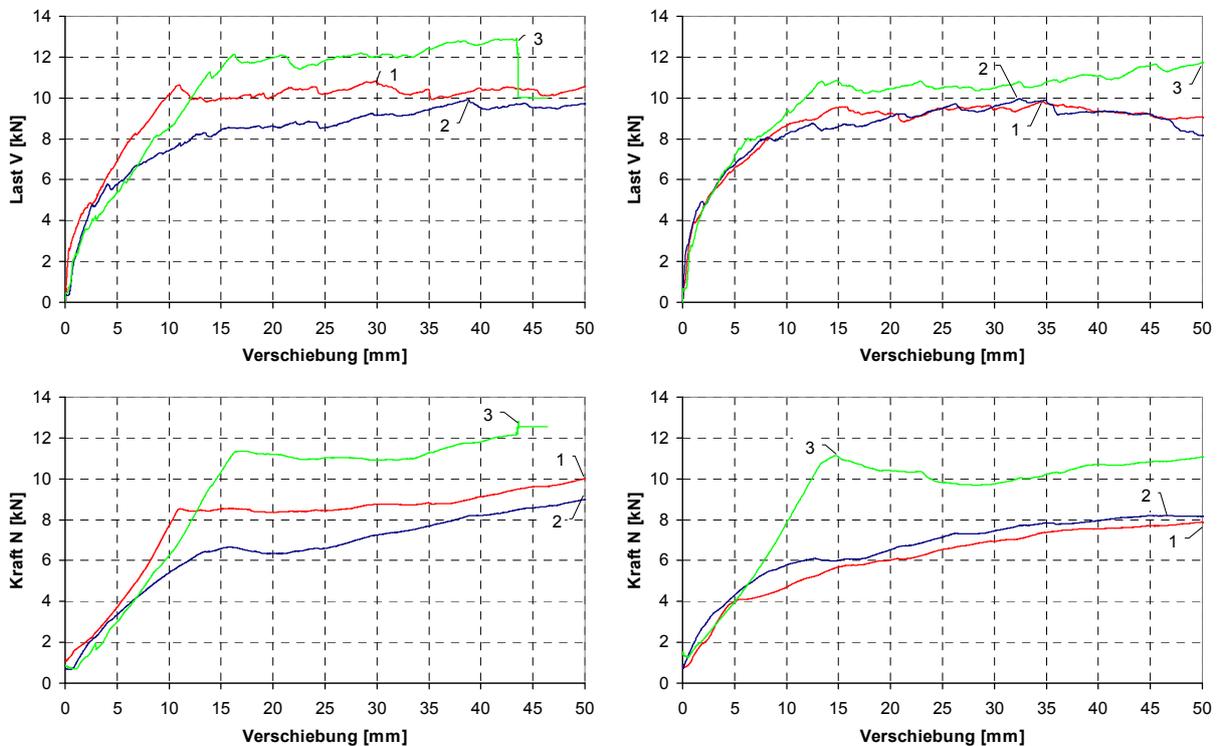
In den Vbl2 Steinen wurde lokales Materialversagen im Stein und die Bildung zweier plastischer Gelenke im Dübel beobachtet. Die Höchstlasten liegen alle im selben Streuband, so dass die Stahlfestigkeit keinen erkennbaren Einfluss auf die Höchstlast zeigt. Ursache ist hier die starke Normalkraftentwicklung im Dübel (s. Bild 4.7 b und Bild 4.29) aufgrund der großen Verschiebungen bis zum Erreichen der Höchstlast, die die Querlasttragfähigkeit maßgeblich beeinflusst (vgl. Abschnitt 4.3.2.1.4). Die beiden höherfesten Stähle zeigen hier bei geringeren Verschiebungen zwischen ca. 2 und 12 mm im Mittel deutlich höhere Lasten gegenüber der Ankerstange mit Festigkeit 5.8, danach gehen die Querlastkurven in ein Plateau über auf dem die Höchstlasten erreicht werden. Der Querlastanstieg bei der geringsten Stahlfestigkeit dauert länger an, so dass die Höchstlasten schließlich die Werte der anderen Festigkeiten erreichen.

Das Versagen in den wesentlich höherfesten KSPE12-Planelementen erfolgte durch Stahlbruch. Die Höchstlasten steigen mit der Stahlfestigkeit an, wobei die zugehörigen Verschiebungen bei den niederfesten Stählen zwischen ca. 4 und 6 mm (vgl.

Bild 4.17 b) und bei den höherfesten Stählen zwischen ca. 8 und 11 mm betragen. Nach geringfügig größerer Verschiebung scheren die Ankerstangen ab. Die Verhältnisse der Höchstlasten je Durchmesser korrelieren annähernd mit dem Verhältnis der Stahlfestigkeiten.



**Bild 4.28:** Einfluss der Stahlfestigkeit auf die Höchstlast von Injektionsdübeln ohne Siebhülse in verschiedenen Vollsteinen



a) Fkl. 8.8 ( $f_u=938$  N/mm<sup>2</sup>)

b) Fkl. 10.9 ( $f_u=1173$  N/mm<sup>2</sup>)

**Bild 4.29:** Last-Verschiebungskurven für Querlasten (oben) und zugehörige Normalkräfte (unten) bei lokalem Materialversagen mit Dübelgröße M10-Ø12,  $h_{ef}=130$  mm (ohne Hülse) und dickem, langem Anbauteil in Vbl2-0,5 bei verschiedenen Stahlfestigkeiten

Die KS12-2,0-4DF-Steine spalteten und bildeten Risse bedingt durch die geringen Abmessungen. Der Einfluss des Formates auf das Tragverhalten wird in Abschnitt 4.3.3.2 ausführlich beschrieben. Die Höchstlasten steigen mit der Stahlfestigkeit an, die Verhältnisse zwischen den Höchstlasten betragen allerdings nur das 0,8- bzw. 0,7-fache der Verhältnisse der Stahlfestigkeiten, was an den Einflüssen durch das Spalten liegt.

#### 4.3.3.2.2 Bohrlochdurchmesser

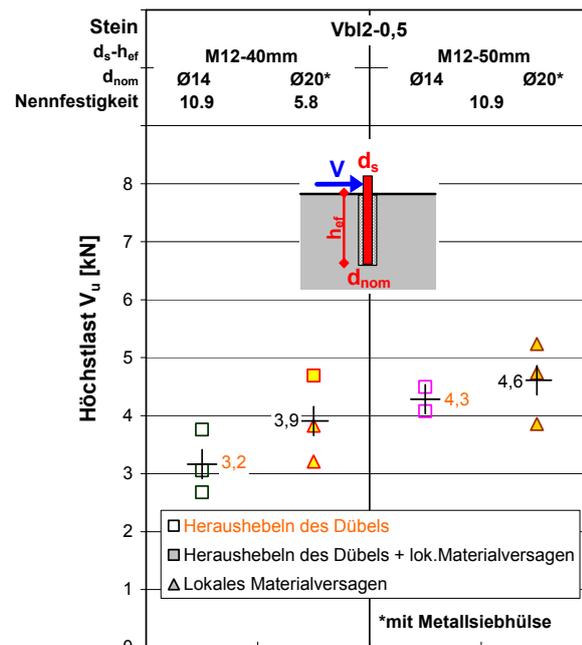
Der Einfluss des Bohrlochdurchmessers wurde an 12 Versuchsserien mit Ankerstangendurchmessern M8, M10 und M12 und Nennfestigkeiten 5.8 und 10.9 in Vbl2 und KS12 als Voll- und BCR07 als Lochstein untersucht (Bild 4.30 und Bild 4.31). Die Dübel wurden mit und ohne Siebhülse gesetzt. Es werden Versuche mit dünnem Anbauteil (2 mm bei M8 und 3 mm bei M12) und dickem Anbauteil (Klemmstärke größer als Ankerstangendurchmesser) getrennt ausgewertet. Betrachtet werden nur Versuche, bei denen keine Querlaststeigerung durch Normalkräfte im Dübel stattfand.

In allen Versuchen ist ein tendenzieller Anstieg der mittleren Höchstlasten mit zunehmendem Bohrlochdurchmesser zu beobachten. Bei kleinem Verhältnis  $h_{\text{ef}}/d_{\text{nom}}$  können sich andere Versagensmechanismen ergeben. Speziell bei der Größe M12 mit dünnem Anbauteil in den Vbl2-Steinen (s. Bild 4.30) geht die Laststeigerung zwischen den Durchmessern einher mit einer Veränderung der Versagensart. Bei kleinem Bohrloch wird der Dübel herausgehoben, während bei großem Bohrloch (mit Siebhülse) eher ein lokales Versagen vor dem Dübel eintritt, bei dem sich nach der Höchstlast ein Zugversagen durch Kombinationen aus Ausbruchkegel und Herausziehen des Dübels anschließt. Beim Heraushebeln werden die Höchstlasten bis ca. 1 mm Verschiebung erreicht. Mit zunehmender Plastizierung des Untergrundes vor dem Dübel beim lokalen Materialversagen nehmen die zugehörigen Verschiebungen zu bis auf ca. 10 mm bei lokalem Versagen (M12-Ø20 mit 50 mm Einbindetiefe).

Im Vbl2-Stein mit dickem kurzem Anbauteil und Ankerstange M8 nehmen

die Unterschiede der Höchstlast zwischen den Bohrlochdurchmessern mit zunehmender Verankerungstiefe zu (Bild 4.31). In allen Serien dieser Größe liegt ein lokales Materialversagen vor. Bei 50 mm Einbindetiefe in den Vbl2-Steinen stehen die mittleren Höchstlasten im gleichen Verhältnis wie die Bohrlochdurchmesser.

Bei den KS12-Steinen wurde in den Versuchen Spalten und weitere Rissbildung im Stein beobachtet. Das Tragverhalten dazu wird in Abschnitt 4.3.3.3.2 explizit behandelt. Im Mittel ergibt sich hier ein leichter Lastanstieg, wobei beim größeren Bohrlochdurchmesser eine größere Streuung der Höchstlasten vorlag.

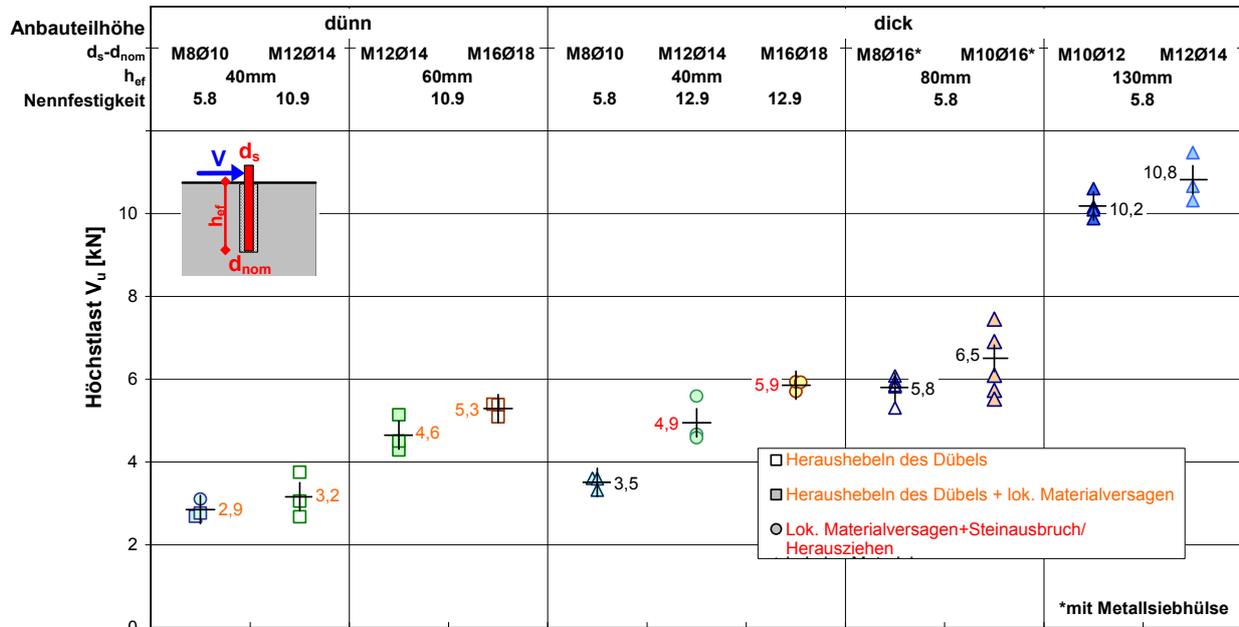


**Bild 4.30:** Einfluss des Bohrlochdurchmessers (ohne/ mit Siebhülse) auf die Höchstlast von Injektionsdübeln in Vbl2 mit flachem Anbauteil

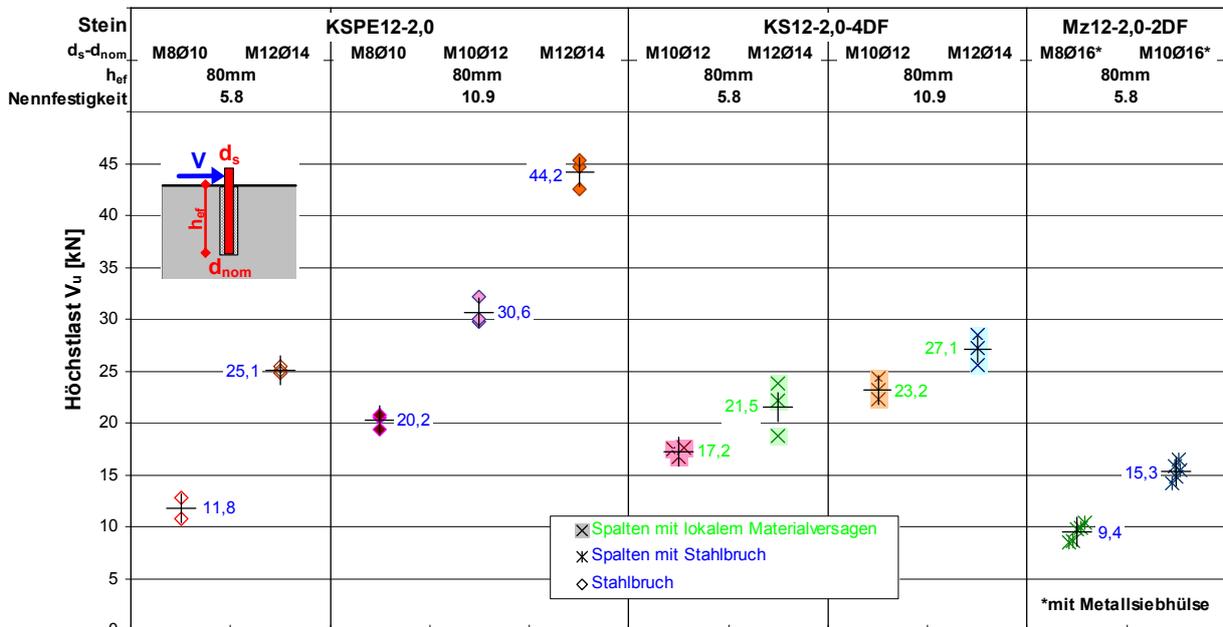


schnittsflächen der Ankerstangen, auch wenn es vorher zu einem Spalten wie bei den Mauerziegeln kommt.

Das Verhalten in den kleinformatischen 4DF-Kalksandsteinen wird in Abschnitt 4.3.3.3.2 beschrieben. Neben dem oben bereits gezeigten Einfluss der Stahlfestigkeit ist der Betrag der Höchstlast auch vom Ankerstangendurchmesser abhängig, wie Bild 4.32 b veranschaulicht.



a) in Vbl2-0,5 mit verschiedenen Anbauteilhöhen



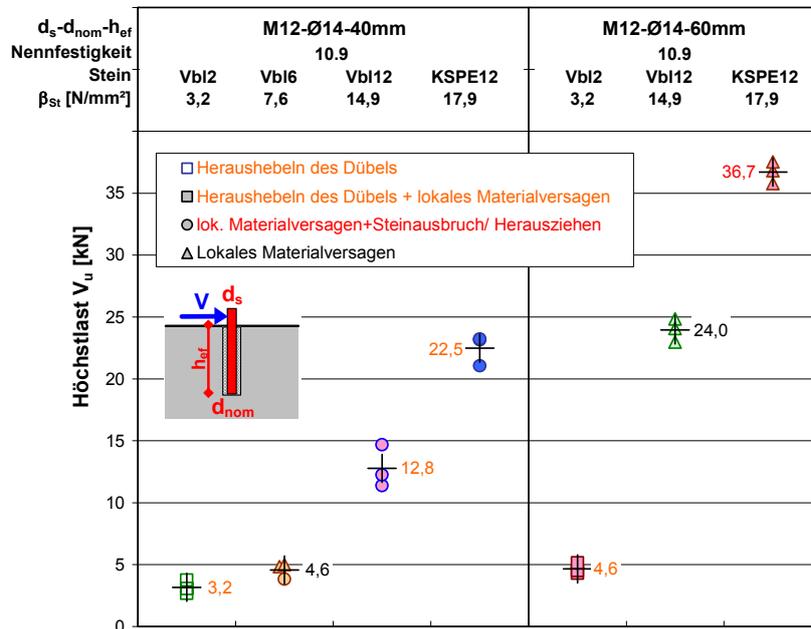
b) mit dickem Anbauteil in verschiedenen Vollsteinen

**Bild 4.32:** Einfluss des Ankerstangendurchmessers auf die Höchstlast von Injektionsdübeln

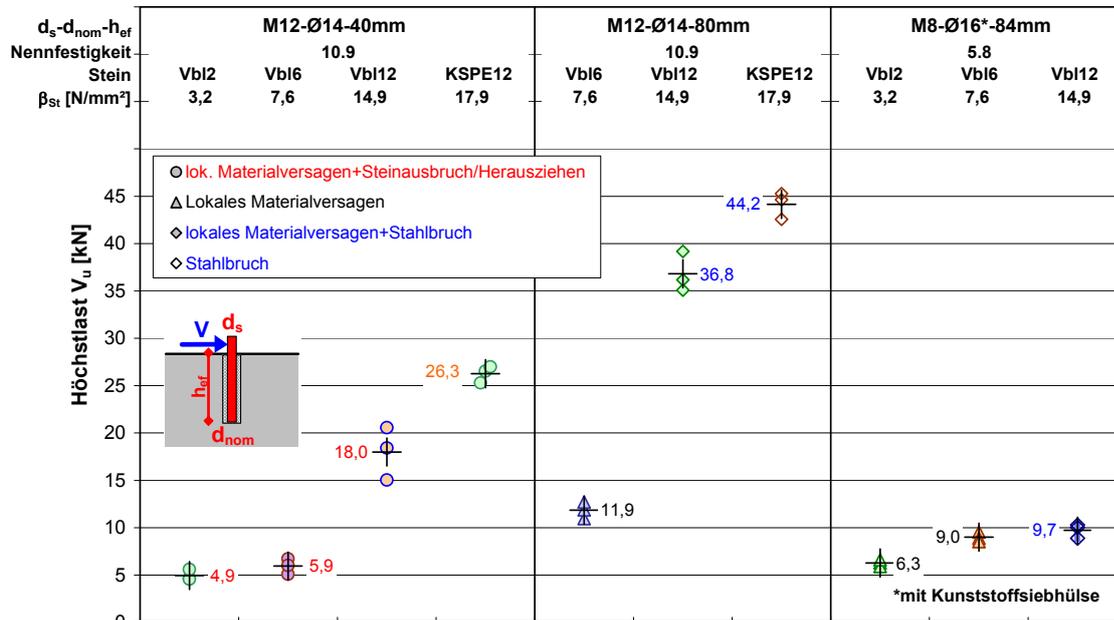
Bei den Versuchen in Lochsteinen änderte sich durch die Verwendung von abgestimmten Systemen mit Siebhülsen neben dem Ankerstangen- auch meist der Bohrl Lochdurchmesser (Bild 4.33). Die Ausbildung der Löcher im Stein hat in Kombination



Versuche mit dünnem Anbauteil (2 mm bei M8 und 3 mm bei M12) und dickem Anbauteil (Klemmstärke größer Ankerstangendurchmesser) werden getrennt ausgewertet. Die Größe M8 mit 84 mm Länge wurde mit Kunststoffsiebhülse gesetzt.



a) flaches Anbauteil



b) dickes Anbauteil

**Bild 4.34:** Einfluss der Steindruckfestigkeit auf die Höchstlast und den Versagensmechanismus von Injektionsdübeln in Vollsteinen bei unterschiedlichen Anbauteilstärken

Für alle 5 untersuchten Dübeltypen ergibt sich unabhängig von der Versagensart eine Steigerung der Höchstlast mit zunehmender Druckfestigkeit des Ankergrundes.

Mit flachem Anbauteil wurden nur geringe Verhältnisse  $h_{ef}/d_{nom}$  untersucht, so dass am häufigsten Versagen durch Heraushebeln des Dübels bzw. ein Zugversagen (Pryout/ Herausziehen) z. T. in Verbindung mit lokalem Materialversagen beobachtet

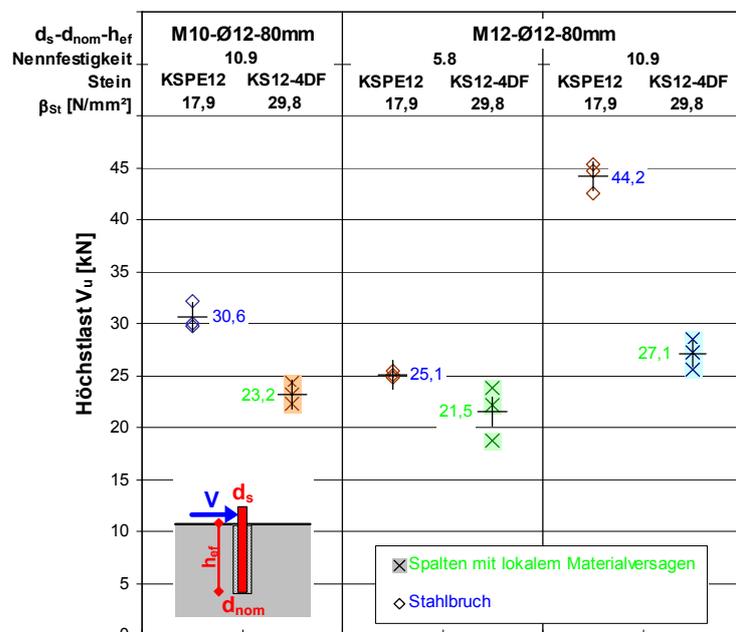
wurde (Bild 4.34 a). Bei Größe M12 mit 40 mm Einbindetiefe gab es nur in den Vbl6-Steinen ein lokales Materialversagen. Für Größe M12 mit 60 mm Einbindetiefe veränderte sich der Tragmechanismus vom Heraushebeln des Dübels ohne Zuglastanstieg in Vbl2 hin zu reinem lokalem Materialversagen in Vbl12 und KSPE12. Bei beiden Setztiefen ist die Last annähernd proportional den vorhandenen Steinfestigkeiten mit Ausnahme der Versuche in den Vbl6-Steinen, bei denen die Last gegenüber den Vbl2-Steinen etwas geringer ansteigt.

Bei dickem Anbauteil (Bild 4.34 b) trat für die geringe Verankerungstiefe von 40 mm zumeist lokales Materialversagen zusammen mit einem Steinausbruch und Herausziehen auf. Ab 80 mm Einbindetiefe wird lokales Versagen für geringe Steinfestigkeiten bis  $7,6 \text{ N/mm}^2$  bei den Vbl6-Steinen erzielt, das dann über eine Kombination mit Stahlbruch bei den Vbl12-Steinen zu annähernd reinem Stahlbruch bei KSPE12 übergeht. Bei der Größe M8 mit Kunststoffsiebhülse steigt die Last deutlich an zwischen Vbl2 und Vbl6. Bei Steintyp Vbl12 geht das lokale Materialversagen allerdings bereits zu einem Abscheren des Stahles über.

#### 4.3.3.3.2 Steinformat

Der Einfluss des Steinformates wurde anhand zweier Vollsteintypen untersucht. In Bild 4.35 sind die Höchstlasten der Dübeltypen M10-10.9, M12-5.8 und M12-10.9 mit 80 mm Verankerungstiefe in einer Wand aus KS12-2,0-4DF und in großformatigen Kalksandplanelementen KSPE12-2,0 aus Bild 4.32 b nochmals bezüglich des Formateinflusses gegenübergestellt.

Das Tragverhalten der Versuche in den KSPE12-Steinen wurde in Abschnitt 4.3.3.2.1 behandelt. Bedingt durch das kleine 4DF-Steinformat spalteten die KS12-2,0-Steine in den Versuchen und es bildeten sich schräg verlaufende Risse zur weichen Lagerfuge hin, wie sie üblicherweise bei Kantenbruch am freien Rand auftreten (Bild 4.36). Im Anschluss trat lokales Materialversagen mit der Bildung von plastischen Gelenken in der Scherfuge und im Bereich des Bohrloches auf. Offensichtlich fallen die lokalen ertragbaren Spannungen des Steines so deutlich, dass sich mit dem vorherrschenden lokalen Materialversagen in den 4DF-Steinen gegenüber dem Stahlbruch bei den Planelementen der Versagensmechanismus ändert (vgl. Abschnitt 4.3.3.2.1).



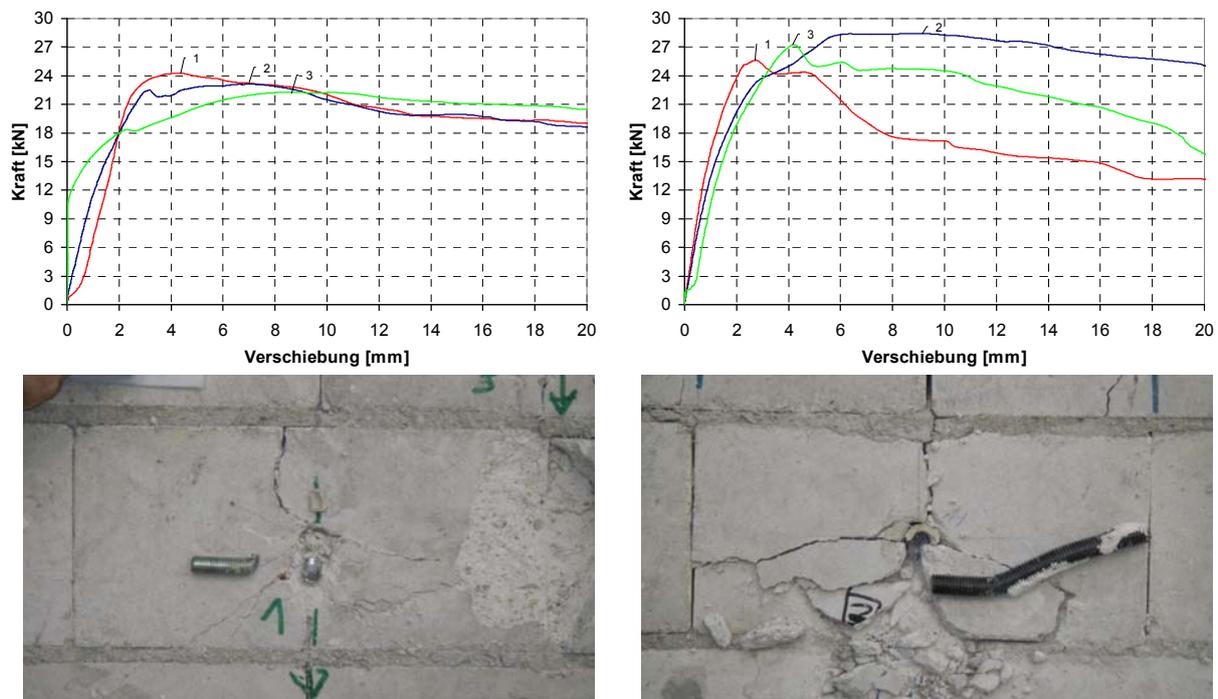
**Bild 4.35:** Einfluss der Steinformates auf das Tragverhalten in Vollsteinen

Obwohl die kleinformatigen Steine mit  $29,8 \text{ N/mm}^2$  gegenüber  $17,9 \text{ N/mm}^2$  bei den Planelementen eine höhere Steindruckfestigkeit aufweisen (s. Kapitel 3.1), sind bei

gleichem Dübel die Höchstlasten geringer. Sie werden bei den kleinen Steinen bereits durch das Spalten und der Bildung eines kantenbruchähnlichen Ausbruchkörpers vor dem Dübel bei Verschiebungen von ca. 3-5 mm erreicht oder liegen auf einem Plateau, das sich nach dem Spalten ausbildet. Die Lasten fallen danach in der Regel erst langsam und mit stark zunehmender Verschiebung ab.

Das Last-Verschiebungsverhalten, speziell für die größeren Durchmesser bzw. die höheren Stahlfestigkeiten, wird durch das Spalten weicher. Es bilden sich neue Oberflächen im Stein, so dass die lokal aufnehmbaren Pressungen durch den veränderten Spannungszustand im Stein abnehmen. Der proportional zur Stahlfestigkeit zunehmende Lastanstieg für die Größe M12 in den Planelementen ist bei den kleinformatigen Steinen KS12-4DF nicht mehr gegeben. Im Nachbruch tritt, außer bei Typ M12-10.9, nach deutlicher Verschiebungszunahme eine Kombination aus Biegeversagen und Abscheren des Stahles auf.

Die Steigerung der Höchstlasten in den Steinen KS12-4DF zwischen der Größe M10-10.9 und M12-10.9 ist ebenfalls deutlich geringer als bei den Planelementen. Die Größe des Steines hat einen Einfluss auf die Spaltlast und damit auf die aufnehmbaren Spannungen, die schließlich die aufnehmbare Höchstlast beschränken.



a) M10Ø12-10.9

b) M12Ø14-10.9

**Bild 4.36:** Tragverhalten querbelasteter Injektionsdübel in KS12-2,0-4DF unter Formateinfluss

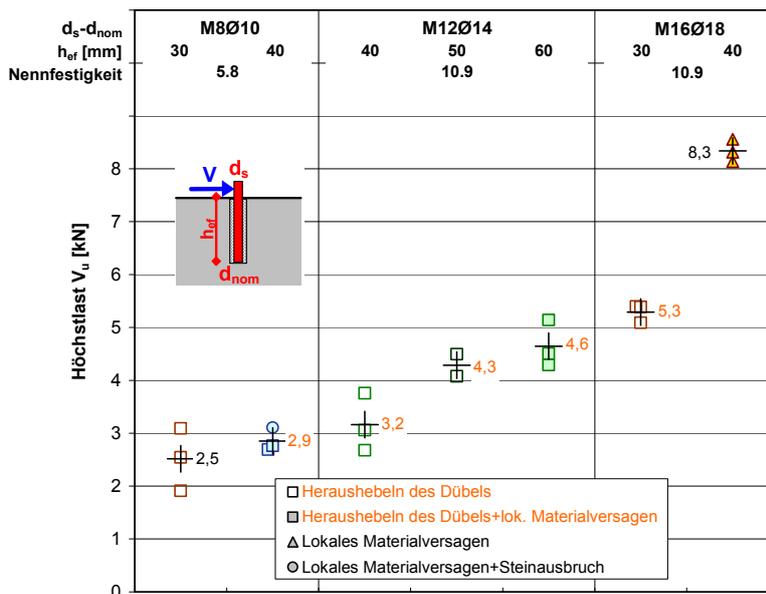
Im Rahmen dieser Arbeit wurden keine weiteren Untersuchungen zum Einfluss des Steinformates durchgeführt. Indirekt kann er aber über die in Versuchen zu ermittelnde lokale Druckfestigkeit (vgl. [Kapitel 6](#)) erfasst werden. Hier ist noch weiterer Forschungsbedarf gegeben, um das Verhalten genauer beschreiben zu können.

#### 4.3.3.3 Verankerungstiefe bei Vollsteinen

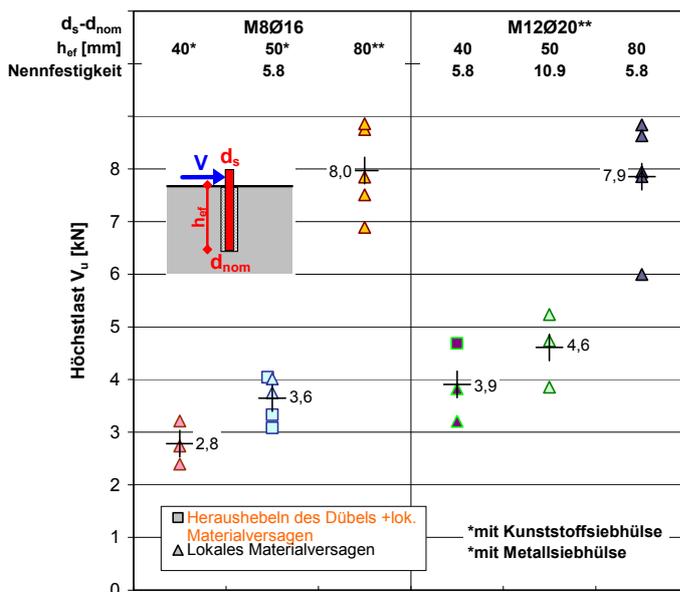
Die Verankerungstiefe hat einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten. Sie beeinflusst den Versagensmechanismus und das Last-Verschiebungsverhalten bei größeren Verschiebungen. In diesem Abschnitt werden nur Befestigungen in Vollmaterialien untersucht, da bei Lochsteinen nicht allein die reine Länge des Dübels, son-

dem vielmehr die Geometrie der Steinlöcher und Stege entscheidend ist. Diese werden im nächsten Abschnitt ausgewertet.

Die Verankerungstiefe stellt den Einflussparameter dar, der in den Versuchen am häufigsten variiert wurde. Insgesamt wurden 47 Serien mit Ankerstangengrößen M8, M10, M12 und M16, Stahlfestigkeiten 5.8, 10.9 und 12.9 in vier verschiedenen Vollsteinen und in einer Betonplatte durchgeführt. Versuche mit flachem Anbauteil (2 mm bei M8 und 3 mm bei M12) und dicken Anbauteilen (Klemmstärke größer als Ankerstangendurchmesser) unterschiedlicher Länge werden getrennt ausgewertet. Die Höchstlasten der Versuche sind in Bild 4.37 bis Bild 4.40 nach Steinarten, Art des Anbauteils und Dübelart getrennt dargestellt. Der Einfluss des Anbauteiles wurde in Abschnitt 4.3.3.1 behandelt.



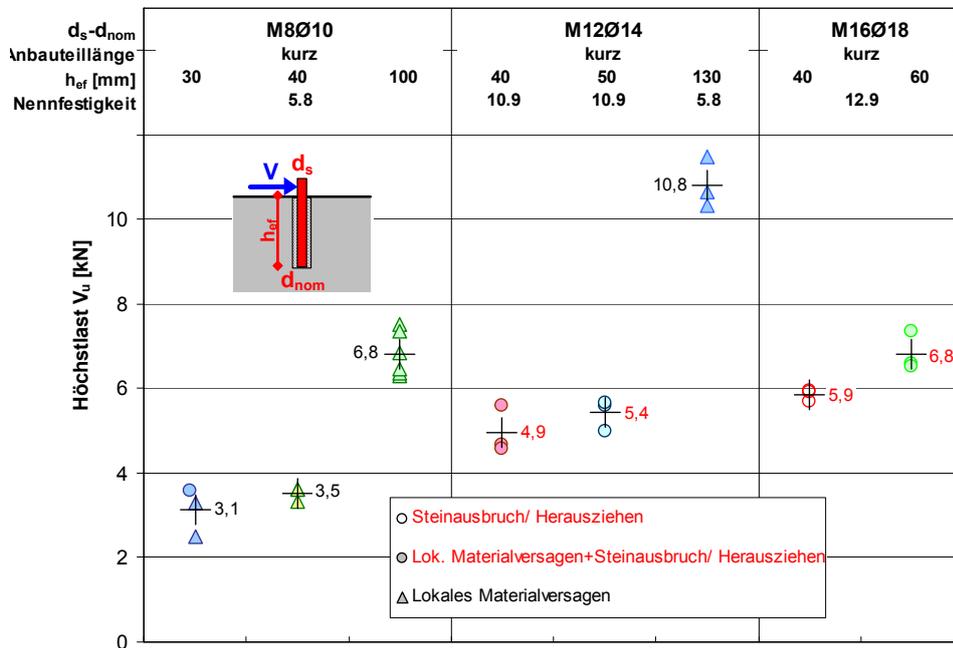
a) Dübel ohne Hülsen



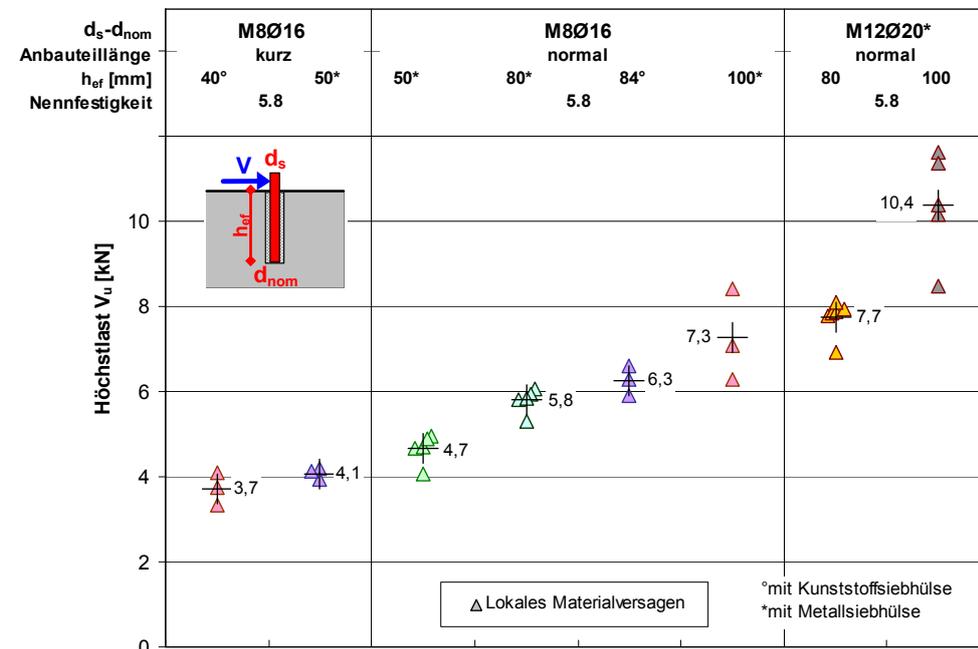
b) Dübel mit Siebhülsen

**Bild 4.37:** Einfluss der Verankerungstiefe auf die Höchstlast und den Versagensmechanismus von Injektionsdübeln in Vbl2- Planelementen für flache Anbauteile

Bei allen untersuchten Konstellationen steigt die Höchstlast mit zunehmender Verankerungstiefe an. Bei geringen Verankerungstiefen bis max. ca. 60 mm (große Ankerstangendurchmesser M16) und Verhältnissen  $h_{ef}/d_{nom}$  unter ca. 4,0 kommt es zu einem Wechsel der Versagensart.

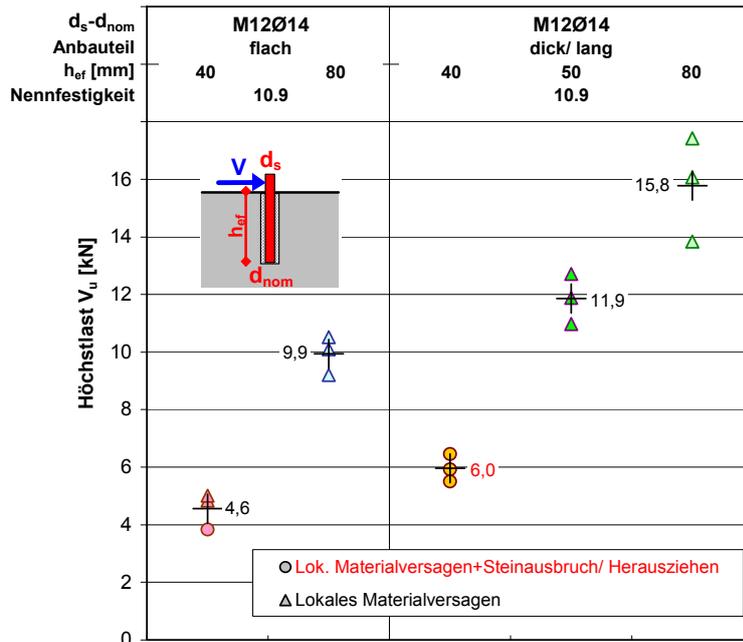


a) dickes Anbauteil, Dübel ohne Hülsen

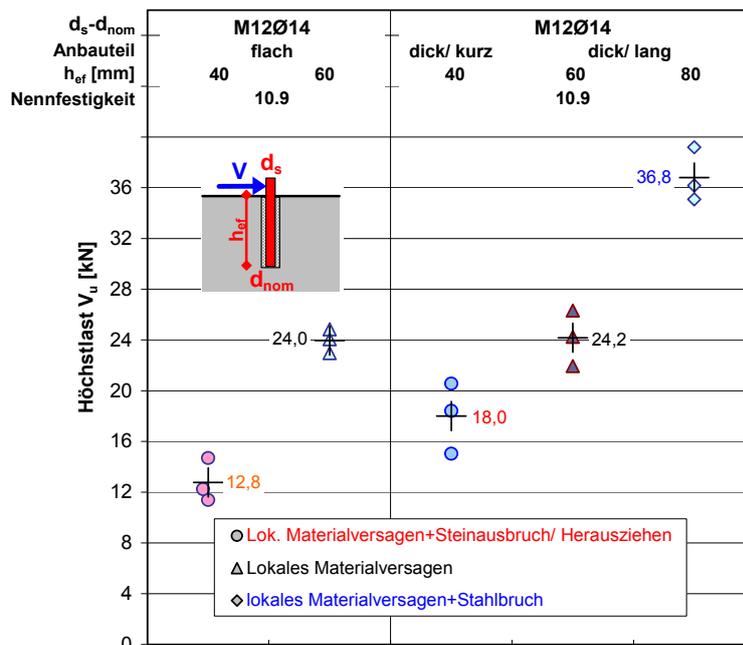


b) dickes Anbauteil, Dübel mit Siebhülsen

**Bild 4.38:** Einfluss der Verankerungstiefe auf die Höchstlast und den Versagensmechanismus von Injektionsdübeln in Vbl2- Planelementen für dicke Anbauteile



a) Vbl6-0,8



b) Vbl12-2,0

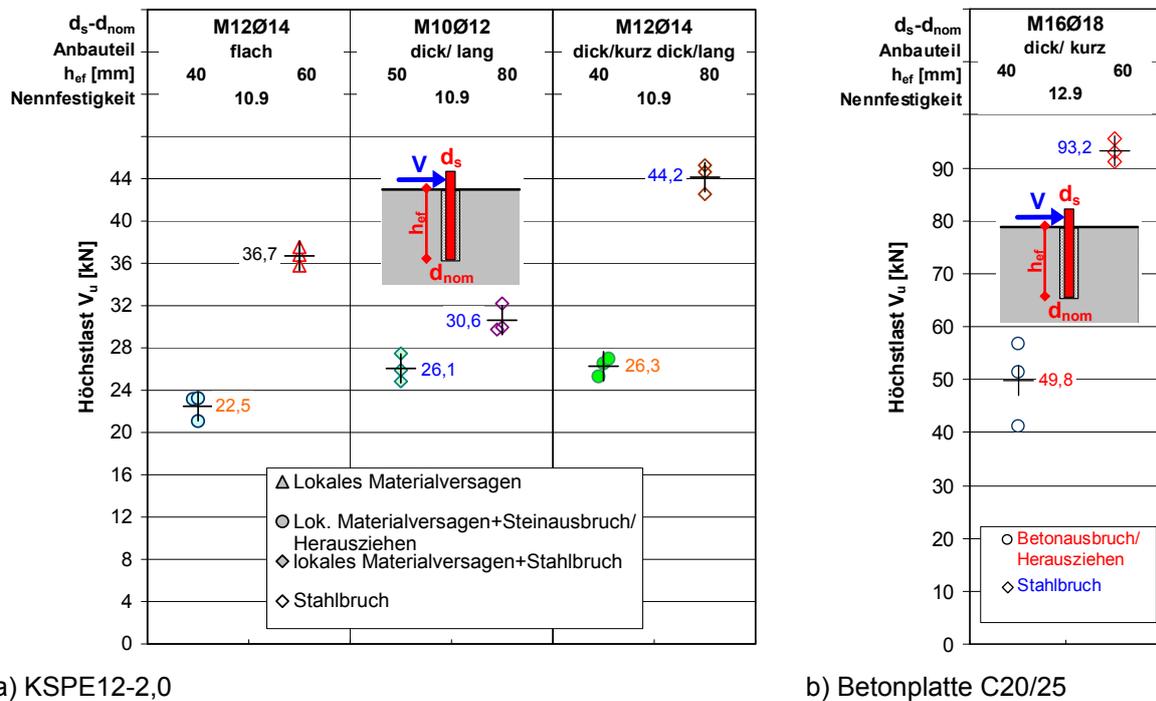
**Bild 4.39:** Einfluss der Verankerungstiefe auf die Höchstlast und den Versagensmechanismus von Injektionsdübeln ohne Hülse in Vbl6- und Vbl12-Planelementen

Bei flachem Anbauteil kam es bei den Versuchen mit geringeren Einbindetiefen in den Vbl2-Steine zu einem Heraushebeln des Dübels und mit steigender Einbindetiefe zu einem kombinierten Versagen von Heraushebeln und lokalem Materialversagen.

mit flachem oder frei drehbarem, kurzem dicken Anbauteil

Bei den Versuchen mit 40 mm Einbindetiefe und flachem oder dickem, kurzem Anbauteil in den Vbl12- und KSPE12-Steinen für Dübelgröße M12 sowie in der Betonplatte (Nennfestigkeit C20/25) mit M16 trat ein Herausziehen des Dübels mit Betonausbruch (Pryout) auf. Bei den anderen Steinen ergab sich hier eine Kombination aus lokalem Versagen und Zugversagen.

Bei ausreichender Verankerungstiefe und Verhältnis  $h_{ef}/d_{nom}$  über ca. 4,0 dominiert sowohl bei flachem als auch beliebigem dicken Anbauteil als Versagensart das lokale Materialversagen mit der Bildung von bis zu zwei plastischen Gelenken im Dübel. Als ausreichende Einbindetiefe können 50 mm bei Querschnittsgrößen bis M10 und 60 mm ab Größe M12 angesehen werden. Bei ausreichender Verankerungstiefe geht das Versagen mit zunehmender Druckfestigkeit in ein Abscheren des Stahles über, wie es in den KSPE12-Steinen oder in der Betonplatte C20/25 erfolgte.



a) KSPE12-2,0

b) Betonplatte C20/25

**Bild 4.40:** Einfluss der Verankerungstiefe auf die Höchstlast und den Versagensmechanismus von Injektionsdübeln ohne Hülse in KSPE12-Planelemente und Betonplatte C20/25

#### 4.3.3.3.4 Einflüsse aus der Lochkonfiguration bei Lochsteinen

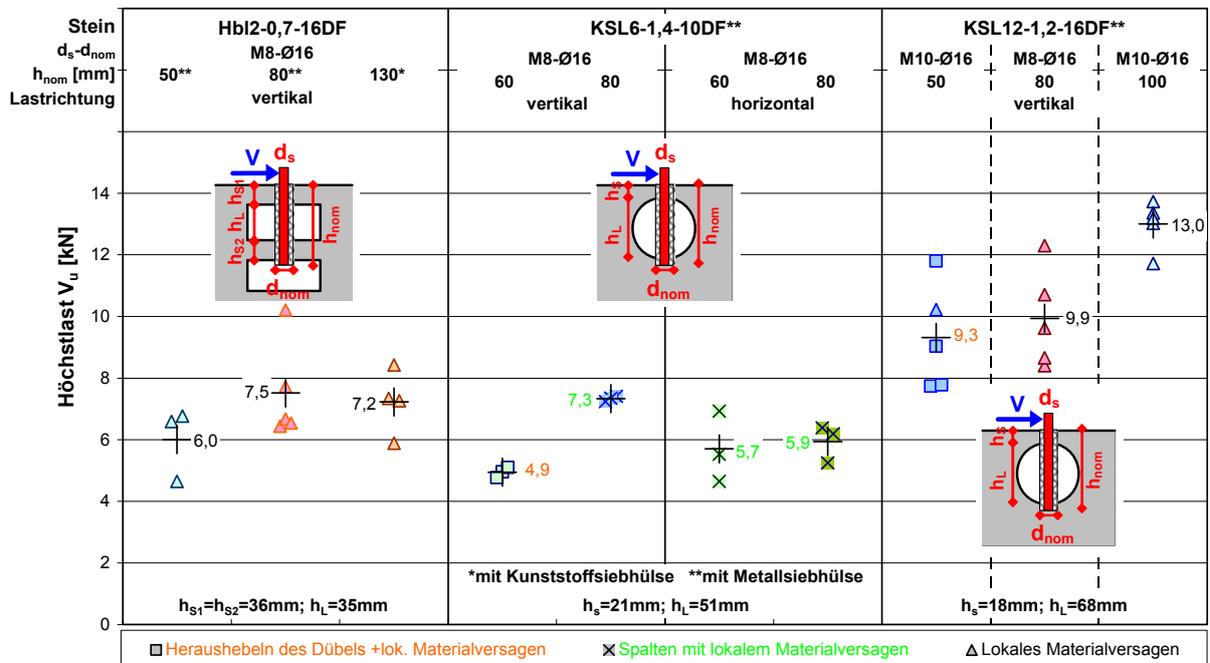
Auch bei Lochsteinen hat die Verankerungstiefe einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten. Der zur Lastübertragung tatsächlich nutzbare Bereich hängt neben der Verankerungstiefe vor allem von der Ausbildung der Stege und Kammern im Stein ab.

Der Einfluss der Verankerungstiefe, der Lochkonfiguration und der Belastungsrichtung bezüglich der Lochungsrichtung wurde in 26 Serien mit Ankerstangen M8, M10, M12 und M16 der Stahlfestigkeit 5.8 und verschiedenen Siebhülsen aus Metall und Kunststoff in 5 verschiedenen Steinen mit Lochung durchgeführt. Es wurde ein dickes, normal langes Anbauteil verwendet. Die verschiedenen Variationsmöglichkeiten werden im Folgenden einzeln behandelt. Dazu sind die Höchstlasten aus den Versuchen in Bild 4.41 bis Bild 4.44 nach Steinarten und untersuchten Parametern getrennt dargestellt.

#### Variation der Verankerungstiefe und der Setzposition

Für eine gegebene Verankerungstiefe bestimmt die Setzposition in Lochsteinen die Anzahl der vorhandenen Stege entlang des Dübels. Durch das Lochbild können sich bei Kalksandlochsteinen unterschiedliche Außenstegdicken ergeben und bei Lochziegeln wird je nach Setzposition im Stein eine unterschiedliche Anzahl Stege durchbohrt. Bei Steinen mit breiten Innenstegen orthogonal zur Wandoberfläche, wie z. B.

bei Hbl- oder manchen Ksl-Steinen, kann im günstigsten Fall sogar ganz im Vollmaterial verankert werden. In Bild 4.41 ist der Einfluss der Einbindetiefe bei gleichartiger Setzposition in verschiedenen Lochsteinen und in Bild 4.42 der Einfluss einer geänderten Setzposition in Hochlochziegeln dargestellt. Bei den jeweils kleinsten Einbindetiefen in Bild 4.41 verankerte der Dübel nur im Außensteg, während die anderen Serien auch mit dem Innensteg in Berührung standen bzw. dort verankert waren.

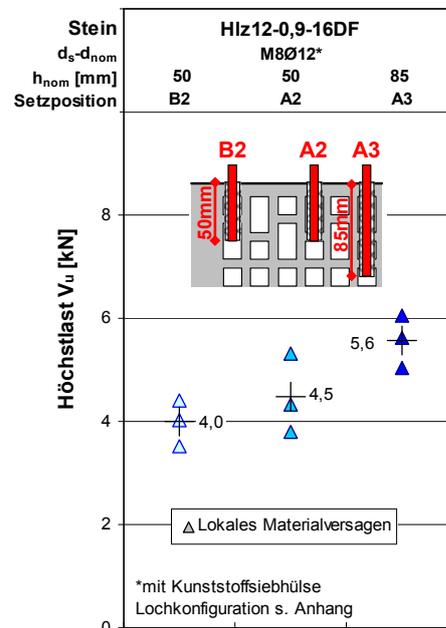


**Bild 4.41:** Einfluss der Einbindetiefe auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Lochsteinen

Die Höchstlast steigt mit zunehmender Verankerungstiefe an. Ausnahme bildet die Serie mit 130 mm Einbindetiefe in den Hbl2-Steinen, bei der die Lasten auf gleichem Niveau wie bei 80 mm liegen. Ursache ist hier, dass sich das lokale Versagen maßgeblich im Außensteg abspielt und bereits die geringe Verankerung bei 80 mm Einbindetiefe die maximal mögliche Laststeigerung gegenüber der kurzen Länge liefert. Bedingt durch das vorhandene Lochbild mit einer minimalen Außenstegdicke von 21 mm bei maximalem Steinloch von 51 mm wurde in den Ksl6-1,4-10DF Steinen mit einem Stoßfugenabstand von  $c=50$  mm gesetzt, um eine möglichst geringe Außenstegdicke zu prüfen. Dies verursachte bei drei von vier Serien ein Spalten des Steines bzw. einen Kantenbruch innerhalb des Verbandes. Bei horizontaler Last (orthogonal zur Lochung) führte das Spalten zu einem ersten Lastmaximum. Nach einer Verschiebungszunahme bis zur vollständigen Schließung der Stoßfuge steigen die Lasten wieder an (vgl. Abschnitt 4.4). Bei vertikaler (lochparalleler) Last war dieser Effekt weniger zu beobachten, so dass hier Werte wie in Steinmitte erreicht werden. Bei horizontaler Belastung ergibt sich nur eine geringe Steigerung der mittleren Höchstlast, die Werte liegen für beide Serien im selben Streuband. In den Ksl12-Steinen verankert die Serie mit 80 mm nur noch mit ihrer Spitze im Innensteg. Weiterhin wurde hier nur eine Ankerstange M8 gegenüber M10 bei 50 und 100 mm Einbindetiefe gesetzt. Gegenüber der kurzen Serie findet jedoch eine Veränderung des Versagensmechanismus hin zu einem lokalen Materialversagen ohne Bildung eines rückwärtigen Steinausbruches bei leicht höherer mittlerer Höchstlast statt. Die lange Serie weist deutlich größere Höchstlasten auf.

Den Einfluss der unterschiedlichen Setzpositionen und der Einbindetiefe im Hlz12-Stein zeigt Bild 4.42. Dabei wird bei der Setzposition A jeweils zunächst eine tiefe Kammer getroffen, während bei Position B eine kurze Kammer durchbohrt wird. Im Bild gibt die Ziffer nach der Setzpositionsangabe die Zahl der insgesamt durchbohrten Innenstege an.

Bei den Versuchen entstanden bedingt durch die Kammerabmessungen und den Mörtelaustritt nur an zwei Seiten der Siebhülse große Mörtelpropfen in den Hohlräumen. Wegen des Bohrstaubes an den Kammerwänden haftete der Mörtel allerdings dort nicht an. Nur bei der Setzposition A3 entstand durch das Einbinden in zwei Innenstege eine Einspannung und es bildete sich ein zweites plastisches Gelenk am Übergang zum ersten Innensteg aus, das zu einer Erhöhung der mittleren Traglast führte. Die mittlere Höchstlast in Setzposition A2 ist zwar größer als bei Setzposition B2, aber insgesamt liegen alle Werte im selben Streuband. Ungünstige Einflüsse aus der tieferen Außenkammer werden hier eventuell wegen der großen Mörtelmenge durch eine festere Verankerung im Innensteg (Einspannwirkung) ausgeglichen.



**Bild 4.42:** Einfluss von Einbindetiefe und Setzposition auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Hochlochziegeln

#### Variation der Außenstegdicke in Kalksandstein

Bei Lochsteinen ändern sich zusammen mit der Lochkonfiguration häufig die Festigkeiten und Rohdichten. Deshalb wurden zur Variation der Außenstegdicke aus einem Kalksandvollstein verschiedene Außenwandstärken mittels Kernbohrung mit einem einheitlichen Bohrdurchmesser erzeugt. Damit konnten alle weiteren Eigenschaften des Untergrundes beibehalten werden.

Die Höchstlasten aus drei Versuchsserien mit Dübeln M8 mit Kunststoffsiebhülse Ø16 mm und Einbindetiefe 130 mm für Außenstegdicken von 15, 20 und 30 mm sind in Bild 4.43 aufgeführt. In allen Versuchen trat lokales Materialversagen auf. Die mittleren Höchstlasten steigen mit der Außenstegdicke an. Im Bereich der Stegdicken 20 – 30 mm steigen die Höchstlasten proportional mit den Außenstegdicken an; für die Stegdicke 15 mm werden die Höchstlasten erst bei größerer Verschiebung über 12 mm erreicht und sind daher in höherem Maße von Zugkomponenten im Dübel beeinflusst. Sie streuen wesentlich stärker. Das Spalten des Außenstegs bei 20 mm könnte die aufnehmbare lokale Druckspannung beeinflussen; bei der Zuglastentwicklung lies sich jedoch kein Einfluss feststellen, da der Innensteg nicht spaltete.



Halt des Dübels insgesamt verschlechtert, da hier das in den Steinkammern vorhandene Granulat nachrieselt und eine Gleitschicht bildet (vgl. Abschnitt 3.2.2).

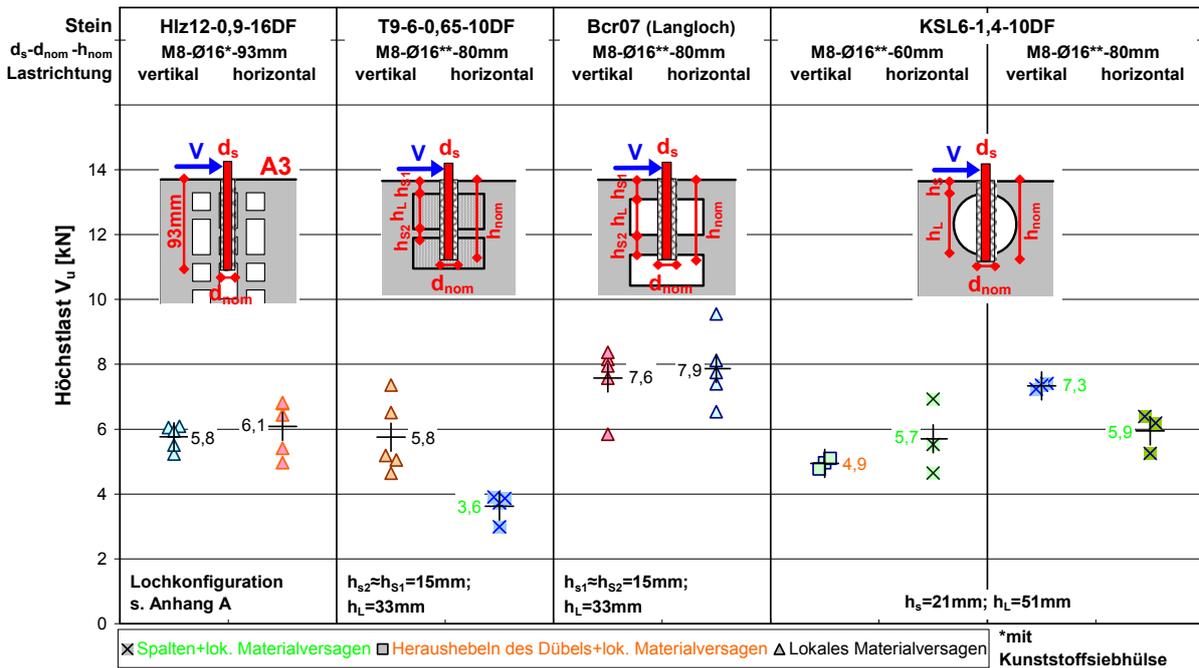


Bild 4.44: Einfluss der Lastrichtung auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln in Lochsteinen

## 4.4 Einzelbefestigungen bei Einfluss von Steinrändern und Fugen

### 4.4.1 Allgemeines

Zur Untersuchung der Einflüsse von Steinrändern und Fugen auf Einzeldübel im Mauerwerk wurden 98 Versuche in 24 Serien durchgeführt. Variiert wurden Setzpositionen und Belastungsrichtungen nach Bild 4.1 in 7 verschiedenen Voll- und Lochsteintypen. Es wurden 3 Mörteltypen, Ankerstangengrößen M8 und M10 mit Metall- oder Kunststoffsiebhülse und M12 ohne Siebhülse in Stahlfestigkeiten 5.8 und 10.9 und verschiedenen Verankerungslängen verwendet. Die Lasteinleitung erfolgte gemäß Abschnitt 4.2 mit einem dicken, normal langen Anbauteil.

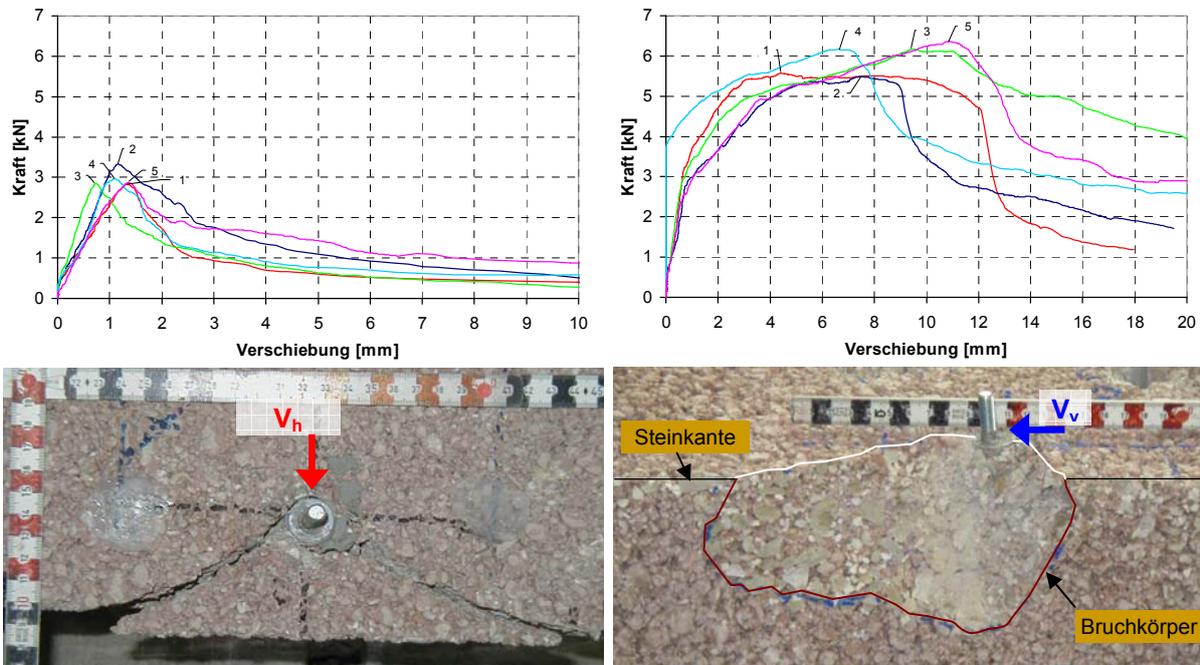
### 4.4.2 Tragmechanismen bei Randeinflüssen

Die in Abschnitt 4.3.2 beschriebenen Tragmechanismen und Versagensarten können auch an Steinrändern und Fugen auftreten. Kennzeichnend für eine Befestigung am Steinrand ist jedoch vornehmlich das Spalten bzw. ein Kantenbruch, da nur dann auch tatsächlich ein Einfluss der Steinränder vorliegt. Dabei startet der Erstriss immer im Bereich des Dübels in dem Stein, in dem verankert wurde. Im Weiteren ist zwischen Verankerungen am freien Rand und innerhalb des Mauerwerkverbandes zu unterscheiden. Bei Verankerungen am freien Rand einer Wandscheibe kann unter Querbelastung zum Rand ein Herausschieben des Steines oder eines abgespaltenen Teil des Steines aus dem Mörtelbett erfolgen. Verankerungen direkt in den Fugen werden in Abschnitt 4.4.2.3 getrennt betrachtet, da hier andere Einflüsse vorliegen.

#### 4.4.2.1 Verankerungen an freien Rändern des Mauerwerks

Bei randnahen Befestigungen ist der Verlauf der Risse neben der Belastungsrichtung und dem Randabstand von den Abmessungen und Eigenschaften des Steines, der Dicke und den Eigenschaften des Mauermörtels und den vorhandenen Druckkräften im Mauerwerk abhängig. Liegen keine weiteren Format- oder Fugeneinflüsse vor, tritt analog zu Befestigungen in Beton ein Ausbrechen der Kante (Kantenbruch) auf.

Am freien Rand ist mit dem Auftreten der Risse unabhängig von der Lastrichtung die Höchstlast erreicht. Die Kurven fallen danach bei Belastung zum Rand immer sehr schnell, bei randparalleler Last ist das Nachbruchverhalten deutlich stärker von der Verankerungstiefe abhängig (Bild 4.45). Ist sie ausreichend tief, so dass über den Bruchkegel hinaus noch im ungestörten Untergrund verankert wird, verzögert sich der Lastabfall (Bild 4.45 b) und es erfolgt eine Lastumlagerung in ungestörte Bereiche. Für die untersuchten Randabstände beträgt die Tragfähigkeit bei Belastung parallel zum Rand mindestens das Zweifache gegenüber einer Belastung zum Rand (s. Abschnitt 4.4.3). Wenn kein weiterer formatbedingter Randeinfluss vorliegt, bilden sich halbkegelförmige Ausbruchkörper aus, deren Spitze am Dübel liegt. Die Abmessungen hängen vom Randabstand  $c$  und der Belastungsrichtung ab.



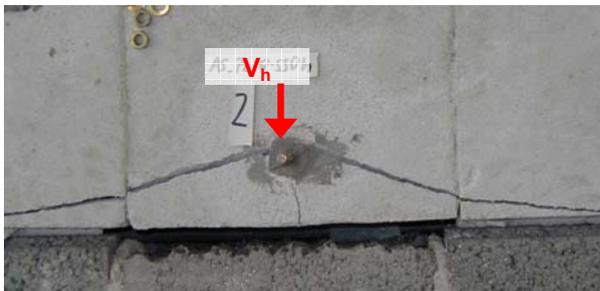
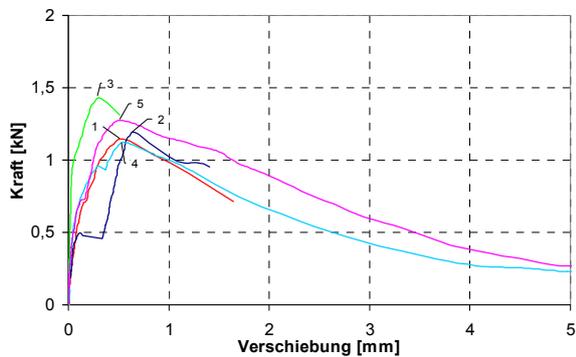
a) Kantenbruch bei Last zum freien Rand, Dübel mit Metallsiebhülse

b) Lokales Materialversagen mit Kantenbruch bei randparalleler Last, Dübel mit Kunststoffhülse

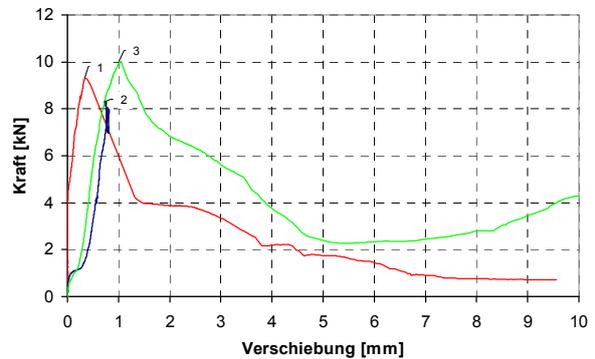
**Bild 4.45:** Tragverhalten querbelasteter Injektionsdübel M8Ø16-5.8 am freien Rand in Vbl2-0,5 mit  $c=50$  mm bei variierter Belastungsrichtung

Im Verband steigt die Tragfähigkeit der Mörtelfuge in Bezug auf die Weiterleitung von Lasten von Stein zu Stein mit der vertikalen Druckspannung im Mauerwerk. Sie ist ebenfalls charakterisiert von den Eigenschaften des Mörtels im Verhältnis zu den Mauersteinen. Bei guter Lastübertragung über die Mörtelfuge kann ein Riss weiter durch benachbarte Steine zum Rand hin verlaufen und einen Kantenbruch (analog wie in Beton) erzeugen. Dies war in den niederfesten Porenbetonplansteinen gegeben, wo eine dünne Fuge mittels Spezialkleber hergestellt wurde (Bild 4.46 a). Bei kleinformatigeren Steinen und normal dicker Lagerfuge (ca. 12 mm) aus Mauermörtel können nach dem Spalten des Steines, in dem montiert wurde, neben diesem (s. Bild

4.47 a) auch benachbarte Steine mit aus dem Verband gezogen werden. Vor allem dann, wenn der Erstriss durch die Verzahnung im Verband im Bereich einer Stoßfuge auf die nächste Steinreihe trifft (Bild 4.46 b), so dass sich die Stoßfuge mit öffnet.

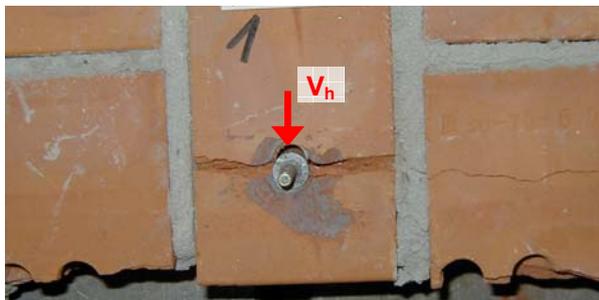
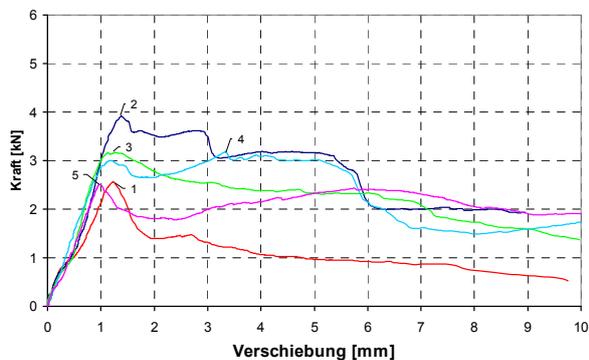


a) Kantenbruch bei M8Ø14-5.8 mit konischem Bohrloch in PP2-0,4, c=50 mm

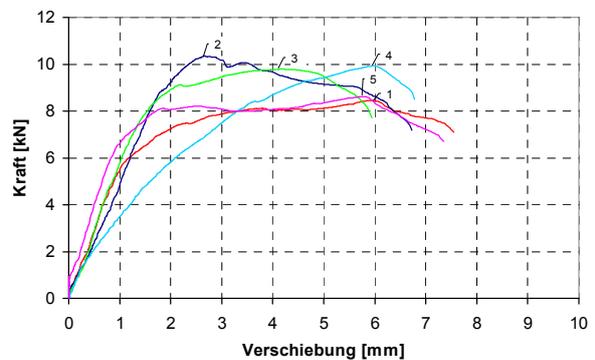


b) Spalten und Auszug aus Verband bei M12Ø14-10.9 in KS12-2,0-4DF, c=100 mm

**Bild 4.46:** Tragverhalten quer zum freien Steinrand belasteter Injektionsdübel: Ausbildung verschiedener Ausbruchkörper bei Vollsteinen



a) Spalten bei Last zum freien Rand



b) Spalten/ Kantenbruch mit Stahlbruch bei randparalleler Last

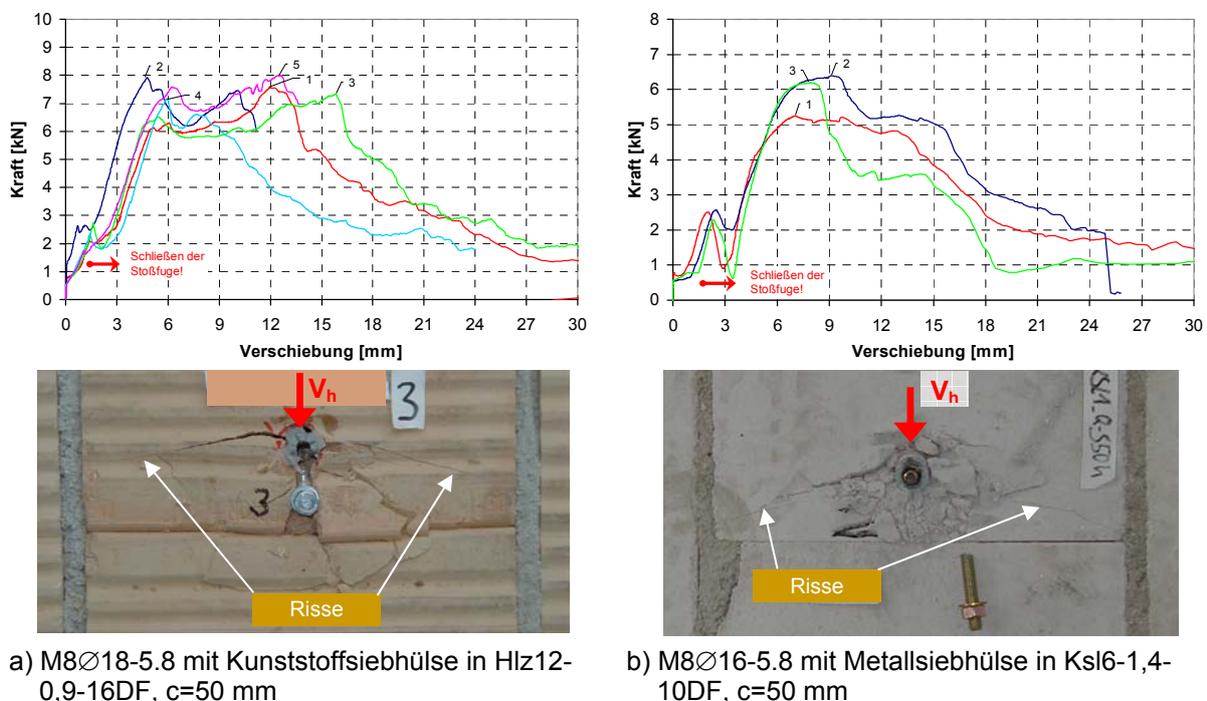
**Bild 4.47:** Tragverhalten von Injektionsdübeln M8Ø16-5.8 mit Metallsiebhülse am freien Steinrand mit c = 60 mm in Mz12-2,0-2DF bei variiertem Querlaststrichung

Spaltet ein Stein am freien Rand, ist das Tragverhalten stärker von der Lastrichtung abhängig als beim Kantenbruch. Neben dem oben in Bild 4.46 b gezeigten Mechanismus kann bei zum freien Rand gerichteter Querlast auch lediglich der abgespaltene Teil des Steines langsam durch das Mörtelbett herausgezogen werden. Der Lastabfall erfolgt dann allmählich (Bild 4.47 a). Bei vertikaler Lastrichtung kann sich nach dem Spalten die Traglast noch leicht erhöhen, wenn die haltenden Kräfte für den abgespaltenen Steinteil über die Lagerfugen ausreichend sind. In den Versuchen in Bild 4.47 b scherte die Ankerstange trotz Rissbildung zum freien Rand noch ab.

#### 4.4.2.2 Verankerungen im Bereich von Stoßfugen innerhalb des Verbandes

Bei Verankerungen im Bereich von Stoßfugen im Verband besteht bei Querbelastung nach dem Auftreten von Rissen die Möglichkeit des Schließens der Fuge. Der abgespaltene Teil des Steines wird dabei in den Spalt der Stoßfuge hineingeschoben bis er am benachbarten Stein anliegt. Damit können weitere Kräfte eingeleitet werden und es erfolgt ein Lastanstieg.

Zur Veranschaulichung dieses Vorganges sind in Bild 4.48 die Ergebnisse aus Versuchserien in zwei Steinarten nahe der Stoßfuge dargestellt. Während bei vertikaler (stoßfugenparalleler) Belastung die Entstehung des Risses in den Last-Verschiebungskurven oftmals nicht zu erkennen ist, bilden diese bei horizontaler Last deutliche erste Maxima aus. Hier übersteigen die Kräfte erst wieder nach vollständiger Schließung der Fuge die Last bei der Rissbildung. Die Höchstlasten erreichen danach bei den untersuchten Lochsteinen das gleiche Niveau wie bei Verankerung ohne Randeinfluss, bei Vollsteinen ergaben sich jedoch zum Teil Unterschiede (s. Abschnitt 4.4.3).



**Bild 4.48:** Tragverhalten quer zur Stoßfuge belasteter Injektionsdübel: Schließen der Fuge im Mauerwerksverband aus Lochsteinen

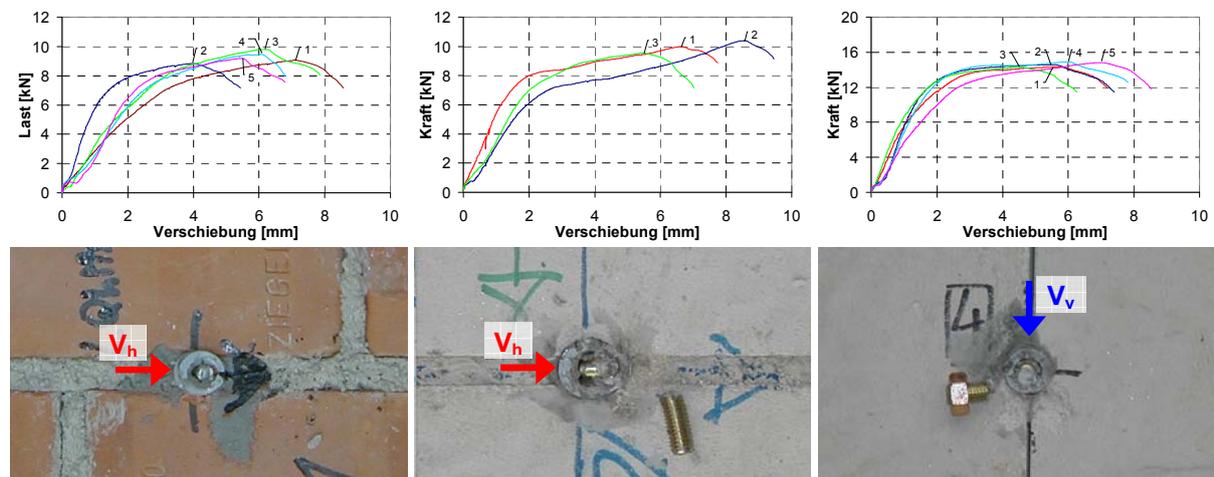
#### 4.4.2.3 Verankerungen in Fugen

Weitere Einflüsse im Randbereich des Steines sind bei einer Verankerung direkt im Mörtelbett des Steines mit seinen abweichenden Materialeigenschaften oder in einer unvermörtelten Stoßfuge zu erwarten. Letzteres kommt dem Setzen in einem offenen Riss gleich. Die Dübel sind hier ansonsten über die ganze Verankerungstiefe von Ankergrundmaterial umgeben.

Es wurden je eine Versuchsreihe in der Lagerfuge von Kalksandlochstein- und Vollziegelsteinmauerwerk (Ksl12-1,2-16DF und Mz12-2,0-2DF) mit Ankerstangen M8-5.8 und eine in der Stoßfuge des Kalksandlochsteines mit M10-5.8 durchgeführt. Alle Dübel wurden mit Metallsiebhülse  $\varnothing 16$  mm gesetzt und jeweils in Richtung der Fuge belastet. Der Bohrl Lochdurchmesser entsprach bei den Versuchen in etwa der tatsächlichen Höhe der Lagerfuge, so dass der Dübel voll im Mauermörtel verankert war. Die Stoßfugenbreite betrug ca. 1-2 mm. Die Verankerungstiefe betrug bei Mz12  $h_{ef} = 80$  mm und bei Ksl12  $h_{ef} = 50$  mm. Bei den Versuchen in der Stoßfuge wurden Ankerstangen der Größe M10 verwendet, um Versagen durch rückwärtigen Ausbruch oder lokales Versagen zu erreichen.

In allen Versuchen trat trotz unterschiedlicher Einbindetiefe und Durchmesser Stahlbruch auf. Die Ergebnisse reihen sich gut in andere Versuche innerhalb des Steins ein, bei denen das Versagen durch Stahlbruch erfolgte (siehe Abschnitt 4.3.2.2.5). Alle Höchstlasten aus den Versuchen wurden deshalb dort in die Vergleiche in Tabelle 4.2 und Bild 4.17 mit aufgenommen.

Das Last-Verschiebungsverhalten der beiden Serien in der Lagerfuge ist sehr ähnlich und entspricht weitgehend dem in Vollsteinen (vgl. Bild 4.17 a). Die Serie in der Stoßfuge von Kalksandlochstein mit Größe M10 verhält sich zu Versuchsbeginn im Mittel leicht steifer als die Vergleichsserie in Vollstein (in Mz12, vgl. Bild 4.17 c). Die Höchstlasten werden danach auf einem Plateau erreicht und liegen im Streubereich der Vergleichsserie im Stein.



a) M8-5.8,  $h_{ef}=80$  mm, in Lagerfuge von Mz12-2,0-2DF

b) M8-5.8,  $h_{ef}=50$  mm, in Lagerfuge von Ksl 12-1,2-16DF

c) M10-5.8,  $h_{ef}=50$  mm, in Lagerfuge von Ksl 12-1,2-16DF

**Bild 4.49:** Tragverhalten querbelasteter Injektionsdübel mit Metallsiebhülse  $\varnothing 16$  mm in Fugen: Last-Verschiebungskurven (oben) und Versuchskörper (unten)

#### 4.4.3 Tragfähigkeit von Einzeldübeln unter Querbelastung mit Randeinflüssen

In diesem Kapitel werden die Höchstlasten und zugehörigen Versagensarten aus allen Versuchen mit Rand- und Fugeneinfluss vorgestellt. Es wurden Versuche mit Abstand zur Stoßfuge, in der Stoßfuge, in der Lagerfuge und mit Abstand zum freien Rand unter vertikaler oder horizontaler Querlast durchgeföhrt. Bei den Lochsteinen wurde die Setzposition immer in der Mitte des dahinterliegenden Steinloches gewählt, so dass sich bei den Randabständen leicht differierende Maße zwischen den verschiedenen Steinarten ergeben.

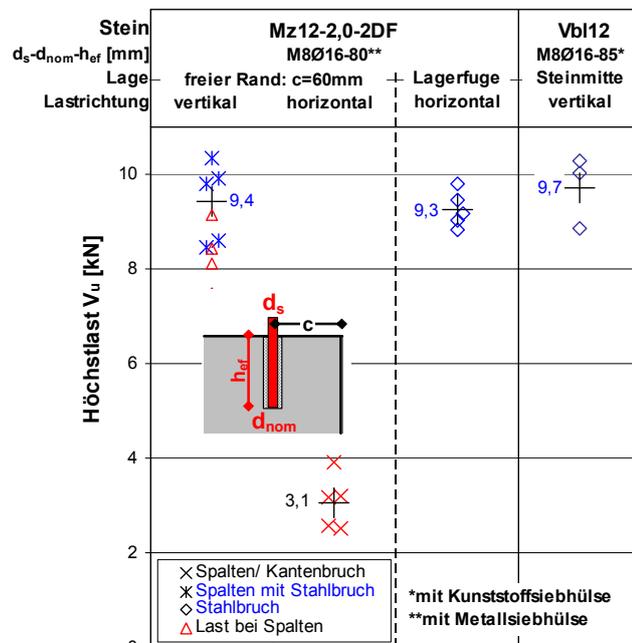
Zu Vergleichszwecken sind weitere Serien, die in Steinmitte ohne Randeinflüsse gesetzt waren, mit abgebildet. Trat als Versagensmechanismus Abscheren des Stahles auf, so werden dabei z. T. auch Serien in anderen Steinarten zum Vergleich herangezogen.

Die Spaltlasten in den Versuchen an den Stoßfugen stellen in etwa die Höchstlasten für eine Befestigung am freien Rand dar und werden daher für entsprechende Auswertungen verwendet. Sie sind in den Schaubildern als rote Dreiecke mit dargestellt (Bild 4.50ff). Falls nicht anderweitig vermerkt, wurden Gewindestangen der Festigkeitsklasse 5.8 mit Siebhülsen verwendet.

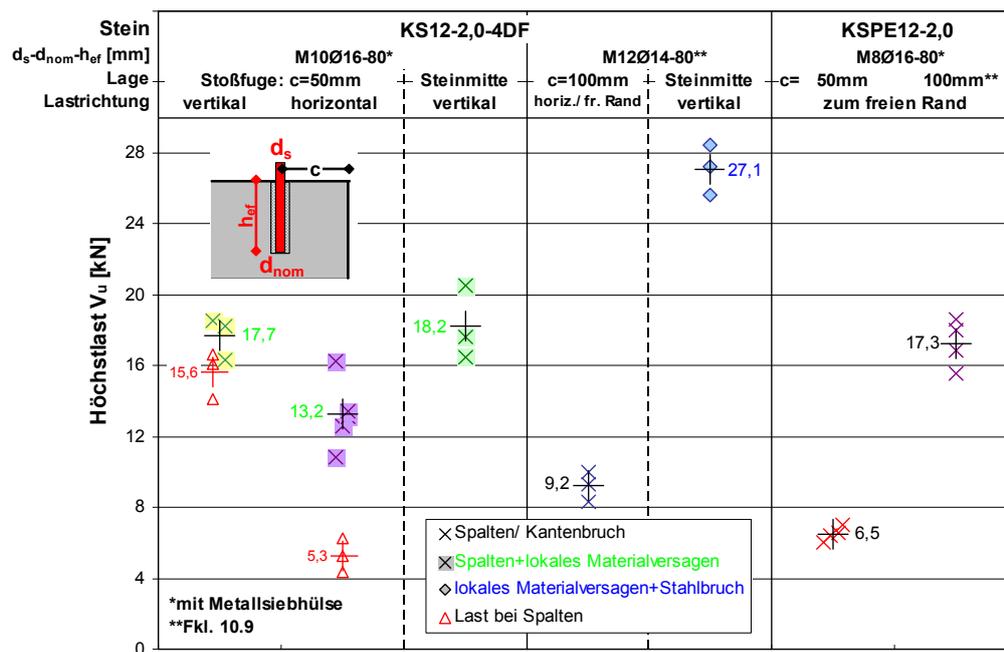
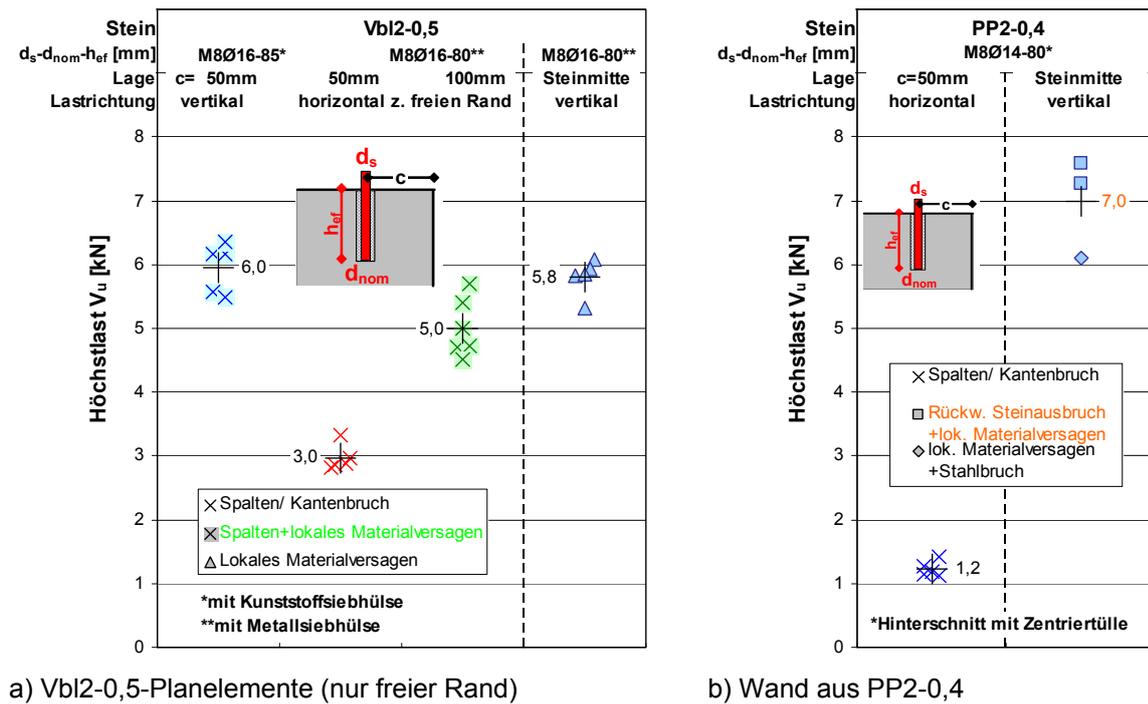
##### 4.4.3.1 Verankerungen an Rändern und Fugen in Vollsteinmauerwerk

In Bild 4.50 und Bild 4.51 sind die Höchstlasten bei Verankerungen in Vollsteinen mit Randeinfluss dargestellt. Bei Belastung zum freien Rand werden die Höchstlasten mit dem Spalten bzw. dem Kantenbruch erreicht und es kann keine weitere Laststeigerung mehr erfolgen, während sie bei randparalleler (vertikaler) Belastung noch leicht ansteigen können.

Am freien Rand in den Vbl2-Planelementen und KS12-Steinen bei  $c = 50 \text{ mm}$  bzw. bei  $60 \text{ mm}$  in Mauerziegel zeigen sie eine starke Abhängigkeit von der Belastungsrichtung (Bild 4.51 a und c und Bild 4.50). Bei Mz12 und KS12 liegen hier weiterhin Einflüsse aus den formatbedingten Abmessungen der Steine vor (Bild 4.50 und Bild 4.51 c), vgl. Kapitel 4.4.2.1), während sich in den großformatigen Planelementen und den PP2-Steinen vollständige Ausbruchkegel bildeten (Bild 4.51 a und b). Die mittleren Höchstlasten bei vertikaler Belastung betragen zwischen dem doppelten (Vbl2) und dreifachen (Mz12) des Wertes bei horizontaler Lastrichtung und sind im Bereich der Werte, die in Steinmitte erreicht wurden. Bei Mz12 trat trotz des Spaltens der Steine wie bei den Vergleichsversuchen in den höherfesten Vbl12-Steinen Stahlbruch auf und auch die Höchstlasten bewegen sich im selben Streuband.



**Bild 4.50:** Einflüsse aus der Verankerung an Rändern und Fugen in Wand aus Vollsteinen Mz12-2,0-2DF auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln



**Bild 4.51:** Einflüsse aus der Verankerung an Rändern und Fugen in Vollsteinen auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln und Vergleich mit Setzposition in Steinmitte

Bei den Randversuchen mit  $c = 50 \text{ mm}$  in der PP2-Wand mit zum freien Rand gerichteter Querlast entsteht ein über die Lagerfugen reichender Ausbruchkegel (vgl. Abschnitt 4.3.2.1.4). Das Verhältnis gegenüber der in Steinmitte erreichten Querlast ist hier mit 0,18 von allen Serien am geringsten.

In den KS12-Steinen liegen die mittleren Höchstlasten bei vertikaler Belastung für die Auswertung am freien Rand mit 15,6 kN leicht unter den Vergleichswerten in Stein-

mitte von 18,2 kN. Die absoluten Höchstlasten für die Verankerung im Verband bewegen sich hier mit 17,8 kN im Bereich der Werte in Steinmitte. Für horizontale Belastung steigen die Werte im Verband gegenüber der Spaltlast noch deutlich auf im Mittel 13,2 kN an, liegen damit aber unter der o. g. Referenzlast. Offensichtlich wirken sich die größeren Verschiebungen durch das Schließen der Fuge negativ auf die Tragfähigkeit aus.

Bei Vergrößerung des Randabstandes auf  $c = 100$  mm für zum freien Rand gerichtete Querlast in den Vbl2- und KSPE12-Planelementen und der KS12-Wand steigen die Lasten deutlich an (Bild 4.51 a und c). In Vbl2 wurde mit demselben Dübeltyp eine Erhöhung der Höchstlasten um 60% erreicht, wobei der Versagensmechanismus in Kombination mit lokalem Versagen auftrat und einzelne Werte bereits im Streubereich der Werte in Steinmitte liegen. In der KS12-Wand wurden der Durchmesser auf M12 und die Festigkeit der Ankerstange auf 10.9 erhöht, um einerseits Stahlbruch zu vermeiden und andererseits wieder einen Vergleich mit Versuchswerten in Steinmitte durchführen zu können. Die Kantenbruchlasten steigen demnach um über 70% auf 9,2 kN an, liegen aber noch deutlich unter den vertikalen Referenzwerten in Steinmitte von 27,1 kN für lokales Versagen mit Stahlbruch. In den KSPE12-Planelementen trat wie bei  $c = 50$  mm ein vollständiger Kantenbruch auf, wobei die mittleren Höchstlasten mit 17,3 gegenüber 6,5 kN auf über das 1,5-fache anstiegen.

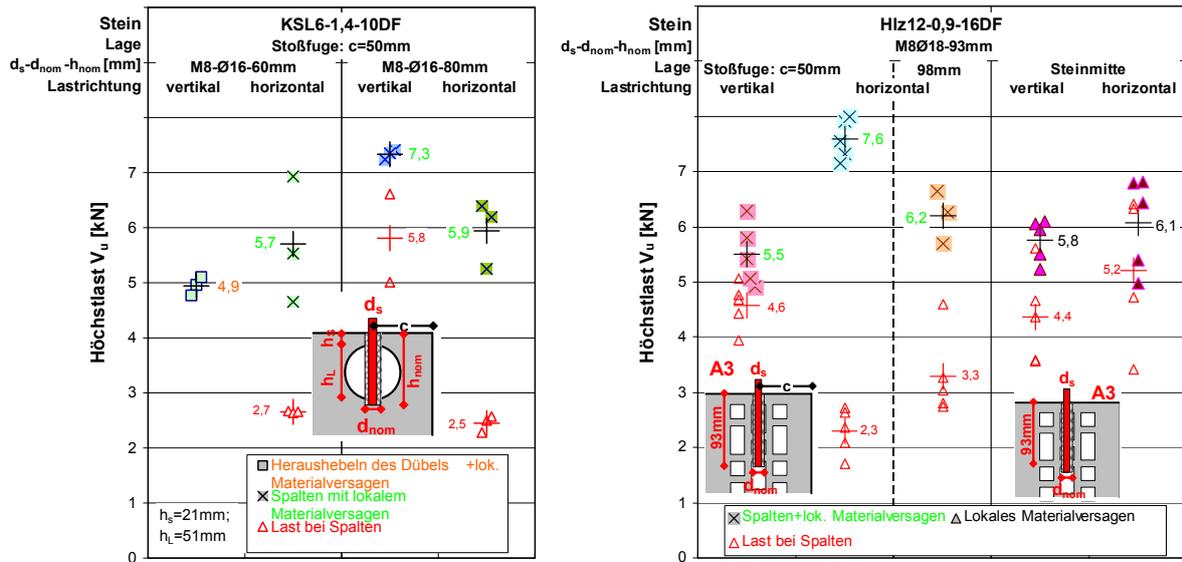
Für beide Setzpositionen in KSPE12 liegen die Werte, vor allem für  $c = 100$  mm, über denen in KS12, obwohl die ermittelte Steindruckfestigkeit niedriger ist (s. Kapitel 3.1.4). Ursache ist hier der Formateinfluss, der bei den kleineren Abmessungen ein vorzeitigeres Spalten bewirkt, das die Tragfähigkeit reduziert (vgl. Abschnitt 4.3.3.3.2).

Wie bereits in Abschnitt 4.4.2.3 beschrieben, versagten die Versuche bei der Serie in der Lagerfuge der Mauerziegel durch Stahlbruch. Die Mittelwerte liegen mit 9,3 kN im Bereich derer in Steinmitte für Stahlbruch (s. Abschnitt 4.3.2.2.5).

#### 4.4.3.2 Verankerungen an Rändern und Fugen in Lochsteinmauerwerk

Die Höchstlasten bei Befestigungen im Randbereich von Lochsteinmauerwerk sind in Bild 4.52 und Bild 4.53 aufgeführt. Die für Vollstein getroffenen Aussagen gelten im Prinzip auch für Lochsteine. Da sich bedingt durch die Lochung auch ohne Randeinflüsse i. d. R. andere Versagensmechanismen und geringere Traglasten gegenüber Vollmaterialien ergeben, sind Einflüsse auf die Höchstlast tendenziell nur bei kleineren Abständen zum freien Rand als bei Vollsteinen vorhanden.

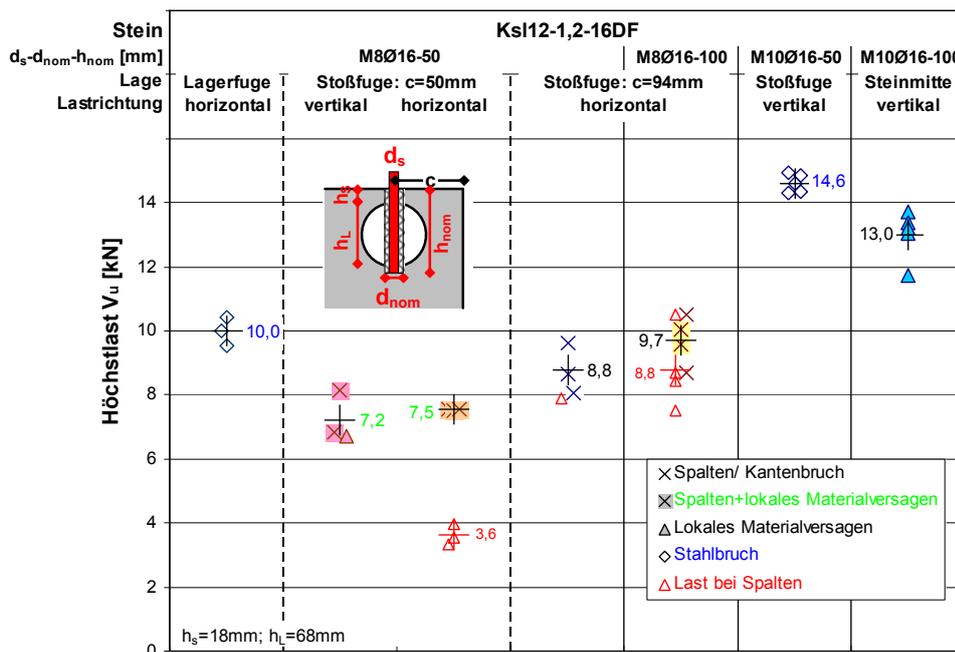
Das Tragverhalten der Verankerungen in der Ksl6-Wand wurde bereits in Abschnitt 4.3.3.3.4 ausführlich behandelt. Da die Versuche an der Stoßfuge durchgeführt wurden, verhalten sie sich nach dem Schließen der Fuge wie in Steinmitte. Neu aufgenommen in Bild 4.52 a sind hier die Lasten bei Spalten des Steines für eine Auswertung am freien Rand. Die Spaltlasten für horizontale Belastung liegen wie auch die Höchstlasten für beide Verankerungstiefen im selben Streuband und betragen um die 45% der Höchstlasten. Die Spaltlasten bei vertikaler Belastung für die Verankerungstiefe 80 mm betragen im Mittel mehr als das Doppelte der horizontalen Spaltlasten, streuen aber deutlich stärker.



a) Wand aus Ksl6-1,4-10DF (nur Stoßfuge)

b) Wand aus Hlz12-0,9-16DF (nur Stoßfuge)

**Bild 4.52:** Einflüsse auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln aus der Verankerung an Rändern und Fugen in Lochsteinen



**Bild 4.53:** Einflüsse auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln aus der Verankerung an Rändern und Fugen in Lochsteinwand aus Ksl12-1,2-16DF

In der Hlz12-Wand liegen die Höchstlasten an den Stoßfugen nach dem Spalten des Steines und Schließen des Spaltes im gleichen Streubereich wie in Steinmitte (Bild 4.52 b). Das Tragverhalten wird bei Ziegelwerkstoffen von der Sprödigkeit des Materials und Brandrissen beeinflusst (s. a. Abschnitt 4.3.3.3.4).

Die hohen Werte bei horizontaler Belastung für den Stoßfugenabstand  $c = 50 \text{ mm}$  rühren wahrscheinlich von geringen Stoßfugenbreiten her, die ein rasches Schließen der Fuge ermöglichten. Die Spaltlasten sind hier mit  $2,3 \text{ kN}$ , wie zu erwarten, am geringsten und betragen nur ca. ein Drittel der Höchstlasten. Bei vertikaler Last an der-

selben Setzposition verdoppeln sich die mittleren Spaltlasten auf 4,6 kN und liegen damit im Bereich der Werte der Spaltlasten in Steinmitte.

Bei horizontaler Belastung und Randabstand  $c = 100$  mm hingegen steigen die Spaltlasten gegenüber 50 mm um über 40% auf im Mittel 3,3 kN. Diese liegt zwar noch unter dem Mittelwert der Spaltlasten in Steinmitte von 5,2 kN, allerdings weist dieser eine hohe Streuung auf.

In nahezu allen Versuchen an der Stoßfuge der Kalksandlochsteine Ksl12-1,2-16DF mit Größe M8 wurde Spalten bzw. Kantenbruch beobachtet (Bild 4.53). Bei einem Randabstand  $c = 50$  mm für eine Verankerungstiefe von 50 mm (Verankerung nur im Außensteg) trat das Versagen in Kombination mit lokalem Versagen auf und die Höchstlasten sind unabhängig von der Lastrichtung. Bei vertikaler Belastung lassen sich hier keine Spaltlasten aus den Last-Verschiebungskurven erkennen, während diese bei horizontaler Lastrichtung mit 3,6 kN lediglich der Hälfte der Höchstlast entsprechen.

Die Erhöhung des Randabstandes auf  $c = 94$  mm (bedingt durch die Lochkonfiguration) steigert die Höchstlasten bei Belastung zum Rand auf im Mittel 8,8 kN. Diese entsprechen hier im Wesentlichen auch den Spaltlasten, so dass sich eine Steigerung um annähernd das 1,5-fache gegenüber dem kleinen Randabstand ergibt. Wird die Verankerungstiefe auf 100 mm erhöht, womit der Dübel voll im Innensteg verankert, steigen die Höchstlasten gar auf 9,7 kN im Mittel und liegen damit im Bereich der Versuche in Steinmitte (vgl. Bild 4.41). Die Spaltlasten bleiben mit 8,8 kN jedoch konstant.

Die Serien in der Lager- und Stoßfuge der Kalksandlochsteine versagten durch Stahlbruch (vgl. Abschnitt 4.4.2.3). Die Mittelwerte liegen mit 10,0 kN für M8 und 14,6 kN für M10 im Bereich derer in Mitte von Vollsteinen für Stahlbruch (s. Abschnitt 4.3.2.2.5). Bei den abgebildeten Vergleichswerten für Größe M10 in Steinmitte trat lokales Steinversagen und damit eine verringerte Tragfähigkeit von 13,0 kN auf.

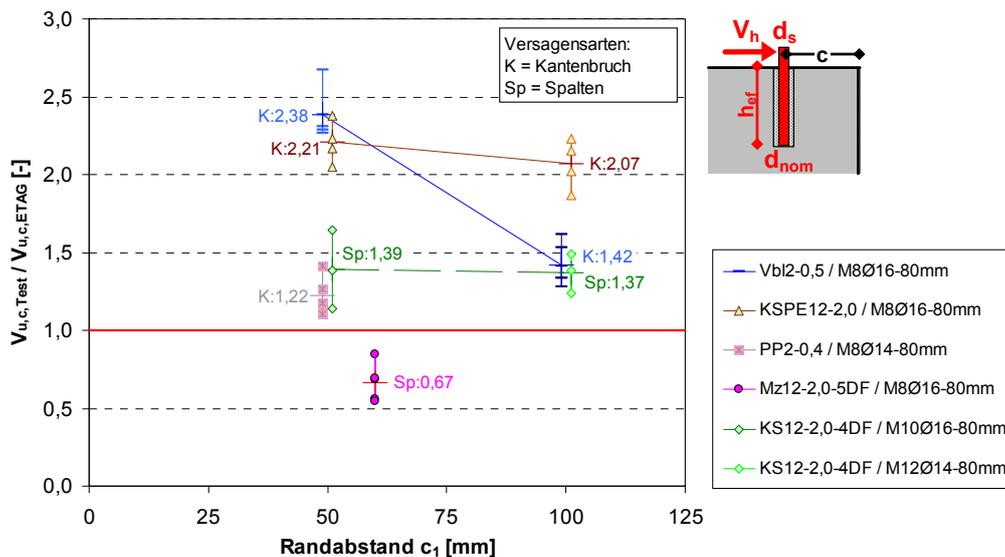
#### 4.4.4 Vergleich der Ergebnisse von Versuchen mit randnahen Dübeln mit den Regelungen nach ETAG 029

Die ETAG 029 (2010) macht nur unvollständige Angaben zu Mindestrandabständen und keine Angaben zu kritischen Randabständen bei Querlast. Als erster Ansatz können jedoch die Vorgaben für die Mindestrandabstände bei zentrischem Zug (vgl. Abschnitt 2.5.2.1) auch als hier gültig angesehen werden.

##### 4.4.4.1 Vollsteine

In den nachfolgenden Schaubildern für Vollsteine sind die Versuchsdaten als bezogenen Werte (Höchstlast im Versuch/ berechneter Höchstlast) über dem Randabstand  $c$  dargestellt. Bei optimaler Übereinstimmung zwischen Versuchswert und Berechnungswert ergibt sich ein Quotient von 1,0. Bezugsgröße ist für die Versagensarten Kantenbruch und Spalten der nach ETAG 029 berechnete Mittelwert der Querlasten  $V_{u,c,ETAG}$  für die jeweilige Belastungsrichtung, den Randabstand und die Dübelgröße, der sich durch Division der charakteristischen Werte nach Gleichung 2.52 mit dem Umrechnungsfaktor 0,7 ergibt. In Serien, bei denen das Versagen durch Stahlbruch erfolgte, wurde als Bezugsgröße die mittlere Abscherlast nach Gleichung 2.27 herangezogen. Dies ist in den Schaubildern vermerkt.

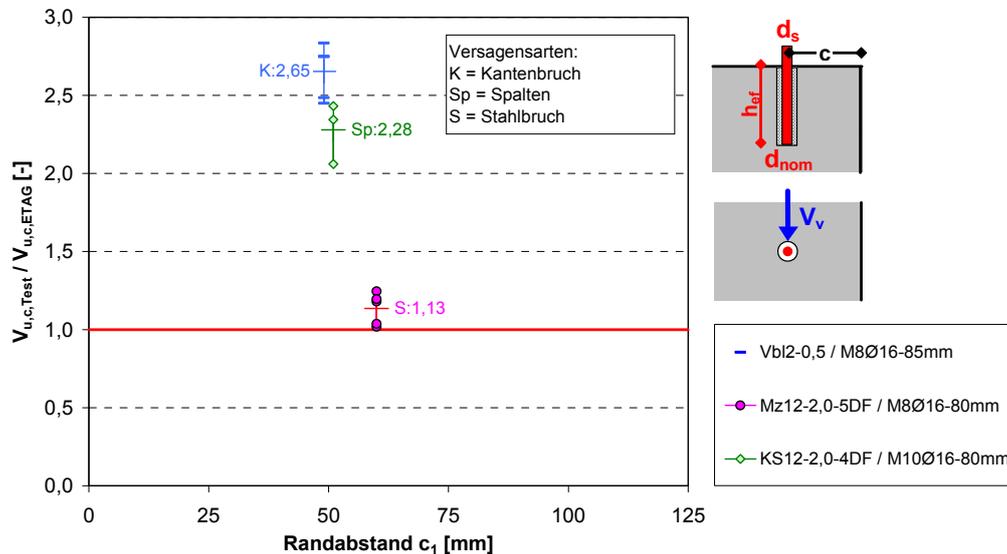
In Bild 4.54 sind die bezogenen Höchstlasten der oben vorgestellten Versuche mit zum freien Rand gerichteter Querlast in PP2, Vbl2, KSPE12, KS12 und Mz12 über dem zugehörigen Randabstand  $c$  aufgetragen.



**Bild 4.54:** Verhältnis Versuchswerte zu Mittelwerten aus Bemessungsansatz nach ETAG 029 für Querbelastung senkrecht zum freien Steinrand in Abhängigkeit des Randabstandes  $c$

In den großformatigen Steintypen PP2, Vbl2 und KSPE12 trat in den Versuchen ein Kantenbruch auf, während bei den kleinformatischen Steinen KS12 und Mz12 die Steine spalteten und anschließend aus dem Mörtelbett gezogen wurden. Bei ausreichend großem Randabstand wechselt das Versagen über zu den in der Fläche beobachteten Versagensarten (vgl. Abschnitt 4.3.2.2). Durch eine weitere Steigerung des Randabstandes kann dann die maximale Querlast nicht mehr gesteigert werden, da diese Versagensarten die obere Belastungsgrenze des Dübels im entsprechenden Verankerungsgrund darstellen.

Bild 4.55 gibt die bezogenen Höchstlasten der Versuche mit randparalleler Querlast in Vbl2, KS12 und Mz12 über dem zugehörigen Randabstand  $c$  wieder. In den großformatigen Vbl2-Steinen erfolgte Kantenbruchversagen nach vorausgehendem lokalem Materialversagen. Bei den kleinformatigen KS12- und Mz12-Steinen spalteten die Steine, wobei in KS12 eine Kombination mit lokalem Steinversagen und in Mz12 schließlich Stahlbruch auftrat, wodurch bei Mz12 bereits die maximale Dübeltragfähigkeit erreicht ist.



**Bild 4.55:** Verhältnis Versuchswerte zu Mittelwerten aus Bemessungsansatz nach ETAG 029 für Querbelastung parallel zum freien Steinrand in Abhängigkeit des Randabstandes  $c$

Aus Bild 4.54 und Bild 4.55 geht hervor, dass eine Berechnung nach ETAG 029 speziell für Steine unter reinem Kantenbruch (d. h. ohne Formateinfluss) zum Teil deutlich zu niedrige Traglasten ergibt. Für zum Rand gerichtete Querlast liegen die mittleren Verhältniswerte hier zwischen 1,22 (PP2) und 2,38 (Vbl2).

Umgekehrt verhält es sich bei den beiden untersuchten kleinformatigen Steintypen unter horizontaler Last, die in den Versuchen spalteten. Hier liegen die Vorhersagen des Modells für Randabstände ab 60 mm auf der unsicheren Seite, da für den Einfluss der Steingröße keine Lastreduktion vorgesehen ist.

Bei randparalleler Last ergibt die Berechnung für die untersuchten Serien mit Kantenbruch bzw. Spalten Werte auf der sicheren Seite, die mit Verhältniswerten von 2,28 (KS12) und 2,65 (Vbl2) aber sehr stark von der Bemessung abweichen. Da bei der Serie in Mz12 hier trotz des vorausgehenden Spaltens noch Stahlbruch eintrat, wurde sie bereits im entsprechenden Abschnitt 4.3.2.2.5 mit behandelt.

In Abschnitt 7.2.1 wird ein verbesserter Berechnungsansatz für Kantenbruch bei Belastung zum freien Rand unter Berücksichtigung der Steinabmessungen vorgestellt.

#### 4.4.4.2 Lochsteine

Bei Lochsteinen wird die charakteristische Höchstlast nach ETAG 029 auf 2,5 kN bei einem Mindestrandabstand von  $c = 100$  mm unabhängig von der Querlastichtung beschränkt, so dass sich bei einem Umrechnungsfaktor von 0,7 der Wert 3,57 kN für die mittleren Höchstlasten ergibt. Wie aus den Angaben in Bild 4.52 b hervorgeht, wird diese Vorgabe bei zum Rand gerichteter Querlast in den Hochlochziegeln für  $c = 98$  mm mit Ausnahme eines Wertes nicht eingehalten, so dass die Bemessung

hier auf der unsicheren Seite liegt. Bei  $c = 50$  mm Randabstand (Bild 4.52 a und b) werden bei allen vertikal belasteten Einzelversuchen bereits höhere Lasten erzielt, während dies bei zum Rand gerichteter Querlast nur in den Ksl12-Steinen im Mittel erreicht wurde.

Um auch bei Befestigungen an Rändern von Lochsteinen eine sichere Bestimmung der Traglasten zu ermöglichen, wird in Abschnitt 7.3.2 ein verbessertes Vorgehen vorgestellt.

#### 4.4.4.3 Einfluss von Fugen

In der ETAG 029 bestehen für Befestigungen unter Querlasten keine Regelungen bezüglich der Behandlung von Fugen. Wie aus den gezeigten Ergebnissen mit Abstand zur unvermörtelten Stoßfuge für Fugenbreiten zwischen 1 und 2 mm hervorgeht, ist durch das Schließen der Fuge kein wesentlicher Lastabfall zu verzeichnen. Bei Verankerung in Stoß- oder Lagerfugen wird das Lastniveau der Versuche im Stein erreicht. In Lochsteinen kann sich die Höchstlast sogar erhöhen, da hier quasi im Vollmaterial gesetzt wird.

## 4.5 Zweifachbefestigungen ohne und mit Randeinfluss

### 4.5.1 Allgemeines

Die Versuche mit Zweifachbefestigungen wurden mit möglichst ungünstigen Untergründen getestet, um maximale Einflüsse zu erhalten. Daher wurden die Versuche in niederfesten Vollsteinen und in Lochsteinen gefahren. Bei den untersuchten Konstellationen wurden beide Dübel immer im selben Stein, d.h. nicht über eine Fuge hinweg, gesetzt. Bei den Setzpositionen wurde die gleiche Anordnung des Schwerpunktes der Gruppe in Bezug auf die Fuge und die Steinlochkonfiguration wie bei den Einzeldübeln gewählt, hinsichtlich der Lagerfuge ergaben sich allerdings formatbedingt meist geringere Abstände für die einzelnen Dübel.

Mit Zweifachbefestigungen unter Querlast wurden 113 Versuche in 19 Serien mit und ohne Randeinfluss an verschiedenen Setzpositionen nach Bild 4.1 in 8 verschiedenen Voll- und Lochsteintypen durchgeführt. Es wurden drei Mörteltypen, Ankerstangen M8 und M12 in Festigkeitsklasse 5.8 mit Siebhülsen aus Metall oder Kunststoff verwendet. Außer in zwei Serien mit auf 50 mm gekürzten Hülsen wurden die handelsüblichen Verankerungslängen gewählt. Die Lasteinleitung erfolgte gemäß Abschnitt 4.2 mit dicken, langen Anbauteilen.

### 4.5.2 Tragverhalten von Zweifachbefestigungen

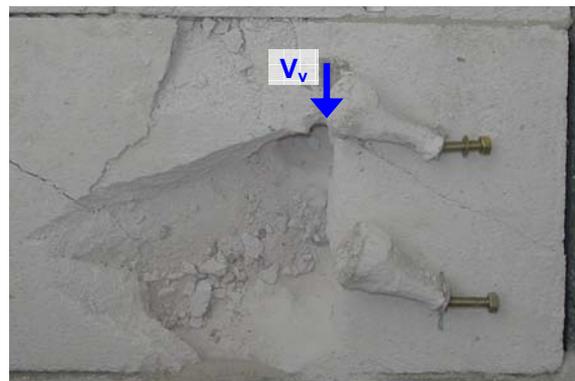
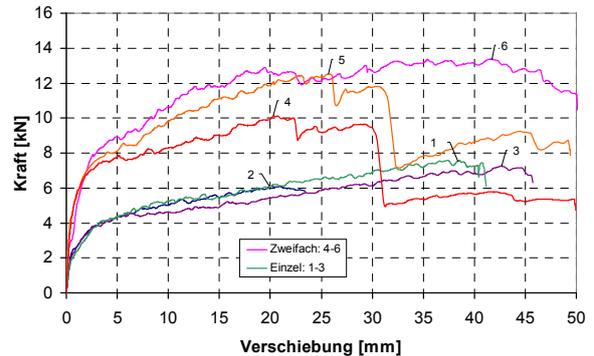
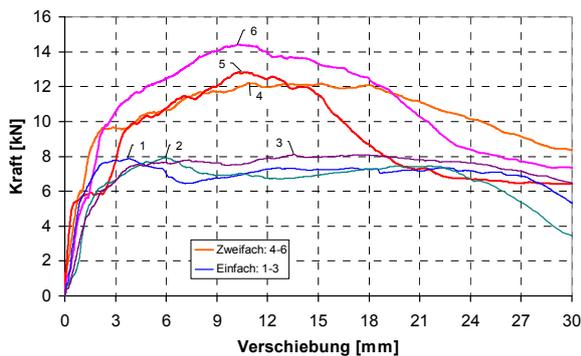
Befestigungen mit zwei Dübeln können entweder in Reihe (seriell) oder nebeneinander (parallel) beansprucht werden (s. Bild 4.1 a). Bei Befestigungen an Rändern stellen die serielle Beanspruchung bei randparalleler Belastung und die parallele Beanspruchung bei zum Rand gerichteter Belastung in der Regel die ungünstigeren Fälle dar. Für Lochsteine können sich weitere Einflüsse aus dem Lochbild ergeben.

In den Versuchen mit Zweifachbefestigung ohne Randeinfluss trat von den in Abschnitt 4.3.2 beschriebenen Tragmechanismen aufgrund der gewählten Konstellationen im Wesentlichen lokales Materialversagen mit der Bildung von plastischen Gelenken auf. Bei den Serien am Steinrand stellten sich die in Abschnitt 4.4.2 vorgestellten Versagensarten ein.

#### 4.5.2.1 Vollsteine

Das typische Tragverhalten von Zweifachbefestigungen mit Belastung in Reihe (seriell) und Achsabstand  $s = 100$  mm in Vbl2- und PP2-Steinen sowie die Versuchskörper zeigt Bild 4.56. Zum Vergleich sind die entsprechenden Last-Verschiebungskurven für Einzeldübel in gleicher Setzposition.

Die Last-Verschiebungskurven der Zweifachbefestigungen verlaufen bis zum Erreichen der Höchstlasten in PP2 analog, in Vbl2 tendenziell ähnlich den abgebildeten Einzelbefestigungen mit jeweils gleichem Dübeltyp (s. a. Abschnitt 4.3.2), die Anfangsteifigkeiten sind etwas höher. Werden die Dübel aufgrund Passungenauigkeiten bei der Montage ungleichmäßig belastet, ergibt sich ein kleines Plateau in der Kurve, das im Bereich der Last für einen Einzeldübel liegt, bis das Lochspiel beim zweiten Dübel überwunden wird (Versuch 5 in Bild 4.56 a). In Vbl2 flachen die gezeigten Kurven nach Erreichen der Höchstlast schnell ab, wobei sich die Bereiche des lokal zerstörten Steines nicht überlagern. Beide Serien erreichen im Mittel nicht ganz die doppelten Höchstlasten der Einzelwerte. Ursache hierfür könnten die größeren Verschiebungen bis zum Erreichen der Höchstlasten sein, die zu einer Erhöhung der Zuglasten speziell im lastabgewandten Dübel aufgrund der Querlasteinleitung in das Anbauteil (vgl. Bild 4.3 und Tabelle 4.1) führen und diesen früher aus dem Bohrloch herausziehen. In einzelnen Versuchen entstand bei Zweifachbefestigungen in PP2 für Verschiebungen über 25 mm im Nachbruch ein Ausbruchkegel, der sich ähnlich dem Pryoutversagen weit auf die lastabgewandte Seite hin ausbreitet, wie Bild 4.56 b für den Versuch 6 wiedergibt.



a) M12Ø20-80 mm in Vbl2

b) M8Ø14-80 mm in PP2

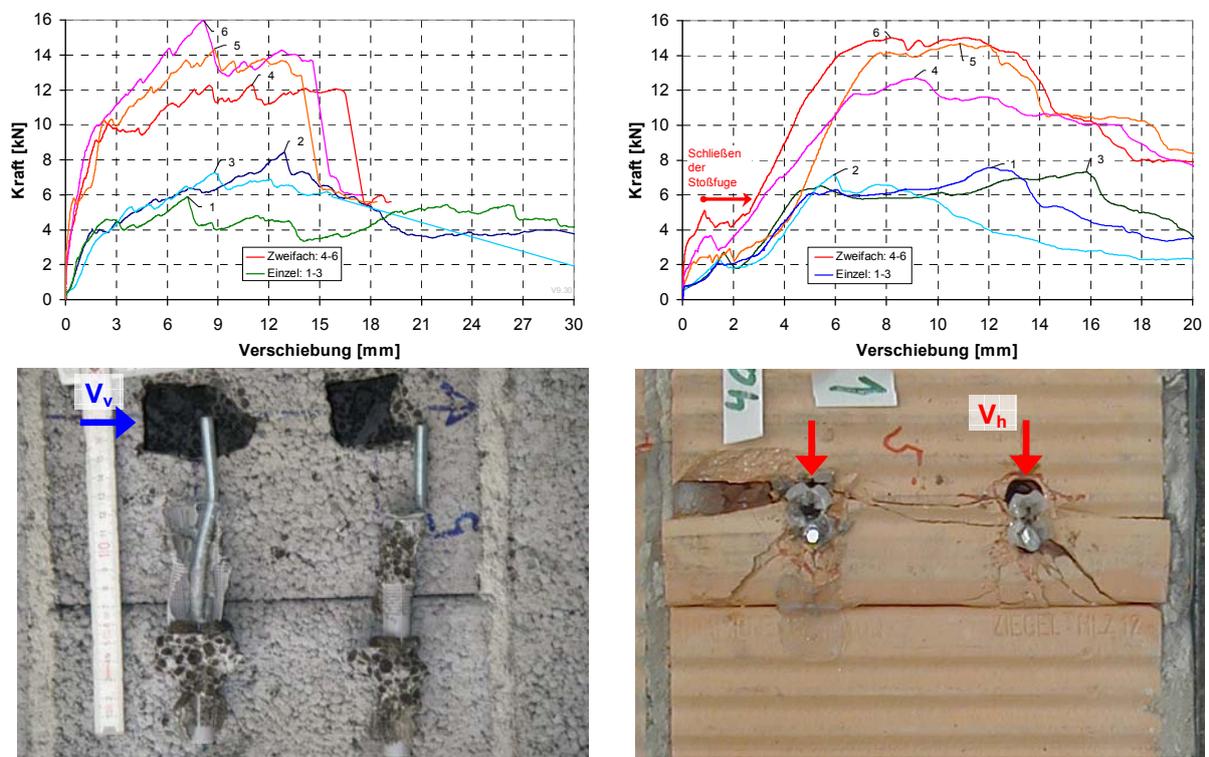
**Bild 4.56:** Tragverhalten von Zweifachbefestigungen in serieller Anordnung mit  $s = 100$  mm in Vollsteinen und Vergleich mit Einzeldübeln

## 4.5.2.2 Lochsteine

In Bild 4.57 sind repräsentative Versuche mit Zweifachbefestigungen für Achsabstände von  $s = 100 \text{ mm}$  in Wänden aus Hbl2 und in Hlz12 zusammen mit den entsprechenden Einzelversuchen dargestellt. Die Querlast wurde bei Hbl2 in Steinmitte vertikal in Reihe und bei Hlz12 horizontal zur Stoßfuge ( $c = 50 \text{ mm}$ ) und parallel auf die Dübel aufgebracht.

Der Verlauf der Last-Verschiebungskurven ähnelt wiederum dem für Einzeldübel, wobei sich wie in Vollstein höheren Anfangssteifigkeiten einstellen. Das in Abschnitt 4.4.2.2 beschriebene Schließen der Fuge mit einer entsprechenden Verschiebungszunahme konnte auch bei den Zweifachbefestigungen am Rand, hier dem Hlz12, beobachtet werden. Aus den zugehörigen ersten Lastspitzen, die sich bei der Rissbildung ergeben, lassen sich wie bei Einzeldübeln die Traglasten am freien Rand ermitteln.

Das Versagen erfolgte wie bei den Einzeldübeln durch lokales Materialversagen mit der Bildung von plastischen Gelenken im Dübel. Die mittleren Höchstlasten liegen im Bereich der doppelten Einzellast.



a) M8Ø16-5.8 mit Kunststoffsiebhülse in Hbl2-0,7-16DF, vertikale Last in Reihe

b) M8Ø18-5.8 mit Kunststoffsiebhülse in Hlz12-0,9-16DF,  $c=50 \text{ mm}$ , horizontale, parallele Last

**Bild 4.57:** Tragverhalten von Zweifachbefestigungen mit  $s = 100 \text{ mm}$  in Lochsteinen und Vergleich mit Einzeldübeln

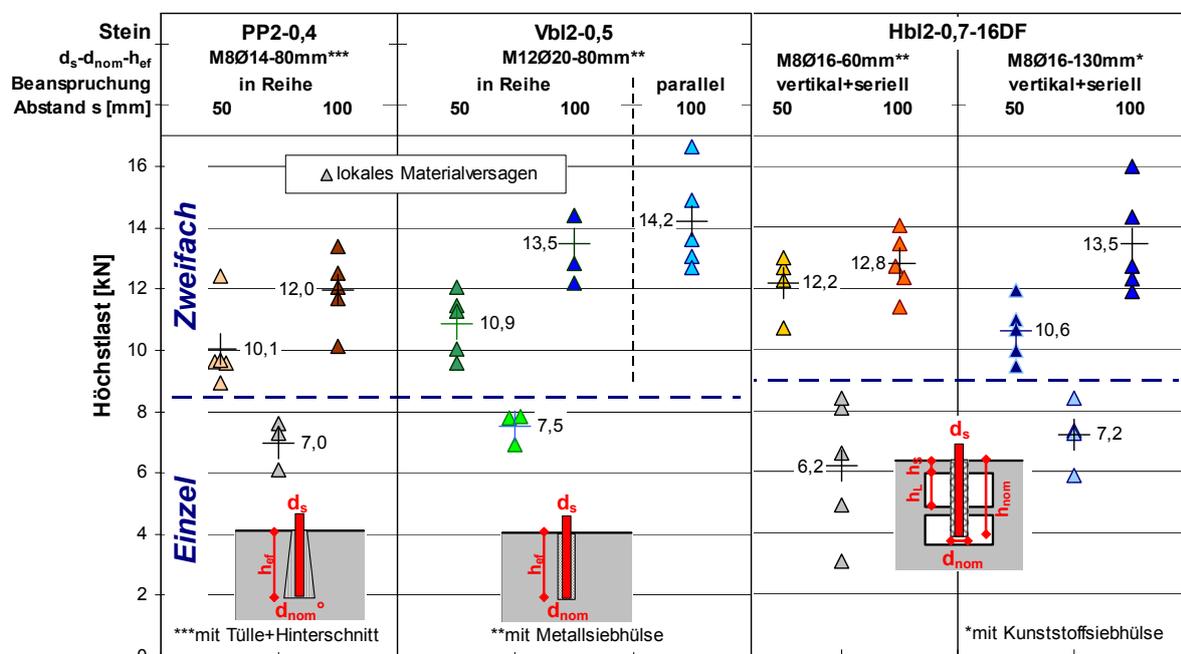
### 4.5.3 Tragfähigkeit von Zweifachbefestigungen unter Querbelastung

Die Höchstlasten für Zweifachbefestigungen in Steinmitte und an Rändern sind in Bild 4.58 bis Bild 4.60 zusammen mit den jeweiligen Werten für eine Einzelbefestigung in gleicher Setzposition dargestellt. In den Schaubildern sind Serien ohne Randeinfluss in Steinmitte und im Bereich von Steinrändern zusammen abgebildet, um einen besseren Überblick der Ergebnisse zu geben. Die Dübel an Steinrändern waren i. d. R. an der Stoßfuge gesetzt. Wie bereits bei den Einzeldübeln ergeben auch hier die Spaltlasten die Höchstlasten für eine Befestigung am freien Rand. Sie sind in den Bild 4.59 als ungefüllte (rote) Dreiecke gekennzeichnet.

Die Werte der Zweifachbefestigungen im Stein und an der Stoßfuge liegen über denen für Einzelbefestigungen mit Ausnahme der Befestigungen in der T9-Wand (s. u.). In allen anderen Serien steigen die mittleren Höchstlasten mit größer werdendem Achsabstand an. Bei 50 mm Achsabstand können sich die Schädigungen überlagern, so dass die Höchstlast begrenzt wird.

Bei den PP2-Steinen mit 50 mm Achsabstand berühren sich bereits die Mörtelkone am unteren Ende durch das kegelförmige Bohrloch im Stein. In den Versuchen kommt es daher bei größeren Verschiebungen zur Überlagerung der Schädigungsbereiche. Mit zunehmendem Achsabstand steigen die Lasten jedoch an und liegen für  $s = 100$  mm im Bereich der doppelten Einzellasten (Bild 4.58 links).

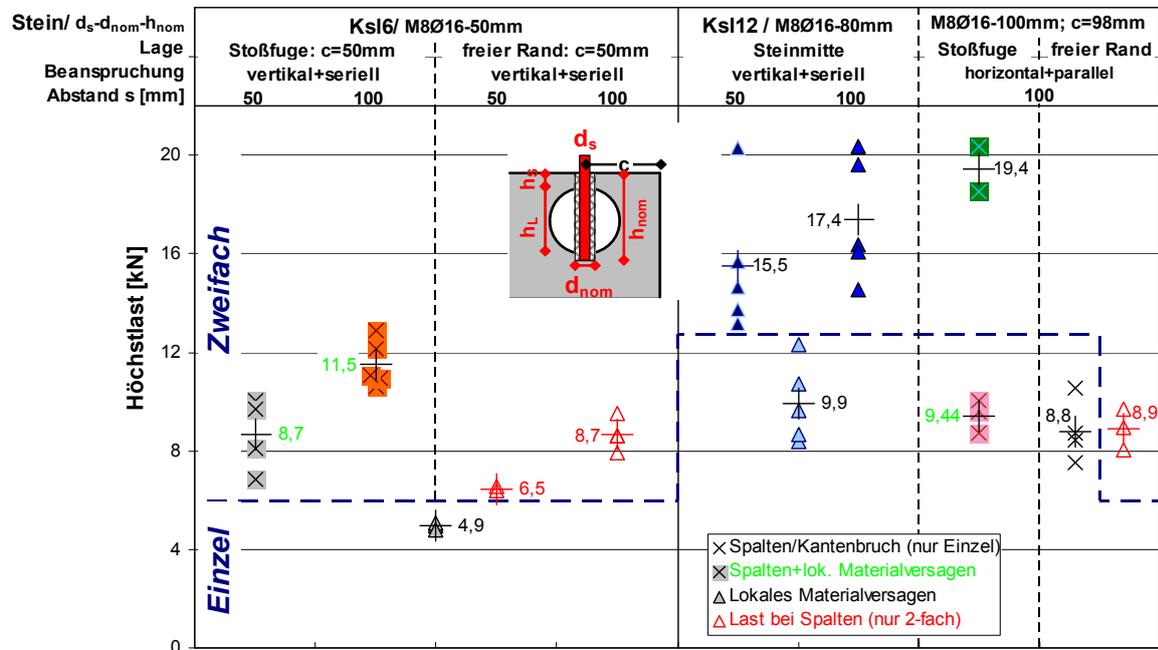
Das Verhalten für  $s = 50$  mm in den Vbl2-Steinen ist ähnlich dem in PP2. Für  $s = 100$  mm konnte kein wesentlicher Unterschied bei Belastung in Reihe oder parallel festgestellt werden und die zugehörigen Höchstlasten liegen im Bereich der doppelten Einzellasten (Bild 4.58 Mitte).



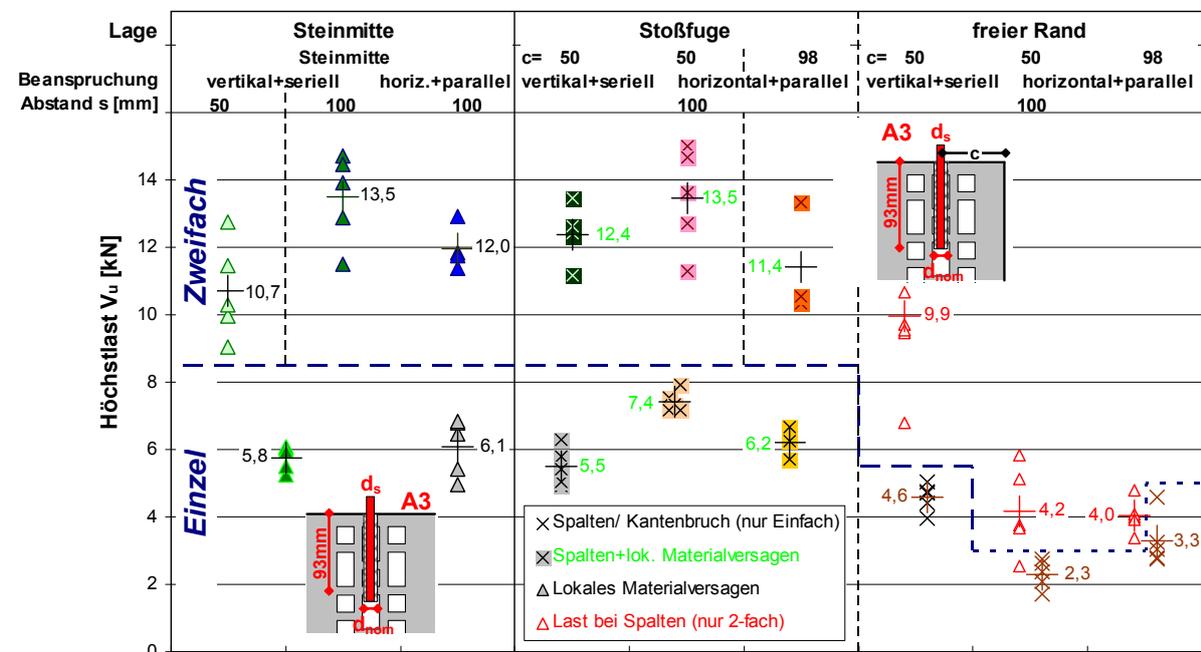
**Bild 4.58:** Tragfähigkeit von Zweifachbefestigungen in Steinmitte

In der Hbl2-Wand wurden zwei Verankerungsarten untersucht (Bild 4.58 rechts). Die Serien mit 60 mm Länge verankerten nur im Außensteg während bei den Serien mit 130 mm Länge auch der Innensteg zur Kraftübertragung herangezogen wurde. Bei

den kurzen Dübeln sind die Streuungen bei Zweifachbefestigungen wesentlich geringer als bei den entsprechenden Einzeldübeln. Die langen Dübel weisen wesentlich gleichmäßigere Last-Verschiebungskurven auf und die Mittelwerte der Einzeldübel liegen leicht höher. Die mittleren Höchstlasten erreichen bei den kurzen Dübeln bereits für 50 mm Achsabstand die doppelte Einzellast, während dies bei der großen Verankerungstiefe erst bei 100 mm annähernd erreicht wird.



a) M8Ø16 in Ksl6-1,4-10DF und Ksl12-1,2-16DF (Dübel mit Metallsiebhülse)



b) M8Ø18-93mm (mit Kunststoffsiebhülse) in Hlz12-0,9-16DF

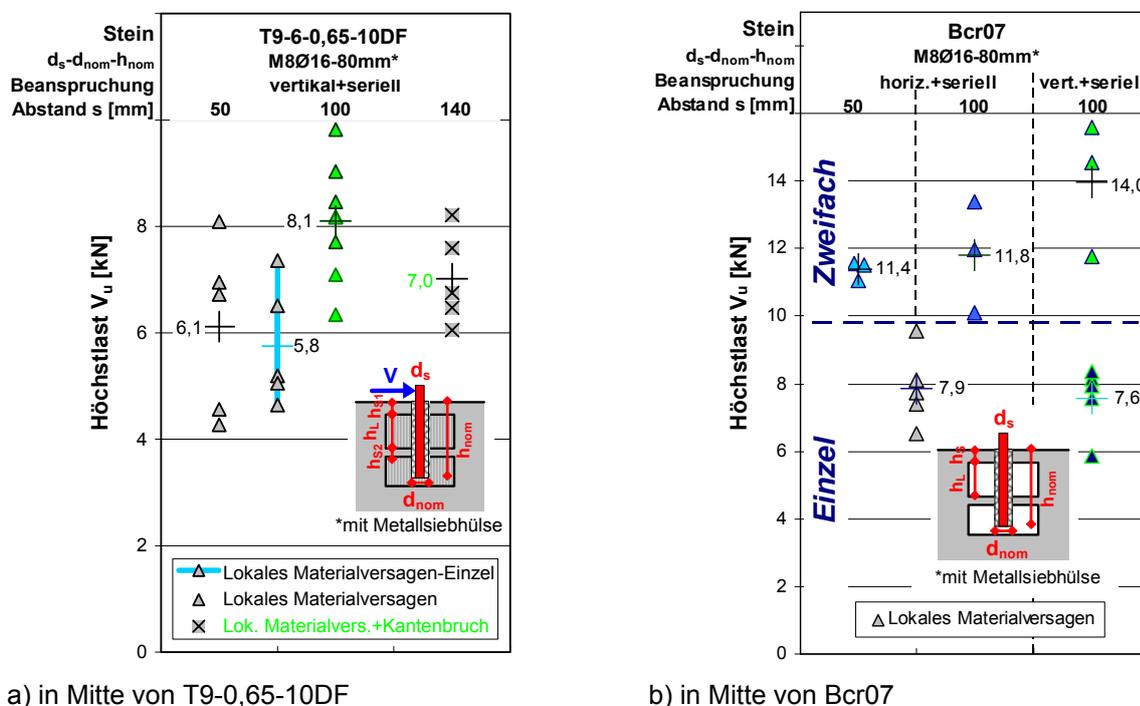
**Bild 4.59:** Tragfähigkeit von Zweifachbefestigungen in Steinmitte und an Rändern von Lochsteinen

Bei den Kalksandlochsteinen (Bild 4.59 a) wurden in Ksl6 und Ksl12 Versuche an der Stoßfuge und in Ksl12 zusätzlich in Steinmitte durchgeführt. Die mittleren Höchstlasten steigen mit dem Achsabstand an und liegen bei der Ksl12-Wand für s = 100 mm

im Bereich der doppelten Einzelwerte in der gleichen Setzposition. Bei der Ksl6-Wand, bei der die Dübel nur in den Außensteg einbinden, erreichen einzelne Werte für  $s = 50$  mm bereits die zweifache Einzellast. Wie bei den Hlz12-Steinen (s. u.) können bei beiden Kalksandlochsteinen die Serien an der Stoßfuge jeweils als in Steinmitte gültige Werte für  $s = 100$  mm angesehen werden.

Die meisten Serien mit Zweifachbefestigungen wurden in der Hlz12-Wand gesetzt (Bild 4.59 b). Jeweils 3 Serien befanden sich in Steinmitte und an der Stoßfuge, wobei bei letzteren wiederum die Spaltlast als Höchstlast am freien Rand angenommen wird (vgl. Abschnitt 4.4.3). In Steinmitte steigen die Lasten mit zunehmendem Achsabstand an. Für  $s = 100$  mm ergibt sich hier bei vertikaler und horizontaler Belastung kein signifikanter Unterschied bei den Höchstlasten, die im Mittel der zweifachen Einzellast entsprechen. Die mittleren Höchstlasten an der Stoßfuge (alle mit  $s = 100$  mm) liegen im Bereich der doppelten Einzelwerte an der gleichen Setzposition und gehören zur gleichen Grundgesamtheit wie die Versuche in Steinmitte.

In der T9-Wand ergeben sich durch die erschwerte Montage (s. Abschnitt 3.2.2) und die geringe Festigkeit der Steinstege zum Einen große Streuungen in den gemessenen Höchstlasten (Bild 4.60 a). Zum Anderen beeinflussen sich die Bohrlöcher bei der Montage gegenseitig, so dass erst ab 100 mm Achsabstand ein signifikanter Anstieg der Lasten gegenüber den Einzeldübeln zu beobachten ist. Neben dem lokalen Versagen des Untergrundes kommt es hier teilweise zum Ablösen der ganzen Außenwandung, was wiederum die Höchstlast beeinflusst. Für den Achsabstand 140 mm ergeben sich aufgrund der Nähe zur Lagerfuge wegen der vorhandenen Steinhöhe von ca. 250 mm bereits wieder Randeinflüsse und es findet keine weitere Laststeigerung mehr statt.



**Bild 4.60:** Tragfähigkeit von Zweifachbefestigungen in Steinmitte von Lochsteinen

Bei den Bcr07-Langlochziegeln wurde bei horizontaler Belastung in derselben Kammer und bei vertikaler Belastung in zwei nebeneinander liegenden Kammern des Steines gesetzt (Bild 4.60 b). Bei 50 mm Achsabstand überlagern sich die Schädigungs-

gungen im Stein bei größeren Verschiebungen. Bei 100 mm Achsabstand waren diese getrennt, so dass beide Serien unabhängig von der Lastrichtung (vertikal bzw. horizontal) als zu einer Grundgesamtheit zugehörig angesehen werden können. Im Mittel ergibt sich hier eine Höchstlast von 12,9 kN, was dem 1,5-fachen der Einzeldübel entspricht. Die zugehörigen Einzelwerte liegen ebenfalls alle über den Höchstlasten der Versuche mit Einzeldübeln, allerdings streuen sie stark. Da die Schädigungen der beiden Dübel sich nicht überlagern, ist als Ursache für die große Streuung der Werte das wechselweise Versagen der Stege vor den Dübeln anzusehen. Da die auf den Außensteg folgende Außenkammer des Steines mit 40 mm sehr tief und damit der nächste Innensteg relativ weit entfernt ist, wird dieser nur wenig zur Lastübertragung aktiviert.

Für die Auswertung der Spalt- bzw. Kantenbruchlasten für Zweifachbefestigungen am freien Rand ergeben sich größere Unterschiede in Abhängigkeit der Belastungsrichtung (Bild 4.59). Bei randparalleler (vertikaler) Belastung liegen die Höchstlasten im Mittel zwischen einem Drittel (Ksl6 mit  $s = 50$  mm) und dem Zweifachen (Hlz12 mit  $s = 100$  mm) über den zugehörigen Einzelwerten.

Bei zum freien Rand gerichteter (horizontaler) Querlast werden im Mittel annähernd gleiche (Ksl12) bzw. größere Höchstlasten (Hlz12) gegenüber den zugehörigen Einzelwerten erreicht, wobei in Hlz12 z. T. deutliche Streuungen der Höchstlasten auftreten. Für Hlz12 liegt hier zwischen 50 und 98 mm Randabstand keine Laststeigerung vor, da die Steine für beide Randabstände komplett durchspalten, während sich bei den Einzelbefestigungen erst bei größerem Randabstand das Versagen von einem Kantenbruch mit Bildung eines kegelähnlichen Ausbruchkörpers zum Durchspalten des ganzen Steines hin änderte und sich damit die Last noch erhöhen konnte. Die mittlere Spaltlast des Hlz12-Steines bei Belastung zum freien Rand kann somit im Bereich von 4,0 kN angenommen werden.

#### **4.5.4 Vergleich der Ergebnisse mit Zweifachbefestigungen mit den Regelungen nach ETAG 029**

##### 4.5.4.1 Versuche ohne Randeinfluss

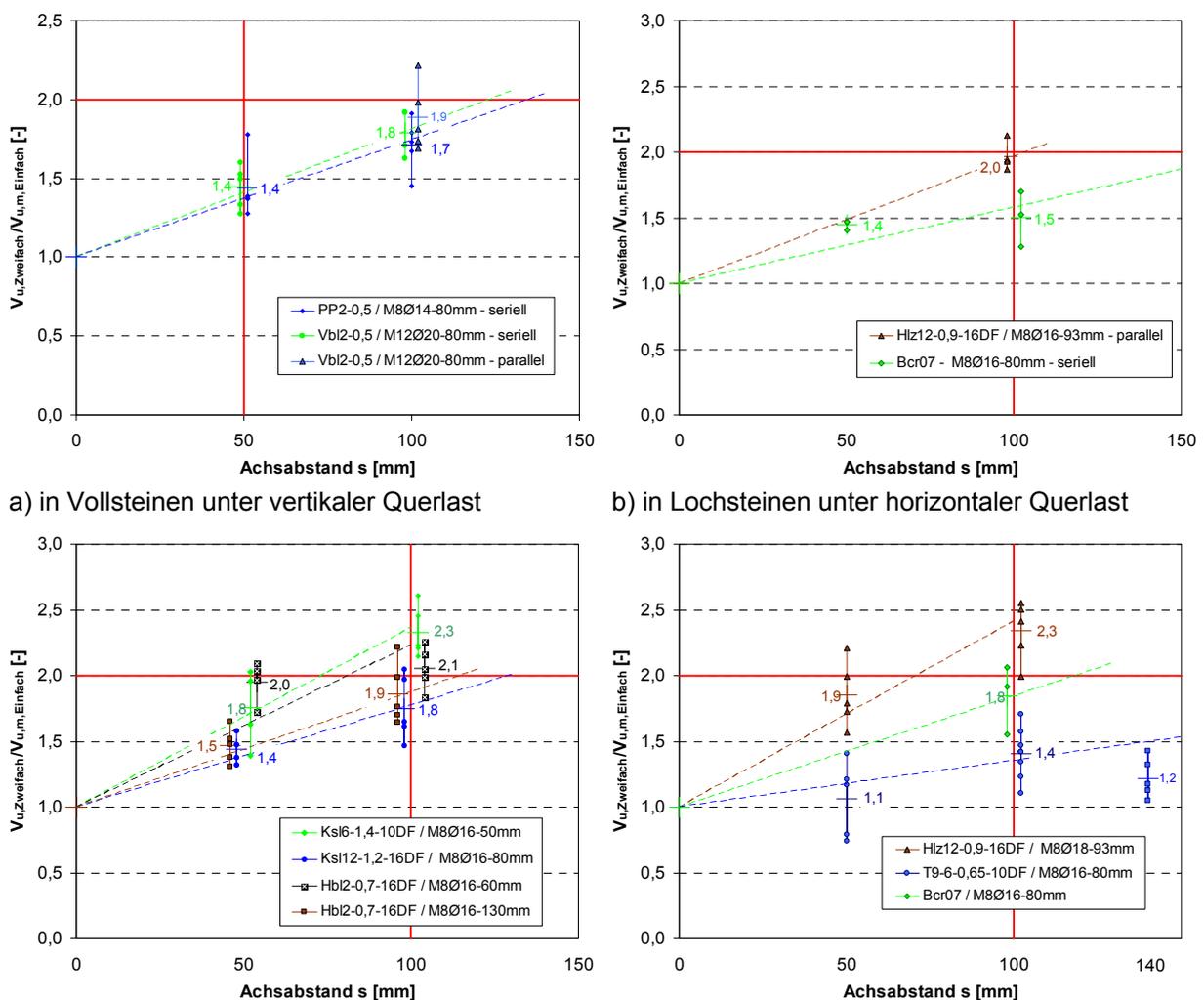
In *ETAG 029* fehlen bisher Angaben zur Behandlung von Zweifachbefestigungen unter Querkraftbelastung. Für zentrischen Zug werden als Mindestachsabstände für Vollsteine  $s_{\min} \geq 50$  mm (bzw.  $\geq 3 d_0$ ) und für Lochsteine  $s_{\min} \geq 100$  mm (bzw.  $\geq 6 d_0$ ) angegeben. Für eine Auswertung der Versuche mit Zweifachbefestigungen wird im Folgenden deshalb die Annahme getroffen, dass bei Einhalten dieser Mindestachsabstände die doppelte Tragfähigkeit eines Einzeldübeln unter Querlast erreicht wird. In den Schaubildern sind die entsprechenden Achsabstände als vertikale Geraden eingefügt.

Bild 4.61 zeigt die Höchstlasten der Zweifachbefestigungen bezogen auf die mittleren Höchstlasten von Einzelbefestigungen an gleicher Setzposition in Abhängigkeit des Achsabstandes. Die zweifache Tragfähigkeit der Einzelbefestigung ist als horizontale Linie abgebildet. Die Mittelwerte für serielle Belastung sind jeweils mit einer Ausgleichsgeraden verbunden. In allen Versuchen trat lokales Materialversagen auf.

Die Mittelwerte der Höchstlasten in den Vollsteinen und bestimmten Lochsteinen weisen ähnliche Abhängigkeiten in Bezug auf den Achsabstand auf. Bei den Lochsteinen gehören die Hochlochziegel (Hlz12) mit ihrem kleinteiligen Lochbild und die Kalksandloch- (Ksl6 und Ksl12) und die Leichtbetonhohlblocksteine (Hbl2) mit ihren

größeren Außenstegdicken zu dieser Gruppe. Die Lasten steigen mit zunehmendem Achsabstand  $s$  an und erreichen für  $s = 100$  mm bereits annähernd die zweifache Einzeltragfähigkeit.

Für Vollsteine ist damit die Annahme der doppelten Tragfähigkeit bei 50 mm Achsabstand nicht gerechtfertigt und der kritische Achsabstand sollte auf einen höheren Wert gesetzt werden. Ebenso sollte bei den beschriebenen Lochsteinen vorgegangen werden. Eine Differenzierung könnte allerdings nach der Einbindetiefe erfolgen, wie die deutlich höheren Lasten bereits bei 50 mm Achsabstand für die kurzen, hier nur in den Außensteg einbindenden Dübel in den Ksl6- und den Hbl2-Wänden zeigen. Da hier die Bezugslasten bereits geringer sind, ist die Belastung für den Stein geringer und eine Überlagerung der belasteten Bereiche findet erst bei kleineren Abständen statt. Ein ähnliches Verhalten ist bei Vollsteinen zu erwarten.



c) in Lochsteinen unter vertikaler, serieller Querlast (rechts Ziegelsteine)

**Bild 4.61:** Höchstlasten von Zweifachbefestigungen bezogen auf die mittleren Höchstlasten von Einzelbefestigungen in Abhängigkeit des Achsabstands  $s$  und Vergleich mit Vorgaben nach ETAG 029

In den T9- und Bcr07-Steinen überschreiten die Höchstlasten bei lochparalleler, serieller Belastung (in Bcr07 wegen der horizontalen Lochung bei horizontaler Last) auch bei größeren Achsabständen in einer Zweifachbefestigung bestimmte Werte nicht. Durch große Lochabmessungen und kleine Stegdicken verbunden mit dem

spröden Materialverhalten des Ziegelwerkstoffes und der störenden Wirkung der Füllung bei den T9-Steinen kann sich nicht die zweifache Einzellast einstellen. Daher ist hier neben einem Mindestabstand die Beschränkung der Tragfähigkeit pro Befestigungspunkt auf einen Wert unter der zweifachen Tragfähigkeit des Einzeldübels erforderlich oder es ist durch einen entsprechend großen Mindestabstand sicherzustellen, dass sich die Dübel einer Gruppe in verschiedenen Steinen befinden. Ebenso muss der kritische Achsabstand zwischen zwei Befestigungspunkten sicherstellen, dass sich beide Punkte in unterschiedlichen Steinen befinden.

#### 4.5.4.2 Versuche an Steinrändern

Für Zweifachbefestigungen an Steinrändern bestehen keine Regelungen in der *ETAG 029*. Bei Verankerungen an Stoßfugen tritt mit dem Schließen der Fuge dasselbe Tragverhalten wie bei Einzelbefestigungen auf (vgl. Abschnitt 4.4.4.3) und auch bei Verankerungen in der Lagerfuge sind keine Änderungen gegenüber Einzelbefestigungen zu erwarten, so dass das selbe Tragverhalten wie bei Verankerungen in Steinmitte angenommen werden kann.

Bei der Montage an freien Rändern besteht nicht die Möglichkeit des Lastanstieges durch Schließen der Fuge und die Tragfähigkeit hängt von weiteren Parametern ab. Die in Abschnitt 4.5.3 vorgestellten Auswertungen für Zweifachbefestigungen in Ksl6, Ksl12 und in Hlz (Bild 4.59 a und c) zeigen, dass die Traglast maßgeblich von der Lastrichtung und davon abhängt, ob der Stein bereits bei einer Einzelbefestigung an derselben Stelle durchspaltet. Das Spalten wird dabei maßgeblich vom Format des Steines beeinflusst.

Wenn das Spalten bei Belastung zum freien Rand (horizontal, parallel) bereits mit einem Einzeldübel erreicht wird (hier für Randabstand 98 mm in Hlz12 und Ksl12), liegen die Lasten für Einzel- und Zweifachbefestigungen in einem Streuband. Bei randparalleler Last (vertikal, seriell) wurde in den Versuchen für einen Randabstand  $c = 50$  mm ein Anstieg der Traglast gegenüber dem Einzeldübel erzielt, die Werte erreichen aber auch für 100 mm Achsabstand nicht immer die doppelte Einzellast (Versuche in Lochsteinen Hlz12 und Ksl6). Damit kann beim Spalten des Steines auch für Zweifachbefestigungen maximal die Spaltlast des Einzeldübels angesetzt werden.

## 5 Ermittlung der Biegetragfähigkeit von Dübelssystemen

Im Hinblick auf ein Bemessungsmodell für den maßgeblichen Bruchmechanismus des lokalen Materialversagens des Untergrundes mit der Bildung von plastischen Gelenken im Dübel sind die Biegetragfähigkeit von Injektionsdübelssystemen und die lokale Tragfähigkeit des Untergrundes zu ermitteln. Aus den in Abschnitt 4 beschriebenen Querlastversuchen lassen sich diese Einflüsse nicht direkt quantifizieren, da sie nicht isoliert betrachtet werden können. Die dort ermittelten Höchstlasten in Versuchen mit Dübeln mit Siebhülsen lassen sich allerdings rechnerisch nur nachvollziehen, wenn die plastische Tragfähigkeit des Dübel-systems (Biegebruchmoment) im Bereich des Bohrlochs gegenüber dem reinen Stahl- bzw. Gewindestangenquerschnitt deutlich erhöht ist.

Daher wurden weitere Untersuchungen zur Ermittlung dieser Einflussfaktoren durchgeführt (Welz (2008/2)). In diesem Kapitel werden die Biegebruchmomente von Injektionsdübel-systemen durch Versuche ermittelt, ein Berechnungsansatz vorgestellt und die Ergebnisse einem Vergleich unterzogen.

### 5.1 Allgemeines

Bei Verwendung einer Siebhülse besteht der Querschnitt eines Injektionsdübels im Bohrloch aus den Komponenten Ankerstange, Mörtel und Siebhülse und kann damit als Verbundquerschnitt wirken. Vor allem bei kleineren Ankerstangengrößen, z. B. M6 oder M8, können sich dabei Durchmesser-Verhältnisse zwischen Bohrloch und Ankerstange bis Faktor 2 ergeben. Damit vergrößern sich die druckbeanspruchten Querschnittsflächen des Dübels gegenüber dem reinen Stahlquerschnitt der Ankerstange um ein vielfaches. Die i. d. R. sehr hohen Druckfestigkeitswerte der Mörtel führen so zu einer Steigerung des Tragwiderstandes. In den Kammern von Lochsteinen breitet sich der Mörtel großräumiger aus und bildet Pfropfen. Die tatsächliche Tragfähigkeit in diesen Bereichen ist daher eher höher als im Bohrloch.

Zur Bestimmung der Biegebruchmomente von Ankerstangen und kompletten Dübel-systemen wurden 12 Versuchsserien mit Ankerstangengrößen M8, M10 und M12 als reine Gewindestange oder als Dübel-system mit Siebhülse ausgeführt.

### 5.2 Durchführung der Versuche zur Ermittlung der Biegebruchmomente

#### 5.2.1 Materialien und Montage

Im Rahmen der Untersuchungen wurden 3 verschiedene Injektionsmörtel mit 4 Siebhülse-ntypen, davon 2 Metall- und 2 Kunststoff-siebhülsen (vgl. Abschnitt 3.2) untersucht. Die für diese Versuche relevanten Daten sind in Tabelle 5.1 dargestellt.

Die Montage erfolgte im Wesentlichen wie in Abschnitt 3.2.2 beschrieben; die Abweichungen werden im nachfolgenden Abschnitt erläutert.

| Injektionsmörtelsystem           |                      | A                       |                      |                      |                      | B                    |                   | C                    |                          |                      |
|----------------------------------|----------------------|-------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-------------------|----------------------|--------------------------|----------------------|
| Teil                             |                      | Ankerst.                | Siebhülse            |                      |                      |                      | Ankerst.          | Siebhülse            | Ankerst.                 | Siebhülse            |
| Material/ Festigkeitsklasse      |                      | 5,8 <sup>7)</sup>       | SM <sup>10)</sup>    | SM <sup>10)</sup>    | PE/ PP               | PE/ PP               | 5,8 <sup>7)</sup> | PP                   | $\geq 3,6$ <sup>8)</sup> | SM <sup>10)</sup>    |
| Maße/ Größen [mm]                |                      | M8, M10, M12            | $\varnothing_A 15,4$ | $\varnothing_A 19,2$ | $\varnothing_A 15,0$ | $\varnothing_A 20,0$ | M8                | $\varnothing_A 17,5$ | M8, M10, M12             | $\varnothing_A 13,5$ |
| Einbautiefe der SH               | $h_s$ [mm]           | -                       | 102                  | 202                  | 130                  | 130                  | -                 | 95                   | -                        | 86                   |
| Bohrernenn- $\varnothing$ mit SH | $d_0$ [mm]           | -                       | 16                   | 20                   | 16                   | 20                   | -                 | 18                   | -                        | 16                   |
| Bohrlochtiefe                    | $t$ [mm]             | -                       | 105                  | 205                  | 135                  | 205                  | -                 | 100                  | -                        | 90                   |
| Ankerstange                      | $d_1$ [mm]           | 8/ 10/ 12               | mit M8, M10          | mit M12              | mit M8, M10          | mit M12              | 8                 | mit M8               | 8                        | mit M8               |
|                                  | $d_2$ [mm]           | -                       | -                    | -                    | -                    | -                    | 8,2               | -                    | 6,3 <sup>12)</sup>       | -                    |
| Mörtelart                        |                      | Hybridmörtel            |                      |                      |                      | Hybridmörtel         |                   | Hybridmörtel         |                          |                      |
| Druckfestigkeit                  | [N/mm <sup>2</sup> ] | $\geq 60$ <sup>1)</sup> |                      |                      |                      | 95 <sup>2)</sup>     |                   | 59,3 <sup>3)5)</sup> |                          |                      |
| E-Modul                          | [N/mm <sup>2</sup> ] | 4300 <sup>2)3)</sup>    |                      |                      |                      | 1200 <sup>2)4)</sup> |                   | 2781 <sup>2)6)</sup> |                          |                      |

Anmerkungen:  
(1-10 n. Herstellerangaben)

<sup>1)</sup> nach 45 min. in Anlehnung an DIN EN 1

<sup>2)</sup> nach 24 h

<sup>3)</sup> nach ISO 527

<sup>4)</sup> Dynamischer E-Modul

<sup>5)</sup> nach DIN 53458

<sup>6)</sup> nach DIN 53452

<sup>7)</sup> DIN EN ISO 898-1

<sup>8)</sup> DIN EN 20898-1

<sup>9)</sup> in Anlehnung an ISO 604

<sup>10)</sup> Streckmetall DIN 791 vz

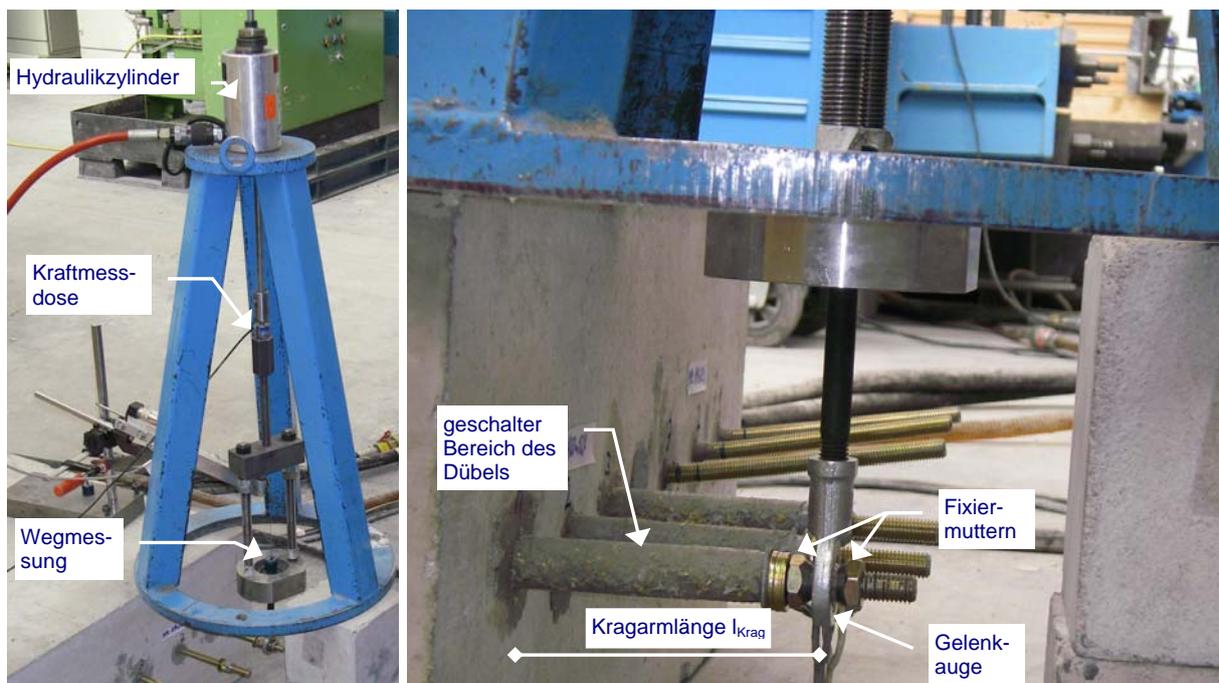
<sup>11)</sup> Konusbohrer

<sup>12)</sup> Messung IWB

**Tabelle 5.1:** Montagekennwerte und Eigenschaften der untersuchten Injektionsmörtelsysteme in den Biegebruchversuchen

## 5.2.2 Versuchaufbau

Bei den Versuchen zur Ermittlung der Biegebruchmomente wurden die reinen Ankerstangen und die kompletten Dübel der jeweiligen Injektionssysteme aus einer Betonplatte auskragend gesetzt (s. Bild 5.1). Dabei wurden die Verankerungstiefen so angepasst, dass die freie Kraglänge (von Oberkante Beton bis Mitte des Lastangriffpunktes/ Gelenkauge) möglichst mindestens das Fünffache des Nenndurchmessers des Bohrloches betrug. Für den auskragenden Teil der Injektionsdübel mit Hülse wurden zweigeteilte Schalungselemente aus Holz verwendet, die zusammengespannt wurden und nach dem Erhärten entfernt werden konnten. Das Durchgangsloch in der Schalung wurde mit dem Bohrernennmaß des Dübel-systems zuzüglich ca. 0,5 mm mit Metallbohrern erstellt.



**Bild 5.1:** Belastungseinrichtung zur Ermittlung des Biegebruchmomentes; rechts Detail

Die Querlast wurde über ein Gelenkauge eingeleitet, dessen Durchmesser der Nennweite der Ankerstange entsprach und das beidseitig mit einer angeschrägten Fixiermutter positioniert wurde. Damit konnten Verdrehwinkel von über  $10^\circ$  erzielt werden. Das Gelenkauge war mit einer Schraube mit einem gewöhnlichen Anbauteil verbunden, auf deren Kopf der Magnet für die Wegmessung zentrisch angebracht werden konnte. Die Gesamtlänge des Zuggestänges betrug über 1000 mm, so dass bei den gegebenen Verschiebungen Einflüsse aus der Winkelveränderung der Zugachse vernachlässigt werden können und nur Querkräfte auf die Ankerstange übertragen werden.

### 5.2.3 Auswertung der Versuchsergebnisse und Berechnung der Biegebruchmomente von Stahlquerschnitten

Die Ergebnisse der Untersuchungen zur Ermittlung der Biegebruchmomente der Ankerstangen und Dübelssysteme sind in Tabelle 5.2 aufgeführt. Es wurden Ankerstangen der Dübeltypen A, B und C in den Ankerstangengrößen M8, M10 und M12 als reine Ankerstange oder als komplettes Dübelssystem mit Kunststoff- oder Metallsiebhülse untersucht.

In Tabelle 5.2 sind die mittleren Biegebruchmomente  $M_{o,m}$  (Spalte 6) sowie die zugehörige gemessene Stahlfestigkeit der Ankerstange  $f_u$  (Spalte 4) angegeben. Die Biegebruchmomente wurden entweder aus der gemessenen Höchstlast (2 Serien) oder der Last bei einer Sehnendrehung der Schraube um  $10^\circ$  berechnet. Dabei wurde angenommen, dass die Einspannung des Kragarmes an der Betonoberfläche liegt.

Im Folgenden werden die Versuchsergebnisse für die reinen Stahlquerschnitte dem Bemessungsansatz aus Abschnitt 2.7 und einem eigenen Vorschlag gegenübergestellt. Im Weiteren wird aus dem Vergleich der Biegebruchmomente für das gesamte Dübelssystem mit Hülse mit denen des reinen Stahlquerschnitts der Ankerstange ein Erhöhungsfaktor  $\varphi_{H,Ver}$  für die Biegebruchlast ermittelt, der in einem Bemessungsmodell für Querbelastung berücksichtigt werden soll. Die Vergleiche sind jeweils in Tabelle 5.2 aufgeführt.

Die in den Versuchen erzielten Biegebruchmomente des reinen Stahlquerschnittes sind in Spalte 6 (mit \* gekennzeichnete Werte) und die Berechnung nach Gleichung (2.65) in Spalte 9 von Tabelle 5.2 dargestellt. Bei zwei Serien mit Größe M8 weisen die Ankerstangen im biegebeanspruchten Bereich andere Profilierungen als die Nenngröße auf (vgl. Querschnittsflächen in Spalte 2). Die Biegebruchmomente aus den Versuchen sind im Vergleich mit der Berechnung nach Gleichung (2.65) zwischen 19 % und 30 % höher (Spalte 10). Dies liegt im Bereich der nach *Scheer/ Peil/ Nölle (1987)* für Stähle der Festigkeitsklasse 5.6 und 8.8 gemessenen Werte.

Da zur Berechnung eines Erhöhungsfaktors für das Biegebruchmoment  $\varphi_H$  eine möglichst genaue Erfassung des tatsächlich vorhandenen Biegebruchmomentes erforderlich ist, wird für die Berechnung des mittleren Biegebruchmomentes der hier untersuchten Stähle mit Nenn-Festigkeitsklasse 5.8 Gleichung (5.1) vorgeschlagen. Gleichung (5.1) entspricht im Prinzip Gleichung 2.65, allerdings wird anstatt der Streckgrenze die Stahzugfestigkeit eingesetzt.

$$M_{u,s}^0 = 1,7 \cdot W_{el} \cdot f_u \quad [\text{Nmm}] \quad (5.1)$$

mit:

$W_{el}$  = Widerstandsmoment für Spannungsquerschnitt [mm<sup>3</sup>]

$f_u$  = Zugfestigkeit des Stahls [N/mm<sup>2</sup>]

Die Berechnung der Biegebruchmomente nach Gleichung (5.1) ist in Spalte 11 von Tabelle 5.2 aufgeführt. Die Versuchswerte liegen im Vergleich zu Gleichung (5.1) für die reinen Ankerstangen zwischen 5 % darunter und 4 % darüber (mit \* gekennzeichnete Werte in Spalte 12, Tabelle 5.2), so dass dieser Ansatz die Ergebnisse besser als Gleichung (2.65) abbildet.

| 1                    | 2 | 3    | 4                   |               |   |               |   | 5             |                             |              |                            | 6      |  |  |  |
|----------------------|---|------|---------------------|---------------|---|---------------|---|---------------|-----------------------------|--------------|----------------------------|--------|--|--|--|
|                      |   |      | Versuche            |               |   |               |   | Berechnung    |                             |              |                            |        |  |  |  |
|                      |   |      | Stahl-Zugfestigkeit |               | Biegemomente                            |               |   | Biegemomente  |                             |              |                            |        |  |  |  |
|                      |   |      | $f_u$               | Serie         | $M_{0,m,s}$<br>bzw.<br>$M_{0,m}^{**1)}$ | Serie         | Erhöh.-<br>faktor<br>$\varphi_{H,Ver}^{2)}$ | $M_{Gl.2.65}$ | $M_{0,m}/$<br>$M_{Gl.2.65}$ | $M_{Gl.5.1}$ | $M_{0,m}/$<br>$M_{Gl.5.1}$ |        |  |  |  |
| [N/mm <sup>2</sup> ] |   | [Nm] |                     | [-]           | [Nm]                                    | [-]           | [Nm]  | [-]           |                             |              |                            |        |  |  |  |
| M8                   | C | 31,2 | 834,8               | C_M8          | 34,8*                                   | MPL-C8o8*     | /   | 27,9          | 1,25*                       | 34,8         | 1,00*                      |        |  |  |  |
|                      |   |      |                     |               | 61,3**                                  | MPL-C16m8**   | 1,76  | /             | 2,20**                      | /            | 1,76**                     |        |  |  |  |
| M8                   | A | 36,6 | 575,5               | A_M8-5.8      | 31,5*                                   | MPL-A10o8*    | /   | 24,4          | 1,29*                       | 30,6         | 1,03*                      |        |  |  |  |
|                      |   |      |                     |               | 51,0**                                  | MPL-A16m8L**  | 1,62  | /             | 2,09**                      | /            | 1,67**                     |        |  |  |  |
|                      |   |      |                     | 568,0         | A_M8x175-5.8                            | 50,0**        | MPL-A16k8L**                                | 1,58          | 24,1                        | 2,07**       | 30,2                       | 1,66** |  |  |  |
| M8                   | B | 49,6 | 683,6               | B_M8-5.8      | 54,6*                                   | MPL-B10o8*    | /   | 45,9          | 1,19*                       | 57,3         | 0,95*                      |        |  |  |  |
|                      |   |      |                     |               | 73,9**                                  | MPL-B20k8**   | 1,35  | /             | 1,61**                      | /            | 1,29**                     |        |  |  |  |
| M10                  | A | 58,0 | 571,3               | Z06194_M10    | 62,9*                                   | MPL-A12o10*   | /   | 48,4          | 1,30*                       | 60,5         | 1,04*                      |        |  |  |  |
|                      |   |      |                     |               | 80,6**                                  | MPL-A16k10L** | 1,28  | /             | 1,67**                      | /            | 1,33**                     |        |  |  |  |
|                      |   |      |                     |               | 85,4**                                  | MPL-A16m10L** | 1,36  | /             | 1,76**                      | /            | 1,41**                     |        |  |  |  |
| M12                  | A | 84,3 | 608,0               | A_M12x260-5.8 | 115,4*                                  | MPL-A14o12X*  | /   | 90,2          | 1,28*                       | 112,8        | 1,02*                      |        |  |  |  |
|                      |   |      |                     |               | 159,7**                                 | MPL-A20m12X** | 1,38  | /             | 1,77**                      | /            | 1,42**                     |        |  |  |  |

<sup>1)</sup> mittlere Höchstlast in Versuchen

<sup>2)</sup>  $\varphi_{H,Ver} = M_{0,m}^{**}(\text{mit Hülse}) / M_{0,m}^*(\text{ohne Hülse})$

\* reine Ankerstange, ohne Hülse

$M_{Gl.2.65}$  = Mittleres Biegebruchmoment der reinen Ankerstange nach Gl. 2.65 mit  $f_y=0,8 \cdot f_u$

\*\* gesamtes Dübelssystem mit Hülse

$M_{Gl.5.1}$  = Mittleres Biegebruchmoment der reinen Ankerstange nach Gl. 5.1

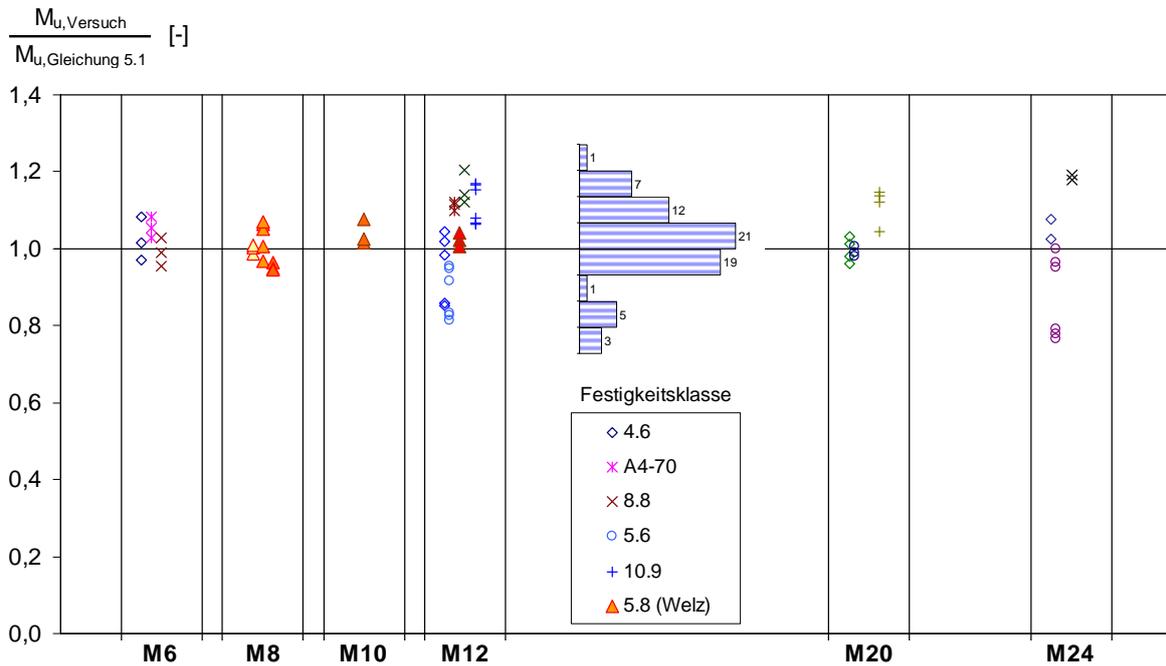
**Tabelle 5.2:** Ermittelte und berechnete Biegebruchmomente bei Biegung ohne Normalkraft

Der Erhöhungsfaktor  $\varphi_{H,Ver}$  für die Biegebruchmomente des Dübel-systems gegenüber dem reinen Stahlquerschnitt aus den Versuchen ist in Spalte 8 (Tabelle 5.2) ausgewertet. Abhängig vom Dübel-system ergeben sich Faktoren zwischen 1,28 und 1,76.

Bei einem Vergleich der Versuchsergebnisse für das Biegebruchmoment des gesamten Dübel-systems mit Hülse (mit \*\* gekennzeichnete Werte in Spalte 6, Tabelle 5.2) mit den berechneten Werten für die reinen Ankerstangen nach Gleichung (5.1) (Spalte 11) ergeben sich Erhöhungsfaktoren zwischen 1,29 und 1,76 (mit \*\* gekennzeichnete Werte in Spalte 12).

Bild 5.2 zeigt einen Vergleich von in Versuchen gemessenen Biegebruchmomenten zum rechnerisch ermittelten mittleren Biegebruchmoment nach Gleichung (5.1), bei dem die vorhandenen Stahlzugfestigkeiten eingesetzt wurden. Aufgeführt sind die o. g. Versuche mit Ankerstangen in Nennfestigkeit 5.8 (gefüllte Dreiecke) und weiterhin Versuchswerte aus *Scheer/ Peil/ Nölle (1987)* für Schrauben, die im Schaftbereich

eingespannt waren. Es zeigt sich, dass Gleichung (5.1) eine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten liefert, speziell für die hier relevante Nennfestigkeit 5.8.

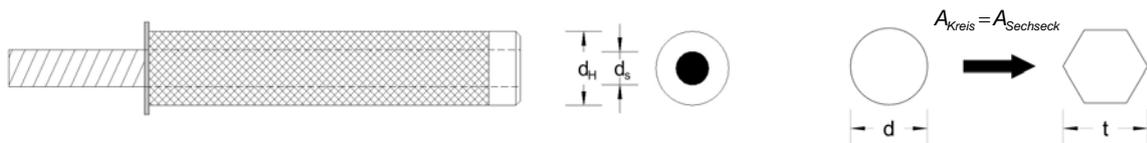


**Bild 5.2:** Quotienten aus gemessenen und rechnerisch ermittelten Biegebruchmomenten in Abhängigkeit von der Gewindegröße (eigene Versuche ergänzt mit Werten aus *Scheer/ Peil/ Nölle (1987)*)

### 5.3 Berechnungsansatz für das Biegebruchmoment von Injektionsdübelssystemen

Ein Injektionsdübel wirkt bei der Querlastabtragung in den Ankergrund wie ein gebetteter Biegebalken. Zur Bestimmung der Biegetragfähigkeit des Injektionsdübel-systems wird dazu im Folgenden ein vereinfachter Berechnungsansatz als gerissener Verbundquerschnitt in Anlehnung an *DIN EN 1994-1-1 (2006)* beschrieben.

Bei einem Injektionsdübel stellt die Gewindestange den Stahlquerschnitt statt dar, der Mörtel übernimmt die Funktion des Betons und die Siebhülse kann als Bewehrung angesehen werden. Der Verbund wird über das Gewinde der Ankerstange bzw. über deren Profilierung sichergestellt. In Bild 5.3 a ist der Aufbau eines Injektionsdübels mit Siebhülse (Durchmesser  $d_H$ ) und Gewindestange (Durchmesser  $d_S$ ) schematisch dargestellt.



a) Aufbau

b) Vereinfachung der Geometrie für Berechnung

**Bild 5.3:** Injektionsdübel

In Lochsteinen tritt der Mörtel in die Hohlkammern des Steines aus und bildet dort einen formschlüssigen Hinterschnitt. Damit stellt die in Bild 5.3 b dargestellte Form des Dübels eine Vereinfachung dar, die in Bezug auf die Tragfähigkeit allerdings auf der sicheren Seite liegt.

Für den rechnerischen Ansatz werden im Folgenden weitere Vereinfachungen und Annahmen getroffen:

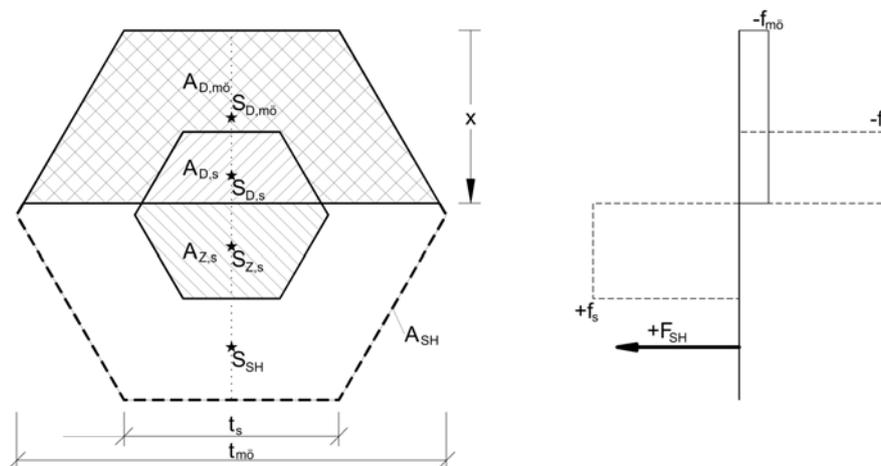
- Die kreisförmigen Querschnitte des Stahles (Spannungsquerschnitt) und des Mörtels werden durch flächengleiche Sechsecke gemäß Bild 5.3 b ersetzt; damit folgt für die jeweiligen Sechsecke der Umkreisdurchmesser  $t$  nach Gleichung (5.2).
- Zwischen Mörtel und Ankerstange besteht unverschieblicher Verbund.
- Der Dübel wird als gerissener Verbundquerschnitt berechnet (Bild 5.4). Dabei ist der Mörtel auf der Zugseite gerissen und wirkt nur druckseitig mit. Die Siebhülse (sofern aus Stahlgewebe) wird auf der Zugseite wie eine Bewehrung, druckseitig aufgrund des Ausknickens der einzelnen schräg stehenden Stäbe nicht berücksichtigt. Die Stahl-Ankerstange wirkt sowohl auf Zug- als auch auf der Druckseite mit.
- Siebhülsen aus Kunststoff werden aufgrund des geringen E-Moduls und niedriger Festigkeiten nicht berücksichtigt.
- Die Größe der Siebhülse entspricht dem Umfang des Mörtel-Sechsecks (s. a. Bild 5.4 a)
- Das Materialverhalten aller Werkstoffe wird vereinfacht als ideal-plastisch angenommen (s. Bild 5.4 b).

$$t = \sqrt{\frac{2}{3\sqrt{3}}} \pi \cdot d \approx 1,1 \cdot d \quad [\text{mm}] \quad (5.2)$$

mit:

$t$  = Umkreisdurchmesser des Sechsecks [mm]

$d$  = Kreisdurchmesser [mm]



a) Bezeichnungen

b) Spannungsverteilung im Bruchzustand

**Bild 5.4:** Idealisierung eines Injektionsdübels für die Berechnung

Aus dem Gleichgewicht der Druck- und Zugkräfte bei einer Momentenbeanspruchung (Gleichung (5.3)) folgt die Lage  $x$  der Nulllinie vom oberen Rand des Querschnittes aus gesehen (vgl. Bild 5.4 a) nach Gleichung (5.4).

$$\sum D_i = \sum Z_j \quad (5.3)$$

$$x_{1,(2)} = -\frac{p}{2(-)} \sqrt{\frac{p^2}{4} - q} \quad (5.4)$$

mit:

$D_i$  = Druckkraft in Teilfläche  $i$

$Z_j$  = Zugkraft in Teilfläche  $j$

$$p = \frac{\sqrt{3}}{2} \left[ 2t_s - t_{m\ddot{o}} + \frac{f_{m\ddot{o}}}{f_s} (t_{m\ddot{o}} - t_s) \right] + \frac{2N_{SH} \cdot f_{SH}}{f_s}$$

$$q = \frac{2f_s - f_{m\ddot{o}}}{8f_s} \left( \frac{3}{4} t_{m\ddot{o}}^2 - 3t_{m\ddot{o}} \cdot t_s + \frac{9}{4} t_s^2 \right) - \frac{\sqrt{3}}{2} \left( A_s + \frac{5f_{SH}}{2f_s} t_{m\ddot{o}} \cdot N_{SH} \right)$$

$t_s, t_{m\ddot{o}}$  = Umkreisdurchmesser des Sechsecks für Stahl bzw. Mörtel [mm]

$f_s, f_{m\ddot{o}}, f_{SH}$  = Festigkeiten von Gewindestange (Zug/ Druck), Mörtel (Druck) und Siebhülse (Zug) [N/mm<sup>2</sup>]

$N_{SH}$  = effektive Querschnittsfläche der Siebhülse je Längeneinheit [mm<sup>2</sup>/mm],

$A_s$  = Spannungsquerschnitt der Gewindestange [mm<sup>2</sup>]

Damit lässt sich die Lage der Teilflächenschwerpunkte ermitteln und es ergibt sich für das Biegemoment im Bruchzustand  $M_{Pl,H}$  Gleichung (5.5).

$$M_{Pl,H} = F_{SH} \cdot s_{SH} + (A_{Z,s} \cdot s_{Z,s} + A_{D,s} \cdot s_{D,s}) f_s + A_{D,m\ddot{o}} \cdot s_{D,m\ddot{o}} \cdot f_{m\ddot{o}} \quad (5.5)$$

mit:

$F_{SH} = A_{SH} f_{SH}$  = Zugkraft in Siebhülse [N]

$A_{SH}, A_{Z,s}$  = zugbeanspruchte Flächeanteile von Siebhülse bzw. Stahl [mm<sup>2</sup>]

$A_{D,s}, A_{D,m\ddot{o}}$  = druckbeanspruchte Flächenanteile von Stahl bzw. Mörtel [mm<sup>2</sup>]

$s_{SH}, s_{Z,s}, s_{D,s}, s_{D,m\ddot{o}}$  = Abstände der Flächenschwerpunkte von der Nulllinie [mm]

Das Verhältnis der rechnerischen Tragfähigkeit des gesamten Dübels zur rechnerischen Tragfähigkeit der Ankerstange  $\varphi_H$  lässt sich somit wie folgt darstellen:

$$\varphi_H = \frac{M_{Pl,H}}{M_{Pl,s}} \quad (5.6)$$

mit:

$\varphi_H$  = Verhältnis der rechnerischen Tragfähigkeit des gesamten Dübels zur rechnerischen Tragfähigkeit der Ankerstange [-]

$M_{Pl,H}$  = Biege widerstand des gesamten Dübel systems nach Gleichung (5.5) [Nmm]

$M_{Pl,s}$  = Biege widerstand der Ankerstange nach Gleichung (5.1) [Nmm]

#### 5.4 Vergleich des Berechnungsansatzes mit Versuchsergebnissen

In Tabelle 5.3 wird der Bemessungsansatz aus Abschnitt 5.3 mit den Auswertungen nach Abschnitt 5.2.3 verglichen. Für die Festigkeit des Ankerstahles wurde aufgrund der Auswertung in Abschnitt 5.2.3 in allen Berechnungen die in den Zugversuchen ermittelte Zugfestigkeit  $f_{u,m}$  eingesetzt. Für die Siebhülsen aus Streckmetall wurde der charakteristische Wert der Streckgrenze verwendet, da hier keine genauere Bestimmung der Materialwerte erfolgte. Die Druckfestigkeit der Mörtel entsprach der mittleren Druckfestigkeit nach Herstellerangaben. Die so berechneten Werte stellen damit mittlere Biegebruchmomente der Dübelssysteme dar.

Der Durchmesser des bei der Berechnung angesetzten Verbundquerschnittes entspricht der Außenabmessung der jeweiligen Hülse. Die Kunststoff-Siebhülse des Dübeltyps B wirkt aufgrund ihrer Ausbildung in einem Bohrloch in Vollmaterial (hier: Schalung) als Trennlage innerhalb der Mörtelschicht, so dass der Mörtel außerhalb der Siebhülse nicht mitträgt. Zudem weist die Hülse einen über die Einbindelänge veränderlichen Querschnitt auf, der im Versuch an der Einspannstelle 14,5 mm betrug und bei der Berechnung entsprechend berücksichtigt wird.

Der Erhöhungsfaktor  $\varphi_H$  in Spalte 5 stellt den Quotienten nach Gleichung (5.6) aus dem Biegebruchmomente des Verbundquerschnittes  $M_{PI,H}$  (Spalte 4, Gleichung (5.5)) mit dem Biegebruchmoment des reinen Stahlquerschnittes  $M_{PI,S}$  (Spalte 3, Gleichung (5.1)) dar. Die Versuchswerte aus Tabelle 5.2 sind in Spalte 6 bis 8 aufgeführt.

In Spalte 9 wird das berechnete Biegebruchmoment  $M_{PI,H}$  mit dem Versuchswert  $M_{0,m}$  (vgl. Abschnitt 5.2.3) und in Spalte 10 der berechnete Wert für den Erhöhungsfaktor  $\varphi_H$  (Spalte 5) mit dem aus den Versuchen gewonnen Wert  $\varphi_{H,Ver}$  (Spalte 8) verglichen.

Die Verhältniswerte  $M_{PI,H}/M_{0,m}$  liegen zwischen 0,95 und 1,04 und zeigen damit eine sehr gute Übereinstimmung. Für den Faktor  $\varphi_H$  ergeben sich Werte zwischen 1,27 und 1,74 und das Verhältnis zu dem Faktor aus den Versuchswerten  $\varphi_{H,Ver}$  beträgt 0,98 bis 1,07. Insgesamt wird eine gute Übereinstimmung zwischen den berechneten und den in Versuchen ermittelten Ergebnissen erreicht.

| 1<br>Serie  | 2<br>Mörtel-<br>typ<br>(Tab. 5.1) | 3<br>Berechnung                    |                                      |  | 6<br>Versuch          |                         |                                    | 9<br>Vergleich                |                                      |
|-------------|-----------------------------------|------------------------------------|--------------------------------------|--|-----------------------|-------------------------|------------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|
|             |                                   | 3<br>Anker-<br>stange<br>(Gl. 5.1) | 4<br>Verbund-<br>system<br>(Gl. 5.5) | 5<br>$M_{PI,H}$<br>/<br>$M_{PI,S}$<br>(Gl.5.6) | 6<br>Anker-<br>stange | 7<br>Verbund-<br>system | 8<br>$M_{0,m}$<br>/<br>$M_{0,m,s}$ | 9<br>Momenten-<br>Verhältn.   | 10<br>Rechnung/<br>Versuch/          |
|             |                                   | $M_{PI,S}$<br>[Nm]                 | $M_{PI,H}$<br>[Nm]                   | $\varphi_H$<br>[-]                             | $M_{0,m,s}$<br>[Nm]   | $M_{0,m}$<br>[Nm]       | $\varphi_{H,Ver}$<br>[-]           | $M_{PI,H} / M_{0,m}^*$<br>[-] | $\varphi_H / \varphi_{H,Ver}$<br>[-] |
| MPL-C16m8   | C                                 | 34,7                               | 59,8                                 | 1,72   | 34,8                  | 61,3                    | 1,76                               | 0,98                          | 0,98                                 |
| MPL-A16k8L  | A                                 | 30,0                               | 47,5                                 | 1,58   | 31,5                  | 50,0                    | 1,58                               | 0,95                          | 1,00                                 |
| MPL-A16m8L  | A                                 | 30,5                               | 52,9                                 | 1,74   | 31,5                  | 51,0                    | 1,62                               | 1,04                          | 1,07                                 |
| MPL-B20k8   | B                                 | 57,1                               | 76,0                                 | 1,33   | 54,6                  | 73,9                    | 1,35                               | 1,03                          | 0,98                                 |
| MPL-A16k10L | A                                 | 60,2                               | 76,7                                 | 1,27   | 62,9                  | 80,6                    | 1,28                               | 0,95                          | 0,99                                 |
| MPL-A16m10L | A                                 | 60,2                               | 81,5                                 | 1,35   | 62,9                  | 85,4                    | 1,36                               | 0,95                          | 1,00                                 |
| MPL-A20m12X | A                                 | 112,3                              | 152,5                                | 1,36   | 115,4                 | 159,7                   | 1,38                               | 0,96                          | 0,98                                 |

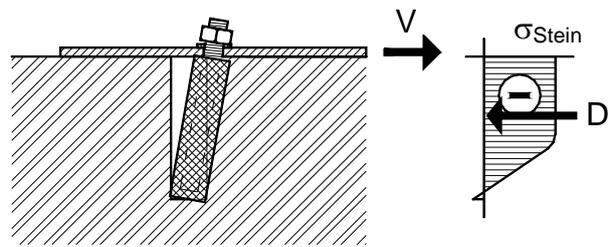
**Tabelle 5.3:** Vergleich der Biegebruchmomente von Stahl- und Verbundquerschnitten zwischen Versuch und Berechnung (Festigkeitswerte des Ankerstahls siehe Tabelle 5.2)

## 6 Ermittlung der lokalen Tragfähigkeit von Mauersteinen

Neben der in Kapitel 5 untersuchten Biegetragfähigkeit von Injektionsdübel ist die Kenntnis der lokalen Tragfähigkeit des Untergrundes für ein Bemessungsmodell zur Versagensart lokales Materialversagen erforderlich. In diesem Abschnitt wird die lokale Druckfestigkeit von Mauersteinen untersucht und mit den Nennfestigkeiten aus den Druckversuchen an ganzen Steinen verglichen. Die Versuche wurden in 5 unterschiedlichen Mauersteinen mit verschiedenen Einbindetiefen (bzw. Außenstegdicken bei gelochten Steinen) und Durchmessern durchgeführt. Zum Teil wurden Lochungen bzw. Außenstegdicken aus Vollsteinen mittels Kernbohrung selbst erzeugt. Die Ergebnisse sind dem Bericht *Welz (2009/1)* entnommen.

### 6.1 Allgemeines

Querbelastete Injektionsdübel tragen die Querkräfte  $V$  über lokale Druckspannungen  $\sigma_{\text{Stein}}$  auf der lastzugewandten Seite des Dübels in den Untergrund ein. Durch Integration über die Bohrlochfläche ergibt sich eine Reaktionskraft  $D$ , die der angreifenden Last entgegenwirkt (Bild 6.1). Aus den in Kapitel 4 beschriebenen Versuchen geht hervor, dass die lokale Tragfähigkeit von Steinen dabei z. T. deutlich über der ermittelten Steindruckfestigkeit liegt (vgl. Abschnitt 3.1.4). Vereinfachend kann die vorhandene Spannung als konstant über den Durchmesser des Dübels angenommen werden (vgl. Abschnitt 2.2.3.1.1), so dass sich eine Verteilung entlang der Dübellängsachse bzw. der Einbindetiefe ergibt. Mit den hier beschriebenen Versuchen wird die lokale Tragfähigkeit als isolierter Parameter untersucht.



**Bild 6.1:** Lasteintrag querbelasteter Injektionsdübel in den Untergrund

### 6.2 Durchführung der Versuche

Es wurden insgesamt 30 Serien mit je 3 Einzelversuchen in 5 verschiedenen Einzelsteinen bzw. Mauerwerksverbänden (Hbl2, KS12-16DF, Vbl2, Vbl6 und Vbl12) durchgeführt. Aus den niederfesten Bisotherm-Planelementen und den Kalksandvollsteinen wurden mittels Kernbohrung Lochungen im Stein mit verschiedenen Außenstegdicken erzeugt. Einige Serien in den Hohlblocksteinen, die als Versuche in Vollstein aufgeführt werden, wurden mittig im Bereich der orthogonal zur Oberfläche verlaufenden Innenstege gesetzt, so dass von einem Verhalten entsprechend einem Vollmaterial ausgegangen werden kann.

#### 6.2.1 Materialien und Montage

Die Versuche wurden in Kalksandsteinen, Steinen aus haufwerksporigem Leichtbeton in 3 Festigkeitsklassen und Leichtbeton-Hohlblocksteinen durchgeführt, die in Abschnitt 3.1.4 beschrieben werden. Für die Untersuchungen wurden als Ankerdorne Gewindestangen der Größen M12, M16 und M20 und von M20 auf Durchmesser 16 mm kreisrund abgedrehte Gewindestange in den Festigkeitsklassen 12.9 bzw. 10.9 eingesetzt. Die Rundstähle mit Durchmesser 16 mm bzw. Gewindestangen M16 wurden in allen Steinen und in den Leichtbeton-Hohlblocksteinen zusätzlich Gewindestangen M12 und M20 verwendet. Die Verankerungstiefen wurden so gewählt, dass möglichst keine plastischen Verformungen der Dorne auftraten.

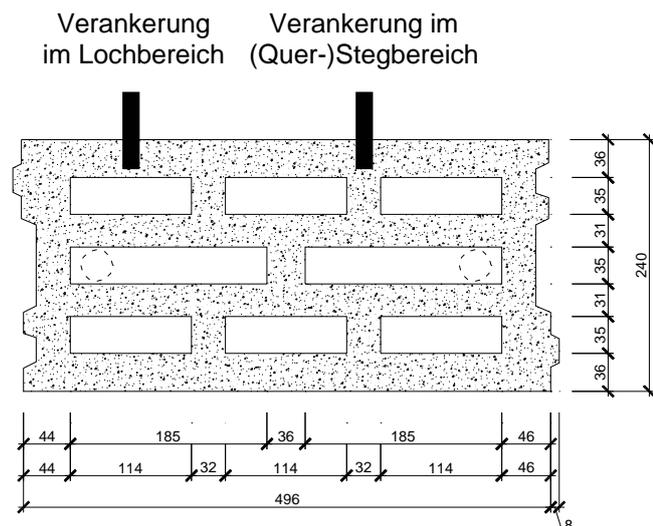
In den niederfesten Bisotherm-Planelementen und den Kalksandvollsteinen waren Versuche als Lochstein mit unterschiedlichen Außenstegdicken geplant, bei denen der Dorn nur den Außensteg durchdrang. Hierzu wurden die Löcher im Stein mit einem Kernbohrgerät mit Bohraufsatz (Außendurchmesser  $d_A = 62 \text{ mm}$ ) so erzeugt, dass die geforderte Außenstege erhalten blieben. Durch die notwendige Kühlung der Bohrkronen wurden die Steine z. T. sehr feucht und mussten anschließend wieder rückgetrocknet werden. Bild 6.2 zeigt beispielhaft die Bohrungen mit unterschiedlichen Außenstegdicken in einem haufwerksporigen Planelement der Fa. Bisotherm.



**Bild 6.2:** Mittels Kernbohrung erzeugte Lochung am Beispiel Bisotherm-Planelement PE12-2-0,5

Bei Verankerung im Bereich der Steinlöcher von Lochsteinen wurde die Setzposition zentrisch über der Mitte des Steinloches gewählt. Eine Ausnahme bei der Verankerung in Lochsteinen bildeten die Versuche mit variiertem Einbindetiefe in den Hbl2-Steinen, bei denen im Bereich der inneren Querstege verankert wurde, um ein Ausbrechen des Außensteges auf der Innenseite zu unterbinden und eine Verankerungssituation ähnlich wie in Vollmaterial zu erhalten (Bild 6.3).

Beim Erstellen der zylindrischen Bohrlöcher für die Dorne in den Steinen wurde eine Hammerbohrmaschine mit einem Hartmetallbohrer verwendet. Als Bohrverfahren wurde Drehbohren gewählt mit Ausnahme der Serien in den Vbl12-Steinen, wo im Hammergange gebohrt wurde. Die Bohrmaschine wurde in einem Ständer geführt und die Bohrlöcher senkrecht nach unten gebohrt und ausgesaugt. Die Schneideneckmaße des Bohrers wurden dabei so gewählt, dass die Ankerdorne anschließend unter leichtem Druck bzw. leichten Hammerschlägen in das Bohrloch eingeführt werden konnten, um ein sofortiges und gleichmäßiges Anliegen innerhalb des Bohrloches zu gewährleisten.

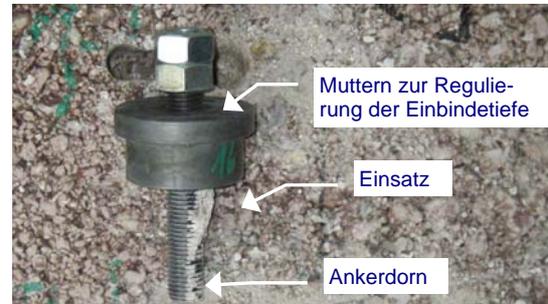


**Bild 6.3:** Setzpositionen in Hbl-2-0,7-16DF

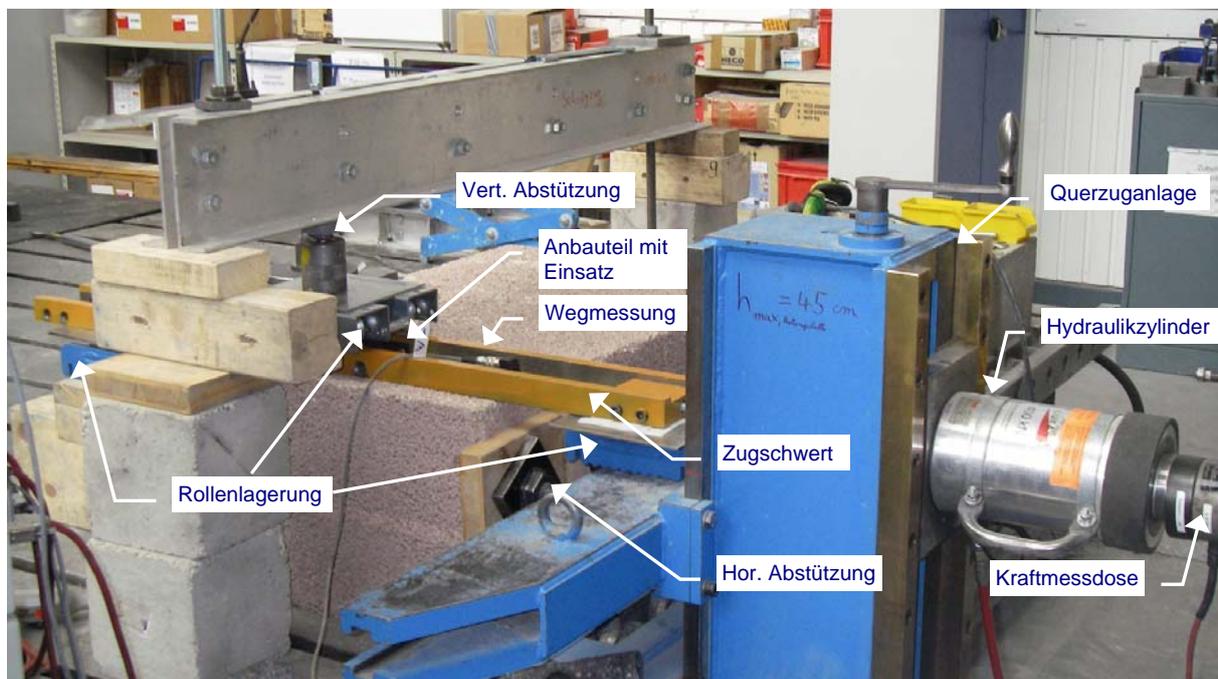
um ein sofortiges und gleichmäßiges Anliegen innerhalb des Bohrloches zu gewährleisten.

### 6.2.2 Versuchsaufbau

Die Versuche zur Ermittlung der lokalen Druckfestigkeit von Mauersteinen wurden auf dem Spannboden des Laborgebäudes durchgeführt (s. Bild 6.5). Dabei wurde der Dorn senkrecht zur Oberfläche des Steines in ein Bohrloch eingesetzt und quer zu seiner Längsachse pflugartig durch den Stein gedrückt. Die Dorne wurden in Einsätzen gleichen Durchmessers mit einer Klemmstärke von  $t_{\text{fix}} = 30 \text{ mm}$  (s. Bild 6.4) geführt. Die Einsätze wurden biegesteif in ein Anbauteil des Querkugelschwertes eingesetzt (vgl. Bild 6.5). Die Einbindetiefe in den Untergrund wurde über Muttern eingestellt. Das Querkugelschwert wurde so gelagert, dass es sich nur parallel zur Steinoberfläche bewegen konnte. Um Reibungseinflüsse zu minimieren, wurde zwischen Schwert und Mauerstein ein Spalt von 1-2 mm eingestellt und das Querkugelschwert über Rollenlager geführt. Die Belastung wurde über die im IWB-Labor vorhandene Querkugelanlage mittels Zugstange und Hydraulikzylinder aufgebracht. Die Querkugelkraft wurde über eine Kraftmessdose erfasst. Eine vertikale Abstützung verhinderte das Abheben des Schwertes. Hier wurde bei einigen Versuchen die vertikale Abstützkraft mittels einer zweiten, zwischen Rollenlager und vertikaler Abstützung angebrachten Kraftmessdose ermittelt. Die Laststeigerung wurde so gewählt, dass die Versagenslast in einer Zeitdauer von 1 bis 3 Minuten erreicht wurde, wobei die Ölpumpe eine konstante Ölmenge fördert und der Versuch damit quasi weggeregelt durchgeführt wurde. Die Last und die Verschiebung wurden kontinuierlich aufgezeichnet.



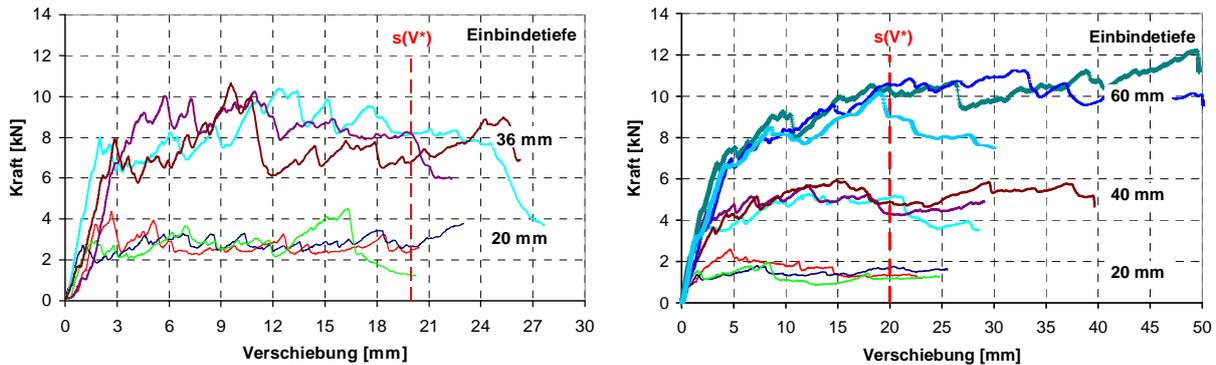
**Bild 6.4:** Ankerdorn in Einsatzhülse



**Bild 6.5:** Versuchsaufbau zur Ermittlung der lokalen Druckfestigkeit von Mauersteinen

### 6.3 Auswertung der Versuchsergebnisse

Bei der Auswertung wird eine Höchstlast  $V^*$  herangezogen, die der maximal erreichten Last bis zu einer Verschiebung von 20 mm entspricht (Bild 6.6). Dieser Wert wurde gewählt, um einerseits eine ausreichende Plastizierung zu erreichen und andererseits eine Beschränkung zu erhalten, da sich z. T. durch das Aufschieben des Dornes bei größerer Verschiebung erhöhte Vertikalkräfte ergaben, die zu einem Verspannen des Systems führten und damit die Höhe der Querlast beeinflussten.



a) Dorn M16 in Stegbereich von Hbl-2-0,7-16DF

b) Dorn M16 in PE12-2-0,5 (Vbl2)

**Bild 6.6:** Last-Verschiebungskurven der Versuche zur Ermittlung der lokalen Tragfähigkeit von Mauersteinen 12-2,0-16DF (KSV-L12) als Voll- und als Lochstein

In Bild 6.7 bis Bild 6.11 sind die Einzel- und Mittelwerte der Höchstlasten  $V^*$  (linkes Diagramm) und die daraus resultierenden gemittelten Spannungen (rechtes Diagramm) aufgeführt. Bei der Berechnung der mittleren Spannung  $\sigma_m^*$  wurde die mittlere Höchstlast auf die Pressungsfläche bezogen, die sich als Produkt aus tatsächlicher Einbindetiefe bzw. Außenstegdicke und Dorndurchmesser ergab.

In den Schaubildern sind weiterhin Trendlinien mit zugehörigem Bestimmtheitsmaß abgebildet. Bei den Spannungen ist für die Trendlinien ein linearer, nicht im Ursprung beginnender Verlauf dargestellt. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Spannungen auch im Bereich der Steinoberfläche ungleich Null sind. Bei den Höchstlasten ist für die Trendlinien neben einem linearen Verlauf (durchgezogene blaue bzw. grüne Kurven) auch ein quadratischer Verlauf (unterbrochene rote bzw. rosa Kurven) mit abgebildet, wenn drei Verankerungstiefen untersucht wurden. Dies wird dadurch begründet, dass sich die Lasten als Integral des Spannungsverlaufs über den Lochdurchmesser und die Verankerungstiefe berechnen. Der Spannungsverlauf über den Lochdurchmesser wird als konstant angesetzt (vgl. Abschnitt 2.2.3.1.1). Daher ergibt sich bei linearem Verlauf der Spannungen über die Verankerungstiefe eine quadratische Beziehung für die Höchstlast. Für diese Trendlinien wird ein Verlauf durch den Ursprung vorausgesetzt, da die Last bei gegen Null strebender Verankerungstiefe gegen Null konvergieren muss.

Die Höchstlasten  $V^*$  nehmen bei allen Steinen mit wachsender Verankerungstiefe zu. Die quadratischen Polynomansätze für die Trendlinien liefern sehr gute Übereinstimmungen mit den Messwerten und die zugehörigen Bestimmtheitsmaße liegen über denen für die linearen Ansätze. Die linearen Trendlinien liefern noch gute bis sehr gute Übereinstimmungen. Beim Hbl2-Stein mit der Größe M16 und 50 mm Verankerungstiefe im Stegbereich können Einflüsse durch die angrenzenden Steinlöcher nicht ausgeschlossen werden, weshalb diese Werte bei der Trendlinie nicht berücksichtigt wurden. Die Höchstlasten im Lochstein sind im Vergleich zum Vollstein bei

gleicher Verankerungstiefe stets geringer. Eine genauere Gegenüberstellung erfolgt im Folgenden für die Spannungen, da sich hier keine Ungenauigkeiten durch leicht unterschiedliche Verankerungslängen ergeben.

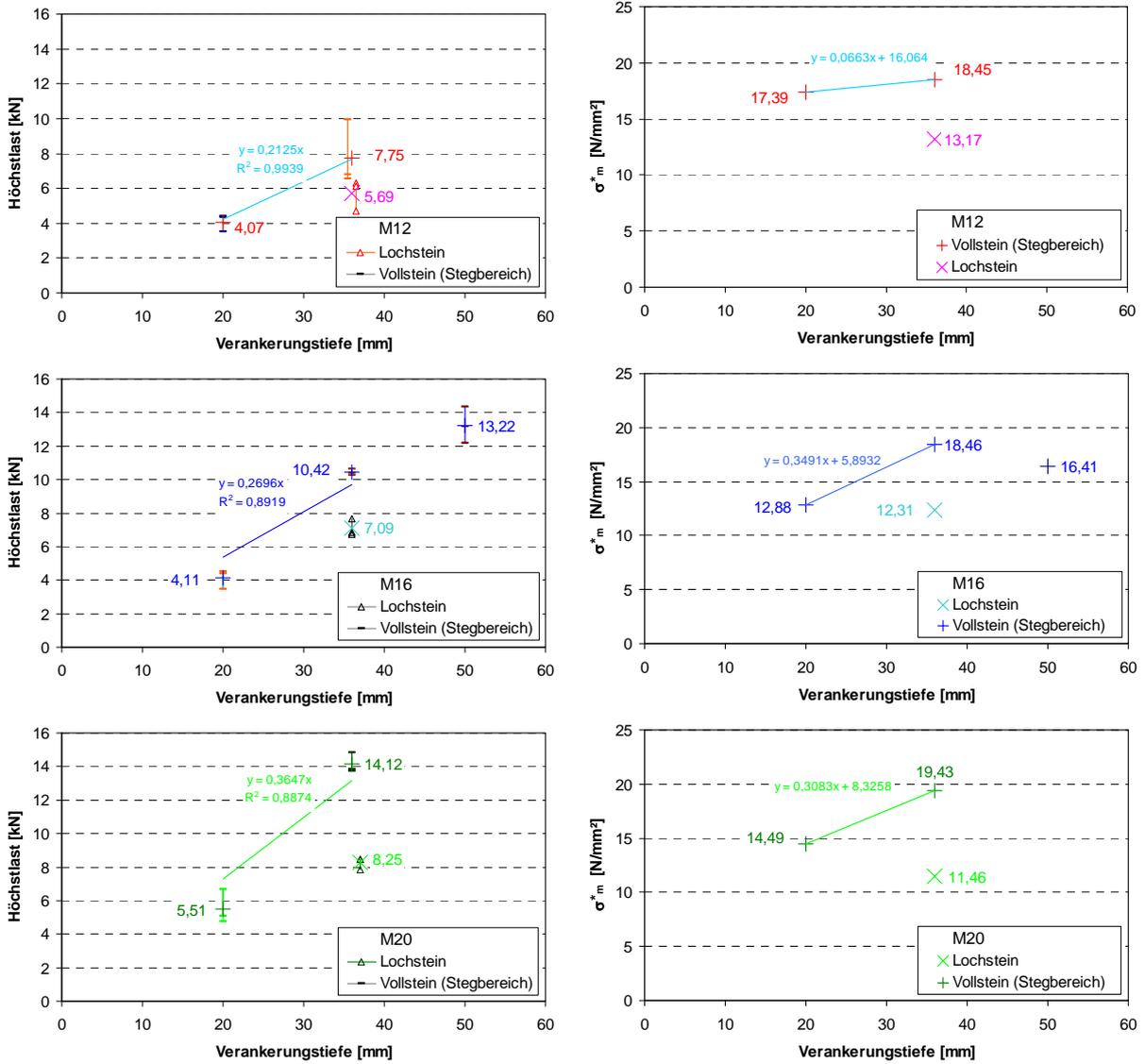
Tritt das Versagen des Untergrundes maßgeblich lokal vor dem Dorn auf, so steigen die lokal ertragbaren gemittelten Spannungen in guter Näherung linear mit der Verankerungstiefe an. Dies wurde bei den Vollsteinen für Steinfestigkeiten bis  $7,6 \text{ N/mm}^2$  (Vbl6) beobachtet. Die Ursache liegt am abnehmenden Einfluss durch die Steinoberfläche bei steigender Einbindetiefe. Dahingegen bildeten sich bei den höherfesten Steinen (Vbl12 und KS12) z. T. deutliche muschelförmige Abplatzungen vor dem Dorn aus, so dass der Dorn praktisch nur noch im tiefer im Stein einbindenden Bereich verankerte. Dies führte bei den größten Verankerungstiefen rechnerisch zu einer Spannungsabnahme, da bei der Spannungsrechnung die aufnehmbare Last auf die gesamte Einbindetiefe bezogen wurde. Bei der Serie mit 80 mm Verankerungstiefe in den Vbl2-Steinen wurde der Dorn selbst plastisch deformiert, weshalb diese Serie nicht mit bei den Trendlinien berücksichtigt wurde.

Auch bei den Lochsteinen kann eine lineare Zunahme der Spannungen mit ansteigender Einbindetiefe festgestellt werden, bis die Einbindetiefe der Aussenstegdicke erreicht. Jedoch kam es bei den gelochten Kalksandsteinen zu keilförmigen Ausbrüchen vor dem Dorn auf der Steinaußenseite und innerhalb des Steinloches, die bei geringer Außenstegdicke in der Breite in etwa dem Dorndurchmesser entsprachen und mit zunehmender Außenstegdicke breiter wurden. Dies führte vor allem bei kleinen Außenstegdicken zu kleineren aufnehmbaren Lasten und damit zu geringeren berechneten Spannungen. Die Serie mit M16 und Verankerungstiefe 50 mm in Hbl2 wurde aus bereits oben erwähnten Gründen nicht berücksichtigt.

Eine Abhängigkeit der lokalen Druckspannung vom Durchmesser des Dornes konnte bei den Versuchen in den Hbl2-Steinen im Allgemeinen nicht festgestellt werden, jedoch fiel bei den Versuchen im gelochten Steinbereich die lokale Druckspannung tendenziell mit steigendem Durchmesser leicht ab.

Im Vergleich zwischen Loch- und Vollstein betragen die Spannungen bei gleicher Verankerungstiefe bzw. Außenstegdicke im Lochstein zwischen dem 0,48- (KSV-L12 mit 20 mm) und 0,91-fachen (Vbl2 mit 20 mm) des für Vollstein geltenden Wertes. Bei den niederfesten Vbl2-Steinen nehmen die Unterschiede mit zunehmender Verankerungstiefe und bei den Hbl2-Steinen mit zunehmendem Dorndurchmesser zu. Bei den höherfesten KSV-L12-Steinen ist kein Trend erkennbar, allerdings scheint es hier größere Einflüsse durch den Versagensmechanismus zu geben. Hier kam es zu muschelförmigen Abplatzungen vor dem Dübel. Da die Tiefe der Abplatzungen unabhängig von der Stegdicke ist, wirken sich die Abplatzungen bei geringen Stegdicken stärker auf die übertragbaren Lasten aus.

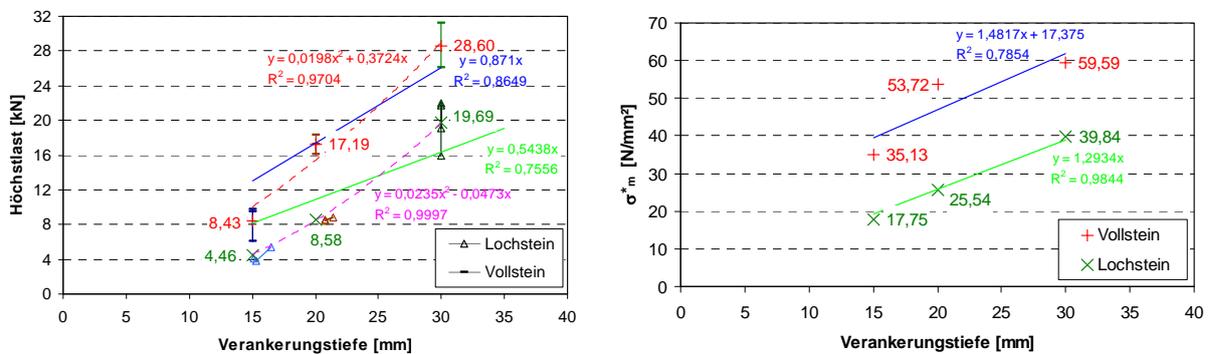
In Tabelle 6.1 bis Tabelle 6.4 sind die Mittelwerte der Höchstlasten, der zugehörigen Spannungen und die Dorndurchmesser und ermittelten Steindruckfestigkeiten nochmals übersichtlich dargestellt. Weiterhin ist der aus dem Verhältnis von lokaler Festigkeit zu ermittelter Steindruckfestigkeit (bzw. Brutto-Steindruckfestigkeit bei Lochsteinen Hbl2) gebildete Quotient  $\alpha_{\text{lokal}}$  mit aufgeführt. Dieser Quotient stellt den für ein Bemessungskonzept für Injektionsdübel relevanten Faktor in Bezug auf die lokale Tragfähigkeit des Untergrundes dar. Bei Lochsteinen ist er das Produkt aus dem Verhältnis von Netto- zu Bruttosteindruckfestigkeit (bzw. den Aufstandsflächen – vgl. Abschnitt 3.1.4.1) und der tatsächlichen lokalen Erhöhung.



a) Höchstlasten  $V^*$

b) Mittlere Spannungen  $\sigma_m^*$

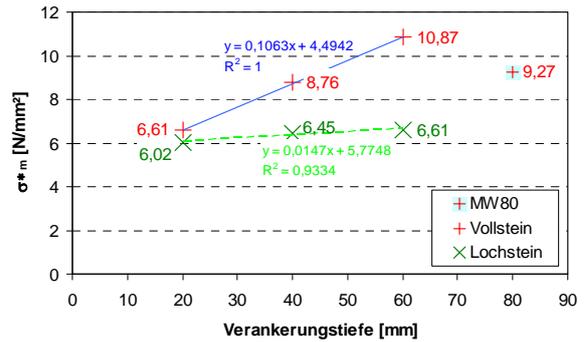
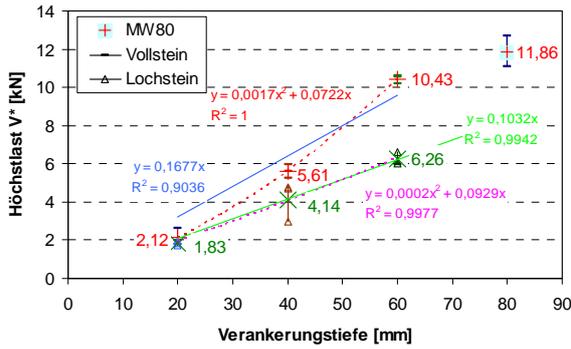
**Bild 6.7:** Höchstlasten  $V^*$  und zugehörige mittlere Spannungen in Hohlblockstein DIN18151 3K Hbl-2-0,7-16DF (Hbl2) mit Dorn M12mm (oben), M16mm (Mitte), M20mm (unten)



a) Höchstlasten  $V^*$

b) Mittlere Spannungen  $\sigma_m^*$

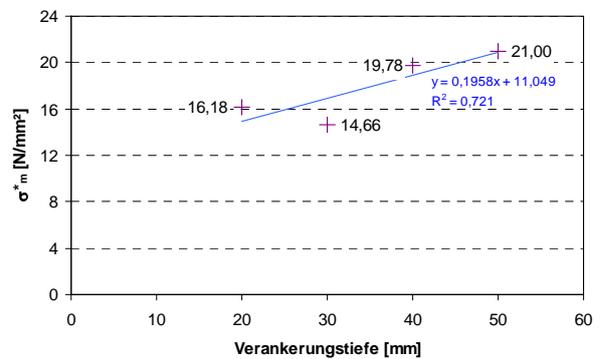
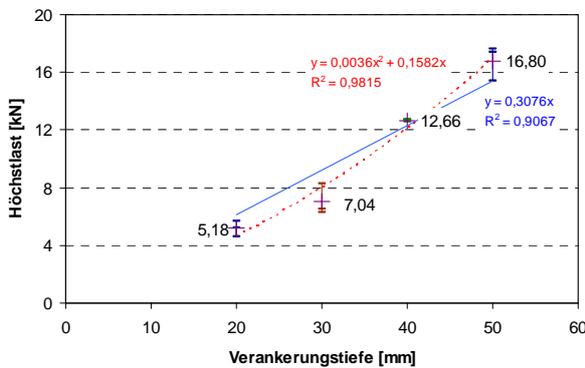
**Bild 6.8:** Höchstlasten  $V^*$  und zugehörige mittlere Spannungen in Kalksandvollstein DIN106-1 KS 12-2,0-16DF (KSV-L12) mit Dorn M16 als Voll- und als Lochstein



a) Höchstlasten  $V^*$

b) Mittlere Spannungen  $\sigma_m^*$

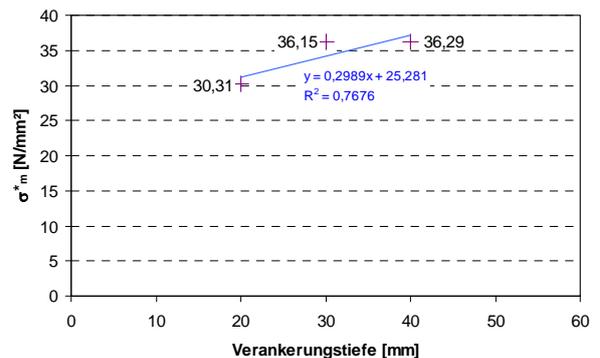
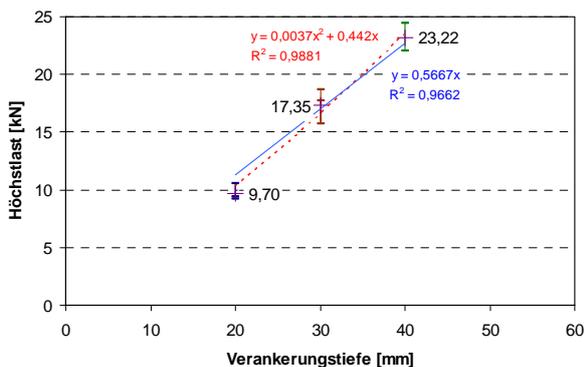
**Bild 6.9:** Höchstlasten und zugehörige mittlere Spannungen in Bisotherm-Planelementen Z-17.1-699 PE12-2-0,5 (Vbl2) mit Dorn M16 als Voll- und Lochstein



a) Höchstlasten  $V^*$

b) Mittlere Spannungen  $\sigma_m^*$

**Bild 6.10:** Höchstlasten  $V^*$  und zugehörige mittlere Spannungen in Bisotherm-Planelementen Z-17.1-699 PE21-6-0,8 (Vbl6) mit Dorn  $\varnothing$ 16mm



a) Höchstlasten  $V^*$

b) Mittlere Spannungen  $\sigma_m^*$

**Bild 6.11:** Höchstlasten  $V^*$  und zugehörige mittlere Spannungen in Bisotherm-Planelementen Z-17.1-702 PE2,0-12-2,0 (Vbl12) mit Dorn  $\varnothing$ 16mm

Bei den untersuchten Steinen ergaben sich für den Quotienten  $\alpha_{\text{lokal}}$  im Mittel Werte, die zwischen 1,60 für die gelochten Kalksandsteine (KSV-L12 mit Dorn in Größe M16) und 3,96 für die Hohlblocksteine (3K Hbl-2-0,7-16DF mit Dorn in Größe M12) liegen (Tabelle 6.1 bis Tabelle 6.4). Die Abhängigkeiten von der Verankerungstiefe und die Abnahme zwischen den Vollsteinen und den Lochsteinen bei gleicher Verankerungstiefe bzw. Außenstegdicke entsprechen dem bei den Spannungen beschriebenen Verhalten.

| Dorngröße                  | M12                   |                      |                         | M16                   |                      |                         | M20                   |                      |                         |
|----------------------------|-----------------------|----------------------|-------------------------|-----------------------|----------------------|-------------------------|-----------------------|----------------------|-------------------------|
| Einbindetiefe              | Höchstlast<br>$V_m^*$ | lokale<br>Druckf.    | $\alpha_{\text{lokal}}$ | Höchstlast<br>$V_m^*$ | lokale<br>Druckf.    | $\alpha_{\text{lokal}}$ | Höchstlast<br>$V_m^*$ | lokale<br>Druckf.    | $\alpha_{\text{lokal}}$ |
| [mm]                       | [kN]                  | [N/mm <sup>2</sup> ] | [-]                     | [kN]                  | [N/mm <sup>2</sup> ] | [-]                     | [kN]                  | [N/mm <sup>2</sup> ] | [-]                     |
| im Bereich der Querstege** |                       |                      |                         |                       |                      |                         |                       |                      |                         |
| 20                         | 4,07                  | 17,39                | 3,84                    | 4,11                  | 12,88                | 2,84                    | 5,51                  | 14,49                | 3,20                    |
| 36                         | 7,75                  | 18,45                | 4,07                    | 10,42                 | 18,46                | 4,08                    | 14,12                 | 19,43                | 4,29                    |
| 50                         | -                     |                      |                         | 13,22                 | 16,41                | 3,62                    | -                     |                      |                         |
| MW:                        | -                     | 17,92                | 3,96                    | -                     | 15,91                | 3,51                    | -                     | 16,96                | 3,74                    |
| im Lochbereich**           |                       |                      |                         |                       |                      |                         |                       |                      |                         |
| 36* (Loch)                 | 5,69                  | 13,17                | 2,91                    | 7,09                  | 12,31                | 2,72                    | 8,25                  | 11,46                | 2,53                    |

\*Aussenstegdicke

\*\* s. Bild 6.3

**Tabelle 6.1:** Höchstlasten  $V_m^*$ , zugehörige mittlere Spannungen und Verhältnis  $\alpha_{\text{lokal}}$  von lokaler zu Nenn-Steindruckfestigkeit für Hohlblocksteine DIN18151 3K Hbl-2-0,7-16DF (Hbl2;  $\beta_{\text{St}} = 4,53 \text{ N/mm}^2$ ) mit verschiedenen Dornen in verschiedenen Setzbereichen

| Als Vollstein mit Dorn M16 |                       |                      |                         |
|----------------------------|-----------------------|----------------------|-------------------------|
| Einbindetiefe              | Höchstlast<br>$V_m^*$ | lokale<br>Druckf.    | $\alpha_{\text{lokal}}$ |
| [mm]                       | [kN]                  | [N/mm <sup>2</sup> ] | [-]                     |
| 15                         | 8,43                  | 35,13                | 2,03                    |
| 20                         | 17,19                 | 53,72                | 3,11                    |
| 30                         | 28,60                 | 59,59                | 3,45                    |
| MW:                        | 49,48                 | 2,86                 |                         |

| Als Lochstein mit Dorn M16 |                       |                      |                         |
|----------------------------|-----------------------|----------------------|-------------------------|
| Nenn-Außen-<br>stegdicke   | Höchstlast<br>$V_m^*$ | lokale<br>Druckf.    | $\alpha_{\text{lokal}}$ |
| [mm]                       | [kN]                  | [N/mm <sup>2</sup> ] | [-]                     |
| 15                         | 4,46                  | 17,75                | 1,03                    |
| 20                         | 8,58                  | 25,54                | 1,48                    |
| 30                         | 19,69                 | 39,84                | 2,31                    |
| MW:                        | 27,71                 | 1,60                 |                         |

**Tabelle 6.2:** Höchstlasten  $V_m^*$ , zugehörige mittlere Spannungen und Verhältnis  $\alpha_{\text{lokal}}$  von lokaler zu Nenn-Steindruckfestigkeit für Kalksandvollsteine DIN106-1 KS 12-2,0-16DF (KSV-L12;  $\beta_{\text{St}} = 17,28 \text{ N/mm}^2$ )

| Als Vollstein mit Dorn M16 |                       |                      |                         |
|----------------------------|-----------------------|----------------------|-------------------------|
| Einbindetiefe              | Höchstlast<br>$V_m^*$ | lokale<br>Druckf.    | $\alpha_{\text{lokal}}$ |
| [mm]                       | [kN]                  | [N/mm <sup>2</sup> ] | [-]                     |
| 20                         | 2,12                  | 6,61                 | 2,10                    |
| 40                         | 5,61                  | 8,76                 | 2,78                    |
| 60                         | 10,43                 | 10,87                | 3,45                    |
| 80                         | 11,86                 | 9,27                 | 2,94                    |
| MW:                        | 8,88                  | 2,82                 |                         |

| Als Lochstein mit Dorn M16 |                       |                      |                         |
|----------------------------|-----------------------|----------------------|-------------------------|
| Nenn-Außen-<br>stegdicke   | Höchstlast<br>$V_m^*$ | lokale<br>Druckf.    | $\alpha_{\text{lokal}}$ |
| [mm]                       | [kN]                  | [N/mm <sup>2</sup> ] | [-]                     |
| 20                         | 1,83                  | 6,02                 | 1,91                    |
| 40                         | 4,14                  | 6,45                 | 2,05                    |
| 60                         | 6,26                  | 6,61                 | 2,10                    |
| MW:                        | 6,36                  | 2,02                 |                         |

**Tabelle 6.3:** Höchstlasten  $V_m^*$ , zugehörige mittlere Spannungen und Verhältnis  $\alpha_{\text{lokal}}$  von lokaler zu Nenn-Steindruckfestigkeit für Bisotherm-Planelemente Z-17.1-699 PE12-2-0,5 (Vbl2;  $\beta_{\text{St}} = 3,15 \text{ N/mm}^2$ )

| Einbindetiefe | Höchstlast<br>$V_m^*$ | lokale<br>Druckf.    | $\alpha_{\text{lokal}}$ |
|---------------|-----------------------|----------------------|-------------------------|
| [mm]          | [kN]                  | [N/mm <sup>2</sup> ] | [-]                     |
| 20            | 5,18                  | 16,18                | 2,13                    |
| 30            | 7,04                  | 14,66                | 1,93                    |
| 40            | 12,66                 | 19,78                | 2,60                    |
| 50            | 16,80                 | 21,00                | 2,76                    |
| MW:           | 17,90                 | 2,36                 |                         |

| Einbindetiefe | Höchstlast<br>$V_m^*$ | lokale<br>Druckf.    | $\alpha_{\text{lokal}}$ |
|---------------|-----------------------|----------------------|-------------------------|
| [mm]          | [kN]                  | [N/mm <sup>2</sup> ] | [-]                     |
| 20            | 9,70                  | 30,31                | 2,03                    |
| 30            | 17,35                 | 36,15                | 2,43                    |
| 40            | 23,22                 | 36,29                | 2,44                    |
| MW:           | 34,25                 | 2,30                 |                         |

a) Z-17.1-699 PE21-6-0,8 (Vbl6;  $\beta_{\text{St}} = 7,6 \text{ N/mm}^2$ ) mit Dorn  $\varnothing 16 \text{ mm}$

b) Z-17.1-702 PE2,0-12-2,0 (Vbl12;  $\beta_{\text{St}} = 14,9 \text{ N/mm}^2$ ) mit Dorn  $\varnothing 16 \text{ mm}$

**Tabelle 6.4:** Höchstlasten  $V_m^*$ , zugehörige mittlere Spannungen und Verhältnis  $\alpha_{\text{lokal}}$  von lokaler zu Nenn-Steindruckfestigkeit für Bisotherm-Planelemente (beide als Vollstein)

## 7 Theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten unter Querbelastung

### 7.1 Befestigungen ohne Randeinfluss

#### 7.1.1 Abgrenzung der Versagensarten für die Berechnung

Für Befestigungen mit Injektionsdübeln in Mauerwerk und Anbauteilen aus Metall lassen sich für Querbelastung ohne Randeinfluss, wie bereits in Bild 4.9 dargestellt, die folgenden vier Versagensarten des Dübel-systems in maßgeblicher Abhängigkeit der Verdrehungsbehinderung durch das Anbauteil (flach oder dick), dem Verhältniswert  $h_{ef}/d_s$  und der Druckfestigkeit des Untergrundes unterscheiden:

- Zugversagen der Befestigung durch Pryout oder Herausziehen ( $h_{ef}/d_s \leq \text{ca. } 4$ , dickes Anbauteil oder in höherfesten Steinen auch flaches Anbauteil)
- Heraushebeln des Dübels mit rückwärtigem Steinausbruch ohne wesentlichen Anstieg der Normalkräfte im Dübel ( $h_{ef}/d_s \leq \text{ca. } 4$ , flaches Anbauteil bzw. geringe Verdrehungsbehinderung der Befestigung, niederfestere Steine)
- Lokales Materialversagen
- Stahlbruch

Bei geringer Verankerungstiefe ergeben sich in Abhängigkeit der Ausbildung des Anbauteiles die zwei verschiedenen Versagensarten Zugversagen der Befestigung oder rückwärtiger Ausbruch. Die Differenzierung zwischen beiden und das Vorgehen für eine Berechnung wird in Abschnitt 7.1.2 bzw. 7.1.3 behandelt.

Beim lokalen Materialversagen plastiziert der Untergrund vor dem Dübel und es können sich bis zu zwei plastische Gelenke im Dübel ausbilden. Dieses Versagen tritt in einem Bereich für  $h_{ef}/d_s$  unterhalb des Stahlbruchs und oberhalb des Versagens durch Zugkräfte oder Heraushebeln des Dübels (vgl. Bild 4.9) auf. Der Bereich verjüngt sich mit zunehmender Druckfestigkeit des Verankerungsgrundes, so dass er für Festigkeiten über ca.  $20 \text{ N/mm}^2$  nicht mehr auftritt. Bei dickem Anbauteil liegt ein plastisches Gelenk in der Scherfuge Anbauteil-Stein. Ebenso entsteht bei ausreichender Verankerungstiefe ein plastisches Gelenk innerhalb des Untergrundes, das mit zunehmender Festigkeit des Ankergrundes weiter an die Steinoberfläche wandert. Am Übergang zum Stahlversagen befindet sich dieses plastische Gelenk bereits sehr nahe an der Bauteiloberfläche, so dass neben der Reduktion durch Zuglasten eine Überlagerung mit der Querlast stattfindet. Im Abschnitt 7.1.3 werden für das lokale Materialversagen und Heraushebeln des Dübels Modelle zur Traglastberechnung vorgestellt.

Für eine Befestigung stellt Stahlversagen die obere Grenze der Tragfähigkeit dar. In den Versuchen wurde es bei großen Verhältniswerten  $h_{ef}/d_s$  beobachtet. Mit steigender Druckfestigkeit des Verankerungsgrundes wird das Stahlversagen auch bei geringeren Werten  $h_{ef}/d_s$  erreicht. Es wurden nur Konstellationen mit dickem Anbauteil ( $t_{fix} \geq d_s$ ) untersucht. Theoretisch kann das Versagen jedoch auch bei flachen Anbauteilen auftreten. Hier ist allerdings zusätzlich die Tragfähigkeit des Anbauteiles an sich einzuhalten (Nachweise der Lochleibung und des Querschnittes). Im baupraktischen Bereich liegen die Festigkeiten des Anbauteiles in der Regel unter denen des Ankerstahles, so dass in vielen Fällen mit flachem Anbauteil dieses selbst aufgrund seiner geringen Abmessungen maßgebend bei der Bemessung werden dürfte. Die Berechnung für Stahlversagen enthält Abschnitt 7.1.4.

### 7.1.2 Zugversagen unter Querlast

Für geringe Verankerungstiefen unter  $h_{ef}/d_s = \text{ca. } 4$  kann es zu einem vorzeitigen Zugversagen der Befestigung kommen, bevor sich die Mechanismen des lokalen Versagens voll ausbilden können. Dabei bildet sich meist ein Ausbruchkegel oder es erfolgt eine Kombination mit Herausziehen. Das Versagen trat in allen Vollsteinen bei dickem Anbauteil und bei flachem Anbauteil bei höherfesten Steinen ( $\beta_{St} \geq 15 \text{ N/mm}^2$ ) für ein Verhältnis  $h_{ef}/d_s \leq \text{ca. } 4$  auf. Mit zunehmender Druckfestigkeit des Ankergrundes sinkt der Grenzwert  $h_{ef}/d_s$  auf Werte unter 4,0. Eine geringe Länge des Anbauteiles in Lastrichtung vor dem Dübel (Vorholzlänge) bei dickem Anbauteil begünstigt das Versagen tendenziell. Aufgrund der Erkenntnisse (Bild 4.9 und 4.13) lässt sich folgern, dass der Vorfaktor  $k_1$  bei Zugversagen nach Gleichung 2.30 auch für Befestigungen mit 60 mm Verankerungstiefe mit 1,0 angenommen werden sollte, wenn gleichzeitig der Verhältniswert  $h_{ef}/d_s \leq 4,0$  und die Steindruckfestigkeit unter  $15 \text{ N/mm}^2$  beträgt. Wie aus Bild 4.13 a weiterhin hervorgeht, scheint der Durchmesser der Gewindestange bei Zugversagen einen Einfluss auf das Tragverhalten zu haben. Dies wird bislang, auch in der Bemessung für Befestigungen in Beton, nicht berücksichtigt. Die bisherigen Erkenntnisse im Mauerwerk beruhen auf einer geringen Anzahl an Versuchen. Desweiteren unterliegen die Ergebnisse den in Mauerwerk üblichen Streuungen. Aus diesem Grund sollten hierzu weitere Untersuchungen durchgeführt werden, um den Berechnungsansatz zu bestätigen bzw. weiter zu verbessern.

Eine andere Ursache liegt bei flachem (leicht drehbehindertem) Anbauteil in niederfesten Steinen beim Heraushebeln des Dübels mit rückwärtigem Steinausbruch (lastabgewandte Seite des Dübels) ohne signifikanten Zuglastanstieg im Dübel zugrunde. Hier wird nicht, wie beim Zugversagen, die Zugtragfähigkeit der Befestigung maßgebend, sondern die Tragfähigkeit innerhalb des Steines im vorderen Bereich der Verankerungstiefe auf der lastabgewandten Seite des Dübels. Ähnlich der Erzeugung eines Grundbruches mit einem Spaten im Erdboden wird der lastabgewandte Teil des Steines herausgehoben. Da jedoch auch hier für eine Berechnung maximal ertragbare Pressungen des Ankergrundes angesetzt werden, können in guter Näherung dieselben Ansätze wie für lokales Materialversagen herangezogen werden. Dies wird im nachfolgenden Abschnitt 7.1.3 bei der Berechnung des lokalen Materialversagens gezeigt.

### 7.1.3 Lokales Materialversagen und Heraushebeln des Dübels

#### 7.1.3.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt werden für das bei der Mehrheit der Versuche beobachtete Bruchverhalten des lokalen Versagens des Untergrundes vor dem Dübel Berechnungsansätze für Befestigungen in Voll- und Lochsteinen vorgestellt, in die die maßgebenden Einflussgrößen eingehen. Abhängig von den Parametern werden dabei verschiedene Fälle bei der Berechnung unterschieden. Die Ansätze sind auch für die Versagensart lokales Heraushebeln des Dübels (vgl. Abschnitt 7.1.2) gültig.

Beim Anbauteil wird der Einspanngrad des Dübels im Anbauteil über die Klemmstärke und das Lochspiel erfasst, wobei letzteres als vernachlässigbar angesehen wird, wenn die Vorgaben nach ETAG 029, Anhang A, eingehalten werden. In einem flachen Anbauteil wird eine gelenkige Lagerung und für ein ausreichend dickes Anbauteil ein biegesteifer Anschluss angenommen. Für das Dübelssystem finden die Geometrie (Durchmesser von Gewindestange und Hülse bzw. Bohrloch und Einbindetiefe) und die Materialeigenschaften (Mörteldruckfestigkeit und Stahlfestigkeit der An-

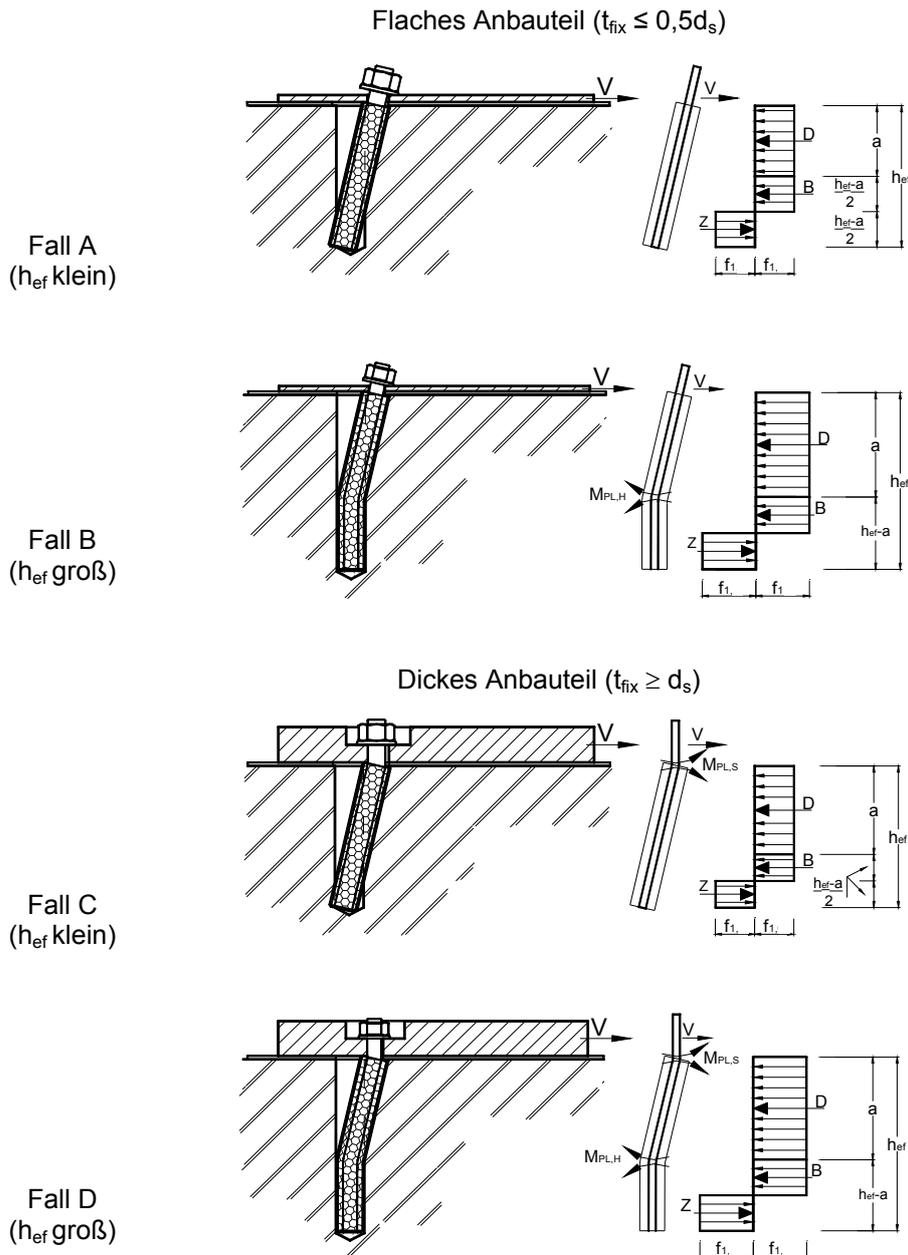
kerstange und ggf. der Siebhule) Eingang. Beim Untergrund werden die lokale Steindruckfestigkeit und die Lochgeometrie berücksichtigt.

### 7.1.3.2 Untersuchungen in Vollstein

#### 7.1.3.2.1 Berechnung der Höchstlasten

##### Unterscheidung in Lastfälle

Bei der Berechnung der Fälle wird nach der Dicke des Anbauteiles und der Anzahl der plastischen Gelenke im Befestigungselement in Abhängigkeit der Verankerungstiefe nach Bild 7.1 unterschieden.



**Bild 7.1:** Berechnungsfälle für lokales Materialversagen in Vollstein

Die in Bild 7.1 vorgestellten Fälle A und B gelten für flache Anbauteile mit Klemmstärke  $t_{\text{fix}} \leq 0,5d_s$ , bei denen eine gelenkige Lagerung des Dübels angenommen wird, und die Fälle C und D für dicke Anbauteile mit  $t_{\text{fix}} \geq d_s$ , bei denen eine volle Einspan-

nung im Anbauteil angenommen wird. Durch die Einspannung im Anbauteil kann sich ein plastisches Gelenk im Querschnitt der Ankerstange ausbilden. Bei den Fällen B und D binden die Dübel soweit in den Untergrund ein, dass sich ein plastisches Gelenk im Verbundquerschnitt des Dübels im Bereich des Bohrloches einstellt. Für eine gegebene Klemmstärke werden beide Fälle berechnet, der kleinere Wert ergibt den Tragwiderstand der Befestigung. Für dazwischen liegende Klemmstärken erfolgt eine lineare Interpolation aus den jeweils maßgebenden Fällen.

Im Versagenszustand wird bei der Spannungsverteilung im Untergrund die Annahme getroffen, dass das Material vollständig durchplastiziert und sich rechteckige Spannungsverteilungen entlang der Dübelachse ergeben. Diese Näherung vereinfacht den rechnerischen Ansatz maßgeblich, wirkt sich jedoch kaum auf das Ergebnis aus. In den Fällen B und D befindet sich an der Stelle des plastischen Gelenks im Bohrloch ein Extrema der Momentenlinie und damit ein Nulldurchgang der Querlast, so dass die weitere Verteilung der Druckkräfte unterhalb dieses Punktes keinen Einfluss auf die Querlasttragfähigkeit hat.

Die Verteilung der Spannung über den Durchmesser wird gemittelt. Für die Versuche in den Vollsteinen wird dabei der Bohrlochdurchmesser bei der Berechnung der wirkenden Fläche angesetzt, wenn die Festigkeit des Injektionsmörtels (s. Abschnitt 5.2.1) über der lokalen Druckfestigkeit der Steine (s. Abschnitt 6.2.3) liegt. Dies zeigte sich auch bei der Auswertung der Versagensbilder in den Steinen.

Im Dübel werden, abhängig vom untersuchten Fall, kein (Fall A), ein (Fälle B und C) oder 2 Fließgelenke (Fall D) angenommen. Zu beachten ist dabei, dass der Dübelquerschnitt im Bohrloch aus Gewindestange, Mörtel und ggf. Siebhülse besteht und sich daher der plastische Verformungswiderstand erhöht. In Abschnitt 5 wurde hierzu ein Berechnungsansatz vorgestellt, der das plastische Moment im Bohrloch als gerissenen Sechseckquerschnitt unter Mitwirken des Mörtels in der Druckzone und ggf. einer metallenen Siebhülse in der Zugzone modelliert.

Im Folgenden wird die Herleitung der rechnerischen Tragfähigkeit exemplarisch an Fall C aufgezeigt. Es liegen folgende Annahmen zugrunde:

- Volle Einspannung der Gewindestange im Anbauteil ( $t_{\text{fix}} \geq d_s$ )
- Ausbildung eines plastischen Gelenkes in der Gewindestange im Bereich der Scherfuge
- Durchplastizieren des Untergrundes

Damit gelten die Zusammenhänge:

Gleichgewicht der inneren Kräfte

$$B = Z = d_{\text{nom}} \cdot f_1 \cdot \frac{h_{\text{ef}} - a}{2}, \quad (7.1)$$

Momentengleichgewicht

$$M_{\text{Pl,S}} = d_{\text{nom}} \cdot f_1 \cdot \left[ \frac{a^2}{2} - \left( \frac{h_{\text{ef}} - a}{2} \right)^2 \right] \quad (7.2)$$

und Kräftegleichgewicht

$$V_C = D = d_{\text{nom}} \cdot f_1 \cdot a \quad (7.3)$$

Nach Umformen und Einsetzen erhält man schließlich die Traglast für den Fall C zu:

$$V_C = d_{nom} \cdot f_1 \cdot h_{ef} \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{Pl,S}}{d_{nom} \cdot f_1 \cdot h_{ef}^2}} - 1 \right) \quad (7.4)$$

Durch entsprechende Ansätze ergibt sich für den Fall A:

$$V_A = d_{nom} \cdot f_1 \cdot h_{ef} \cdot (\sqrt{2} - 1) \quad (7.5)$$

für den Fall B:

$$V_B = \sqrt{2 \cdot M_{Pl,H} \cdot d_{nom} \cdot f_1} \quad (7.6)$$

und für den Fall D:

$$V_D = \sqrt{2(M_{Pl,S} + M_{Pl,H}) \cdot d_{nom} \cdot f_1} \quad (7.7)$$

mit:

$f_1$  = lokale Steindruckfestigkeit ( $f_1 \geq \beta_{ST}$ )

$M_{Pl,S}$  = plastisches Widerstandsmoment der Gewindestange nach Gleichung 5.1

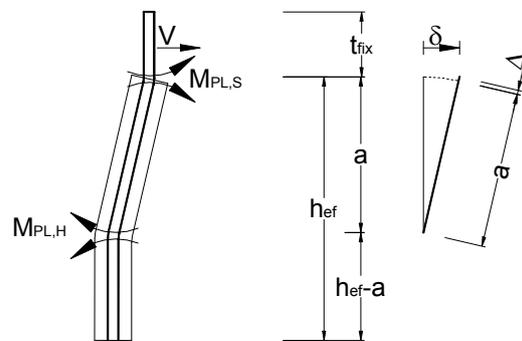
$M_{Pl,H}$  = plastisches Widerstandsmoment des Dübel-systems nach Gleichung 5.5.

Wie sich aus den Gleichungen leicht erkennen lässt, gehen die Fälle A bzw. B aus den Fällen C bzw. D hervor, wenn man das plastische Widerstandsmoment der Ankerstange in der Scherfuge  $M_{Pl,S}$  zu Null setzt.

#### *Einfluss von Normalkräften im Dübel*

Wie in Abschnitt 4.3.2.1.4 beschrieben, steigen die maximalen Querlasten bei größeren Verankerungstiefen und steigenden Verschiebungen mit der zentrischen Zuglast im Dübel an. Im vorgestellten Berechnungsmodell betrifft dies vor allem die Fälle B und D, bei denen deutlich tiefer verankert wird, als für die Bildung des plastischen Gelenkes innerhalb des Mauerwerks erforderlich ist.

Der Anstieg der zentrischen Zuglasten selbst rührt von der geometrischen Längung  $\Delta$  des Dübels her, die dieser bei einer Verschiebung  $\delta$  des Anbauteiles erfährt. Wenn der Dübel ausreichend tief verankert, so dass der Bereich unterhalb des plastischen Gelenkes maßgeblich die auftretenden Normalkräfte übertragen kann, sind die Verschiebungen entlang seiner Längsachse aufgrund der Schubdeformation in der Mörtelschicht vernachlässigbar. In Bild 7.2 wird der Sachverhalt vereinfacht am Lastfall D dargestellt. Die Längung der Ankerstange des Dübels verteilt sich vereinfacht als konstante Dehnung auf die Klemmstärke  $t_{fix}$  und als abnehmende Dehnungsfunktion über den Bereich der Einbindetiefe  $h_{ef}$ , bis zu dem die Zuglast im Dübel abgebaut ist.



$$\Delta(\delta) = \sqrt{a^2 + \delta^2} - a$$

**Bild 7.2:**

Geometrische Längung  $\Delta$  des Dübels bei Verschiebung des Anbauteils um den Betrag  $\delta$

In den oben beschriebenen Fällen werden Einflüsse aus Zuglasten im Dübel noch nicht berücksichtigt. Bei der Berechnung wird daher einerseits das aufnehmbare Biegebruchmoment aufgrund der Zugkraft im Dübel nach Gleichung 2.67 abgemindert. Andererseits erzeugt die Zugkraft im Dübel aus Gründen des Gleichgewichts Druckkräfte auf den Untergrund auf der lastzugewandten Seite des Anbauteiles, die wiederum Reibungskräfte aktivieren und die Querlasttragfähigkeit erhöhen. Bei kleineren Verschiebungen kann die Seiltragwirkung durch den sich schräg stellenden Dübel vernachlässigt werden, so dass der Einfluss der Zugkräfte im Dübel auf die Querlasttragfähigkeit durch einen Term für die Reibkraft nach Gleichung (7.8) ausreichend erfasst wird. Der Reibkoeffizient  $\mu$  zwischen Anbauteil und Teflonschicht in den Versuchen wurde aus Tastversuchen zu 0,2 ermittelt.

$$V_{\text{Zug}} = \mu \cdot N(\delta) \quad (7.8)$$

mit:

$\mu = 0,2$  Reibkoeffizient Anbauteil – Teflon

$N(\delta)$  = Normalkraft in der Ankerstange bei einer Verschiebung  $\delta$

#### *Gesamtwiderstand einer Befestigung*

Der Gesamtwiderstand einer Befestigung bei lokalem Materialversagen  $V_{u,lm}$  setzt sich demnach aus der Addition der beiden Anteile  $V_i$  und  $V_{i,Zug}$  nach Gleichung (7.9) zusammen.

$$V_{u,lm} = \min(V_i) + V_{i,Zug} \quad (7.9)$$

mit:

$i = A, B, C$  oder  $D$

Dabei ist bei der Berechnung der Momententragfähigkeit des Dübels in den einzelnen Lastfällen die vorhandene Normalkraft  $N(\delta)$  durch eine Abminderung nach Gleichung 2.69 zu berücksichtigen.

#### *7.1.3.2.2 Gegenüberstellung zwischen Versuch und Berechnung*

##### *Auswertung der Versuchsdaten*

Speziell bei großen Verankerungstiefen in den Fällen B und D ändert sich das Tragverhalten im Verlauf des Versuchs für große Verschiebungen sehr stark. Die Zugkräfte in den Ankerstangen steigen hier in einigen Serien auf Werte über den aufgebrachten Querlasten an. Neben dem Anstieg des Reibungsanteils trägt die Verbindung dann vor allem durch eine Seilwirkung des extrem schräg stehenden Dübels. Die zugehörigen Verschiebungen bei Höchstlast betragen hier mindestens 10 mm und liegen z. T. weit darüber.

Um einerseits die Verschiebungen auf ein sinnvolles Maß zu beschränken und das Tragverhalten nicht maßgeblich von Zugkräften im Dübel abhängig zu machen, andererseits aber die für die Plastizierung des Stahles im vorgestellten Modell erforderlichen Verschiebungen zu erreichen, werden die Querlasten aus den Versuchen mit großer Verankerungstiefe (entsprechend den Lastfällen B und D) in Anlehnung an *Scheer/ Peil/ Nölle (1987)* bis zu einer Dübelverdrehung von  $10^\circ$  ausgewertet. Die Verdrehung wird dabei auf den Abstand  $a$  zwischen der Steinoberfläche und dem plastischen Gelenk des Dübels innerhalb des Steines bezogen (vgl. Bild 7.1).

Auch im Hinblick auf eine Interaktion bei Schrägzuglasten ist eine Beschränkung der Zuglasten bei Querbelastung sinnvoll, da bei voller Ausnutzung der Zugtragfähigkeit allein durch die Querbelastung keine Anteile für eine Belastung durch Zugkräfte mehr zur Verfügung stehen würden. Bei den kürzeren Verankerungstiefen in den Fällen A und C bleiben die Zuglasten bei Höchstlast wesentlich geringer, so dass hier keine gesonderte Betrachtung erforderlich ist.

Auf die Auswertung der einen Serie in Porenbeton wird an dieser Stelle verzichtet, da sich durch die Hinterschneidung zum einen eine andere Pressungsverteilung ergibt und zum anderen von einem veränderten Zuglasteinfluss auszugehen ist. Die lokale Tragfähigkeit sowie die Zuglasten während des Versuches wurden hier nicht speziell ermittelt. Aus diesem Grund ist die Auswertung für der eine Serie nicht sinnvoll.

#### *Berücksichtigung der Normalkräfte in der Berechnung*

In den in Kapitel 4 vorgestellten Versuchen wurden die Zuglasten in einigen Versuchsserien mitgemessen. Die mittleren Zuglasten betragen demnach in den Serien mit den Versagensfällen A und C bei Höchstlast im Mittel ca. 5% und in den Fällen B und D bei 10° Verdrehung ca. 15% der maximale Zugtragfähigkeit  $N_{u,s}$  der verwendeten Ankerstangen nach Gleichung 2.1. Unter Berücksichtigung dieser Werte und dem Reibkoeffizienten 0,2 folgt aus der Berechnung nach Gleichung (7.9) für den nachfolgenden Vergleich:

$$V_{u,lm} = \min(V_i) + \begin{cases} 0,01 \cdot N_{u,s} & \text{für die Fälle A oder C} \\ 0,03 \cdot N_{u,s} & \text{für die Fälle B oder D} \end{cases} \quad (7.10)$$

mit:

$i = A, B, C, D$

$N_{u,s}$  nach Gleichung 2.1

#### *Vergleich der Höchstlasten*

In Bild 7.3 und Bild 7.4 werden Höchstlasten aus den Versuchen den nach Gleichung (7.10) berechneten mittleren Tragwiderständen gegenübergestellt. Für die Versagensfälle A und C entsprechen die Versuchswerte den absoluten Höchstlasten und in den Fällen B und D der bis zu einer Verdrehung von 10° erzielten Höchstlast in den Versuchen.

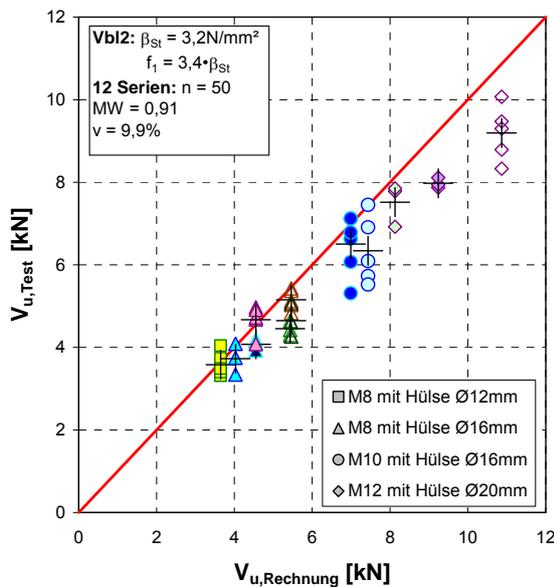
Bei der Berechnung wurde die mit dem Faktor  $\alpha_{\text{lokal}}$  gegenüber der ermittelten Stein-  
druckfestigkeit  $\beta_{\text{St}}$  erhöhte lokale Tragfähigkeit  $f_1$  einheitlich für alle Serien eines Steintyps angenommen. Hierbei wurden die Ergebnisse aus Kapitel 6 berücksichtigt. Für Steine, in denen diese nicht direkt ermittelt wurde, wurden entsprechende Annahmen getroffen und der Faktor empirisch ermittelt. So wurde bei den kleinformatigen Kalksandvollsteinen aufgrund des Spaltens und der Möglichkeit des Verschiebens der abgespaltenen Teile in das Mörtelbett der Lagerfugen die lokale Tragfähigkeit mit einem reduzierten Erhöhungsfaktor von  $\alpha_{\text{lokal}}=2,25$  angesetzt. Tabelle 7.1 gibt eine Übersicht der angesetzten Faktoren  $\alpha_{\text{lokal}}$  für die verwendeten Vollsteine.

| Steinart                |                      | Vbl2 | Vbl6 | Vbl12 | KSPE12 | KS-4DF |
|-------------------------|----------------------|------|------|-------|--------|--------|
| $\beta_{\text{St}}$     | [N/mm <sup>2</sup> ] | 3,2  | 7,6  | 14,9  | 17,9   | 29,8   |
| $\alpha_{\text{lokal}}$ | [-]                  | 3,4  | 2,5  | 3,0   | 4,5    | 2,25   |

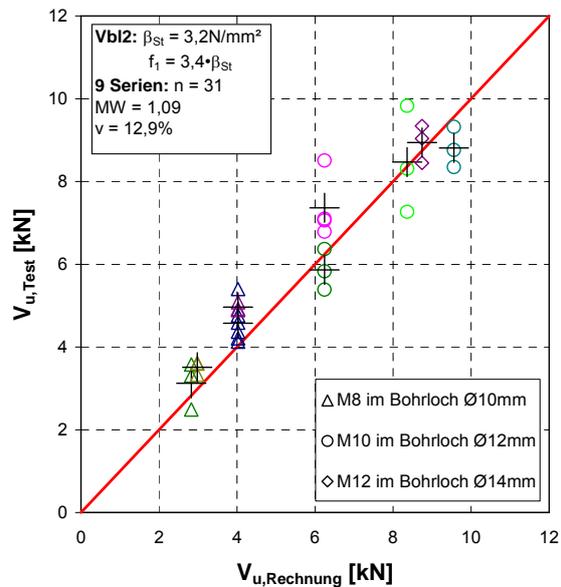
**Tabelle 7.1:** In der Auswertung angesetzte Faktoren  $\alpha_{\text{lokal}}$  für Vollsteine

Die in der Berechnung verwendeten Faktoren sind zusammen mit der ermittelten Steindruckfestigkeit in den Schaubildern mit dargestellt. Für die Festigkeit des Stahles wurden die tatsächlich ermittelten Werte eingesetzt.

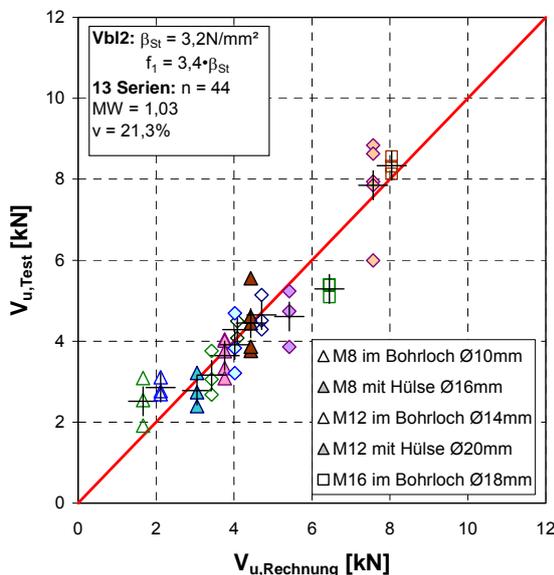
In den Vbl2-Steinen nach Bild 7.3 werden insgesamt 34 verschiedene Serien mit 125 Einzelversuchen ausgewertet. Der Vergleich zwischen den Werten aus den Versuchen  $V_{u,Test}$  und der Berechnung  $V_{u,Rechnung}$  ergibt bei einem Mittelwert von 1,00 und einem Variationskoeffizienten von 17,3% insgesamt eine gute Übereinstimmung.



a) Dickes Anbauteil mit Siebhülse



b) Dickes Anbauteil ohne Siebhülse



c) Flaches Anbauteil mit und ohne Siebhülse

**Bild 7.3:** Vergleich der gemessenen Höchstlasten  $V_{u,Test}$  aus den Versuchen mit den rechnerisch ermittelten Werten  $V_{u,Rechnung}$  nach Gleichung (7.10) in Vbl2

Wertet man die Versuche, bei denen nur reines lokales Versagen vor dem Dübel auftrat, und jene, bei denen es zu einem Heraushebeln des Dübels mit rückwärtigem Steinausbruch (ohne Zuglastanstieg) kam, getrennt aus, so ergeben sich leichte Veränderungen. In 27 Serien mit 50 Einzelversuchen trat reines lokales Versagen auf,

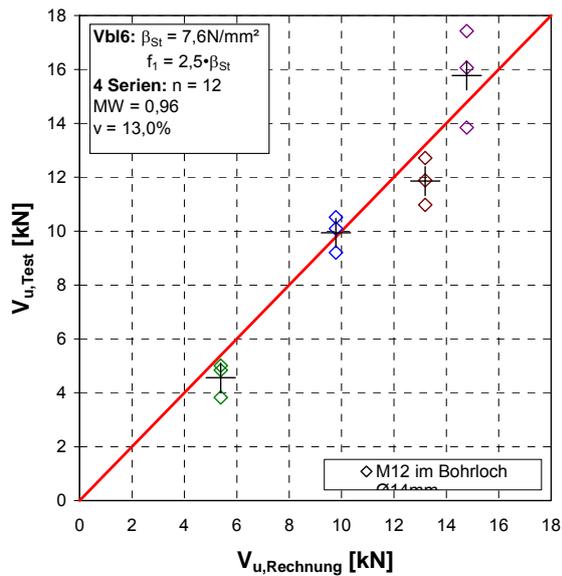
für die sich für das Verhältnis  $V_{u,Test} / V_{u,Rechnung}$  der Wert 0,98 bei einem Variationskoeffizienten von 14,1% und damit eine leicht bessere Übereinstimmung ergibt. Ein Heraushebeln des Dübels wurde in 7 von insgesamt 13 Serien mit flachem Anbauteil (Bild 7.3 c) beobachtet, wobei sich hier das Verhältnis  $V_{u,Test} / V_{u,Rechnung}$  mit 1,09 als leicht zu hoch und der Variationskoeffizient von 26,0% als deutlich schlechter darstellt. Der höhere Variationskoeffizient liegt z. T. auch an den größeren Streuungen in den hier zugrunde liegenden Versuchen mit geringeren Verankerungstiefen und der mit 3 Versuchen je Serie recht geringen Versuchsanzahl. Bei diesen Verankerungstiefen haben bereits kleinere Einflüsse eine größere Auswirkung auf die Tragfähigkeit. Dies kann z. B. eine größere Mörtelmenge sein, die stärker in die vorhandenen Hohlräume des Vbl2-Steines eindringt und die Tragfähigkeit erhöht, oder Fehlstellen bei der Mörtelverteilung am Bohrlochmund, die zu größeren Verschiebungen führen.

Aus den Versuchen in Vbl6- und Vbl12-Steinen werden hier jeweils 4 Serien bzw. 12 Einzelversuche nach Bild 7.4 a und b behandelt. Im Vergleich aller Werte aus den Versuchen  $V_{u,Test}$  und der Berechnung  $V_{u,Rechnung}$  ergibt sich für den Vbl6-Stein ein Mittelwert von 0,96 bei einem Variationskoeffizienten von 13,0% und für den Vbl12-Stein von 1,09 bei 11,1% und damit eine gute Übereinstimmung.

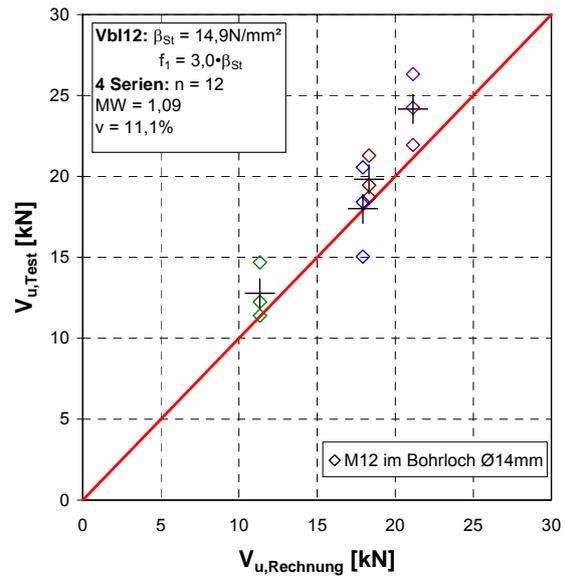
In den KSPE12-Steinen und der KS-4DF-Wand werden nach Bild 7.4 c und d drei bzw. 5 Serien mit 9 bzw. 15 Einzelversuchen ausgewertet. Der Vergleich zwischen den Werten aus den Versuchen  $V_{u,Test}$  und der Berechnung  $V_{u,Rechnung}$  ergibt bei den KSPE12-Steinen einen Mittelwert von 1,07 bei einem Variationskoeffizienten von 7,1% und bei den KS-4DF-Wand von 1,00 und 12,2%. Auch hier wird eine gute Übereinstimmung erreicht.

Eine Auswertung aller gezeigten 50 Serien mit insgesamt 174 Einzelversuchen ergibt einen mittleren Verhältniswert  $V_{u,Test} / V_{u,Rechnung}$  von 1,00 bei einem Variationskoeffizienten von 16,0%. Eine Unterscheidung nach den Versagensarten liefert für lokales Materialversagen bei 39 Serien (105 Einzelversuche) einen Verhältniswert von 0,98 bei 14,1% Variationskoeffizient und den anderen Mechanismen bei 11 Serien (20 Einzelversuche) von 1,09 bei einem Variationskoeffizient von 26,0%.

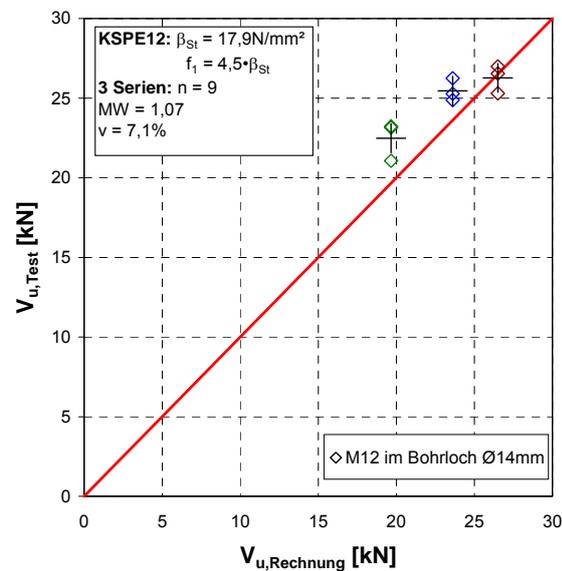
Damit wird insgesamt eine gute Übereinstimmung zwischen den Versuchswerten und der Berechnung erreicht und die Anwendbarkeit der Ansätze bestätigt.



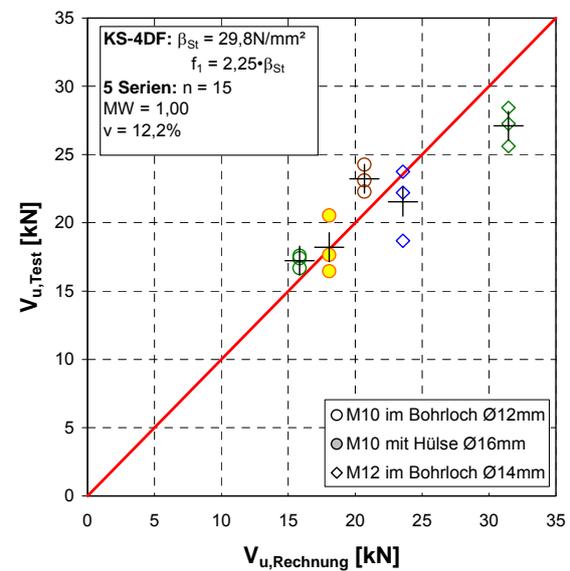
a) Verschiedene Anbauteile, ohne Siebhülse



b) Verschiedene Anbauteile, ohne Siebhülse



c) Verschiedene Anbauteile, ohne Siebhülse



d) Dickes Anbauteil mit und ohne Siebhülse

**Bild 7.4:** Vergleich der gemessenen Höchstlasten  $V_{u,Test}$  aus den Versuchen mit den rechnerisch ermittelten Werten  $V_{u,Rechnung}$  nach Gleichung (7.10) in Vbl6, Vbl12, KSPE12 und KS-4DF

### 7.1.3.3 Untersuchungen in Lochstein

#### 7.1.3.3.1 Berechnung der Höchstlasten

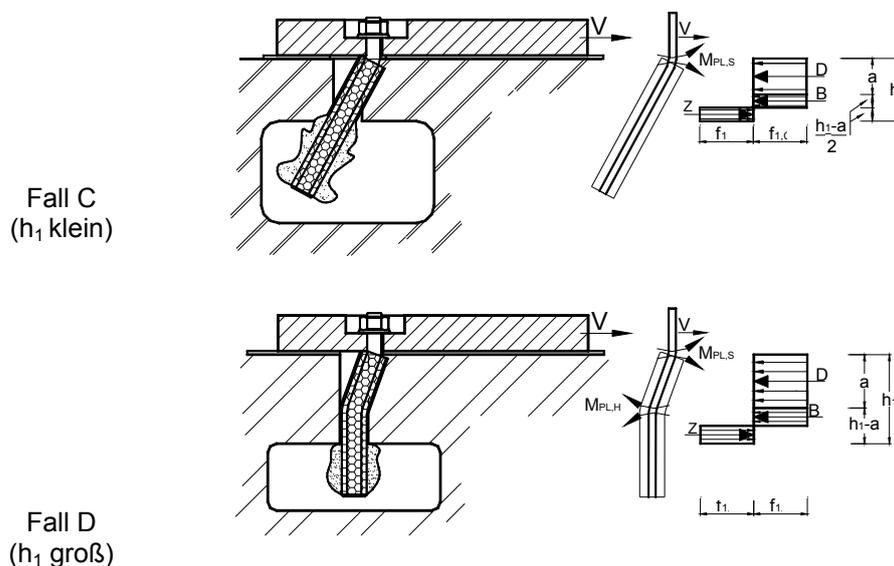
##### Unterscheidung in Lastfälle

Das Vorgehen in Lochstein ist zunächst analog dem in Vollsteinen, indem nach der Dicke des Anbauteils bzw. dem Einspanngrad im Bauteil unterschieden wird. Die Fälle A und B ergeben sich wiederum aus den Fällen C bzw. D durch Eliminierung der Terme, die das plastische Widerstandsmoment der Ankerstange in der Scherfuge beinhalten. In den nachfolgenden Bildern sind daher zur Vereinfachung nur die Fälle für dicke Anbauteile abgebildet. Die Interpolation für dazwischen liegende Klemmstärken erfolgt wie bei Vollsteinen.

Bei Lochsteinen hat vor allem die Lochkonfiguration einen Einfluss auf das Tragverhalten und ist daher in den Bemessungsansätzen zu berücksichtigen. Bei den üblichen Steingeometrien und Dübelabmessungen sind vor allem die Außenstegdicke und die Außenkammertiefe maßgebend. Bei den untersuchten Steinen wurde das Versagen durch die weitere Lochausbildung innerhalb des Steines nicht beeinflusst. Die Tiefe bis zum ersten Innensteg betrug in den Versuchen mindestens das Fünffache des Ankerstangendurchmessers, mit Ausnahme einer Serie in Hlz12, bei der sie dem dreifachen Ankerstangendurchmesser entsprach. Die Kammern in den Steinen waren stets mindestens so tief wie die Außenstegdicken, häufig aber um ein Vielfaches größer. Bei der Mehrzahl der am Markt befindlichen Steine kann von ähnlichen Geometrien ausgegangen werden. Lediglich bei neueren Leichthochlochziegeln finden sich feingliedrigere Netze mit ähnlichen Abmessungen der Stege und Kammern, die jedoch eine gewisse Regelmäßigkeit aufweisen. In solchen Fällen wäre ein Berechnungsansatz wie bei Vollsteinen sinnvoller, bei der die Lochgeometrie über eine verschmierte, reduzierte lokale Tragfähigkeit berücksichtigt werden könnte.

Die folgenden Herleitungen und Ansätze berücksichtigen Verankerungen in bis zu zwei Stegen. Sie gelten auch für Verankerungen in mehr als zwei Stegen, wenn einer der Fälle B oder D bzw. deren Unterfälle, maßgebend wird und sich das plastische Gelenk innerhalb des Bohrloches im Außen- oder ersten Innensteg ausbildet, da hier die weitere Verteilung der Druckspannungen keinen Einfluss mehr hat.

Verankert ein Dübel nur im Außensteg, so gelten im Prinzip die Annahmen der Fälle A bis D für Vollstein mit dem Unterschied, dass in den oben angegebenen Gleichungen statt der Einbindetiefe des Dübels nur die Außenstegdicke angesetzt werden darf. Bild 7.5 zeigt die entsprechenden Fälle C und D für dicke Anbauteile in Lochstein.



**Bild 7.5:** Berechnungsfälle für lokales Materialversagen in Lochstein bei Verankerung mit dickem Anbauteil im Außensteg

Weiterhin kann ein Dübel im Außen- und in einem Innensteg sitzen (Bild 7.6). Für diese Verankerung sind die drei möglichen Verteilungen der Reaktionskräfte und die Lage der plastischen Gelenke für die Fälle C und D angegeben.

Aus der Herleitung der Fälle C3 und D3 ergibt sich, dass diese nur für  $h_1 \geq h_2$  möglich sind. Aus den drei Gleichgewichtsbedingungen erhält man unter Berücksichtigung der Netzgeometrie die verschiedenen Fälle analog zu den Ansätzen in Vollstein (vgl. Abschnitt 7.1.3.2).

Für die Fälle C1 und C2 ergibt sich für die Traglast

$$V_{C1} = V_{C2} = d_{\text{nom}} \cdot f_1 \cdot \left( \sqrt{2(h_1 + h_2)^2 + 4 \left[ (2h_1 + h_2 + h_L) \cdot h_L + \frac{M_{\text{Pl,S}}}{d_{\text{nom}} \cdot f_1} \right]} - (h_{\text{ef}} + h_L) \right) \quad (7.11)$$

für den Fall C3:

$$V_{C3} = d_{\text{nom}} \cdot f_1 \cdot \left( \sqrt{2(h_1 + h_2)^2 + 4 \left( h_2 \cdot h_L + \frac{M_{\text{Pl,S}}}{d_{\text{nom}} \cdot f_1} \right)} - (h_1 + h_2) \right) \quad (\text{nur für } h_1 \geq h_2) \quad (7.12)$$

und für den Fall D1:

$$V_{D1} = d_{\text{nom}} \cdot f_1 \cdot \left( \sqrt{2h_1 \cdot h_L + h_L^2 + 2 \frac{M_{\text{Pl,S}} + M_{\text{Pl,H}}}{d_{\text{nom}} \cdot f_1}} - h_L \right) \quad (7.13)$$

mit:

$h_1$  = Außenstegdicke in [mm]

$h_2$  = Einbindetiefe in den ersten Innensteg [mm]

$h_L$  = Breite des äußeren Steinloches zwischen Außen- und Innensteg [mm]

Die Gleichung für die Fälle D2 und D3 entspricht dem Ansatz D für Vollsteine (siehe Gleichung (7.7)). Die Fälle mit flachem Anbauteil werden aus den Ansätzen für dicke Anbauteile durch Streichung des Terms für das plastische Widerstandsmoment der Ankerstange  $M_{\text{Pl,S}}$  ermittelt. Damit gilt für die Fälle A1 bzw. A2:

$$V_{A1} = V_{A2} = d_{\text{nom}} \cdot f_1 \cdot \left( \sqrt{2(h_1 + h_2)^2 + 4 \cdot h_L \cdot (2h_1 + h_2 + h_L)} - (h_{\text{ef}} + h_L) \right) \quad (7.14)$$

für den Fall A3:

$$V_{A3} = d_{\text{nom}} \cdot f_1 \cdot \left( \sqrt{2(h_1 + h_2)^2 + 4h_2 \cdot h_L} - (h_1 + h_2) \right) \quad (7.15)$$

und für den Fall B1:

$$V_{B1} = d_{\text{nom}} \cdot f_1 \cdot \left( \sqrt{2h_1 \cdot h_L + h_L^2 + 2 \frac{M_{\text{Pl,H}}}{d_{\text{nom}} \cdot f_1}} - h_L \right) \quad (7.16)$$

Die Gleichung für die Fälle B2 und B3 ist mit Gleichung (7.6) für den Fall B in Vollsteinen identisch.



### *Einfluss von Normalkräften im Dübel und Gesamtwiderstand bei Lochsteinen*

Auch bei Lochsteinen haben die für Vollsteine beschriebenen Einflüsse durch Normalkräfte im Dübel einen Einfluss auf das Tragverhalten. Sie lassen sich damit ebenfalls durch Gleichung (7.8) erfassen. Die tatsächlich aufnehmbaren Normalkräfte sind bei Lochsteinen allerdings stärker beschränkt. Im nächsten Abschnitt wird darauf näher eingegangen.

Bei der Berechnung des Gesamtwiderstands einer Befestigung in Lochsteinen bei lokalem Materialversagen  $V_{u,lm}$  sind gegenüber Gleichung (7.9) alle möglichen Unterfälle zu berücksichtigen und es folgt:

$$V_{u,lm} = \min(V_{ij}) + V_{ij,Zug} \quad (7.17)$$

mit:

$i = A, B, C$  oder  $D$

$j = 1, 2, 3$

Auch hier ist wiederum bei der Berechnung der Momententragfähigkeit des Dübels in den einzelnen Lastfällen die vorhandene Normalkraft  $N(\delta)$  durch eine Abminderung nach Gleichung 2.69 zu berücksichtigen.

#### *7.1.3.3.2 Gegenüberstellung zwischen Versuch und Berechnung*

##### *Auswertung der Versuchsdaten*

Bei Lochsteinen haben die Art der Verankerung und die Steinart einen Einfluss auf das Tragverhalten, die bei der Auswertung zu beachten sind. Einerseits sind die aufnehmbaren Normalkräfte im Dübel aufgrund der Fehlstellen durch die Lochung geringer als bei gleicher Dübellänge im Vollstein und können daher bereits bei geringen Verschiebungen erreicht werden. Von den untersuchten Steinen betraf dies die Lochziegel, da hier auf dünne Stege große Kammertiefen folgen und sich nur niedrige zentrische Zuglasten ergeben. Aus diesem Grund kann in den Lochziegeln die Auswertung für die Höchstlast unabhängig von der Verschiebung erfolgen. Andererseits können sich bei größerer Verankerungstiefe durch die Lochung weitere Einflüsse durch Normalkräfte ergeben. Im Folgenden wird dazu die Vorgehensweise bei der Auswertung beschrieben.

Bei den Versuchen mit Verankerung nur im Außensteg ragte der Dübel stets in die äußere Kammer hinein, so dass sich ein Mörtelpfropfen und damit eine Hinterschneidung bilden konnte. Die Hinterschneidung führt bei großen Verschiebungen und dem damit verbundenen Schrägstellen des Dübels zu einem starken Anstieg der Normalkräfte und damit einer Änderung des Tragverhaltens unabhängig vom Versagensfall. Wie in den Fällen B und D in Vollsteinen ist daher eine Verschiebungsbeschränkung erforderlich. Sie wird hier in Anlehnung an die Vorgehensweise in Vollsteinen auf  $10^\circ$  Verdrehung bezüglich der Außenstegdicke beschränkt. Damit wird einerseits eine ausreichende Verschiebung zur Bildung der plastischen Gelenke gewährleistet, andererseits die Normalzugkraft im Dübel begrenzt.

Bei größeren Verankerungstiefen ist das Tragverhalten ähnlich dem in Vollsteinen, so dass bei Verankerung in mindestens zwei Stegen das Vorgehen analog den Vollsteinen mit einer Beschränkung der Verschiebung zur Auswertung der Höchstlast nur für die Fälle B und D bzw. ihren Unterfällen 1 bis 3 erfolgt. Da sich abhängig vom Lochbild auch für eine Verdrehung von  $10^\circ$  bereits große Verschiebungen einstellen

können, wird als weitere Grenze die Verschiebung bei Höchstlast auf den nominellen Durchmesser der Ankerstange begrenzt.

In einer Serie mit großer Verankerungstiefe in den Ksl12-Steinen wurde keine Beschränkung vorgenommen. Hier lag bedingt durch den Versuchsaufbau eine Klemmstärke  $t_{\text{fix}}$  von 200 mm vor, von denen zudem die oberen 170 mm aus Weichholz bestanden, so dass der Zugkraftanstieg aufgrund der großen Dehnungslänge (vgl. Bild 7.2) stark verringert ist.

Von den beiden Serien in den T9-Steinen wird nur die horizontal belastete ausgewertet, da bei der vertikal gezogenen Serie die Kammer unterhalb des Dübels noch mit Granulat gefüllt war, das zur Querlastübertragung beitrug. Dieser Einfluss wird in der Berechnung nicht erfasst.

#### *Berücksichtigung der Normalkräfte in der Berechnung*

Das Vorgehen gleicht dem für Vollsteine mit der Ergänzung, dass die aufnehmbaren Normalkräfte im Dübel zusätzlich auf die maximal erreichbare zentrische Auszugslast für Steinausbruch  $N_{u,c}^0$  nach Abschnitt 2.3.3.5 beschränkt werden (Gleichung (7.18)). Dies betraf in der vorliegenden Arbeit nur Versuche in den Lochziegeln.

$$V_{u,lm} = \min(V_i) + 0,2 \cdot N_{\max} \quad (7.18)$$

mit:

$$N_{\max} = \min \begin{cases} 0,05 \cdot N_{u,s} \\ N_{u,c}^0 \end{cases} \quad \text{für die Fälle } A_j \text{ oder } C_j$$

$$N_{\max} = \min \begin{cases} 0,15 \cdot N_{u,s} \\ N_{u,c}^0 \end{cases} \quad \text{für die Fälle } B_j \text{ oder } D_j$$

$i = A, B, C, D$

$j = 1, 2, 3$

$N_{u,s}$  nach Gleichung 2.1

$N_{u,c}^0$  nach Gleichung 2.37, 2.38 oder 2.39

#### *Vergleich der Höchstlasten*

In Bild 7.7 und Bild 7.8 werden die Höchstlasten aus den Versuchen den nach Gleichung (7.18) berechneten mittleren Tragwiderständen für Lochsteine gegenübergestellt. Die Auswertung erfolgt wie oben beschrieben. Wie bei den Vollsteinen sind die in der Berechnung verwendeten Faktoren  $\alpha_{\text{lokal}}$  zusammen mit der ermittelten (Brutto-) Steindruckfestigkeit in den Schaubildern mit dargestellt. Für die Festigkeit des Stahles wurden die tatsächlich ermittelten Werte eingesetzt.

Der Faktor  $\alpha_{\text{lokal}}$  zur Umrechnung der Steindruckfestigkeit in die lokale Tragfähigkeit  $f_1$  berücksichtigt neben der lokalen Druckfestigkeitserhöhung auch die Lochkonfiguration (s. Abschnitte 3.1.4.1 und 6.2.3). Dabei wurden die Ergebnisse aus Abschnitt 6 berücksichtigt. Bei den durch Kernbohrung aus den KS12-16DF erzeugten Lochsteinen wurden die unterschiedlichen Erhöhungsfaktoren  $\alpha_{\text{lokal}}$  für die jeweilige Außenstegdicke eingesetzt. Bei den Ksl6-Steinen wurde aufgrund der Rissbildung der Wert  $\alpha_{\text{lokal}}$  auf 75% gegenüber den Vergleichswerten im KS12-16DF abgemindert. Da bei den französischen Langlochsteinen des Typs Bcr07 die Druckfestigkeit parallel zur Lochungsrichtung ermittelt wurde, wurde bei der Bestimmung des lokalen Faktors

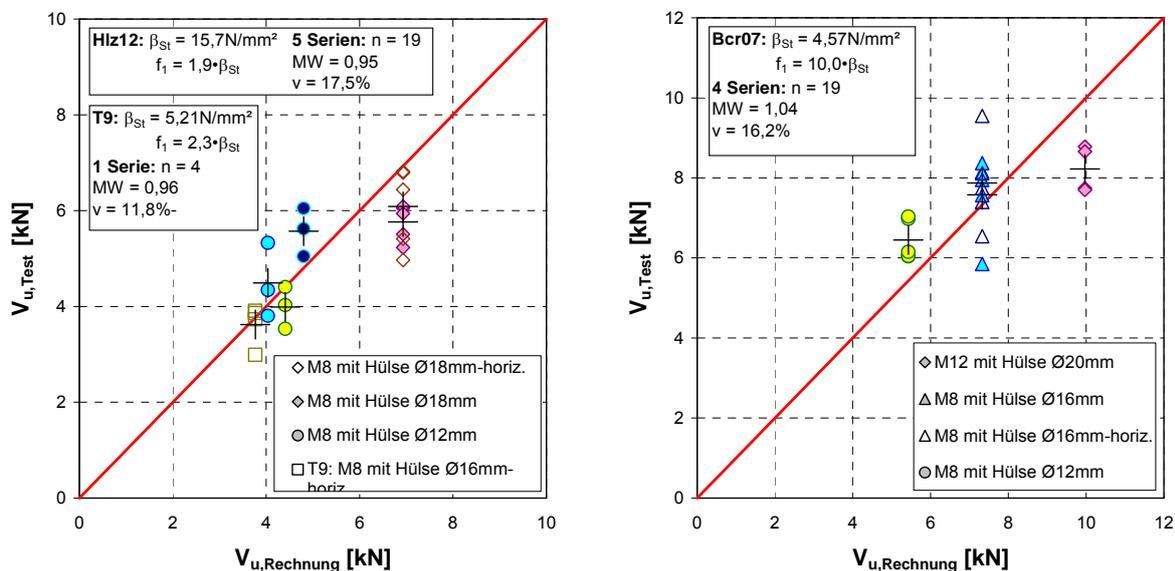
neben der Erhöhung durch die Umrechnung auf die Nettofläche auch der Einfluss aus der Belastungsrichtung mit dem Wert 2,0 angesetzt, so dass sich hier insgesamt ein Faktor  $\alpha_{\text{lokal}}$  von 10,0 ergibt. Tabelle 7.2 gibt eine Übersicht der angesetzten Faktoren  $\alpha_{\text{lokal}}$  für die verwendeten Lochsteine.

| Steinart                |                      | Hlz12 | T9  | Bcr07 | Hbl2 | KSL6 | KSL12 | KS12-16DF                   |
|-------------------------|----------------------|-------|-----|-------|------|------|-------|-----------------------------|
| $\beta_{\text{St}}$     | [N/mm <sup>2</sup> ] | 15,7  | 5,2 | 4,6   | 4,5  | 11,9 | 17,8  | 17,3                        |
| $\alpha_{\text{lokal}}$ | [-]                  | 1,9   | 2,3 | 10,0  | 3,5  | 1,7  | 2,4   | 1,2/ 1,5/ 2,3 <sup>1)</sup> |

<sup>1)</sup> für Aussenstegdicken 17 mm/ 20 mm/ 30 mm

**Tabelle 7.2:** In der Auswertung angesetzte Faktoren  $\alpha_{\text{lokal}}$  für Lochsteine

In Bild 7.7 sind die Versuche in Lochziegeln dargestellt. Die Versuche wurden in vertikaler und horizontaler Richtung mit dickem Anbauteil durchgeführt. In Bild 7.7 a sind die Serie mit horizontaler Belastung im T9-Stein und die fünf Serien mit zwei Hüsendurchmessern und drei Verankerungslängen an zwei Setzpositionen in der Wand aus Hlz12-Steinen abgebildet. Bild 7.7 b zeigt die vier Serien in der Bcr07-Wand mit drei Hüsentypen. In den Wänden aus Hlz12- und im Bcr07-Steinen wurde jeweils bei einem Hüsentyp die Belastungsrichtung variiert (vertikal und horizontal), ein signifikanter Einfluss auf die Höchstlasten kann jedoch nicht festgestellt werden. Der Vergleich zwischen den Werten aus den insgesamt 10 Versuchsserien (42 Einzelversuche)  $V_{u,\text{Test}}$  und der Berechnung  $V_{u,\text{Rechnung}}$  ergibt bei einem Mittelwert von 0,99 und einem Variationskoeffizienten von 16,7% insgesamt eine gute Übereinstimmung. Eine getrennte Auswertung der einzelnen Steine ergibt ähnliche Werte (siehe Bild 7.7).

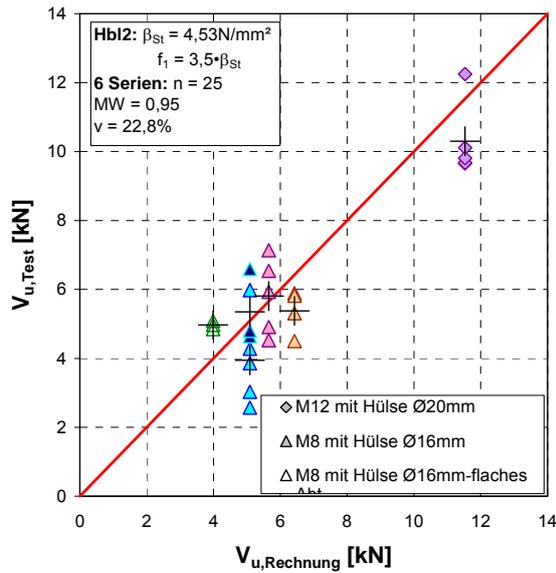


a) in Hlz12 und T9 (Typ Hochlochziegel)

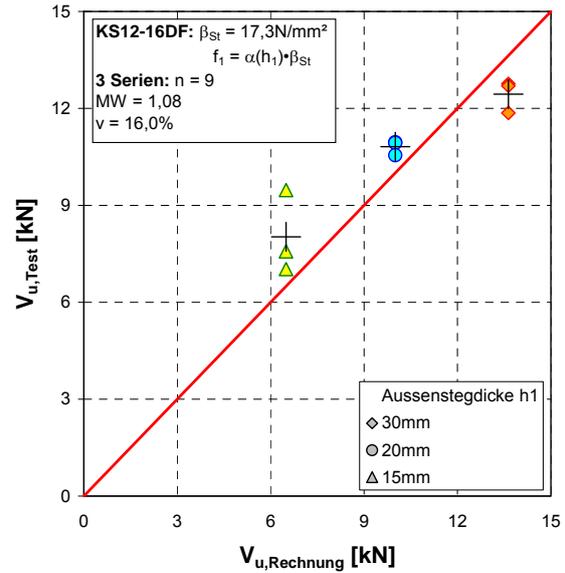
b) in Bcr07 (Typ Langlochziegel)

**Bild 7.7:** Vergleich der gemessenen Höchstlasten  $V_{u,\text{Test}}$  aus den Versuchen mit den rechnerisch ermittelten Werten  $V_{u,\text{Rechnung}}$  nach Gleichung (7.18) in Lochziegeln (dickes Anbauteil)

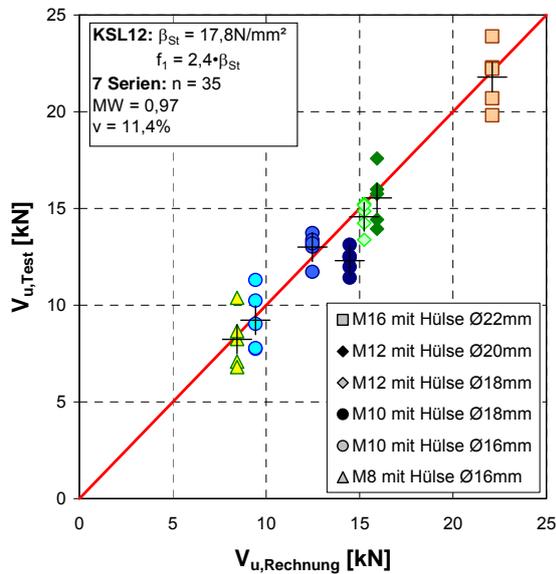
Bild 7.8 zeigt die Versuche in den Leichtbetonhohlblöcken und in den Kalksandlochsteinen.



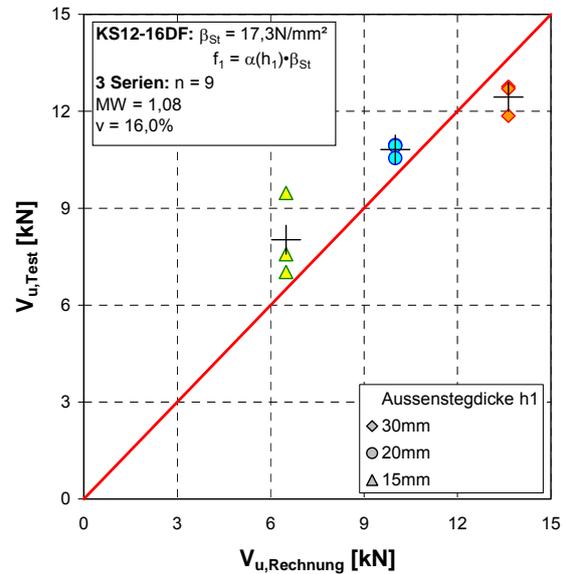
a) in Hbl2



b) in Ksl6



c) in Ksl12

d) in KS12 mit variiertem Außenstegdicken  $h_1$ ; Dübel M8-Ø16mm-130mm

**Bild 7.8:** Vergleich der gemessenen Höchstlasten  $V_{u,Test}$  aus den Versuchen mit den rechnerisch ermittelten Werten  $V_{u,Rechnung}$  nach Gleichung (7.18) in Leichtbetonhohlblocksteinen (versch. Anbauteile) und in Kalksandlochsteinen (dickes Anbauteil)

In den Hbl2-Steinen nach Bild 7.8 a) wurden 6 Serien (25 Einzelversuche) mit zwei Hülsen- bzw. Ankerstangendurchmessern durchgeführt, davon fünf Serien mit dickem und eine mit flachem Anbauteil. Der Vergleich zwischen den Versuchswerten  $V_{u,Test}$  und der Berechnung  $V_{u,Rechnung}$  liefert einen Mittelwert von 0,95 bei einem Variationskoeffizienten von 22,8% und damit eine brauchbare Übereinstimmung.

In den Ksl6-Steinen wurden vier Serien (12 Einzelversuche) mit zwei Dübeltypen geprüft, die jeweils in vertikaler und horizontaler Richtung gezogen wurden (Bild 7.8 b). Mit den 7 Serien in den Ksl12-Steinen erfolgte die größte Versuchsanzahl je Lochsteinart (Bild 7.8 c). Hier wurden sechs verschiedene Dübel (35 Versuche) untersucht. Bei den kerngebohrten KS12-16DF-Steinen nach Bild 7.8 d) wurden die Außenstegdicken in drei Serien (9 Versuche) variiert, so dass sich die lokalen Erhöhungsfaktoren  $\alpha_{lokal}$  hier unterscheiden (vgl. Abschnitt 6). Die Werte  $V_{u,Test}$  aller Ver-

suche in Kalksandlochstein betragen zur Berechnung  $V_{u,Rechnung}$  im Mittel 1,01 bei einem Variationskoeffizienten von 12,4% und zeigen damit eine gute Übereinstimmung.

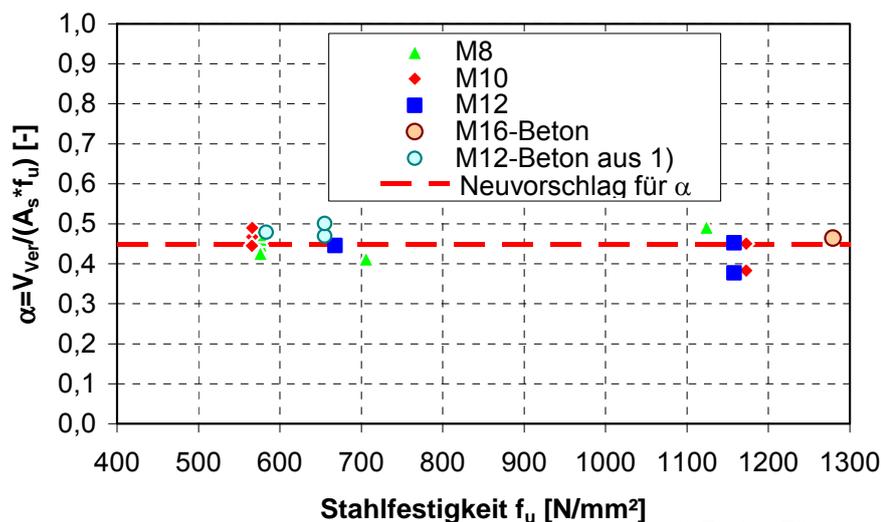
Die Auswertung der gezeigten 30 Serien mit insgesamt 123 Einzelversuchen in Lochsteinen liefert einen Verhältniswert  $V_{u,Test}/V_{u,Rechnung} = 0,98$  bei einem Variationskoeffizienten von 16,3%. Damit wird auch für die Lochsteine eine insgesamt gute Übereinstimmung zwischen den Versuchswerten und der Berechnung erzielt. Die Anwendbarkeit der Ansätze ist damit gegeben.

#### 7.1.4 Stahlversagen

Aus den in Abschnitt 4.3.2.2.5 dargelegten Ergebnissen geht hervor, dass die Berechnung der mittleren Stahlbruchlasten nach Gleichung 2.27 mit dem Faktor  $\alpha=0,6$  für eine Berechnung in Mauerwerk zu hohe Lasten liefert. Bei Vernachlässigung der beiden Serien, die im Übergangsbereich zum lokalen Materialversagen liegen, ergibt sich der Mittelwert bei den verbleibenden 13 Serien zu  $\alpha=0,45$  bei einem Variationskoeffizienten von 5,0%. Bild 7.9 zeigt die Verteilung der mittleren Werte  $\alpha$  aller Versuchsserien in Vollsteinmauerwerk und den Wert  $\alpha = 0,45$  als gestrichelte (rote) Linie.

Weiterhin mit abgebildet sind die in ungerissenem Beton ( $f_{c,cube} = 26 - 34 \text{ N/mm}^2$ ) durchgeführten Serien mit der Größe M16 aus dieser Arbeit und für die Größe M12 aus *Fuchs/ Eligehausen (1989) und (1990)*, bei denen die vorhandenen Stahlfestigkeiten ermittelt wurden. Auch diese Werte bewegen sich in einem Bereich zwischen  $\alpha = 0,45$  und 0,50.

Bei Ansatz der Nennfestigkeiten steigt der Faktor im Mittel auf  $\alpha = 0,73$ , schwankt aber zwischen Werten von 0,39 und 0,88, so dass der Variationskoeffizient auf 18,5% ansteigt. Ursache hierfür sind maßgeblich die stark unterschiedlichen Überfestigkeiten in Abhängigkeit der Stahlgüte.



1) Fuchs/ Eligehausen (1989) und (1990)

**Bild 7.9:** Verteilung der Verhältniswerte  $\alpha$  von Stahlbruchlast zu zentrischer Zugtragfähigkeit der Ankerstange um den Wert  $\alpha=0,45$  in Abhängigkeit der ermittelten Stahlfestigkeit

Für die Berechnung der mittleren Höchstlasten bei Stahlversagen durch Abscheren in Mauerwerk ergibt sich damit ein Ansatz nach Gleichung (7.19).

$$V_{u,s} = \alpha \cdot A_s \cdot f_u \quad [\text{N}] \quad (7.19)$$

mit:

$\alpha$  = 0,45 für Injektionsdübel in Mauerwerk

$f_u$  = Ist-Stahlfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

## 7.2 Dübelgruppen ohne Randeinflüsse

Bei Dübelgruppen können dieselben Versagensarten wie bei Einzeldübeln auftreten. Als weiterer maßgebender Einflussparameter ist allerdings der Achsabstand  $s$  zwischen den Dübeln zu berücksichtigen. In der Mehrzahl der in Abschnitt 4.5 beschriebenen Versuche wurden die Zweifachbefestigungen seriell angeordnet und handelsübliche Injektionsdübelssysteme verwendet, die zudem in Steinen gesetzt wurden, bei denen eine möglichst geringe Tragfähigkeit zu erwarten war. Aus diesen Gründen wurde immer ein lokales Versagen der Dübel erreicht. Im Folgenden werden deshalb zunächst die Überlegungen für das lokale Versagen vorgestellt und im Anschluss die theoretischen Untersuchungen auf andere Versagensarten erweitert.

### 7.2.1 Lokales Materialversagen bei Gruppenbefestigungen

Die Versuchsergebnisse mit Zweifachbefestigungen (Abschnitt 4.5) zeigen, dass erst bei Überschreitung von bestimmten Achsabständen die doppelte Tragfähigkeit eines Einzeldübeln erzielt wird.

Der zugehörige kritische Achsabstand hängt von der aufnehmbaren Druckkraft vor dem Dübel ab. Bei der Belastung werden die Druckspannungen ausgehend vom Dübel in das umgebende Steinmaterial eingeleitet und fächern sich dabei auf. Liegt ein zweiter Dübel im Bereich dieser sog. Druckzwiebel, so wird deren Ausbildung gestört. Die ungünstigere Belastungsart in Bezug auf eine Zweifachbefestigung stellen dabei in Lastrichtung hintereinander liegend (seriell) angeordnete Dübel dar. Da die Dübel bei Belastung auf der lastabgewandten Seite vom Bohrloch abreißen, verringert sich der wirksame Bereich zur Aufnahme der Querlasten zwischen zwei seriell belasteten Dübeln um den Bohrlochdurchmesser. Weiterhin wird der Bereich durch die erforderliche Verschiebung bis zum Erreichen der Traglasten verkleinert. Unterschreitet der Achsabstand zwischen zwei Dübeln nun einen kritischen Wert, dann übersteigt die Belastung eines Dübeln die verbliebene Tragfähigkeit des Untergrundes. In diesem Fall erreicht die Tragfähigkeit der Zweiergruppe nicht mehr die doppelte Tragfähigkeit des Einzeldübeln.

Bei Lochziegeln können neben diesen Mechanismen weitere Effekte aufgrund des spröden Materialverhaltens auftreten, wenn große Steinlochabmessungen und kleine Stegdicken vorliegen. Das lokale Versagen des Außensteges tritt dabei bei Zweifachbefestigungen wechselweise vor den Dübeln auf, so dass die Höchstwerte zu verschiedenen Zeitpunkten erreicht werden und die Gesamtlast nicht den doppelten Einzelwert erreichen kann. Ein Lastübertrag auf angrenzende Querstege oder den nächsten Innensteg findet dabei aufgrund der Steinlochgröße und den damit verbundenen großen Abständen zwischen Dübeln und Stegen nicht statt. Weiterhin können Verfüllungen der Hohlräume durch leicht gebundene Dämmstoffe störend wirken, weil sie während der Montage nachrieseln und leere Bereiche zwischen zwei Dübeln hinterlassen, so dass sich die Tragfähigkeit einer der Dübel gegenüber einem Einzeldübel verringert und somit für die Gruppe nicht die zweifache Einzeltragfähigkeit

erreicht wird. Letztlich wurde bei einigen Zweifachbefestigungen das Abspalten bzw. Abscheren von ganzen Teilen der Außenwand (des äußeren Steges) beobachtet.

Der zuerst beschriebene Versagensablauf tritt neben den Vollsteinen auch in Kalksandlochsteinen nach *DIN V 106*, Leichtbetonhohlblocksteinen nach *DIN V 18151-100* und Hochlochziegeln nach *DIN V 105-100* auf. Wie die Ergebnisse in den entsprechenden Steinen in Abschnitt 4.5.4.1 zeigen, schneiden alle Ausgleichsgeraden der Mittelwerte für serielle Belastung den Wert 2,0 bis zu einem Achsabstand von ca. 125 mm (Bild 4.61), so dass dieser als kritischer Achsabstand  $s_{\text{crit}}$  anzusehen ist, ab dem die doppelte Tragfähigkeit des Einzeldübels erreicht wird. Durch die geringere Überschneidung der Lasteinleitungsflächen bei parallel am Anbauteil angreifender Querlast ist der kritische Achsabstand orthogonal zur Lastrichtung kleiner, wie die beiden Serien in Vbl2 und Hlz12 zeigen (Bild 4.61 a und b). Um jedoch das Verfahren auch bei in beliebiger Richtung angreifender Querlast einfach zu handhaben, wird auf der sicheren Seite liegend ein einheitlicher kritischer Randabstand festgelegt.

Ein Mindestabstand ist vor allem aus montage-technischen Gründen sinnvoll. Zur Vermeidung der Überschneidung von Abplatzungen, vor allem auf Innenseite der Außenstege bei Lochsteinen, sollten deshalb in Anlehnung an die Regelungen für Zugkräfte in *ETAG 029* ein Wert von  $s_{\text{min}} \geq 50 \text{ mm} \geq 3d_0$  für Voll- und Lochsteine eingehalten werden. Basierend auf den Versuchsergebnissen wird Gleichung (7.20) zur Berechnung der mittleren Tragfähigkeit einer Zweifachbefestigung bei lokalem Materialversagen vorgeschlagen. Bei Vierfachbefestigungen ist der Beiwert in beide Richtungen zu ermitteln und miteinander zu multiplizieren.

$$V_{u,lm} = V_{u,lm}^0 \cdot \left( 1 + \frac{s}{s_{\text{cr},V,lm}} \right) \leq 2V_{u,lm}^0 \quad [\text{N}] \quad (7.20)$$

mit:

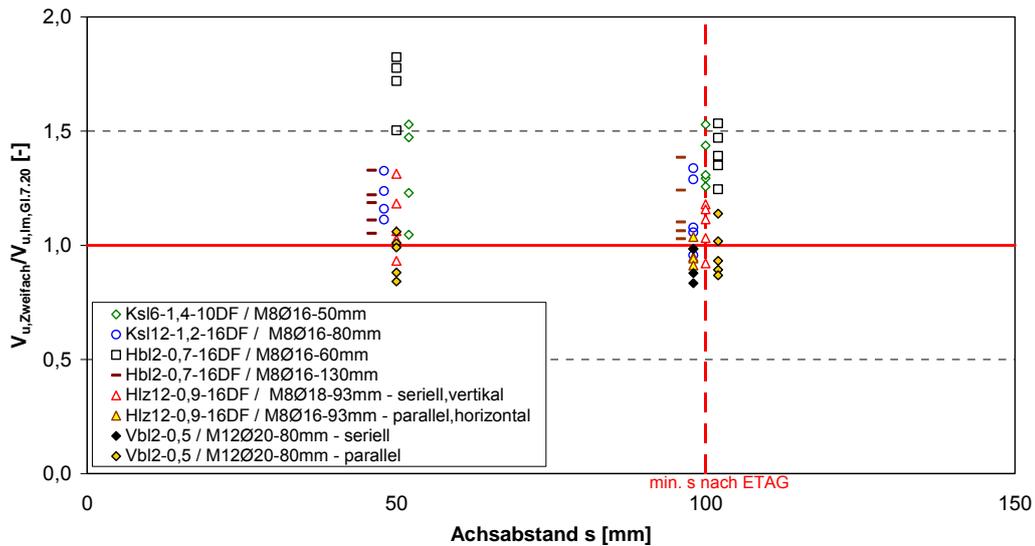
$V_{u,lm}^0$  = mittlere Tragfähigkeit des Einzeldübels bei lokalem Materialversagen nach Abschnitt 7.1.3

$s$  = vorh. Achsabstand; einzuhaltender Mindestwert  $s_{\text{min}} \geq 50 \text{ mm} \geq 3d_0$  [mm]

$s_{\text{cr},V,lm}$  = 125 mm kritischer Achsabstand bei lokalem Materialversagen

Bild 7.10 zeigt das Verhältnis der Höchstlasten in den Versuchen zur Berechnung nach Gleichung (7.20). Es wurden Achsabstände von 50 mm und 100 mm untersucht. Zur besseren Darstellung sind einige Serien um 1 mm bzw. 2 mm verschoben abgebildet.

Bei den untersuchten Dübeln in Vbl2-Vollsteinen und in den Hochlochziegeln werden die Tragfähigkeiten sehr gut erfasst. Bei den Kalksandlochsteinen und den Leichtbetonhohlblöcken wird die Tragfähigkeit in der Regel unterschätzt. Bei den Dübeln mit reduzierter Einbindetiefe - hier liegen nur Versuche im Außensteg der Leichtbetonhohlblöcke vor - wurde die doppelte Tragfähigkeit des Einzeldübels in den Versuchen mit Zweifachbefestigungen bereits unter 100 mm Achsabstand erreicht. Da hier die Bezugslasten für die Einzeldübel bereits geringer sind, ist die Belastung für den Stein geringer und eine Überlagerung der belasteten Bereiche findet erst bei kleineren Achsabständen statt. Ein ähnliches Verhalten ist bei Vollsteinen bei Dübeln mit geringer Einbindetiefe zu erwarten. Eine weitere Unterscheidung der kritischen Achsabstände könnte daher anhand der Dübelgeometrie, vornehmlich der Verankerungstiefe, erfolgen. Hierzu sind allerdings weitere Untersuchungen erforderlich.



**Bild 7.10:** Verhältnis der Querlasttragfähigkeit von Zweifachbefestigungen aus Versuchen zur Bemessung nach Gleichung (7.20)

Der oben beschriebene Versagensmechanismus des Abspaltens bzw. Abscheren von ganzen Teilen der Außenwand tritt bei Leichtlanglochziegeln mit dünner Außenwandung und Leichtlangloch-Ziegelplatten nach *DIN EN 771-1* europaweit bzw. *DIN 105-5* in Deutschland und *NF P 13-301* in Frankreich und bestimmten Hochlochziegeln mit großen Lochabmessungen nach bauaufsichtlicher Zulassung (hier T9 mit Z-17.1-674) auf. Werden hier keine speziellen Versuche mit Gruppenbefestigungen durchgeführt, ist pro Befestigungspunkt unabhängig von der Anzahl der Dübel nur die Tragfähigkeit des Einzeldübel nach Abschnitt 7.1.3.3.1 anzusetzen. Als Mindestabstand zwischen zwei Befestigungspunkten sind die Abmessungen der Mauersteine in der jeweiligen Richtung anzusetzen.

### 7.2.2 Zugversagen bei Gruppenbefestigungen

Die Regelungen für Einzeldübel aus Abschnitt 7.1.2 gelten sinngemäß auch für Gruppenbefestigungen. Bei dickem Anbauteil ( $t_{\text{fix}} \geq d_s$ ), Verankerungstiefen bis einschließlich 60 mm und einem Verhältnis  $h_{\text{ef}}/d_s \leq 4,0$  kann die Berechnung nach Gleichung 2.30 auf der sicheren Seite mit dem Vorfaktor  $k_1 = 1,0$  erfolgen.

Bei flachem oder nur leicht drehbehindertem Anbauteil erfolgt die Bemessung analog wie für Einzeldübel bei lokalem Materialversagen nach Abschnitt 7.2.1.

### 7.2.3 Stahlversagen bei Gruppenbefestigungen

Bei Gruppenbefestigungen können die Vorgaben aus *ETAG 001*, Anhang C, für Befestigungen in Beton sinngemäß auf Befestigungen in Mauerwerk übertragen werden. Dabei werden alle  $n$  Dübel zur Lastübertragung angesetzt, wenn das Lochspiel die dort angegebenen Werte nicht überschreitet und der Randabstand über  $10h_{\text{ef}}$  beträgt. Wird eine dieser Bedingungen nicht eingehalten, werden nur die Dübel mit den ungünstigsten Verhältnissen herangezogen. Die Bemessung hat für den bzw. die am höchsten belasteten Dübel zu erfolgen. Die Tragfähigkeit für Injektionsdübel in Mauerwerk bei der Versagensart Stahlbruch berechnet sich dabei nach Gleichung (7.19) in Abschnitt 7.1.4. Eine weitere Reduktion für Stähle mit niedriger Duktilität ist nicht erforderlich, da die Tragfähigkeit in Gleichung (7.19) bereits gegenüber einer Bemessung in Beton reduziert ist und Befestigungen in Mauerwerk i. d. R. ein duktileres Tragverhalten als in Beton aufweisen.

## 7.3 Einzel- und Gruppenbefestigungen mit Randeinflüssen

### 7.3.1 Vollsteine

#### 7.3.1.1 Kantenbruch ohne Formateinfluss beim Einzeldübel

Aus den Versuchsergebnissen in Abschnitt 4.4.4.1 geht hervor, dass eine Berechnung der Höchstlasten in Vollsteinen für Kantenbruch nach ETAG 029 nur stark auf der sicheren Seite liegende Werte liefert. Bei Versuchen in großen Steinen, bei denen keine formatbedingten Einflüsse vorliegen, werden die Traglasten deutlich unterschätzt. Allerdings nimmt bei Belastung zum freien Rand der Unterschied mit zunehmendem Randabstand tendenziell ab. Speziell ist dies bei den niederfesten Vbl2-Steinen der Fall. In den großformatigen Kalksandsteinen liegen die Versuchswerte im Mittel um mehr als den Faktor 2,0 über den berechneten Werten.

Auf Grundlage der wenigen durchgeführten Serien sind die maßgebenden Einflüsse bei reinem Kantenbruch ohne Beeinflussung durch lastparallele Ränder oder der Bauteildicke nicht genauer zu erfassen. Die Halbierung der in Beton gültigen Werte (bei Belastung zum freien Rand) erscheint jedoch nicht für alle Steinarten gerechtfertigt.

#### 7.3.1.2 Gruppen- und Formateinflüsse am Randstein des Mauerwerks

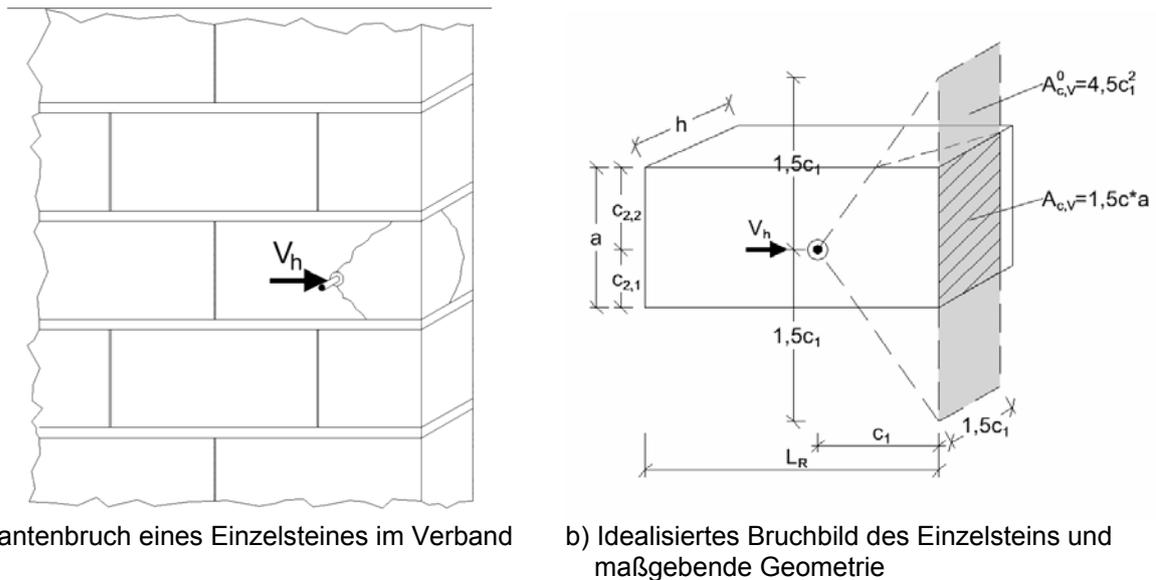
##### 7.3.1.2.1 Kantenbruch mit Formateinflüssen

Bei den kleinformatigeren Steinen Mz12-2DF und KS12-4DF ist gegenüber den Steinen mit großen Abmessungen auffällig, dass die Höchstlasten bei einer Belastung zum freien Rand in der Bemessung nach ETAG teilweise überschätzt werden. Die Ursache dafür liegt an Einflüssen durch die geringen Abmessungen der Steine, die ein vorzeitiges Versagen durch Spalten des Steines begünstigen. Die vorhandene Fuge aus Normalmörtel stellt mit ihren geringeren Werten für die Festigkeit und Steifigkeit eine Störstelle dar, so dass die Wandscheibe außerhalb des Steines, in dem verankert wird, nicht in vollem Maße zur Lastabtragung beitragen kann. Dies wird in der ETAG 029 nicht berücksichtigt. Weiterhin fehlen Regelungen zur Behandlung von Gruppenbefestigungen am Rand.

Bei randparalleler (vertikaler) Belastung können die Lasten nach dem Spalten des Steines noch weiter gesteigert werden. In den durchgeführten Versuchen wurde hier die Stahlversagenslast erreicht.

Für Mauerwerk, bei dem die Lastweiterleitung in die angrenzenden Steine über eine entsprechende Ausführung der Lagerfugen, z. B. durch Verwendung eines Spezialmörtels bzw. Klebers als Dünnbettmörtel, oder eine ausreichend hohe Auflast nicht sichergestellt ist, sollten die Dimensionen des Steines bei einer Belastung zum freien Rand berücksichtigt werden. Bei Gruppen ist hier weiterhin der Achsabstand  $s$  zu beachten.

Bei einem Kantenbruch bzw. Spalten des Steines kann dabei die Berechnung in Anlehnung an die Bemessung in Beton nach *ETAG 001* über projizierte Flächen erfolgen (vgl. Abschnitt 2.2.3.2), wobei die zusätzlichen Einflussfaktoren für weitere Ränder und die Bauteildicke nicht berücksichtigt werden. Bei der Berechnung der vorhandenen projizierten Fläche  $A_{c,v}$  sind die Abmessungen des einzelnen Randsteines (Höhe  $a$  und Breite  $h$ ) heranzuziehen (s. Bild 7.11). Dies ist insbesondere auch bei Verankerungen in den kleineren Endsteinen in jeder zweiten Steinlage (i. d. R. entsprechen diese dem halben Steinformat im Verband) und bei speziellen Verbandanordnungen zu beachten.



**Bild 7.11:** Einzelbefestigung unter Querlast im Randstein von Mauerwerk

Die reine Kantenbruchberechnung erfolgt nach Gleichung (7.22), wobei die Vorfaktoren  $k$  gegenüber Gleichung 2.55 für die hier verwendeten Mittelwerte durch den Faktor 0,7 dividiert wurden. Für randparallele Belastung gilt sie für Einzeldübel in allen Steinformaten. Für kleinformatige Steine mit zum freien Rand belasteten Einzeldübeln und randparallelen Zweiergruppen unter zum freien Rand oder parallel zum Rand gerichteter Querlast wird diese um die Reduktion durch die projizierten Flächen ergänzt, so dass sich dort die Traglast gemäß Gleichung (7.21) berechnet. Da Gleichung (7.21) ab dem vollständigen Durchreißen des Steines bei ansteigendem Randabstand  $c_1$  weiter abnehmende Werte liefern würde, wird analog zu den Empfehlungen in *Eligehausen/ Mallée/ Silva (2006)* für Befestigungen in dünnen, schmalen Betonkörpern ein maximaler, rechnerisch ansetzbarer Randabstand  $c_1^*$  für Steine definiert, der dem größeren der beiden Werte  $a/3$  und  $h/1,5$  entspricht.

$$V_{u,c} = \frac{A_{c,v}}{A_{c,v}^0} \cdot V_{u,c}^0 \quad [\text{N}] \quad (7.21)$$

$$V_{u,c}^0 = k \cdot (h_{ef}/d_{nom})^{0,2} \cdot \sqrt{d_{nom}} \cdot \sqrt{\beta_{St}} \cdot c_1^{1,5} \quad [\text{N}] \quad (7.22)$$

mit:

$$k = \begin{cases} 0,36 & \text{bei Belastung zum freien Rand} \\ 0,64 & \text{bei Belastung parallel zum freien Rand} \end{cases}$$

$d_{nom}$  = Außendurchmesser des Dübels [mm]

$\beta_{St}$  = Steindruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$c_1$  = anzusetzender Abstand zum Rand des Mauerwerks mit Maximalwert bei Belastung zum freien Rand:  $c_1^* = \max(a/3; h/1,5)$  [mm]

$a$  = Höhe des Einzelsteines (nur bei fehlendem Lastübertrag über Fuge) [mm]

$h$  = Breite des Einzelsteines in Richtung der Wanddicke (Bauteildicke) [mm]

$A_{c,v}^0 = 4,5c_1^2$  [mm<sup>2</sup>] projizierte Fläche des Steinausbruchkörpers einer Einzelbefestigung bei Vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers; idealisiert als Pyramide mit den Basislängen  $1,5c_1$  und  $3c_1$

$A_{c,v}$  =  $(\min(3c_1 + s_{II}; 1,5c_1 + c_{2,1} + s_{II}; a) \cdot \min(1,5c_1; h))$  [mm<sup>2</sup>] vorhandene projizierte Fläche des Steinausbruchkörpers einer Einzel- oder Zweifachbefestigung; bei ansteigendem  $c_1$  wird der Ausbruchkörper durch die Bauteil-

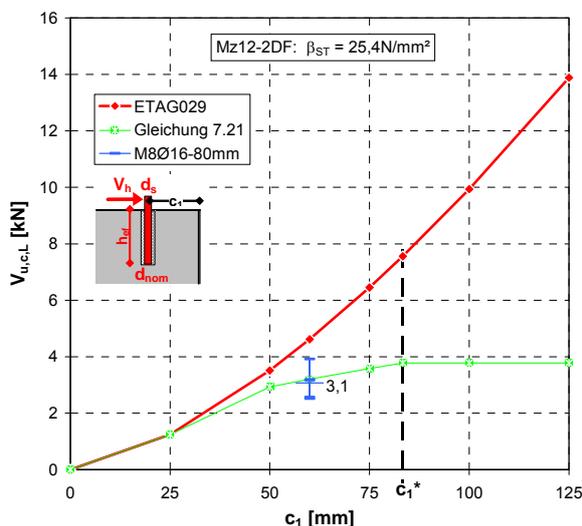
ränder in Höhe und Breite (Tiefe) begrenzt

$c_{2,1}; c_{2,2}$  = Abstände zu den Rändern orthogonal zu  $c_1$  mit  $c_{2,1} \leq c_{2,2}$  [mm]  
 $s_{II}$  = Achsabstand einer Zweifachbefestigung parallel zum Rand

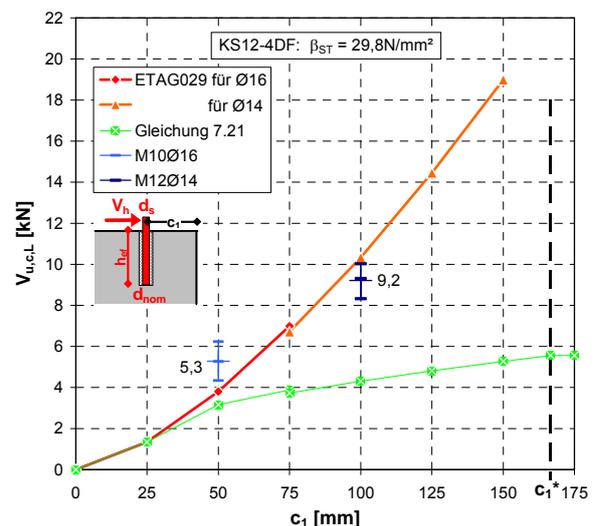
Zu beachten ist weiterhin, dass die Tragfähigkeit eines Einzeldübels maximal den Wert in der Fläche eines Verbandes nach Abschnitt 7.1 annehmen kann. Für Steine, bei denen das Format am Mauerwerksrand einen Einfluss hat, kann sich damit ein Übergangsbereich zwischen der Tragfähigkeit in der Fläche und am Rand ergeben. Dieser hängt maßgeblich von der Ausführung des Mauerwerks und den Abmessungen der Steine ab. Im nachfolgenden Kapitel werden dazu weitere Versagensmechanismen behandelt.

Eine Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse bei Belastung parallel zum Rand mit dem auf Mittelwerte umgerechnet Ansatz nach ETAG 029 (Gleichung (7.22) ohne Ansatz von  $c_1^*$ !) wurde bereits in Bild 4.55 von Abschnitt Bild 4.4.4.1 gezeigt und erläutert.

In Bild 7.12 werden die Ergebnisse in den beiden o. g. Mauerwerkswänden für Belastung senkrecht zur Bauteilkante der Bemessung nach dem aktuellen Ansatz für die mittleren Lasten gemäß ETAG 029 (Gleichung (7.22) mit  $c_1$ ) und dem erweiterten Verfahren nach Gleichung (7.21) unter Berücksichtigung des Maximalwertes  $c_1^*$  gegenübergestellt. Mit abgebildet ist der maximal rechnerisch ansetzbare Randabstand  $c_1^*$ , ab dem Gleichung (7.22) in einen horizontalen Ast übergeht. Da in den Kalksandsteinen zwei verschiedene Dübelgrößen verwendet wurden, ergeben sich für die beiden untersuchten Randabstände leicht unterschiedliche Kurven in den Berechnungsgleichungen. Diese sind jeweils bis bzw. ab  $c_1 = 75$  mm dargestellt. Der Randabstand  $c_2$  entsprach in den Versuchen jeweils der halben Steinhöhe a.



a) in Mz12-2DF



b) in KS12-4DF

**Bild 7.12:** Einfluss des Randabstandes  $c_1$  auf die Tragfähigkeiten  $V_{u,c,L}$  von Injektionsdübeln bei Belastung zum freien Rand und Vergleich mit Bemessungsansätzen

In den Mauerziegeln liefert Gleichung (7.22) nahezu den in den Versuchen erreichten Mittelwert während bei den Kalksandsteinen die Lasten deutlich unter den Versuchswerten liegen. Der tendenzielle Verlauf der Kurve mit einem allmählichen Abflachen bildet die Versuchswerte allerdings besser ab als die Berechnung nach ETAG 029.

Wie bei den in Abschnitt 4.4.4.1 vorgestellten Versuchen in Kalksandsteinen ohne Formateinfluss bereits festgestellt wurde, ergibt Gleichung (7.22) (n. ETAG 029) dort um den Faktor 2,0 zu geringe Werte (s. a. Abschnitt 7.3.1). Legt man ein ähnliches Verhältnis bei den hier verwendeten 4DF-Steinen zugrunde, so liegt die Berechnung nach Gleichung (7.22) im Bereich der Versuchswerte.

### 7.3.1.2.2 Herausziehen von Randsteinen aus dem Verband unter Querlast zum Rand

#### Verankerung im Randstein

Gewährleistet die Lagerfuge bei einer Verankerung im Randstein unter Querbelastung zum freien Rand nur eine unzureichende Lastweiterleitung in die angrenzenden Steine (vgl. Abschnitt 7.3.1.2.1), so kann es zu einem vorzeitigen Versagen kommen, bevor ein Kantenbruch oder Spalten des Steines eintritt. Bei diesem Versagensmechanismus wird der Randstein als ganzes durch das Mörtelbett aus dem Verband gezogen, nachdem die Scherfestigkeit des Mauermörtels überschritten wurde. Dieses Versagen begrenzt dann die Tragfähigkeit einer Dübelbefestigung am freien Rand. Derselbe Mechanismus tritt ein, wenn direkt in der Stoßfuge verankert wird und die Stoßfuge nicht oder unvollständig vermörtelt wurde oder die Zugfestigkeit des Mauermörtels geringer als die der Steine ist. In diesem Fall wird der angrenzende Randstein herausgeschoben. Nach *DIN 1053* ist für Mauerwerk ein Versatz von mindestens dem 0,4-fachen der Steinhöhe  $a$  und mindestens 45 mm zwischen den verschiedenen Reihen vorgeschrieben. Da deshalb bei den Lagen des Mauerwerks am Rand auf einen ganzen Stein ein kleinerer Stein folgt (meist besitzt dieser die halbe Größe), stellt eine Verankerung in dieser Reihe den ungünstigeren Fall dar (vgl. den Aufbau des Mauerwerkes in Bild 7.11 und Bild 7.13).

Die Berechnung der Traglast kann analog den Regelungen in *ETAG 029* für Herausziehen des Steines aus dem Verband unter zentrischem Zug erfolgen (Gleichung 2.53), wobei eine ggf. vorhandene Vermörtelung der Stoßfugen bei Verwendung von Mauermörtel aufgrund dessen geringer Zugtragfähigkeit vernachlässigt wird. Für das Herausziehen eines Randsteines aus dem Verband ergibt sich demnach die charakteristische Tragfähigkeit wie folgt:

$$V_{Rk,pb} = 2 \cdot L_R \cdot h \cdot (0,5 \cdot f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d) \quad [N] \quad (7.23)$$

mit:

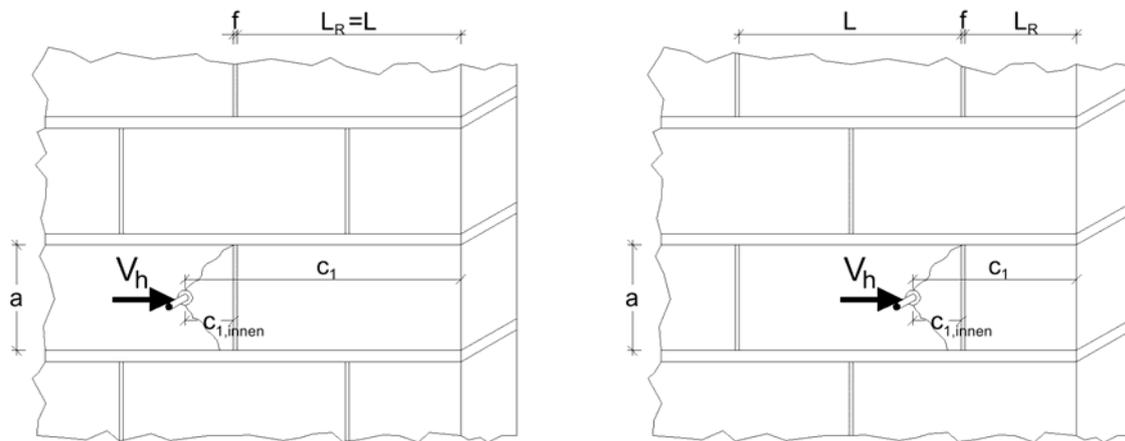
$L_R / h$  = Länge/ Breite des Randsteines [mm]

$\sigma_d$  = Bemessungswert der Druckfestigkeit senkrecht zur Scherbelastung [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{vko}$  = Haftscherfestigkeit von Normalmörtel ohne Auflast nach *EC 6*, Tabelle 3.4 [N/mm<sup>2</sup>]

#### Verankerung im ersten Innenstein

Bei einer Verankerung im auf den Randstein nachfolgenden Innenstein kann eine Kombination aus den oben vorgestellten Versagensmechanismen Kantenbruch bzw. Durchreißen des Steines und Herausschieben des Randsteines auftreten, vornehmlich wenn die Stoßfuge nicht oder unvollständig vermörtelt ist. In Bild 7.13 sind mögliche Setzpositionen in den beiden Steinlagen und die zugehörigen Abmessungen des Verbandes dargestellt.



a) in Lage mit ganzem Randstein

b) in Lage mit kleinformatigerem Randstein

**Bild 7.13:** Befestigungen unter Querlast im ersten Innenstein und maßgebende Abmessungen

Ist die Kantenbruchlast des inneren Steines bezogen auf den Abstand der Befestigung zur Stoßfuge  $c_{1,innen}$  geringer als die Tragfähigkeit des Steines auf Herausziehen, erfolgt zunächst ein Kantenbruch am inneren Stein. Danach schließt sich der Spalt in der Stoßfuge und der Randstein wird belastet. Voraussetzung ist, dass der vorhandene Spalt nicht zu breit ist und der Dübel nicht vorzeitig aus dem Bohrloch gezogen wird. Als Höchstwert für die Spaltbreite können 2 mm angenommen werden. Kann der Wert nicht garantiert werden, so hat zunächst generell eine Minderung der Traglast nach Abschnitt 7.3.3 zu erfolgen.

Bei Verankerungen bis zur Mitte des inneren Steines ( $L_R + f < c_1 \leq L/2 + L_R + f$ ) kann auf der sicheren Seite liegend angenommen werden, dass nur der Randstein zur Lastübertragung in den Verband mitwirkt. Der Randstein kann dabei ein ganzer Stein sein (Bild 7.13 a) oder ein kleineres Format, i. d. R. das halbe Steinformat, aufweisen (Bild 7.13 b). Beträgt die Herausziehlast des Randsteines nach Gleichung (7.23) weniger als die Versagenslast des Dübels bzw. der Dübelgruppe in der Fläche (n. Abschnitten 7.1 bzw. 7.2), so wird er aus dem Mörtelbett geschoben.

Für Verankerungen, die größere Abstände zum Rand aufweisen ( $c_1 \geq L/2 + L_R + f$ ), sind weitergehende Ansätze erforderlich. Allerdings kann davon ausgegangen werden, dass bei größeren Abständen für die in Mauerwerk üblichen Dübelgrößen und Steinformate recht bald die Tragfähigkeit in der Fläche erreicht wird. Zur genaueren Erfassung der Tragfähigkeit und zur Überprüfung der Ansätze sind weitere Untersuchungen erforderlich.

### 7.3.2 Lochsteine

#### 7.3.2.1 Allgemeines

In Lochsteinen sind zunächst dieselben Parameter zu betrachten wie in Vollsteinen. Die tatsächlichen Auswirkungen sind jedoch in höchstem Maße von der Lochausbildung in den Steinen und der Setzposition abhängig. Während Lochziegel eine eher gleichmäßige Verteilung der Öffnungen und Stege in Bezug auf die Verankerung eines Dübels aufweisen, kann es z. B. beim Setzen am Rande von Kalksandlochsteinen auch vorkommen, dass im Vollmaterial verankert wird. Damit kann dort unter Umständen eine höhere Tragfähigkeit erreicht werden, als weiter innerhalb des Steines bei Verankerung in Bereich eines Steinloches. Allgemein ist festzustellen, dass bei Ermittlung der Lasten an einer ungünstigen Position in der Fläche des Steines (geringe Aussenstegdicke bei großer nachfolgender Lochung) die Tragfähigkeit bereits gegenüber einer Verankerung im Vollstein reduziert ist, so dass weitere Einflüsse aus Steinrändern bei gleichen Abständen wie im Vollstein geringere Auswirkungen als in Vollsteinen haben.

Ein Steinauszug unter Querlast wie oben für Vollsteine beschrieben erscheint dem Autor aus zweierlei Hinsicht bei Lochsteinen ausgeschlossen. Zum Einen ergeben sich aufgrund der Lochung geringere Tragfähigkeiten für den Stein selbst. Zum Anderen dringt der Mauermörtel bei der Erstellung der Wände in die Steinlöcher ein und bewirkt eine formschlüssige Verfüllung der Steinkammern, die maßgeblich zur Lastübertragung beiträgt, so dass die haltenden Kräfte deutlich größer sind als bei Vollsteinen. Meyer (2006) berichtet von zentrischen Auszugsversuchen mit Hochlochziegeln, bei denen immer Steinausbruch auftrat während bei Vollsteinen mit vergleichbarer Scherfläche ein Herausziehen erreicht wurde.

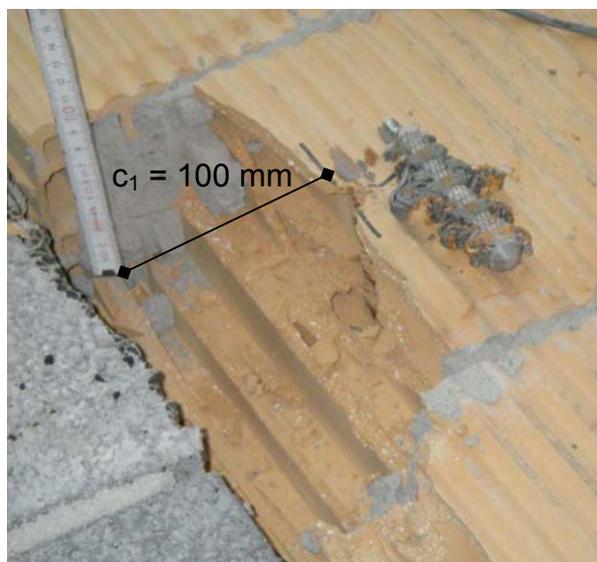
#### 7.3.2.2 Theoretische Überlegungen bei Verzicht auf spezielle Randversuche

Eine genauere Erfassung der Einflüsse bei Lochsteinen ist an dieser Stelle aufgrund der geringen Versuchsdaten und der großen Variationsbreite bei Lochsteinen nicht möglich. Da einerseits in den in Abschnitt 4.4.3.2 vorgestellten Versuchen einzelne Höchstwerte bei Querbelastung zum freien Rand im Bereich der Vorgaben für die charakteristischen Werte in *ETAG 029* liegen und bei kleineren Steinformaten und ggf. geringeren Festigkeiten als den dort verwendeten Hlz12-1,2-16DF-Steinen mit noch geringeren Tragfähigkeiten zu rechnen ist, sollte die charakteristische Kantenbruchlast bei Belastung zum freien Rand, die ohne weiteren Nachweis angenommen werden darf, reduziert werden, um ein ausreichendes Sicherheitsniveau zu erhalten. Wie aus Abschnitt 4.5.4.2 hervorgeht, ergibt sich bei Zweifachbefestigungen keine Traglasterrhöhung, wenn die Steine bereits bei einer Einzelbefestigung spalten. Die Hlz12-Steine in den Versuchen spalteten alle entlang der Steinoberfläche in Lochungsrichtung auf der gesamten Steinhöhe von ca. 240 mm durch (Bild 7.14). Geht man nun von einem gängigen kleineren Steinformat von 2DF oder 4DF bei Lochsteinen aus, so besitzen diese mit 115 mm in etwa die halbe Höhe und damit die halbe zur Verfügung stehende Bruchfläche. Bei randparalleler Lastrichtung wurden in den Versuchen mindestens die doppelten Lasten gegenüber Belastung zum freien Rand erreicht. Deshalb wird eine Differenzierung des charakteristischen Wertes  $V_{Rk,c}$  für 100 mm Randabstand für eine Belastung zum freien Rand vorgeschlagen. Die Höchstlast je Befestigungspunkt, d. h. auch für eine Zweifachbefestigung, sollte halbiert werden auf  $V_{Rk,c,L} = 1,25$  kN, wenn keine speziellen Randversuche durchgeführt werden sollen. Für die randparallele Tragfähigkeit wird der Wert  $V_{Rk,c,II} = 2,5$  kN je Dübel beibehalten.

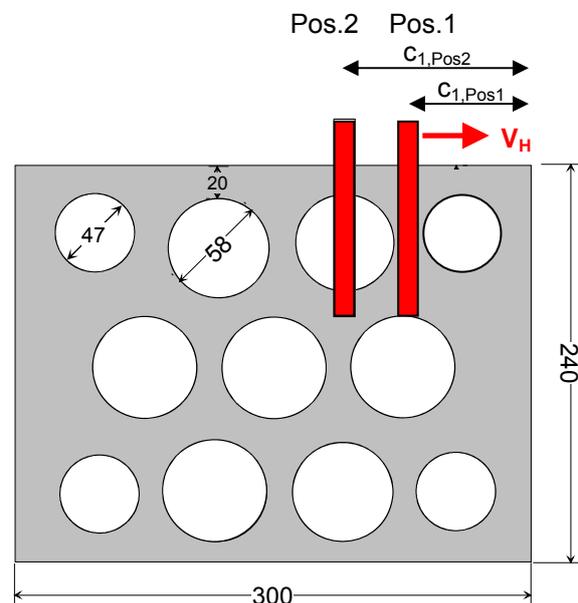
### 7.3.2.3 Vorgehen zur Optimierung der Tragfähigkeit und der Randabstände

Um das Potenzial von Verbunddübeln am Rande gerade auch gegenüber Kunststoffdübeln nutzen und bei geringeren Randabständen unter 100 mm setzen zu können, wird folgende Vorgehensweise vorgeschlagen.

Im Zuge eines Zulassungsverfahrens sind in den jeweiligen Steinen Querlastversuche mit Belastungsrichtung zum Rand mit dem vom Hersteller gewünschten Randabstand durchzuführen (Pos.1 mit  $c_{1,Pos1}$  in Bild 7.15). Weiterhin sind gleichartige Versuche mit Setzposition in der Mitte des nächsten Steinloches zu fahren, das auf die vorgenannte Setzposition von der Mauerwerks- bzw. Steinkante weg folgt (Pos.2 mit  $c_{1,Pos2}$  in Bild 7.15). Der niedrigere der beiden Werte wird als Kantenbruchlast  $V_{Rk,c,L}$  des Einzeldübeln festgelegt und gilt als konstanter Wert bis zu einem Randabstand  $c_1 = 100$  mm bzw. bis  $c_{1,Pos2}$ , wenn an Pos.2 der niedrigere Wert erreicht wird und  $c_{1,Pos2}$  mehr als 100 mm beträgt.



**Bild 7.14:** Kantenbruch in Hlz12-1,2-16DF unter Querlast zum Rand für  $c_1 = 100$  mm



**Bild 7.15:** Setzpositionen für Querlastversuche am Mauerwerksrand am Bsp. DIN V 106 – KSL 6-1,4-10DF

Trat bei den Versuchen mit Einzeldübeln ein Kantenbruch und kein Durchspalten des Steines auf, ist für eine Lasterhöhung bei Zweifachbefestigungen an der Stelle mit der niedrigeren Traglast (Pos.1 oder Pos.2) für die Einzelbefestigung die doppelte Tragfähigkeit bei Belastung zum Rand nachzuweisen. Ansonsten ist nur die Einzeltragfähigkeit anzusetzen. Diese Versuche sind mit  $s = s_{crit,Rand} = 125$  mm (vgl. Abschnitt 7.2.1) durchzuführen, um anderweitige Einflüsse auszuschließen.

Montagen mit geringeren Achsabständen bis  $s_{min,Rand} = 50$  mm sind möglich, wobei für  $s_{min,Rand}$  nur die Tragfähigkeit des Einzeldübeln angesetzt wird und für Zwischenabstände eine lineare Interpolation zu erfolgen hat.

Die randparallele Tragfähigkeit  $V_{Rk,c,II}$  kann mit dem Zweifachen des Wertes für die Tragfähigkeit senkrecht zum Rand  $V_{Rk,c,L}$  angesetzt werden, wenn bei Belastung zum freien Rand ein Kantenbruch entsteht.

Bei Lochsteinen kann weiterhin davon ausgegangen werden, dass ab ca. 250 mm Randabstand die volle Tragfähigkeit in der Fläche erreicht ist. Zur Ermittlung der Tragfähigkeit im Übergangsbereich bis 250 mm Randabstand kann vereinfachend eine lineare Interpolation der Werte am Steinrand und in Steinmitte erfolgen.

### **7.3.3 Behandlung von Fugen im Verband**

Aus den in Abschnitt 4.4 gezeigten Ergebnissen geht hervor, dass vollvermörtelte Fugen keine negativen Einflüsse auf die Querlasttragfähigkeit zeigen und daher keine Abminderung erforderlich ist. Dies gilt auch für Verankerungen direkt in vermörtelten oder nicht vermörtelten Fugen.

Bei Befestigungen mit einem Abstand zu unvollständig oder nicht vermörtelten Stoßfugen muss allerdings differenziert werden. Bei Stoßfugenbreiten bis 2 mm wurde in den Versuchen nach einem Kantenbruch bzw. Spalten des Steines durch das Schließen der Fuge nahezu die volle Tragfähigkeit in der Fläche erreicht. Übersteigt die Fugenbreite in diesen Fällen jedoch ein gewisses Maß, kann der Dübel vorzeitig aus dem Bohrloch gezogen werden, bevor sich die Fuge schließt. Nach *DIN 1053* sollen Stoßfugen nicht breiter als 5 mm sein. Kann dieser Wert nicht eingehalten werden, müssen die Fugen beim Mauern beidseitig an der Wandoberfläche mit Mörtel verschlossen werden. Als kritisch anzusehen ist daher ein Bereich der Stoßfugenbreite zwischen 2 und 5 mm. In diesen Fällen kann die Traglast vereinfacht wie bei der Bemessung für zentrischen Zug auf 75% der unbeeinflussten Traglast im Stein abgemindert werden.

Sind nicht vollvermörtelte Stoßfugenbreiten über 5 mm im Mauerwerk vorhanden, so ist bei der Bemessung wie bei einer Verankerung am freien Rand vorzugehen.

## 8 Untersuchungen zum Tragverhalten unter Schrägzuglast

In diesem Kapitel werden die Untersuchungen zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk unter Schrägzuglast beschrieben. Dazu wurden Versuche unter Schrägzuglasten und zentrischem Zug mit denselben Einzeldübeln unter ansonsten gleichen Bedingungen wie in den Serien unter reinem Querzug durchgeführt, um das Tragverhalten vergleichen zu können. Die Ergebnisse werden ausgewertet und bestehenden Regelungen gegenübergestellt.

Die Ergebnisse der zentrischen Zug- und Schrägzugversuche sind den Berichten *Welz (2008/1)* und *Welz (2009/2)* entnommen. Dort finden sich genauere Angaben zu Versuchsaufbau, Messeinrichtung und Montagedetails.

### 8.1 Durchführung der Versuche

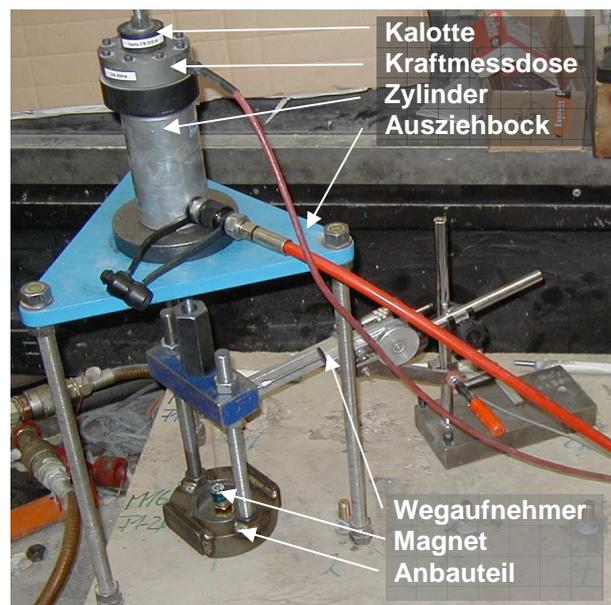
#### 8.1.1 Versuchskonfiguration und Montage

Die möglichen Versuchskonfigurationen in Bezug auf die Setzposition und Belastungsrichtung im Mauerwerksverband wurden in Abschnitt 4.1 erläutert. Die Ankergründe, die Montage und Eigenschaften der Dübel und die allgemeine Lastaufbringung und die Messdatenerfassung wurden in den Abschnitten 4.2 bzw. 3.1. und 3.2 beschrieben. In den Schrägzugversuchen wurden wie bei den zugehörigen Querlastversuchen vertikale (stoßfugenparallele) oder horizontale (lagerfugenparallele) Lasten in der Schwerachse der Dübel mit dicken Anbauteilen aus Stahl aufgebracht. Bei den zentrischen Zugversuchen erfolgte die Lastaufbringung in der Längsachse des Dübels.

#### 8.1.2 Versuchsaufbauten

##### 8.1.2.1 Zentrisch Auszugsversuche

Zur Vereinfachung des Versuchsablaufs wurden auch die zentrischen Zugversuche im liegenden Mauerwerk durchgeführt. Dazu wurde, nach einer in der stehenden Wand erfolgten Montage und dem Einhalten der Aushärtezeit des Mörtels, die Steine bzw. das Mauerwerk wieder flach abgelegt. Das Anbauteil wurde mit Dübel mit dem vom Hersteller angegebenen Drehmoment am Ankergrund befestigt und über zwei Gewindestangen mit einem Gegenstück verbunden, das an die Ausziehvorrichtung angeschlossen wurde (Bild 8.1). Diese bestand aus einem Ausziehbock, einem Hydraulikzylinder und der Kraftmessdose mit Kalotte. Bei den Versuchen betrug die lichte Abstützweite ca.  $4h_{ef}$ . Die Messung der Dübelverschiebung erfolgte direkt über einen auf den Dübelkopf angebrachten Magneten, der über ein dünnes Stahlseil mit einem Wegaufnehmer verbunden war. Die Halterung des Wegaufnehmers befand sich außerhalb der Ausbruchkegel auf dem Mauerwerk.

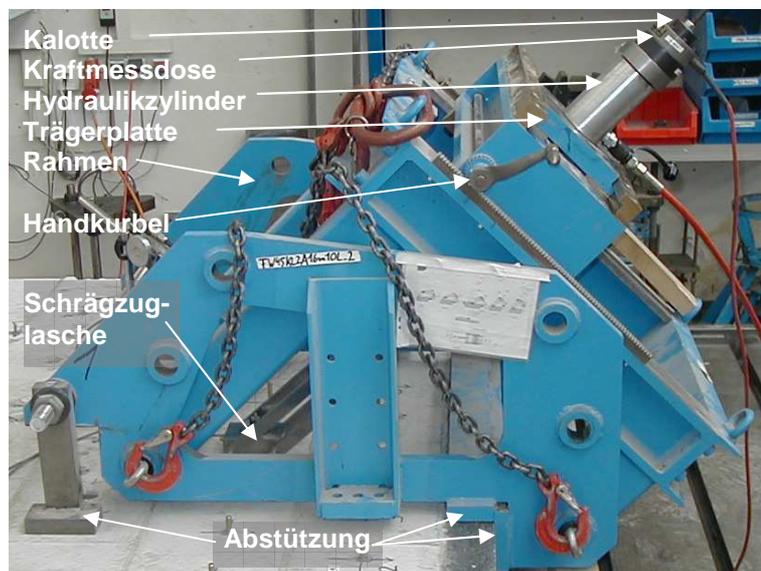


**Bild 8.1:** Belastungseinrichtung für zentrische Zugversuche mit weiter Abstützung und Direktmessung im liegenden Stein

### 8.1.2.2 Schrägzugversuche

Die geschalte Mauerwerksscheibe bzw. der Einzelstein wurde nach dem Aushärtvorgang flach auf dem Spannboden abgelegt. Die Schrägzugversuche erfolgten mit einer verstellbaren Vorrichtung („Schrägzuganlage“) nach Bild 8.2. Der Hydraulikzylinder wurde fest an einer horizontal verschiebbaren Trägerplatte angeschraubt, die sich in einem Rahmen befindet. Der Rahmen ist über eine Kurbel höhenverstellbar, so dass sich die Achse des Hydraulikzylinders bzw. der Zugstange genau auf die Dübelachse ausrichten lässt. Als Anbauteil diente für die Versuche unter  $45^\circ$  eine parallel geführte Schrägzuglasche aus Stahl (s. Bild 8.3 a) und unter  $15^\circ$  Winkel eine Lasche, die starr mit der Zugstange verbunden wurde (s. Bild 8.3 b). In beide Laschen können austauschbare Buchsen mit unterschiedlichen Durchmessern und Klemmstärken eingesetzt werden, wobei letztere in den Versuchen immer einem dicken Anbauteil nach Abschnitt 4.2.2 entsprach. Zur Minimierung der Reibung zwischen dem Mauerstein und

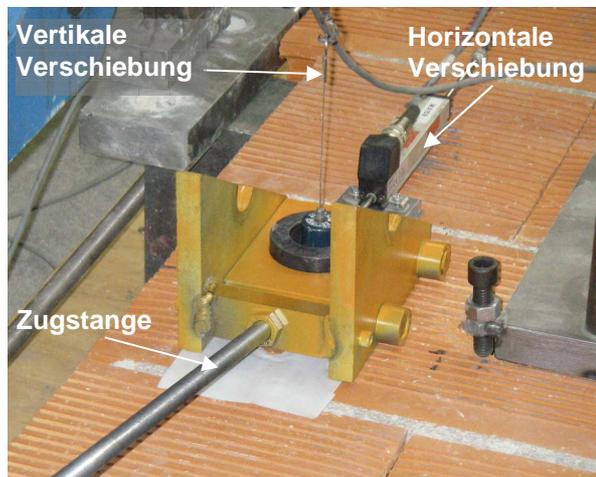
der Zuglasche wurde eine Gleitfolie aus Teflon unter die Stahllasche gelegt. Der Dübel wurde durch die Schrägzuglasche über eine Zugstange an den Hydraulikzylinder angeschlossen. Die Abstützung erfolgt direkt an der Mauer- bzw. Steinkante und auf dem Mauerwerk nach Bild 8.2. Die Verschiebung des Dübels in horizontaler Richtung (parallel zur Wandaußenseite) wurde mit einem Wegaufnehmer erfasst, der gegen die hintere Seitenfläche der Zuglasche tastete und auf der Steinoberfläche angeklebt war. In vertikaler Richtung erfolgte die Messung direkt durch einen Magneten auf dem Dübelkopf (vgl. Abschnitt 8.1.2.1). Zur Minimierung des Einflusses aus der Horizontalverschiebung wurde ein langes Stahlseil verwendet.



**Bild 8.2:** Versuchsaufbau für Schrägzugversuche



a) Parallel geführtes Anbauteil ( $45^\circ$ )



b) Starres Anbauteil ( $15^\circ$ )

**Bild 8.3:** Details des Versuchsaufbaus für Schrägzugversuche

## 8.2 Auswertung der Versuche

### 8.2.1 Allgemeines

Insgesamt wurden für 7 Konstellationen aus den Querlastversuchen 8 Versuchsserien unter Schrägzug und 7 unter zentrischem Zug in der Fläche von 6 verschiedenen Voll- und Lochsteintypen nach Abschnitt 4 durchgeführt. Die Dübel wurden in der Fläche der Wand bzw. des Steines möglichst ohne Randeinflüsse in der Mitte der Steinoberfläche gesetzt. Dabei wurden 3 Mörteltypen, Ankerstangengrößen M8, M10 und M12, ohne und mit Siebhülsen aus Metall oder Kunststoff, verschiedenen Verankerungslängen und Stahlfestigkeiten verwendet.

### 8.2.2 Tragmechanismen

#### 8.2.2.1 Zentrische Zugversuche

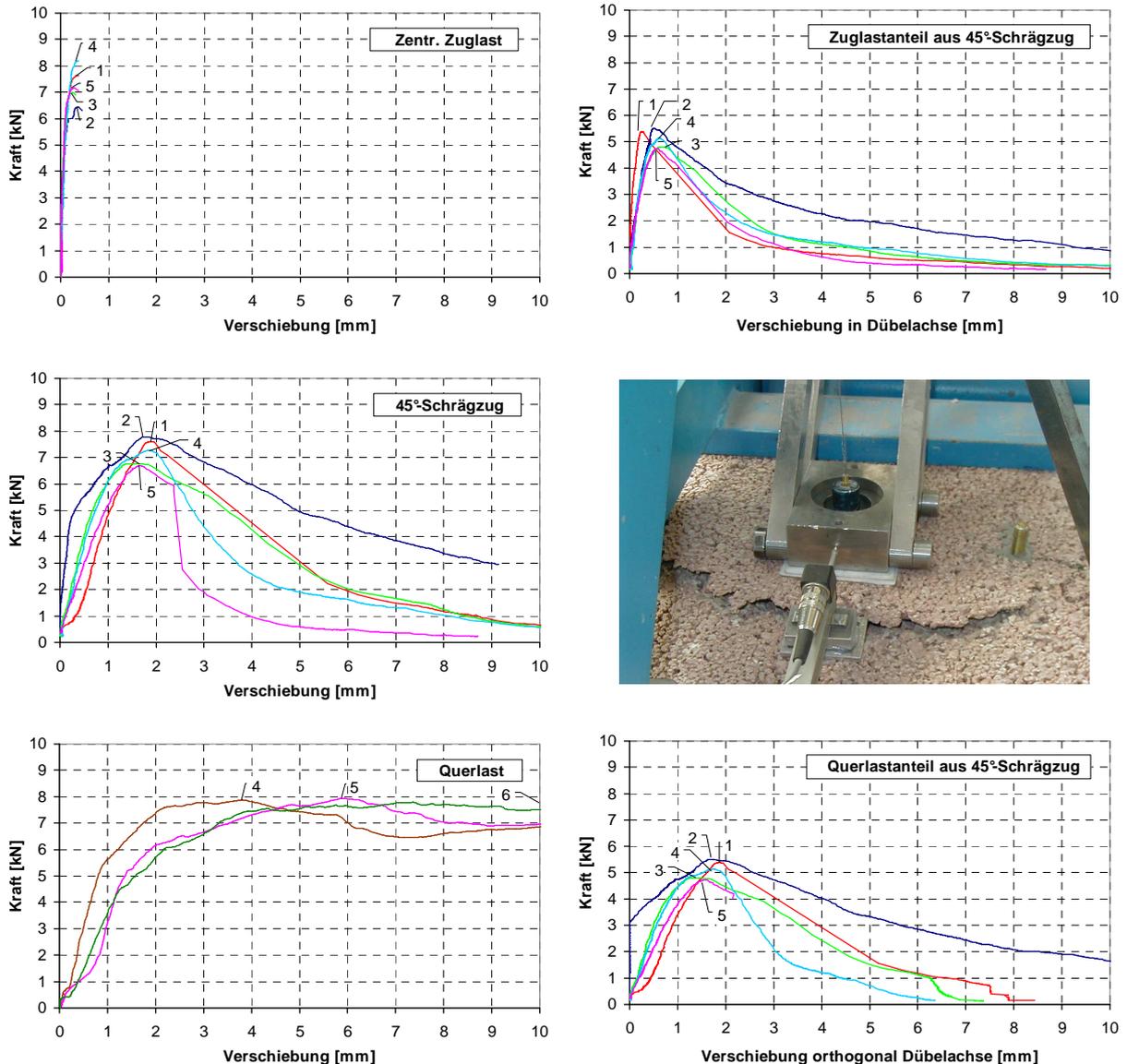
Das Tragverhalten unter zentrischer Zugbeanspruchung wurde ausführlich in Meyer (2006) beschrieben und die maßgebenden Parameter untersucht (s. a. Abschnitt 2.3). In Abschnitt 4.3.2.1 wurde ein qualitativer Vergleich zwischen zentrischer Zug- und Querkraftbelastung vorgestellt. Bei den hier durchgeführten Versuchen trat ein Steinausbruch mit der Bildung von kegelförmigen Ausbruchkörpern als wesentlicher Versagensmechanismus auf. Die Last-Verschiebungscharakteristika, die einen Einfluss bei Schrägzugbelastung haben, werden im nachfolgenden Abschnitt mit behandelt.

#### 8.2.2.2 Schrägzugversuche

Das Tragverhalten unter Schrägzugbeanspruchung wird vom Verhalten der Lastkomponenten in Achsrichtung und orthogonal dazu bestimmt. Zur Veranschaulichung sind in Bild 8.4 a und Bild 8.5 a die Last-Verschiebungskurven in einem Voll- und Lochstein mit jeweils demselben Dübel an gleicher Setzposition unter zentrischer Zuglast, Schrägzuglast und reiner Querlast über der Verschiebung in Lastrichtung abgebildet. In Bild 8.4 b und Bild 8.5 b sind die Lastkomponenten Zuglast und Querlast aus den Schrägzugversuchen über den zugehörigen Verschiebungskomponenten (in Achsrichtung und orthogonal dazu) dargestellt.

Die Kurvenverläufe der Lastkomponenten bei Schrägzuglast (Bild 8.4 b) und Bild 8.5 b) entsprachen bis kurz vor Erreichen der Höchstlasten weitestgehend denen bei zentrischem Zug bzw. Querlast. Die Verschiebungen orthogonal zur Dübelachse bei Schrägzug betragen mindestens das 2,5-fache der Verschiebungen in Dübelachse. Damit bestimmen sie maßgeblich die Gesamtverschiebung bei Schrägzuglast. Die Höchstlasten des Zuglastanteils werden bei ähnlich geringen Verschiebungen wie bei reinem zentrischem Zug erreicht. Damit bestimmt die Verschiebung in Achsrichtung den Zeitpunkt des Versagens.

Die Last-Verschiebungskurven bei Schrägzuglast unter  $45^\circ$  fallen demnach nach Erreichen der Höchstlast rasch und z. T. sehr deutlich ab. Eine leichte Plateaubildung im Nachbruch war nur bei 2 Versuchen unter  $15^\circ$  in den Bcr07-Steinen zu beobachten. Die Gesamtverschiebungen bei Höchstlast betragen jedoch auch hier wie in fast allen anderen Serien maximal 3 mm. Eine Ausnahme bildete nur die Serie in KSPE-Planelementen, wo die Verschiebungen bei Schrägzug bis 5,5 mm erreichten. Allerdings wird hier ein sehr hohes Lastniveau erreicht und in den reinen Querlastversuchen bereits ein Abscheren des Stahles erzeugt.



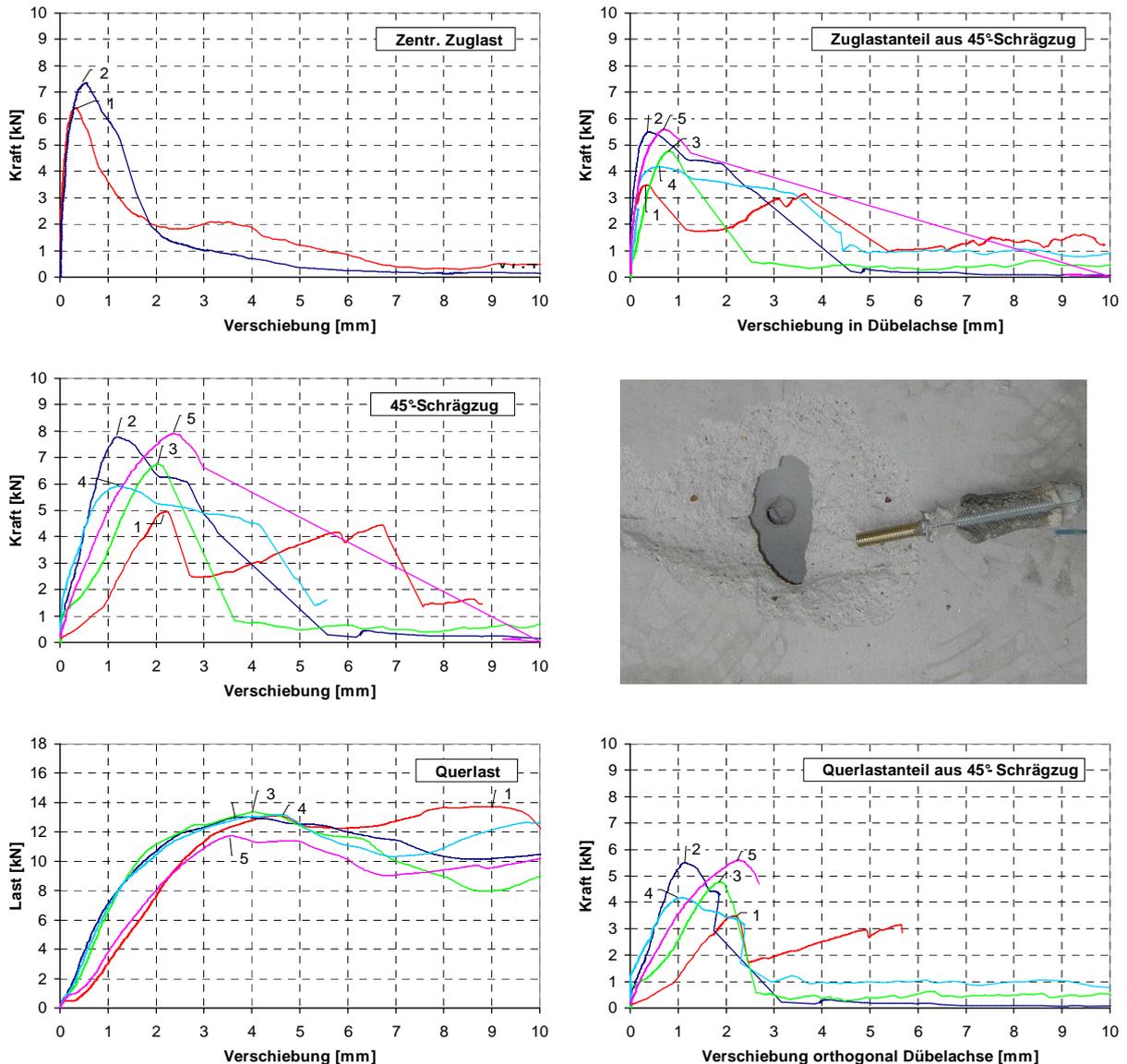
a) reiner zentrischer Zug (oben),  
Schrägzuglast (Mitte) und  
reine Querlast (unten)

b) Zuglast aus Schrägzuglast (oben),  
Versagen bei Schrägzuglast (Mitte) und  
Querlast aus Schrägzuglast (unten)

**Bild 8.4:** Vergleich der Last-Verschiebungskurven für Dübel M12Ø20-80 mm mit Metallsiebhülse in Vollstein Vbl2-0,5 bei unterschiedlicher Belastung

Bei Schrägzugbelastung weist auch der Versagensmechanismus eine Kombination der Versagensarten aus zentrischem Zug und Querlast auf. In den korrespondierenden Querlastversuchen trat immer lokales Materialversagen auf mit Ausnahme der Versuche in den KSPE12-Steinen, bei denen sich Stahlbruch ereignete. Wie bereits oben beschrieben, war bei den Zugversuchen Steinausbruch der wesentliche Versagensmechanismus.

Bei zentrischem Zug in Vollsteinen liegt bei Steinausbruch die höchstbeanspruchte Zone im vorderen Bereich des Dübels, beim Herausziehen verteilt sich die Belastung recht gleichmäßig über die Einbindetiefe. Bei Querkraft befindet sich die höchstbeanspruchte Zone immer im Bereich der Steinoberfläche. Damit überschneiden sich bei Schrägzuglast mit ausreichender Verankerungstiefe die höchstbelasteten Bereiche nicht bzw. ist die Belastung stärker verteilt. Bei beiden durchgeführten Serien in Vollstein unter Schrägzuglast entstand ein Ausbruchkegel (s. Bild 8.4 b – Mitte).



a) reiner zentrischer Zug (oben),  
Schrägzuglast (Mitte) und  
reine Querlast (unten)

b) Zuglast aus Schrägzuglast (oben),  
Versagen bei Schrägzuglast (Mitte) und  
Querlast aus Schrägzuglast (unten)

**Bild 8.5:** Vergleich der Last-Verschiebungskurven für Dübel M10Ø16-100 mm mit Metallsiebhülse in Lochstein Ksl12-1,2-16DF bei unterschiedlicher Belastung

Bei Lochsteinen hingegen konzentriert sich die Lasteinleitung auf die vorhandenen Stege. Während zentrische Zuglasten bei gleichmäßigem Mörtelaustritt aufgrund der Steifigkeitsverhältnisse in der Regel gleichmäßig auf alle Stege übertragen werden, konzentriert sich der Querlastübertrag maßgeblich auf den Außensteg.

Aus diesem Grund kann bei Lochsteinen unter Schrägzuglast ein vorzeitiges Versagen eintreten, wenn sich bei geringer Gesamtverschiebung aufgrund des Zuglastanteils bereits ein Ausbruchkegel im Außensteg bildet, während sich der Querlastanteil aufgrund der geringen Verschiebung noch nicht voll entwickeln konnte. Der Ausbruchkegel wirkt für den Querlastanteil wie eine Scherfläche, so dass die Querlast nicht weiter ansteigen kann. Damit ist die Höchstlast im Schrägzugversuch erreicht.

In den Versuchen wurde dies bei beiden Serien in den Kalksandlochsteinen beobachtet. Davon verankerte eine Serie ausschließlich im Außensteg (Bild 8.6 a), wäh-

rend bei der in Bild 8.5 abgebildeten Serie die Dübelspitze noch in den Innensteg hineinragte, diesen aber nicht durchbrach.

Bei allen Versuchen in Lochsteinen entstand ein Ausbruchkegel im Außensteg, bei Hinterschneidung des Innensteges auch im Innensteg (Bild 8.6 b). Die Eindrückungen durch die Querlast blieben aufgrund der i. d. R. niedrigen Gesamtverschiebung bis zum Versagen gering. Allerdings entstanden bei der Serie unter  $15^\circ$  in den Bcr07-Steinen größere Abplatzungen des Außensteges vor dem Dübel.



a) Dübel M10Ø16-50 mm mit Metallsiebhülse in Ksl12-1,2-16DF bei Verankerung im Außensteg

b) Dübel M8Ø16-80 mm mit Metallsiebhülse in Bcr07 bei Verankerung im Außen- und ersten Innensteg

**Bild 8.6:** Versagensart Steinausbruch bei Schrägzuglast in Lochsteinen

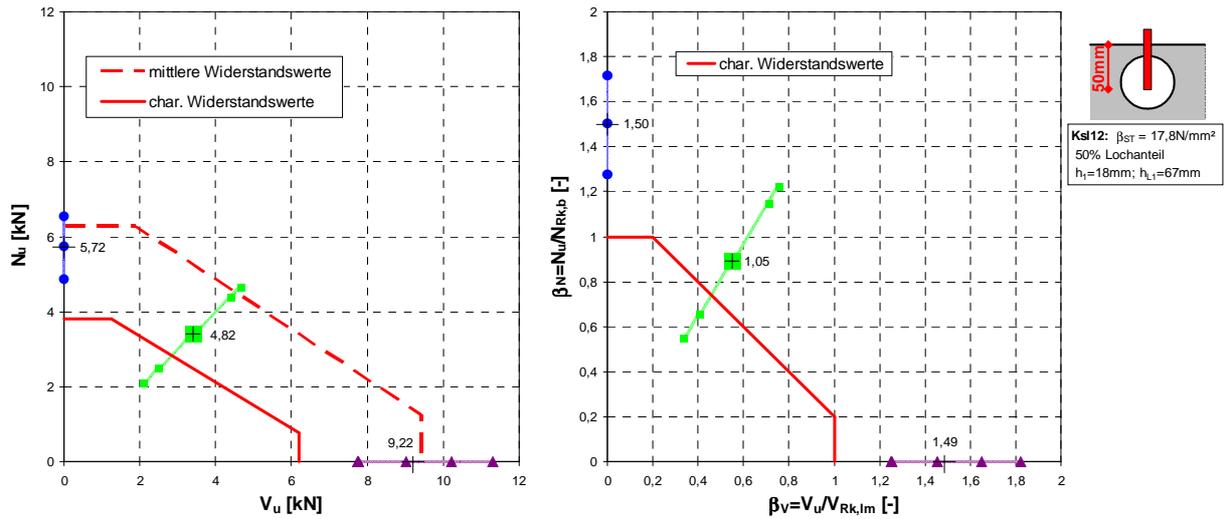
### 8.2.3 Tragfähigkeit von Einzeldübeln in der Fläche bei Schrägzugbelastung

#### 8.2.3.1 Allgemeines

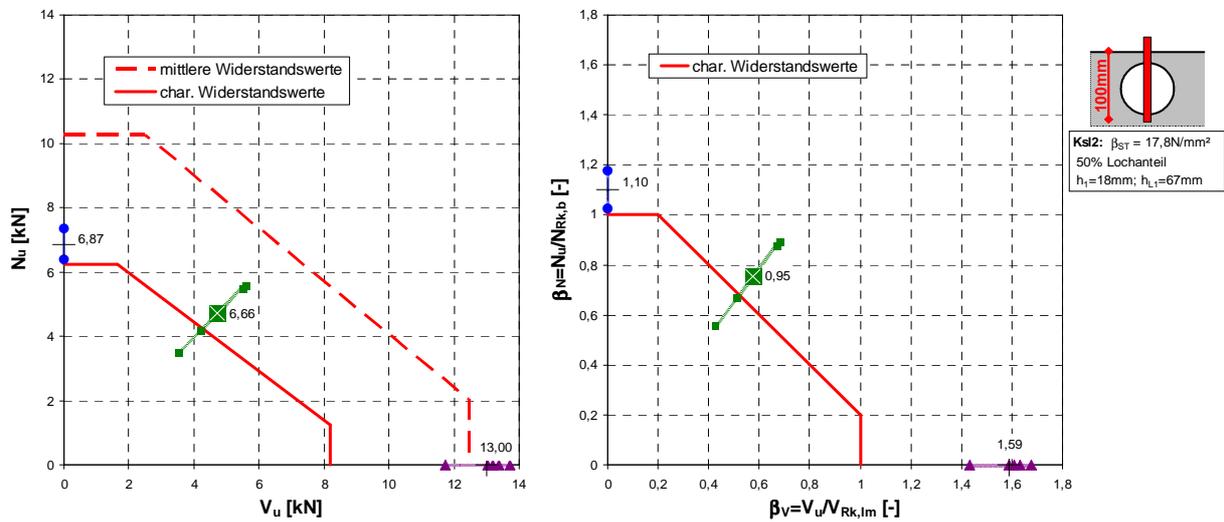
Die Höchstlasten aus den zentrischen Zug-, den Schrägzug- und Querlastversuchen werden in Bild 8.7 bis Bild 8.9 dargestellt. Die Höchstlasten in Querlastrichtung wurden dabei wie in Abschnitt 7.1.2 beschrieben ausgewertet. In den Schaubildern der linken Spalte sind die reinen Querlasten auf der horizontalen Achse und die zentrischen Zuglasten auf der vertikalen Achse mit den absoluten Einzel- und Mittelwerten, in der rechten Spalte als bezogene Lasten abgebildet. In der linken Spalte entspricht der Winkel aus der horizontalen Achse (der Querlastrichtung) und den Schrägzuglasten dem Winkel aus der Belastungsrichtung in den Versuchen und der Oberfläche des Mauerwerks.

Weiterhin sind die Regelungen, die sich bei Anwendung der Vorgaben für die trilineare Interaktionsgleichung nach *ETAG 029* ergeben, mit eingezeichnet. Bei den gestrichelten (roten) Linien wurden dazu die mittleren berechneten Widerstände bei zentrischem Zug nach *Meyer (2006)* für Steinausbruch (Gleichungen 2.39 bis 2.41) und bei Querlast nach Gleichungen (7.10) bzw. (7.18) für Voll- bzw. Lochsteine bei lokalem Materialversagen und Gleichung (7.19) für Stahlbruch herangezogen. Bei den durchgezogenen (roten) Linien liegen die entsprechenden charakteristischen Werte für Zugkräfte nach *Meyer (2006)* und für Querlast bei lokalem Materialversagen mit dickem Anbauteil nach Gleichungen (9.7) und (9.8) für Vollsteine und (9.13) bis (9.16) für Lochsteine und bei Stahlbruch nach Gleichung (9.19) zugrunde.

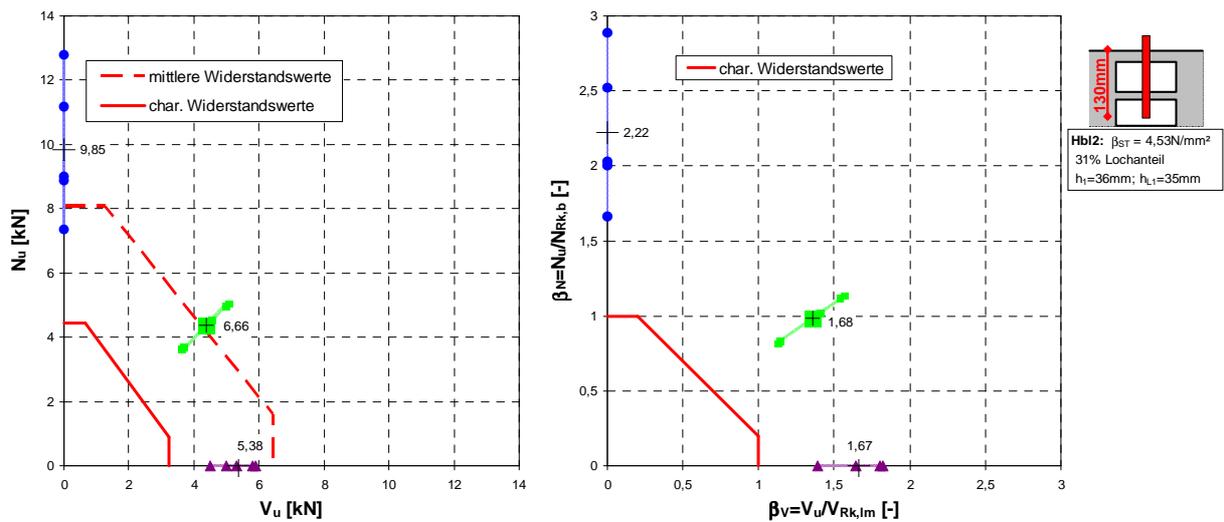
Der Bezug der Höchstlasten in den Schaubildern der rechten Spalte erfolgt auf die so berechneten charakteristischen Widerstände um die Notwendigkeit einer Änderung bei Lochsteinen zu verdeutlichen.



a) Dübel M10Ø16-50 mm mit Metallsiebhülse in Ksl12-1,2-16DF

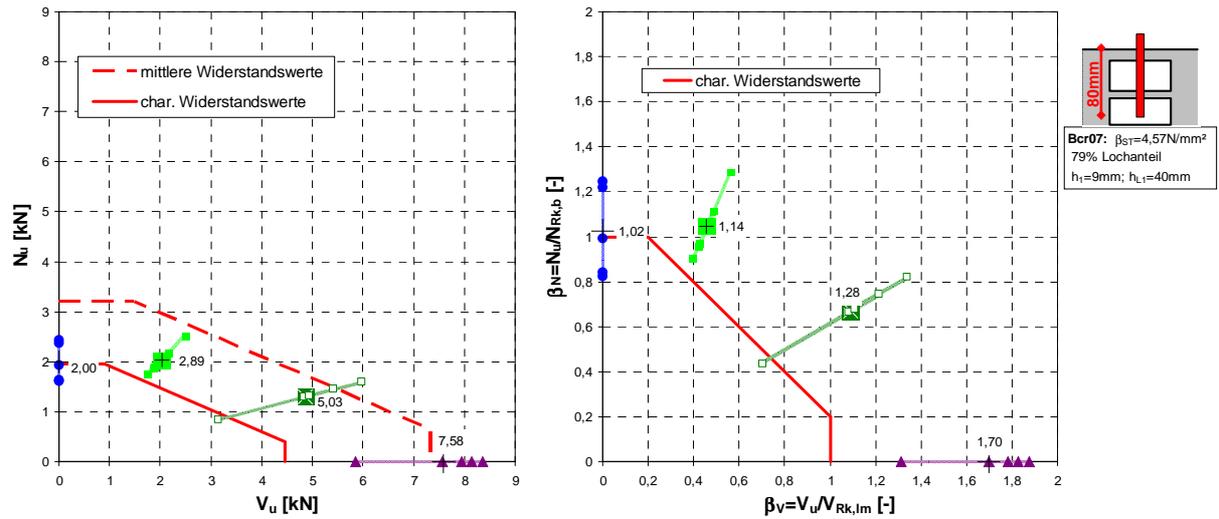


b) Dübel M10Ø16-100 mm mit Metallsiebhülse in Ksl-1,2-16DF

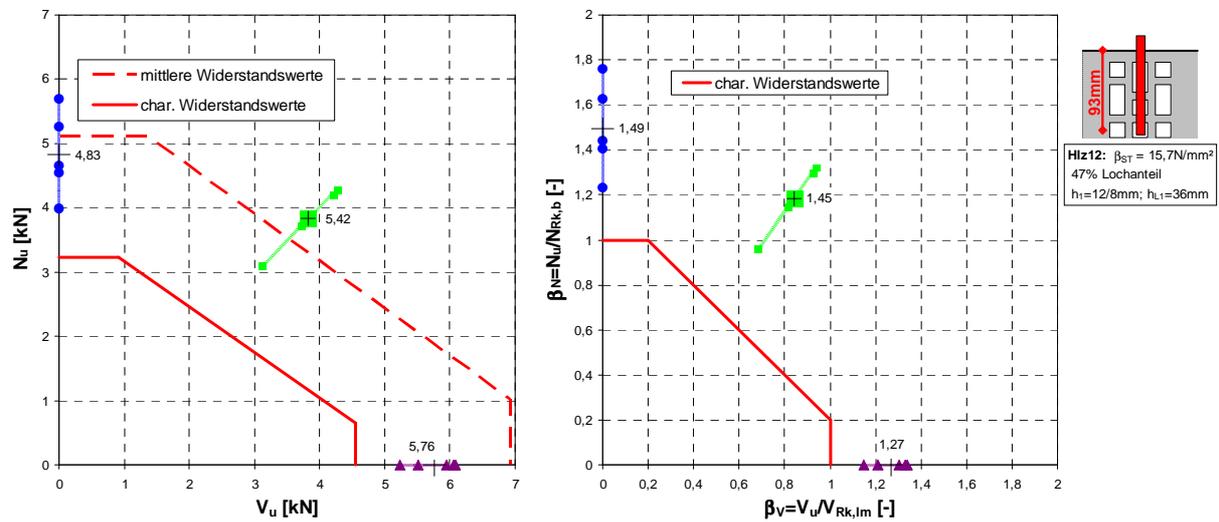


c) Dübel M8Ø16-130 mm mit Kunststoffsiebhülse in Hbl2-0,7-16DF

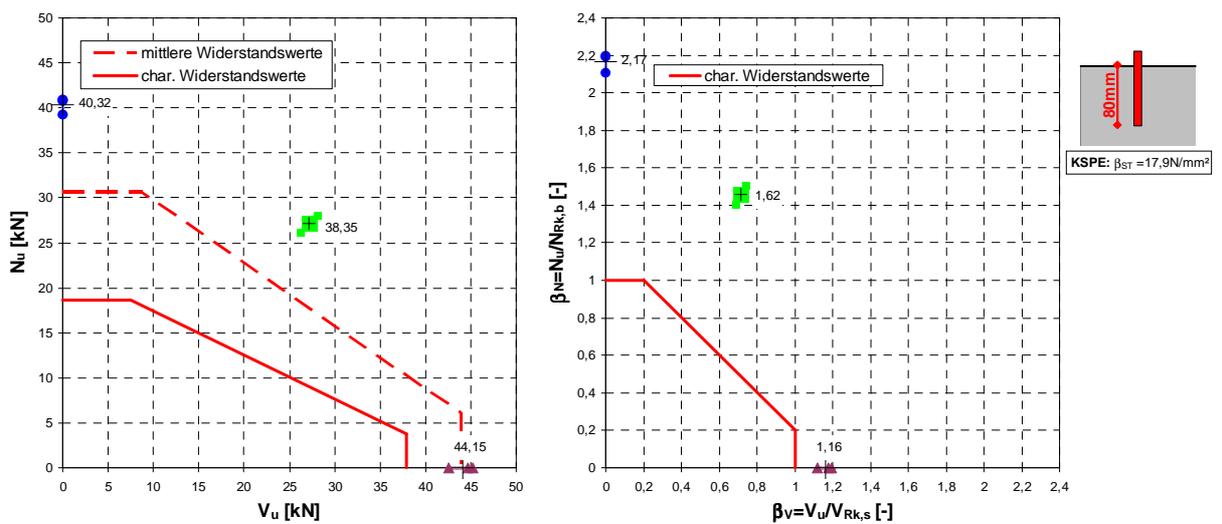
**Bild 8.7:** Höchstlasten aus zentrischen Zug-, Schrägzuglast und Querlastversuchen und Vergleich mit Berechnung als absolute (linke Spalte) und bezogene Lasten (rechte Spalte)



a) Dübel M8Ø16-80 mm mit Metallsiebhülse in Bcr07-200x200x500 mm<sup>3</sup>

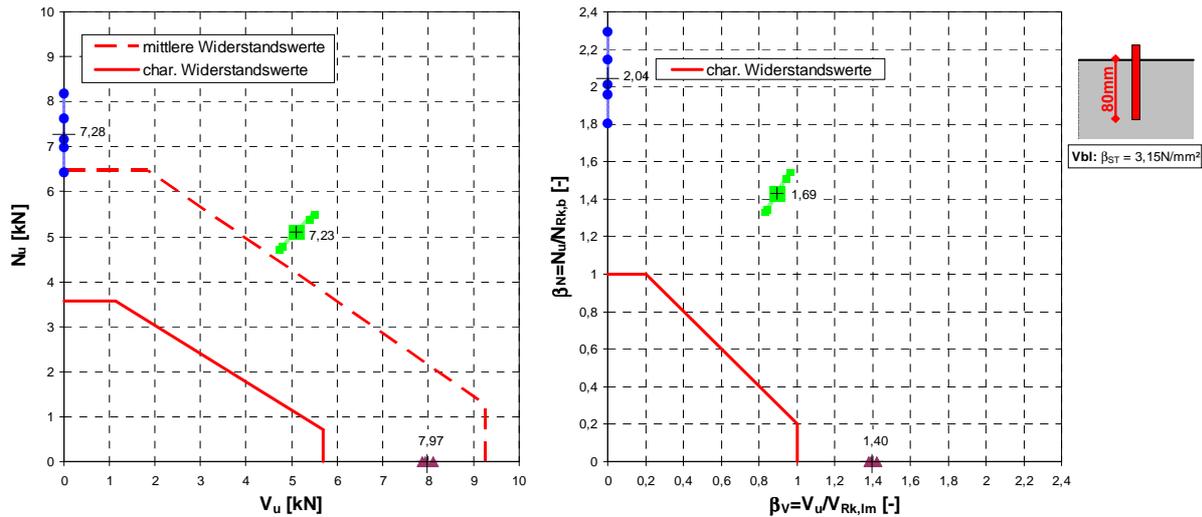


b) Dübel M8Ø18-93 mm mit Kunststoffsiebhülse in Hlz12-0,9-16DF



c) Dübel M12Ø14-80 mm ohne Siebhülse in KSPE-12-2,0

**Bild 8.8:** Höchstlasten aus zentrischen Zug-, Schrägzuglast und Querlastversuchen und Vergleich mit Berechnung als absolute (linke Spalte) und bezogene Lasten (rechte Spalte)



**Bild 8.9:** Höchstlasten aus zentrischen Zug-, Schrägzuglast und Querlastversuchen und Vergleich mit Berechnung als absolute (linke Spalte) und bezogene Lasten (rechte Spalte) für Dübel M12Ø20-130 mm mit Metallsiebhülse in Vbl2-0,5-Planelementen

### 8.2.3.2 Auswertung der Höchstlasten und Vergleich mit bestehenden Regelungen

#### 8.2.3.2.1 Zentrische Zugversuche

Die zentrischen Zuglasten streuen um die nach *Meyer (2006)* berechneten mittleren Lasten. Die Abweichungen der Werte bewegen sich in den dort beschriebenen Bereichen. Lediglich in der Serie in den französischen Langlochziegeln Bcr07 unterschreiten die Versuchswerte die so berechneten Lasten und der Mittelwert liegt im Bereich der berechneten charakteristischen Last (s. Bild 8.8 a). Hier ist allerdings der Lochanteil mit 79% extrem hoch, so dass sich für die in der Bemessung zugrunde gelegte Nettosteinfestigkeit annähernd eine Verfünffachung gegenüber der ermittelten (Brutto-)Steinfestigkeit ergibt. Damit wird die Festigkeit anscheinend überschätzt. Bei der Serie in KSPE12 wurde die Abstützweite mit einem Durchmesser von ca.  $2h_{ef}$  zu niedrig gewählt. Nach Untersuchungen von *Appl (2009)* in Beton C20/25 ergibt sich damit eine leichte Steigerung der Höchstlast, die für einen Dübel der Größe M12 für  $h_{ef}/d_s = 8$  ca. 3% und für  $h_{ef}/d_s = 5,8$  ca. 14% gegenüber einer Abstützweite von  $3h_{ef}$  beträgt.

Mit Ausnahme der Versuche in der Hbl2-Wand sind sowohl die berechneten als auch die in Versuchen ermittelten zentrischen Zugtragfähigkeiten geringer als die Querlasttragfähigkeiten. In den Hbl2-Steinen fand das maßgebliche Versagen bei Querbelastung trotz der großen Verankerungstiefe im Außensteg statt, wohingegen bei zentrischer Belastung auch der Innensteg voll aktiviert wurde und sich auch dort ein Ausbruchkegel bildete.

#### 8.2.3.2.2 Schrägzugversuche

Die mittleren Höchstlasten bei Schrägzugbeanspruchung bewegen sich in der Regel zwischen den Werten für zentrischen Zug und für Querlast. Die Variationskoeffizienten liegen zwischen 4,9% in den Vollsteinen und bis zu 33,0% in den Lochsteinen, wo die Streuungen, wie auch in den Zugversuchen, stets deutlich höher sind.

Ausnahmen bilden die Versuche in den Kalksandlochsteinen (Ksl12) und den KSPE12-Steinen, wo die Schrägzuglasten im Mittel weniger als die mittleren Versuchswerte für Zug- bzw. Querlast betragen (Bild 8.7 a und b sowie Bild 8.8 c). Bei den KSPE12-Steinen liegt die Ursache an der oben beschriebenen zu geringen Ab-

stützweite in den Zugversuchen, die zu leicht überhöhten Traglasten gegenüber der Bemessung führt. Geht man von den mittleren berechneten Zuglasten aus, so liegen die Schrägzuglasten wieder zwischen den Werten für zentrischen Zug und Querbelaugung und sind daher als unkritisch anzusehen.

In den beiden Versuchsserien in der Ksl12-Wand (Bild 8.7 a und b) hingegen liegen die zentrischen Zuglasten bereits unter den rechnerischen Mittelwerten, so dass die noch niedrigeren Schrägzuglasten als kritisch in Bezug auf die Bemessung anzusehen sind. Sie werden durch ein vorzeitiges Versagen aufgrund der Zuglastkomponente beeinflusst (s. Abschnitt 8.2.2.2).

Aufgrund der wenigen vorliegenden Versuche ist nicht auszuschließen, dass das beobachtete vorzeitige Versagen bei Lochsteinen häufiger auftritt. Daher wird im nächsten Abschnitt eine auf der sicheren Seite liegende Bemessung für Schrägzuglasten in Lochsteinen durch eine geänderte Interaktionsgleichung vorgeschlagen. Für Vollsteine wird die in ETAG 029 verwendete trilineare Interaktion durch die Versuchsergebnisse bestätigt.

### 8.2.4 Vorschlag zur Interaktion bei Schrägzug in Lochsteinen

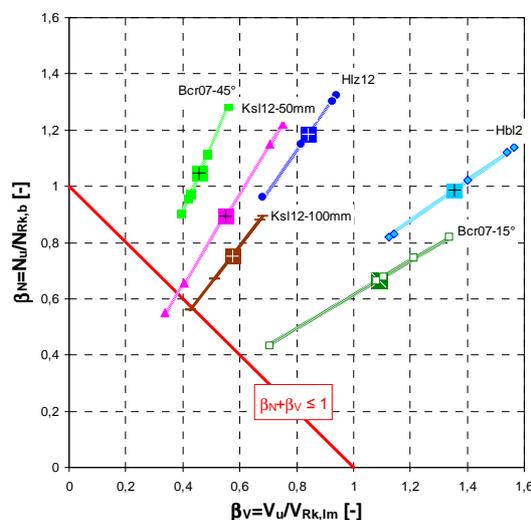
Aufgrund der Ausführungen im vorausgehenden Abschnitt wird für Lochsteine eine lineare Interaktion der folgenden Form vorgeschlagen:

$$\beta_N + \beta_V \leq 1 \quad [-] \quad (8.1)$$

mit:

$\beta_N$  bzw.  $\beta_V$  = Verhältnis von Bemessungslast zu Bemessungswiderstand für reine Zug- bzw. reine Querlast. Es ist immer der ungünstigste (größte) Verhältniswert für die verschiedenen Versagensarten zu wählen.

In Bild 8.10 werden die oben in Bild 8.6 und Bild 8.7 für Lochsteine ermittelten Verhältniswerte der Höchstlasten in den Schrägzugversuchen zusammenfassend dem Ansatz nach Gleichung (8.1) gegenübergestellt. Zu beachten ist, dass die Versuchswerte hier wieder auf die berechneten charakteristischen Werte bezogen sind und nicht auf die Bemessungswerte, um das Sicherheitsniveau zu verdeutlichen. Bis auf einen Ausreißer befinden sich alle Werte oberhalb des neuen Bemessungsvorschlags. Er kann daher als ausreichend sicher betrachtet werden.



**Bild 8.10:** Auf charakteristische berechnete Werte bezogene Höchstlasten aus Schrägzugversuchen in Lochsteinen und Vergleich mit neuem Bemessungsansatz

## 9 Bemessung von Injektionsdübeln in Mauerwerk unter Quer- und Schrägzuglasten

### 9.1 Allgemeines

Befestigungen mit Injektionsdübeln in Mauerwerk unter Querlast können auf verschiedene Arten versagen. Die zugrunde liegenden Mechanismen hängen von den Parametern des Untergrundes, des Dübelnsystems und des Anbauteiles ab. Im Folgenden wird dazu ein neues Bemessungskonzept für Anbauteile aus Metall vorgestellt, bei dem die für verschiedene Versagensarten wesentlichen Parameter in unterschiedlichen Gleichungen erfasst werden.

Das zugrunde liegende Sicherheitskonzept folgt dem Vorgehen in *ETAG 029* und wurde in Abschnitt 2.5.1 vorgestellt. In den nachfolgenden Gleichungen werden die anzuwendenden Sicherheitsfaktoren in Abhängigkeit des Versagensmechanismus mit angegeben.

### 9.2 Bemessungswerte des Widerstandes in Abhängigkeit der Versagensart

#### 9.2.1 Zugversagen bei Querkraftbelastung

##### 9.2.1.1 Einzeldübel in der Fläche

Aufgrund der in den Abschnitten 4.3.2.2 und 7.1.2 vorgestellten Untersuchungen in Vollmaterialien ist für Befestigungen mit geringer Einbindetiefe und einem dicken Anbauteil, das keine wesentliche Verdrehungsbehinderung aufweist, die Möglichkeit eines vorzeitigen Versagens durch Zugkräfte auch in Vollstein-Mauerwerk zu überprüfen. Zur Bestimmung der Zugtragfähigkeit werden die von *Meyer (2006)* entwickelten Gleichungen für die hier möglichen Versagensarten Herausziehen der Ankerstange aus dem Mörtel, Herausziehen des gesamten Dübelnsystems aus dem Stein und Bildung eines Steinausbruches herangezogen. Berücksichtigt man die Regelungen für Beton (vgl. Abschnitt 2.2.3.1.2), so ergibt sich für Einzeldübel:

$$V_{Rk,p} = k_1 \cdot N_{Rk} \quad [N] \quad \text{für Befestigungen mit } h_{ef}/d_s \leq 4,0 \text{ und} \\ \text{voller Einspannung im Anbauteil} \quad (9.1) \\ \text{(gegeben für } t_{fix} \geq d_s)$$

mit:

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

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

$$N_{Rk} = N_{Rk}^0 = \min(N_{Rk,1}^0, N_{Rk,2}^0, N_{Rk,c}^0) \quad [N] \quad \text{charakteristische Zugtragfähigkeit ei-} \quad (9.2) \\ \text{ner Einzelbefestigung}$$

$$N_{Rk,1}^0 = \tau_{Rk,1} \cdot h_{ef} \cdot d_s \cdot \pi \quad [N] \quad \text{charakteristische Herausziehlast der Anker-} \\ \text{stange aus dem Mörtel}$$

$$N_{Rk,2}^0 = \tau_{Rk,2} \cdot h'_{ef} \cdot d_0 \cdot \pi \cdot \psi_{St} \quad [N] \quad \text{charakteristische Herausziehlast des Dübels} \\ \text{aus dem Stein}$$

$$N_{Rk,c}^0 = \begin{cases} 1,4 \cdot \beta_{St,netto} \cdot h_{ef}^{1,5} & [N] \quad \text{für Kalksandsteine} \\ 5,5 \cdot \beta_{St,netto}^{0,3} \cdot \sqrt{\rho} \cdot h_{ef}^{1,5} & [N] \quad \text{für Leichtbetonsteine} \quad \text{charakteristische} \\ 11,4 \cdot \sqrt{\beta_{St,netto}} \cdot h'_{ef} & [N] \quad \text{für Ziegelsteine} \quad \text{Steinausbruchlast} \end{cases}$$

Zu den einzelnen Faktoren siehe Abschnitt 2.3.3 und *Meyer (2006)*.

### 9.2.1.2 Randnahe Dübel und Dübelgruppen

Für Befestigungen an freien Rändern und unvermörtelten Stoßfugen und allgemein für Gruppenbefestigungen berechnet sich Quertragfähigkeit bei Zugversagen nach Gleichung (9.1), wobei die Zugtragfähigkeit  $N_{Rk}$  mit Gleichung (9.3) bestimmt wird.

$$N_{Rk} = N_{Rk}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \quad [N] \quad \text{Höchstlast für randnahe Dübel oder eine Dübelgruppe} \quad (9.3)$$

mit:

$$N_{Rk}^0 = \text{charakteristische Traglast nach Gleichung (9.2)} \quad [N]$$

$$A_{c,N} = \text{vorhandene projizierte Fläche der Gesamtbefestigung auf der Steinoberfläche. Sie wird begrenzt durch die Überschneidung der einzelnen projizierten Flächen benachbarter Befestigungen (für } s < s_{cr,N}\text{) sowie durch Bauteilränder (für } c < c_{cr,N}\text{)} \quad [mm^2]$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 \text{ ideale projizierte Fläche eines Einzeldübel} \quad [mm^2]$$

$$s_{cr,N} = 2 \cdot c_{cr,N} \text{ charakteristischer Achsabstand} \quad [mm]$$

$$c_{cr,N} = \text{charakteristischer Randabstand}$$

$$= \begin{cases} 1,5 \cdot h_{ef} & \text{bei Versagen durch Steinausbruch} \\ 10 \cdot d_B \cdot \left( \frac{\tau_{Rk}}{10} \right)^{2/3} & \text{bei Versagen durch Herausziehen} \end{cases} \quad [mm]$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 + \frac{s}{s_{cr,Np}} \cdot (1 - \psi_{g,Np}^0) \geq 1,0 \quad \text{Faktor zur Berücksichtigung der wirksamen Verbundfläche einer Gruppe} \quad [-]$$

$$\psi_{g,Np}^0 = n^\alpha \quad [-] \quad \text{und} \quad \alpha = 0,7 \cdot \left( 1 - \frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,max}} \right) \leq 0,5 \quad [-]$$

$$n = \text{Anzahl der Dübel der Gruppe}$$

$$\tau_{Rk} = \text{charakteristische Verbundfestigkeit des Einzeldübel ermittelt an Zugversuchen mit weiter Abstützung in} \quad [N/mm^2]$$

$$\tau_{Rk,max} = \text{rechnerisch maximal nutzbare Verbundfestigkeit nach Gleichung (9.4)}$$

$$\tau_{Rk,max} = \begin{cases} 1,4 \cdot \frac{\beta_{St} \cdot h_{ef}^{10,5}}{\pi \cdot d_B} & [N/mm^2] \quad \text{für Kalksandsteine} \\ 5,5 \cdot \frac{\beta_{St}^{0,3} \cdot h_{ef}^{10,5} \cdot \rho^{0,5}}{\pi \cdot d_B} & [N/mm^2] \quad \text{für Leichtbetonsteine} \\ 11,4 \cdot \frac{\beta_{St}^{0,5}}{\pi \cdot d_B} & [N/mm^2] \quad \text{für Ziegelsteine} \end{cases} \quad (9.4)$$

Zu den einzelnen Faktoren siehe Abschnitt 2.3.3 und Meyer (2006).

## 9.2.2 Lokales Materialversagen und Heraushebeln des Dübels

### 9.2.2.1 Einzeldübel in der Fläche

Für die Bestimmung der Traglasten bei lokalem Materialversagen und Heraushebeln des Dübels sind die in den Abschnitten 7.1.3.2.1 und 7.1.3.3.1 eingeführten Lastfälle für Voll- und Lochsteine in Abhängigkeit des Anbauteiles und der Dübel- und Ankergrundparameter zu untersuchen. Gegenüber der dort vorgestellten Berechnung der mittleren Höchstlasten werden für die Berechnung der charakteristischen Werte keine Anteile aus den Normalkräften im Dübel berücksichtigt. Weiterhin ist die Streuung des Bemessungsmodells gegenüber den Versuchswerten zu berücksichtigen. Das Vorgehen wird nachfolgend beschrieben.

Der Querlastanteil aus den Normalzugkräften ist erheblichen Streuungen unterworfen. Dies liegt an der Abhängigkeit der Normalkraft von der Ausbildung des Anbauteils (Klemmstärke und Bohrlochdurchmesser) und an der tatsächlich vorhandenen Reibung zwischen Anbauteil und Untergrund.

Die Entwicklung der Normalkraft ist weiterhin an nicht immer vorhandene Voraussetzungen gebunden. Sie ist einerseits abhängig von einer ausreichenden großen Verschiebung, die bei den tatsächlichen Bemessungswerten unter Umständen gar nicht erreicht wird. Andererseits ist zu beachten, dass Befestigungen in den meisten Anwendungsfällen nicht nur reinen Querlasten ausgesetzt sind, sondern auch Zuglastanteile zu übertragen haben und eine Interaktion erforderlich wird. In diesen Fällen erfährt das Anbauteil bei Belastung eine Verschiebung weg vom Untergrund, so dass sich die Reibungskräfte verringern oder ganz verschwinden.

Bei den Materialparametern sind in der Berechnung die charakteristischen Werte anzusetzen. Für den Untergrund werden dazu die Nennfestigkeitswerte des Steines und beim Dübel die Streckgrenze des Stahles herangezogen. Dadurch wird das plastische Biegebruchmoment der Ankerstange herabgesetzt, so dass eine weitere Reduktion aufgrund der durch die Querkraftbelastung erzeugten Normalkräfte vernachlässigt werden kann.

Aus dem Vergleich der Versuchswerte gegenüber dem Bemessungsmodell ergeben sich Abminderungen für die Berechnung der charakteristischen Widerstände. Für Vollsteine (vgl. Abschnitt 7.1.3.2.2) wurde für insgesamt 174 Einzelversuche ein Variationskoeffizient von 16,0% und für Lochsteine (vgl. Abschnitt 7.1.3.3.2) für 123 Versuche von 16,3% ermittelt. Damit liegen die Ergebnisse im Bereich der Streuung für Versuche in Beton nach *ETAG 001* ( $V = 15\%$ ) und es kann von einer bekannten Standardabweichung für eine große Anzahl Versuche ausgegangen werden. Nach *Owen (1968)* ergibt sich damit der 5%-Fraktilwert bei einer Aussagewahrscheinlichkeit von 90% zu 0,75 des ermittelten Wertes. Dieser Wert wird als Vorfaktor den nachfolgenden Gleichungen vorangestellt.

Bei der Bemessung ist zunächst nach der Dicke des Anbauteiles zu unterscheiden, wobei vorausgesetzt wird, dass die maximalen Durchgangslöcher den Regelungen nach *ETAG 029*, Anhang A, entsprechen. Bei einem dünnen Anbauteil mit  $t_{\text{fix}} \leq 0,5d_s$  sind die Fälle A und B nach Gleichungen (9.5) und (9.6), bei einem dickem Anbauteil mit  $t_{\text{fix}} \geq d_s$  die Fälle C und D nach Gleichungen (9.7) und (9.8) zu untersuchen. Bei Lochsteinen sind die entsprechenden Unterfälle 1 bis 3 zu berücksichtigen. Für eine gegebene Anbauteildicke werden für beide Lastfälle, bei Lochsteinen für allen Unterlastfälle, die charakteristischen Werte berechnet. Der niedrigste charakteristische Wert nach Gleichung (9.17) wird maßgebend und daraus mit dem zugehörigen Si-

cherheitsbeiwert  $\gamma_{M,lm,i}$  der Bemessungswert des Bauteilwiderstandes  $V_{Rd,lm}$  berechnet. Für dazwischen liegende Klemmstärken erfolgt eine lineare Interpolation aus den jeweils maßgebenden Fällen. Wird bei Lochsteinen nur im Außensteg verankert, so gelten die Gleichungen für Vollsteine mit dem Unterschied, dass statt der Verankerungstiefe des Dübels  $h_{ef}$  die Stärke des Außensteges  $h_1$  einzusetzen ist. Zur Veranschaulichung sei auf die Bilder 7.1, 7.5 und 7.6 verwiesen.

Da sich das maßgebliche Versagen bei querbelasteten Befestigungen je nach Belastungsfall durch Biegung der Ankerstange, Versagen des Untergrundes oder einer Kombination aus beiden ergibt, werden die Sicherheitsbeiwerte nach *ETAG 029* in Anlehnung an das Vorgehen in *DIN 1052 (2008)* für den jeweiligen Versagensfall unterschieden und sind bei den Bemessungsfällen mit angegeben. Für das Versagen des Dübels wird dabei vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend der Wert  $\gamma_{Ms} = 1,5$  angesetzt (vgl. Stahlversagen in *ETAG 029*). Dieser wird in den Fällen D maßgebend. Ist nur das lokale Materialversagen des Untergrundes maßgebend (Fälle A), so ist der Material Sicherheitsbeiwert für das Mauerwerk  $\gamma_{Mm}$  nach *ETAG 029* einzusetzen. In Vollstein wird bei einem kombinierten Versagen aus der Biegung der Ankerstange und lokalem Materialversagen das arithmetische Mittel aus dem Sicherheitsbeiwert für das Mauerwerk  $\gamma_{Mm}$  und für Stahlversagen  $\gamma_{Ms}$  maßgebend. Dies ist in den Fällen B und C gegeben. Da in Lochsteinen auch bei einem kombinierten Versagen die Streuungen des Mauerwerks dominieren und für flache Anbauteile nur eine Versuchsserie vorliegt, wird nur in den Lastfällen D (dickes Anbauteil) der Sicherheitsbeiwert 1,5 angesetzt. In den übrigen Fällen gilt der Sicherheitsbeiwert für das Mauerwerk  $\gamma_{Mm}$  nach *ETAG 029* (s. Abschnitt 2.5.1).

### 9.2.2.1.1 Bemessungsfälle für Vollstein

*Flaches Anbauteil ( $t_{fix} \leq 0,5d_s$ )*

$$V_{Rk,A} = 0,75 \cdot d_{nom} \cdot f_{1,k} \cdot h_{ef} (\sqrt{2} - 1) \quad (9.5)$$

$$\gamma_{lm,A} = \gamma_{Mm}$$

$$V_{Rk,B} = 0,75 \cdot \sqrt{2 \cdot \phi_H \cdot M_{Pl,S,k} \cdot d_{nom} \cdot f_{1,k}} \quad (9.6)$$

$$\gamma_{lm,B} = (1,5 + \gamma_{Mm})/2$$

*Dickes Anbauteil ( $t_{fix} \geq d_s$ )*

$$V_{Rk,C} = 0,75 \cdot d_{nom} \cdot f_{1,k} \cdot h_{ef} \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{Pl,S,k}}{d_{nom} \cdot f_{1,k} \cdot h_{ef}^2}} - 1 \right) \quad (9.7)$$

$$\gamma_{lm,C} = (1,5 + \gamma_{Mm})/2$$

$$V_{Rk,D} = 0,75 \cdot \sqrt{2(1 + \phi_H) \cdot M_{Pl,S,k} \cdot d_{nom} \cdot f_{1,k}} \quad (9.8)$$

$$\gamma_{lm,D} = 1,5$$

mit:

$$f_{1,k} = \alpha_{lokal} \cdot \beta_{Nenn} \text{ lokale Steindruckfestigkeit [N/mm}^2\text{]}$$

$$\beta_{Nenn} = \text{Nenn-Steindruckfestigkeit nach DIN [N/mm}^2\text{]}$$

$$\alpha_{lokal} = \text{Erhöhungsfaktor zur Umrechnung der Steindruckfestigkeit in die lokale Festigkeit; aus Versuchen zu ermitteln [-]}$$

- $M_{Pl,S,k}$  = charakteristisches plastisches Widerstandsmoment der Gewindestange; berechnet mit  $f_{yk}$  nach Gleichung 5.1 [Nmm]  
 $\varphi_H$  = Erhöhungsfaktor zur Umrechnung des plastischen Widerstandsmoments der Gewindestange auf das Dübelssystem nach Abschnitt 5  
 $\gamma_{Mm}$  = Teilsicherheitsbeiwert für Mauerwerk nach *ETAG 029*  
 = 2,5 allgemeine für Mauerwerk  
 =  $\gamma_{MAAC} = 2,0$  für Porenbeton

### 9.2.2.1.2 Bemessungsfälle für Lochstein

*Flaches Anbauteil* ( $t_{fix} \leq 0,5d_s$ )

$$V_{Rk,A1} = V_{Rk,A2} = 0,75 \cdot d_{nom} \cdot f_{1,k} \cdot \left( \sqrt{2(h_1 + h_2)^2 + 4 \cdot h_L \cdot (2h_1 + h_2 + h_L)} - (h_{ef} + h_L) \right) \quad (9.9)$$

$$V_{Rk,A3} = 0,75 \cdot d_{nom} \cdot f_{1,k} \cdot \left( \sqrt{2(h_1 + h_2)^2 + 4h_2 \cdot h_L} - (h_1 + h_2) \right) \quad (9.10)$$

(Fall A3 nur für  $h_1 \geq h_2$  möglich)

$$\gamma_{Im,A1-3} = \gamma_{Mm}$$

$$V_{Rk,B1} = 0,75 \cdot d_{nom} \cdot f_{1,k} \cdot \left( \sqrt{2h_1 \cdot h_L + h_L^2 + 2 \frac{\varphi_H \cdot M_{Pl,S,k}}{d_{nom} \cdot f_{1,k}}} - h_L \right) \quad (9.11)$$

$$V_{Rk,B2} = V_{Rk,B3} = 0,75 \cdot \sqrt{2 \cdot \varphi_H \cdot M_{Pl,S,k} \cdot d_{nom} \cdot f_{1,k}} \quad (9.12)$$

(Fall B3 nur für  $h_1 \geq h_2$  möglich)

$$\gamma_{Im,B1-3} = \gamma_{Mm}$$

*Dickes Anbauteil* ( $t_{fix} \geq d_s$ )

$$V_{Rk,C1} = V_{Rk,C2} = 0,75 \cdot d_{nom} \cdot f_{1,k} \cdot \left( \sqrt{2(h_1 + h_2)^2 + 4 \left[ (2h_1 + h_2 + h_L) \cdot h_L + \frac{M_{Pl,S,k}}{d_{nom} \cdot f_{1,k}} \right]} - (h_{ef} + h_L) \right) \quad (9.13)$$

$$V_{Rk,C3} = 0,75 \cdot d_{nom} \cdot f_{1,k} \cdot \left( \sqrt{2(h_1 + h_2)^2 + 4 \left( h_2 \cdot h_L + \frac{M_{Pl,S,k}}{d_{nom} \cdot f_{1,k}} \right)} - (h_1 + h_2) \right) \quad (9.14)$$

(nur für  $h_1 \geq h_2$  möglich)

$$\gamma_{Im,C1-3} = \gamma_{Mm}$$

$$V_{Rk,D1} = 0,75 \cdot d_{nom} \cdot f_{1,k} \cdot \left( \sqrt{2h_1 \cdot h_L + h_L^2 + 2(1 + \varphi_H) \frac{M_{Pl,S,k}}{d_{nom} \cdot f_{1,k}}} - h_L \right) \quad (9.15)$$

$$V_{Rk,D2} = V_{Rk,D3} = 0,75 \cdot \sqrt{2(1 + \varphi_H) \cdot M_{Pl,S,k} \cdot d_{nom} \cdot f_{1,k}} \quad (9.16)$$

(Fall D3 nur für  $h_1 \geq h_2$  möglich)

$$\gamma_{Im,D1-3} = 1,5$$

mit:

$h_1$  = Außenstegdicke [mm]

$h_2$  = Einbindetiefe in den ersten Innensteg [mm]

$h_L$  = Tiefe des äußeren Steinloches [mm]

$f_{1,k}$  =  $\alpha_{lokal} \cdot \beta_{Nenn}$  lokale Steindruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$\beta_{Nenn}$  = Nenn-Steindruckfestigkeit nach DIN [N/mm<sup>2</sup>]

$\alpha_{lokal}$  = Erhöhungsfaktor zur Umrechnung der Steindruckfestigkeit in die lokale Festigkeit; aus Versuchen zu ermitteln [-]

$M_{Pl,S,k}$  = charakteristisches plastisches Widerstandsmoment der Gewindestange; berechnet mit  $f_{yk}$  nach Gleichung 5.1 [Nmm]

$\varphi_H$  = Erhöhungsfaktor zur Umrechnung des plastischen Widerstandsmoments der Gewindestange auf das Dübelssystem nach Abschnitt 5

$\gamma_{Mm}$  = Teilsicherheitsbeiwert für Mauerwerk nach ETAG 029

= 2,5 allgemeine für Mauerwerk

=  $\gamma_{MAAC} = 2,0$  für Porenbeton

### 9.2.2.1.3 Bemessung für lokales Materialversagen

$$V_{Rd,lm}^0 = \frac{V_{Rk,lm}^0}{\gamma_{lm}} = \min \left( \frac{V_{k,ij}}{\gamma_{lm,ij}} \right) \quad [N] \quad (9.17)$$

mit:

$i$  = A, B oder C, D

$j$  = 1, 2, 3 (nur bei Lochsteinen zu beachten)

### 9.2.2.2 Dübelgruppen in der Fläche

Für alle Arten von Vollsteinen, Kalksandlochsteine nach DIN V 106, Leichtbetonhohlblocksteine nach DIN V 18151-100 und Hochlochziegel nach DIN V 105-100 gilt Gleichung (9.18) für Zweifachbefestigungen mit Injektionsdübeln.

$$V_{Rd,lm} = V_{Rd,lm}^0 \cdot \left( 1 + \frac{s}{s_{cr,V,lm}} \right) \leq 2V_{Rd,lm}^0 \quad [N] \quad (9.18)$$

mit:

$V_{Rd,lm}^0$  = Bemessungswert der Tragfähigkeit des Einzeldübeln bei lokalem Materialversagen nach Gleichung (9.17) [N]

$s$  = vorhandener Achsabstand; einzuhaltender Mindestwert

$s_{min} \geq 3d_0 \geq 50$  mm [mm]

$s_{cr,V,lm}$  = 125 mm kritischer Achsabstand bei lokalem Materialversagen

Bei Vierfachbefestigungen ist der Beiwert in beide Richtungen zu ermitteln und miteinander zu multiplizieren.

Für Leichtlanglochziegel mit einfacher Außenwandung und Leichtlangloch-Ziegelplatten nach *DIN EN 771-1* europaweit bzw. *DIN 105-5* in Deutschland und *NF P 13-301* in Frankreich und bestimmte Hochlochziegel mit großen Lochabmessungen nach bauaufsichtlicher Zulassung ist pro Befestigungspunkt unabhängig von der Anzahl der Dübel nur die Tragfähigkeit des Einzeldübel nach Abschnitt 9.2.2.1 anzusetzen, wenn keine weiteren Versuche mit Gruppenbefestigungen durchgeführt werden. Als Mindestabstand zwischen zwei Befestigungspunkten sind hier die Abmessungen der Mauersteine in der jeweiligen Richtung anzusetzen.

### 9.2.3 Stahlversagen durch Abscheren

Gegenüber der Berechnung der mittleren Abscherlasten nach Gleichung 7.19 wird für die charakteristischen Werte eine Abminderung analog *Eligehausen/ Mallée (2000)* und den Regelungen in *ETAG 029* durch eine Reduktion des Vorfaktors  $\alpha$  auf ca. 5/6 des Mittelwertes. Damit ergibt sich Gleichung (9.19) für Stahlversagen durch Abscheren von Injektionsdübeln in Mauerwerk.

$$V_{Rk,s} = 0,38 \cdot A_s \cdot f_u \quad [N] \quad (9.19)$$

$$\gamma_M = \gamma_{Ms}$$

mit:

$A_s$  = Spannungsquerschnitt der Ankerstange [mm<sup>2</sup>]

$f_u$  = Nenn-Stahlzugfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

Bei Gruppenbefestigungen werden alle  $n$  Dübel zur Lastübertragung angesetzt, wenn die nachfolgenden Voraussetzungen erfüllt sind. Der Achsabstand der Dübel sollte für Dübel ohne Siebhülse in Anlehnung an *Fuchs (1990)* mindestens dem Wert  $s \geq 5d_{nom} \geq 50$  mm entsprechen. Für Dübel mit Siebhülse ist der gleiche Wert wie für den Mindestabstand beim lokalen Materialversagen zu wählen:  $s \geq 3d_0 \geq 50$  mm. Das Lochspiel darf die in Tabelle 4.1 im Anhang C von *ETAG 029* angegebenen Werte nicht überschreiten und der Randabstand muss mindestens  $10h_{ef}$  betragen. Wird eine der letztgenannten Bedingungen nicht eingehalten, werden nur die Dübel mit den ungünstigsten Verhältnissen herangezogen. Die Bemessung hat dann für den bzw. die am höchsten belasteten Dübel zu erfolgen.

## 9.3 Einzel- und Gruppenbefestigungen mit Randeinflüssen

### 9.3.1 Vollsteine

#### 9.3.1.1 Kantenbruch mit und ohne Formateinflüsse

Bei einem Kantenbruch kann die Bildung vollständiger Ausbruchkörper durch die Abmessungen des Steines oder die Überschneidung der Bruchkörper bei Gruppenbefestigungen beeinflusst und damit die Tragfähigkeit reduziert werden. Für Mauerwerk, bei dem die Lastweiterleitung in die angrenzenden Steine über eine entsprechende Ausführung der Lagerfugen, z. B. durch Verwendung eines Spezialmörtels bzw. Klebers als Dünnbettmörtel, oder eine ausreichend hohe Auflast nicht sichergestellt ist, sind die Dimensionen des Steines zu berücksichtigen. Bei Gruppen ist weiterhin der Achsabstand  $s$  zu beachten. Die Berechnung kann nach Gleichung (9.20) erfolgen.

$$V_{Rk,c} = \frac{A_{c,v}}{A_{c,v}^0} \cdot V_{Rk,c}^0 \quad [N] \quad (9.20)$$

$$\gamma_M = \gamma_{Mm}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k \cdot (h_{ef}/d_{nom})^{0,2} \cdot \sqrt{d_{nom}} \cdot \sqrt{\beta_{Nenn}} \cdot c_1^{1,5} \quad [N] \quad (9.21)$$

mit:

$$k = \begin{cases} 0,25 & \text{bei Belastung zum freien Rand} \\ 0,45 & \text{bei Belastung parallel zum freien Rand} \end{cases} \quad [-]$$

$d_{nom}$  = Außendurchmesser des Dübels [mm]

$\beta_{Nenn}$  = Nenn-Steindruckfestigkeit nach DIN [N/mm<sup>2</sup>]

$c_1$  = einzusetzender Abstand zum Rand des Mauerwerks mit Maximalwert  
 $c_1^* = \max(a/3; h/1,5)$  [mm]

$a$  = Höhe des Einzelsteines [mm]

$h$  = Breite des Einzelsteines in Richtung der Wanddicke (Bauteildicke) [mm]

$A_{c,v}^0 = 4,5c_1^2$  projizierte Fläche des Steinausbruchkörpers einer Einzelbefestigung bei vollständiger Ausbildung des Ausbruchkörpers [mm<sup>2</sup>]

$A_{c,v} = (\min(3c_1 + s_{II}; 1,5c_1 + c_{2,1} + s_{II}; a)) \cdot \min(1,5c_1; h)$  vorhandene projizierte Fläche des Steinausbruchkörpers einer Einzel- oder Zweifachbefestigung; bei ansteigendem  $c_1$  wird der Ausbruchkörper durch die Bauteilränder in Höhe und Breite (Tiefe) begrenzt [mm<sup>2</sup>]

$s_{II}$  = Achsabstand einer Zweifachbefestigung parallel zum Rand [mm]

$c_{2,1}; c_{2,2}$  = Abstände zu den Rändern orthogonal zu  $c_1$  mit  $c_{2,1} \leq c_{2,2}$  [mm]

### 9.3.1.2 Herausziehen von Randsteinen aus dem Verband unter Querlast zum Rand

Bei Verankerungen im Randstein, am Rand des ersten Innensteines oder in der Stoßfuge dazwischen kann der Randstein herausgezogen oder herausgeschoben werden, wenn die Lastweiterleitung über die Lagerfugen des Randsteines (s. o.) nicht gewährleistet werden kann. Für das Herausziehen eines Randsteines aus dem Verband ergibt sich die Tragfähigkeit nach Gleichung (9.22).

$$V_{Rk,pb} = 2 \cdot L_R \cdot h \cdot (0,5 \cdot f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d) \quad [N] \quad (9.22)$$

$$\gamma_M = \gamma_{Mm}$$

mit:

$L_R/h$  = Länge/ Breite des Randsteines [mm]

$\sigma_d$  = Bemessungswert der Druckfestigkeit senkrecht zur Scherbelastung [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{vko}$  = Haftscherfestigkeit von Normalmörtel ohne Auflast nach EC 6, Tabelle 3.4 [N/mm<sup>2</sup>]

Bei der Verankerung im ersten Innenstein kann das Versagen dann eintreten, wenn zunächst ein Kantenbruch am Innenstein aufgrund einer nicht oder unvollständig vermörtelten Stoßfuge auftritt (vgl. Bild 7.12). In der Regel ist das Versagen nur bis zu einem Stoßfugenabstand bis maximal zur Mitte dieses Steines zu untersuchen. Die Berechnung der Kantenbruchlast des Innensteines erfolgt nach Gleichung (9.20) mit dem vorhandenen Stoßfugenabstand an Stelle von  $c_1$  (s. a. Bild 7.12). Falls Gleichung (9.20) für den Innenstein nicht eingehalten wird, wird Gleichung (9.20) für den

angrenzenden Stein maßgebend. Für Stoßfugenbreiten über 5 mm ist generell wie bei einer Verankerung am freien Rand nach Abschnitt 9.3.1.1 zu verfahren.

### 9.3.2 Lochsteine

Prinzipiell können bei Lochsteinen dieselben Versagensmechanismen wie bei Vollsteinen auftreten. Wie in Abschnitt 7.3.2 erläutert, sind diese jedoch in erheblichem Maße von der Lochausbildung und der Setzposition abhängig. Das Herausziehen von Randsteinen wurde bei Lochsteinen bisher nicht beobachtet und ist wegen des Einflusses der Steinlöcher nicht zu erwarten. Für die Berechnung der Tragfähigkeit bei Kantenbruch in Lochsteinen wird aufgrund der Versuchsergebnisse Gleichung (9.23) vorgeschlagen. Dabei wird nach der Lastrichtung unterschieden und der Wert für eine Belastung senkrecht zum Rand gegenüber *ETAG 029* halbiert, falls keine weiteren Versuche durchgeführt werden. Die Regelung gilt auch für Zweifachbefestigungen.

$$\begin{aligned} V_{\text{Rk,c,\perp}} &= 1,25 \text{ kN bei Belastung zum freien Rand} \\ V_{\text{Rk,c,\parallel}} &= 2,5 \text{ kN bei Belastung parallel zum freien Rand} \end{aligned} \quad (9.23)$$

für:

$$\begin{aligned} c_{\text{min}} &= \text{Mindestabstand zum Rand des Mauerwerks [mm]} \\ &\geq 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Aufgrund der Versuchsergebnisse kann man davon ausgehen, dass ab einen kritischen Randabstand von  $c_{\text{crit}} = 250 \text{ mm}$  die volle Tragfähigkeit in der Fläche erreicht wird. Für den Übergangsbereich  $c_{\text{min}} \leq c \leq c_{\text{crit}}$  kann die Tragfähigkeit linear interpoliert werden.

Zur Ausnutzung des Potenzials von Injektionsdübeln können weitere Versuche durchgeführt werden. Ein mögliches Vorgehen zur Erhöhung der Tragfähigkeiten und Minimierung der Randabstände unter Berücksichtigung der Besonderheiten bei Lochsteinen wurde in Abschnitt 7.3.2.3 vorgestellt.

### 9.3.3 Behandlung von Fugen im Verband

Für Befestigungen im Bereich oder in vollvermörtelten Fugen, direkt in nicht vermörtelten Fugen und an unvollständig oder nur teilweise vermörtelten Stoßfugen mit Breiten bis 2 mm sind keine Traglastabminderungen vorzunehmen.

Betragen die Stoßfugenbreiten zwischen 2 und 5 mm oder sind diese wegen eines Überputzes nicht sichtbar, sind die Traglasten wie bei Zugbeanspruchung in *ETAG 029* auf 75% abzumindern.

Sind nicht vollvermörtelte Stoßfugenbreiten über 5 mm im Mauerwerk vorhanden, so ist bei der Bemessung wie bei einer Verankerung am freien Rand vorzugehen.

### 9.4 Interaktion bei Schrägzugbelastung

Bei kombinierter Beanspruchung einer Befestigung durch Zug- und Querlasten wird aufgrund der Ergebnisse in Kapitel 8 eine Unterscheidung bei der Bemessung zwischen Voll- und Lochsteinen getroffen. Es sind die nachfolgenden Vorgaben zu erfüllen, die in Bild 8.3 graphisch dargestellt sind.

Für Vollsteine gilt

$$\beta_N \leq 1,0 \quad [-] \quad (9.24)$$

$$\beta_V \leq 1,0 \quad [-] \quad (9.25)$$

$$\beta_N + \beta_V \leq 1,2 \quad [-] \quad (9.26)$$

und für Lochsteine

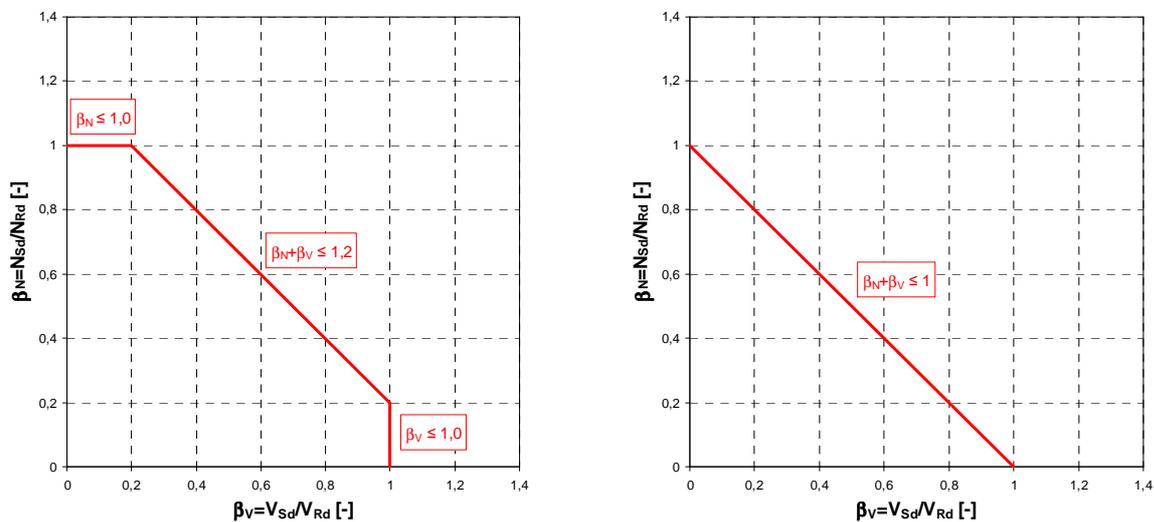
$$\beta_N + \beta_V \leq 1,0 \quad [-] \quad (9.27)$$

mit:

$\beta_N = N_{Sd}/N_{Rd}$  = Verhältnis von Bemessungslast zu Bemessungswiderstand für reine Zuglast [-]

$\beta_V = V_{Sd}/V_{Rd}$  = Verhältnis von Bemessungslast zu Bemessungswiderstand für reine Querlast [-]

Es sind immer die ungünstigsten (größten) Verhältniswerte für die verschiedenen Versagensarten nachzuweisen.



a) Vollsteine

b) Lochsteine

**Bild 9.1:** Interaktionsdiagramme für kombinierte Zug- und Querlastbeanspruchung

## 10 Zusammenfassung

Das Tragverhalten von Befestigungen in Mauerwerk unter Querlast war bisher kaum erforscht. Es lagen nur wenige Versuchsserien vor, die zudem ausschließlich in Einzelsteinen gesetzt waren. Für Befestigungen in Beton gibt es zahlreiche Untersuchungen, speziell auch für Verbunddübel unter Querlast. Die Ergebnisse lassen sich jedoch aufgrund der Materialien und der Struktur der Steine sowie dem Aufbau des Mauerwerks nur bedingt übertragen.

In der vorliegenden Arbeit konnten wesentliche Fragestellungen zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk aus Voll- und Lochsteinen unter Quer- und Schrägzuglasten geklärt werden. Sie ergänzt die für zentrische Zuglasten entwickelte Bemessung nach Meyer (2006), so dass nunmehr ein geschlossener Ansatz für beliebige Lastrichtung vorliegt. Das Tragverhalten unter Querlast wurde ausführlich beschrieben und analysiert. Anhand experimenteller Ergebnisse an Mauerwerkswänden und großformatigen Steinen sowie theoretischer Untersuchungen wurden verschiedene mauerwerksspezifische Versagensarten unterschieden und die wesentlichen Einflussparameter ermittelt. Dabei wurden verschiedene Steine und Dübeltypen mit und ohne Hülse in unterschiedlichen Längen und an verschiedenen Setzpositionen eingesetzt und die Belastungsrichtung variiert. Weiterhin wurde mittels zentrischer Zug- und Schrägzugversuche der Einfluss des Lastangriffswinkels zur Oberfläche des Mauerwerks untersucht. Aus den Erkenntnissen wurde ein anwenderfreundliches, wirtschaftliches und sicheres Bemessungsmodell für Einzel- und Gruppenbefestigungen unter Querlast in der Fläche und am Rand von Mauerwerk entwickelt und eine angepasste Interaktionsbedingung vorgeschlagen, die in die Anwendungs- und Zulassungsrichtlinien eingearbeitet werden können.

In Kapitel 2 wurde ein Überblick über den bisherigen Stand der Forschung und Bemessung gegeben. Dabei wurden neben den Erkenntnissen für Befestigungen in Beton und Mauerwerk auch Regelungen für querbelastete Befestigungsmittel im Holzbau vorgestellt. Letztere sind mit dem Tragverhalten von Injektionsdübeln unter Querlast in niederfesten Vollsteinen und Lochsteinen vergleichbar. Unterschiede gibt es dabei jedoch in Bezug auf die Dübeltragfähigkeit innerhalb des Bohrloches und die lokale Tragfähigkeit des Mauerwerks, die es gesondert zu untersuchen galt. Zur Ermittlung des Biegebruchmomentes von Gewindestäben wurde ein Berechnungsansatz erläutert und für Verbundquerschnitte aus Stahl und Beton die Regelungen nach DIN EN 1994-1-1 (2006) aufgezeigt. Schließlich wurden bestehende Ansätze zur Ermittlung der lokalen Tragfähigkeit von Verankerungsgründen beschrieben.

Die Beschreibung der Materialien in Kapitel 3 umfasst neben den Eigenschaften und der Herstellung des Mauerwerks auch die Ausbildung und Kennwerte der eingesetzten Dübel und deren Montage. Für das Mauerwerk wurde dazu zunächst ein Überblick über die aktuelle Situation in Bezug auf die vereinheitlichte Normung in Europa und die Verbreitung in Deutschland gegeben. Injektionsdübel für Mauerwerk bestehen aus dem Injektionsmörtel, einer Ankerstange und gegebenenfalls einer Siebhülse, deren Einsatz in Lochsteinen vorgeschrieben ist.

Die Vorstellung der Versuchsergebnisse für querbelastete Injektionsdübel und deren Auswertung in Kapitel 4 bilden den Ausgangspunkt der Arbeit. Dazu wurden die verschiedenen Setzpositionen für Befestigungen in Mauerwerk in Bezug auf Fugen und freie Bauteilränder und die möglichen Belastungsrichtungen für Einzeldübel und Zweiergruppen vorgestellt und Durchführung und Aufbau der Versuche beschrieben.

Zuerst wurden Einzeldübel in der Fläche experimentell untersucht. Es lassen sich vier Versagensarten in Abhängigkeit der Ausführung des Anbauteiles, der Festigkeit und der Lochgeometrie der Steine und den Abmessungen und den Festigkeiten des Dübels unterscheiden. Das Tragverhalten zeichnet sich allgemein durch geringere Steifigkeiten und mehrfach höhere Verschiebungen bei Höchstlast im Vergleich zu Dübeln unter zentrischem Zug aus.

Bei geringer Verankerungstiefe kann es einerseits bei dicken, nicht drehbehinderten Anbauteilen, die eine Einspannung des Dübels erlauben, zu einem vorzeitigen Versagen durch die sich entwickelnden Zugkräfte kommen. Andererseits kann sich bei weicherem Untergrund und dünnem Anbauteil, das nur einen sehr geringen Biege widerstand aufweist und damit eine gelenkige Lagerung darstellt, der Dübel verdrehen und aus dem Untergrund herausgehoben werden, indem auf der lastabgewandten Seite einen Ausbruchkörper entsteht, ohne dass die Normalkräfte im Dübel wesentlich ansteigen. Die Höchstlasten werden bei relativ geringen Verschiebungen erreicht und fallen dann deutlich ab.

Der am häufigste beobachtete Mechanismus war das lokale Materialversagen. Dabei wird der Untergrund so stark beansprucht, dass er plastifiziert oder auch oberflächennahe Bereiche muschelförmig abscheren und der Dübel in Abhängigkeit der Verankerungstiefe und der Klemmstärke bis zu zwei plastische Gelenke ausbilden kann. Die Steigung der Last-Verschiebungskurven flacht im Verlauf deutlich ab oder geht in ein Plateau über und die Höchstlasten werden zum Teil erst nach sehr großen Verschiebungen erreicht.

Die höchsten Traglasten einer Dübelverbindung unter Querlast werden durch Stahlbruch des Ankerstangenstahls erreicht. Bei Befestigungen in Mauerwerk sind die Übergänge zu lokalem Versagen fließend und maßgeblich von der Steifigkeit und der Verankerungstiefe abhängig. Es lässt sich i. d. R. jedoch durch sein charakteristisches Last-Verschiebungsverhalten gegenüber dem lokalen Versagen abgrenzen, das einen stetigen Anstieg bis zur Höchstlast aufweist und einen abfallenden Ast von maximal 2 mm aufweist, bis die Ankerstange komplett abgesichert wird. Der Vergleich mit der Bemessung nach *ETAG 029* ergab, dass der dort angegebene Vorfaktor  $\alpha$  die Traglast in Mauerwerk überschätzt.

An freien Steinrändern und unvermörtelten Stoßfugen kommt es zu einem Kantenbruch oder, häufig bei Lochsteinen, einem Durchspalten des Steines. Die Bruchlast ist abhängig von der Belastungsrichtung. Parallel zum Rand belastete Dübel weisen mindestens die zweifache Tragfähigkeit gegenüber zum Rand belasteter Dübel auf. Da sich bei Lochsteinen bedingt durch die Lochung auch ohne Randeinflüsse i. d. R. andere Versagensmechanismen und geringere Traglasten gegenüber Vollmaterialien ergeben, sind Einflüsse auf die Höchstlast tendenziell nur bei kleineren Abständen zum freien Rand vorhanden. Während damit an freien Rändern die Tragfähigkeit erreicht ist, kann sie im Verband bei Fugenbreiten bis ca. 2 mm noch die gleiche Tragfähigkeit wie in der Fläche erreichen. Vollvermörtelte Fugen und Verankerungen direkt in der unvermörtelten Stoßfuge in der Wandfläche haben keine negativen Einflüsse auf die Traglast.

Die Regelungen nach *ETAG 029* für Befestigungen am Rand erfassen die Einflüsse nur ungenau und können bei kleinformatischen Steinen zu Ergebnissen auf der unsicheren Seite führen.

Das Tragverhalten von Zweifachbefestigungen ähnelt dem der Einzeldübel. Bei den untersuchten Konstellationen trat mit dem lokalen Materialversagen meist derselbe Versagensmechanismus auf. Die Tragfähigkeit steigt mit dem Achsabstand der Dübel an und erreicht für Werte über ca. 125 mm die doppelte Einzeltraglast. Ausnahmen bilden Ziegelsteine mit großer Lochung und geringer Außenstegdicke, bei denen die Tragfähigkeit bei Verankerung innerhalb eines Steines aufgrund des spröden Versagens auf deutlich geringere Werte beschränkt ist.

Bei Zweifachbefestigungen am freien Rand reduziert sich die Tragfähigkeit gegenüber der zweifachen Traglast des Einzeldübels, wenn sich die Ausbruchkörper überschneiden oder der Stein vorzeitig durchspaltet.

In den Kapiteln 5 und 6 wurden zusätzliche Untersuchungen zu Materialparametern beschrieben, die zur Entwicklung eines Bemessungsmodells notwendig sind. Die Untersuchungen wurden erforderlich, da die in den Querlastversuchen nach Kapitel 4 erzielten Traglasten nur dann erreicht werden konnten, wenn sowohl die Tragfähigkeit des Dübel systems gegenüber der reinen Ankerstange als auch die lokale Steindruckfestigkeit gegenüber dem ermittelten Wert deutlich erhöht sind. In Kapitel 5 wurden Versuche und Berechnungsansätze zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit vorgestellt. Es zeigte sich, dass die Biegetragfähigkeit einer Ankerstange von der Stahlzugfestigkeit abhängig ist und die des gesamten Dübels, bestehend aus Ankerstange, Siebhülse und Injektionsmörtel, demgegenüber einen Erhöhungsfaktor aufweist. Dabei wurde gezeigt, dass die Berechnung der Biegetragfähigkeit des Dübels als gerissener Verbundquerschnitt mit einer metallenen Siebhülse als Bewehrung berechnet werden kann. In Kapitel 6 wurden aus Versuchen Erhöhungsfaktoren für die ertragbaren lokalen Pressungen verschiedener Steine ermittelt. Aufgrund des geringen Versuchsumfanges konnten diese nicht in allgemein gültige Berechnungsansätze umgesetzt werden.

Aufbauend auf den Erkenntnissen der vorausgehenden Abschnitte enthält Kapitel 7 theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk. Es werden neue Vorschläge zur Ermittlung der Tragfähigkeit für die verschiedenen Versagensarten vorgestellt, die für die Anwendung bei Einzel- und Gruppenbefestigungen mit und ohne Randeinfluss herangezogen werden können, und den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Für das Zugversagen wird der Ansatz für Pry-out in Beton formal übernommen, wobei für die zugrunde liegende Zugtragfähigkeit die Ansätze nach Meyer (2006) für Mauersteine eingearbeitet wurden. Das Heraushebeln des Dübels wird mit dem lokalen Materialversagen zusammengefasst. Hier wurden für Voll- und Lochsteine verschieden Anwendungsfälle entwickelt, bei denen ausgehend von der Klemmstärke im Anbauteil die Abmessungen und Materialeigenschaften des Dübel systems und des Steines, speziell der Lochgeometrie bei Lochsteinen, berücksichtigt werden. Ausgehend von den Versuchsergebnissen wurde für die Versagensart Stahlbruch ein reduzierter Vorfaktor  $\alpha$  ermittelt, der die Verhältnisse in Mauersteinen besser abbildet.

Für Zweifachbefestigungen wurde für die Versagensart lokales Materialversagen ein kritischer Achsabstand festgelegt und eine Beschränkung der Traglast pro Befestigungspunkt für bestimmte Ziegelsteine erläutert.

Für Befestigungen mit Randeinflüssen wurde die Berechnung der Kantenbruchlast um den Einfluss des Steinformates und des Achsabstandes  $s$  bei Gruppen über projizierte Flächen in Anlehnung an das Vorgehen in Beton erweitert. Es wurde gezeigt,

dass der nach *ETAG 029* für Lochsteine vorgegeben Lastwert für Kantenbruch auf randparallele Belastung beschränkt werden sollte und bei Belastung zum Rand eine Halbierung des Lastwertes zu erfolgen hat. Weiterhin wurde ein Vorgehen zur Ermittlung einer erhöhten Kantenbruchlast in Lochsteinen unter Berücksichtigung eines verringerten Randabstandes vorgeschlagen.

Neu aufgenommen wurde der Versagensfall des Herausschiebens des Randsteines bei Vollsteinen und die Bedingungen definiert, unter denen er eintreten kann. Der Ansatz ist analog dem Vorgehen für Herausziehen eines Einzelsteines im Verband unter Zuglast, wobei nur die Lagerflächen des Randsteines angesetzt werden.

Vergleiche zeigen, dass die Ergebnisse der verschiedenen Berechnungsansätze gut mit den experimentellen Messwerten übereinstimmen.

In Kapitel 8 wurden Untersuchungen zum Tragverhalten von Injektionsdübeln unter Schrägzuglast vorgestellt und die existierende Interaktionsbedingung überprüft. Dazu wurden neben reinen Schrägzugversuchen auch Versuche unter zentrischer Zuglast durchgeführt, um die realen Verhältnisse abzubilden. Ausgehend von den Schädigungsmechanismen und den Traglasten wurde für eine Schrägzuglast bei Lochsteinen eine geänderte Interaktionsbedingung vorgeschlagen, um sicher Bemessungsergebnisse zu erhalten.

Aus den vorausgehenden Ergebnissen wurde in Kapitel 9 ein neuartiges Bemessungsmodell entwickelt, das einem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept gemäß aktueller Normung mit charakteristischen Werten und Teilsicherheitsbeiwerten zur Bestimmung eines Bauteilwiderstandes folgt. Dabei wird nach den verschiedenen Versagensarten unterschieden und die Berechnung z. T. gegenüber Kapitel 7 auf der sicheren Seite liegend vereinfacht. Es umfasst Einzel- und Gruppenbefestigungen unter Querlast in der Fläche und am Rand von Voll- und Lochsteinen aus den gängigen Materialien. Weiterhin wurde die überarbeitete Interaktionsbedingung für Schrägzugbelastung aufgenommen, die zwischen Voll- und Lochsteinen unterscheidet.

Mit den neu gewonnen Erkenntnissen können querbelastete Befestigungen in Mauerwerk sicher bemessen werden. Bei genauer Kenntnis der Untergrundbeschaffenheit können damit aufwendige Versuche entfallen. Der Bemessungsansatz nutzt das Potential von Injektionsdübeln gerade gegenüber den preiswerteren Kunststoffdübeln aus, so dass hohe Traglasten übertragen und geringere Randabstände realisiert werden können. Durch eine höhere Tragfähigkeit kann die Anzahl der erforderlichen Dübel reduziert werden, womit sich der Montage- und Materialaufwand verringert, damit auch die Kosten fallen und ein wirtschaftlicheres Setzen ermöglicht wird. Mit den Ergebnissen können die Prüfvorschriften und die Bemessung nach *ETAG 029* ergänzt, angepasst und verbessert werden.

## 11 Englische Zusammenfassung – Summary

Injection systems in masonry have been used for more than 30 years. While anchoring products have been improved and their field of application has broadened, only few investigations have been undertaken of metal injection anchors under shear loading in masonry. It was generally assumed that lateral load bearing capacity is higher than in axial direction. However, almost all of the existing shear tests were performed in single bricks. In such a test setup the positive effects of load distribution to adjacent units of masonry are not considered. For anchorages in concrete much research has been carried out, including bonded anchors under shear loading. Yet a transfer of the results to masonry is limited due to different material and structural properties of the bricks and the assembly of masonry walls.

In the present dissertation essential questions concerning the load bearing behavior of injection anchors in masonry made of solid or perforated bricks under shear and oblique loading have been answered. The research supplements the design concept for tension loading in masonry worked out by Meyer (2006), so that from now a complete approach for any load direction is available. The load bearing behavior has been extensively described and analyzed. Based on experimental results in masonry walls and large-sized bricks, and theoretical investigations, several failure modes have been differentiated and the main influencing parameters have been identified. In the process several brick and anchor types - with or without mesh sleeves - in different lengths and setting positions were used, and the shear loading direction was varied. Furthermore, the influence of the loading angle in respect to the brick surface was investigated in tests under tension and oblique loading. Based on the results, a user-friendly, economic and safe design concept for single and group anchorages in masonry exposed to shear loading, with or without edge effects, has been developed, and the interaction for oblique loading has been revised. The findings may be incorporated in approval guidelines.

Chapter 2 gives an overview on the state of the art of anchor research and design. In addition to the findings for anchorages in concrete and masonry, regulations used for dowel-type fasteners in timber construction were presented. The latter feature a similar shear load bearing behavior as metal injection anchors in lower strength solid or in perforated masonry. However, the load bearing behavior of the injection anchor within the bore hole and the local bearing capacity of the masonry are different, so that they had to be especially investigated. Approaches for the calculation of the ultimate bending capacity of threaded rods and the regulations for steel and concrete composites sections in *DIN EN 1994-1-1 (2006)* were demonstrated. Finally, the existing approaches for the determination of the local bearing capacity of materials were described.

Chapter 3 covers the specifications of materials used in this study. With respect to bricks and masonry, the types chosen were consistent with the types in common use in Germany. Their specifications are set out originally in separate German codes, which are now unified in European-wide codes. The design and specific values of the anchors studied, and their application, are also described. Metal injection anchors themselves consist of the injection mortar, the anchor rod and where applicable a sleeve mesh, which is mandatory for use in perforated bricks.

The presentation of the test results of injection anchors exposed to shear loading, and their analysis in chapter 4, form the basis of this work. The different setting posi-

tions in respect to joints within the masonry and to free edges and the possible loading directions for single anchor and double anchor groups were introduced and the execution and setup of the tests was described.

At first, single anchors without edge effects were researched experimentally. Four failure modes depending on the fixture, the material characteristics and the dimensions of the anchor and the bricks, especially in respect to the formation of voids, were differentiated. In general, load bearing behavior under shear loading features lesser stiffness and larger displacement at peak load but also higher peak loads when compared to axial tension loading.

For small embedment depths of the anchor in a thick fixture, that allows for fixed support of the anchor but doesn't restrain against rotation in load direction, a premature failure may occur due to the development of tension forces in the anchor. Then again, in cases of a rather soft base material and a thin fixture showing only low bending restraint, and therefore being a hinged support of the anchor, the anchor may rotate within the borehole and produce a pryout failure on the averted side of the shear loading without significant increase of the axial forces in the anchor rod. In both cases the peak loads are reached after relatively little displacement, and decrease instantly and distinctly.

The most commonly observed failure mode was a local failure of the brick. At this, the base ground in front of the anchor is stressed sufficiently high that it plasticizes or develops shell-shaped outbreak cones on the surface. Along the anchor's axis, up to two plastic hinges may form, depending on the embedment depth and the thickness of the fixture. The gradient of the load-displacement curves flattens, or even reaches a plateau, before the peak-load is reached, after considerable displacement.

The highest loads under shear loading are reached if a shear failure of the metal anchor rod is achieved. For anchorages in masonry there is a gradual transition to local failure that is governed by the compression strength of the substrate and the embedment depth of the anchor. Yet it may be distinguished from local brick failure by means of its characteristic load-displacement behavior, which exposes a steady increase to peak-load and a rather fast decrease to maximum of 2 mm displacement after peak load is reached. A comparison with the design used in the *ETAG 029* found that the factor  $\alpha$  used therein for shear loading overpredicts the load bearing capacity of shear failure in masonry.

Anchors set nearby free edges or joints not filled with mortar generate an edge failure of the brick or, prevalently in perforated bricks, a splitting of the whole brick. The failure load is dependent on the loading direction. Anchors loaded parallel to the edge bear at least double the load of anchors loaded towards the edge. Failure modes in perforated masonry differ from those of solid material, showing lower load-bearing capacity. Edge influences are therefore only apparent closer to free edges. While peak loads at free edges are generally reached if a crack occurs, an anchor set within the brickwork towards a joint may reach the same load level as if set without edge influence. This process may only take place if the gap of the joint is smaller than approximately 2 mm so that it is closed during loading. Mortar filled joints and direct anchoring in joints not filled with mortar do not negatively affect the bearing capacity.

The regulations in *ETAG 029* concerning anchoring towards edges do not cover the influences precisely and may lead to an unsafe design in case of small-sized bricks.

Load bearing behavior of double anchor groups resembles that of single anchors. For the investigated constellations, local brick failure was also the dominating failure. Bearing capacity increases with increasing axis-center distance, and reaches twice the single anchor capacity for a value of around 125 mm. Exceptions are perforated clay bricks with big sized outer holes and a thin outer web, where the bearing capacity is limited due to the brittle failure of the web, if both anchors are placed in the same brick.

For double anchor groups set at free edges, bearing capacity reduces compared to twice the single capacity if the outbreak cones overlap or the bricks split prematurely.

In chapters 5 and 6 additional investigations of material properties are described that are essential for development of a design model for local brick failure. The investigations were necessary because the load levels reached in the shear tests with local brick failure reported in chapter 4 were only explicable both if the bearing capacity of the anchor system was higher than the anchor rod alone, and the local compression strength of the bricks was increased compared to the compression strength established in compression tests of the whole brick. Chapter 5 covers tests and calculation approaches for the determination of the bending capacity of the anchor. The results showed that the bending capacity of the anchor rod is dependent on the ultimate steel strength and that, in contrast, the overall bending capacity of the anchor within the borehole - consisting of threaded rod, injection mortar and sleeve mesh - is increased by a factor. It was proved that the overall bending capacity of the anchors may be calculated as a cracked composite section with a metal mesh sleeve acting as reinforcement and the injection mortar supporting the compressed side. In chapter 6 factors that increase the local compression strength of different brick types were determined. Because only few tests were undertaken no general approaches for the calculation could be established.

Based on the findings presented in the preceding chapters, theoretical investigations on the load bearing behavior of injection anchors in masonry are reported out in chapter 7. New proposals for the determination of the bearing capacity for the different failure modes are given, covering anchorages with single anchors and groups of anchors with or without edge influence. The proposals are compared with test results. For a failure caused by tension forces due to shear loading the design approach for pryout failure in concrete has been adopted using the underlying tension capacity for masonry, as defined by *Meyer (2006)*. A failure on the averted side of the load involving the formation of a breakout cone (originally described as pryout) can be covered by using the formulae for local brick failure. For local brick failure, different cases for solid and perforated bricks have been developed, taking into account the thickness of the fixture, the dimensions and material properties of the anchor and the bricks, especially the dimensions of the outer web and the voids of perforated bricks. Based on the test findings, a reduced factor  $\alpha$  for the shear failure of the steel rod has been introduced to account for conditions in masonry.

For double anchor groups a critical axis-center distance for local brick failure, and a limitation of the bearing capacity per anchoring point for special types of clay bricks, have been defined.

The approach for calculating the bearing capacity of anchorages near to free edges has been extended to account for the influence of brick size and axis-center distance for a group of anchors, following the procedure used for concrete. It could be shown that the value for edge failure in perforated masonry given in *ETAG 029* should be limited to loading parallel to the edge, and that for loading towards the edge a bisection of the given value is necessary. Furthermore a procedure is proposed for the determination of higher values for the bearing capacity for edge failure in perforated bricks under consideration of smaller edge distances.

The failure mode of pushing out of one brick at the edge of solid masonry due to shear loading has been newly implemented, and the underlying terms and conditions have been defined. The approach is analogous to the one for the pulling out of one brick due to tension loading with only the horizontal areas of the brick being considered.

A comparison of the different approaches shows good agreement with the test data.

Chapter 8 covers investigations of the bearing behavior of injection anchors exposed to oblique loading, and a comparison with the interaction equations given in the *ETAG 029*. In addition to oblique loading tests, testing with axially loaded anchors was undertaken. Based on the failure modes and the load bearing capacity, an amended interaction equation for perforated bricks is proposed to obtain safe design values.

Based on the experimental results and theoretical findings, a new design concept for metal injection anchors is proposed in chapter 9. It follows a semiprobabilistic design concept according to current coding, with characteristic values and partial safety factors for the designation of the material resistance. It differentiates the different failure modes, with the calculations being simplified towards the safe side compared to the approaches presented in chapter 7. The design concept comprises single and group anchorages exposed to shear loading, with and without edge effects, in masonry made of solid and perforated bricks out of well-established materials. Furthermore, the amended interaction equation for oblique loading has been incorporated distinguishing between solid and perforated bricks.

With the newly gained experience, anchorages exposed to shear loading in masonry can be safely designed. With precise knowledge of the properties of the base material, expensive and time-consuming tests may be omitted. The new design approach exploits the potential of injection anchors especially against the cheaper plastic anchors, so that higher loads may be transferred and lower edge distances may be realized. Due to a higher load bearing capacity, the required number of anchors may be reduced, and therefore the efforts and costs of assembly and materials decrease. Given the results, the test specifications and the design according to *ETAG 029* or other codes can be amended, adjusted and improved.

## 12 Weiterführende Arbeiten und offene Fragen

Aufgrund der Vielfalt der am Markt befindlichen Steine, ihrer Ausführung im Mauerwerk und der unterschiedlichen Injektionsdübelssysteme und ihrer Anwendung, mussten im Rahmen dieser Arbeit Einschränkungen vorgenommen werden. Daraus ergeben sich in Teilbereichen offene Fragen, die in weiterführenden Arbeiten geklärt werden sollten. Im Folgenden werden die Teilbereiche genannt und Lösungsansätze diskutiert.

Für größere Verankerungstiefen und die Versagensfälle lokales Materialversagen und Stahlbruch können die Erkenntnisse als ausreichend angesehen werden. Allerdings sollte hier noch ein rechnerischer Ansatz zur Bestimmung der lokalen Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Untergrundparameter Steindruckfestigkeit, Rohdichte und Stegabmessungen und der Dübelparameter Bohrlochdurchmesser, Ankerstangendurchmesser und Einbindetiefe erarbeitet werden. Dazu sind diese Parameter in weiteren Untersuchungen zu variieren.

Für geringe Verankerungstiefen sollten ebenso weitere Nachforschungen erfolgen. Der Einfluss der Abmessungen des Anbauteils in Bezug auf den Einspanngrad des Dübels und weiterhin die Kombination mit dem Einfluss der Lasteinleitung in Bezug auf die Verdrehungsmöglichkeit des Anschlusses können dabei neue Erkenntnisse liefern. Aufgrund der bisherigen Erkenntnisse scheint sich hier weiterhin der Ankerstangendurchmesser auf das Tragverhalten auszuwirken, so dass durch seine Variation in Untersuchungen der Einfluss ermittelt werden sollte. Damit kann eine eindeutige Abgrenzung zwischen den Versagensarten Zugversagen bei Querkraftbelastung, rückwärtiger Ausbruch und lokalem Materialversagen erfolgen. Der Vorfaktor  $k_1$  in der Bemessung für Zugversagen bei Querkraftbelastung könnte in Abhängigkeit der maßgebenden Parameter (neben der Einbindetiefe z. B. der Steindruckfestigkeit und des Durchmessers) erfolgen und der Sprung in der bisherigen Bemessung bei  $h_{ef} = 60$  mm beseitigt werden.

Wie aus den Versuchsergebnissen weiterhin deutlich wurde, liegt die bisherige Formel zur Berechnung der Kantenbruchlast in Vollsteinen z. T. deutlich auf der sicheren Seite. Aufgrund der wenigen Versuchsdaten konnte hier kein verbesserter Ansatz vorgestellt werden. Durch Erweiterung der Datenbasis sollten die vorhandenen Potentiale ausgeschöpft werden. Ebenso wäre ein genauerer Ansatz für Lochsteine wünschenswert.

Für Gruppenbefestigungen konnten nur für einen Teil der möglichen Konstellationen Versuche durchgeführt werden. Keine Untersuchungen gibt es mit exzentrisch angreifender Last. Ebenso wurden keine Versuche mit flachem Anbauteil oder mit geringerer Einbindetiefe durchgeführt. Hier gilt es, unter anderem die aus der Analogiebetrachtung zu Befestigungen in Beton gemachten Annahmen für das Zugversagen bei Querkraftbelastung zu überprüfen. Zu Gruppenbefestigungen an Steinrändern, speziell von Vollsteinen, gibt es noch ungenügende Erkenntnisse und es fehlen Ergebnisse zu Verankerungen in angrenzenden Steinen über Fugen hinweg.

Ausgehend von den bisherigen Erkenntnissen ist eine Ausweitung der Ansätze auf Holz-Mauerwerk-Verbindungen sinnvoll und wünschenswert, da die Bemessung für das lokale Materialversagen aus den Ansätzen aus dem Bereich des Holzbaues abgeleitet wurde. Durch einen integrierten Ansatz könnte das Tragverhalten genauer erfasst und die Bemessung vereinfacht werden.

Weiterhin könnten in diesem Zusammenhang auch druckfeste Zwischenschichten mit berücksichtigt werden. Einerseits können diese bei der Montage schon vorgegeben sein, wie z. B. eine vorhandene Putzlage in einer Wandkonstruktion. Sie sind im Sinne einer Querlastübertragung meist als nicht tragfähig anzusehen, können aber Druckkräfte senkrecht zur Wandoberfläche übertragen. Andererseits können druck- und schubfeste Zwischenlagen bewusst in einer Abstandsmontage oder zur Überbrückung nichttragenden Lagen, wie z. B. einer Dämmschicht an einer Außenfassade, eingesetzt werden und die Tragfähigkeit verbessern.

## Literatur

**Appl (2009):**

Appl, J.J.: Tragverhalten von Verbunddübeln unter Zugbelastung. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2009.

**Basler/ Witta (1966):**

Basler, E.; Witta, E.: Grundlagen für kraftschlüssige Verbindungen in der Vorfabrikation. Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie, Wildeg, Schweiz, 1966.

**Bezecny/ Eligehausen/ Mészároš (2003):**

Bezecny, L.; Eligehausen, R.: Einfluss des Betons auf das Tragverhalten von Verbunddübeln – E-Modul, Bohrlochgeometrie-. Bericht Nr. 03/23-02/53. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2003, nicht veröffentlicht.

**Boogaard/ Stark (1974):**

van den Boogaard, W. J.; Stark, J. W. B.: Statisch bepadaalde staal-beton liggers, theorie en richtlijnen, Gezamenlijke Publikatie Van Staalbouwkundig Genootschap, Rotterdam Betonvereniging (CUR). Zoetermeer, Sept. 1974.

**CEB (1994):**

Comité Euro-International du Béton und Federation Internationale Precontrainte (FIB) (1993): CEB-FIB Model Code 1990. Thomas Telford Ltd, London, 1993

**CEB (1995):**

Comité Euro-International du Béton (CEB) (1995): Design of Fastenings in Concrete. CEB Bulletin 226, pp. 1-144, Lausanne, 1995. Published by Thomas Telford Services Ltd. 1997.

**CEN (2009):**

European Organisation for Standardization (CEN): CEN/TS 1992-4-5. Design of Fastenings for Use in Concrete. Edition 2009. Part 5:– Post-installed Anchors – Chemical Systems. CEN, Brussels, 2009.

**Cook/ Klingner (1989):**

Cook, R. A.; Klingner, R. E.: Behavior and Design of Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections. University of Texas at Austin, Research Report No. CTR 1126-3; March 1989; Austin, 1989.

**Cook/ Klingner (1991):**

Cook, R. A.; Klingner, R. E.: Behavior of Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections with Surface-Mounted Baseplates. In: Seniw. G. A.; Lancelot III, H. B.: Anchors in Concrete – Design and Behavior. ACI Publication, SP-130, S.61-122, American Concrete Institute, Detroit, 1991.

**Cook (1993):**

Cook, R. A.: Behaviour of chemically Bonded Anchors. Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, V.119, Nr. 9, Sept. 1993, pp. 2744-2862

**Cook et al. (1994):**

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, Department of Civil Engineering, College of Engineering, Gainesville.

**Cook et al. (1998):**

Cook, R. A.; Kunz, J.; Fuchs, W.; Konz, R. C.: Behavior and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete. ACI Structural Journal, V. 95, No. 1, 1998, S. 9-26

**Cook et al. (2001):**

Cook, R. A.; Zamora, N. A.; Konz, R. C.: Behavior of grouted anchors. In: Eligehausen, R. (Editor): Proceedings, Symposium on Connections between Steel and Concrete. RILEM Publication, Cachan Cedex, 2001, S. 381-390.

**Cziesielski/ Friedmann (1983):**

Cziesielski, E.; Friedmann, M.: Tragfähigkeit geschweißter Verbindungen im Betonfertigteiltbau. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau, Heft 346, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1983.

**DGfM (2006):**

Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau e. V.: CE-Kennzeichnung von Mauersteinen. 2. Ausgabe, Berlin, Januar 2006

**DGfM (2007):**

Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau e. V.: Jahresbericht 2006. Berlin, August 2007

**DIBt (1993):**

Deutsches Institut für Bautechnik (1993): Bemessungsverfahren für Dübel zur Verankerung in Beton (Anhang zum Zulassungsbescheid), Ausgabe Juni 1993, Berlin.

**DIBt (2000):**

Zulassungsbescheid Z-21.3-399: Hilti Injektionsanker System HIT vom 01.08.2000. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.

**DIBt (2002):**

Zulassungsbescheid Z-21.3-1736: Hilti Injektionsanker System HIT-HY 50 zur Verankerung im Vollsteinmauerwerk vom 27.08.2002. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.

**DIBt (2004):**

Zulassungsbescheid Z-21.3-1586: Hilti Injektionsanker System HIT-HY 50 zur Verankerung in haufwerksporigem Leichtbeton nach TGL vom 19.04.2004. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.

**DIBt (2005/1):**

Zulassungsbescheid Z-21.3-1675: fischer Injektionssystem FIS V zur Verankerung im Mauerwerk vom 14.06.2005. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.

**DIBt (2005/2):**

Zulassungsbescheid Z-21.3-1771: Würth Injektionssystem WIT-VM 200 zur Verankerung im Mauerwerk vom 22.04.2005. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.

**DIBt (2007):**

Zulassungsbescheid Z-21.3-1824: FIS V, FIS VS und FIS VW mit Kunststoffankerhülse zur Verankerung in Mauerwerk vom 03.07.2007. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.

**DIN 105-3/4:**

DIN 105: Mauerziegel – Teil 3: Hochfeste Ziegel und hochfeste Klinker. Teil 4: Keramikklinker. Ausgaben Mai 1984 (zurückgezogen; Ersatz durch DIN V 105-100 (2005-10) und DIN EN 771-1 (2005-05))

**DIN 105-5:**

DIN 105, Teil 5: Mauerziegel – Leichtlanglochziegel und Leichtlangloch-Ziegelplatten. Ausgabe Mai 1984

**DIN V 105-1/2:**

DIN V 105: Mauerziegel – Teil 1: Vollziegel und Hochlochziegel der Rohdichteklassen  $\geq 1,2$ . Teil 2: Wärmedämmziegel und Hochlochziegel der Rohdichteklassen  $\leq 1,0$ . Ausgaben Juni 2002. (Zurückgezogen; Ersatz durch DIN V 105-100 (2005-10) und DIN EN 771-1 (2005-05))

**DIN V 105-6:**

DIN 105, Teil 6: Mauerziegel – Planziegel. Ausgabe Juni 2002.

**DIN V 105-100:**

DIN V 105, Teil 100: Mauerziegel – Mauerziegel mit besonderen Eigenschaften. Ausgabe Oktober 2005.

**DIN V 106-1/2:**

DIN V 106: Kalksandsteine – Teil 1: Voll-, Loch-, Block-, Hohlblock-, Plansteine, Planelemente, Fasansteine, Bauplatten, Formsteine. Ausgabe Februar 2003. Teil 2: Vormauersteine und Verblender. Ausgabe Februar 2003. (Zurückgezogen; Ersatz durch DIN V 106 (2005-10) und DIN EN 771-2 (2005-05))

**DIN V 106:**

DIN V 106: Kalksandsteine mit besonderen Eigenschaften. Ausgabe Oktober 2005.

**DIN 278:**

DIN 278: Tonhohlplatten (Hourdis) und Hohlziegel - statisch beansprucht. Ausgabe September 1978.

**DIN 398:**

DIN 398: Hüttensteine – Vollsteine, Lochsteine, Hohlblocksteine. Ausgabe Juni 1976.

**DIN 1048:**

DIN 1048, Teil 5: Prüfverfahren für Beton – Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper, Ausgabe Juni 1991.

**DIN 1052 (2008):**

DIN 1052: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau. Ausgabe Dezember 2008.

**DIN 1053:**

DIN 1053: Mauerwerk – Teil 1: Berechnung und Ausführung, Ausgabe November 1996. Teil 100: Mauerwerk – Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts, Ausgabe September 2007.

**DIN 1055-100:**

DIN 1055, Teil 100: Einwirkungen auf Tragwerke: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, Ausgabe März 2001.

**DIN 4159:**

DIN 4159: Ziegel für Decken und Vergußtafeln – statisch mitwirkend. Ausgabe Oktober 1999

**DIN 4160:**

DIN 4160: Ziegel für Decken – statisch nicht mitwirkend. Ausgabe April 2000.

**DIN V 4165:**

DIN V 4165: Porenbetonsteine – Plansteine und Planelemente. Ausgabe Juni 2003. (zurückgezogen; Ersatz durch DIN V 4165-100 (2005-10) und DIN EN 771-4 (2005-05))

**DIN V 4165-100:**

DIN V 4165, Teil 100: Porenbetonsteine – Plansteine und Planelemente mit besonderen Eigenschaften. Ausgabe Oktober 2005.

**DIN 18149:**

DIN 18149: Lochsteine aus Leichtbeton. Ausgabe März 1975. (zurückgezogen 1984)

**DIN V 18151:**

DIN V 18151: Hohlblöcke aus Leichtbeton, Ausgabe Oktober 2003. (zurückgezogen; Ersatz durch DIN V 18151-100 (2005-10) und DIN EN 771-3 (2005-05))

**DIN V 18151-100:**

DIN V 18151, Teil 100: Hohlblöcke aus Leichtbeton – Hohlblöcke mit besonderen Eigenschaften, Ausgabe Oktober 2005.

**DIN V 18152:**

DIN V 18152: Vollsteine und Vollblöcke aus Leichtbeton, Ausgabe Oktober 2003. (zurückgezogen; Ersatz durch DIN V 18152-100 (2005-10) und DIN EN 771-3 (2005-05))

**DIN V 18152-100:**

DIN V 18152, Teil 100: Vollsteine und Vollblöcke aus Leichtbeton - Vollsteine und Vollblöcke aus Leichtbeton mit besonderen Eigenschaften, Ausgabe Oktober 2005.

**DIN V 18153:**

DIN V 18153: Mauersteine aus Beton (Normalbeton), Ausgabe Oktober 2003. (zurückgezogen; Ersatz durch DIN V 18153-100 (2005-10) und DIN EN 771-3 (2005-05))

**DIN 18800 (1990)**

DIN 18800 Teil 1 (1990): Stahlbauten; Bemessung und Konstruktion, Ausgabe November 1990.

**DIN V 18153-100:**

DIN V 18153, Teil 100: Mauersteine aus Beton (Normalbeton) – Mauerstein mit besonderen Eigenschaften, Ausgabe Oktober 2005.

**DIN V 18516-3:**

DIN 18516, Teil 3: Außenwandbekleidungen, hinterlüftet – Naturstein, Anforderungen, Bemessung. Ausgabe Dezember 1999.

**DIN V 20000:**

DIN V 20000: Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 401: Regeln für die Verwendung von Mauerziegeln nach DIN EN 771-1:2005-05. Teil 402: Regeln für die Verwendung von Kalksandsteinen nach DIN EN 771-2:2005-05. Teil 403: Regeln für die Verwendung von Mauersteinen aus Beton nach DIN EN 771-3:2005-05. Ausgaben Juni 2005. Teil 404: Regeln für die Verwendung von Porenbetonsteinen nach DIN EN 771-4:2005-05. Ausgabe Januar 2006.

**DIN EN 771:**

DIN EN 771-1 bis 6:2003 + A1:2005: 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 und Teil 6: Natursteine. Ausgaben Mai 2005

**DIN EN 1994-1-1 (2006)**

DIN EN 1994-1-1: 2004: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau, Ausgabe Juli 2006.

**EC 0:**

DIN EN 1990:2002-10, Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung. Ausgabe Oktober 2002.

**EC 1 (1995):**

DIN V ENV 1991-1:1995-12, DIN V ENV 1991-2-1:1996-01 und DIN V ENV 1991-2-3:1996-01, Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke.

**EC 1 (2002):**

DIN EN 1991-1-1:2002-10, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke. Ausgabe Oktober 2002.

**EC 5:**

Richtlinie zur Anwendung von DIN V EN V 1995-1-1:1994-06, Eurocode 5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Teil 1- 1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau. Ausgabe Februar 1995.

**EC 6:**

DIN EN 1996-1-1: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln, Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Ausgabe Januar 2006.

**Ehlbeck/ Werner (1992):**

Ehlbeck, J.; Werner, H.: Tragfähigkeit von Laubholzverbindungen mit stabförmigen Verbindungsmitteln. Forschungsbericht, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abt. Ingenieurholzbau, Universität Karlsruhe, 1992.

**Eligehausen/ Mészáros (1996):**

Eligehausen, R.; Mészáros, J.: 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, 1996, nicht veröffentlicht.

**Eligehausen/ Mallée/ Rehm (1997):**

Eligehausen R., Mallée R.; Rehm, G.: Befestigungstechnik. Betonkalender 1997, Teil II, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1997, S. 609-753.

**Eligehausen/ Mallée (2000):**

Eligehausen R., Mallée R.: Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2000.

**Eligehausen/ Mallée/ Silva (2006):**

Eligehausen R., Mallée R., Silva J. F.: Anchorage in Concrete Construction. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2006.

**Eligehausen/ Pregartner/ Weber (1999):**

Eligehausen, R., Pregartner, T., Weber, S.: Befestigungen mit Kunststoff- und Injektionsdübeln in Hohlmauerwerk. Das Mauerwerk, Heft 4, 1999, S. 150-160.

**Eligehausen/ Pregartner/ Weber (2000):**

Eligehausen, R., Pregartner, T., Weber, S.: Befestigungen in Mauerwerk. Mauerwerk- Kalender 2000, S. 361-385, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2000.

**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, 2<sup>nd</sup> Amendment February 2008; Part 6: Anchors for use in multiple use for non-structural applications, Edition February 2003, Amended August 2010; Annex A: Details of tests, Amended October 2001, 2<sup>nd</sup> Amendment November 2006; Annex B: Tests for admissible service conditions – De-

tailed information, Edition 1997, Amended October 2001, 2<sup>nd</sup> Amendment November 2006; Annex C: Design methods for anchorages, Amended October 2001, 2<sup>nd</sup> Amendment November 2006, 3<sup>rd</sup> 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. EOTA, Brussels: Edition June 2010.

**fib design guide (2008):**

fédération internationale du béton (fib): fib Bulletin: Design Guide: Anchorages in Concrete, Draft Edition 2008.

**Friberg (1940):**

Friberg, F.: Load and deflection characteristics of dowels in transverse joints of concrete pavements. Proceedings of the Highway Research Board, 20th Annual Meeting 1940, S. 481-493.

**Fuchs (1984):**

Fuchs, W.; Eligehausen. R.: Tragverhalten von Dübeln bei Querkzug-, Schrägzug- und Biegebelastung. Bericht Nr. 10/2-84/2. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1984, nicht veröffentlicht.

**Fuchs (1990):**

Fuchs, W.: Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast in ungerissenem Beton. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1990.

**Fuchs/ Eligehausen (1986):**

Fuchs, W.; Eligehausen. R.: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen ohne Randeinfluss unter Querkzugbelastung. Bericht Nr. 10/8-86/12. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1986, nicht veröffentlicht.

**Fuchs/ Eligehausen (1989):**

Fuchs, W.; Eligehausen. R.: Tragverhalten von Befestigungsmitteln im gerissenen Beton bei Querkzugbeanspruchung. Bericht Nr. 1/41-89/15. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1989, nicht veröffentlicht.

**Fuchs/ Eligehausen (1990):**

Fuchs, W.; Eligehausen. R.: Bemessung von randfernen Befestigungen mit der Versagensart Stahlbruch unter Einfluss des Lochspiels. Bericht Nr. 10/16-90/6. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1990, nicht veröffentlicht.

**Fuchs/ Eligehausen (1995):**

Fuchs, W.; Eligehausen. R.: Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen. Beton- und Stahlbetonbau 90 (1995), H.1, S.6-9; H.2, S.38-44, H.3, S.73-76

**Grübl/ Weigler/ Karl (2001):**

Grübl, P.; Weigler, H., Karl, S.: Beton – Arten, Herstellung, Eigenschaften. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2001.

**Hofmann (2005):**

Hofmann, J. E.: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastung in ungerissenem Beton. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2005.

**Johnson/ Greenwood/ Dahlen (1969):**

Johnson, R. P.; Greenwood, R.D.; van Dahlen, K.: Stud shear-connectors in hogging moment regions of composite beams. The Structural Engineer, September 1969, V.47, No.9,1969.

**Johansen (1941):**

Johansen, K. W.: Forsøg med Træforbindelser. Bygningsstatistiske Meddelelser, Jahrgang XII (1941), H.2, S. 29-86.

**Johansen (1949):**

Johansen, K. W.: Theory of timber connections. International Association of Bridge and Structural Engineering, Publication 9, S.259-262, 1949.

**Kunz et al. (1998):**

Kunz, J.; Cook, R. A.; Fuchs, W.; Spieth, H.: Tragverhalten und Bemessung von chemischen Befestigungen. Beton- und Stahlbetonbau, 93 (1998), H. 1, S.15-19, H. 2, S. 44-49, 1998.

**Lang (1979)**

Lang, G.: Festigkeitseigenschaften von Verbundanker-Systemen, Bauingenieur, 55. Jahrgang (1979), S. 41-46.

**Lehr (2003):**

Lehr B.: Bemessung von Befestigungen mit Verbunddübeln. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2003.

**Leonhardt (1987):**

Leonhardt, F., Andrä, H.-P., Saul, R. und Harre, H.: Zur Bemessung durchlaufender Verbundträger bei dynamischer Belastung; Bauingenieur 62, S. 311-324, 1987

**Lieberum (1987):**

Lieberum, K.-H.: Das Tragverhalten von Beton bei extremer Teilflächenbelastung. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1987

**Lungershausen (1988):**

Lungershausen, H.: Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln. Dissertation. Technische und Wissenschaftliche Mitteilungen Nr. 88-7, Ruhruniversität Bochum, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bochum, 1988.

**Mészároš (2002):**

Mészároš J.: Tragverhalten von Verbunddübeln im ungerissenen und gerissenen Beton. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2002.

**Meyer (2006):**

Meyer, A.: Zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2006.

**Möller (1951):**

Möller, T.: En ny metod för beräkning av spikförband. Report Nr. 117, Chalmers University of Technology, Göteborg, Schweden, 1951.

**NF P 13-301:**

NF P 13-301: Céramique – Briques creuses de terre cuite. Edition Décembre 1974

**Ollgaard/ Slutter/ Fischer (1971):**

Ollgaard, J. G.; Slutter, R. G.; Fischer, J. W.: Shear Strength of Stud Connector in Lightweight and Normal-Weight Concrete. AISC Engineering Journal, April 1971, V.8, No.2, S. 55-64, 1971.

**Owen (1968):**

Owen, D. B.: Handbook of statistical tables. Addison Wesley Publishing Company, 1968.

**Paschen/ Schönhoff (1983):**

Paschen, H.; Schönhoff, T.: Untersuchung über in Beton eingelassene Scherbolzen aus Betonstahl. Schriftreihe des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton, H. 346, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1983.

**Pregartner/ Eligehausen/ Fuchs (1998):**

Pregartner, T., Eligehausen, R., Fuchs, W.: Mauerwerk – Geschichtliche Entwicklung und Tendenzen in Deutschland. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. W3/4 – 98/2, 1998, nicht veröffentlicht.

**Rasmussen (1963):**

Rasmussen, B. H.: The Carrying Capacity of Transversely Loaded Bolts and Dowels Embedded in Concrete. Bygningstatiske Meddelelser, Vol. 34, No. 2, Copenhagen, 1963.

**Rehm (1985/1):**

Rehm, G.: Zur Frage des Langzeitverhaltens von HILTI-Verbundankern (HVA). Gutachtliche Stellungnahme Nr. 22/07.85 vom 1.10.1985, nicht veröffentlicht.

**Rehm (1985/2):**

Rehm, G.: Zur Frage der Eignung von HILTI-Verbundankern auf Basis eines EP-Acrylatharzes für tragende Konstruktionen. Gutachtliche Stellungnahme Nr. 31/12.85 vom 16.12.1985, nicht veröffentlicht.

**Rehm (1988):**

Rehm, G.: Zur Frag der Eignung von Upat-Verbunddübeln auf der Basis eines Epoxy-Acrylatharzes für tragende Konstruktionen. Gutachtliche Stellungnahme vom 5.5.1988, nicht veröffentlicht.

**Rehm et al. (1988):**

Rehm, G.; Eligehausen, R.; Mallée, R.: Befestigungstechnik. Betonkalender 1988, Teil II, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1988, S. 569 – 663.

**Reinhardt/ Rinder (1996):**

Reinhardt, H.-W.; Rinder, T.: Steine. Vorlesungsskript Werkstoffe im Bauwesen I der Universität Stuttgart WS 96/97

**Rodd et al. (1987):**

Rodd, P. D.; Anderson, C.; Whale, L. R. J.; Smith, I.: Characteristic properties of nailed and bolted joints under short term lateral load. Part 2 – Embedment test apparatus for wood and wood-based materials. J. Inst. Wood Science. 11(2): 60-64, 1987.

**Schätzle (2001):**

Schätzle, J.: Actual trends in chemical fixings: from capsule to injection systems. International Symposium on Connection between Steel and Concrete 2001, Stuttgart, S. 456-460, Verlag Rilem, 2001.

**Scheer (1987)**

Scheer, J., Peil, U., Nölle, P.: Schrauben mit planmäßiger Biegebeanspruchung. Bericht Nr. 6079, Institut für Stahlbau, TU Braunschweig, 1987.

**Schild (2002):**

Schild, K.: Zur Bemessung von Injektionsverankerungen in Mauerwerk. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, Universität Bochum, 2002.

**Schubert (2003):**

Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel. Mauerwerk-Kalender 2003, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2003, S. 5-24

**Schubert (2008):**

Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen, Mauermörtel und Putzen. Mauerwerk-Kalender 2008, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2008, S. 3-27

**Sell (1973):**

Sell, R.: Über Festigkeit und Verformung mit Reaktionsharzmörtelpatronen versetzten Betonankern. Verbindungstechnik, 1973, Heft 8, S. 11-16.

**TR 029 (2010):**

European Organisation for Technical Approvals: Technical Report 029: Design of Bonded Anchors. EOTA, Brussels: Edition June 2007, Amended September 2010.

**Utescher/ Herrmann (1983):**

Utescher, G.; Herrmann, H.: Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit in Beton eingespannter Rundstahldollen aus nichtrostendem austenitischem Stahl. Schriftreihe des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton, H. 346, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1983.

**Vintzéleou/ Tassios (1987):**

Vintzéleou, E.; Tassios, T. P.: Behavior of Dowels und Cyclic Deformations. ACI-Structural Journal, January/ February 1987, S.18-30.

**Welz (2005):**

Welz, G.: Tragverhalten von Kunststoffdübeln in Vollstein-Mauerwerk. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. WM 05/04 – 11/26, 2005 nicht veröffentlicht.

**Welz (2006):**

Welz, G.: Zulassungsversuche mit dem Injektionsmörtel fischer FIS V 360S und Ankerstange M10, M12 und M16 mit Kunststoffsiebhülse für Verankerung in Mauerwerk mit Durchsteckmontage. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. FD 194/01 – 07/08, 2006, nicht veröffentlicht.

**Welz (2008/1):**

Welz, G.: Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk – Querlasten. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. WM 04/04 – 08/17, 2008, nicht veröffentlicht.

**Welz (2008/2):**

Welz, G.: Ermittlung der Stahlzugfestigkeit und des Biegebruchmomentes von Injektionsdübeln. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. WM04/05 - 08/18, 2008, nicht veröffentlicht.

**Welz (2009/1):**

Welz, G.: Ermittlung der lokalen Druckfestigkeit von Mauersteinen. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. WM04/08 – 09/08, 2009, nicht veröffentlicht.

**Welz (2009/2):**

Welz, G.: Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk – Querlasten II. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Bericht Nr. WM04/09 – 09/08, 2009, nicht veröffentlicht.

**Wiedenroth (1971):**

Wiedenroth, M.: Einspanntiefe und zulässige Belastung eines in einem Betonkörper eingespannten Stabes. Die Bautechnik, 1971, Nr. 12, S. 426-436.

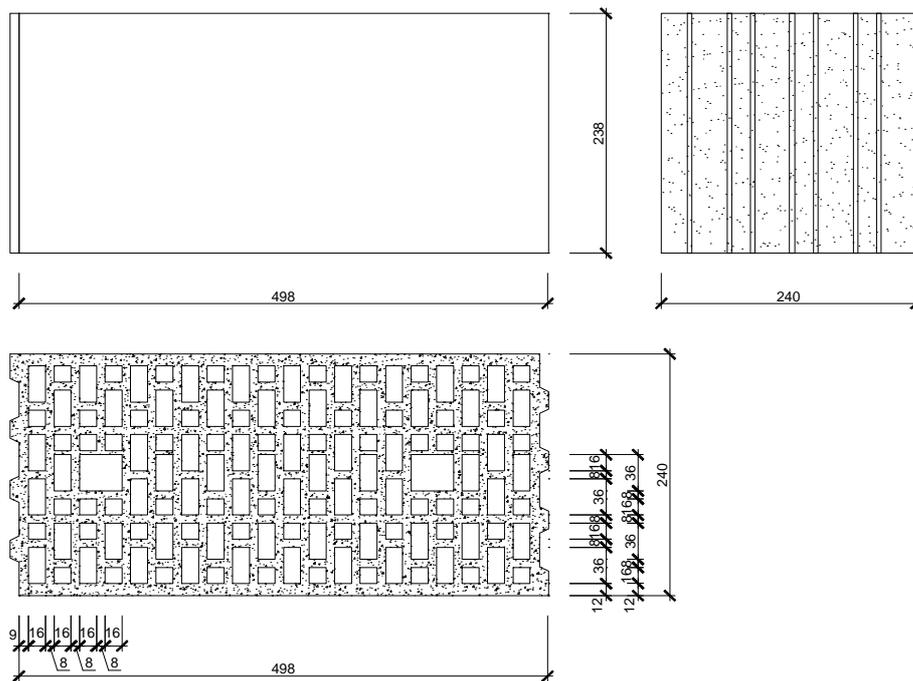
**Zhao/ Eligehausen (1991):**

Zhao, G.; Eligehausen, R.: Tragverhalten von Ankerplatten mit Einzelbolzen und Bolzengruppen in der Bauteilfläche unter Querlast. Bericht Nr. KRT-3/799 – 91/14, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Mai 1991.

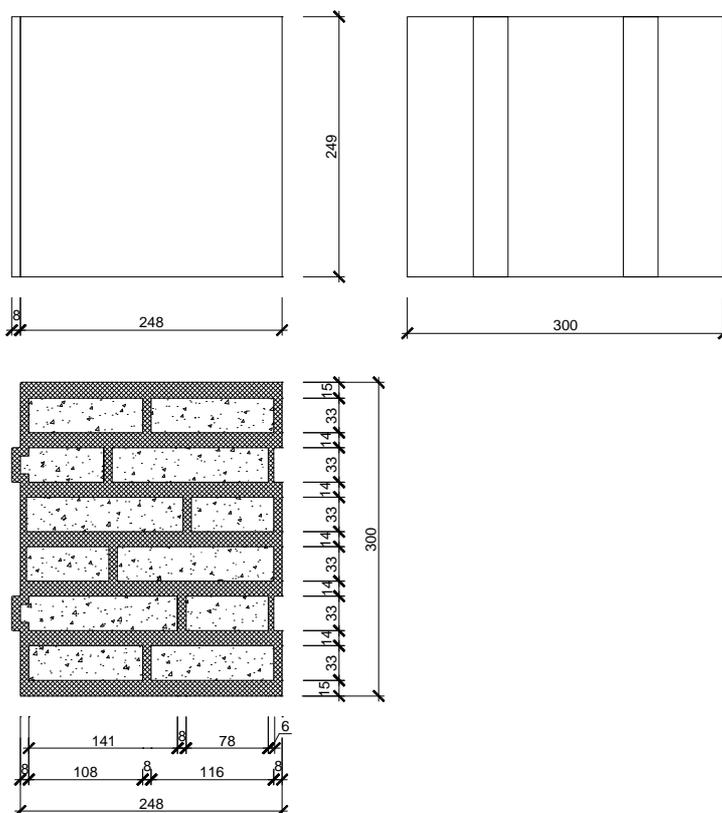
**Zhao (1994):**

Zhao, G.: Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonausbruch. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1994.

## Anhang A: Abmessungen der verwendeten Mauersteine

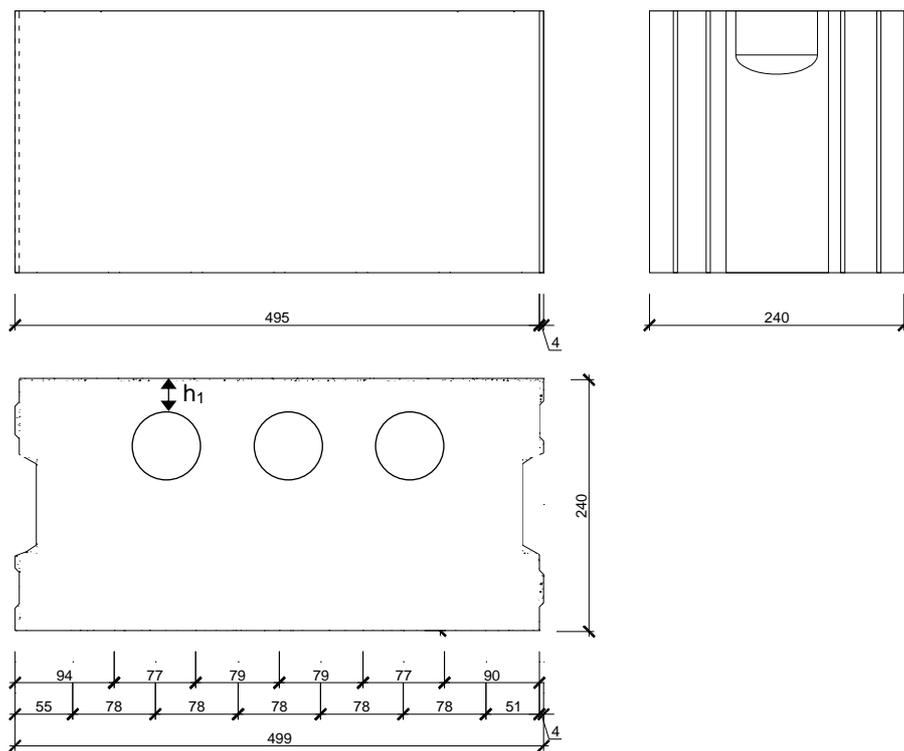


**Bild A. 1:** DIN105-2 HLz-12-0,9-16DF/ 498x240x238 m. N+F

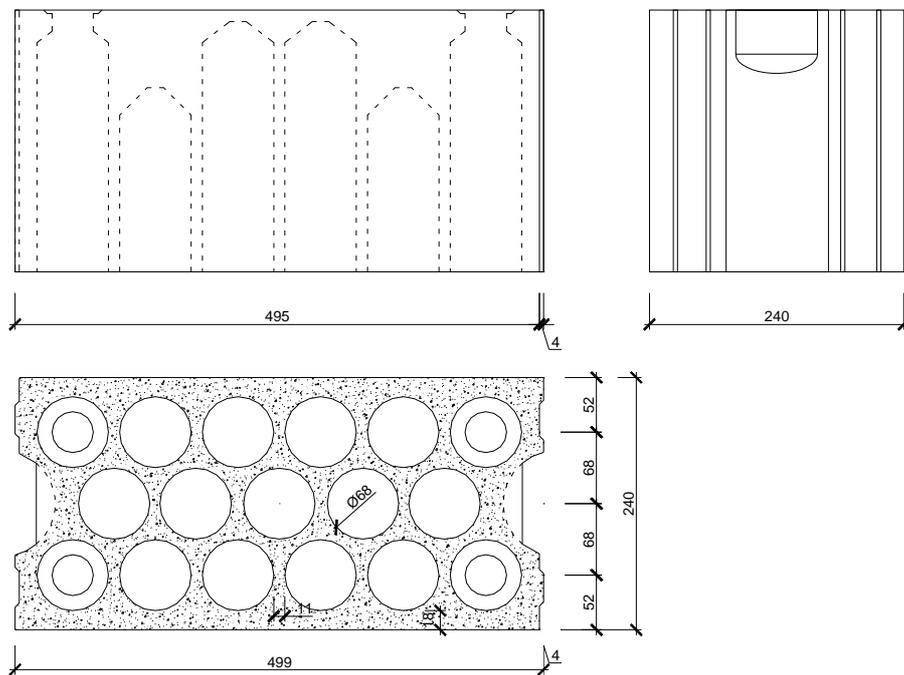


**Bild A. 2:** T9 Z-17.1-674 6-0,65-10DF

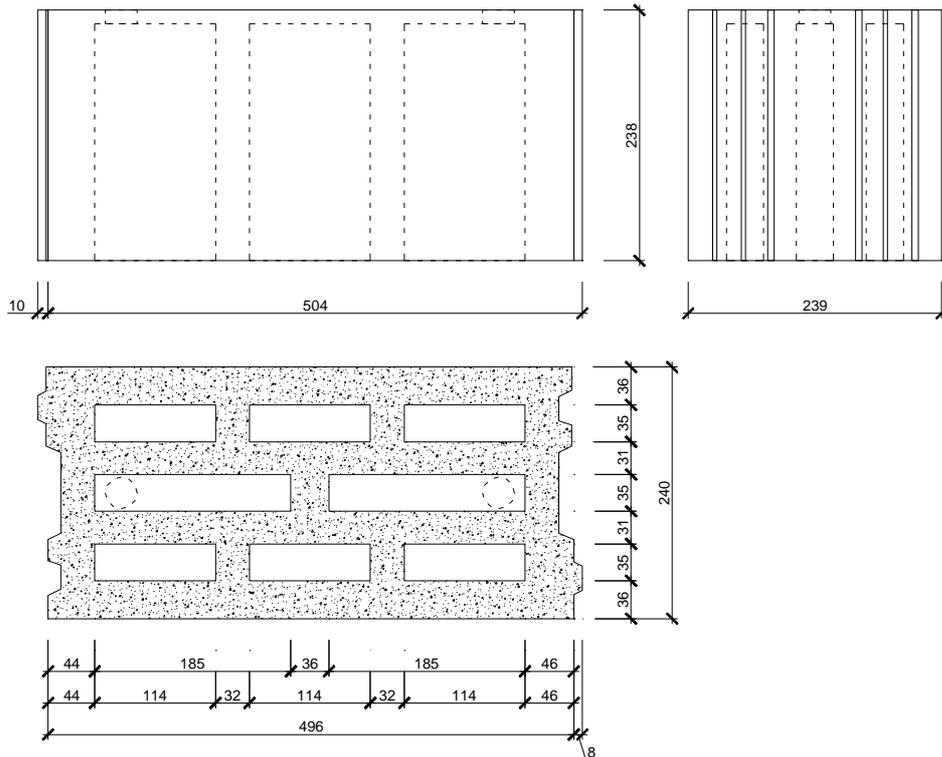




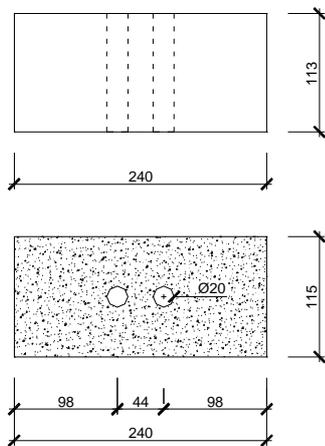
**Bild A. 5:** DIN 106 KS 12-2,0-16DF/ 498x240x248 mit Kernbohrlochung  $\varnothing 62$  mm



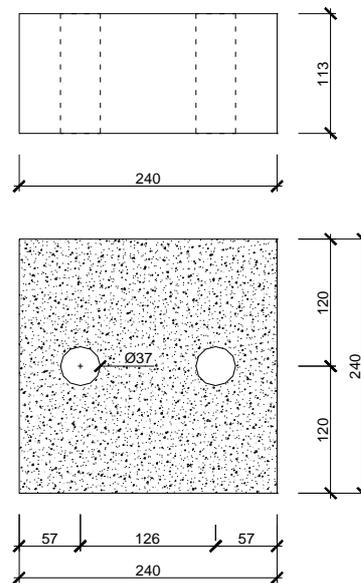
**Bild A. 6:** DIN106-1 KSL-R-12-1,2-16DF



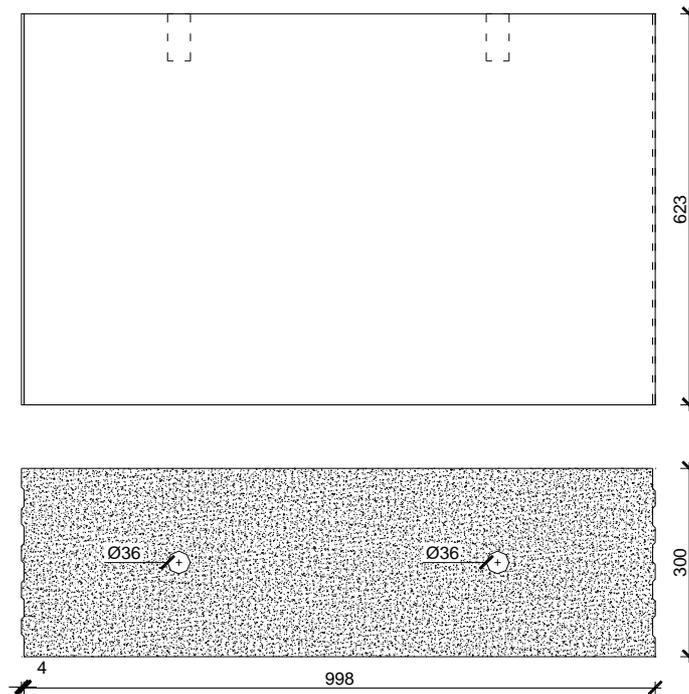
**Bild A. 7:** DIN18151 3K Hbl 2-16DF 490x240x238



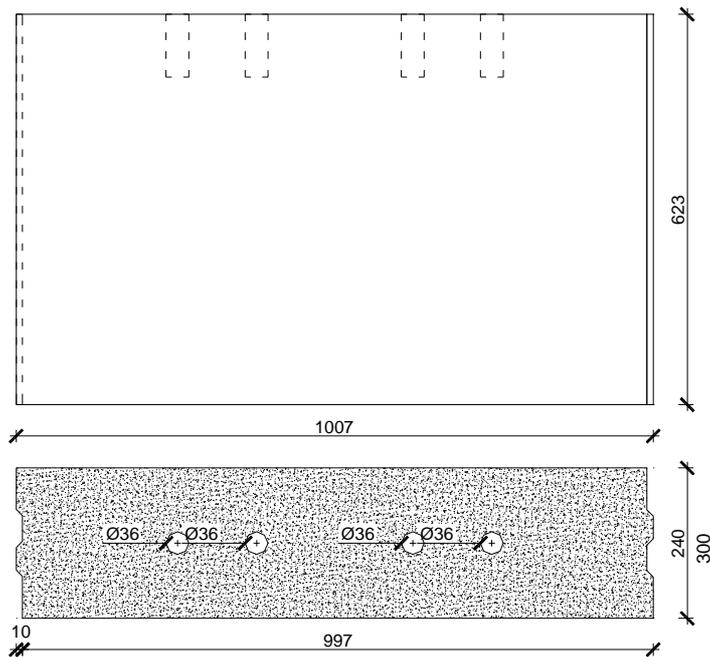
**Bild A. 8:** DIN 105-1 Mz12-2,0-2DF



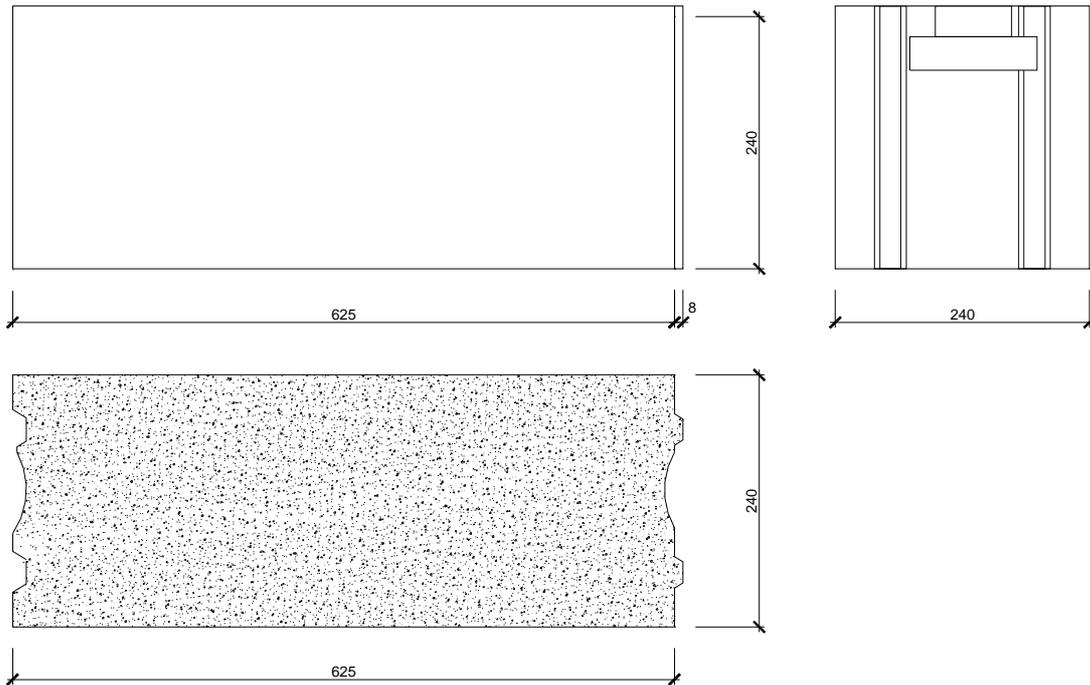
**Bild A. 9:** DIN 106-1 KS 12-2,0 - 4DF/  
240x240x113



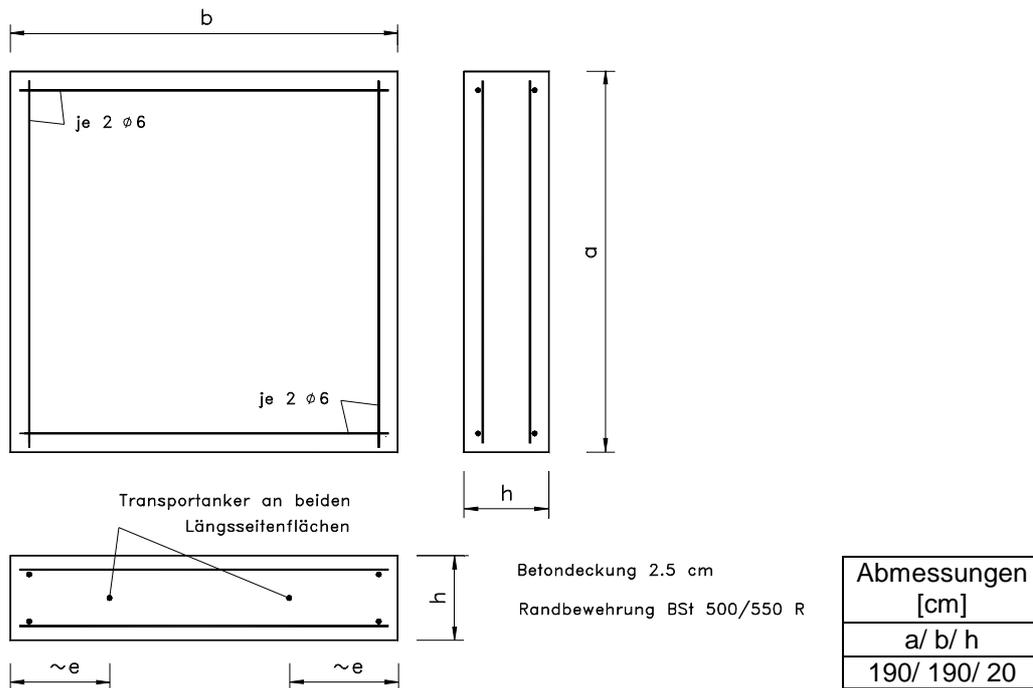
**Bild A. 10:** Z-17.1-332 KSPE-20-2,0 998x623x300



**Bild A. 11:** Z-17.1-699 PE12-0,5 997x240x623(Vbl 2) und PE21-6-0,80 997x300x623 (Vbl 6) und Z-17.1-702 PE2,0-12-2,0 997x240x623 (Vbl12)



**Bild A. 12:** DIN4165 PP-2-0,4 625x240x250 N+F



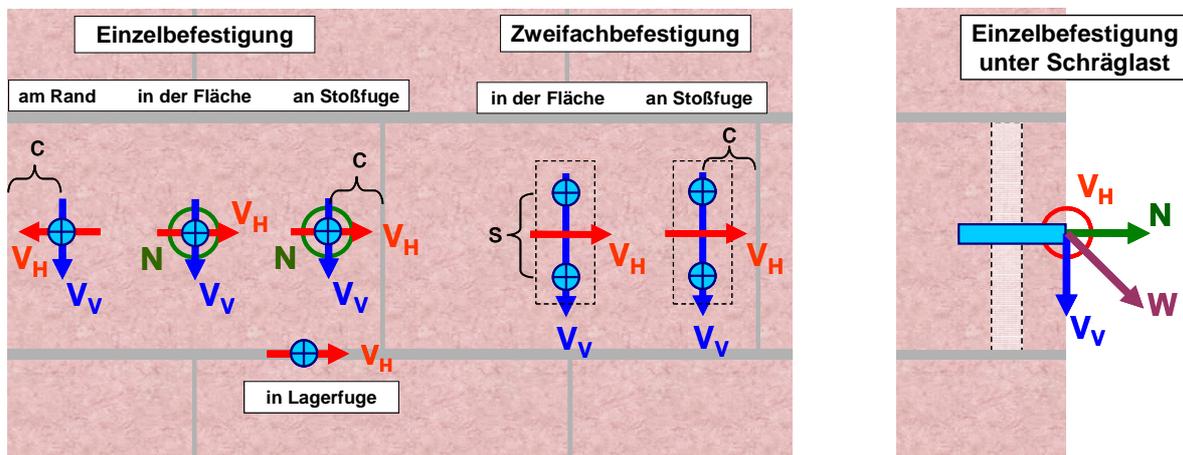
**Bild A. 13:** Betonplatte C20/25 03F520/ 1-263

## Anhang B: Versuchsdaten

Die in den nachfolgenden Tabellen aufgeführten Versuchsdaten aus den Auszugsversuchen sind nach Steinarten sortiert, wobei die Reihenfolge weitestgehend der in Anhang A entspricht. Die benutzten Abkürzungen für die Belastungsrichtung, die Versagensart und Anderes werden in untenstehender Tabelle erläutert. In der Spalte Lastart wurden die für die Schrägzugversuche herangezogenen und zusammengehörenden Serien jeweils farblich hinterlegt.

| Lastart                                  |   |
|--|---|
| N = Zentrische Zuglast                   | Indizes bei Querlastrichtung:   |
| Wxy = Schrägzuglast unter Winkel xy      | V = vertikal (parallel zur Stoßfuge bzw. zum Rand); bei Zweifachbefestigungen Belastung in Reihe (seriell)      |
| V = Querlast                             | H = horizontal (parallel zur Lagerfuge bzw. orthogonal zum Rand); bei Zweifachbefestigungen parallele Belastung |
| 2*V = Zweifachbefestigung unter Querlast |   |
| Zur Belastung siehe auch Bild 4.1.       |   |
| Versagensart                             |   |
| B = Betonausbruch                        | S = Stahlbruch (bei Zweiergruppe: v = vorn, h = hinten)   |
| M = Steinausbruch                        | P = Herausziehen der Ankerstange ohne Mörtel  |
| LM = Lokales Materialversagen            | PM = Herausziehen der Ankerstange mit Mörtel  |
| SP = Spalten des Steins bei Auszug       | H = Herausziehen des Dübels (allgemein)   |
| K = Kantenbruch                          | HB = Herausziehen- Versagen zw. Bohrlochwand u. Mörtel  |
| Pr = rückwärtiger Steinausbruch          | HS = Herausziehen- Versagen zw. Mörtel u. Siebhülse   |
| X = Ausbrechen von Stegen (Lochstein)    | OF = Abscheren der äußeren Oberfläche (Lochstein)   |
| A = Abbruch des Versuchs                 |   |
| + oder / = gleichzeitiges Versagen       |   |
| > = sekundäres Versagen (Post-Peak)      |   |
| (...) = Versagensart untergeordnet       |   |

Tabelle B. 1: Legende zu den nachfolgen Tabellen der Versuchsdaten



$V_v$  = vertikale Querlast (hier bei Zweifachbefestigung seriell)  
 $V_h$  = horizontale Querlast (hier bei Zweifachbefestigung parallel)  
 N = zentr. Zuglast  
 W = Last unter Winkel

a) Ansicht

b) Vertikalschnitt

Bild A. 14: Setzpositionen und Dübelanordnung in Mauerwerk

| Versuchsparameter           |                               |                                   |                        |                  |                |                |                  |            |        |             |            |                |            | Höchstlast und ggf. Risslast, Last bis 10° oder 1. Lastplateau und Versagensmechanismus |      |      |      |         | Auswertung/ Bemerkungen |         |         |                            |        |        |
|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|------------------------|------------------|----------------|----------------|------------------|------------|--------|-------------|------------|----------------|------------|---|------|------|------|---------|-------------------------|---------|---------|----------------------------|--------|--------|
| Art                         | Stein                         |                                   | Lastart                | Zuglast erfasst? | Anbauteil      |                |                  | Dübel      |        |             | Konfig.    |                |            | 1   | 2    | 3    | 4    | 5       | n                       | MW [kN] | v [%]   |                            |        |        |
|                             | $f_{St}$ [N/mm <sup>2</sup> ] | $\rho_{St}$ [kg/dm <sup>3</sup> ] |                        |                  | $t_{fix}$ [mm] | $b_{fix}$ [mm] | $\emptyset$ [mm] | $l_1$ [mm] | Mörtel | Sieb- hülse | $d_s$ [mm] | $d_{nom}$ [mm] | $l_f$ [mm] |   |      |      |      |         |                         |         |         | $f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] | c [mm] | s [mm] |
| DIN105-2<br>HIZ-12-0,9-16DF | 15,67                         | 0,69                              | N                      | X                | 5              | X              | 9                | X          |        |             |            |                |            |   | 4,55 | 4,66 | 5,26 | 3,99    | 5,7                     | 5       | 4,83    | 13,7                       |        |        |
|                             |                               |                                   | W45                    | X                | 10             | 100            | 9                | -          |        |             |            |                |            |   |      | 6,05 | 5,95 | 4,39    | 5,45                    | 5,26    | 5       | 5,42                       | 12,3   |        |
|                             |                               |                                   | V <sub>V</sub>         | -                |                |                | 80               |            |        |             |            |                |            |   |      |      | 6,05 | 5,23    | 6,09                    | 5,94    | 5,51    | 5                          | 5,76   | 6,5    |
|                             |                               |                                   | V <sub>H</sub>         | -                |                |                |                  |            |        |             | 8          |                |            |   |      |      | 6,44 | 4,97    | 6,79                    | 6,82    | 5,41    | 5                          | 6,09   | 13,9   |
|                             |                               |                                   | V <sub>V</sub>         | -                | 8              |                |                  |            |        |             |            |                |            |   |      |      | 5,33 | 3,81    | 4,34                    |         |         | 3                          | 4,49   | 17,2   |
|                             |                               |                                   | V <sub>V</sub>         | -                | (25)           | 9              |                  |            |        |             |            |                | 50         |   |      |      | 3,53 | 4,40    | 4,03                    |         |         | 3                          | 3,99   | 11,0   |
|                             |                               |                                   | V <sub>V</sub>         | -                |                |                | 100              |            |        |             |            |                |            |   |      |      | LM   | LM      | LM                      |         |         | 3                          | 5,57   | 9,1    |
|                             |                               |                                   | V <sub>V</sub>         | -                |                |                |                  |            |        |             |            |                |            |   |      |      | 5,62 | 6,05    | 5,04                    |         |         | 5                          | 5,50   | 10,2   |
|                             |                               |                                   | V <sub>V</sub>         | -                |                |                |                  |            |        |             |            |                |            |   |      |      | LM*  | LM*     | LM*                     |         |         | (5)                        | 4,58   | 9,1    |
|                             |                               |                                   | V <sub>H</sub>         | -                |                |                |                  |            |        |             |            |                |            |   |      |      | 7,56 | 7,92    | 7,33                    | 7,16    | 7,16    | 5                          | 7,43   | 4,3    |
|                             |                               |                                   | V <sub>H</sub>         | -                |                |                |                  |            |        |             |            |                |            |   |      |      | 2,08 | 2,63    | 2,73                    | 2,37    | 1,71    | (5)                        | 2,30   | 18,1   |
|                             |                               |                                   | V <sub>H</sub>         | -                |                |                |                  |            |        |             |            |                |            |   |      |      | SP>X | SP+LM>S | SP+LM>X                 | SP+LM>X | SP+LM>S | (3)                        | 6,20   | 7,8    |
|                             |                               |                                   | V <sub>H</sub>         | -                |                |                |                  |            |        |             |            |                |            |   |      |      | 2,75 | 3,03    | 4,59                    | 2,80    | 3,27    | 5                          | 3,29   | 23,0   |
|                             |                               |                                   | Summe Versuche Einzel: |                  |                |                |                  |            |        |             |            |                |            |   |      |      |      |         |                         |         |         | 44                         |        |        |

Tabelle B. 2: Daten zu Auszugsversuchen in Lochsteinen, Teil 1

| Versuchsparameter           |                                   |                                   |                  |                  |                |                |                  |            |           |             |            |                |           | Höchstlast und ggf. Risslast, Last bis 10° oder 1. Lastplateau und Versagensmechanismus |           |             |                          |                   | Auswertung/ Bemerkungen |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
|-----------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------|------------------|----------------|----------------|------------------|------------|-----------|-------------|------------|----------------|-----------|---|-----------|-------------|--------------------------|-------------------|-------------------------|-------------|-------------|----------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|----------|
| Art                         | Stein                             |                                   | Lastart          | Zuglast erfasst? | Anbauteil      |                |                  | Dübel      |           |             | Konfig.    |                | 1         | 2   | 3         | 4           | 5                        | n                 | MW                      | v           |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
|                             | $\beta_{st}$ [N/mm <sup>2</sup> ] | $\rho_{st}$ [kg/dm <sup>3</sup> ] |                  |                  | $t_{fix}$ [mm] | $b_{fix}$ [mm] | $\emptyset$ [mm] | $l_1$ [mm] | Mörtel    | Sieb- hülse | $d_s$ [mm] | $d_{nom}$ [mm] |           |   |           |             |                          |                   |                         |             | $l_f$ [mm]  | $f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] | c           | s           | [kN]        | [kN]        | [-]         | [%]         |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| DIN105-2<br>HIZ-12,0,9-16DF | 15,67                             | 0,69                              | 2*V <sub>V</sub> | -                | 8<br>(25)      | 100            | 9                | 50         | B         | k           | 8          | 18             | 93        | 684   | 50        | 12,74       | 11,47                    | 9,95              | 10,3                    | 9,04        | 5           | 10,70                      | 13,4        |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
|                             |                                   |                                   |                  |                  |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           | Sp+LM       | Sp+LM                    | Sp+LM             | Sp+LM                   | Sp+LM       | Sp+LM       | Sp+LM                      | Sp+LM       | Sp+LM       | Sp+LM       | Sp+LM       | Sp+LM       | Sp+LM       | Sp+LM       | Sp+LM       | Sp+LM       | Sp+LM       | Sp+LM       | Sp+LM       | Sp+LM       | Sp+LM       | Sp+LM       |             |             |          |
|                             |                                   |                                   |                  |                  |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           | 13,9        | 11,49                    | 14,72             | 12,87                   | 14,44       | 5           | 13,48                      | 9,8         |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
|                             |                                   |                                   |                  |                  |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH              | Sp+LM=Sp+SH       | Sp+LM=Sp+SH             | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH                | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH | Sp+LM=Sp+SH |          |
|                             |                                   |                                   |                  |                  |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           | 11,83       | 11,76                    | 8,89              | 11,37                   | 12,93       | 5           | 11,36                      | 13,2        |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
|                             |                                   |                                   |                  |                  |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           | Sp+LM       | Sp+LM                    | Sp+X <sup>b</sup> | Sp+LM=Sp                | Sp+X        |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
|                             |                                   |                                   |                  |                  |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           | 12,33       | 12,4                     | 11,16             | 13,44                   | 12,62       | 5           | 12,39                      | 6,6         |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
|                             |                                   |                                   |                  |                  |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           | 10,66       | 9,44                     | 9,72              | 9,56                    | 6,8         | 5           | 9,24                       | 15,6        |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
|                             |                                   |                                   |                  |                  |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp                 | Sp+LM=Sp          | Sp+LM=Sp                | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp                   | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp    | Sp+LM=Sp |
|                             |                                   |                                   |                  |                  |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           | 11,28       | 13,64                    | 15,02             | 14,68                   | 12,7        | 5           | 13,46                      | 11,3        |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| 3,76                        | 5,84                              | 5,13                              | 2,53             | 3,66             | (5)            | 4,18           | 31,2             |            |           |             |            |                |           |   |           |             |                          |                   |                         |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| Sp+LM+X                     | Sp+LM+X                           | Sp+LM+X                           | Sp+LM+X          | Sp+LM+X          | Sp+LM+X        | Sp+LM+X        | Sp+LM+X          | Sp+LM+X    | Sp+LM+X   | Sp+LM+X     | Sp+LM+X    | Sp+LM+X        | Sp+LM+X   | Sp+LM+X   | Sp+LM+X   | Sp+LM+X     | Sp+LM+X                  | Sp+LM+X           | Sp+LM+X                 | Sp+LM+X     | Sp+LM+X     | Sp+LM+X                    | Sp+LM+X     | Sp+LM+X     |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| 4,79                        | 3,98                              | 3,39                              | 4,08             | 3,91             | (3)            | 11,41          | 14,6             |            |           |             |            |                |           |   |           |             |                          |                   |                         |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| Sp+K                        | Sp+K                              | Sp+K(+LM)                         | Sp+K(+LM)        | Sp+K(+LM)        | Sp+K(+LM)      | Sp+K(+LM)      | Sp+K(+LM)        | Sp+K(+LM)  | Sp+K(+LM) | Sp+K(+LM)   | Sp+K(+LM)  | Sp+K(+LM)      | Sp+K(+LM) | Sp+K(+LM)   | Sp+K(+LM) | Sp+K(+LM)   | Sp+K(+LM)                | Sp+K(+LM)         | Sp+K(+LM)               | Sp+K(+LM)   | Sp+K(+LM)   | Sp+K(+LM)                  | Sp+K(+LM)   | Sp+K(+LM)   |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| 2,11                        | 1,88                              | 2,19                              | 1,99             | -                | 4              | 2,04           | 6,7              |            |           |             |            |                |           |   |           |             |                          |                   |                         |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| M                           | M                                 | M                                 | M                | M+SP             |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           |             |                          |                   |                         |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| 7,36                        | 5,19                              | 4,64                              | 5,05             | 6,51             | 5              | 5,75           | 19,8             |            |           |             |            |                |           |   |           |             |                          |                   |                         |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| LM                          | LM                                | LM                                | LM               | LM               |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           |             |                          |                   |                         |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| [1,91]                      | 2,99                              | 3,91                              | 3,73             | 3,86             | 4              | 3,62           | 11,8             |            |           |             |            |                |           |   |           |             |                          |                   |                         |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| [Sp+LM]                     | Sp+LM                             | Sp+LM                             | Sp+LM            | Sp+LM            |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           |             |                          |                   |                         |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| 6,95                        | 4,56                              | 4,27                              | 6,72             | 8,09             | 5              | 6,12           | 26,8             |            |           |             |            |                |           |   |           |             |                          |                   |                         |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| LM                          | LM                                | LM                                | LM               | LM               |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           |             |                          |                   |                         |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| 8,46                        | 9,82                              | 8,18                              | 9,03             | 7,71             | 5              | 8,64           | 9,4              |            |           |             |            |                |           |   |           |             |                          |                   |                         |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| LM                          | LM                                | LM                                | LM               | LM               |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           |             |                          |                   |                         |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| 8,17                        | 6,34                              | 7,09                              | -                | -                | 3              | 7,20           | 12,8             |            |           |             |            |                |           |   |           |             |                          |                   |                         |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| LM+M                        | LM                                | LM                                | LM               | LM               |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           |             |                          |                   |                         |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| beide mit s=100mm zusammen  |                                   |                                   |                  |                  |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           |             |                          | (8)               | 8,10                    | 13,4        |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| 6,75                        | 6,05                              | 7,59                              | 8,21             | 6,47             | 5              | 7,01           | 12,5             |            |           |             |            |                |           |   |           |             |                          |                   |                         |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
| LM                          | LM                                | LM                                | LM               | LM               |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           |             |                          |                   |                         |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
|                             |                                   |                                   |                  |                  |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           |             | Summe Versuche Einzel:   |                   | 13                      |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |
|                             |                                   |                                   |                  |                  |                |                |                  |            |           |             |            |                |           |   |           |             | Summe Versuche Zweifach: |                   | 48                      |             |             |                            |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |          |

Tabelle B. 3: Daten zu Auszugsversuchen in Lochsteinen, Teil 2



| Versuchsparameter                             |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                |          |          |          | Höchstlast und ggf. Risslast, Last bis 10° oder 1. Lastplateau und Versagensmechanismus |       |  |  |      | Auswertung/ Bemerkungen             |      |   |
|---|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------|------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|----------------|--------|----------------|---------------------|-----------------------|----------------|----------|----------|----------|---|-------|--|--|------|-------------------------------------|------|---|
| Art   | Stein                             |                                   | Lastart          | Zuglast erfasst? | Anbauteil             |                       |                    | Dübel          |        |                | Konfig.             |                       |                | 1        | 2        | 3        | 4   | 5     | n                                      | MW                                     | v    |                                     |      |   |
|   | $\beta_{St}$ [N/mm <sup>2</sup> ] | $\rho_{St}$ [kg/dm <sup>3</sup> ] |                  |                  | t <sub>fix</sub> [mm] | b <sub>fix</sub> [mm] | $\varnothing$ [mm] | l <sub>1</sub> | Mörtel | Sieb-<br>hülse | d <sub>s</sub> [mm] | d <sub>nom</sub> [mm] | l <sub>f</sub> |          |          |          |   |       |  |  |      | f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | c    | s |
| DIN106-1 KSL-R-6-1,4-10DF/ 300x240x238 m. N+F | 11,60                             | 1,28                              | N                | ×                | 5                     | ×                     | 9                  | ×              | 80     | 80             |                     |                       |                |          | 2,45     | 2,55     | 2,95  |       | 3                                      | 2,65                                   | 10,0 |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   | V <sub>V</sub>   |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                |          |          | 4,96     | 5,1   | 4,77  |  | 3                                      | 4,94 | 3,4                                 |      |   |
|   |                                   |                                   | V <sub>H</sub>   |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                |          |          | 4,87     | 5,02  | 4,77  | max. V bis s(10°)<br>V bei Rissbildung | 3                                      | 4,89 | 2,6                                 |      |   |
|   |                                   |                                   | V <sub>V</sub>   |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                |          |          | 4,87     | -   | -     |  | (1)                                    | 4,87 | -                                   |      |   |
|   |                                   |                                   | V <sub>H</sub>   |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                |          |          | 4,65     | 5,53  | 6,93  |  | 3                                      | 5,70 | 20,2                                |      |   |
|   |                                   |                                   | V <sub>V</sub>   |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                |          |          | 4,64     | 4,87  | 5,42  | max. V bis s(10°)<br>V bei Rissbildung | 3                                      | 4,98 | 8,1                                 |      |   |
|   |                                   |                                   | V <sub>H</sub>   |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                |          |          | 2,67     | 2,64  | 2,66  |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   | V <sub>V</sub>   |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                |          |          |          | 7,41  | 7,35  | 7,24                                   |  | 3    | 7,33                                | 1,2  |   |
|   |                                   |                                   | V <sub>H</sub>   |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                |          |          |          | 5,53  | 6,55  | 7,04                                   | max. V bis s(10°)<br>V bei Rissbildung | 3    | 6,37                                | 12,1 |   |
|   |                                   |                                   | V <sub>V</sub>   |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                |          |          |          | 5,01  | 6,61  | 7,24                                   |  | (3)  | 6,29                                | 18,3 |   |
|   |                                   |                                   | V <sub>H</sub>   |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                |          |          |          | 5,25  | 6,39  | 6,19                                   |  | 3    | 5,94                                | 10,2 |   |
|   |                                   |                                   | 2*V <sub>V</sub> |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                |          |          |          | 5,25  | 6,07  | 6,11                                   | max. V bis s(10°)<br>V bei Rissbildung | 3    | 5,81                                | 8,4  |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | 2,5      | 2,57     | 2,28     |   | (3)   | 2,45                                   | 6,2                                    |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | 8,07     | 10,04    | 9,67     |   | 4     | 8,66                                   | 17,0                                   |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM    | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | 10,61    | 12,13    | 10,92    | 11,04   | 12,91 | 5                                      | 11,52                                  | 8,4  |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |
|   |                                   |                                   |                  |                  |                       |                       |                    |                |        |                |                     |                       |                | SP+LM>SV | SP+LM>SV | SP+LM>SV |   |       |  |  |      |                                     |      |   |

| Versuchsparameter                              |                                   |                                   |                        |                  |                |                |                    |            |  |  |           |            |                |            | Höchstlast und ggf. Risslast, Last bis 10° oder 1. Lastplateau und Versagensmechanismus |        |         |  |  | Auswertung/ Bemerkungen |   |   |   |   |   |         |       |  |  |  |  |  |  |  |
|--|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------------|------------------|----------------|----------------|--------------------|------------|--|--|-----------|------------|----------------|------------|---|--------|---------|--|--|-------------------------|---|---|---|---|---|---------|-------|--|--|--|--|--|--|--|
| Art  | Stein                             |                                   | Lastart                | Zuglast erfasst? | Anbauteil      |                |                    | Mörtel     |  |  | Siebhülse |            |                | Dübel      |   |        | Konfig. |  |  | 1                       | 2 | 3 | 4 | 5 | n | MW [kN] | v [%] |  |  |  |  |  |  |  |
|  | $\beta_{St}$ [N/mm <sup>2</sup> ] | $\rho_{St}$ [kg/dm <sup>3</sup> ] |                        |                  | $t_{fix}$ [mm] | $b_{fix}$ [mm] | $\varnothing$ [mm] | $l_1$ [mm] |  |  |           | $d_s$ [mm] | $d_{nom}$ [mm] | $l_f$ [mm] | $f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]  | c [mm] | s [mm]  |  |  |                         |   |   |   |   |   |         |       |  |  |  |  |  |  |  |
| DIN106-1 KSL-R-12-1,2-16DF/ 498x240x248 m. N+F | 17,8                              | 1,11                              | N                      |                  |                |                |                    |            |  |  |           |            |                |            |   |        |         |  |  |                         |   |   |   |   |   |         |       |  |  |  |  |  |  |  |
|  |                                   |                                   | N                      |                  |                |                |                    |            |  |  |           |            |                |            |   |        |         |  |  |                         |   |   |   |   |   |         |       |  |  |  |  |  |  |  |
|  |                                   |                                   | N                      |                  |                |                |                    |            |  |  |           |            |                |            |   |        |         |  |  |                         |   |   |   |   |   |         |       |  |  |  |  |  |  |  |
|  |                                   |                                   | W45                    |                  |                |                |                    |            |  |  |           |            |                |            |   |        |         |  |  |                         |   |   |   |   |   |         |       |  |  |  |  |  |  |  |
|  |                                   |                                   | W45                    |                  |                |                |                    |            |  |  |           |            |                |            |   |        |         |  |  |                         |   |   |   |   |   |         |       |  |  |  |  |  |  |  |
|  |                                   |                                   | V <sub>v</sub>         |                  |                |                |                    |            |  |  |           |            |                |            |   |        |         |  |  |                         |   |   |   |   |   |         |       |  |  |  |  |  |  |  |
|  |                                   |                                   | V <sub>v</sub>         |                  |                |                |                    |            |  |  |           |            |                |            |   |        |         |  |  |                         |   |   |   |   |   |         |       |  |  |  |  |  |  |  |
|  |                                   |                                   | V <sub>v</sub>         |                  |                |                |                    |            |  |  |           |            |                |            |   |        |         |  |  |                         |   |   |   |   |   |         |       |  |  |  |  |  |  |  |
|  |                                   |                                   | V <sub>v</sub>         |                  |                |                |                    |            |  |  |           |            |                |            |   |        |         |  |  |                         |   |   |   |   |   |         |       |  |  |  |  |  |  |  |
|  |                                   |                                   | V <sub>v</sub>         |                  |                |                |                    |            |  |  |           |            |                |            |   |        |         |  |  |                         |   |   |   |   |   |         |       |  |  |  |  |  |  |  |
|  |                                   |                                   | V <sub>v</sub>         |                  |                |                |                    |            |  |  |           |            |                |            |   |        |         |  |  |                         |   |   |   |   |   |         |       |  |  |  |  |  |  |  |
|  |                                   |                                   | V <sub>v</sub>         |                  |                |                |                    |            |  |  |           |            |                |            |   |        |         |  |  |                         |   |   |   |   |   |         |       |  |  |  |  |  |  |  |
|  |                                   |                                   | V <sub>v</sub>         |                  |                |                |                    |            |  |  |           |            |                |            |   |        |         |  |  |                         |   |   |   |   |   |         |       |  |  |  |  |  |  |  |
|  |                                   |                                   | Summe Versuche Einzel: |                  |                |                |                    |            |  |  |           |            |                |            |   |        |         |  |  |                         |   |   |   |   |   | 55      |       |  |  |  |  |  |  |  |

Tabelle B. 6: Daten zu Auszugsversuchen in Lochsteinen, Teil 5

| Versuchsparameter                              |              |             |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    | Höchstlast und ggf. Risslast, Last bis 10° oder 1. Lastplateau und Versagensmechanismus |       |       |       |          | Auswertung/ Bemerkungen |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|--|--------------|-------------|---------|------------------|-----------|-----------|---------------|-------|--------|----------------|-------|-----------|-------|-------|-----|----|---|-------|-------|-------|----------|-------------------------|----------|----------|----------------------|------|------|------|-----|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|
| Art  | Stein        |             | Lastart | Zuglast erfasst? | Anbauteil |           |               |       | Dübel  |                |       | Konfig.   |       |       | 1   | 2  | 3   | 4     | 5     | n     | MW       | v                       |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  | $\beta_{St}$ | $\rho_{St}$ |         |                  | $t_{fix}$ | $b_{fix}$ | $\varnothing$ | $l_1$ | Mörtel | Sieb-<br>hülse | $d_s$ | $d_{nom}$ | $l_f$ | $f_u$ |     |    |   |       |       |       |          |                         | c        | s        | [N/mm <sup>2</sup> ] | [mm] | [kN] | [kN] | [%] |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| DIN106-1 KSL-R-12-1,2-16DF/ 498x240x248 m. N+F | 17,8         | 1,11        | $V_V$   |                  |           | 8         | 12            | 120   | A      | m              | 10    | 16        | 50    | 50    | 566 | 0  | -   | 14,32 | 14,33 | 14,92 | 14,83    | 5                       | 14,60    | 1,9      |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |              |             |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   | S     | S     | S     | S        |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |              |             | $V_H$   |                  |           |           |               | 8     | 9      | 145            |       |           | 8     | 8     | 16  | 94 | 100   | 576   | 94    | -     | 7,56     | 7,51                    | 7,57     |          | 3                    | 7,55 | 0,4  |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |              |             |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       | 3,35     | 3,55                    | 3,96     |          | (3)                  | 3,62 | 8,6  |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |              |             |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       | Sp+Pr+LM | Sp+Pr+LM                | Sp+Pr+LM | Sp+Pr+LM |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |              |             |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       | 6,84     | 6,7                     | 8,15     |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |              |             |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       | -        | 4,84                    |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |              |             |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       | LM->Sp   | LM->S                   | LM->S    | LM->Sp   |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |              |             |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       | 8,66     | 9,63                    | 8,06     |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |              |             |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       | K>LM     | K>BV/S                  | K+LM     |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 10,52  | 9,57         | 8,71        |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 10,52  | 8,44         | 8,71        |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| K  | K<LM>BV/S    | K<LM>BV/S   |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 9,99   | 10,4         | 9,55        |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| (LM+S)   | (LM+S)       | (LM+S)      |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 14,64  | 13,16        | 13,72       |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| LM (<Pr)                                       | LM           | LM          |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 19,6   | 20,35        | 14,56       |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| LM   | LM+Pr        | LM          |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 8,01   | 8,96         | 9,72        |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| K  | K            | K           |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 18,53  | 20,37        |             |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| K+LM   | K+LM         | [15,95]     |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| K+LM>BV/S                                      |              |             |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 10,32  | 9,01         | 10,94       |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 9,47   | 7,03         | 7,58        |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| LM   | LM           | LM          |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 10,95  | 10,93        | 10,55       |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 10,95  | 10,93        | 10,55       |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| LM+Sp*   | LM+Sp*       | LM+Sp*      |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 16,42  | 16,86        | 16,46       |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 12,76  | 12,70        | 11,86       |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| LM   | LM           | LM          |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| LM   | LM           | LM          |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 3  | 10,09        | 9,8         |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| Außensteg: 15mm                                | 8,03         | 16,0        |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 3  | 10,81        | 2,1         |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| Außensteg: 20mm                                | 10,81        | 2,1         |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 3  | 16,58        | 1,5         |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| Außensteg: 30mm                                | 12,44        | 4,0         |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| LM   | LM           | LM          |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| LM   | LM           | LM          |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    |   |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| Summe Versuche Einzel:                         |              |             |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    | 44  |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| Summe Versuche Zweifach:                       |              |             |         |                  |           |           |               |       |        |                |       |           |       |       |     |    | 14  |       |       |       |          |                         |          |          |                      |      |      |      |     |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |

Tabelle B. 7: Daten zu Auszugsversuchen in Lochsteinen, Teil 6



| Versuchsparameter                 |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        | Hochstlast und ggf. Risslast, Last bis 10° oder 1. Lastplateau und Versagensmechanismus |         |           |       |          | Auswertung/ Bemerkungen |            |            |            |            |       |       |                            |       |      |      |      |
|-----------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|----------------|------------------|----------------|----------------|------------------|-------|--------|---|---------|-----------|-------|----------|-------------------------|------------|------------|------------|------------|-------|-------|----------------------------|-------|------|------|------|
| Art                               | Stein                         |                                   | Lastart        | Zuglast erfasst? | Anbauteil      |                |                  | Dübel |        |   | Konfig. |           |       | 1        | 2                       | 3          | 4          | 5          | n          | MW    | v     |                            |       |      |      |      |
|                                   | $f_{st}$ [N/mm <sup>2</sup> ] | $\rho_{st}$ [kg/dm <sup>3</sup> ] |                |                  | $t_{fix}$ [mm] | $b_{fix}$ [mm] | $\emptyset$ [mm] | $l_1$ | Mörtel | Sieb-<br>hülse  | $d_s$   | $d_{nom}$ | $l_f$ |          |                         |            |            |            |            |       |       | $f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] | c     | s    | [kN] | [kN] |
| DIN105-1<br>Mz12-2,0-2DF          | 25,36                         | 1,81                              | N              | X                | 5              | X              | 9                | X     | 8      | 16  | 80      | 576       | -     | -        | 8,23                    | 9,52       | 10,39      | 11,64      | 10,71      | 5     | 10,10 | 12,8                       |       |      |      |      |
|                                   |                               |                                   | V <sub>V</sub> |                  | 10             | 100            | 12               |       | 10     |   |         |           | 566   | -        |                         | 14,15      | 15,82      | 14,77      | 16,47      | 15,46 | 5     | 15,33                      | 5,9   |      |      |      |
|                                   |                               |                                   | V <sub>H</sub> |                  |                |                |                  | 80    | A      | m   |         | 16        | 80    |          | 0                       |            | 16,68      | 16,49      | 16,61      | 15,46 | 15,11 | 5                          | 16,07 | 4,5  |      |      |
|                                   |                               |                                   | V <sub>V</sub> |                  | 8              | 80             | 9                | 120   |        |   | 8       |           | 576   | 60       |                         |            | 9,05       | 8,83       | 9,8        | 9,46  | 9,19  | 5                          | 9,27  | 4,1  |      |      |
|                                   |                               |                                   | V <sub>H</sub> |                  | (25)           |                |                  |       |        |   |         |           |       |          |                         |            | S          | S          | S          | S     | S     |                            |       |      |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       |          |                         |            | 8,46       | 10,35      | 9,8        | 9,93  | 8,62  | 5                          | 9,43  | 8,9  |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       |          |                         |            | 7,48       | 10,35      | 9,14       | 8,43  | 8,12  | 5                          | (5)   | 8,70 | 12,6 |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       |          |                         |            | SP+S       | SP+S       | SP+S       | SP+S  | SP+S  |                            |       |      |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       |          |                         |            | 2,57       | 3,92       | 3,17       | 3,19  | 2,52  | 5                          | 3,07  | 18,5 |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       |          |                         |            | SP/K       | SP/K       | SP/K       | SP+MQ | SP/K  |                            |       |      |      |      |
| DIN106-1 KS12-2,0-4DF/240x240x113 | 29,8                          | 1,85                              |                |                  |                |                | 12               |       | 10     | 12  | 707     |           |       |          | 17,41                   | 16,68      | 17,59      |            |            | 3     | 17,23 | 2,8                        |       |      |      |      |
|                                   |                               |                                   | V <sub>V</sub> |                  |                |                | 12               |       | 10     |   | 12      | 1173      |       |          |                         | SP+LM>BV/S | SP+LM>BV/S | SP+LM>BV/S |            |       | 3     | 23,22                      | 4,3   |      |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       |          |                         |            | 16,46      | 20,54      | 17,65      |       |       | 3                          | 18,22 | 11,5 |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       |          |                         |            | SP+LM      | SP+LM      | SP+LM      |       |       |                            |       |      |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                | 16               | 80    | 14     | 120   |         | 14        | 668   |          |                         |            | 23,74      | 22,2       | 18,68      |       |       | 3                          | 21,54 | 12,0 |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       |          |                         |            | SP+LM>BV/S | SP+LM>BV/S | SP+LM>BV/S |       |       | 3                          | 27,10 | 5,2  |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       |          |                         |            | 25,62      | 28,43      | 27,25      |       |       |                            |       |      |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       |          |                         |            | SP+LM      | SP+LM      | SP+LM      |       |       | 3                          | 27,10 | 5,2  |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       |          |                         |            | 10,85      | 12,57      | 16,28      | 13,08 | 13,4  | 5                          | 13,24 | 14,9 |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       |          |                         |            | 4,34       | -          | 5,27       | -     | 6,24  | (3)                        | 5,28  | 18,0 |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       | SP+LM    | SP->LM                  | SP+LM      | Sp->LM     | Sp+LM      |            |       |       |                            |       |      |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       | 16,287   | 18,50                   | 18,205     |            |            | 3          | 17,66 | 6,8   |                            |       |      |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       | 16,06    | 14,11                   | 16,65      |            |            | (3)        | 15,61 | 8,5   |                            |       |      |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       | Sp+LM->S | Sp+LM->S                | Sp+LM->S   |            |            |            |       |       |                            |       |      |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       | 9,31     | 8,32                    | 10,02      |            |            | 3          | 9,22  | 9,3   |                            |       |      |      |      |
|                                   |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       | SP/K     | K                       | SP/K       |            |            |            |       |       |                            |       |      |      |      |
| Summe Versuche Einzel:            |                               |                                   |                |                  |                |                |                  |       |        |   |         |           |       |          |                         |            |            |            | 56         |       |       |                            |       |      |      |      |

Tabelle B. 9: Daten zu Auszugsversuchen in Vollsteinen, Teil 1













| Versuchsparameter   |   |  |                  |                  |                  |                  |     |                |        | Risslast, Last bis 10° oder 1. Lastplateau und Versagensmechanismus |                |                  |                |       |       | Auswertung/ Bemerkungen |          |          |         |                             |            |          |                |       |         |         |
|---|---|--|------------------|------------------|------------------|------------------|-----|----------------|--------|---|----------------|------------------|----------------|-------|-------|-------------------------|----------|----------|---------|-----------------------------|------------|----------|----------------|-------|---------|---------|
| Art   | β <sub>St</sub><br>[N/mm <sup>2</sup> ] | ρ <sub>St</sub><br>[kg/dm <sup>3</sup> ] | Lastart          | Zuglast erfasst? | Anbauteil        |                  |     | Dübel          |        |   | Konfig.        |                  |                | 1     | 2     | 3                       | 4        | 5        | 6       | n                           | MW<br>[kN] | v<br>[%] |                |       |         |         |
|   |   |  |                  |                  | t <sub>fix</sub> | b <sub>fix</sub> | Ø   | l <sub>1</sub> | Mörtel | Sieb-<br>hülse  | d <sub>s</sub> | d <sub>nom</sub> | l <sub>f</sub> |       |       |                         |          |          |         |                             |            |          | f <sub>u</sub> | c     | s       |         |
| Bisotherm-<br>Planellemente<br>Z-17-1-699 FE12-2-0,5<br>997x240x623 N+F | 3,15                                    | 0,74                                     | V <sub>V</sub>   | -                | 8<br>(25)        | 80               | 9   | 120            | k      | 566   | 50             | -                | 5,58           | 5,50  | 6,17  | 6,17                    | 6,36     | LM+K     | LM+K    | 5                           | 5,95       | 6,6      |                |       |         |         |
|   |   |  | V <sub>H</sub>   | -                | 8<br>(25)        | 80               | 16  | 80             |        |   |                |                  | 2,82           | 3,33  | 2,85  | 2,97                    | 2,88     |          |         |                             |            |          | LM+K           | LM+K  | 5       | 2,97    |
|   |   |  | 2*V              | -                | 8<br>(25)        | 100              | 14  | 145            | m      | 557   | -              | 100              | -              | 100   | 11,48 | 9,58                    | 10,02    | 11,27    | 12,06   | LM+K>Pr                     | LM+K>Pr    | 5        | 10,88          | 9,6   |         |         |
|   |   |  | 2*V              | -                | 10<br>(30)       | 200              | 143 | 75             |        |   |                |                  |                |       | 557   | 14,40                   | 12,20    | 12,85    | 14,41   | -                           | LM         | LM       | 4              | 13,47 | 8,3     |         |
| C20/25<br>03F520/1-<br>263  | 26,1                                    | 2,29                                     | V                | -                | 30               | 100              | 16  | 50             | A      | o   | 16             | 18               | 40             | 1279  | -     | -                       | -        | -        | -       | -                           | -          | -        | -              | 3     | 49,80   | 15,9    |
| DIN4165 P2-0,4<br>625x240x250 N+F                                       | 2,28                                    | 0,47                                     | N                | X                | 5                | X                | 9   | X              | A      | 576   | -              | -                | 4,94           | 4,23  | 4,15  | 3,98                    | [2,83]   | LM(+Pr)  | LM(+Pr) | 3                           | 6,99       | 11,1     |                |       |         |         |
|   |   |  | V <sub>V</sub>   | -                | 8<br>(25)        | 80               | 9   | 120            |        |   |                |                  | 7,59           | 6,11  | 7,27  | M                       | M        |          |         |                             |            |          | M              | (M)   | LM(+Pr) | LM(+Pr) |
|   |   |  | V <sub>H</sub>   | -                | 5<br>(30)        | 100              | 9   | 145            | 8      | 14**  | 80             | 576              | 50             | -     | 1,15  | 1,19                    | 1,43     | 1,12     | 1,28    | K                           | K          | 5        | 1,23           | 10,1  |         |         |
|   |   |  | 2*V <sub>V</sub> | -                | 8<br>(25)        | 100              | 9   | 145            | t      | 8   | 80             | 576              | 50             | 50    | 9,61  | 12,44                   | 8,93     | 9,58     | 9,69    | LM>Pr/SP                    | LM>Pr/SP   | 5        | 10,05          | 13,6  |         |         |
| 2*V <sub>V</sub>  | -                                       | 5<br>(30)                                | 100              | 9                | 145              | A                | 8   | 80             | 576    | 50  | 100            | 13,38            | 12,08          | 12,52 | 11,71 | 10,13                   | LM>Pr/SP | LM>Pr/SP | 5       | 11,96                       | 10,0       |          |                |       |         |         |
|   |   |  |                  |                  |                  |                  |     |                |        | Summe Versuche Einzel: 34   |                |                  |                |       |       |                         |          |          |         | Summe Versuche Zweifach: 24 |            |          |                |       |         |         |

Tabelle B. 16: Daten zu Auszugsversuchen in Vollsteinen, Teil 8

| Dübeltyp                                     | Spannung            |                               | Spannung            |                               | Spannung          |                               | Spannung             |                               | Spannung             |                      |
|--|---------------------|-------------------------------|---------------------|-------------------------------|-------------------|-------------------------------|----------------------|-------------------------------|----------------------|----------------------|
|  | Last [kN]           | [N/mm <sup>2</sup> ]          | Last [kN]           | [N/mm <sup>2</sup> ]          | Last [kN]         | [N/mm <sup>2</sup> ]          | Last [kN]            | [N/mm <sup>2</sup> ]          | Last [kN]            | [N/mm <sup>2</sup> ] |
| <b>Größe M</b>                               | <b>8</b>            |                               | <b>8</b>            |                               | <b>10</b>         |                               | <b>12</b>            |                               | <b>12</b>            |                      |
| Spannungs- A <sub>S</sub> [mm <sup>2</sup> ] | 36,6                |                               | 36,6                | 31,2*                         | 58,0              |                               | 84,3                 |                               | 84,3                 | 67,2*                |
| <b>Serie</b>                                 | <b>A_M8-5.8</b>     |                               | <b>A_M8x175-5.8</b> |                               | <b>A_M10-5.8</b>  |                               | <b>A_M12-5.8</b>     |                               | <b>A_M12x260-5.8</b> |                      |
| Versuchsdatum                                | 07.03.07            |                               | 06.10.08            |                               | 07.03.07          |                               | 08.03.07             |                               | 06.10.08             |                      |
| <b>A (5.8)</b>                               | 21,37               | 583,8                         | 20,86               | 569,9                         | 32,95             | 568,1                         | 47,50                | 563,4                         | 51,14                | 606,6                |
|  | 21,05               | 575,2                         | 20,74               | 566,7                         | 32,22             | 555,6                         | 46,73                | 554,3                         | 51,65                | 612,7                |
|  | 20,77               | 567,4                         | 20,76               | 567,2                         | 33,24             | 573,1                         | 46,70                | 554,0                         | 50,87                | 603,5                |
| MW (F <sub>m</sub> ; f <sub>u,m</sub> )      | 21,06               | <b>575,5</b>                  | 20,79               | <b>568,0</b>                  | 32,80             | <b>565,6</b>                  | 46,97                | <b>557,2</b>                  | 51,22                | <b>607,6</b>         |
| v [%]  | 1,42                |                               | 0,30                |                               | 1,60              |                               | 0,97                 |                               | 0,77                 |                      |
| fy=0,8*f <sub>u,m</sub>                      | 460,4               |                               | 454,4               |                               | 452,5             |                               | 445,8                |                               | 486,1                |                      |
| <b>Serie</b>                                 | <b>A_M8x110-5.8</b> |                               |                     |                               |                   |                               | <b>A_M12x160-5_8</b> |                               |                      |                      |
| Versuchsdatum                                | 06.10.08            |                               |                     |                               |                   |                               | 06.10.08             |                               |                      |                      |
| <b>A (5.8)</b>                               | 20,67               | 564,7                         |                     |                               |                   |                               | 47,11                | 558,8                         |                      |                      |
|  | 20,72               | 566,1                         |                     |                               |                   |                               | 47,49                | 563,4                         |                      |                      |
|  | 20,80               | 568,3                         |                     |                               |                   |                               | 47,11                | 558,8                         |                      |                      |
| MW (F <sub>m</sub> ; f <sub>u,m</sub> )      | 20,73               | <b>566,4</b>                  |                     |                               |                   |                               | 47,23                | <b>560,3</b>                  |                      |                      |
| v [%]  | 0,32                |                               |                     |                               |                   |                               | 0,47                 |                               |                      |                      |
| fy=0,8*f <sub>u,m</sub>                      | 453,1               |                               |                     |                               |                   |                               | 448,3                |                               |                      |                      |
| <b>Serie</b>                                 | <b>B_M8x115-5_8</b> |                               | <b>B_M8-5.8 *</b>   |                               | <b>M10-5_8</b>    |                               | <b>B_M12x160-5_8</b> |                               | <b>B_M12-5_8 *</b>   |                      |
| Versuchsdatum                                | 18.02.08            |                               | 07.03.07            |                               | 19.02.08          |                               | 18.02.08             |                               | 19.02.08             |                      |
| <b>B (5.8)</b>                               | 26,28               | 718,1                         | 21,38               | 685,2                         | 40,68             | 701,4                         | 57,03                | 676,5                         | 51,56                | 767,3                |
|  | 25,32               | 691,8                         | 21,35               | 684,1                         | 41,30             | 712,1                         | 56,05                | 664,9                         | 51,48                | 766,1                |
|  | 25,91               | 707,9                         | 21,26               | 681,4                         | 41,02             | 707,3                         | 55,85                | 662,5                         | 51,36                | 764,2                |
| MW (F <sub>m</sub> ; f <sub>u,m</sub> )      | 25,84               | <b>705,9</b>                  | 21,33               | <b>683,6</b>                  | 41,00             | <b>706,9</b>                  | 56,31                | <b>668,0</b>                  | 51,47                | <b>765,9</b>         |
| v [%]  | 1,88                |                               | 0,29                |                               | 0,76              |                               | 1,12                 |                               | 0,20                 |                      |
| fy=0,8*f <sub>u,m</sub>                      | 564,7               |                               | 546,9               |                               | 565,6             |                               | 534,4                |                               | 612,7                |                      |
| <b>Serie</b>                                 | <b>C_M8</b>         |                               |                     |                               | <b>C_M10</b>      |                               |                      |                               |                      |                      |
| Versuchsdatum                                | 07.03.07            |                               |                     |                               | 07.03.07          |                               |                      |                               |                      |                      |
| <b>C (≥ 3.6)</b>                             | 30,84               | 842,7                         |                     |                               | 43,56             | 751,0                         |                      |                               |                      |                      |
|  | 31,00               | 847,1                         |                     |                               | 44,21             | 762,3                         |                      |                               |                      |                      |
|  | 29,82               | 814,7                         |                     |                               | 45,18             | 779,0                         |                      |                               |                      |                      |
| MW (F <sub>m</sub> ; f <sub>u,m</sub> )      | 30,56               | <b>834,8</b>                  |                     |                               | 44,32             | <b>764,1</b>                  |                      |                               |                      |                      |
| v [%]  | 2,10                |                               |                     |                               | 1,84              |                               |                      |                               |                      |                      |
| fy=0,8*f <sub>u,m</sub>                      | 667,9               |                               |                     |                               | 611,3             |                               |                      |                               |                      |                      |
| <b>Dübeltyp</b>                              | Last [kN]           | Spannung [N/mm <sup>2</sup> ] | Last [kN]           | Spannung [N/mm <sup>2</sup> ] | Last [kN]         | Spannung [N/mm <sup>2</sup> ] | Last [kN]            | Spannung [N/mm <sup>2</sup> ] |                      |                      |
| <b>Größe M</b>                               | <b>8</b>            |                               | <b>10</b>           |                               | <b>12</b>         |                               | <b>16</b>            |                               |                      |                      |
| Spannungs- A <sub>S</sub> [mm <sup>2</sup> ] | 36,6                |                               | 58,0                |                               | 84,3              |                               | 157,0                |                               |                      |                      |
| <b>Serie</b>                                 |                     |                               | <b>Z06194_M10</b>   |                               | <b>Z06194_M12</b> |                               | <b>Z06194_M16</b>    |                               |                      |                      |
| Versuchsdatum                                |                     |                               | 07.03.07            |                               | 08.03.07          |                               | 08.03.07             |                               |                      |                      |
| <b>Z (5.8)</b>                               | 32,71               | 564,0                         | 46,38               | 550,1                         | 88,86             | 566,0                         |                      |                               |                      |                      |
|  | 33,34               | 574,8                         | 46,36               | 549,9                         | 89,41             | 569,5                         |                      |                               |                      |                      |
|  | 33,35               | 575,0                         | 46,45               | 551,0                         | 87,63             | 558,2                         |                      |                               |                      |                      |
| MW (F <sub>m</sub> ; f <sub>u,m</sub> )      | 33,13               | <b>571,3</b>                  | 46,39               | <b>550,4</b>                  | 88,63             | <b>564,6</b>                  |                      |                               |                      |                      |
| v [%]  | 1,10                |                               | 0,10                |                               | 1,03              |                               |                      |                               |                      |                      |
| fy=0,8*f <sub>u,m</sub>                      | 457,0               |                               | 440,3               |                               | 451,6             |                               |                      |                               |                      |                      |
| <b>Serie</b>                                 |                     |                               |                     |                               | <b>M10-4_6</b>    |                               |                      |                               |                      |                      |
| Versuchsdatum                                |                     |                               |                     |                               | 19.02.08          |                               |                      |                               |                      |                      |
| <b>Meterware 4.6</b>                         | 27,83               | 479,9                         |                     |                               | 27,92             | 481,5                         |                      |                               |                      |                      |
|  | 27,49               | 474,0                         |                     |                               | 27,75             | <b>478,4</b>                  |                      |                               |                      |                      |
|  | 0,82                |                               |                     |                               | 287,1             |                               |                      |                               |                      |                      |
| fy=0,6*f <sub>u,m</sub>                      |                     |                               |                     |                               | 287,1             |                               |                      |                               |                      |                      |
| <b>Serie</b>                                 | <b>M8-10_9</b>      |                               |                     |                               | <b>M10-10_9</b>   |                               | <b>M12-10_9</b>      |                               |                      |                      |
| Versuchsdatum                                | 20.02.08            |                               |                     |                               | 18.02.08          |                               | 18.02.08             |                               |                      |                      |
| <b>Meterware 10.9</b>                        | 41,29               | 1128,1                        |                     |                               | 68,38             | 1179,0                        | 97,49                | 1156,5                        |                      |                      |
|  | 40,98               | 1119,7                        |                     |                               | 69,21             | 1193,2                        | 97,55                | 1157,2                        |                      |                      |
|  | 41,12               | 1123,5                        |                     |                               | 66,43             | 1145,4                        | 97,80                | 1160,1                        |                      |                      |
| MW (F <sub>m</sub> ; f <sub>u,m</sub> )      | 41,13               | <b>1123,8</b>                 |                     |                               | 68,01             | <b>1172,5</b>                 | 97,61                | <b>1157,9</b>                 |                      |                      |
| v [%]  | 0,38                |                               |                     |                               | 2,09              |                               | 0,16                 |                               |                      |                      |
| fy=0,9*f <sub>u,m</sub>                      | 1011,4              |                               |                     |                               | 1055,3            |                               | 1042,1               |                               |                      |                      |

\* Querschnittsschwächung durch Kerbe

Tabelle B. 17: In Versuchen ermittelte Stahlzugfestigkeiten – Teil 1

| Getestet                             | Nur Ankerstange    |                               | Dübelssystem mit Kunststoffhülse |                               | Dübelssystem mit Metallhülse |                               | Nur Ankerstange   |                               | Dübelssystem mit Kunststoffhülse |                               | Dübelssystem mit Metallhülse |                               |
|--------------------------------------|--------------------|-------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|------------------------------|-------------------------------|-------------------|-------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|------------------------------|-------------------------------|
|                                      | Last F*            | Plast. Moment M* <sub>0</sub> | Last F*                          | Plast. Moment M* <sub>0</sub> | Last F*                      | Plast. Moment M* <sub>0</sub> | Last F*           | Plast. Moment M* <sub>0</sub> | Last F*                          | Plast. Moment M* <sub>0</sub> | Last F*                      | Plast. Moment M* <sub>0</sub> |
|                                      | [kN]               | [Nm]                          | [kN]                             | [Nm]                          | [kN]                         | [Nm]                          | [kN]              | [Nm]                          | [kN]                             | [Nm]                          | [kN]                         | [Nm]                          |
| <b>Größe M</b>                       | <b>8</b>           |                               |                                  |                               |                              |                               | <b>10</b>         |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>Serie</b>                         | <b>MPL-A10o8</b>   |                               | <b>MPL-A16k8L</b>                |                               | <b>MPL-A16m8L</b>            |                               | <b>MPL-A12o10</b> |                               | <b>MPL-A16k10L</b>               |                               | <b>MPL-A16m10L</b>           |                               |
| <b>Versuchsdatum</b>                 | 27.09.07+ 08.05.08 |                               | 07.10.08                         |                               | 27.09.07                     |                               | 26.09.07          |                               | 27.09.07                         |                               | 26.09.07                     |                               |
| <b>Dübeltyp A (5.8)</b>              | 0,486              | 32,55                         | 0,496                            | 48,36                         | 0,806                        | 53,98                         | 0,879             | 61,46                         | 1,168                            | 81,69                         | 1,129                        | 87,84                         |
|                                      | 0,441              | 29,55                         | 0,532                            | 51,87                         | 0,730                        | 48,86                         | 0,931             | 65,10                         | 1,165                            | 81,48                         | 1,234                        | 86,28                         |
|                                      | 0,459              | 30,76                         | 0,469                            | 45,73                         | 0,730                        | 48,86                         | 0,887             | 62,02                         | 1,125                            | 78,68                         | 1,172                        | 81,95                         |
|                                      | 0,479              | 32,08                         | 0,551 +)                         | 54,81                         |                              |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
|                                      | 0,489              | 32,75                         | (0,386)*                         | -                             |                              |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>MW (F; M*<sub>0,m</sub>)</b>      | 0,471              | 31,54                         | 0,512                            | 50,19                         | 0,755                        | 50,56                         | 0,899             | 62,86                         | 1,153                            | 80,62                         | 1,178                        | 85,36                         |
| <b>v [%]</b>                         | 4,29               |                               | 7,15 ; 7,92                      |                               | 5,84                         |                               | 3,11              |                               | 2,08                             |                               | 4,48 ; 3,58                  |                               |
| <b>Kragarm l<sub>Krag</sub> [mm]</b> | 68                 |                               | 99 ; 101                         |                               | 68                           |                               | 71                |                               | 71                               |                               | 79 ; 71                      |                               |
| <b>Serie</b>                         | <b>MPL-B10o8</b>   |                               | <b>MPL-B20k8<sup>+</sup></b>     |                               |                              |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>Versuchsdatum</b>                 | 02.04.08           |                               | 03.04.08+ 08.05.08               |                               |                              |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>Dübeltyp B (5.8)</b>              | 0,826              | 55,31                         | 1,000                            | 67,37                         |                              |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
|                                      | 0,813              | 54,44                         | 1,170                            | 78,36                         |                              |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
|                                      | 0,809              | 54,18                         | 1,123                            | 75,69                         |                              |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
|                                      |                    |                               | 1,187                            | 74,81                         |                              |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
|                                      |                    |                               | 1,163                            | 73,30                         |                              |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>MW (F; M*<sub>0,m</sub>)</b>      | 0,816              | 54,65                         | 1,129                            | 73,91                         |                              |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>v [%]</b>                         | 1,09               |                               | 6,70 ; 5,53                      |                               |                              |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>Kragarm l<sub>Krag</sub> [mm]</b> | 68                 |                               | 68 ; 64                          |                               |                              |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>Serie</b>                         | <b>MPL-C8o8</b>    |                               |                                  |                               | <b>MPL-C16m8<sup>+</sup></b> |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>Versuchsdatum</b>                 | 02.04.08           |                               |                                  |                               | 03.04.08                     |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>Dübeltyp C (≥ 3.6)</b>            | 0,521              | 34,40                         |                                  |                               | 0,837                        | 55,74                         |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
|                                      | 0,529              | 34,92                         |                                  |                               | 1,074                        | 71,09                         |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
|                                      | 0,533              | 35,19                         |                                  |                               | 0,860                        | 57,18                         |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>MW (F; M*<sub>0,m</sub>)</b>      | 0,528              | 34,84                         |                                  |                               | 0,924                        | 61,34                         |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>v [%]</b>                         | 1,16               |                               |                                  |                               | 14,15 ; 13,82                |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>Kragarm l<sub>Krag</sub> [mm]</b> | 67                 |                               |                                  |                               | 67                           |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>Größe M</b>                       | <b>12</b>          |                               |                                  |                               |                              |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>Serie</b>                         | <b>MPL-A14o12X</b> |                               |                                  |                               | <b>MPL-A20m12X</b>           |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>Versuchsdatum</b>                 | 07.05.08           |                               |                                  |                               | 07.05.08                     |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>Dübeltyp A (5.8)</b>              | 0,929              | 115,28                        |                                  |                               | 1,243                        | 154,24                        |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
|                                      | 0,946              | 117,39                        |                                  |                               | 1,226                        | 152,13                        |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
|                                      | 0,914              | 113,41                        |                                  |                               | 1,392                        | 172,73                        |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>MW (F; M*<sub>0,m</sub>)</b>      | 0,930              | 115,36                        |                                  |                               | 1,287                        | 159,70                        |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>v [%]</b>                         | 1,72               |                               |                                  |                               | 7,10                         |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |
| <b>Kragarm l<sub>Krag</sub> [mm]</b> | 126                |                               |                                  |                               | 126                          |                               |                   |                               |                                  |                               |                              |                               |

**Anmerkungen:**

# Querlast F\* : Höchstlast bis 10° Verschiebung (bei +) vorher erreicht)

# Plastisches Moment bei Höchstlast F\*: M\*<sub>0</sub>=l<sub>Krag</sub>•cos(α)•F\* mit α=Verschiebungswinkel bei F\***Tabelle B. 18:** In Versuchen ermittelte Biegebruchmomente

| Steintyp   | Steindruckfestigkeit $\beta_{st}$ |                             | Netto/Brutto-Steinfestigk. [-] | Stahl- $\emptyset$ [mm] | Nenn-Einbindetiefe [mm] | Höchstlast $V_m^*$ [kN] | lokale Druckf. [N/mm <sup>2</sup> ] | $\alpha_{lokal}$ [-] | Höchstlasten $V^*$ bis 20mm Verschiebung [kN] |       |       |       | vorhandene Einbindetiefe [mm] |      |      |      |
|--|-----------------------------------|-----------------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------------------|----------------------|---|-------|-------|-------|-------------------------------|------|------|------|
|  | Netto [N/mm <sup>2</sup> ]        | Brutto [N/mm <sup>2</sup> ] |                                |                         |                         |                         |                                     |                      | Versuch Nr.                                   |       |       |       | Versuch Nr.                   |      |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         |                         |                         |                                     |                      | 1   | 2     | 3     | 4     | 1                             | 2    | 3    | 4    |
| DIN18151 3K Hbl 2-16DF/<br>490x240x238 N+F                             | 6,70                              | 4,53                        | 1,48                           | M12                     | 20                      | 4,07                    | 17,39                               | 3,84                 | 3,51  | 4,39  | 4,31  | 19    | 20,5                          | 19   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         |                         | 7,75                    | 18,45                               | 4,07                 | 6,55  | 6,77  | 9,93  | 35    | 35                            | 35   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 36* (Loch)              | 5,69                    | 13,17                               | 2,91                 | 6,29  | 6,10  | 4,67  | 36    | 36                            | 36   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 20                      | 4,11                    | 12,88                               | 2,84                 | 4,36  | 3,45  | 4,52  | 21    | 20                            | 19   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 36                      | 10,42                   | 18,46                               | 4,08                 | 10,38   | 10,25 | 10,63 | 35    | 37                            | 34   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 50                      | 13,22                   | 16,41                               | 3,62                 | 12,15   | 13,18 | 14,33 | 50    | 50                            | 51   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 36* (Loch)              | 7,09                    | 12,31                               | 2,72                 | 6,85  | 7,67  | 6,75  | 36    | 36                            | 36   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 20                      | 5,51                    | 14,49                               | 3,20                 | 5,06  | 6,69  | 4,77  | 19    | 19                            | 19   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 36                      | 14,12                   | 19,43                               | 4,29                 | 13,82   | 13,69 | 14,85 | 36    | 36                            | 37   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 36* (Loch)              | 8,25                    | 11,46                               | 2,53                 | 8,49  | 8,43  | 7,83  | 36    | 36                            | 36   |      |      |
| DIN106-1 KSV-R-12-2,0-16DF/<br>498x240x238 m.<br>N+F                   | 17,28                             | 17,28                       | 1,00                           | M16                     | 15                      | 8,43                    | 35,13                               | 7,75                 | 9,53  | 6,08  | 9,69  | 15    | 15                            | 15   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         |                         | 17,19                   | 53,72                               | 11,86                | 17,23   | 16,05 | 18,29 | 20    | 20                            | 20   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 30                      | 28,60                   | 59,59                               | 13,15                | 31,16   | 26,04 | -     | 30    | 30                            | -    |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 15* (Loch)              | 4,46                    | 17,75                               | 3,92                 | 4,07  | 3,86  | 5,44  | 15,1  | 15,3                          | 16,5 |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 20* (Loch)              | 8,58                    | 25,54                               | 5,64                 | 8,44  | 8,81  | 8,51  | 20,8  | 21,4                          | 20,8 |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 30* (Loch)              | 19,69                   | 39,84                               | 8,80                 | 15,97   | 21,69 | 19,09 | 22,02 | 29,6                          | 32,1 | 30,8 | 30,8 |
|  |                                   |                             |                                |                         | 20                      | 2,12                    | 6,61                                | 1,46                 | 2,60  | 1,80  | 1,95  | 20    | 20                            | 20   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 40                      | 5,61                    | 8,76                                | 1,93                 | 5,26  | 5,62  | 5,94  | 40    | 40                            | 40   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 60                      | 10,43                   | 10,87                               | 2,40                 | 10,52   | 10,61 | 10,17 | 60    | 60                            | 60   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 80                      | 11,86                   | 9,27                                | 2,05                 | 11,06   | 12,66 | 11,87 | 80    | 80                            | 80   |      |      |
| Bisotherm-<br>Planelemente<br>Z-17.1-699 PE12-2-0,5 997x240x623<br>N+F |                                   |                             |                                |                         | 20* (Loch)              | 1,83                    | 6,02                                | 1,33                 | 1,72  | 1,83  | 1,95  | 19,5  | 19,2                          | 18,5 |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 40* (Loch)              | 4,14                    | 6,45                                | 1,42                 | 4,75  | 2,99  | 4,68  | 44    | 38                            | 38   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 60* (Loch)              | 6,26                    | 6,61                                | 1,46                 | 6,01  | 6,16  | 6,60  | 56    | 60                            | 61,5 |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 20                      | 5,18                    | 16,18                               | 3,57                 | 5,22  | 4,62  | 5,69  | 20    | 20                            | 20   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 30                      | 7,04                    | 14,66                               | 3,24                 | 8,27  | 6,52  | 6,32  | 30    | 30                            | 30   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 40                      | 12,66                   | 19,78                               | 4,37                 | 12,53   | 12,74 | 12,70 | 40    | 40                            | 40   |      |      |
| Bisotherm-PE<br>Z-17.1-699 PE21-6-0,8 1000x360x623                     |                                   |                             |                                |                         | 50                      | 16,80                   | 21,00                               | 4,64                 | 15,42   | 17,37 | 17,61 | 50    | 50                            | 50   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 20                      | 9,70                    | 30,31                               | 6,69                 | 9,21  | 10,51 | 9,38  | 20    | 20                            | 20   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 30                      | 17,35                   | 36,15                               | 7,98                 | 17,73   | 15,68 | 18,65 | 30    | 30                            | 30   |      |      |
|  |                                   |                             |                                |                         | 40                      | 23,22                   | 36,29                               | 8,01                 | 22,03   | 24,42 | -     | 40    | 40                            | -    |      |      |

\* Außenstegdicke

Tabelle B. 19: Ergebnisse der Versuche zur Ermittlung der lokalen Tragfähigkeit von Mauersteinen

## Verzeichnis

der bisher in der Schriftenreihe „IWB-Mitteilungen“ erschienenen Hefte:

- 1986/1     Institutsbericht 1983-1985 Activities
- 1987/1     Verdrehfähigkeit plastizierter Tragwerksbereiche im Stahlbetonbau, von Peter Langer
- 1987/2     Jahresbericht 1986 Activities
- 1987/3     Übertragbarkeit von Werkstoffkennwerten bei Glasfaser-Harz-Verbundstäben, von G. Rehm und B. Schlottko
- 1988/1     Zum Tragverhalten kunstharzgebundener Glasfaserstäbe im Bereich von Endverankerungen und Rissen in Beton, von Martin Faoro  
(ISBN 3-9801833-0-0)
- 1988/2     Einfluß der Stahlkennlinie auf den möglichen Grad der Schnittkraftumlagerung bei Stahlbetontragwerken  
Teil 1: Theoretische Untersuchungen, von R. Eligehausen, H. Kreller  
Teil 2: Versuchsbericht, von R. Eligehausen, H. Kreller, P. Langer  
(ISBN 3-9801833-1-9)
- 1989/1     Beiträge zur Befestigungstechnik  
- Moderne Befestigungstechnik im Bauwesen - Systeme und Anwendungsbedingungen, von R. Eligehausen, W. Fuchs, M. Reuter  
- Tragverhalten von Dübelbefestigungen bei Zugbeanspruchung - Loadbearing Behaviour of Anchor Fastenings in Tension, von R. Eligehausen, W. Fuchs, B. Mayer  
- Tragverhalten von Dübelbefestigungen bei Querzug-, Schrägzug- und Biegebeanspruchung - Loadbearing Behaviour of Anchor Fastenings under Shear, Combined Tension and Shear or Flexural Loading, von R. Eligehausen, W. Fuchs  
- Bemessung von Befestigungen mit Stahldübeln - Zukünftiges Konzept - design of Fastenings with Steel Anchors - Future Concept, von R. Eligehausen
- 1989/2     Zum Weiterreißverhalten von beschichteten Geweben, von Walter Bidmon  
(ISBN 3-9801833-2-7)
- 1989/3     Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in Stahlbetonbauteilen bei Brandeinwirkung, von Roland Gerster  
(ISBN 3-9801833-3-5)
- 1989/4     Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Last- und Zwangseinwirkung, von Helmut Kreller  
(ISBN 3-9801833-4-3)
- 1989/5     Untersuchungen zum Verbundverhalten gerippter Bewehrungsstäbe mit praxisüblicher Betondeckung, von Rolf Eligehausen, Helmut Kreller, Peter Langer  
(ISBN 3-9801833-5-1)
- 1989/6     Jahresbericht 1987-1988 Activities
- 1990/1     SBETA Computer Program for Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, von V. Cervenka, R. Eligehausen, R. Pukl  
(ISBN 3-9801833-6-X)
- 1990/2     Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast in ungerissenem Beton, von Werner Fuchs  
(ISBN 3-9801833-7-8)
- 1991/1     Funktionsersatzprüfungen für die Beurteilung der Eignung von kraftkontrolliert spreizenden Dübeln, von Burkhard Mayer  
(ISBN 3-9801833-8-6)
- 1991/2     Jahresbericht 1989-1990 Activities
- 1992/1     Zur Korrosion von verzinktem Stahl in Kontakt mit Beton, von Klaus Menzel  
(ISBN 3-9801833-9-4)
- 1993/1     Tragverhalten und Anwendung von Dübeln unter oftmals wiederholter Belastung, von Dieter Lotze  
(ISBN 3-9803044-0-X)

- 1994/1 Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch, von Guochen Zhao (ISBN 3-9803044-2-6)
- 1994/2 Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug, von Johannes Furcher (ISBN 3-9803044-3-4)
- 1994/3 Tragverhalten von Metallspreizübeln im ungerissenen und gerissenen Beton bei der Versagensart Herausziehen, von Rolf Lehmann (ISBN 3-9803044-1-8)
- 1994/4 Ein energetisches Materialmodell zur Berechnung des Tragverhaltens von zugbeanspruchtem Beton, von Gottfried Sawade (ISBN 3-9803044-4-2)
- 1994/5 Zur bruchmechanischen Modellierung des Kurzzeit-Bruchverhaltens von Holz im Rißöffnungsmodus I, von Tino Schatz (ISBN 3-9803044-5-0)
- 1995/1 Rotationsfähigkeit von plastischen Gelenken im Stahl- und Spannbetonbau, von Longfei Li (ISBN 3-9803044-6-9)
- 1995/2 Maßstabeffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen, von Josko Ozbolt (ISBN 3-9803044-7-7)
- 1995/3 Jahresbericht 1993-1995 Activities
- 1996/1 Gas Permeability as a Means to Assess The Performance Properties of Concrete, von Abebe Dinku (ISBN 3-9803044-8-5)
- 1996/2 Nachbehandlungsunempfindlicher Hochleistungsbeton, von Silvia Weber (ISBN 3-9803044-9-3)
- 1996/3 Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Betriebsbelastung, von Thomas M. Sippel (ISBN 3-9805102-0-4)
- 1996/4 Tragverhalten von Ankerschienen ohne Rückhängebewehrung, von Rolf Wohlfahrt (ISBN 3-9805102-1-2)
- 1997/1 Jahresbericht 1996-1997 Activities
- 1999/1 Bemessung von zugbeanspruchten Befestigungen bei Versagensart Spalten des Betons, von Jörg Asmus (ISBN 3-9805102-2-0)
- 1999/2 Jahresbericht 1998-1999 Activities
- 2000/1 Ökobilanzierung von Baustoffen am Beispiel des Recyclings von Konstruktionsleichtbeton, von Julian Kümmel (ISBN 3-9805102-4-7)
- 2001/1 Dichtheit von Heißwasser-Langzeitspeichern aus Hochleistungsbeton, von Martin Jooß (ISBN 3-9805102-3-9)
- 2001/2 Zum Trag- und Rotationsverhalten von Stahlbetontragwerken mit nicht-linearer Schnittgrößenermittlung, von Eckhart Fabritius (ISBN 2-9805102-5-5)
- 2001/3 Jahresbericht 2000-2001 Activities
- 2001/4 Brandverhalten von Befestigungen mit großem Randabstand in Beton bei zentrischer Zugbeanspruchung, von Michael Reick (ISBN 3-9805102-6-3)
- 2002/1 Zum Einfluß der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen, von Utz Mayer (ISBN 3-9805102-7-1)

- 2002/2 Zum Durchstanzen von Flachdecken im Bereich von Rand- und Eckstützen, von Henrik Vocke (ISBN 3-9805102-8-X)
- 2002/3 Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben, von Hannes A. Spieth (ISBN 3-9808542-1-3)
- 2002/4 Tragverhalten von Einzelverbunddübeln unter zentrischer Kurzzeitbelastung, von Juraj Meszaros (ISBN 3-9808542-0-5)
- 2002/5 met@BiM - Ein semantisches Datenmodell für Baustoff-Informationen im World Wide Web (Anwendungen für Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung), von Marcus Schreyer (ISBN 3-9805102-9-8)
- 2003/1 Tragverhalten von Verbunddübeln unter zentrischer Zugbelastung im ungerissenen Beton – Gruppenbefestigungen und Befestigungen am Bauteilrand, von Bernhard Lehr (ISBN 3-9808542-2-1)
- 2003/2 Tragverhalten von Kunststoffdübeln im ungerissenen und gerissenen Beton, von Thilo Pregartner (ISBN 3-9808542-3-X)
- 2005/1 Jahresbericht 200/04 Activities
- 2006/1 Zum Tragverhalten von Injektionsdübeln in Mauerwerk, von Andrea Meyer (ISBN 3-9808542-5-6)
- 2006/2 Behavior and Testing of Fastenings to Concrete for Use in Seismic Applications, von Matthew S. Hoehler (ISBN 3-9808542-7-2)
- 2007/1 Ein Verbundelement für nichtlineare Finite Elemente Analysen – Anwendung an Übergreifungsstöße, von Steffen Lettow (ISBN 978-3-9808542-9-0)
- 2007/2 Anwendung von Ankerstäben in Rahmenecken, Rahmenendknoten und Stütze-Fundament-Verbindungen, von Markus J. Bruckner (ISBN 978-3-9811682-0-4)
- 2007/3 Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung, von Isabelle N. Simons (ISBN 978-3-9811682-1-1)
- 2008/1 Jahresbericht 2005/07 Activities
- 2011/1 Jahresbericht 2008/10 Activities
- 2011/2 Tragverhalten und Bemessung von Injektionsdübeln unter Quer- und Schrägzugbelastung im Mauerwerk, von Georg Welz (ISBN 978-3-9811682-3-5)