FORSCHUNGSINITIATIVE Zukunft BAU

F 3152

Wolfram Jäger, Maik Erler

Faserbewehrtes Kellermauerwerk (FBKM)

Textile Bewehrung in der Lagerfuge von gemauerten Kellerwänden zur Erhöhung der Tragfähigkeit gegen Erddruck

Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung
im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung

Fraunhofer IRB Verlag

F 3152

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlussberichtes einer vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2019

ISBN 978-3-7388-0369-3

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag
Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00
Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/bauforschung

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

Fakultät Architektur Lehrstuhl Tragwerksplanung

T:\Forsch\b-Proj\15-61502-FBKM-Textilbewehrtes Kellermauerwerk\06-Bericht\18-11-30-Abschlussbericht\04-Text\Endfassung\18-11-30-Abschlussbericht FBKM-fertig.docx

ABSCHLUSSBERICHT

Faserbewehrtes Kellermauerwerk (FBKM)

Titel: **„Textile Bewehrung in der Lagerfuge von gemauerten Kellerwänden zur Erhöhung der Tragfähigkeit gegen Erddruck“**

Aktenzeichen: SWD-10.08.18.7-15.46

Auftraggeber: **Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR)**
Deichmanns Aue 31-37
53179 Bonn

Auftragnehmer: **Technische Universität Dresden**
Fakultät Architektur
Lehrstuhl Tragwerksplanung
Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger
01062 Dresden

Projektleiter: **Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger**

Bearbeiter: **Dipl.-Ing.(FH), Dipl.-Kfm. Maik Erler**

Datum: **30.11.2018**

Das Forschungsprojekt wird mitfinanziert / gefördert durch:

Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel im Bundesverband
der Deutschen Ziegelindustrie e.V.
Reinhardtstraße 12-16
10117 Berlin

Dreßler Bau GmbH
Chemnitzer Str. 50
01187 Dresden

Eder Ziegelwerk Freital
Wilsdruffer Straße 25
01705 Freital

Heidelberger Kalksandstein
Baustoffwerke Dresden GmbH & CO KG
Radeburger Straße 30
01129 Dresden

Heidelberger Betonelemente GmbH & Co. KG
Mühlenstraße 1
06721 Osterfeld OT Roda

HALFEN GmbH
Liebigstrasse 14
40764 Langenfeld

Jäger und Bothe Ingenieure GmbH
Haydnstraße 3
09119 Chemnitz

Prof. Dr. Ing. Jäger Planungs- und Ingenieurbüro für Bauwesen
Wichernstraße 12
01445 Radebeul

OTTO QUAST GmbH & Co. KG Fertigbau Sachsen
Ziegelweg 3
01640 Coswig

PAGEL Spezial – Beton GmbH & CO KG
Wolfsbankring 9
45355 Essen

Preusser-Messtechnik GmbH
Im Schlosspark 11
51429 Bergisch Gladbach

V.FRAAS Solutions in Textile GmbH
Orter Straße 6
95233 Helmbrechts

Xella Technologie- und Forschungsgesellschaft mbH
Gregor-von-Brück-Ring 9A
14822 Brück

Xella Deutschland GmbH
Landstraße 51
04838 Laußig

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert (Az.: SWD-10.08.18.7-15.46). Die Verantwortung für den Inhalt des Berichts liegt bei den Autoren.

Inhaltsverzeichnis

1 Einführung 11
1.1 Problemstellung 11
1.2 Zielsetzung 11

2 Arbeitsplan 12
2.1 Literaturauswertung und Zusammenstellung 12
2.2 Theoretische Untersuchung 12
2.3 Experimentelle Arbeiten 12
2.4 Gegenüberstellung 13
2.5 Zusammenfassung und Bemessungsvorschlag 13

3 Stand der Technik 13
3.1 Kellermauerwerk mit geringer Auflast 13
3.2 Ausführung von Kellermauerwerk 14
3.3 Normung und Anwendung 15
3.3.1 Aktueller Nachweis von Kellermauerwerk 15
3.3.2 Aktueller Nachweis von bewehrten Mauerwerk 18
3.3.3 Verankerung der Bewehrung 20
3.3.4 Relevante Spannungs-Dehnungs-Verläufe 21
3.3.4.1 Spannungs-Dehnungs-Verlauf für Mauerwerk 21
3.3.4.2 Spannungs-Dehnungs-Verlauf für Bewehrungsstahl 23
3.3.4.3 Spannungs-Dehnungs-Verlauf für Beton 23
3.3.5 Bestimmung der Auflagerkräfte bei zweiachsig gespannten Platten 24
3.3.6 Biegebeanspruchtes Mauerwerk 24
3.3.6.1 Charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk 24
3.3.6.2 Nachweis Plattenbiegung 26
3.3.6.3 Berechnung der Schnittkräfte 26
3.3.6.4 Erhöhte Biegefestigkeit bei vorgefertigter Lagerfugenbewehrung 27
3.3.7 Schlitze und Aussparungen im Mauerwerk 27
3.3.8 Mauerwerksdruckfestigkeit 29
3.3.8.1 Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen 29
3.3.8.2 Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen 30
3.3.9 Erddruck 33
3.3.9.1 Vorbemerkungen 33
3.3.9.2 Aktiver Erddruck 34
3.3.9.3 Erdruhedruck 36
3.3.9.4 Erhöhter aktiver Erddruck 37
3.3.9.5 Erddruck aus vertikalen Linien- und Streifenlasten 37

3.3.9.6 Räumlicher aktiver Erddruck 38
3.3.9.7 Verdichtungserddruck 38
3.3.9.8 Silodruck 39
3.3.9.9 Erddruckansatz 40
3.4 Faserarten 41
3.5 Textilbeton 43
3.5.1 Allgemeines 43
3.5.2 Verstärken mit Textilbeton 43
3.5.3 Spannungs-Dehnungs-Verlauf textile Bewehrung 44
3.5.3.1 Spannungs-Dehnungs-Verlauf textile CFK-Bewehrung 44
3.5.3.2 Spannungs-Dehnungs-Verlauf textile GFK-Bewehrung 46
4 Theoretische Untersuchung 47
4.1 Vorbemerkungen 47
4.1.1 Verwendete Materialien und Annahmen 47
4.1.2 Angenommener Erddruck 48
4.1.3 Ausgangsmodell 48
4.2 Untersuchung am Flächenmodell 50
4.3 Untersuchungen am Volumenmodell 51
4.3.1 Modellierung unbewehrtes Kellermauerwerk unter Erddruck 51
4.3.2 Modellierung von Kellermauerwerk mit textiler Bewehrung 53
4.3.3 Modellierung mit Textilbewehrung unter realem Erddruck 54
4.4 Textilform 56
4.5 Kostenbetrachtungen textilbewehrtes Mauerwerk 57
5 Experimentelle Untersuchungen 61
5.1 Vorbemerkungen 61
5.2 Gewählte Untersuchungsmaterialien 61
5.2.1 Mauersteine 61
5.2.1.1 Mauersteine für Kleinversuchsreihen 61
5.2.1.2 Mauersteine für Großversuche 64
5.2.2 Dünnbettmörtel 66
5.2.3 Bewehrungstextile 67
5.3 Kleinversuche 69
5.3.1 Biegeversuche am textilbewehrten Mauerwerk 69
5.3.1.1 Versuchsaufbau Biegeversuche 69
5.3.1.2 Prüfkörperherstellung Biegeversuche 72
5.3.1.3 Versuchsprogramm Biegeversuche 73

5.3.1.4 Messtechnik und Messprogramm Biegeversuche 74
5.3.1.5 Gesamtergebnisse Biegeversuche 75
5.3.1.6 Auswertung zu Nr.1 KS-SilkaDM-SG025-unverm. SF 76
5.3.1.7 Auswertung zu Nr.2 KS-SilkaDM-SG025-verm. SF 79
5.3.1.8 Auswertung zu Nr.3 KS-SilkaDM-SG200-unverm. SF 83
5.3.1.9 Auswertung zu Nr.4 KS-TF10-SG025-unverm. SF 87
5.3.1.10 Auswertung zu Nr.5 KS-TF10-SG025-verm. SF 91
5.3.1.11 Auswertung zu Nr.6 HLz-MaxitDM-SG025-unverm. SF 95
5.3.1.12 Auswertung zu Nr.7 PB-YtongDM-SG025-unverm. SF 99
5.3.1.13 Auswertung zu Nr.8 PB-YtongDM-SG025-verm. SF 102
5.3.1.14 Auswertung Vergleichsversuche ohne textile Bewehrung 106
5.3.1.15 Vergleich zu unbewehrtem Mauerwerk 107
5.3.1.16 Versuchsvergleich 110
5.3.1.17 Zusammenfassung Biegeversuche 115
5.3.2 Textilauszugversuche / Verbundversuche 118
5.3.2.1 Versuchsaufbau Auszugversuche 118
5.3.2.2 Prüfkörperherstellung Auszugversuche 120
5.3.2.3 Versuchsprogramm Auszugversuche 121
5.3.2.4 Messtechnik und Messprogramm Auszugversuche 121
5.3.2.5 Ergebnisse und Auswertung Auszugversuche 122
5.3.2.6 Zusammenfassung Auszugversuche 132
5.3.3 Haftscherfestigkeit bei textilbewehrter Lagerfuge 133
5.3.3.1 Versuchsaufbau Haftscherfestigkeitsversuche 133
5.3.3.2 Prüfkörperherstellung Haftscherfestigkeitsversuche 133
5.3.3.3 Versuchsprogramm Haftscherfestigkeitsversuche 134
5.3.3.4 Messtechnik Haftscherfestigkeitsversuche 135
5.3.3.5 Ergebnisse und Auswertung Haftscherfestigkeitsversuche 135
5.3.3.6 Zusammenfassung Haftscherfestigkeitsversuche 142
5.4 Großversuche am realitätsnahen Kellermauerwerk 142
5.4.1 Vorbemerkungen zum Großversuchsaufbau 142
5.4.2 Großversuche textilbewehrtes Kellermauerwerk 144
5.4.2.1 Versuchsaufbau Großversuch 144
5.4.2.2 Versuchsprogramm Großversuch 148
5.4.2.3 Lasteinleitung 149
5.4.2.4 Messtechnik Großversuch 154
5.4.2.5 Herstellung des Versuchsaufbaus und Versuchsablauf 159
5.4.3 Versuch-1 KS-Mw 36,5 cm mit Textileinlage 161
5.4.3.1 Herstellung und Ablauf Versuch 1 161
5.4.3.2 Berechnung Versuch 1 163
5.4.3.3 Ergebnisse der Verformungsmessung Versuch 1 164
5.4.3.4 Ergebnisse der Erddruckmessungen Versuch 1 166
5.4.3.5 Ergebnisse aus Rückbau Versuch 1 168

5.4.3.6 Zusammenfassung Versuch 1 169
5.4.4 Versuch-2 KS-Mw 17,5 cm ohne Textileinlage....170
5.4.4.1 Herstellung und Ablauf Versuch 2 170
5.4.4.2 Berechnung Versuch 2 171
5.4.4.3 Ergebnisse der Verformungs- und Dehnungsmessung Versuch 2....173
5.4.4.4 Ergebnisse der Erddruckmessungen Versuch 2 177
5.4.4.5 Ergebnisse aus Rückbau Versuch 2....180
5.4.4.6 Zusammenfassung Versuch 2 180
5.4.5 Versuch-3 KS-Mw 17,5 cm mit Textileinlage 182
5.4.5.1 Herstellung und Ablauf Versuch 3 182
5.4.5.2 Berechnung Versuch 3 183
5.4.5.3 Ergebnisse der Verformungsmessung Versuch 3....185
5.4.5.4 Ergebnisse der Erddruckmessungen Versuch 3 189
5.4.5.5 Ergebnisse aus Rückbau Versuch 3....191
5.4.5.6 Zusammenfassung Versuch 3 192
5.4.6 Versuch-4 PB-Mw 17,5 cm ohne Textileinlage....194
5.4.6.1 Herstellung und Ablauf Versuch 4 194
5.4.6.2 Berechnung Versuch 4 195
5.4.6.3 Ergebnisse der Verformungsmessung Versuch 4....196
5.4.6.4 Ergebnisse der Erddruckmessungen Versuch 4 201
5.4.6.5 Ergebnisse aus Rückbau Versuch 4....203
5.4.6.6 Zusammenfassung Versuch 4 203
5.4.7 Versuch-5 PB-Mw 17,5 cm mit Textileinlage 204
5.4.7.1 Herstellung und Ablauf Versuch 5 204
5.4.7.2 Berechnung Versuch 5 206
5.4.7.3 Ergebnisse der Verformungsmessung Versuch 5....207
5.4.7.4 Ergebnisse der Erddruckmessungen Versuch 5 211
5.4.7.5 Ergebnisse aus Rückbau Versuch 5....213
5.4.7.6 Zusammenfassung Versuch 5 213
5.4.8 Gesamtauswertung der Versuche 214
5.4.9 Zusammenfassung Erddruckgroßversuch....220
5.5 Großversuche an Ausfachungswänden 223
5.5.1 Vorbemerkungen 223
5.5.2 Aufbau und Ablauf Luftkissenversuch 224
5.5.2.1 Großversuchsaufbau Luftkissenversuch....224
5.5.2.2 Lasteinleitung Luftkissenversuch 226
5.5.2.3 Messtechnik und Steuerung der Luftkissenversuche....228
5.5.2.4 Aufbau der Versuchswand 229
5.5.2.5 Realisierung von Wandanschlüssen 230
5.5.2.6 Versuchsprogramm Luftkissenversuch 234
5.5.2.7 Versuchsablauf Luftkissenversuch 235

5.5.3 Versuch-6 KS-Mw 24 cm ohne Textil 235
5.5.3.1 Herstellung und Ablauf Versuch 6 235
5.5.3.2 Ergebnisse aus Durchführung von Versuch 6 237
5.5.3.3 Ergebnisse aus Rückbau von Versuch 6 240
5.5.3.4 Nachrechnung von Versuch 6 241
5.5.3.5 Zusammenfassung Versuch 6 243
5.5.4 Versuch-7 KS-Mw 24 cm mit Textil 243
5.5.4.1 Herstellung und Ablauf Versuch 7 243
5.5.4.2 Ergebnisse aus Durchführung von Versuch 7 245
5.5.4.3 Ergebnisse aus Rückbau von Versuch 7 249
5.5.4.4 Nachrechnung von Versuch 7 250
5.5.4.5 Zusammenfassung Versuch 7 253
5.5.5 Auswertung der Verankerung 254
5.5.6 Vergleich der Versuche 255
5.5.7 Zusammenfassung der Luftkissenversuche 257
5.6 Versuchsbegleitende Prüfungen / Untersuchungen 258
5.6.1 Steinabmessungen 258
5.6.1.1 Steinabmessungen Kalksandsteine 258
5.6.1.2 Steinabmessungen Porenbetonsteine 261
5.6.1.3 Steinabmessungen Hochlochziegel 263
5.6.2 Steindruckfestigkeitsversuche 264
5.6.2.1 Versuchsaufbau Steindruckfestigkeitsversuche 264
5.6.2.2 Versuchsprogramm Steindruckfestigkeitsversuche 265
5.6.2.3 Prüfkörperherstellung Steindruckfestigkeitsversuche 266
5.6.2.4 Konditionierung der Steindruckprüfkörper 266
5.6.2.5 Ergebnisse der Steindruckfestigkeitsversuche 267
5.6.3 Mörtelversuche 269
5.6.4 Prüfungen am Hinterfüllungsmaterial 270
5.6.4.1 Grundeigenschaften 270
5.6.4.2 Bestimmung der Einbausituation 271
5.6.4.3 Bestimmung von Reibungswinkel und Kohäsion 273
5.6.5 Verarbeitung, Herstellung und Anwendung textilbewehrter Mauerwerke 275
6 Nachweisvorschlag für textilbewehrtes Mauerwerk 276
6.1 Vorbemerkungen 276
6.2 Grundlagen bewehrtes Mauerwerk 276
6.3 Nachweis eines textilen CFK-Zugbandes im Mauerwerk 285
6.4 Nachweis von CFK-Textilbewehrten Mauerwerk 289
6.5 Nachweis eines textilen GFK-Zugbandes im Mauerwerk 299
6.6 Nachweis von GFK-Textilbewehrten Mauerwerk 303

6.7 Nachweis von textilbewehrten Mauerwerk mit Zugbandverstärkung 313
6.8 Abgleich Modell mit Versuch 315
6.9 Nachrechnung und Kalibrierung der Biegekleinversuche....316
6.10 Zusammenfassung 325

7 Praktisches Anwendungsbeispiel textilbewehrte Kellerwand 325
8 Entwicklungsmöglichkeiten....334
9 Weitere Schritte....335
10 Gesamtzusammenfassung....335
11 Symbolverzeichnis....338
12 Abkürzungsverzeichnis 345
13 Literaturverzeichnis....347
14 Abbildungsverzeichnis 353
15 Tabellenverzeichnis 368
16 Anhang 373
16.1 Rechenwerte für Mauerwerk nach EC6 (aus [1], [2], [3])....373
16.2 Biegemomentkoeffiziententabellen 375
16.3 Auflagerkräfte vierseitig gelagerter Platten (aus [51])....377
16.4 Rechenwerte zur Ermittlung der horizontalen Mauerwerksdruckfestigkeit 378
16.5 Rechenwerte für die Erddruckberechnung (aus [41]) 381
16.6 Bemessungstafel für Textilbetonverstärkung (aus [90]) 384
16.7 Bemessungstafel für Stahlbetonbiegebemessung (aus [58]) 385
16.8 Bemessungstafeln für Mauerwerksbiegebemessung....386
16.9 Werte für Biegefestigkeiten von textilbewehrten Mauerwerk 396
16.10 Ergebnisse der Biegeversuche 399
16.11 Ergebnisse der Textilauszugversuche....403
16.12 Ergebnisse der Haftscherfestigkeitsversuche....409
16.13 Konditionierung der Probekörper für Steindruckversuche 416
16.14 Ergebnisse der Steindruckfestigkeitsprüfungen....418
16.15 Bruchbilder zu Steindruckfestigkeitsversuchen....424
16.16 Ergebnisse der Mörtelprüfungen 426
16.17 Ergebnisse der Erddruckmessungen 435
16.18 Ergebnisse Erddruckversuch 1....454
16.19 Ergebnisse Erddruckversuche 2 (links) und 3 (rechts) 456
16.20 Ergebnisse Erddruckversuche 4 (links) und 5 (rechts) 464

16.21 Ergebnisse Luftkissenversuch (Versuch 6) 471
16.22 Ergebnisse Luftkissenversuch (Versuch 7) 476
16.23 Probekörperabmessungen für Haftscherfestigkeitsversuche 483
16.24 Ergebnisse Densitometerversuche 484
16.25 Eigenschaften Füllsand 485
16.26 Brucharten bei Haftscherfestigkeitsversuchen gem. [21] 490
16.27 Datenblatt Erdruckmessdosen 491
16.28 Datenblatt Spannbetonplatten VARIAX V5/250 [109] 494
16.29 Datenblatt Halfen Maueranschlussanker (aus [110]) 496
16.30 Datenblatt Erdverdichtungsgerät DPU2540H (aus [111]) 497
16.31 Densitometer 499

1 Einführung

1.1 Problemstellung

Der erfolgreiche Nachweis erddruckbelasteter Kellerwände aus Mauerwerk mit geringer Auflast gestaltet sich im Ingenieuralltag häufig schwierig. Anzutreffen ist dieses Phänomen oft bei Kelleraußenwänden unter Terrassentüren, Treppenabgängen, gemauerten Lichtschächten, Leichtbauweise im Einfamilienhausbau, etc., wo die theoretisch nötigen Auflasten fehlen. Dann ist es nicht möglich, die einwirkenden Biegekräfte aus dem Erddruck mittels Bogenmodell vertikal abzuleiten. Hinzu kommt die Problematik, dass häufig nur im Bauzustand die rechnerisch erforderlichen Auflasten fehlen und somit einer frühzeitigen Verfüllung der Baugrube entgegenstehen, was sich als problematisch hinsichtlich des Bauablaufes darstellt. In solchen Fällen muss die Kellerwand den Erddruck in horizontaler Richtung abtragen. Da jedoch die Biegetragfähigkeit von Mauerwerk parallel zur Lagerfuge sehr gering ist, gibt es die Möglichkeit der Verwendung einer textilbewehrten Lagerfuge mit Langfasern aus alkaliresistentem Glas, Carbon oder Basalt. Derartige Materialien werden im Betonbau bereits seit vielen Jahren mit Erfolg eingesetzt. Diese Textile sind nur wenige µm stark und beeinflussen die Dicke einer Lagerfuge, auch bei Dünnbettmörteln, nur sehr gering.

Die Notwendigkeit, die Bewehrung in die Lagerfuge einzubringen, leitet sich aus dem Nutzerverhalten ab. So wäre es wesentlich einfacher und wirtschaftlicher, die textile Bewehrung vollflächig innerhalb eines geeigneten Bindemittels auf die Mauerwerksinnenseite aufzubringen. Hierbei besteht jedoch die Gefahr, dass zukünftige Nutzer, z. B. mangels Sachverständnis, diese Bewehrung entfernen oder beschädigen könnten. Auch das nachträgliche Einschlitzen für Elektroinstallationen wäre vorstellbar. Daher wird eine solche Bewehrung abgelehnt. Die Bewehrung in der Lagerfuge gibt dafür eine Alternative, bei der diese Gefahren nicht bestehen.

In einer umfangreichen numerischen und experimentellen Studie soll eine optimale Konfiguration aus Material und Textilform für den Einsatz als Lagerfugenbewehrung angestrebt werden. Dabei stehen Zugfestigkeit, Verbund, Querdruckstabilität, Dauerhaftigkeit und Verformungsverhalten des Verbundmaterials "Textilmörtel" im Mittelpunkt der Untersuchungen.

Ferner ist zu untersuchen, welchen Einfluss die Lagerfugenbewehrung auf die Erddruckentwicklung hat. Es ist zu klären, in welchem Maße sich Verformungen an der textilbewehrten Mauerwerkswand ergeben und wie sich der Erddruck damit einhergehend einstellt. Es ist zu überprüfen, ob der aktive Erddruck, der erhöhte aktive Erddruck oder der Erdruhedruck relevant wird.

1.2 Zielsetzung

Das Ziel der Forschungsarbeit ist ein Bemessungsvorschlag für ein textilbewehrtes Mauerwerk unter Erddruckbelastung. Mit einer entsprechend angepassten Bewehrung in den Lagerfugen kann Mauerwerk bei horizontalem Lastabtrag auch unter geringer Auflast die Anforderungen an die Tragfähigkeit gegen Erddruck erfüllen. Auch der Forderung nach einem zeitigen Verfüllen der Baugrube und ein damit einhergehender effizienterer Bauablauf könnte so entsprochen werden. Bei Anwendung von textilbewehrten Kellermauerwerk kann es insgesamt zu einer wesentlichen Kostensenkung im Wohnungsbau kommen, da auf Grund der beschriebenen Problematik derzeit fast ausschließlich Betonkeller gebaut werden.

2 Arbeitsplan

2.1 Literaturauswertung und Zusammenstellung

Zu Beginn des Forschungsvorhabens wurden umfassende Literaturauswertungen durchgeführt, wobei sich u. a. die folgenden Rechercheschwerpunkte ergaben:

- Auswertung der aktuellen europäischen und deutschen Normung bezüglich Nachweises von bewehrtem und unbewehrtem Mauerwerk sowie dem Ansatz des Erddrucks,
- Aktuelle Verfahren und Anwendungen aus dem Bereich Textilbeton,
- Durchführungsbestimmungen notwendiger experimenteller Versuche,
- In der Praxis vorkommende Randbedingungen,
- Aktuell verfügbare und verwendete Materialien bzw. Baustoffe für die Anwendung von textilbewehrtem Mauerwerk.

2.2 Theoretische Untersuchung

Den experimentellen Untersuchungen wurde eine numerische Analyse des Sachverhaltes voran gestellt. Dafür wurde ein räumliches, nichtlineares FE-Modell des Kellermauerwerkes entwickelt. Aus dem Modell ließen sich erste Erkenntnisse zum Kraftverlauf, den Beanspruchungen und den Verformungen gewinnen. Anhand dieser Erkenntnisse wurden daran anschließend zweckmäßige Textilgeometrien für die experimentellen Untersuchungen abgeleitet.

2.3 Experimentelle Arbeiten

Die durchgeführten Versuche untergliedern sich in Klein- sowie Großversuchsaufbauten. Mittels der Kleinversuche wurden Kennwerte des Verbundmaterials Textilmauerwerk ermittelt. Von wesentlichem Interesse waren dabei Versuche bezüglich:

- Biegetragverhalten von bewehrtem Mauerwerk mit unterschiedlichen Stein-Mörtel-Textil Kombinationen,
- Auszugsfestigkeit des Textiles aus dem Mörtel mit unterschiedlichen Stein-Mörtel-Textil Kombinationen, sowie mit verschiedenen Auflasten,
- Verbunduntersuchungen zwischen Mörtel, Textil und Stein,
- Querdruckverhalten des Textiles,
- Schubfestigkeit textilbewehrter Lagerfugen.

Hinzu kommen Großversuche am realitätsgetreuen Modell unter horizontaler Belastung mit Erddruck, um das Gesamtverhalten (u. a. Verformungen, Rissentwicklung, Schadensbilder, Erddruckentwicklung, Dauerstandverhalten) ermitteln zu können.

Außerdem wurden zusätzliche Biegegroßversuche mit Airbags durchgeführt.

Insgesamt ist eine möglichst große Anzahl unterschiedlicher Variationen aus Stein, Mörtel und Textil untersucht worden.

2.4 Gegenüberstellung

Die gewonnenen Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen konnten anschließend mit der theoretischen Modellierung abgeglichen und das Modell daran kalibriert werden.

2.5 Zusammenfassung und Bemessungsvorschlag

Nach Abschluss aller theoretischen und praktischen Untersuchungen sind die Ergebnisse zusammengefasst worden. Außerdem wurde ein Vorschlag für den Nachweis von in der Lagerfuge faserbewehrtem Mauerwerk unter horizontaler Lasteinwirkung erstellt. Dieser Vorschlag kann bei Bedarf als Anhalt für die eine Normung heran gezogen werden.

3 Stand der Technik

3.1 Kellermauerwerk mit geringer Auflast

Mit hinreichend großen Auflasten und einer entsprechend hohen Steindruckfestigkeit ist es in der Regel problemlos möglich, erddruckbelastetes Kellermauerwerk mit den gegebenen Verfahren nachzuweisen (siehe Abschnitt 3.3.1). Häufig sind die erforderlichen Auflasten aber gerade nicht vorhanden und die vorhandenen Eigenlasten des Mauerwerkes verbessern den Nachweis nur marginal. Im Folgenden werden die wesentlichen praktischen Anwendungsbereiche dargestellt, bei denen keine ausreichend großen Auflasten verfügbar sind:

- Mauerwerk von unterkellerten Terrassen: Dieses stellt einen der häufigsten Fälle dar. Besonders im Einfamilienhausbau wird häufig eine große Terrasse gewünscht. Bei solchen Terrassen beschränkt sich die eingetragene Auflast auf das Deckeneigengewicht der auf den Kelleraußenwänden auflagernden Stahlbetondecken sowie die geplanten Ausbaulasten. In Verbindung mit geringen Deckenspannweiten und großen Anschüttungshöhen ist hier schnell die Grenze der Belastbarkeit erreicht.
- Kellermauerwerk unter großen Fensterfronten: Ähnlich stellt sich der Sachverhalt bei großen Fensterfronten im Erdgeschoss dar. Auch hier reduziert sich die eingetragene Auflast auf das Deckeneigengewicht der auf den Kelleraußenwänden auflagernden Stahlbetondecke sowie den geplanten Ausbaulasten. Solch große offene Gestaltungen werden heute häufig im Wohnungsbau gewünscht. Bis zu einem gewissen Maß lassen sich solche Fensteröffnungen durch ausreichend steife Stahlbetonbalken im Kellergeschoss realisieren, die als Widerlager für die Aufnahme des Bogenschubes dienen sollen. Allerdings sind heute Öffnungsgrößen von 4 m der Normalfall, oft werden auch Öffnungsgrößen im Bereich von mehr als 6 m gewünscht. Bei solchen Öffnungsgrößen kann ein Stahlbetonbalken die Tragfähigkeit des Mauerwerkes nicht mehr ausreichend gewährleisten.
- Kellermauerwerk unter Leichtbauweisen: Immer häufiger werden Ein- und Zweifamilienhäuser in Leichtbauweisen hergestellt. Dabei bestehen die Außenwände aus leichten Fertigteilen (z. B. gedämmte Holzständerwände), die kaum Auflasten realisieren können. Auch die Decken sind in der Regel als Leichtbau (z. B. Holzbalkendecken) realisiert. Sollte bei solchen Gebäuden ein Kellergeschoss gewünscht sein, wird es sich kaum als Mauerwerk realisieren lassen, da sich die zur Verfügung stehenden Auflasten auf das Deckeneigengewicht der Decke über dem Kellergeschoss, die Fußbodenausbaulasten und die geringen Eigenlasten des Gebäudes beschränken.
- Kellermauerwerk unter Treppenauf- und -abgängen: Ebenfalls problematisch kann sich der Bereich von Treppenöffnungen darstellen. Im Bereich der Treppenöffnungen liegt die

Kellerdecke nicht auf dem Kellermauerwerk auf. Dadurch fehlt deren Lasteintrag, außerdem vergrößert sich dort die Systemhöhe.

- Große Kellerfenster: Zu breite Kellerfenster können ebenfalls zu Schäden bei einem durch Erddruck belasteten Kellermauerwerk führen. In dem Bereich des Kellerfensters fehlen die Auflasten für den Brüstungsbereich komplett. In diesen Fällen muss das Mauerwerk die Belastungen ohnehin in horizontaler Richtung abtragen. Sollte der Abstand der Widerlager zu groß sein, ist dieser horizontale Lastabtrag aber nicht mehr möglich.
- Kellermauerwerk im Bauzustand: Ein weiterer besonders relevanter Sachverhalt bezüglich zu geringer Auflasten ergibt sich durch den üblichen Bauablauf. Sollten im Bauwerksendzustand zwar die rechnerisch notwendigen Auflasten vorhanden sein, so ist dies im Bauzustand normalerweise nicht der Fall, da die lastgebenden oberirdischen Geschosse noch nicht hergestellt wurden. Eine zeitige Verfüllung der Baugrube ist aber in der Regel notwendig, um das aufgehende Gebäude einzurüsten und den Unfallverhütungsvorschriften zu entsprechen. Auch ist es häufig notwendig, das Baugrundstück mit schwerem Gerät zu befahren, weshalb dafür insbesondere unter beengten Platzverhältnissen eine zeitige Verfüllung der Baugrube erforderlich werden kann. Im Falle einer zeitigen Verfüllung ohne das Vorhandensein der rechnerisch erforderlichen Auflast werden im Regelfall temporäre Aussteifungen im Kellergeschoss notwendig. Solche Aussteifungen sind kostenintensiv und daher häufig unerwünscht. Eine Reihe der Schadensfälle bei Kellermauerwerken lassen sich auf die zeitige Verfüllung der Baugrube – auch in Verbindung mit dem Befahren durch schweres Baugerät oder zu starker Verdichtung – ohne hinreichende Aussteifung der Kellerwände zurückführen.

Ebenfalls erwähnenswert sind die folgenden Randbedingungen bzw. Entwicklungen im Wohnungsbau, die in Verbindung mit geringen Auflasten zu Nachweisproblemen bzw. Schadensfällen führen können:

- Verdichtung: Die Verdichtung der Hinterfüllung ist in der Regel notwendig, um zu große nachträgliche Setzungen in diesen Bereichen zu vermeiden. Solche Setzungen wirken sich ungünstig auf die baulichen Außenanlagen des Baugrundstücks aus. Die Verdichtung mit Verdichtungsgerät bringt zusätzliche Krafteinwirkungen in die Hinterfüllung ein. Bei den beiden möglichen Nachweisverfahren gem. EC 6 sind diese Einwirkungen enthalten, insoweit es sich nur um leichtes Verdichtungsgerät bis ≤ 100 kg handelt [94]. Schwereres Verdichtungsgerät trägt stärkere Lasten ein und muss separat nachgewiesen werden. In Verbindung mit einem zeitigen Verfüllen der Baugrube muss auf eine hinreichende Aussteifung der Kellerwände geachtet werden.
- Raumhöhen: Die Entwicklung hin zu größeren Raumhöhen auch im Kellergeschoss, mit dem Ziel einer uneingeschränkten Nutzung als Wohnraum, verstärkt die angesprochenen Sachverhalte zusätzlich. Aus größerer Wandhöhe resultieren eine größere Knicklänge und eine weitere Verminderung der Nachweismöglichkeiten.
- Aussteifungen: Aussteifungswände im Kellerbereich sind eine gute Möglichkeit, den Nachweis günstig zu beeinflussen. Durch kurze Aussteifungsabstände wird der zweiachsige Lastabtrag im Mauerwerk aktiviert, wodurch die notwendigen Auflasten um bis zu 50 % reduzierbar sind. Solche regelmäßigen Aussteifungswände sind besonders im Bereich bewohnter Kellergeschosse häufig aber nicht gewünscht.

3.2 Ausführung von Kellermauerwerk

Kellermauerwerk kann mit den meisten am Markt verfügbaren Mauersteinarten hergestellt werden. Es gibt eine Vielzahl unterschiedlicher Formen und Lösungen. In den häufigsten Fällen wird heute mit Dünnbettmörtel in der Lagerfuge gearbeitet. Die Stoßfugen werden meist unvermörtelt

(„knirsch“ verlegt) ausgeführt. Je nach Anforderung lässt sich das Kellermauerwerk gedämmt oder ungedämmt herstellen. Sollte die Wärmedämmung allein durch den Stein erfolgen, ist nach heutigen Wärmeschutzanforderungen mindestens eine Wanddicke von 36,5 cm erforderlich. Wird die Wärmedämmung durch eine zusätzliche Dämmschicht an der Wandaußenseite generiert, sind auch geringere Wanddicken möglich. Weniger als 24 cm Wanddicke ist zwar prinzipiell möglich, aber eher unüblich. Auch die Nachweisverfahren nach DIN EN 1996-1-1 und DIN EN 1996-1-3 geben eine Mindestwanddicke von 24 cm vor. Zum Schutz vor Feuchte sind vertikale und horizontale Abdichtungen an dem Kellermauerwerk vorzusehen.

3.3 Normung und Anwendung

3.3.1 Aktueller Nachweis von Kellermauerwerk

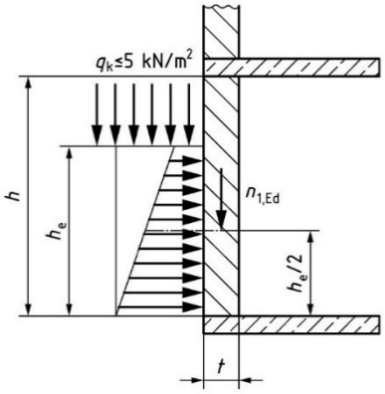


Bild 1 Nachweis in halber Anschüttungshöhe nach dem vereinfachten und genaueren Verfahren gemäß DIN EN 1996-1-1 und DIN EN 1996-3

Aktuell können erddruckbelastete, gemauerte Kellerwände auf drei Arten nachgewiesen werden. Zum einen nach dem genaueren Verfahren gemäß DIN EN 1996-1-1 (6.3.4) [1] in Verbindung mit DIN EN 1996-1-1/NA [2]. Weiterhin ist es möglich, einen vereinfachten Nachweis gemäß DIN EN 1996-3 (4.5) [5] in Verbindung mit DIN EN 1996-3/NA [6] zu führen (siehe Bild 1).

Für den vereinfachten Nachweis sind die Glg. (1) und (2) zu erfüllen:

$$N_{Ed,max} \leq \frac{t \cdot f_d}{3} \quad (1) \ .$$

$$N_{Ed,min} \geq \frac{\rho_e \cdot h \cdot h_e^2}{\beta \cdot t} \quad (2) \ .$$

$$\beta = 20 \qquad wenn\ b_c \geq 2h$$

$$\beta = 60 - 20b_c/h \qquad wenn\ h < b_c < 2h$$

$$\beta = 40 \qquad wenn\ b_c \leq h$$

Die Gleichung (1) begrenzt dabei die maximale Auflast nach oben hin. So wird verhindert, dass das Mauerwerk auf Druck versagt. Für den hier betrachteten Fall von Mauerwerk mit geringen Auflasten wird die Gleichung allerdings nicht relevant. Mittels der Gleichung (2) wird die Auflast nach unten hin begrenzt, d. h. die minimal erforderlichen Auflasten nachgewiesen.

Beim genaueren Nachweis müssen die Gleichungen (1) und (3) erfüllt sein. Die Gleichung (3) begrenzt den Nachweis ebenfalls nach unten hin.

$$N_{Ed,min} \geq \frac{k_i \cdot \rho_e \cdot h \cdot h_e^2}{7{,}8 \cdot t} \quad (3) \ .$$

Abminderungsfaktor für zweiachsigen Lastabtrag (Zwischenwerte sind linear zu interpolieren):

1	$wenn\ b_c \geq 2h$
0,5	$wenn\ b_c \leq h$

Beide Verfahren gehen auf die Arbeit von MANN/BERNHARDT [83] zurück. Die Übertragung dieser Arbeit auf das aktuelle Teilsicherheitskonzept erfolgte durch VASSILEV/JÄGER [66]. Bei den Verfahren wird von einem vertikal verlaufenden Bogenmodell innerhalb der horizontal belasteten Kelleraußenwand ausgegangen (siehe Bild 2). Der Bogen leitet dabei die horizontalen Einwirkungen in vertikaler Richtung ab. Grundvoraussetzung dafür ist eine hinreichend große Gegenkraft an den Auflagern. Daher ist für diese Nachweise eine gewisse Mindestauflast notwendig. Die beiden Verfahren unterscheiden sich nur marginal voneinander, wobei beim genaueren Verfahren, je nach Spannweitenverhältnis der Kellerwand, ca. 4,5 % bis 17 % geringere Auflasten möglich sind. Außerdem kann der maßgebende Erddruckbeiwert beim genaueren Verfahren selbst gewählt werden, wohingegen dieser beim vereinfachten Verfahren mit einem Wert von 0,33 fest in der Nachweisformel integriert ist. Der Wert 0,33 entspricht dabei demjenigen, welcher sich auf Grund des aktiven Erddrucks einstellen würde. Der Nachweis für die maximale vertikale Belastung der Kellerwand ist bei beiden Verfahren identisch. Ein weiterer Unterschied besteht im Nachweis der aufnehmbaren Schubkraft. Beim vereinfachten Verfahren ist der Nachweis bereits eingeschlossen, beim genaueren Verfahren muss ein separater Schubkraftnachweis geführt werden.

Eine weitere, dritte Nachweismöglichkeit eröffnet sich über die direkte Anwendung des Bogenmodells gemäß DIN EN 1996-1-1 (6.3.2) [1] (Bild 2a) und dem Nachweis des aufnehmbaren Plattenschubes. Diese Herangehensweise erlaubt es, zusätzliche, positive Einflüsse, wie zum Beispiel einen Stahlbetonbiegebalken in Deckenebene (siehe Bild 2b) mit in der Nachweisführung zu berücksichtigen (vgl. [75]). Die Anwendung des Nachweises ist allerdings deutlich aufwendiger als beim vereinfachten bzw. genaueren Verfahren. Auch hier ist eine hinreichend große Gegenkraft an den Auflagern erforderlich, weshalb auch für diesen Nachweis eine gewisse Mindestauflast notwendig ist.

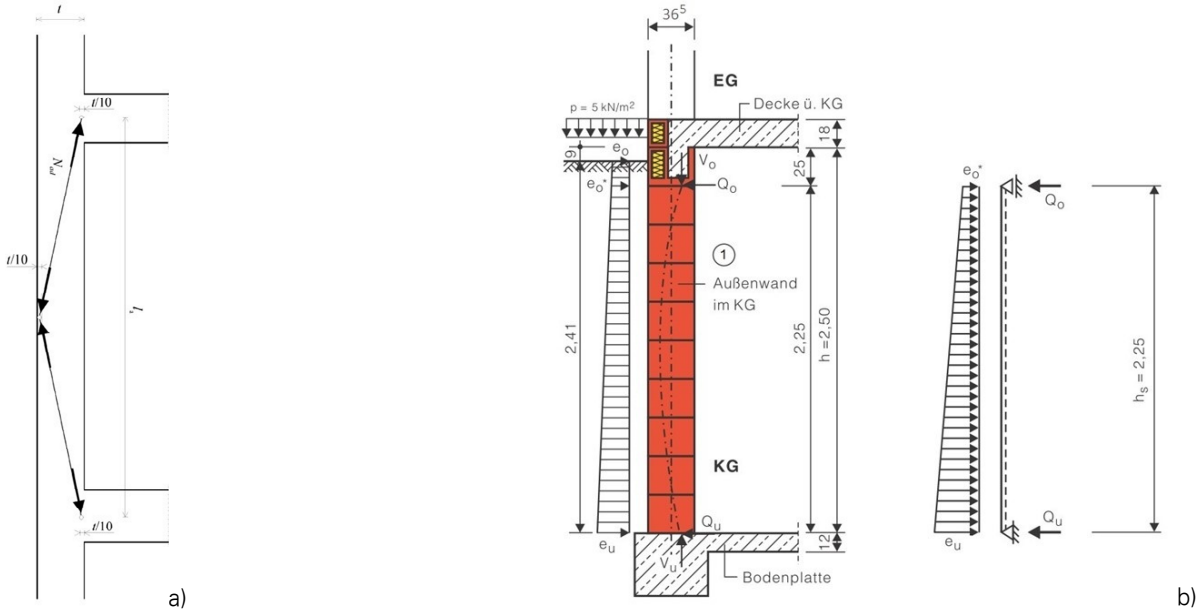


Bild 2 Bogenmodell gemäß DIN EN 1996-1-1

Beim Bogenmodell berechnet sich der Bogenstich (r) gem. Glg. (4). Der Bogenschub (B_k) lässt sich bei trapezförmigen, horizontal angreifenden Lasten für einen Dreigelenkbogen mit Hilfe der Glg. (5) ermitteln:

$$r = 0{,}9 \cdot t \quad (4) \ .$$

$$B_k = \frac{(e_o + e_u) \cdot h^2}{16 \cdot r} \quad (5) \ .$$

Für den einfacheren, gleichverteilten Lastangriff ergibt sich der Bogenschub nach Glg. (6):

$$B_k = \frac{e \cdot h^2}{8 \cdot r} \quad (6) \ .$$

Die Stützbogenbeziehung lässt sich bekanntlich gem. Glg. (7) formulieren:

$$N = \frac{M}{f} = \frac{M}{r} = \frac{M}{0{,}9 \cdot t} \quad (7) \ .$$

Zur Bestimmung der Biegefestigkeit f_{xk} für diesen Fall kann Glg. (8) wie folgt hergeleitet werden:

$$N = \frac{M}{0{,}9 \cdot t} = \frac{f_{xk} \cdot Z}{0{,}9 \cdot t} \qquad mit\ Z = \frac{t^2}{6} \qquad \rightarrow N = \frac{f_{xk} \cdot t^2}{0{,}9 \cdot t \cdot 6} = \frac{f_{xk} \cdot t}{5{,}4}$$

$$f_{xk} = \frac{N \cdot 5{,}4}{t} \quad (8) \ .$$

Die rein geometrische Längenänderung der Druckstreben des Bogenmodells gem. Bild 3 ergibt sich dabei nach Glg. (9):

$$\Delta l = 2 \cdot \left(\sqrt{(r)^2 + \left({}^{h}/_{2}\right)^2} - \sqrt{(r - v_h)^2 + \left({}^{h}/_{2}\right)^2} \right) \quad (9) \ .$$

Zusätzlich kommt es zu von dem Mauerwerkselastizitätsmodul, der Bogenkraft und der Wanddicke abhängigen elastischen Dehnungen (Verkürzungen) der Druckbogengeometrie.

Außerdem können sich plastische Verformungen am Wandkopf, in Wandmitte sowie am Wandfuß auf Grund der Steinverdrehung ergeben (siehe Bild 3 rechts). Dabei wird die Steinkante so lange eingedrückt, bis eine ausreichende Länge t_c zur Verfügung steht, bei welcher die Steindruckfestigkeit gerade nicht mehr überschritten wird. Die plastische Verformung kann vereinfacht geometrisch gem. der Glg. (10) errechnet werden:

$$\Delta pl = \ t_c \cdot sin\,\theta \ \cdot cos\,\theta \ \ mit \ \ h` = t_c \cdot sin\,\theta \ ; \ \Delta pl = h` \cdot cos\,\theta \ ; \ t_c = \frac{B_k}{f_d} \quad (10) \ .$$

$$\theta = \left(tan^{-1}\left\{{}^{r}/_{0{,}5h}\right\}\right) - \left(tan^{-1}\left\{{}^{(r - v_h)}/_{0{,}5h}\right\}\right)$$

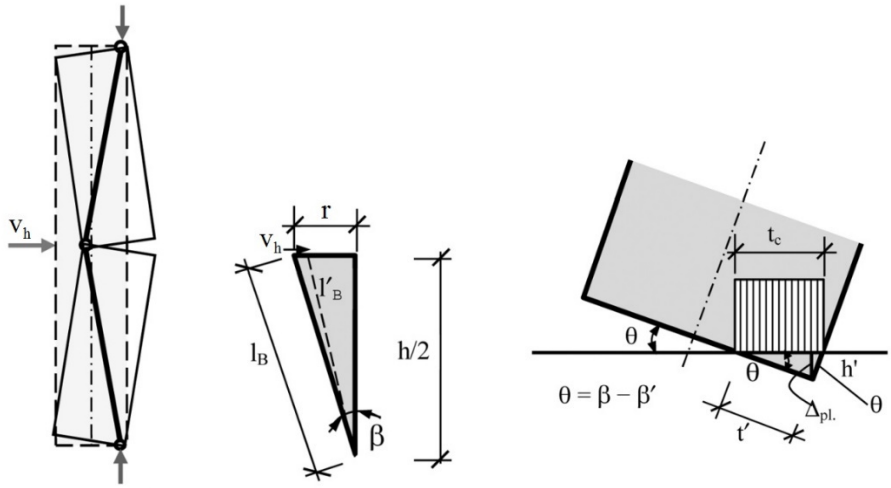


Bild 3 Geometrie des vereinfachten Bogentragwerkes und plastische Verformung einer Wandkante unter dem Spannungsblock (aus [72])

Eine zusätzliche Möglichkeit eröffnet sich über die Anwendung numerischer Verfahren, wie z. B. mittels Übertragungsmatritzenverfahren unter Diskretisierung des Rechenmodells und der abschnittweisen Linearisierung der bestimmenden Differentialgleichung (vgl. [65], Bild 4a) oder die diskrete Modellierung mittels FEM (Bild 4b), wie z. B. in [59]. Diese sind sehr aufwendig und für den praktischen Nachweis daher nahezu ungeeignet.

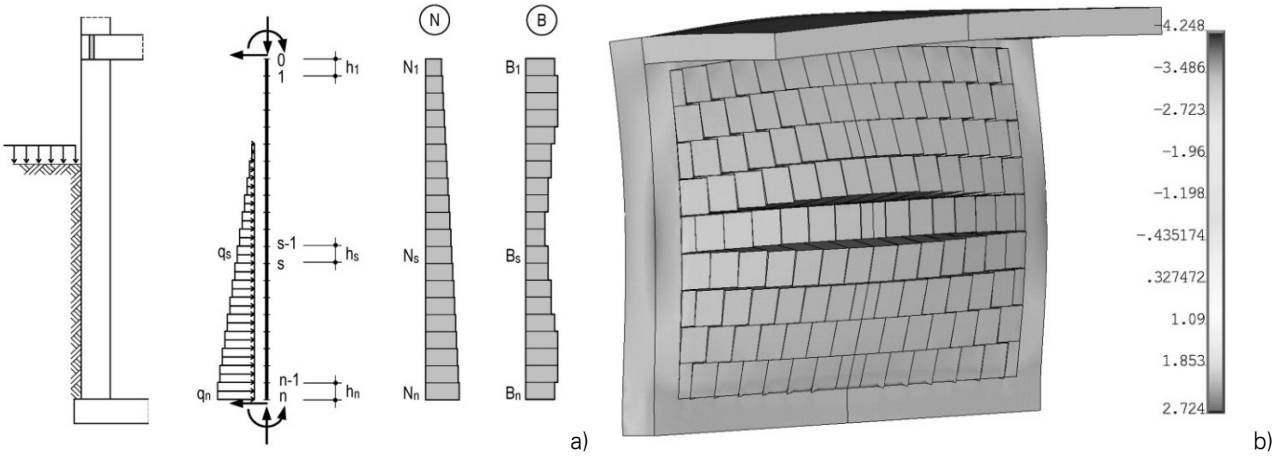


Bild 4 Numerische Verfahren für den Nachweis von Kellerwänden

3.3.2 Aktueller Nachweis von bewehrten Mauerwerk

Unter 6.6 werden in DIN EN 1996-1-1 [1] in Verbindung mit DIN EN 1996-1-1/NA [2] Möglichkeiten für den Nachweis von stahlbewehrtem Mauerwerk dargestellt. Die vorgegebenen Nachweisformeln sind dabei relativ einfach gehalten und gut anwendbar. Die entsprechenden Druckkräfte werden vom Mauerwerk, die Zugkräfte von der Bewehrung aufgenommen. Es wird vereinfacht von einem rechteckigen Spannungsblock ausgegangen. Der Faktor λ beträgt dabei 0,8 für Steine der Gr. 1, außer Leichtbeton, und 0,67 für Steine der Gr. 2 - 4 und Leichtbeton der Gr. 1. Die wesentlichen Zusammenhänge sind in Bild 5 dargestellt:

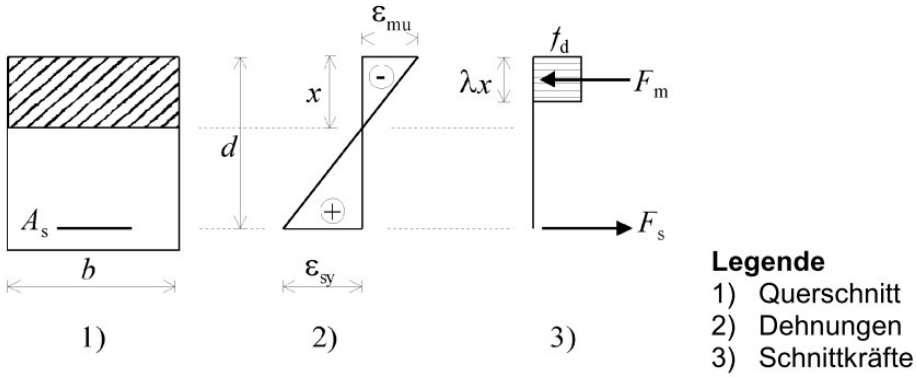


Bild 5 Bewehrtes Mauerwerk nach DIN EN 1996-1-1

Die wesentlichen Annahmen bzw. Vorgaben gem. DIN EN 1996-1-1 sind:

- Ebenbleiben der Querschnitte,
- Die Bewehrung verformt sich wie das angrenzende Mauerwerk,
- Die Zugfestigkeit des Mauerwerks ist null,
- Die maximale Dehnung des Mauerwerks unter Druckbeanspruchung wird entsprechend dem Baustoff gewählt,

- Die maximale Dehnung des Stahls unter Zugbeanspruchung wird entsprechend dem Baustoff gewählt,
- Die Spannungs-Dehnungs-Linie des Mauerwerks soll als parabolisch, parabolisch-rechteckig oder rechteckig angenommen werden,
- Die Spannungs-Dehnungs-Linie des Stahls nach EN 1992-1-1,
- Die Dehnung des Mauerwerks bei nicht voll auf Druck beanspruchten Querschnitten ist höchstens 3,5 ‰ für Mauersteine der Gruppe 1 und 2,0 ‰ für Mauersteine der Gruppen 2, 3 und 4,
- Die Dehnung des Mauerwerks bei nicht voll auf Druck beanspruchten Querschnitten ist höchstens 3,5 ‰ für Mauersteine nach NCI zu 3.1.1 (DIN EN 1996-1-1/NA [2]),
- Die Zugdehnung der Bewehrung sollte auf 10 ‰ begrenzt werden.

Als Grundbedingung muss im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Bemessungswert der auf das bewehrte Mauerwerksbauteil einwirkenden Kraft E_d kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Bauteilwiderstandes R_d sein (Glg.(11)):

$$E_d \leq R_d \quad (11) \quad .$$

Mittels Gleichung (12) kann zunächst der innere Hebelarm z bestimmt werden. Mit diesem und dem gewählten Bewehrungsquerschnitt lässt sich dann mit Gleichung (13) das aufnehmbare Bemessungsmoment M_{Rd} ermitteln. Der Bestimmungsgleichung von z liegt dabei das Kräftegleichgewicht von Zug- und Druckkraft zu Grunde:

$$z = d \cdot \left(1 - 0{,}5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_d}\right) \leq 0{,}95 \cdot d \quad (12) \quad .$$

$$M_{Rd} \leq A_s \cdot f_{yd} \cdot z \quad (13) \quad .$$

Außerdem muss die Gleichung (14) bzw. (15) erfüllt sein. Die Gleichungen begrenzen das aufnehmbare Bemessungsmoment hinsichtlich eines Druckversagens des Mauerwerkes, bevor der Bewehrungsstahl zu fließen beginnt. Den Bestimmungsgleichungen liegen dabei eine minimale Dehnung des Stahls von 2,174 ‰ sowie eine maximale Dehnung des Mauerwerkes von 3,5 ‰ (λ = 0,8) bei Steinen der Gr. 1 (außer Leichtbeton) bzw. 2,0 ‰ (λ = 0,67) bei Steinen der Gr. 2 bis 4 (und Leichtbeton der Gr. 1) zu Grunde:

$$M_{Rd} \leq 0{,}4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \quad \text{für Steine der Gr. 1 außer Leichtbeton} \quad (14) \quad .$$

$$M_{Rd} \leq 0{,}3 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \quad \text{für Steine der Gr. 2-4 und Leichtbeton der Gr. 1} \quad (15) \quad .$$

Gem. DIN EN 1996-1-1/NA [2] gilt davon abweichend Gleichung (14) nur für Vollsteine (außer Leichtbetonsteinen) und Gleichung (15) für Lochsteine und Leichtbeton-Vollsteine.

Allerdings wird die Anwendbarkeit des bewehrten Mauerwerkes in Deutschland durch den nationalen Anhang unter 2.4.3 mit einem Teilsicherheitsbeiwert von 10 für das Material im Grenzzustand der Tragfähigkeit sehr stark eingeschränkt. Als wesentliche Problematik wird die relativ geringe Einbettung in den Mauermörtel gesehen. Somit könnte der Stahl evtl. nicht ausreichend „passiviert" sein und einer Korrosion, bis hin zum Versagen des Bewehrungsstahls, unterliegen.

Somit läuft es derzeit für die Anwendung von stahlbewehrten Mauerwerk regelmäßig auf Zustimmungen im Einzelfall hinaus, was die praktische Anwendung stark verkompliziert.

3.3.3 Verankerung der Bewehrung

Die Verankerung der Bewehrung wird in DIN EN 1996-1-1 [1] unter 8.2.5 behandelt. Dabei wird sich offensichtlich an den Bemessungsregeln des Stahlbetonbaus, unter Ansatz der für den entsprechend genutzten Mörtel vorgegebenen Verbundfestigkeiten, orientiert. Die Bewehrung muss demnach eine genügende Verankerungslänge aufweisen, so dass ihre Kräfte in den Mörtel oder Füllbeton eingeleitet werden und eine Längsrissbildung oder ein Abplatzen des Mauerwerks ausgeschlossen ist. Die Verankerung kann durch gerade Stabenden, Haken, Winkelhaken oder Schlaufen vorgenommen werden.

Außerdem wird festgestellt, dass die Kraftübertragung auch durch geeignete Ankerkörper erfolgen kann, wobei die Verankerung dabei anhand von Versuchen nachzuweisen ist. Dieser Umstand spielt auch im vorliegenden Projekt eine Rolle (siehe Abschnitt 5.5.2.5).

Die erforderliche Verankerungslänge l_b eines Stabes ergibt sich gem. Glg. (16) zu:

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bod}} \quad (16) \quad .$$

Bei der Verwendung von Haken, Winkelhaken und Schlaufen darf die Verankerungslänge bei auf Zug beanspruchten Stäben um 30 % abgemindert werden.

Bei Verwendung von Bewehrung mit einem größeren Querschnitt als nach der Berechnung erforderlich darf die Verankerungslänge proportional verringert werden. Für Zugstäbe darf der Mindestwert dabei nicht kleiner als 0,3 l_b, 10 d oder 100 mm sein. Für Druckstäbe gelten 0,6 l_b, 10 d und 100 mm. Wie die proportionale Abminderung errechnet werden kann wird nicht explizit angegeben. Hier hilft aber ein Blick auf die Regelungen im Stahlbetonbau.

Prinzipiell lässt sich eine proportionale Verringerung als Quotient aus rechnerisch erforderlicher Bewehrung und vorhandener Bewehrung ($A_{s,erf}$ / $A_{s,vorh}$) errechnen. Die erforderliche Bewehrung ergibt sich dabei gem. Glg. (17):

$$A_{s,erf} = \frac{F_{Ed}}{f_{yd}} \quad (17) \quad .$$

Die Randzugkraft F_{Ed} ergibt sich am frei drehbaren oder schwach eingespannten Endauflager aus der anliegenden Querkraft (V_{Ed}), dem Versatzmaß (a_l), dem Hebelarm der inneren Kräfte (z) und der einwirkenden Normalkraft (N_{Ed}) gem. der folgenden Glg. (18):

$$F_{Ed} = V_{Ed} \cdot \left(\frac{a_l}{z}\right) + N_{Ed} \geq \frac{V_{Ed}}{2} \quad mit \quad a_l = z \cdot \frac{(cot\theta - cot\alpha)}{2} \geq 0 \quad (18) \quad .$$

Vereinfacht ergibt sich für den Fall ohne Schubbewehrung ($\cot \alpha = 0$) und ohne Normalkräfte die folgende Glg. (19):

$$F_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{cot\theta}{2} \geq \frac{V_{Ed}}{2} \quad (19) \quad .$$

Im Stahlbetonbau kann die Neigung der Betondruckstrebe (θ) entweder genau berechnet oder näherungsweise angesetzt werden. Näherungsweise darf bei Biegung und Längszug eine Neigung der Druckstrebe von 45° ($\cot \theta = 1{,}0$) sowie bei reiner Biegung und Biegung mit Längsdruck eine Neigung der Druckstrebe von 40° ($\cot \theta = 1{,}2$) angesetzt werden. Grundsätzlich sollte die Verankerung am Endauflager immer mit mindestens 25 % der Feldbewehrung erfolgen.

Da es für Mauerwerk keine Formeln zur Berechnung der Druckstrebenneigung gibt, muss ein separater Ansatz gewählt werden. Naheliegend ist dafür die Berücksichtigung des Lastverteilungswinkels von 60° im Mauerwerk (gem. 6.1.3 (6) in DIN EN 1996-1-1 [1]). Es ergibt sich damit eine Neigung der Druckstrebe in Lastrichtung im Mauerwerk von 60° / 2 = 30°. Daraus folgt ein Wert von rund 1,7 für $\cot \theta$ und resultiert damit zu einem deutlich höheren Ansatz für F_{Ed}.

Für ein- und zweiachsig gespannte Vollplatten ($l_{eff} \geq 5\,h$ und $b \geq 5\,h$) gelten im Stahlbetonbau grundsätzlich dieselben Gleichungen (17) und (18). Als Versatzmaß a_l ist für Platten ohne Schubbewehrung allerdings d festgelegt, d. h. $a_l = d$. Zur Abschätzung von z gilt allgemein der Wert 0,9 d. Damit ergibt sich die aus Glg. (18) abgewandelte Glg. (20):

$$F_{Ed} = V_{Ed} \cdot \left(\frac{a_l}{z}\right) + N_{Ed} \geq \frac{V_{Ed}}{2}$$

$$F_{Ed} = V_{Ed} \cdot \left(\frac{d}{0{,}9 \cdot d}\right) + N_{Ed} \geq \frac{V_{Ed}}{2} \qquad (20)$$

$$F_{Ed} = V_{Ed} \cdot 1{,}1 + N_{Ed} \geq 0{,}5 \cdot V_{Ed}$$

Grundsätzlich sollte die Verankerung am Endauflager bei Platten immer mit mindestens 50 % der Feldbewehrung erfolgen.

Für textile Bewehrung in der Lagerfuge muss der Abschätzungswert für z allerdings angepasst werden, da sich dieser deutlich geringer ergibt. Nach einer Auswertung der im Abschnitt 6 hergeleiteten Gleichungen sowie der Bemessungstafeln in Anhang 16.8 kann auf der sicheren Seite liegend ein Wert von 0,7 d zur Abschätzung von z für textilbewehrte Lagerfugen herangezogen werden. Daraus ergibt sich die folgende Glg. (21):

$$F_{Ed} = V_{Ed} \cdot 1{,}4 + N_{Ed} \geq 0{,}5 \cdot V_{Ed} \qquad (21)$$

Der Abschätzwert von z für stahlbewehrtes Mauerwerk sowie textile Zugbänder im Mauerwerk kann wie beim Stahlbetonbau mit 0,9d angesetzt werden.

3.3.4 Relevante Spannungs-Dehnungs-Verläufe

3.3.4.1 Spannungs-Dehnungs-Verlauf für Mauerwerk

Die Spannungs-Dehnungs-Linie von Mauerwerk unter Druckbeanspruchung darf für die Bemessung gem. DIN EN 1996-1-1 [1] als linear, parabelförmig, parabel-rechteckförmig (Bild 6) oder als Rechteck angenommen werden (siehe Abschnitt 3.3.2).

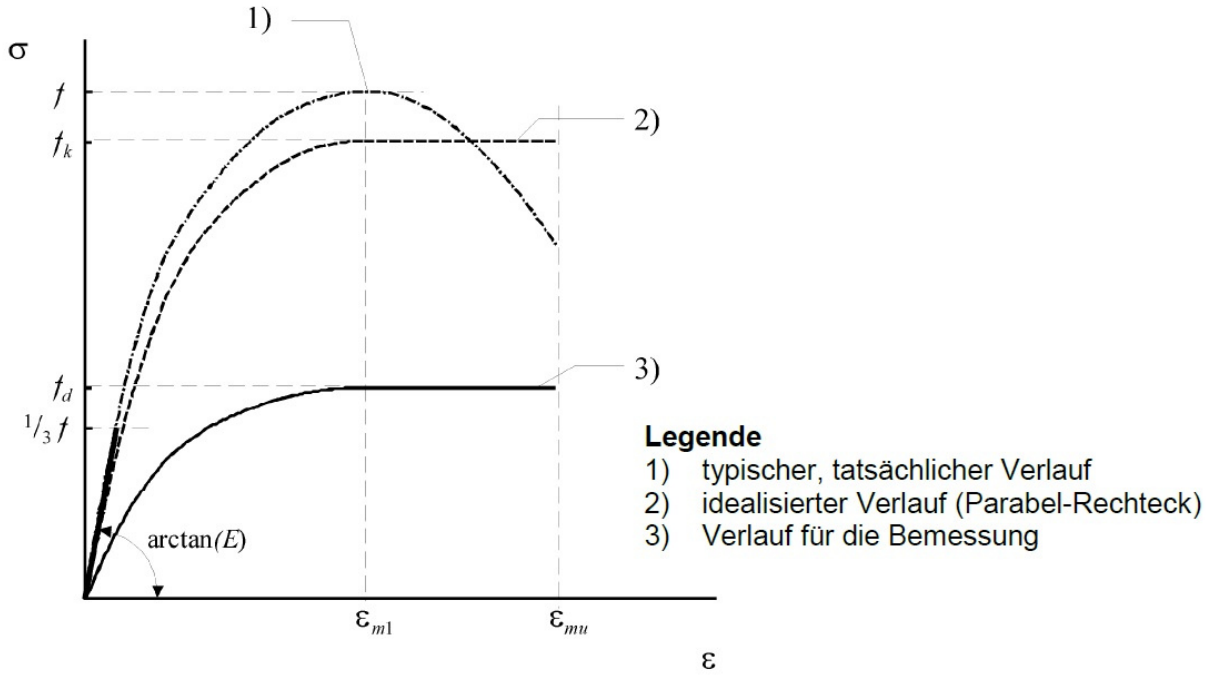


Bild 6 Spannungs-Dehnungs-Linie für Mauerwerk bei Druckbeanspruchung aus [1]

Der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie ist damit vorgegeben, die entsprechenden Festigkeits- bzw. Dehnungswerte können entweder aus Versuchen oder aus Normwerten entnommen werden.

Die Bestimmung der Mauerwerksdruckfestigkeit nach Norm wird im Abschnitt 3.3.8 dargestellt.

Für Bewehrtes Mauerwerk beträgt die Dehnung nach DIN EN 1996-1-1 [1] höchstens 3,5 ‰ für Mauersteine der Gruppe 1 (außer Leichtbetonsteinen) und 2,0 ‰ für Mauersteine der Gruppen 2, 3 und 4. Bzw. 3,5 ‰ für Vollsteine (außer Leichtbetonsteinen) und 2,0 ‰ für Lochsteine und Leichtbeton-Vollsteine nach DIN EN 1996-1-1/NA [2] durch Anwendung der Gleichungen (14) und (15) (vgl. Abschnitt 3.3.2).

Versuche hinsichtlich des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens [84] zeigten zum Teil Abweichungen von diesem Ansatz. In der folgenden Tabelle 1 werden die aus den Versuchen abgeleiteten Kennwerte und Formen der Spannungs-Dehnungslinien für verschiedene Steinarten dargestellt.

Tabelle 1 *Idealisierte Spannungs-Dehnungs-Linien nach [84]*

Steinart	***Form***	ε_{m1}	ε_{mu}	***Völligkeitsgrad***
Leichtbetonsteine		1,2 ‰	1,2 ‰	0,50
Hochlochziegel		2,0 ‰	2,0 ‰	0,50
Porenbetonsteine		2,0 ‰	2,0 ‰	0,50
Kalksandlochsteine		2,0 ‰	2,5 ‰	0,73
Kalksandvollsteine		2,0 ‰	3,5 ‰	0,81

Zu bemerken ist, dass die maximale Dehnung von 3,5 ‰ und damit einhergehend der parabel-rechteckförmige Verlauf lediglich durch Kalksandvollsteine erreicht wurde. Kalksandlochsteine konnten die Werte bereits nicht mehr erreichen. Insoweit liegt hier die Unterteilung durch DIN EN 1996-1-1/NA [2] lediglich in Voll- und Lochsteine richtig. Auch Porenbetonvollsteine konnten den maximalen Dehnungswert von 3,5 ‰ nicht erreichen und lagen eher im Bereich von maximal 2,0 ‰. Für diese Steinart weicht Versuch und Normung deutlich voneinander ab. Die Porenbetonvollsteine sollten grundsätzlich mit einer Maximaldehnung von 2,0 ‰ behandelt werden (ähnlich wie bei Leichtbetonsteinen). Für Hochlochziegel liegen Norm und Versuch annähernd gleich. Leichte Abweichungen können noch bei Leichtbetonsteinen festgestellt werden, die im Versuch lediglich eine durchschnittliche Maximaldehnung von 1,2 ‰ erreichten.

Bezüglich des Verlaufes des ansteigenden Astes der Spannungs-Dehnungs-Linie wird in [84] für Kalksandvollsteine von einer Parabelförmigkeit gesprochen. Bei Kalksandlochsteinen wird der Verlauf als annähernd parabelförmig beschrieben. Für Hochlochziegel, Porenbetonsteine und Leichtbetonsteine liegt der Verlauf zwischen geradlinig und parabelförmig. Insgesamt ist daher ein parabelförmiger Verlauf des ansteigenden Astes der Spannungs-Dehnungs-Linie vertretbar. Dies liegt auch nahe an der aktuellen Normung, bei welcher die Werte für λ bei 0,8 und 0,67 liegen.

Eine sinnvolle Abgrenzung, der für das vorliegende Vorhaben gefolgt wird, wäre daher folgendermaßen zu formulieren:

Für bewehrtes Mauerwerk beträgt die maximale Dehnung 3,5 ‰ für Vollsteine (außer Leichtbeton- und Porenbetonsteinen). Der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie ist in dem Fall parabel-rechteckförmig. Für Lochsteine sowie Leichtbeton-Vollsteine und Porenbeton-Vollsteine beträgt die maximale Dehnung 2,0 ‰. Der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie ist in dem Fall parabelförmig.

3.3.4.2 Spannungs-Dehnungs-Verlauf für Bewehrungsstahl

Das folgende Bild (10) zeigt die idealisierte Spannungs-Dehnungslinie für Bewehrungsstahl gem. DIN EN 1992-1-1 [43].

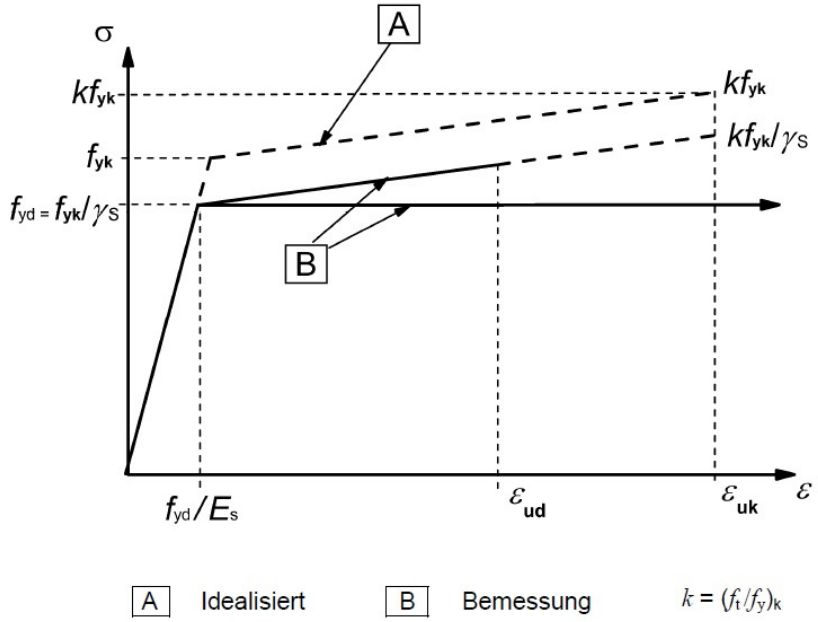


Bild 7 Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie Bewehrungsstahl aus [43]

Bei der Bemessung darf entweder der horizontale oder ansteigende Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie angenommen werden. Die Dehnung wird in beiden Fällen auf ε_{ud} = 25 ‰ begrenzt. Für den horizontal verlaufenden Ast gilt gem. Gleichung (22) damit folgende Bemessungszugfestigkeit für den Bewehrungsstahl:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500\frac{N}{mm^2}}{1{,}15} = 435\frac{N}{mm^2} \quad (22)$$

Unter Nutzung des ansteigenden Astes kann eine höhere Bemessungszugfestigkeit für den Fall der maximal zulässigen Stahldehnung von 25 ‰ gem. Gleichung (23) berücksichtigt werden:

$$f_{yd} = \frac{f_{tk}}{\gamma_S} = \frac{525\frac{N}{mm^2}}{1{,}15} = 457\frac{N}{mm^2} \quad (23)$$

Zwischenwerte steigen von 435 N/mm² bis 457 N/mm² linear an. Der Faktor k ergibt sich demnach gem. Gleichung (24) zu:

$$k = \frac{f_{tk}}{f_{yk}} = \frac{525\frac{N}{mm^2}}{500\frac{N}{mm^2}} = 1{,}05 \quad (24)$$

3.3.4.3 Spannungs-Dehnungs-Verlauf für Beton

Das folgende Bild (12) zeigt die idealisierte Spannungs-Dehnungslinie für Beton gem. DIN EN 1992-1-1 [43]. Der parabel-rechteckige Verlauf wird beschrieben durch die folgende Gleichung (25):

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^n\right] \qquad \text{für } 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{c2} \quad (25)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \qquad \text{für } \varepsilon_{c2} \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu2}$$

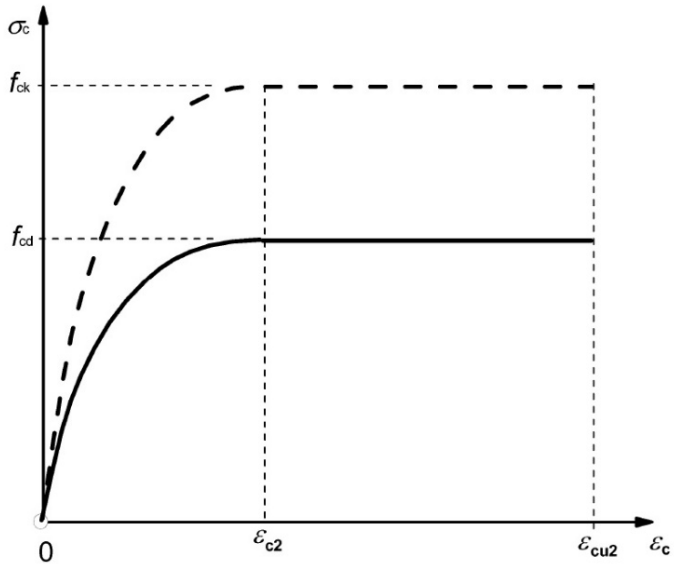


Bild 8 Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie Beton (aus [43])

Für Beton bis zu einer Festigkeit von C50/60 kann der Verlauf vereinfacht wie folgt gemäß Gleichung (26) dargestellt werden:

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{2{,}0}\right)^2\right] = f_{cd} \cdot [\varepsilon_c - 0{,}25 \cdot \varepsilon_c^2] \qquad für\ 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{c2} = 2{,}0 \qquad (26)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \qquad für\ \varepsilon_{c2} = 2{,}0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu2} = 3{,}5$$

3.3.5 Bestimmung der Auflagerkräfte bei zweiachsig gespannten Platten

Die einfachste Art der näherungsweisen Bestimmung von Auflagerkräften für zweiachsig gespannte, vierseitig gelagerte und gleichmäßig belastete Platten stellt die Nutzung von Bemessungstafeln dar. Solche Tafeln werden in den gängigen Bautabellen für Ingenieure dargestellt. Im Anhang 16.3 wird eine aus [51] entnommene Bemessungstafel dargestellt.

Grundsätzlich wird dabei zwischen eingespannten und frei drehbar gelagerten Rändern ausgegangen. Der Zerlegungswinkel für Ecken mit gleichartiger Stützung der ankommenden Ränder beträgt 45°. Bei Ecken mit einem frei drehbaren und einem eingespannten Rand gilt ein Zerlegungswinkel von 60° hin zum eingespannten Rand. Insofern eine bewertbare Teileinspannung eines Randes vorliegt kann zwischen den Zerlegungswinkeln interpoliert werden.

3.3.6 Biegebeanspruchtes Mauerwerk

Alle wesentlichen und in der Folge dargestellten Regelungen bezüglich auf Biegung beanspruchtem Mauerwerks lassen sich der DIN EN 1996-1-1 [1] in Verbindung mit DIN EN 1996-1-1/NA [2] sowie DIN EN 1996-1-1/NA/A1 [3] entnehmen.

3.3.6.1 Charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk

Im EC6 wird für Plattenbiegung die Biegefestigkeit mit einer Bruchebene parallel zu den Lagerfugen (Bild 9a) als f_{xk1} und die Biegefestigkeit mit einer Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen (Bild 9b) als f_{xk2} bezeichnet. Für den Regelfall beschreibt f_{xk1} damit die vertikale Biegefestigkeit und f_{xk2} die horizontale Biegefestigkeit.

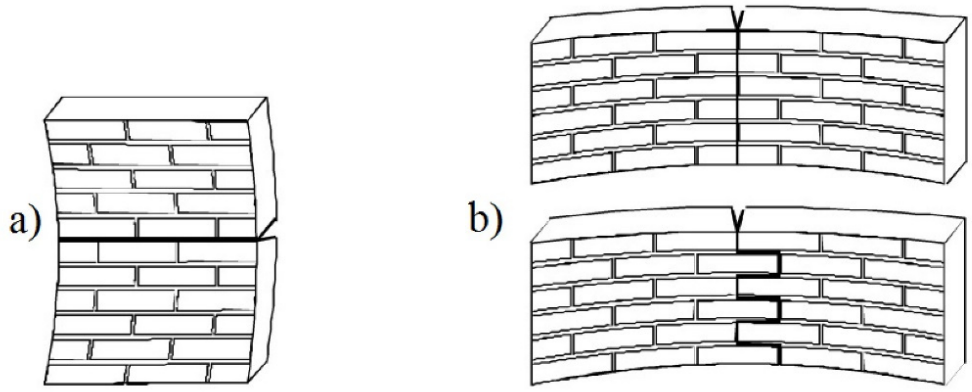


Bild 9 Bruchebenen bei Biegung von Mauerwerk gem. DIN EN 1996-1-1

Die Biegefestigkeiten können dafür aus Mauerwerksversuchen bestimmt oder der Anmerkung in der Norm entnommen werden (DIN EN 1996-1-1 [1]). Die folgende Tabelle 2 zeigt ausgewählte Werte f_{xk1} und f_{xk2} für Mauerwerk mit Dünnbettmörtel. Außerdem können die Biegefestigkeiten für Porenbetonmauerwerk mit Dünnbettmörtel aus der normierten Mauersteindruckfestigkeit f_b bestimmt werden. Demnach ergibt sich: $f_{xk1} = 0{,}035\ f_b$ und $f_{xk2} = 0{,}035\ f_b$ (mit vermörtelter SF) bzw. $f_{xk2} = 0{,}025\ f_b$ (ohne vermörtelte SF). Außerdem gilt grundsätzlich, dass f_{xk2} nicht größer als die Biegefestigkeit des Mauersteins sein darf.

Tabelle 2 Ausgewählte Werte f_{xk1} und f_{xk2} für Mauerwerk mit Dünnbettmörtel (aus [1])

	Ziegel	***KS***	***Betonstein***	***PB (ρ < 400 kg/m³)***	***PB ($\rho \geq$ 400 kg/m³)***
f_{xk1} [N/mm²]	0,15	0,20	0,20	0,15	0,15
f_{xk2} [N/mm²]	0,15	0,30	0,30	0,20	0,30

Ferner wird dargestellt, dass „Nationale Anhänge" die Werte der Biegefestigkeiten für die Länder separat regeln. Für Deutschland ergeben sich die Werte für f_{xk1} und f_{xk2} somit aus DIN EN 1996-1-1/NA [2] sowie DIN EN 1996-1-1/NA/A1 [3].

Bezüglich der charakteristischen Biegezugfestigkeit f_{xk1} mit einer Bruchebene parallel zu den Lagerfugen darf diese in tragenden Wänden nicht angesetzt werden. Eine Ausnahme gilt nur, wenn die Wände aus Planelementen bestehen und nur durch zeitweise einwirkende Lasten rechtwinklig zur Oberfläche beansprucht werden. Dies ist in der Regel vor allem bei windbeanspruchten Wänden (z. B. Ausfachungswänden) der Fall. Dafür darf eine charakteristische Biegezugfestigkeit in Höhe von $f_{xk1} = 0{,}2$ N/mm² in Ansatz gebracht werden, wobei es bei einem eventuellen Wandversagen nicht zu einem größeren Einsturz oder zum Stabilitätsverlust des gesamten Tragwerkes kommen darf. Insoweit ist dieser Ansatz tatsächlich vor allem auf Ausfachungswände unter Windlast beschränkt. Bei erddruckbelasteten Kellerwänden dürfte dieser Wert demnach nicht angesetzt werden und es muss für die Biegetragwirkung in vertikaler Richtung eine andere Möglichkeit, z. B. mittels Ansatz vertikaler Lasten, gewählt werden.

Der Wert für f_{xk2} [N/mm²] ergibt sich aus der folgenden Glg. (27):

$$f_{xk2} = min\begin{pmatrix}(\alpha \cdot f_{vk0} + 0{,}6 \cdot \sigma_d) \cdot \frac{l_{ol}}{h_u} \\ 0{,}5 \cdot f_{bt,cal} \leq 0{,}7\end{pmatrix} \quad mit \quad \begin{matrix}\alpha = 1{,}0\ f\ddot{u}r\ vermörtelte\ SF \\ \alpha = 0{,}5\ f\ddot{u}r\ unvermörtelte\ SF\end{matrix} \qquad (27)$$

Werte für f_{vk0} und $f_{bt,cal}$ lassen sich dem Anhang 16.1 entnehmen.

3.3.6.2 Nachweis Plattenbiegung

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss gem. Glg. (28) der Bemessungswert des auf eine Wand einwirkenden Biegemomentes M_{Ed} kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Tragwiderstandes M_{Rd} sein.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (28) \quad .$$

Der Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes ergibt sich aus der Multiplikation des Bemessungswertes der Biegefestigkeit der entsprechenden Biegerichtung (f_{xd}) mit dem elastischen Widerstandsmoment je Höhen- oder Längeneinheit der Wand (Z) gem. Glg. (29).

$$M_{Rd} = f_{xd} \cdot Z \quad (29) \quad .$$

Sollte eine vertikale Last vorhanden sein, darf ihr günstiger Einfluss gem. Glg. (30) angesetzt werden.

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d \quad (30) \quad .$$

Wobei der Bemessungswert der Druckspannung der Wand σ_d, nicht größer als 0,15 N_{Rd} in Wandmitte sein darf.

Außerdem wird darauf hingewiesen, dass der Orthotropiekoeffizient μ von Mauerwerk bei der Bemessung berücksichtigt werden sollte. Dieser Koeffizient beschreibt das Verhältnis der Biegefestigkeiten f_{xk1} und f_{xk2} zueinander (siehe 3.3.6.3).

3.3.6.3 Berechnung der Schnittkräfte

Grundlegend für einen sinnvollen Nachweis von Mauerwerkswänden mit geringer Auflast stellt der Ansatz einer geeigneten „Plattentheorie“ dar. Ohne einen realistischen Ansatz wird das einwirkende Moment, besonders an der längeren horizontalen Spannrichtung, deutlich überbewertet und ein Nachweis wird nahezu unmöglich. Die einfachste Form der Schnittkraftberechnung mittels einaxialen Schnittkraftformeln – im ungünstigsten Fall $ql^2/8$ – führt über die Wandlänge zu unbemessbaren Momentenwerten und trägt dem zweiachsigen Lastabtrag keine Rechnung. Eine Möglichkeit einer geeigneten Theorie für querbelastete Mauerwerkswände unter geringer Auflast wird in DIN EN 1996-1-1 [1] unter 5.5.5 gegeben. Das dort angegebene Modell basiert auf der Bruchlinientheorie, wurde aber in Deutschland nicht eingeführt und durch DIN EN 1996-1-1/NA [2] ausgeschlossen. Für die in dem hier vorliegenden Forschungsprojekt erfolgten Untersuchungen soll es aber als grundsätzlich geeignete Theorie zur Anwendung kommen.

Grundlage für jeden mehrachsigen Lastabtrag ist die Lagerung der Wand an mehr als 2 Seiten. So darf nach DIN EN 1996-1-1 [1] 5.5.5 (7) für eine Wand, welche an 3 oder 4 Seiten gelagert ist, das Moment M_{Edi} wie folgt nach Gleichung (31) in Richtung f_{xk1} und Gleichung (32) in Richtung f_{xk2} berechnet werden:

$$M_{Ed1} = \alpha_1 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 \quad (31) \quad .$$

$$M_{Ed2} = \alpha_2 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 \quad (32) \quad .$$

Die Momentenbeiwerte α_1 und α_2 berücksichtigen den Einspanngrad an den Rändern sowie das Seitenverhältnis der Wand. Diese sollen nach einer geeigneten Theorie bestimmt werden. Für einschalige Wände mit einer Dicke ≤ 250 mm wird die Möglichkeit nach der Bruchlinientheorie angegeben und mittels entsprechender Ablesetafeln zur Verfügung gestellt.

Der Momentenbeiwert α_1 ergibt sich damit gem. Glg. (33):

$$\alpha_1 = \alpha_2 \cdot \mu \quad (33) \quad .$$

Der Faktor μ beschreibt das Verhältnis der Biegefestigkeiten des Mauerwerks senkrecht zueinander und wird gem. Glg. (34) bestimmt.

$$\mu = {f_{xd1}}/{f_{xd2}} \quad oder \quad {f_{xd1,app}}/{f_{xd2}} \quad oder \quad {f_{xd1}}/{f_{xd2,app}} \quad (34) \quad .$$

Das folgende Bild 10 zeigt die wesentlichen Zusammenhänge dieser Bemessung.

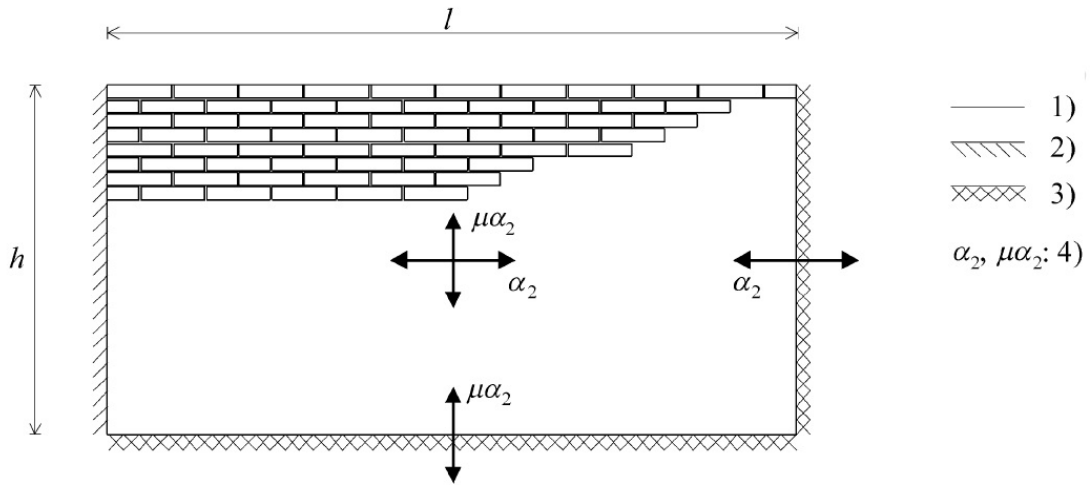


Bild 10 Schnittkraftermittlung mit Biegemomentkoeffizienten (aus [1])

Die Symbolik kann dabei wie folgt definiert werden:

- 1) freie Kante
- 2) gelenkig gelagerte Kante
- 3) durchgehend voll eingespannte Kante
- 4) Biegemomentkoeffizienten

Eine Auswahl relevanter Biegemomentkoeffiziententabellen wird in Anhang 16.2 dargestellt.

3.3.6.4 Erhöhte Biegefestigkeit bei vorgefertigter Lagerfugenbewehrung

Nach DIN EN 1996-1-1 [1] 6.6.2 (9) darf bei Wänden mit vorgefertigter Lagerfugenbewehrung, die zur Erhöhung der Tragfähigkeit bei Plattenbeanspruchung dient, zur Bestimmung des Biegemomentenkoeffizienten eine erhöhte Biegefestigkeit $f_{xd2,app}$ durch Gleichsetzen des aufnehmbaren Biegemomentes des bewehrten Lagerfugenbereiches mit einem unbewehrten Bereich der gleichen Dicke nach folgender Gleichung (35) verwendet werden:

$$f_{xd2,app} = \frac{6 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot z}{t^2} \quad (35) \quad .$$

3.3.7 Schlitze und Aussparungen im Mauerwerk

Der Umgang mit planmäßigen und nachträglichen Schlitzen und Aussparungen wird durch DIN EN 1996-1-1 (8.6) [1] in Verbindung mit DIN EN 1996-1-1/NA [2] geregelt. In Abschnitt 8.6.1 wird gefordert, dass Schlitze und Aussparungen die Standsicherheit einer Wand nicht beeinträchtigen dürfen und dabei nicht durch Stürze oder andere tragende Bauteile einer Wand verlaufen sollen.

Bemerkenswert ist außerdem für das vorliegende Forschungsvorhaben die Forderung, dass bei bewehrtem Mauerwerk Schlitze nicht ohne besondere Zustimmung des Planers erlaubt sind. Insofern trägt hier der Bauherr die Pflicht, insbesondere auch während der Nutzungsphase sicherzustellen, dass ein Schlitzen an bewehrten Mauerwerksbereichen nicht einfach erfolgen darf. Damit kann die Gefährdung des nachträglichen Einschlitzens in bewehrte Bereiche für einen Großteil der Anwendungen ausgeschlossen werden. Somit legitimiert sich der angestrebte Randabstand des Bewehrungstextils von ca. 35 mm bereits durch die Berücksichtigung dieser Passage der Norm.

Grundsätzlich unterscheidet die Norm zwischen vertikalen und horizontalen (schrägen) Schlitzen.

Mögliche Abminderungen von rechnerischen Tragfähigkeiten infolge vertikaler Schlitze und Aussparungen dürfen demnach vernachlässigt werden, wenn diese gewisse Grenzwerte nicht überschreiten. Die Grenzwerte für Deutschland werden dabei im Nationalen Anhang festgelegt. Die ohne Nachweis zulässige Größe vertikaler Schlitze und Aussparungen im Mauerwerk ($t_{ch,v}$) zeigt folgende aus DIN EN 1996-1-1/NA [2] entnommene Tabelle 3.

Tabelle 3 *Grenzwerte für $t_{ch,v}$ (Tabelle NA.19 aus [2]*

1	2	3	4	5	6	7
Wanddicke mm	Nachträglich hergestellte Schlitze und Aussparungen[c]		Mit der Errichtung des Mauerwerks hergestellte Schlitze und Aussparungen im gemauerten Verband			
	maximale Tiefe[a] $t_{ch,v}$ mm	maximale Breite[b] (Einzelschlitz) mm	Verbleibende Mindest-wanddicke mm	maximale Breite[b] mm	Mindestabstand der Schlitze und Aussparungen	
					von Öffnungen	untereinander
115 bis 149	10	100	---	---	≥ 2fache Schlitzbreite bzw. ≥ 240 mm	≥ Schlitzbreite
150 bis 174	20	100	---	---		
175 bis 199	30	100	115	260		
200 bis 239	30	125	115	300		
240 bis 299	30	150	115	385		
300 bis 364	30	200	175	385		
≥ 365	30	200	240	385		

a Schlitze, die bis maximal 1 m über den Fußboden reichen, dürfen bei Wanddicken ≥ 240 mm bis 80 mm Tiefe und 120 mm Breite ausgeführt werden.

b Die Gesamtbreite von Schlitzen nach Spalte 3 und Spalte 5 darf je 2 m Wandlänge die Maße in Spalte 5 nicht überschreiten. Bei geringeren Wandlängen als 2 m sind die Werte in Spalte 5 proportional zur Wandlänge zu verringern.

c Abstand der Schlitze und Aussparungen von Öfnungen ≥ 115 mm.

Es wird offensichtlich, dass im Grundfall eine maximale Schlitztiefe von 30 mm für die nachträgliche Herstellung von Schlitzen und Aussparungen festgeschrieben ist, ohne dass ein rechnerischer Nachweis erfolgen müsste. Für tiefere Einschlitzungen muss im Regelfall also eine Planergenehmigung eingeholt werden. Die geplanten 35 mm Randabstand des Bewehrungstextils liegen damit also im sinnvollen Bereich.

Problematisch ist die Tatsache zu werten, dass durch die Fußnote a für Wanddicken ≥ 24 cm eine nachträgliche, ohne Nachweise zu erbringende Schlitztiefe bis zu 80 mm zugelassen wird, insofern diese bis maximal einen Meter über den Fußboden reichen. Da die Wirkungsweise einer Biegebewehrung einen möglichst großen Hebelarm voraussetzt, kann aber auf Grund dieser Regelung nicht grundsätzlich ein Randabstand von mindestens 80 mm für das Bewehrungstextil eingeführt werden. Hier muss auf die bereits angesprochene Grundsatzregelung für bewehrtes Mauerwerk und den damit einhergehenden Verpflichtungen verwiesen werden.

Mögliche Abminderungen von rechnerischen Tragfähigkeiten infolge horizontaler (schräger) Schlitze und Aussparungen dürfen vernachlässigt werden, wenn diese ebenfalls gewisse Grenzwerte nicht überschreiten. Die Grenzwerte für Deutschland werden dabei im Nationalen Anhang festgelegt, die ohne Nachweis zulässige Größe horizontaler (schräger) Schlitze und Aussparungen im Mauerwerk ($t_{ch,h}$) zeigt folgende aus DIN EN 1996-1-1/NA [2] entnommene Tabelle 4. Sofern die Schlitztiefen die angegebenen Werte überschreiten, ist die Tragfähigkeit infolge des reduzierten Querschnitts rechnerisch zu überprüfen. Weiterhin wird die Anordnung horizontaler und schräger Schlitze in den Installationszonen nach DIN 18015-3 gefordert. Horizontale und schräge Schlitze in Langlochziegeln werden als unzulässig definiert.

Tabelle 4 Grenzwerte für $t_{ch,h}$ (Tabelle NA.20 aus [2]

Wanddicke mm	Maximale Schlitztiefe $t_{ch,h}$ [a] mm	
	Unbeschränkte Länge	Länge ≤ 1 250 mm [b]
115-149	-	-
150-174	-	0 [c]
175–239	0[c]	25
240–299	15[c]	25
300-364	20[c]	30
über 365	20[c]	30

a Horizontale und schräge Schlitze sind nur zulässig in einem Bereich ≤ 0,4 m ober- oder unterhalb der Rohdecke sowie jeweils an einer Wandseite. Sie sind nicht zulässig bei Langlochziegeln.

b Mindestabstand in Längsrichtung von Öffnungen ≥ 490 mm, vom nächsten Horizontalschlitz zweifache Schlitzlänge.

c Die Tiefe darf um 10 mm erhöht werden, wenn Werkzeuge verwendet werden, mit denen die Tiefe genau eingehalten werden kann. Bei Verwendung solcher Werkzeuge dürfen auch in Wänden ≥ 240 mm gegenüberliegende Schlitze mit jeweils 10 mm Tiefe ausgeführt werden.

Für Schlitzungen ohne gesonderten Nachweis beträgt der maximale Begrenzungswert bei horizontalen (schrägen) Schlitzen 30 mm. Dies gilt ohne weitere Ausnahmen. Insoweit liegt der geplante Randabstand des Bewehrungstextils von 35 mm damit also im sinnvollen Bereich.

Grundsätzlich gilt, dass mit dem gewählten Randabstand von 35 mm ein Großteil der Anwendungsfälle berücksichtigt ist.

3.3.8 Mauerwerksdruckfestigkeit

3.3.8.1 Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen

Die Bestimmung der Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge erfolgt gem. DIN EN 1996-1-1 [1] in Verbindung mit DIN EN 1996-1-1/NA [2] sowie DIN EN 1996-1-1/NA/A1 [3] nach der folgenden Gleichung (36):

$$f_k = K \cdot f_{st}^{\alpha} \cdot f_m^{\beta} \qquad (36) \quad .$$

Relevante Werte für K, f_{st}, f_m, α und β sind im Anhang 16.1 dargestellt. Für Mauerwerk mit Dünnbettmörtel entfällt der Berechnungsanteil für den Mörtel. Eine Unterscheidung nach vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen gibt es nicht. Für Verbandsmauerwerk sind die Werte für K zusätzlich mit 0,8 zu multiplizieren.

3.3.8.2 Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen

Die Bestimmung der Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge erfolgt ebenfalls gem. DIN EN 1996-1-1 [1] in Verbindung mit DIN EN 1996-1-1/NA [2] sowie DIN EN 1996-1-1/NA/A1 [3]. Die charakteristische Druckfestigkeit darf demnach ebenfalls nach Gleichung (36) bestimmt werden, wobei anstelle von f_{st} die mittlere Druckfestigkeit der Mauersteine in Lastrichtung zu nutzen ist. Der zugehörige K-Wert ist mit 0,5 zu multiplizieren. Es ergibt sich demnach folgende Glg. (37):

$$f_k = 0{,}5 \cdot K \cdot f_{st,l}^{\alpha} \cdot f_m^{\beta} \qquad (37) \quad .$$

Für Verbandsmauerwerk sind die Werte für K zusätzlich mit 0,8 zu multiplizieren. Eine Unterscheidung nach vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen gibt es nicht. Relevante Werte für K, f_{st}, f_m, α und β sind im Anhang 16.1 dargestellt.

Zur Bestimmung der Steinfestigkeit in Längsrichtung $f_{st,l}$ können zum einen Versuche durchgeführt oder auf einschlägige Verhältniswerte zurückgegriffen werden. Im Mauerwerkkalender 2010 [86] werden solche Verhältniswerte angegeben. Die Tabelle 89 im Anhang 16.4 zeigt solche Verhältniswerte zwischen Steindruckfestigkeit über die Steinlänge zu Steindruckfestigkeit über die Steinhöhe bzw. Steindruckfestigkeit über die Steinbreite zu Steindruckfestigkeit über die Steinhöhe. Dargestellt sind Minimal-, Maximal- und Mittelwerte, wobei die Mittelwerte zweckmäßigerweise als grobe Referenz dienen sollten.

So wird für Hochlochziegel mit einer Trockenrohdichte kleiner 1,0 kg/dm³ ein mittlerer Verhältniswert von 0,18 angegeben. In eigenen Versuchen (vgl. 5.6.2) wurde für diese Steinart ein Wert von 0,28 ermittelt und liegt damit im festgestellten Bereich von 0,05 bis 0,39. Für die weiteren Berechnungen wird vom selbst geprüften Wert 0,28 ausgegangen.

Für Kalksandsteine ohne Lochung (KS) wird ein mittlerer Verhältniswert von 0,59 angegeben. In eigenen Versuchen (vgl. 5.6.2) wurde für diese Steinart ein Wert von 0,66 ermittelt und liegt damit im festgestellten Bereich von 0,32 bis 0,75. Für die weiteren Berechnungen wird vom selbst geprüften Wert 0,66 ausgegangen.

Für Porenbetonsteine wird ein mittlerer Verhältniswert von 0,70 angegeben. In eigenen Versuchen (vgl. 5.6.2) wurde für diese Steinart ein Wert von 0,7 - 0,8 ermittelt und liegt damit im festgestellten Bereich von 0,50 bis 0,92. Für die weiteren Berechnungen wird vom dargestellten Mittelwert 0,70 ausgegangen.

Eine weitere relevante Steinart stellen die Kalksandsteine mit Lochung (KS L) dar. Dafür wird ein mittlerer Verhältniswert von 0,40 angegeben. In eigenen Versuchen (vgl. 5.6.2) wurde für diese Steinart ein Wert von 0,4 - 0,45 ermittelt und liegt damit im festgestellten Bereich von 0,32 bis 0,56. Für die weiteren Berechnungen wird vom dargestellten Mittelwert 0,40 ausgegangen.

Betrachtet man die eigentliche Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge noch etwas näher, so kann man feststellen, dass diese Thematik derzeit einiger Diskussion unterliegt und sicher noch weiterer Forschungs- und Diskussionsbedarf besteht, wobei dies nicht inhaltlicher Schwerpunkt des vorliegenden Forschungsthemas ist. Insgesamt gibt es zu der Thematik noch relativ wenig Veröffentlichungen bzw. Forschungsergebnisse. Ein Großteil der verfügbaren Ergebnisse bezieht sich auf die Arbeiten von SCHUBERT aus den Jahren 2001 [85] und 2004 [87]. Dieser führte u. a. eigene Versuche zur Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge durch und fasste zusätzlich verfügbare Versuchsergebnisse in einer Datenbank zusammen.

Ein aktueller Artikel aus dem Jahr 2016 nimmt sich der Thematik erneut an und befasst sich mit der Längsdruckfestigkeit von Mauerwerk [52]. Darin werden vereinfachte Berechnungsansätze vorgeschlagen, wobei immer der ungünstigste Fall in Ansatz gebracht wird. Es wird darin zwischen Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen und Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen unterschieden. Wesentliche Grundlage dieses Beitrages stellen [85] und [87] dar.

Demnach sollte bei Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen die Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge entweder auf Grund von Stoßfugenversagen oder Steindruckversagen begrenzt werden. Für das Versagen der Stoßfuge wird neben der Mörteldruckfestigkeit die Ausführungsqualität der Stoßfugen sowie die verwendete Mauersteinart berücksichtigt. Insgesamt können so hohe Festigkeitswerte für die Stoßfugenfestigkeit angesetzt werden. Es handelt sich dabei um einen realistischen Ansatz. Die Begrenzung des Steindruckversagens erfolgt nach Verhältniswerten bezüglich der Mauersteindruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge. Dabei dienten ebenfalls die in Tabelle 89 (im Anhang 16.4) dargestellten Faktoren als Referenz. Die für den Vorschlag übernommenen Verhältniswerte entsprachen dabei immer annähernd dem für die jeweilige Steinart angegebenen Mindestwert. Dieser Ansatz liegt damit auf der sicheren Seite, es werden insgesamt trotzdem noch realistische Festigkeitswerte für die Steindruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge erreicht. Es obliegt aber dem Nachweis Führenden auch höhere Verhältniswerte anzusetzen, insbesondere insofern die Steinlängsdruckfestigkeiten tatsächlich bekannt sind. Die so insgesamt erreichbare Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge mit vermörtelten Stoßfugen ist damit als realistisch zu bewerten.

Problematischer stellt sich der Sachverhalt für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen dar. Es wird ausgeführt, dass die Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge in dem Fall entweder auf Grund von Steindruckversagen oder aber Lagerfugenversagen begrenzt werden sollte. Für das Steindruckversagen wird der gleiche Nachweis wie bei Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen angesetzt, was bereits dargestellt wurde. Beim Lagerfugenversagen wird in [52] ähnlich wie in [87] davon ausgegangen, dass die Übertragung der Druckkräfte ausschließlich über die Lagerfugen erfolgt und somit die Haftscherfestigkeit des verwendeten Mörtels den begrenzenden Faktor darstellt. In den Nachweis geht damit die Haftscherfestigkeit des Mörtels, das Überbindemaß und die Druckspannung senkrecht zur Lagerfuge ein. Unterstellt man ein Mauerwerk mit geringen Auflasten und ein übliches Überbindemaß von 0,5 h_u, unter einer Ausführung in Dünnbettmörtel, so verbleibt in dem Fall eine rechnerische Bemessungsmauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge von gerade noch 0,07 N/mm². Mit diesem Wert ist kein realistischer Nachweis mehr möglich, insbesondere nicht für bewehrtes Mauerwerk.

Nun zeigen insbesondere die eigenen durchgeführten Biegeversuche (siehe Abschnitt 5), dass auch bei Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen eine relevante Steindruckfestigkeit vorhanden sein muss. Die Beschränkung lediglich auf die Haftscherfestigkeit des Mörtels unterbewertet die Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge in dem Fall deutlich und wird den eigentlichen Gegebenheiten damit nicht hinreichend gerecht. Bei einem fachlich ausgeführten, knirsch verlegten Mauerwerk kann bei den heutigen hohen Maßhaltigkeiten der Steinfertigung von einem hohen prozentualen Anteil sich berührender Steine im Stoßbereich ausgegangen werden. Für diese Bereiche wäre dann wieder die Steindruckfestigkeit über die Steinlänge relevant.

Auch bei vermörtelten Stoßfugen wird von einem gewissen Anteil unvermörtelter Bereiche ausgegangen, bei welchem sich die Steine nicht berühren. In [52] wird dafür ein realistischer Wert von 0,6 in Ansatz gebracht. Unterstellt man bei Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen eine fachgerechte, knirsch verlegte Ausführung, so kann durchaus von einem Anteil von 50 % Kontakt der Steine im Stoßfugenbereich ausgegangen werden. Insofern ist der in DIN EN 1996-1-1/NA [2] festgelegte zusätzliche Abminderungswert von 0,5 für die Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge durchaus ein realistischer Ansatz, sowohl für unvermörtelte als auch vermörtelte Stoßfugen.

Hinzu kommt die Tatsache, dass sich die Stoßfugen mit stärkerer Krafteinwirkung zunehmend schließen. D. h. es ist realistisch von einem gerissenen Zustand II im Mauerwerk auszugehen. Nach dem Schließen noch offener Stoßfugen steht dann wieder die volle Steinlängsdruckfestigkeit zur Verfügung. Verformungen und lokale Verbundzerstörungen können beim Tragverhalten von Mauerwerk in Kauf genommen werden, solange das Gesamtgefüge Mauerwerkswand den Einwirkungen widerstehen kann.

Betrachtet man die Versuchsergebnisse (aus [87]) für Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge Tabelle 90 und Tabelle 91 (Anhang 16.4), wäre es unschlüssig, von einem reinen Versagen der Haftscherfestigkeit auszugehen. Das kann so nicht aus den dargestellten Versuchen abgeleitet werden. Insgesamt gibt es nur 6 Versuche mit unvermörtelter Stoßfuge, hierbei ist zunächst eine relativ hohe Ergebnisstreuung bemerkenswert. In der Folge werden die 6 relevanten Versuche näher betrachtet.

01 HLzB-12-0,8-NMIIa (Tabelle 91 (Anhang 16.4): Es werden ein Verhältniswert der Mauersteindruckfestigkeit von 0,18 und ein Verhältniswert der Mauerwerksdruckfestigkeit von 0,12 angegeben. Auffällig ist hier schon der geringe Abstand der Werte zueinander. Mindert man den Wert der Mauersteinlängsdruckfestigkeit – wie es gem. Glg. (37) gefordert ist – um 50 %, ergibt sich für den Fall ein Wert von 0,09, welcher noch unterhalb des Versuchswertes von 0,12 liegt. Insoweit ist Glg. (37) hier als hinreichend zu bewerten. Würde man hier gem. [52] vorgehen, hätte sich mit der Steingeometrie und Mörtelhaftscherfestigkeit ein Wert von 0,09 N/mm² für die Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge ergeben. Dies würde nur rund 8 % des real getesteten Wertes entsprechen, womit eine deutliche Unterbewertung vorliegen würde.

02 KSL-12-1,4-NMIIa Tabelle 91 (Anhang 16.4): Es werden ein Verhältniswert der Mauersteindruckfestigkeit von 0,37 und ein Verhältniswert der Mauerwerksdruckfestigkeit von 0,22 angegeben. Auffällig ist auch hier der Abstand der Werte zueinander. Mindert man den Wert der Mauersteinlängsdruckfestigkeit – wie es gem. Glg. (37) gefordert ist – um 50 %, ergibt sich für den Fall ein Wert von 0,19, welcher noch unterhalb des Versuchswertes von 0,22 liegt. Insoweit ist Glg. (37) hier als hinreichend zu bewerten. Würde man hier gem. [52] vorgehen, hätte sich mit der Steingeometrie und Mörtelhaftscherfestigkeit ein Wert von 0,11 N/mm² für die Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge ergeben. Dies würde nur rund 8 % des real getesteten Wertes entsprechen, womit eine deutliche Unterbewertung vorliegen würde.

03 KSL-12-1,4-DM Tabelle 91 (Anhang 16.4): Es werden ein Verhältniswert der Mauersteindruckfestigkeit von 0,37 und ein Verhältniswert der Mauerwerksdruckfestigkeit von 0,24 angegeben. Auffällig ist auch hier der Abstand der Werte zueinander. Mindert man den Wert der Mauersteinlängsdruckfestigkeit – wie es gem. Glg. (37) gefordert ist – um 50 %, ergibt sich für den Fall ein Wert von 0,19, welcher noch unterhalb des Versuchswertes von 0,24 liegt. Insoweit ist Glg. (37) hier als hinreichend zu bewerten. Würde man hier gem. [52] vorgehen, hätte sich mit der Steingeometrie und Mörtelhaftscherfestigkeit ein Wert von 0,14 N/mm² für die Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge ergeben. Dies würde nur rund 6 % des real getesteten Wertes entsprechen, womit eine deutliche Unterbewertung vorliegen würde.

04 KSL-12-1,4-NMIII Tabelle 91 (Anhang 16.4): Es werden ein Verhältniswert der Mauersteindruckfestigkeit von 0,37 und ein Verhältniswert der Mauerwerksdruckfestigkeit von 0,28 angegeben. Auffällig ist auch hier der Abstand der Werte zueinander. Mindert man den Wert der Mauersteinlängsdruckfestigkeit – wie es gem. Glg. (37) gefordert ist – um 50 %, ergibt sich für den Fall ein Wert von 0,19, welcher noch unterhalb des Versuchswertes von 0,28 liegt. Insoweit ist Glg. (37) hier als hinreichend zu bewerten. Würde man hier gem. [52] vorgehen, hätte sich mit der Steingeometrie und Mörtelhaftscherfestigkeit ein Wert von 0,14 N/mm² für die Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge ergeben. Dies würde nur rund 8 % des real getesteten Wertes entsprechen, womit eine deutliche Unterbewertung vorliegen würde.

05 3K-Hbl-4-0,9-NMIIa Tabelle 91 (Anhang 16.4): Es werden ein Verhältniswert der Mauersteindruckfestigkeit von 0,72 und ein Verhältniswert der Mauerwerksdruckfestigkeit von 0,49 angegeben. Auffällig ist auch hier der Abstand der Werte zueinander. Mindert man den Wert der Mauersteinlängsdruckfestigkeit – wie es gem. Glg. (37) gefordert ist – um 50 %, ergibt sich für den Fall ein Wert von 0,36, welcher noch unterhalb des Versuchswertes von 0,49 liegt. Insoweit ist Glg. (37) hier als hinreichend zu bewerten. Würde man hier gem. [52] vorgehen, hätte sich mit der Steingeometrie und Mörtelhaftscherfestigkeit ein Wert von 0,19 N/mm² für die

Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge ergeben. Dies würde nur rund 11 % des real getesteten Wertes entsprechen, womit eine deutliche Unterbewertung vorliegen würde.

06 KS-20-1,8-DM Tabelle 90 (Anhang 16.4): Es werden ein Verhältniswert der Mauersteindruckfestigkeit von 0,96 und ein Verhältniswert der Mauerwerksdruckfestigkeit von 0,04 angegeben. Hier liegt ein deutlicher Abstand der Werte zueinander vor. Mindert man den Wert der Mauersteinlängsdruckfestigkeit – wie es gem. Glg. (37) gefordert ist – um 50 %, ergibt sich für den Fall ein Wert von 0,48, welcher deutlich oberhalb des Versuchswertes von 0,04 liegt. Insoweit wäre Glg. (37) hier nicht als hinreichend zu bewerten. Würde man hier gem. [52] vorgehen, hätte sich mit der Steingeometrie und Mörtelhaftscherfestigkeit ein Wert von 0,37 N/mm² für die Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge ergeben. Dies würde rund 60 % des real getesteten Wertes entsprechen.

Zu hinterfragen ist, ob bei den Versuchen gleiche Abbruchschranken für die Druckfestigkeitsbestimmung galten. Evtl. wurden bei einigen Versuchen gewisse Kraftabfälle zugelassen. Aus den eigenen Versuchen ist bekannt, dass sich bei Steinen mit Lochung oder rauer Oberfläche eine stetigere Kraft-Verformungskurve ergibt, wohingegen glatte Steine zu starken temporären Kraftabfällen neigen. Auch der Einfluss der Steingeometrie und Maßhaltigkeit wird nicht hinreichend betrachtet. So wurde bei Nr. 06 als einziges ein kleinformatiger Stein mit geringer Wanddicke (11,5 cm) untersucht. Bei den anderen Versuchen kamen Plansteine mit Wanddicke 24 cm zum Einsatz.

Festzuhalten bleibt, dass nur einer von sechs auswertbaren Versuchen mit unvermörtelter Stoßfuge deutlich negativ abweicht. Bei 5 von 6 Versuchen handelt es sich offensichtlich nicht um ein reines Versagen der Haftscherfestigkeit in der Lagerfuge. Auf dieser Basis solch enorme Abminderungen, wie in [52] dargestellt, einzuführen, wäre damit deutlich verfrüht. Der aktuelle Ansatz gem. Gleichung (37), bei welchem die tatsächliche Steinlängsdruckfestigkeit eingeht und eine zusätzliche Abminderung von 50 % für die Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge zu berücksichtigen ist, kann als zunächst hinreichend betrachtet werden. Grundsätzlich sollten aber weitere Vergleichsversuche bezüglich der Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge mit vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen durchgeführt werden, um so die Datenbasis zu vergrößern und die Erkenntnislage zu verdichten. Erst danach sollte über eine Anpassung der aktuellen Normung nachgedacht werden.

3.3.9 Erddruck

3.3.9.1 Vorbemerkungen

Der Erddruckansatz lässt sich mittels DIN 4085:2017-08 [41] genau bestimmen. Grundsätzlich wird zwischen Erdruhedruck, aktivem Erddruck und passivem Erddruck unterschieden. Beim passiven Erddruck handelt es sich um den möglichen Erdwiderstand. Er beschreibt den möglichen Erddruck, der sich infolge von Bodeneigenlast, Auflasten und sonstigen Einwirkungen auf eine Wand einstellt, wenn im Boden Pressungen bis zur vollständigen Mobilisierung der Scherfestigkeit auftreten. Dieser Fall ist für das vorliegende Vorhaben nicht relevant. Der Erdruhedruck beschreibt den Erddruck, der auf eine unverschiebliche Wand einwirkt. Beim aktiven Erddruck handelt es sich um den kleinstmöglichen Erddruck, der sich infolge von Bodeneigenlast, Auflasten und sonstigen Einwirkungen auf eine Wand einstellt, wenn durch Bewegungen von Wand und Boden Entspannungen im Boden bis zur vollständigen Mobilisierung der Scherfestigkeit auftreten. Diese Entspannungen können nur entstehen, wenn sich die entgegenstehende Konstruktion durch die Krafteinwirkung hinreichend verformt. So ergibt sich zusätzlich der erhöhte aktive Erddruck, ein höherer Erddruck als der aktive Erddruck, der anzusetzen ist, wenn die zu erwartenden Bewegungen zwischen Boden und Wand nicht ausreichen, um den Grenzzustand des aktiven Erddrucks auszulösen oder um ihn während der gesamten Nutzungszeit des Bauwerks zu erhalten. DIN 4085 unterscheidet zwischen nachgiebiger, wenig nachgiebiger, annähernd unnachgiebiger

und unnachgiebiger Konstruktion. Kellerwände werden dort als annähernd unnachgiebig eingestuft. Es handelt sich demnach um Konstruktionen, die unter Erddruckbelastung anfänglich geringfügig nachgeben, sich dann aber nicht mehr verformen können oder dürfen. Eine Differenzierung nach unterschiedlichen Baustoffen, z. B. Mauerwerk oder Stahlbeton, erfolgt nicht. Für diesen annähernd unnachgiebigen Fall ergibt sich der erhöhte aktive Erddruck, zu 50 % aus Erdruhedruck und 50 % aus aktivem Erddruck.

Die maßgebenden Erddruckbeiwerte für Erdruhedruck und aktiven Erddruck ergeben sich aus den Eingangsparametern Reibungswinkel des Bodens, Wandneigung, Geländeneigung und Reibungswinkel der Wand. Für den aktiven Erddruck können zusätzlich Einflüsse aus Kohäsion berücksichtigt werden. Mittels der Erddruckbeiwerte, der Anschüttungshöhe, der Bodenwichte und der Oberflächenlasten kann der einwirkende Erddruck errechnet werden.

Die geometrischen Bedingungen und die Bodenwichte stellen einfache Randbedingungen dar, die als gegeben betrachtet werden können. Anders verhält es sich dagegen bei Bodenreibungswinkel und Kohäsion. Da die Kohäsion bei den üblichen Böden, welche zur Verfüllung genutzt werden, zum Teil relativ klein ist und deren Größe außerdem vom Wassergehalt (der baupraktisch nicht immer der gleiche sein kann) abhängt, wird sie häufig auf der sicheren Seite liegend bei Nachweisen von vorn herein nicht berücksichtigt. Durch diese Nichtberücksichtigung (so auch im aktuellen Nachweis von Kellerwänden, siehe 3.3.1) entstehen zusätzliche Reserven auf der Einwirkungsseite.

Von wesentlicher Bedeutung ist allerdings der Reibungswinkel des Bodens. Dieser lässt sich mittels Laboruntersuchungen bestimmen. In der Praxis wird aber nicht für jeden Boden der Reibungswinkel labortechnisch bestimmt, daher wird häufig, auf der sicheren Seite liegend, für einen locker gelagerten gleichkörnigen Sand ein relativ kleiner Reibungswinkel von ca. 30° in Ansatz gebracht. Dieser Reibungswinkel liegt auch dem Nachweis nach dem vereinfachten Verfahren zu Grunde ([5]). Zu erwähnen ist, dass diese Böden häufig wesentlich größere Reibungswinkel von bis zu 40° aufweisen. Hier liegen somit noch große Sicherheiten auf der Einwirkungsseite, da dieser Unterschied im Reibungswinkel nahezu eine Halbierung des Erddruckansatzes zur Folge haben könnte.

Als Sonderfall wird außerdem der Verdichtungserddruck definiert. Wobei es bei lagenweisem Einbau mit intensiver Verdichtung zum Anwachsen des Erddrucks über den Erddruck aus der Eigenlast des Bodens hinaus kommt. Die resultierende Erddruckfigur ergibt sich dabei zu einer Trapezform (vgl. dazu BROMS [53]).

Alle folgenden Ausführungen sind der DIN 4085:2017-08 [41] entnommen.

3.3.9.2 Aktiver Erddruck

Das Bild 11 zeigt die der Erddruckberechnung zugehörigen Bezeichnungen.

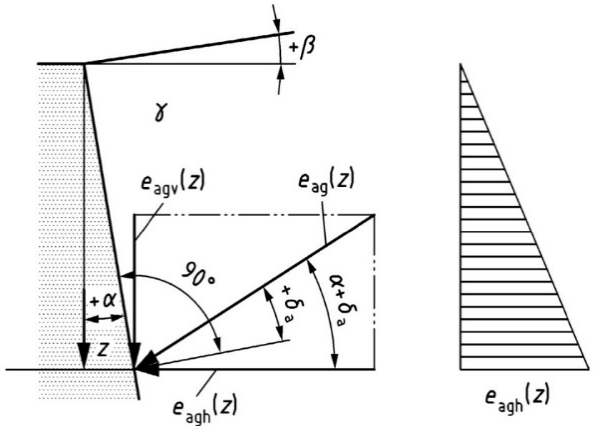


Bild 11 Bezeichnungen bei der Ermittlung des aktiven Erddrucks (aus [41])

Der aktive Erddruck errechnet sich aus Bodeneigengewicht, großflächigen Gleichlasten und Kohäsion, wie in der folgende Gleichung (38) dargestellt wird:

$$e_a = e_{ag} + e_{ap} + e_{ac} \quad (38) \quad .$$

Der Horizontalanteil errechnet sich gemäß Glg. (39), der Vertikalanteil aus Glg. (40):

$$e_{ah} = e_a \cdot \cos(\alpha + \delta_a) \quad (39) \quad .$$

$$e_{av} = e_{ah} \cdot \tan(\alpha + \delta_a) \quad (40) \quad .$$

Der horizontale Erddruckanteil aus Bodeneigengewicht über die Tiefe ergibt sich nach Glg. (41):

$$e_{agh} = \gamma \cdot z \cdot K_{agh} \quad (41) \quad .$$

Der horizontale Erddruckanteil aus großflächigen Gleichlasten errechnet sich nach Glg. (42):

$$e_{aph} = p_v \cdot K_{aph} \quad (42) \quad .$$

Der horizontale Erddruckanteil aus Kohäsion errechnet sich nach Glg. (43):

$$e_{ach} = c \cdot K_{ach} \quad (43) \quad .$$

Der Beiwert für den horizontalen Erddruckanteil aus Bodeneigengewicht wird mit Glg. (44) ermittelt:

$$K_{agh} = \left[\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{cos\ \alpha \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}}\right)} \right]^2 \quad (44) \quad .$$

Der Gleitflächenwinkel für den aktiven Erddruck aus Bodeneigengewicht errechnet sich mit Glg.(45):

$$\vartheta_{ag} = \varphi + arctan\left(\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\sin(\varphi - \alpha) + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\varphi - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}}} \right) \quad (45) \quad .$$

Der Beiwert für den horizontalen Anteil aus großflächigen Gleichlasten wird mit Glg. (46) ermittelt:

$$K_{aph} = \frac{cos\ \alpha \cdot cos\ \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \cdot K_{agh} \quad (46) \quad .$$

Der Beiwert für den horizontalen Anteil aus Kohäsion wird mit Glg. (47) ermittelt:

$$K_{ach} = \frac{2 \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot \cos\varphi \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}{[1 + \sin(\varphi + \alpha + \delta_a - \beta)] \cdot \cos\alpha} \quad (47) \quad .$$

Für den Fall α = β = δa = 0 können die vorgenannten Gleichungen wie folgt vereinfacht werden:

$$K_{agh} = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = tan^2(45° - \frac{\varphi}{2}) \quad (48) \quad .$$

$$K_{aph} = K_{agh} \quad gilt\ auch\ f\ddot{u}r\ \beta \neq 0 \quad (49) \quad .$$

$$K_{ach} = 2 \cdot \sqrt{K_{agh}} \quad (50) \quad .$$

$$\vartheta_{ag} = 45° + \frac{\varphi}{2} \quad (51) \quad .$$

Mindesterddruck

Bei bindigen Böden mit Kohäsion ist zu untersuchen, ob der Mindesterddruck oder derjenige welcher mittels der charakteristischen Kenngrößen Reibungswinkel und Kohäsion ermittelt wird (rechnerische Zugspannungen sind dabei zu null zu setzen) maßgebend ist. Für den Mindesterddruck ist mit einem Reibungswinkel von 40° unter Ansatz von null Kohäsion zu rechnen. Als maßgebend ist die größere Erddruckresultierende zu betrachten.

Erddruckverteilung und Wandbewegung

Der Erddruckkörper wird für die Berechnungen meist in guter Näherung zur Realität als linear mit der Tiefe ansteigend betrachtet. Es ergibt sich eine dreieckige Druckfigur. Genau genommen würde sich diese Figur aber nur bei am Kopfpunkt ausweichenden Konstruktionen ergeben. Bei einer sich durchbiegenden Kellerwand ergibt sich eher ein nichtlinearer Erddruckkörper, welcher im oberen und unteren Bereich stärker und im mittleren Bereich schwächer ausgeprägt ist [53]. Dieser Unterschied ist für die Betrachtungen von Kellerwänden durchaus relevant. DIN 4085:2017-08 [41] unterscheidet Erdruckverteilungen je nach zugrundeliegender Wandbewegung. Die Tabelle 92 im Anhang 16.5 zeigt diese Verteilungen. Für das vorliegende Projekt ist der Fall d) Durchbiegung relevant. Vereinfacht kann dabei von einer Gleichverteilung des Erddrucks über die Wandhöhe ausgegangen werden.

Ferner zeigt Tabelle 92 die Anhaltswerte der Wandbewegungen, welche für die Mobilisierung des aktiven Erddruckzustandes erforderlich sind. Demnach wäre für den Fall Durchbiegung und lockerer Lagerung der Anschüttung ein Verformungswert in Wandmitte von 4 bis 5 Promille erforderlich, um den aktiven Erddruckzustand herbeizuführen. Bei einer 2,7 m hohen Wand entspricht das etwa 10,8 bis 13,5 mm. Deutlich geringere Verformungen in Wandmitte sind bei dichter Lagerung erforderlich. In dem Fall wäre nur 1 bis 2 Promille zu erreichen. Bei einer 2,7 m hohen Wand entspricht das etwa 2,7 bis 5,4 mm.

3.3.9.3 Erdruhedruck

Es handelt sich bei Erdruhedruck um den Erddruck, der sich auf eine vollständig unverschiebliche Wand einstellt. Auf Grund der fehlenden Wandverschiebung ist keine Aktivierung der Kohäsion möglich und sie wird nicht bei der Berechnung angesetzt. Im einfachsten Fall, bei waagerechtem Gelände und senkrechter Wand, darf der Erdruhedruck in der Tiefe z horizontal angenommen und nach der folgenden Gleichung (52) ermittelt werden:

$$e_{0gh} = \gamma \cdot z \cdot (1 - \sin\varphi) \quad (52) \quad .$$

Für den allgemeinen Fall kann der Beiwert für den horizontalen Erdruhedruckanteil aus Bodeneigengewicht mit der folgenden Gleichung (53) berechnet werden (vgl. [55]):

$$K_{0gh} = K_1 \cdot f \cdot \frac{1 + \tan\alpha_1 \cdot \tan\beta}{1 + \tan\alpha_1 \cdot \tan\delta_0} \quad (53) \quad .$$

$$K_1 = \frac{\sin\varphi - sin^2\varphi}{\sin\varphi - sin^2\beta} \cdot cos^2\beta$$

$$\tan\alpha_1 = \sqrt{\frac{K_1}{1 + K_1 \cdot tan^2\beta}}$$

$$f = 1 - |\tan\alpha \cdot \tan\beta|$$

Der Beiwert für den horizontalen Anteil aus großflächigen Gleichlasten wird mit Glg. (54) ermittelt:

$$K_{0ph} = \frac{cos\ \alpha \cdot cos\ \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \cdot K_{0gh} \quad (54) \quad .$$

Der horizontale Erdruhedruckanteil aus Bodeneigengewicht über die Tiefe ergibt sich nach Glg. (55):

$$e_{0gh} = \gamma \cdot z \cdot K_{0gh} \quad (55) \quad .$$

Der horizontale Erdruhedruckanteil aus großflächigen Gleichlasten errechnet sich nach Glg. (56):

$$e_{0ph} = p_v \cdot K_{0ph} \quad (56) \quad .$$

3.3.9.4 Erhöhter aktiver Erddruck

Der aktive Erddruck kann sich nur bei einer nachgiebigen Stützkonstruktion ergeben. Bei unnachgiebigen Stützkonstruktionen ergibt sich der Erdruhedruck. Für alle dazwischen liegenden Fälle ergibt sich der erhöhte aktive Erddruck in Abhängigkeit von der Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion. Je nach Nachgiebigkeit ergeben sich Verhältniswerte zwischen Erdruhedruck und aktiven Erddruck, woraus sich der anzusetzende erhöhte aktive Erddruck ergibt. Tabelle 95 im Anhang 16.5 stellt verschiedene Fälle des Erddruckansatzes in Abhängigkeit von der Wandnachgiebigkeit bei Dauerbauwerken dar und gibt Verhältniswerte für Erdruhedruck und aktivem Erddruck vor.

3.3.9.5 Erddruck aus vertikalen Linien- und Streifenlasten

Mit der folgenden Glg. (57) lässt sich der Horizontalanteil der zusätzlichen Erddruckkraft aus einer vertikalen Linienlast, für den Fall, dass die Gleitflächenneigung dem Fall bei Bodeneigengewicht entspricht, bestimmen:

$$E_{aVh} = V \cdot \frac{\sin(\vartheta_{ag} - \varphi) \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}{\cos(\vartheta_{ag} - \varphi - \delta_a - \alpha)} \quad (57) \quad .$$

Sollte die Auflast größer sein als 10 % des Gleitkeileigengewichtes, müssen auch andere Gleitflächenwinkel untersucht werden. Die Gesamterddruckkraft ist dabei durch Variation des Gleitflächenwinkels zu ermitteln, maßgebend ist die größte Resultierende. Für eine vertikale Wand und ebener Geländeoberfläche kann der Horizontalanteil der Erddruckresultierenden mit Glg. (58) ermittelt werden. Der Kohäsionsanteil lässt sich mit Glg. (59) bestimmen. Die Erddruckkraft in Folge einer Auflast kann mit Glg. (60) errechnet werden:

$$E_{ah\vartheta} = \left(G + V + p_v' \cdot b_p\right) \cdot \frac{\sin(\vartheta - \varphi) \cdot \cos\delta_a}{\cos(\vartheta - \varphi - \delta_a)} \quad (58) \quad .$$

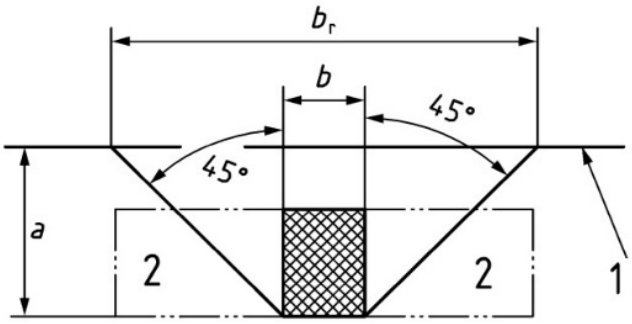
$$E_{ach\vartheta} = -c \cdot h \cdot \frac{\cos\varphi \cdot \cos\delta_a}{\cos(\vartheta - \varphi - \delta_a) \cdot \sin\vartheta} \quad (59) \quad .$$

$$E_{aph} = E_{ah\vartheta} - E_{agh} \quad (60) \quad .$$

Die Tabelle 96 im Anhang 16.5 zeigt mögliche Größen und Verteilungen des aktiven Erddrucks aus begrenzten Auflasten.

Verteilung einer im Grundriss begrenzten Auflast

Für im Grundriss begrenzte Auflasten, die innerhalb des aktiven Gleitkeils aus Bodeneigengewicht angreifen, kann eine Ersatzstreifenlast, wie auf Bild 12 dargestellt, gleichmäßig verteilt angesetzt werden.



1 Wand
2 Ersatzstreifenlast
$b_r = b + 2 \cdot a$

Bild 12 Horizontale Verteilung einer begrenzten Auflast (aus [41])

3.3.9.6 Räumlicher aktiver Erddruck

Bei schmalen Wänden darf der räumliche Spannungszustand im Boden bei der Ermittlung des aktiven Erddrucks, mittels Abminderungsformbeiwerten, berücksichtigt werden.

Der Formbeiwert für den räumlichen aktiven Erddruck ergibt sich nach Gleichung (61):

$$\mu_{agh} = \mu_{aph} = 1 - \frac{2}{\pi} \cdot arctan\left(\frac{\varphi \cdot z}{2 \cdot b}\right) \quad (61) \quad .$$

Der räumliche Erddruck in der Tiefe z wird mit Gleichung (62) errechnet:

$$e_{ah}^{r} = \mu_{agh} \cdot e_{agh} + \mu_{aph} \cdot e_{aph} + e_{ach} \quad (62) \quad .$$

Die Formbeiwerte für den resultierenden aktiven Erddruck ergeben sich nach Glg. (63) und (64):

$$\mu_{agh}^{(res)} = 1 - \frac{2}{\pi} \cdot \left[\left(1 + \frac{1}{\left(\frac{\varphi \cdot h}{2 \cdot b}\right)^2} \right) \cdot \arctan\left(\frac{\varphi \cdot h}{2 \cdot b}\right) - \frac{1}{\frac{\varphi \cdot h}{2 \cdot b}} \right] \quad (63) \quad .$$

$$\mu_{aph}^{(res)} = \left(1 - \frac{2}{\pi} \cdot \arctan\left(\frac{\varphi \cdot h}{2 \cdot b}\right)\right) + \frac{1}{\frac{\varphi \cdot h}{2 \cdot b} \cdot \pi} \cdot \ln\left(1 + \left(\frac{\varphi \cdot h}{2 \cdot b}\right)^2\right) \quad (64) \quad .$$

Die räumliche Erddruckkraft ergibt sich nach Gleichung (65):

$$E_{ah}^{r} = \mu_{agh}^{(res)} \cdot E_{agh} + \mu_{aph}^{(res)} \cdot E_{aph} + E_{ach} \quad (65) \quad .$$

Alle Gleichungen für die Formbeiwerte gelten für $\alpha = \beta = \delta_a = 0$ und in davon abweichenden Fällen nur näherungsweise.

3.3.9.7 Verdichtungserddruck

Bei lagenweisem Einbau des Bodens mit Verdichtung kommt es zum Anwachsen des Erddrucks über den aktiven Erddruck, erhöhten aktiven Erddruck bzw. den Erdruhedruck aus dem vorhandenen Bodeneigengewicht hinaus. Die Erddruckzunahme ergibt sich annähernd wie auf Bild 13 gezeigt. Die Tabelle 93 im Anhang 16.5 zeigt Ansätze für e_{vh} und z_a je nach Verdichtungsgrad.

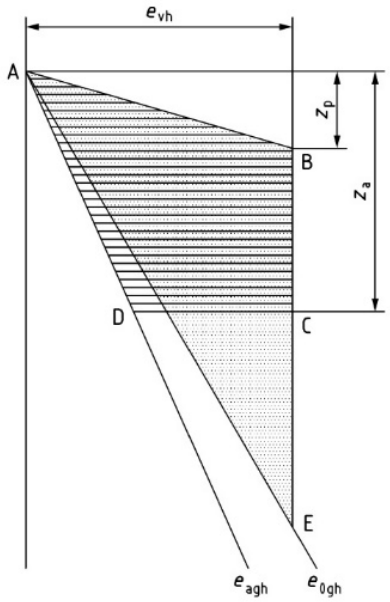


Bild 13 Theoretische Verteilung Verdichtungserddruck (aus [41])

Die Fläche ABCD stellt den Verdichtungserddruck im aktiven Zustand dar, die Fläche ABE den im Erdruhedruckzustand. Mittels Glg. (66) kann z_p berechnet werden:

$$z_p = \frac{e_{vh}}{\gamma \cdot K_{pgh}(\delta_p = 0)} \quad (66) \quad .$$

Der Beiwert für den horizontalen Erddruckanteil aus Bodeneigengewicht für den passiven Erddruck K_{pgh} errechnet sich für dem Sonderfall $\alpha = \beta = \delta p = 0$ gem. Glg. (67):

$$K_{pgh} = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} = tan^2(45° + \frac{\varphi}{2}) \quad (67) \quad .$$

3.3.9.8 Silodruck

Bei gegenüberliegenden Wänden mit geringem Abstand ist der Erddruck ab einer bestimmten Tiefe unter der Oberfläche des Bodens geringer als bei einseitig unbegrenztem Hinterfüllungsraum (siehe Bild 14). Dies spielt hier nur für den Großversuchsaufbau und die dortige Berechnung des Erddrucks eine Rolle. Im aktiven Zustand beginnt sich ein Silodruck etwa ab der Bedingung (68) einzustellen. D. h. die Gleitfläche tritt nicht an der Oberfläche aus, sondern trifft auf die gegenüberliegende Wand.

$$z > b \cdot \tan\vartheta_{ag} \quad (68) \quad .$$

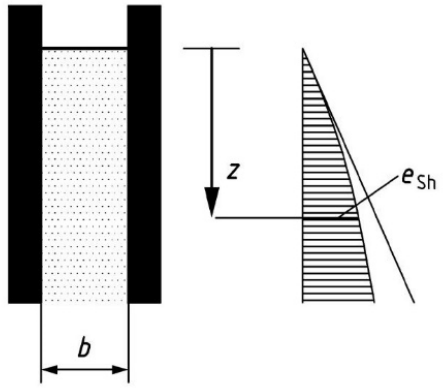


Bild 14 Prinzip Silodruck (aus [41])

3.3.9.9 Erddruckansatz

Zum Ansatz des Erddrucks auf Kellerwände gibt es derzeit keine einheitliche Meinung. Zwar ist der Erddruckansatz gem. DIN 4085 [41] zu berechnen, strittig ist jedoch, ob die Verformungen des Kellermauerwerkes ausreichen, damit der im Vergleich zum Erdruhedruck geringere aktive Erddruck angesetzt werden kann. Bisher wurde in der Praxis in der Regel vom aktiven Erddruck für den Nachweis von Kellerwänden ausgegangen. Denn auch dem vereinfachten Nachweisverfahren von Kellermauerwerk gemäß DIN EN 1996-1-3 liegt ein Ansatz mit aktivem Erddruck zu Grunde. Auch in der ursprüngliche Arbeit von MANN/BERNHARDT [83] und deren Übertragung auf das Teilsicherheitskonzept durch VASSILEV/JÄGER [66] wird der aktive Erddruck herangezogen. Dieser Ansatz ist nicht konsistent zu der Einstufung von Kellerwänden gemäß DIN 4085 als annähernd unnachgiebige Konstruktionen, welche einen erhöhten aktiven Erddruck für den Erddruckansatz nach sich ziehen würden.

Allerdings zeigten VASSILEV/JÄGER bereits bei der Übertragung auf das Teilsicherheitskonzept [66], dass im aktuellen Nachweis ausreichend Reserven vorhanden sind, um auch einem erhöhten aktiven Erddruck jederzeit widerstehen zu können.

Ferner wies VASSILEV in seiner Arbeit zum Verformungsverhalten von Kellerwänden unter Berücksichtigung des tatsächlichen Materialverhaltens [65] für gemauerte Kelleraußenwände rechnerisch Verformungen nach, welche hinreichend sind, um den aktiven Erddruckzustand zu erreichen.

Zum Teil werden aber auch Schadensbilder (z. B. Schubversagen in den Lagerfugen, Schubversagen von Ziegeln, Knicken der Wände, Rissbildungen) beschrieben und auf einen zu geringen Erddruckansatz beim Nachweis der Kellerwände zurück geführt, siehe z. B. ACKERMANN/ KNOBLOCH [50]. Dort wird auch gefordert den Erdruhedruck für die Bemessung heranzuziehen. Dass sich Verformungen und damit Minderungen des Erddruckes einstellen, ist allerdings eine Tatsache. Daher wäre ein grundsätzlicher Ansatz des Erdruhedruckes nicht zweckmäßig.

Die derzeitigen Nachweise gemäß [1] und [5] entsprechen dem aktuellen Stand der Technik und weisen erddruckbelastete Kellerwände mit Reserven nach.

Zu bemerken ist allerdings, dass die heutige Entwicklung hin zu immer dickeren Mauerwerk, um die strengen Dämmwerte erreichen zu können, andere Verformungszustände hervorrufen kann als es beim früher üblichen, dünneren Mauerwerk war. Bei dickerem Mauerwerk könnten sich durchaus geringere Verformungen einstellen, die nicht geeignet wären den vollständigen aktiven Erddruckzustand hervor zu rufen. Dahingehend müssen weitere Untersuchungen erfolgen. Dieses Forschungsvorhaben wird einen Beitrag dazu leisten können.

In älteren Untersuchungen durch BROMS [53] konnten an gemauerten erddruckbelasteten Kellerwänden hinreichend große Verformungen nachgewiesen werden, dass sich der aktive Erddruck einstellen kann. Allerdings fanden diese Untersuchungen an relativ schlankem leicht verformbarem Mauerwerk statt, weshalb es nicht für alle Anwendungsfälle als repräsentativ heran gezogen werden kann. BROMS weist in seiner Arbeit auch darauf hin, dass sich bei steiferem Mauerwerk eher der Erdruhedruck einstellt und somit für die Bemessung relevant wird. Bei der Grenzverformung für das Erreichen des aktiven Erddruckzustandes wird zwischen verdichteter und unverrichteter Hinterfüllung unterschieden. Die Grenzverformung beträgt demnach 1 ‰ der Wandhöhe bei verdichteter Hinterfüllung und 2 ‰ der Wandhöhe bei unverdichteter Hinterfüllung. Diese Werte gelten für Wiederauffüllmaterial aus Kies oder Sand. Für eine 2,5 m hohe Kellerwand beträgt die notwendige Durchbiegung zum Erreichen des aktiven Erddrucks somit ~ 2,5 mm bei verdichteter Hinterfüllung und ~ 5 mm bei unverdichteter Hinterfüllung. Um Durchbiegungen in dieser Größenordnung zu erhalten, muss es sich somit um ein relativ biegeweiches Mauerwerk mit geringem Elastizitätsmodul handeln.

MECKELBURG führte ebenfalls Untersuchungen am Großmodell durch [79]. Diese Untersuchungen erfolgten an relativ schlanken (15 cm) Stahlbetonfertigteilen der WBS 70 für den Einsatz im

Kellerbereich. In diesem Fall konnten nur relativ geringe Verformungen gemessen werden, die lediglich 15 % der Notwendigen für das Erreichen des aktiven Erddruckes entsprachen [78]. Somit lag der wirkende Erddruck bedeutend näher am Erdruhedruck als am aktiven Erddruck. Es erfolgte die Empfehlung, grundsätzlich den Erdruhedruck für die Bemessung heranzuziehen. Dies auch in dem Fall ausreichend großer Verformungen, da das Lockergestein nach der Verformung einen Konsolidierungsvorgang durchläuft, an dessen Ende sich ein Gleichgewichtszustand einstellen wird, der eher dem Erdruhedruck entsprechen würde.

Zu bemerken ist, dass eine Stahlbetonplatte ein wesentlich anderes (geringeres) Verformungsverhalten aufweist als es bei Mauerwerk der Fall ist. Daher sind diese Untersuchungen nicht in Gänze auf die Belange des Mauerwerkes übertragbar. Außerdem ist zu erwähnen, dass die Untersuchungen im Gebrauchszustand erfolgten. D. h. es wurde nicht bis zum Versagenszustand belastet. Da die Stahlbetonwand nicht weiter als bis zu späterer Gebrauchseinwirkung belastet wurde, konnten sich auch nicht die maximal möglichen Verformungen einstellen die möglich gewesen wären.

Ein weiterer zu berücksichtigender Einfluss (wenn auch nur temporär vorhanden) ergibt sich durch die notwendigen Verdichtungsarbeiten an der Hinterfüllung. Solche Einflüsse sollten im Idealfall durch temporäre Abstützungsmaßnahmen aufgenommen werden, da deren Berücksichtigung im statischen Normalfall zu einer deutlichen Überdimensionierung der Kelleraußenwände führen kann.

3.4 Faserarten

Im Bereich des Bauwesens haben sich derzeit im Schwerpunkt die zwei Materialien Kohlefaser und alkaliresistente Glasfaser für den Hochbau bewehrt. Daneben gibt es noch weitere mögliche Faserarten, die grundsätzlich für eine Anwendung geeignet sind. Die Tabelle 5 zeigt die wesentlichen Faserarten und deren Eigenschaften auf.

Tabelle 5 *Übersicht wesentlicher Faserarten (aus [64])*

Faser / Eigenschaften	AR-Glasfasern	Polypropylen-fasern	Aramidfasern	Carbonfasern
Zugfestigkeit [N/mm²]	1.000 ... 2.500	500 ... 1.500	2.400 ... 3.400	2.000 ... 4.000
Bruchdehnung [‰]	20 ... 40	150 ... 2.000	15 ... 45	10 ... 20
E-Modul [N/mm²]	70.000 ... 80.000	500 ... 5.000	120.000 ... 150.000	200.000 ... 300.000
Dichte [g/cm²]	2,40 ... 2,80	0,85 ... 0,95	1,35 ... 1,45	1,70 ... 1,90
Ausdehnungs-koeffizient [1/K]	$5{,}0 \cdot 10^{-6}$	nicht definierbar	$-3{,}5 \cdot 10^{-6}$	$-1{,}0 \cdot 10^{-7}$
Temperatur-beständigkeit *)	bis ~ 500 °C	bis ~ 120 °C	bis ~ 400 °C	bis ~ 3.000 °C
Chemische Resistenz	sehr gut	sehr gut	sehr gut	sehr gut
UV-Beständigkeit	sehr gut	gut, falls UV-stabilisiert	gering	sehr gut
Kriechen	gering unter Gebrauchslasten	starkes viskoela-stisches Verhalten	sehr gering	sehr gering
Alterung	bei allen Faserarten in Abhängigkeit von den vorhandenen Umweltbedingungen mehr oder weniger stark ausgeprägt			

Die erreichbaren Zugfestigkeiten hängen dabei stark vom Bewehrungsquerschnitt und der verwendeten Beschichtung ab. Die höchste Zugfestigkeit weist dabei ein einzelnes Filament auf. Ein Filamentbündel (Roving) wird eine deutliche geringere Zugfestigkeit erreichen können. Ursächlich dafür ist die relativ ungeordnete Lage der Filamente innerhalb des Rovings. So kommt es bei Krafteinleitung zu einer Ausrichtung der einzelnen Filamente und Spannungsspitzen. Bei Überschreitung der Zugfestigkeit führt das zum Versagen einzelner Filamente im Roving [64].

Die Polypropylenfasern weisen ein sehr geringes E-Modul auf und neigen zu starkem Kriechen. Daher ist deren Anwendung eher im Bereich textiler Baugrundbewehrung zu finden. Für eine Anwendung im Hochbaubereich sind sie auf Grund ihrer Eigenschaften eher ungeeignet.

Aramidfasern weisen dagegen deutlich bessere Eigenschaften auf. Ihr Einsatzbereich findet sich aber vor allem im Kurzfaserbereich zur Rissüberbrückung. Außerdem ist ihr Einsatz auf Grund des hohen Materialpreises baupraktisch begrenzt.

Ein weiteres, in Tabelle 5 nicht dargestelltes, Material ist die Basaltfaser. Ihre Leistungsdaten können im Bereich von AR-Glasfasern verortet werden. Allerdings weist diese Faser den geringsten Alterungswiderstand auf und ist zudem etwas teurer als die AR-Glasfaser. Daher spielt sie baupraktisch kaum eine Rolle.

Wesentlich häufiger kommt baupraktisch die AR-Glasfaser zum Einsatz. Sie verfügt über gute Festigkeitseigenschaften und einen im Vergleich zu anderen Materialien günstigeren Preis.

Problematisch bleibt allerdings auch bei der AR-Glasfaser die Alterung, welche im alkalischen Milieu beschleunigt wird. Bei einfachem E-Glas wird in alkalischen Medien das Glasnetzwerk stark abgebaut. Durch die Erhöhung des Zirkonoxidanteils auf maximal 20 Masseprozent wird eine deutlich höhere Resistenz gegen diesen Angriff erzielt. Das Produkt wird alkaliresistentes Glas genannt. Die Beschichtung der Textile erhöht zusätzlich die Alkaliresistenz und damit die Dauerhaftigkeit. Die beschichteten AR-Glas-Textile sind damit allerdings nicht gänzlich resistent gegenüber alkalischen Angriffen, lediglich der Widerstand dagegen wurde erhöht [54].

Die meisten gängigen Mörtel und Dünnbettmörtel sowie alle Betone basieren auf dem Zement als Bindemittel, wodurch immer ein mehr oder weniger starkes (je nach Zementanteil) alkalisches Milieu erzeugt wird. Darum muss die Alterung der Glasfasern berücksichtigt werden.

Untersuchungen in [54] prognostizieren die zu erwartenden langfristigen Festigkeitsverluste von polymergetränkten AR-Glas-Bewehrungen für eine Lebensdauer von 50 Jahren anhand eines Schalenmodells. Dabei wurden unterschiedliche Einflusskombinationen gewählt. Bild 15 zeigt einen Auszug daraus.

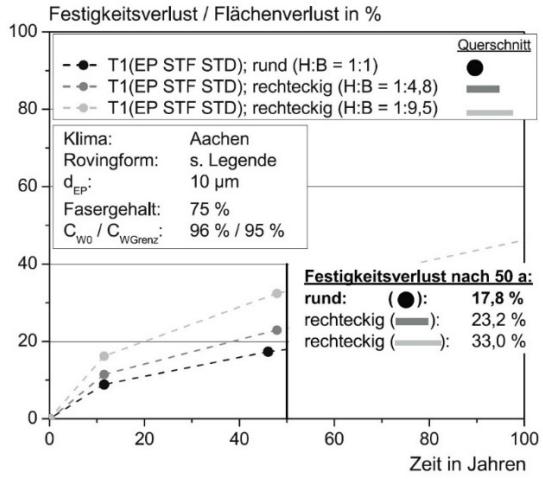


Bild 15 Modellierung des langfristigen Festigkeitsverlustes von polymergetränkten AR-Glas Bewehrungen mittels Schalenmodell mit variierender Rovinggeometrie, kalthärtender Epoxidharz [54]

Für besonders flache Rovings muss in diesem Fall demnach mit Festigkeitsverlusten im Bereich von 30 % für einen Zeitraum von 50 Jahren gerechnet werden. Unterstellt man eine Lebensdauer der Bauwerke von 100 Jahren könnten sogar Festigkeitsverluste im Bereich von 45 % erreicht werden.

Bezüglich der für die Dünnbettlagerfugen in Frage kommenden Textilgeometrie stellt dieser Umstand damit ein Problem dar, da für diese Anwendung eher flache Rovingformen in Frage kommen. Auf Grund der starken Einwirkungen aus Erddruck wird ein möglichst großer Bewehrungsquerschnitt benötigt. Somit ergeben sich für diesen Anwendungsfall damit eher flache und gleichzeitig breite Querschnitte, welche einem stärkeren Alterungsprozess unterliegen können. Für andere Anwendungen mit geringerer Krafteinwirkung, z. B. aus Windbeanspruchung, wären auch im Dünnbettbereich wieder annähernd runde bzw. quadratische Querschnitte möglich, für welche die Alterung dann nicht so stark eintritt.

Die Problematik der beschleunigten Alterung besteht bei Carbonfasern dagegen nicht. Hinzu kommt, dass die Carbonfaser von allen verfügbaren Faserarten die besten Eigenschaften (sehr hohe Zugfestigkeit, hohes Elastizitätsmodul, hohe Widerstandsfähigkeit) aufweist.

Als deutlicher Nachteil verbleibt der im Vergleich zur AR-Faser wesentlich höhere Preis.

Auf Grund der genannten Vorteile des CFK sowie der Nachteile des GFK wird im Textilbetonbereich im Wesentlichen auf Kohlefasertextile gesetzt. Aktuell wird zum Teil eher mit der Bezeichnung „Carbonbeton“ gearbeitet.

Welche Faserart gewählt werden sollte, ergibt sich somit im Wesentlichen aus der Beanspruchung und der damit einhergehenden Zugfestigkeitsanforderung sowie den Anforderungen an die Dauerhaftigkeit des Bauwerkes.

3.5 Textilbeton

3.5.1 Allgemeines

Die wesentlichen Erfahrungen mit Glasfaser- und Kohlefaserbewehrung lassen sich im Betonbau finden. Dort werden seit vielen Jahren Forschungen in diesem Bereich vorangetrieben. So gab es mehrere Sonderforschungsbereiche (528 und 532) in Dresden und Aachen. Daher gibt es bereits eine Vielzahl unterschiedlicher Gewebeformen, Strukturen, Rovingstärken und Beschichtungssysteme, die sich auch für die bewehrte Mauerwerkslagerfuge verwenden lassen. Allerdings lassen sich die im Betonbau entwickelten Kennwerte, Modelle und Erfahrungen nicht einfach auf das Mauerwerk übertragen, da sich Materialverhalten und Belastungsfall deutlich voneinander unterscheiden. Im Textilbeton sind die Textile großzügig im Beton eingebettet und mit ausreichender Betondeckung versehen, wohingegen eine Lagerfuge im Mauerwerk relativ dünn ausgeführt werden muss. Vom Belastungsverhalten her entspräche eher ein vollflächig aufgebrachtes Bewehrungstextil auf der Mauerwerksinnenseite dem Anwendungsfall aus dem Betonbau, eine Bewehrung in der Lagerfuge unterscheidet sich deutlich davon. Somit sind separate Untersuchungen an in der Lagerfuge bewehrtem Mauerwerk vorzunehmen und eigene Modelle abzuleiten. Die Notwendigkeit zur Bewehrung in der Lagerfuge ergibt sich aus dem bereits unter Abschnitt 1.1 angesprochenen Nutzerverhalten und der Gefahr des nachträglichen Einschlitzens einer vollflächig an der Mauerwerksinnenseite angebrachten textilen Bewehrung.

3.5.2 Verstärken mit Textilbeton

Ein wesentlicher Anwendungsfall textiler Bewehrung im Betonbau ergibt sich aus der Verstärkung bereits bestehender Betonbauteile. Dafür wurde im Dezember 2016 eine allgemeine

bauaufsichtliche Zulassung (Z-31.10-182 [88]) durch das Deutsche Institut für Bautechnik erlassen. In dieser werden alle wesentlichen Sachverhalte bezüglich des Verfahrens geregelt. Zusätzlich ist seit November 2016 eine Planermappe [90] zum Verstärken mit Textilbeton, herausgegeben durch die TUDAG Technische Universität Dresden AG, verfügbar. Bild 16 und Bild 17 zeigen den prinzipiellen Aufbau einer solchen Verstärkung sowie den entsprechenden Arbeitsablauf.

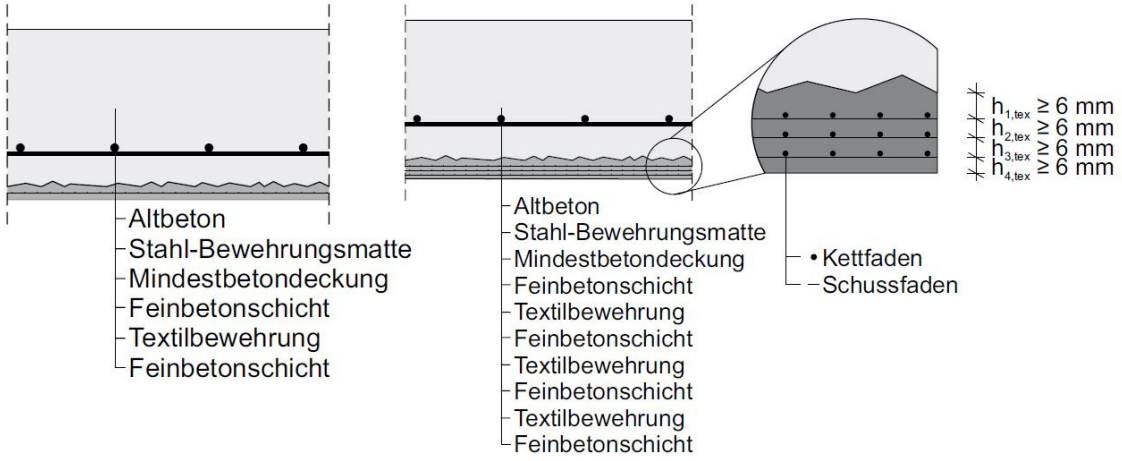


Bild 16 Schichtenaufbau von Carbonbetonverstärkung (aus [90])



Bild 17 Arbeitsablauf Carbonbetonverstärkung (aus [63])

Mit dem Verfahren ist es möglich, bis zu maximal vier Verstärkungsschichten auf bestehende Bauteile aufzubringen. Bild 16 links zeigt den Aufbau für eine Verstärkungsschicht. Rechts ist der Fall für mehrere Verstärkungsschichten dargestellt. Die aufgebrachte Schichtdicke beträgt je Verstärkungsschicht rund 6 mm. Im ersten Arbeitsschritt wird die Bestandsoberfläche gereinigt und vorbehandelt, darauf wird daran anschließend eine erste Schicht Feinbeton aufgetragen oder aufgespritzt. In den frisch aufgebrachten Feinbeton werden zugelassene Kohlefasertextile (TUDALIT-BZT1-TUDATEX; TUDALIT-BZT2-V.FRAAS) eingearbeitet und glatt gestrichen. Dieser Vorgang kann entsprechend bis zu vier Mal wiederholt werden. Zur Bemessung des verstärkten Bauteils stehen spezielle Bemessungstafeln (siehe Auszug in Anhang 16.6) und Bemessungsformeln zur Verfügung.

3.5.3 Spannungs-Dehnungs-Verlauf textile Bewehrung

3.5.3.1 Spannungs-Dehnungs-Verlauf textile CFK-Bewehrung

Für die Bemessung textiler Bewehrung muss die entsprechende Spannungs-Dehnungs-Linie des verwendeten Textils herangezogen werden. Der Verlauf hängt dabei insbesondere vom verwendeten Material und weiteren Gegebenheiten wie Textiltränkung, Textilbindung und Welligkeit ab. Der Verlauf muss daher grundsätzlich für unterschiedliche Textilbewehrungen separat untersucht und festgelegt werden. Für die in der bauaufsichtlichen Zulassung (Z-31.10-182 [88]) angegebenen Kohlefasertextile wird ein idealisierter, bilinearer Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie gegeben. Das Bild 18 zeigt den Verlauf dieser Materialkennlinien.

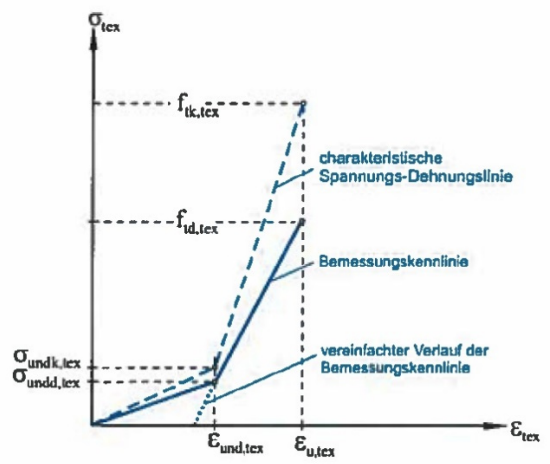


Bild 18 Materialkennlinien für textile CFK-Bewehrung (aus [88])

Der zunächst flachere Verlauf ergibt sich aus der Ondulation (Welligkeit) des Textils. Nach Ausrichtung und Streckung erhöht sich die Steifigkeit und der Anstieg der Materialkurve wird steiler [57]. Allerdings wurde der Herstellungsprozess noch während des Zulassungsverfahrens deutlich verbessert und die eingeprägte Welligkeit verringert, so dass sich aus den definierten Werten ein linearer Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie ergibt [57]. Im vorliegenden Bild 18 ist eine charakteristische sowie eine um Beiwerte abgeminderte Bemessungskennlinie dargestellt. Die wesentlichen Kennwerte werden wie folgt angegeben:

- $f_{tk,tex}$ 1550 N/mm² ch. Zugfestigkeit
- $\alpha_{T,t}$ 0,85 Abminderung der Zugfestigkeit für Temperatur
- $\alpha_{t\infty t}$ 0,70 Abm. der Zugfestigkeit für Dauerstandverhalten
- $\alpha_{D,t}$ 1,00 Abm. der Zugfestigkeit für Dauerhaftigkeit
- $\gamma_{tex,t}$ 1,20 Teilsicherheitsbeiwert für die Zugfestigkeit
- $\varepsilon_{und,tex}$ 3,00 ‰ Dehnung bei abgeschlossener Rissbildung
- $\varepsilon_{u,tex}$ 7,50 ‰ Bruchdehnung
- $\sigma_{undk,tex}$ 620 N/mm² Spannung bei abgeschlossener Rissbildung

Auf Grund der gegebenen Werte für $f_{tk,tex}$, $\varepsilon_{u,tex}$, $\sigma_{undk,tex}$ sowie $\varepsilon_{und,tex}$ ergibt sich für die Spannungs-Dehnungs-Linie ein linear ansteigender Verlauf durch den Nullpunkt.

Der Bemessungswert der Zugfestigkeit ergibt sich gem. Gleichung (69) zu:

$$f_{td,tex} = \frac{f_{tk,tex} \cdot \alpha_{T,t} \cdot \alpha_{t\infty,t} \cdot \alpha_{D,t}}{\gamma_{tex,t}} \quad (69) \quad .$$

$$f_{td,tex} = \frac{1550 \frac{N}{mm^2} \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}70 \cdot 1{,}00}{1{,}2} = 769 \frac{N}{mm^2}$$

Der Bemessungswert $\sigma_{undd,tex}$ ergibt sich entsprechend zu:

$$\sigma_{undd,tex} = \frac{620 \frac{N}{mm^2} \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}70 \cdot 1{,}00}{1{,}2} = 307 \frac{N}{mm^2}$$

Der Gesamtsicherheitsbeiwert auf der Materialseite beträgt hier demnach:

$$\gamma_{tex} = \frac{1{,}2}{0{,}85 \cdot 0{,}70 \cdot 1{,}00} = 2{,}02$$

3.5.3.2 Spannungs-Dehnungs-Verlauf textile GFK-Bewehrung

Da für die im Abschnitt 5.3 beschriebenen Kleinversuche auch ein Glasfasertextil zur Anwendung kam, sind für die zugehörigen theoretischen Betrachtungen auch Materialkennwerte erforderlich. Für textile Glasfaserbewehrung wurde im Betonbau bisher keine Zulassung erwirkt, was vor allem an der deutlich schlechteren Dauerhaftigkeit des Materials im Vergleich zum Carbontextil liegt (siehe Abschnitt 3.4). Somit beschränken sich Materialkennwerte für GFK-Textile vor allem auf Herstellerangaben und die erfolgten Forschungen in den Sonderforschungsbereichen.

Vom Hersteller (V.FRAAS) des verwendeten GFK-Textils SITgrid200 konnten im Wesentlichen die geometrischen Textildaten sowie Textilzugfestigkeiten erhalten werden [105]. So liegen die charakteristische Garnzugfestigkeit bei 1.200 N/mm² und die Langzeitfestigkeit bei ≥ 350 N/mm². Eine Angabe zum Elastizitätsmodul war nicht zu erhalten. Ein vergleichbares GFK-Textil wird allerdings in [81] beschrieben und dafür ein E-Modul von 65.000 N/mm² genannt. Für die Spannungs-Dehnungs-Linie kann vereinfachend von einer linear ansteigenden Ursprungsgerade ausgegangen werden. Ausgehend von E-Modul und Garnzugfestigkeit ergibt sich die theoretische Bruchdehnung gem. folgender Glg. (70):

$$\varepsilon_{u,tex} = \frac{f_{tk,tex}}{E_{tex}} = \frac{1.200\ N/mm^2}{65.000\ N/mm^2} = 0{,}018 \qquad (70) \quad .$$

Für die weiteren Berechnungen wird für die Bruchdehnung ein Wert von 1,5 % angesetzt.

Mit Ansatz der Sicherheitsfaktoren für CFK-Textilbewehrung, unter Berücksichtigung einer weiteren Abminderung von 40 % für die Dauerhaftigkeit, ergeben sich damit die folgenden Kennwerte:

- $f_{tk,tex}$ 1200 N/mm² ch. Zugfestigkeit
- $\alpha_{T,t}$ 0,85 Abminderung der Zugfestigkeit für Temperatur
- $\alpha_{t\infty t}$ 0,70 Abm. der Zugfestigkeit für Dauerstandverhalten
- $\alpha_{D,t}$ 0,60 Abm. der Zugfestigkeit für Dauerhaftigkeit
- $\gamma_{tex,t}$ 1,20 Teilsicherheitsbeiwert für die Zugfestigkeit
- $\varepsilon_{und,tex}$3,00 ‰ Dehnung bei abgeschlossener Rissbildung
- $\varepsilon_{u,tex}$ 15,0 ‰ Bruchdehnung
- $\sigma_{undk,tex}$ 240 N/mm² Spannung bei abgeschlossener Rissbildung

Der Bemessungswert der Zugfestigkeit ergibt sich gem. Gleichung (69) zu:

$$f_{td,tex} = \frac{f_{tk,tex} \cdot \alpha_{T,t} \cdot \alpha_{t\infty,t} \cdot \alpha_{D,t}}{\gamma_{tex,t}}$$

$$f_{td,tex} = \frac{1.200 \frac{N}{mm^2} \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}70 \cdot 0{,}60}{1{,}2} = 357 \frac{N}{mm^2}$$

Der ermittelte Bemessungswert der Zugfestigkeit von 357 N/mm² stimmt damit gut mit der Langzeitfestigkeitsangabe des Herstellers von ≥ 350 N/mm² überein.

Der Bemessungswert $\sigma_{undd,tex}$ ergibt sich entsprechend zu:

$$\sigma_{undd,tex} = \frac{240 \frac{N}{mm^2} \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}70 \cdot 0{,}60}{1{,}2} = 71{,}4 \frac{N}{mm^2}$$

Der Gesamtsicherheitsbeiwert auf der Materialseite beträgt hier:

$$\gamma_{tex} = \frac{1{,}2}{0{,}85 \cdot 0{,}70 \cdot 0{,}60} = 3{,}36$$

4 Theoretische Untersuchung

4.1 Vorbemerkungen

4.1.1 Verwendete Materialien und Annahmen

Für die ersten theoretischen Untersuchungen mussten aus der Vielzahl am Markt verfügbaren Materialien, welche meist unterschiedliche physikalische Eigenschaften aufweisen, einige ausgewählt werden, um notwendige Eingangsparameter zu erhalten. Die dafür gewählten Baustoffe werden in der Folge kurz dargestellt.

Steine: Für erste Betrachtungen wurde der POROTON Kellerplanziegel-T14 gewählt [93]. Es handelt sich dabei um einen plangeschliffenen Hochlochziegel, nach Zulassung des Instituts für Bautechnik Berlin, mit der Nr. Z-17.1-625. Die Kellerwanddicke beträgt mit diesem Ziegel 36,5 cm. Diese ist nach heutigen Anforderungen auch notwendig, um den erforderlichen Wärmeschutz erfüllen zu können. Weitere physikalische Werte des Ziegels sind in der Folge aufgelistet.

- Abmessungen: 248 x 365 x 249 mm (12DF)
- U-Wert: 0,36 W/(m²K)
- Rohdichteklasse: 0,7 (~ 800 kg/m³)
- Festigkeitsklasse: 6
- Druckfestigkeit: 3,1 MN/m² (ch. Wert der Mw-Druckfestigkeit)
- Vertikales E-Modul: 3.410 MN/m² (gem. 3.7.2 in [2])
- Horizont. E-Modul: 1.705 MN/m² (grober Ansatz 50% vom vertikalen Wert gem. [85])

Mörtel: Stand der Technik ist heute die Ausführung von Mauerwerk im Dünnbettverfahren und unvermörtelter Stoßfuge. Für die Untersuchung wird ein Dünnbettmörtel (ohne konkreten Hersteller) mit den folgenden Eigenschaften gewählt:

- Druckfestigkeit: 10,0 MN/m²
- Haftscherfestigkeit: 0,22 MN/m²
- Wichte: 2.000 kg/m³

Beton: Für erforderliche Stahlbetonbauteile (Decke, Fundamentplatte) wird von einem Standardstahlbeton C 25/30 gem. DIN EN 1992-1-1 [43] mit den folgenden wesentlichen Eigenschaften ausgegangen:

- Druckfestigkeit: 25,0 MN/m²
- E-Modul: 31.000 MN/m²
- Wichte: 2.500 kg/m³

Bewehrung: Für eingesetzte Bewehrung wird zunächst von CFK (Kohlefasergewebe) ausgegangen. Die wesentlichen Eigenschaften werden durch folgende Werte beschrieben:

- Zugfestigkeit: 2.000 MN/m²
- E-Modul: 200.000 MN/m²

4.1.2 Angenommener Erddruck

Das tatsächliche Verformungsverhalten spielt eine wesentliche Rolle für den einwirkenden Erddruck. Nur wenn die horizontalen Verformungen (im Falle des Kellermauerwerkes die Durchbiegung der Kellerwand) hinreichend groß sind, kann sich der geringere aktive Erddruck einstellen. Wie unter Abschnitt 3.3.9 bereits ausgeführt wurde gibt es keine einheitliche Meinung, ob die Verformungen von erddruckbelasteten Kellermauerwerk groß genug sind, damit sich der aktive Erddruck einstellen kann. Da ferner davon auszugehen ist, dass eine in den Lagerfugen faserbewehrte Wand eine größere Steifigkeit aufweisen wird als eine unbewehrte Kellerwand, werden sich deren Verformungen auch dementsprechend geringer einstellen. Somit wird hier auf der sicheren Seite liegend zunächst vom Erdruhedruck ausgegangen. Die praktischen Untersuchungen sowie weitere Simulationen werden zeigen, welcher Zustand tatsächlich eintritt. Die Tabelle 6 zeigt die wesentlichen Werte der beiden Grenzfälle aktiver Erddruck und Erdruhedruck. Weiterhin sind die Werte des erhöhten aktiven Erddrucks für annähernd unnachgiebige Konstruktionen gem. [41] angegeben. Für die Berechnung wurden die folgenden Eingangswerte angenommen:

- Anschüttungshöhe: 2,5 m
- Wichte des Bodens: 18,0 kN/m³
- Oberflächenlast: 5,0 kN/m²
- Reibungswinkel Boden: 30,0°
- Kohäsion: 0,0 kN/m²
- Wandneigung: 0,0°
- Geländeneigung: 0,0°
- Wandreibungswinkel: 0,0°

Tabelle 6 Maßgebende Rechenwerte für Erddruckfälle

	Einheit	***Aktiver ED***	***Erhöhter akt. ED***	***Erdruhedruck***
Erddruckbeiwert	[-]	0,333	0,417	0,500
Erddruck oben	[kN/m²]	1,67	2,1	2,5
Erddruck unten	[kN/m²]	16,67	20,8	25,0
Gesamtresultierende	[kN/m]	22,9	28,6	34,4

4.1.3 Ausgangsmodell

Im Folgenden wird ein unbewehrtes Kellermauerwerk mit sehr geringer Auflast beschrieben, dessen Nachweis aktuell mit keinem Verfahren möglich wäre. Dies gilt unabhängig vom gewählten Erddruckzustand. Ein solches Modell wurde gewählt, um im späteren Verlauf gerade das Verhalten einer bewehrten Kellermauerwand unter Erddruck mit sehr geringer Auflast zu untersuchen und mit dem Verhalten einer unbewehrten Kellerwand zu vergleichen.

Als Ausgangsmodell wurde demnach eine 2,5 m hohe und 6 m lange gemauerte Kelleraußenwand mit Anschüttung auf voller Konstruktionshöhe gewählt (siehe Bild 19). Die Wanddicke beträgt 36,5 cm. Mit diesen Abmessungen wird ein Großteil der üblichen Anwendungsbereiche von Kellermauerwerk eingeschlossen. Außerdem wird mit der Länge von 6 m zunächst ein zweiachsiger Lastabtrag am Ausgangsmodell ausgeschlossen. Als Auflast soll lediglich eine 20 cm starke Stahlbetondeckenplatte mit ~ 1 m Lasteinzug dienen. Dies entspricht dem Anwendungsfall einer Kelleraußenwand unter einer Terrasse bzw. einer Kelleraußenwand unter größeren Fenster-

öffnungen im Erdgeschoss. Insgesamt ergibt sich damit eine geringe Auflast von ca. 5 kN/m, wobei auf einen Ansatz der verhältnismäßig kleinen Fußbodenausbaulasten, auf der sicheren Seite liegend, verzichtet wurde.

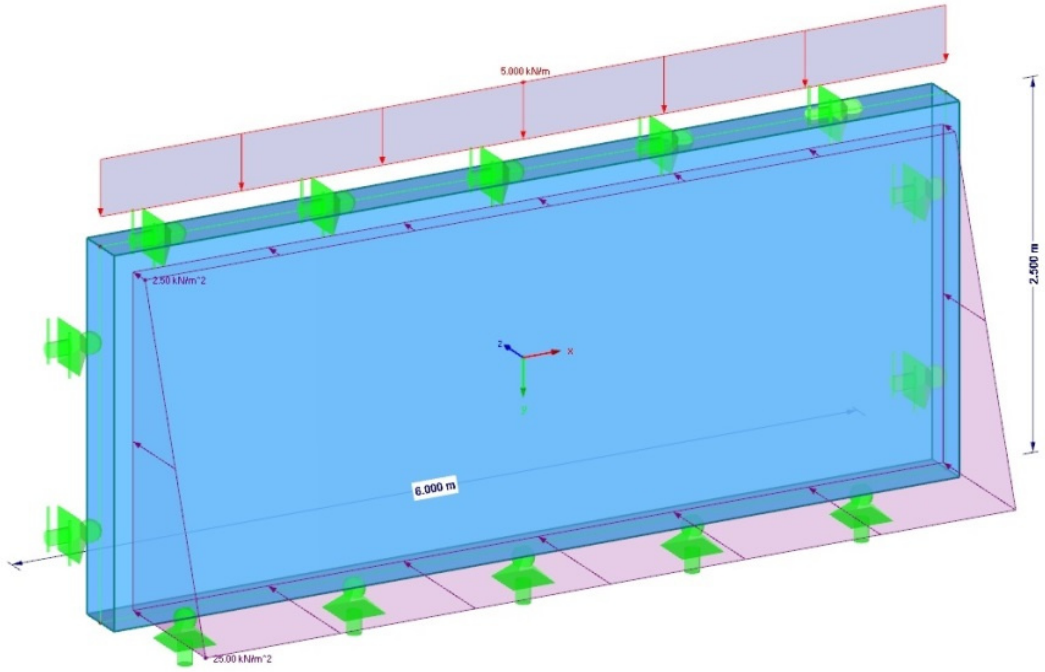


Bild 19 Ausgangsmodell (Ausdruck aus DLUBAL, RFEM 5, o.M.)

An diesem Modell wird nachfolgend der exemplarische Nachweis nach dem genaueren Verfahren gem. [1] und [2] geführt. Bei diesem Nachweis geht nicht das reale Bauteilverhalten ein. Daher sind darin deutliche Reserven enthalten (siehe auch Abschnitt 4.3.1).

Eingangswerte:

$N_{Gk,Wk}$	5,00	[kN/m]	ch. ständige Last am Wandkopf
$N_{Qk,Wk}$	0,00	[kN/m]	ch. veränderliche Last am Wandkopf
t	0,365	[m]	Wanddicke
h	2,5	[m]	lichte Kellerwandhöhe
b_c	6,0	[m]	Wandbreite
K	0,500	[-]	maßgebender Erddruckbeiwert
h_e	2,5	[m]	Anschüttungshöhe
γ_e	18,0	[kN/m³]	Wichte der Anschüttung
p_v	5,0	[kN/m²]	Oberflächenlast
f_d	1,76	[N/mm²]	Bemessungsdruckfestigkeit des Mw
γ_{Mw}	8,0	[kN/m³]	Wichte Mauerwerk
$N_{Gk,Mw}$	3,65	[kN/m]	ch. Eigengewicht Mw bis halbe Anschütthöhe
$N_{Ed,max}$	11,7	[kN/m]	Max. Bemessungsnormalkraft (γ-fach)
$N_{Ed,min}$	8,7	[kN/m]	Min. Bemessungsnormalkraft halbe Anschütthöhe

Anwendungsbedingungen:

- $h \leq 2{,}60$ m

- $t \geq 240$ mm
- $p_v \leq 5$ kN/m²
- $\beta \leq 0°$
- $h_e \leq 1{,}15h$
- Waagerechte Abdichtung aus R500 oder gleichwertig
- Keine Einzellast > 15 kN im Abstand < 1,5 m
- Kein hydrostatischer Druck anliegend.
- Lagenweises Verdichten mit leichtem Verdichtungsgerät ≤ 100 kg
- Verfüllen des Arbeitsraumes erst, wenn alle rechnerischen Auflasten vorhanden sind.

Nachweis:

$N_{Rd,max}$	213,7	[kN/m]	Größter Bemessungswiderstand
η_{max}	5,5	[%]	Ausnutzung
$N_{erf,min}$	49,4	[kN/m]	Kleinster Bemessungswiderstand
η_{min}	571,0	[%]	Ausnutzung

Mit einer Ausnutzung von 571 % ist der Nachweis nicht erfüllt und beinahe 6-fach überschritten. Ein Schubnachweis ist darum nicht mehr erforderlich. Bei Ansatz des aktiven Erdruckes wäre der Nachweis mit 445 % ebenfalls überschritten. Die Frage, ob aktiver Erddruck oder Erdruhedruck, spielt hier also zunächst keine wesentliche Rolle. Dass der Nachweis nicht erfüllbar ist, war durch die geringen Auflasten genauso zu erwarten. Es ist nicht möglich, für diesen Fall einen Nachweis auf dem herkömmlichen Weg zu führen und es muss nach Alternativen gesucht werden.

4.2 Untersuchung am Flächenmodell

Für eine erste Untersuchung wurde ein einfaches Flächenmodell einer durch Erddruck belasteten Kellerwand herangezogen. Untersucht werden sollten die groben Lastflüsse und das Verformungsverhalten bei variierenden Steifigkeitsverhältnissen innerhalb der Kellerwand. Es handelt sich dabei um eine relativ grobe Modellierung, da wesentliche Einflüsse, wie z. B. klaffende Fugen, nicht berücksichtigt werden können. Die Modellierung wurde mit dem innerhalb der Baubranche verbreiteten RFEM 5 durchgeführt. Als Ausgangsmodell dienten die Eingangswerte und Abmessungen gemäß Abschnitt 4.1.

Das Bild 20 zeigt die qualitativen Biegemomente am Ausgangsmodell. Es ist ersichtlich, dass die Lastableitung im Wesentlichen in vertikaler Richtung realisiert wird. Der horizontale Anteil ist gering.

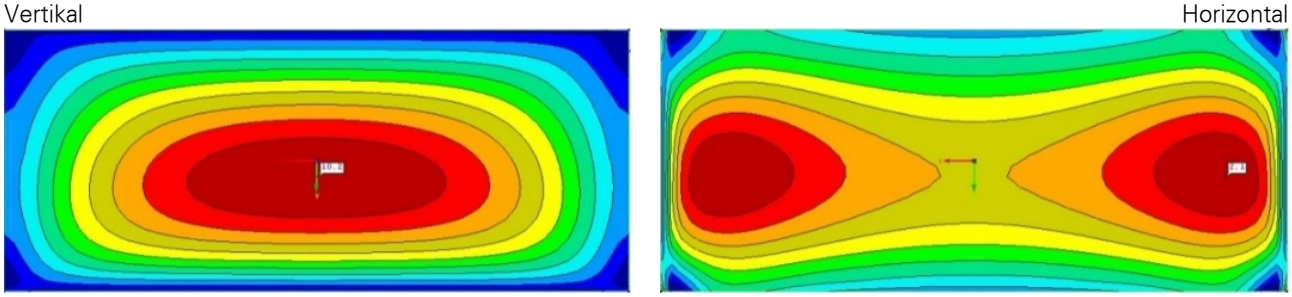


Bild 20 Biegemomente am Ausgangsmodell (Flächenmodell)

Zwecks Vergleichs wurde eine weitere Modellierung mit deutlich größerem E-Modul in horizontaler Richtung durchgeführt. Das Bild 21 zeigt die qualitativen Biegemomente des modifizierten Modells. Es ist erkennbar, dass es zu einer deutlichen Kraftumlagerung hin zur horizontalen Richtung kommt. Aber die vertikale Richtung bleibt weiterhin stark am Lastabtrag beteiligt.

Vertikal Horizontal

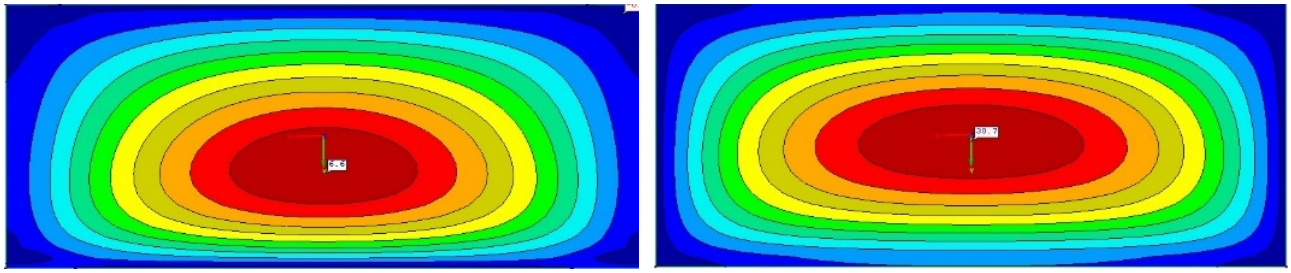


Bild 21 Biegemomente am modifizierten Modell (Flächenmodell)

4.3 Untersuchungen am Volumenmodell

4.3.1 Modellierung unbewehrtes Kellermauerwerk unter Erddruck

In einem zweiten Schritt wurde eine diskrete Modellierung des Ausgangszustandes mittels ANSYS durchgeführt. Als Modellierungsgrundlage dienten wiederum das Ausgangsmodell und die Eingangswerte gemäß Abschnitt 4.1. Das Bild 22 zeigt die Modellierung sowie die einwirkenden horizontalen Kräfte.

Modell Erddruck

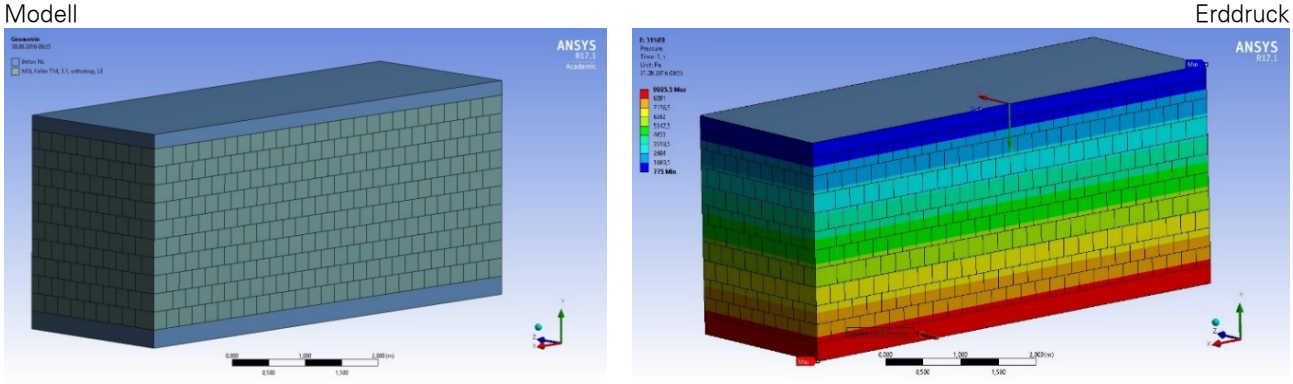


Bild 22 Modellierung in ANSYS; Horizontale Krafteinwirkung

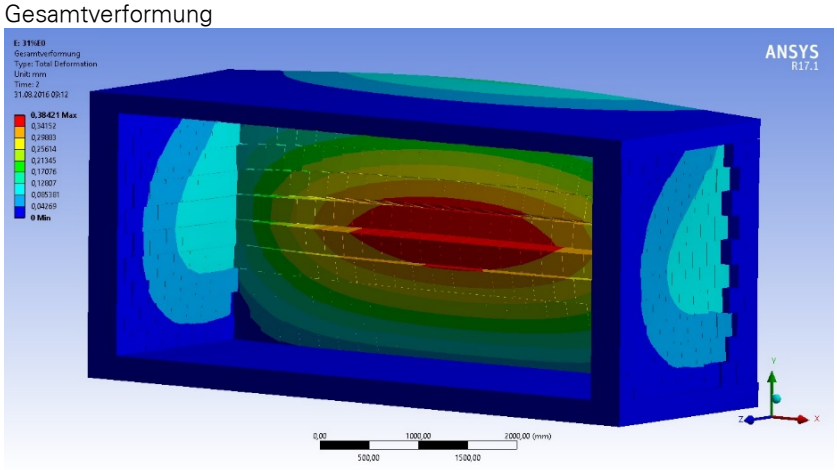
Die Modellierung erfolgte vollständig diskret bei Mauersteinen, Decken- / und Bodenplatte, aber ohne Abbildung der Mörtelschicht. Die Berücksichtigung der Mörtelschicht hätte bei deutlichem Rechenmehraufwand nur minimal genauere Ergebnisse erzeugt. Das Materialverhalten der Steine wurde als vollständig orthotrop gemäß Abschnitt 4.1.1 berücksichtigt. Für die Kontakte musste zwischen Lager- / und Stoßfugen unterschieden werden. Lagerfugen erhielten den nicht linearen Kontakt „Reibungsbehaftet" mit dem Reibbeiwert von 0,6. Bei diesem Kontakttyp können Druck- / sowie Schubkräfte übertragen werden, aber keine Zugkräfte. D. h. ein Aufklaffen der Fugen wird möglich. Die Stoßfugen wurden ebenfalls mit dem Kontakttyp „Reibungsbehaftet" modelliert, allerdings mit einem wesentlich geringeren Reibbeiwert von 0,2. Zwar gelten die Stoßfugen als nicht vermörtelt, trotzdem werden sie in der Realität auch Kräfte durch Reibung übertragen, insbesondere wenn an den Stoßseiten ein Nut- / Federsystem im Stein integriert ist.

Die Lasteinwirkung wurde zunächst mittels angepassten, hydrostatischen Drucks erzeugt und nicht unmittelbar als rückwärtiger Erdkörper modelliert. Somit wirkt immer die gleiche horizontale Kraft und eine Minderung durch Reibungskräfte im Boden wird nicht berücksichtigt. Für den hier

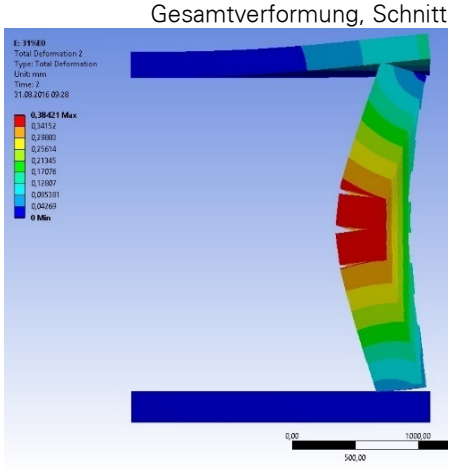
betrachteten Fall ist diese Vereinfachung als hinreichend zu bewerten, da im vorliegenden Fall ohne Bewehrung ohnehin nicht der volle Erddruck aufgenommen werden kann. In einem späteren Schritt wird für den bewehrten Fall ein physikalisch vorhandener Erdruckkörper modelliert.

Als Ergebnis stehen das Verformungsverhalten und Kraftflüsse im unbewehrten Mauerwerk unter geringer Auflast (siehe Bild 23). Die dargestellten Verformungen wurden aus Visualisierungsgründen deutlich überhöht.

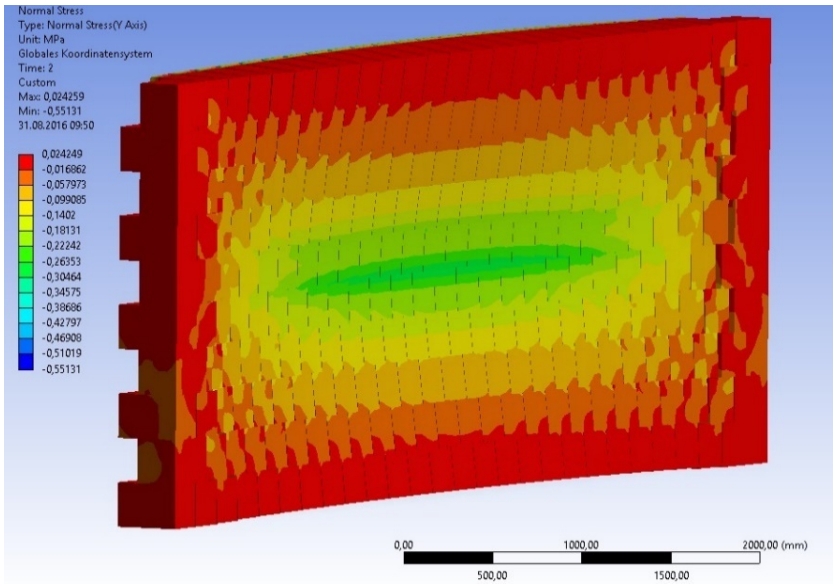
Gesamtverformung



Gesamtverformung, Schnitt



Vertikale Normalkräfte



Vertikale Normalkräfte, Schnitt

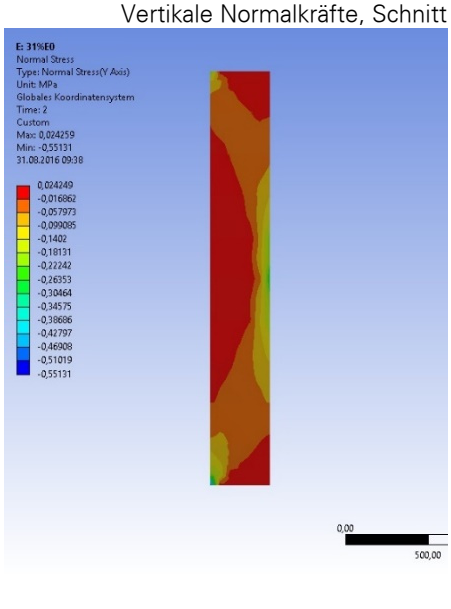


Bild 23 Ergebnisse Kellermauerwerk ohne Bewehrung (Volumenmodell)

Weil nicht die volle Erddruckkraft aufgebracht werden kann, da in dem Fall kein stabiles Gleichgewicht mehr gefunden wird (Versagen des Mauerwerkes), wurden abgeminderte Erddruckkräfte aufgebracht. Mittels Parameterstudie konnte ein Wert von 31 % des Erdruhedruckes als Grenzwert für konvergierende Lösungen gefunden werden. D. h. in diesem modellierten Fall können maximal 31 % der charakteristischen Erdruhedruckkräfte ertragen werden. Unter Berücksichtigung des Sicherheitskonzeptes entspricht das etwa einer um 20 % höheren Belastbarkeit als beim durchgeführten genaueren Nachweis. Dieser Sachverhalt entspricht auch der Arbeit von HOFFMANN/ SCHÖPS [59], die über deutliche Reserven zwischen FEM und konventionellen Nachweis berichten. Dass sich solche Reserven bei einer physikalischen Simulation so deutlich zeigen, ist u. a. auf das reale Bauteilverhalten (z. B. Verformung der Deckenplatte) zurückzuführen. Übertragen auf den aktiven Erddruck könnte die modellierte Wand etwa 46,5 % der Krafteinwirkung ertragen.

Anhand der Verformungen lässt sich gut das typische Versagensbild erkennen. Die Lagerfugen am Wandkopf, Wandfuß und in Wandmitte öffnen sich, bis hin zur maximal ertragbaren Kraft, immer weiter. Darüber hinaus würde der Erddruck durchschlagen und das Mauerwerk versagen. Es ist offensichtlich, dass eine von oben einwirkende Gegenkraft (Auflast) diesen Versagenszustand verhindern könnte. Anhand der vertikalen Normalkräfte lässt sich außerdem gut das sich ergebende Bogenmodell erkennen. Der Lastabtrag erfolgt im Wesentlichen einachsig in vertikaler Richtung. Aber auch horizontal lassen sich trotz der großen Spannweite noch Lastabtragungen feststellen, wie auf Bild 24 erkennbar ist.

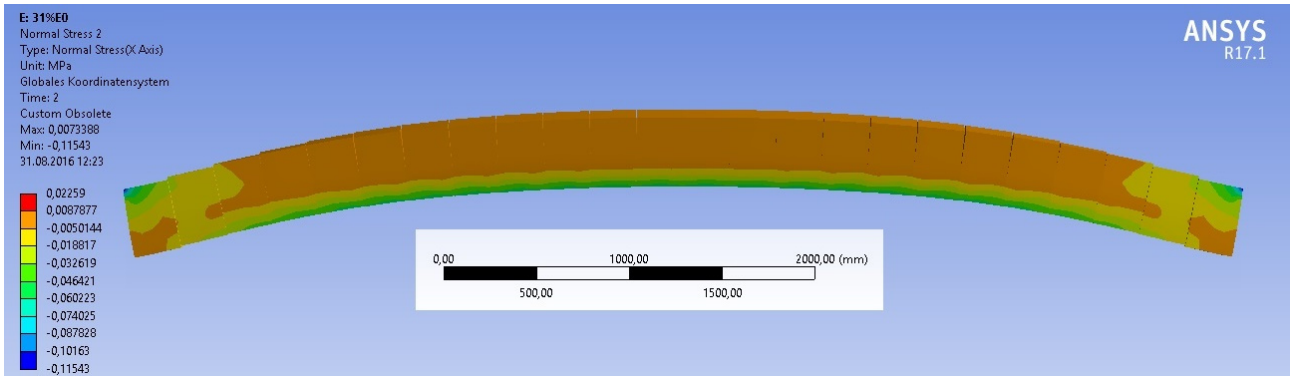


Bild 24 Horizontaler Lastabtrag im unbewehrten Mauerwerk (Volumenmodell)

Diese Modellierung eines Kellermauerwerkes ohne Bewehrung diente als Grundlage für die darauf aufbauende Modellierung mit Bewehrung. Außerdem sollte der Grenzzustand erfasst und dargestellt werden.

4.3.2 Modellierung von Kellermauerwerk mit textiler Bewehrung

Die Textilbewehrung sowie Mörtelfugen wurden in die Modellierung implementiert. Somit lässt sich das reale Verhalten einer textilbewehrten Kellerwand aus dem Bild 25 entnehmen. Die Simulation erfolgte unter Annahme des erhöhten aktiven Erddrucks. Dieser konnte vollständig durch das System aufgenommen werden.

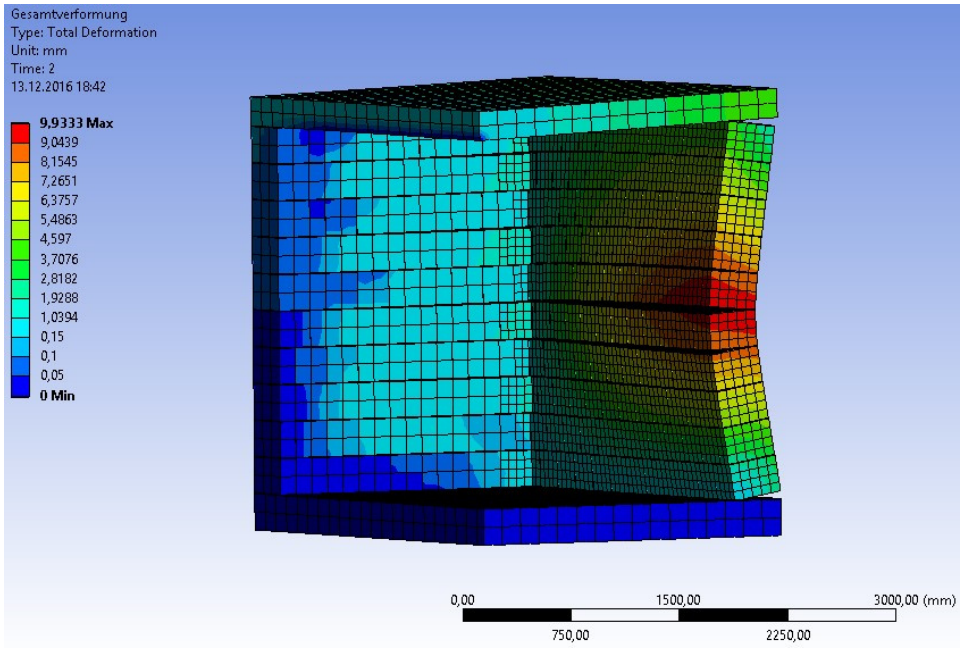


Bild 25 Kellermauerwerk mit Textilbewehrung, Gesamtverformung, Schnitt

Wesentliche Erkenntnisse aus der Modellierung mit Textilbewehrung:

- Es ist die Nutzung eines Textils mit möglichst großem E-Modul notwendig, damit die Bewehrung bereits bei geringen Verformungen ihre Funktion übernimmt. Dahingehend sprechen die Simulationsergebnisse für eine CFK-Bewehrung mit hoher Steifigkeit.
- Es sind mechanische Maßnahmen zur Schubkraftübertragung in der unteren Lagerfuge notwendig. Ein reiner Ansatz von Mörtel zur Schubkraftübertragung ist bei den geringen Auflasten nicht möglich (siehe Bild 26). Solche mechanischen Maßnahmen lassen sich baupraktisch leicht durch bauliche Versätze oder die Einarbeitung von Dornen realisieren.

Ohne mechnische Maßnahme | Mit mechanischer Maßnahme

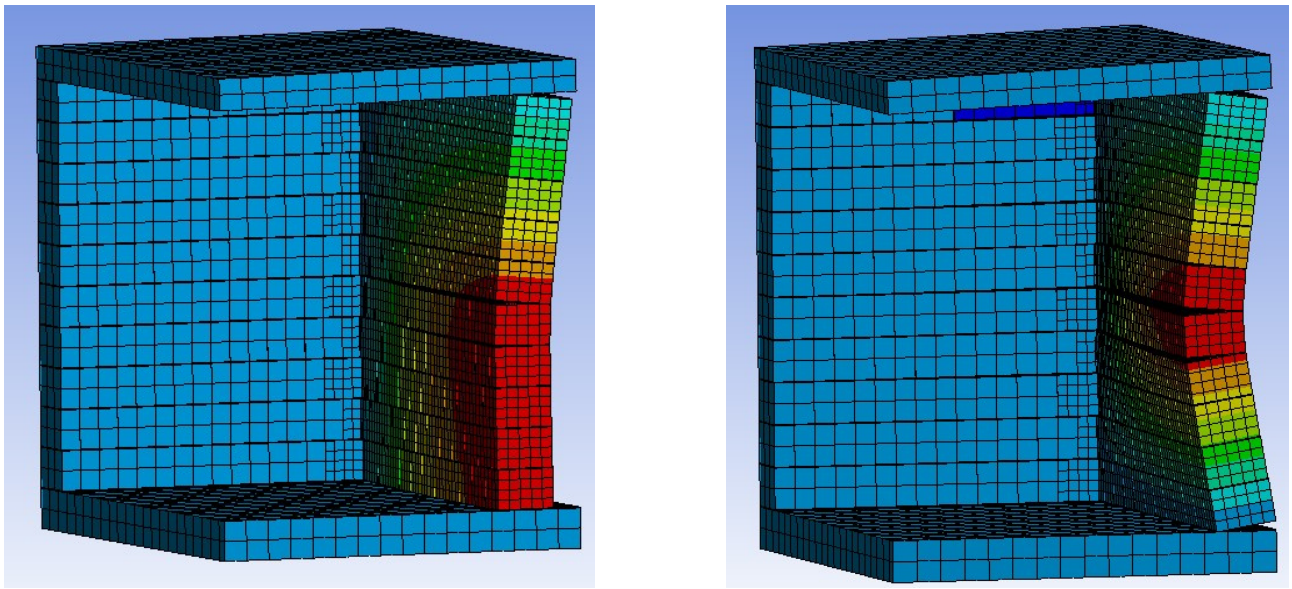


Bild 26 Verformungen in der Lagerfuge am Wandfuß

4.3.3 Modellierung mit Textilbewehrung unter realem Erddruck

Abschließend folgte die Erweiterung der Modellierung mit einem realen Erddruckkörper. Dieser wurde nach den Gesetzmäßigkeiten des Mohr-Coulomb-Modells implementiert. Als Modellierungsgrundlage dienten wiederum das Ausgangsmodell und die Eingangswerte gemäß Abschnitt 4.1. Das Bild 27 zeigt die Verformungen (links für das Gesamtsystem, rechts nur in horizontaler Belastungsrichtung) unter Modellierung eines realen Erdkörpers.

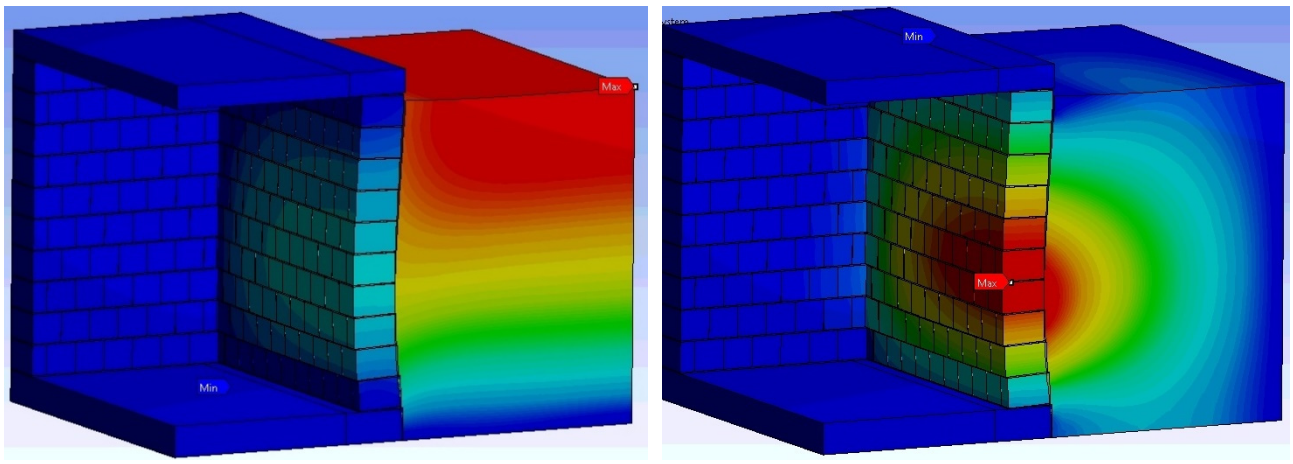


Bild 27 Modellierung textilbewehrte Kellerwand unter realem Erddruck

Es wird ersichtlich, dass der Erdkörper die Kellerwand belastet, welche sich wiederum auf Grund der Lasteinwirkung verformt. Der wesentliche Einflussfaktor dafür sind die tatsächlich vorhandenen Eigenschaften der Hinterfüllung (Wichte, Reibungswinkel, Kohäsion, etc.). Bereits kleine Änderungen der physikalischen Werte können deutlich unterschiedliche Belastungen für die Kellerwand ergeben. Die Modellierung wurde anhand der Versuchsergebnisse aus den Großversuchen kalibriert. Im Detail lässt sich auch bei dieser Modellierung gut erkennen, dass sich die Lagerfugen und die Stoßfugen deutlich öffnen. Das Bild 28 zeigt die stark überhöhten Modellierungsergebnisse.

Wandaußenseite Wandinnenseite

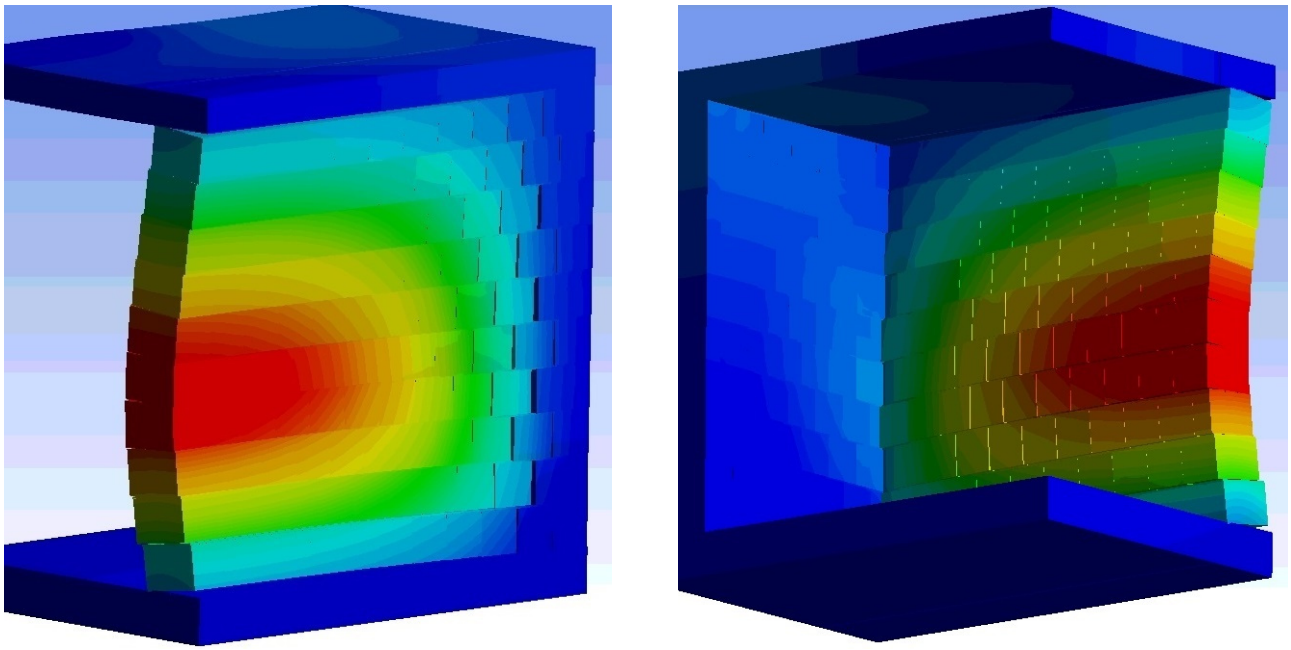


Bild 28 Verformungen textilbewehrte Kellerwand unter realem Erddruck im Detail

Die Lagerfugen öffnen sich am stärksten an Wandkopf und Wandfuß. Auch auf halber Wandhöhe sind deutliche Öffnungen der Lagerfugen erkennbar. Stoßfugen öffnen sich an der Wandaußenseite vor allem im Bereich der Einspannung zur Querwand. An der Wandinnenseite öffnen sich die Stoßfugen im Bereich zwischen der Querwand und Wandmitte. Die Wandmitte wird eher gesamtheitlich nach innen gedrückt. Die sich ergebenden Spannungen gehen mit dem Verformungsbild einher. Das Bild 29 zeigt Spannungen innerhalb der textilbewehrten Lagerfuge.

Wandaußenseite Wandinnenseite

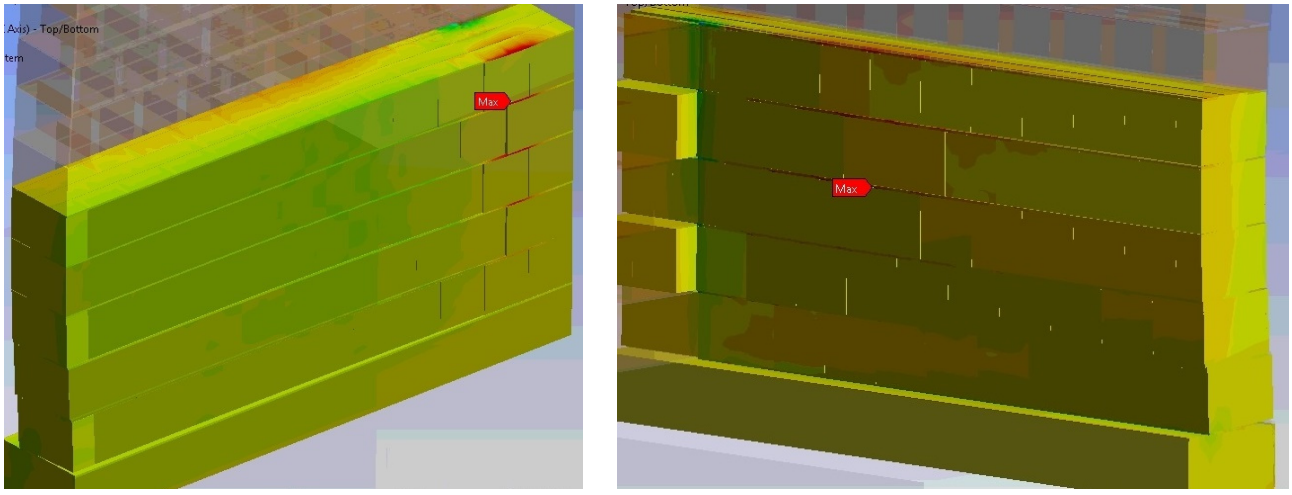


Bild 29 Spannungen in textilbewehrter Lagerfuge (halbe Modellhöhe)

Die größten entstehenden Zugspannungen innerhalb der textilbewehrten Lagerfuge ergeben sich im Bereich der Einspannung zur Querwand an der Wandaußenseite, etwa auf halber Wandhöhe. An der Wandinnenseite ergeben sich innerhalb der textilbewehrten Lagerfuge ebenfalls starke Zugspannungen im Bereich zwischen Querwand und Wandmitte, wobei die größten Spannungen tendenziell näher im Bereich der Querwand liegen. Die Maximalwerte sind hierbei unterhalb halber Wandhöhe feststellbar. In vertikaler Tragrichtung ist weiterhin eine Bogentragwirkung feststellbar, auf dem Bild 30 ist deutlich der Druckkraftverlauf erkennbar. Die maximalen Druckspannungen ergeben sich dabei an Wandkopf und Wandfuß.

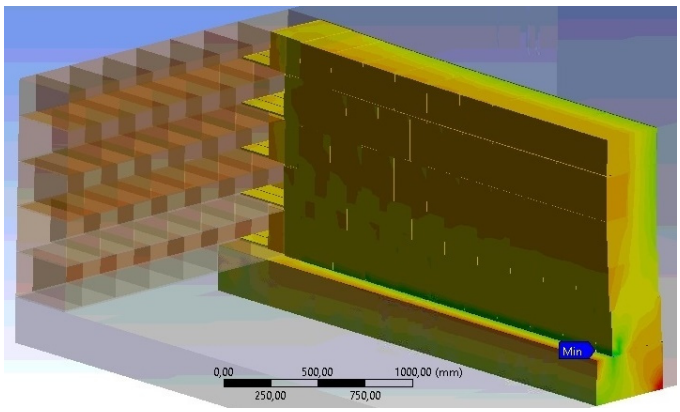


Bild 30 Vertikale Tragrichtung (halbe Modellhöhe)

Insgesamt kann somit von einem zweiachsigen Lastabtrag ausgegangen werden. Vertikal über die Bogentragwirkung, horizontal über die textilbewehrte Lagerfuge. Die maximal über Bogentragwirkung ableitbaren Beanspruchungen hängen auch hier im Wesentlichen von der vorhandenen Auflast aus Deckenplatte und Aufbau ab. Die größten auf das Textil wirkenden Zugspannungen ergeben sich an der Wandaußenseite im Bereich der Einspannung. An der Wandinnenseite ergeben sich ebenfalls starke Zugspannungen in der Lagerfuge. Dies schräg aus den Ecken heraus verlaufend, entlang der entstehenden Bruchlinien. An Bereichen ohne relevante Verformung (Wandmitte) entsteht dagegen kaum eine Beanspruchung der Lagerfugen.

Nach Durchführung der Großversuche wurde die Modellierung anhand der realen Versuchsergebnisse (Erdruckverteilung, Erddruckgröße, Verformungen) kalibriert und gute Übereinstimmungen erzielt. Im Ergebnis steht damit ein volldiskretes Rechenmodell von textilbewehrten Mauerwerk zur Verfügung.

Es zeigte sich allerdings, dass die Modellierung mit realem Erddruckkörper nicht wirklich erforderlich ist. Es ergibt sich kein wesentlicher Mehrwert an Erkenntnissen. Der Ansatz einer gleichverteilten Flächenlast bzw. einer Trapezlast ist für die Modellierung absolut hinreichend und verkürzt die Rechenzeiten sehr stark.

4.4 Textilform

Die Textilform hat einen wesentlichen Einfluss auf das Biegetragverhalten und die Schubfestigkeit der bewehrten Lagerfuge. Einerseits ist ein möglichst großer Bewehrungsquerschnitt notwendig, um die auftretenden Biegezugkräfte aufnehmen zu können. Andererseits muss berücksichtigt werden, dass die Lagerfugen starken Schubkräften unterliegen und zu große Bewehrungsmengen wie eine Trennschicht innerhalb der Mörtelfuge wirken könnten. Somit wären die größeren Bewehrungsanteile im Bereich der Zugzone (Mauerwerksinnenseite und Einspannungsbereiche) vorzusehen. Im Bereich von Druckzonen reicht hingegen ein geringerer konstruktiver Bewehrungsanteil. Dieser konstruktive Bewehrungsanteil ist notwendig, da die Steine der Folgeschicht sonst nicht richtig aufgemauert werden könnten, was zu einer Schiefstellung der Steine führen könnte. Praktisch lässt sich eine solche Form nur mittels speziell angefertigter

Gewebe realisieren. Im Zugbereich müssen starke Rovings zu einer Art Zugband zusammengefasst werden. Im Druckbereich sind dagegen schwächere Rovings mit größeren Abständen hinreichend (siehe exemplarisch Bild 31). Somit wird sichergestellt, dass zwar ausreichend Querschnitt zur Aufnahme der Biegezugkräfte vorhanden ist, die Fuge aber nicht unnötig geschwächt wird. Ferner ist zu berücksichtigen, dass die Hauptbewehrung mindestens 3,5 cm innerhalb des Mauerwerkes liegt, um ein nachträgliches Zerstören des Textils z. B., auf Grund von Schlitzherstellung für Leitungsverlegung, zu verhindern (Ausführungen unter Abschnitt 3.3.7).

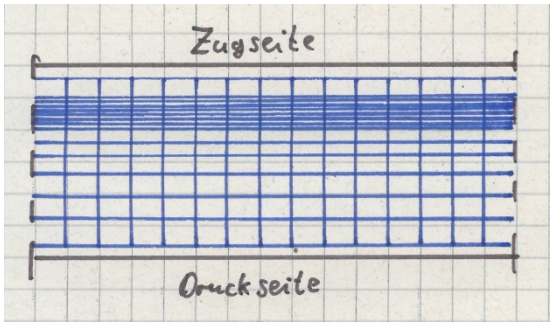


Bild 31 Prinzipielle optimale Textilform

Die vorgehenden Überlegungen sind allerdings noch theoretischer Natur und lassen sich nicht in die aktuellen Versuche integrieren. Für diese werden aktuell auf dem Markt erhältliche Textile zum Einsatz kommen. Ein speziell hergestelltes Textil, angepasst auf die Bedürfnisse einer textilbewehrten Lagerfuge im Mauerwerksbau, könnte aber anhand der Ergebnisse aus der hier durchgeführten Forschung entwickelt werden.

4.5 Kostenbetrachtungen textilbewehrtes Mauerwerk

Eine Kostenbetrachtung gestaltet sich in der Theorie relativ schwierig, da nicht alle relevanten Kostenpunkte der Praxis vollumfänglich bekannt sind. Für die Preisermittlung stützen sich die ausführenden Firmen vor allem auf eigene Erfahrungswerte in der Bauausführung. Die wesentlichen Problemfelder dabei sind die Einschätzung der Materialkosten sowie der entstehenden Ausführungskosten. Die Materialkosten hängen dabei stark von der jeweiligen Projektgröße (Abnahmemengen) sowie der Marktmacht des jeweiligen Anbieters bzw. Abnehmers ab. Bei den Ausführungskosten stellt vor allem der Lohnkostenansatz eine stark schwankende Größe dar. Ebenfalls stark schwankend ist der Ansatz der erforderlichen Ausführungszeiten. Anhalte dahingehend werden im „Handbuch Arbeitsorganisation Bau“ gegeben. Diese weichen aber zum Teil deutlich von baupraktischen Werten ab. Daher muss sich die folgende Kostenabschätzung für textilbewehrtes Mauerwerk an Anhaltswerten orientieren. Dies stellt damit im Ergebnis nicht den vollständigen, allgemeingültigen Fall dar und ist als grober Anhalt zu verstehen. Für einen realistischen Vergleich wird in der Folge der Gesamtherstellungspreis von herkömmlichen Mauerwerk demjenigen von textilbewehrten Mauerwerk gegenübergestellt.

Die wesentlichen Schwankungsparameter sind:

- Materialkosten: Diese weichen je nach Hersteller, Steinart, Textilart, etc. deutlich voneinander ab. Weitere Einflüsse sind Abnahmemengen und Marktmacht der Beteiligten.
- Wanddicken: Je nach auszuführender Wanddicke ändert sich der Anteil des Bewehrungstextils am Gesamtwandaufbau.
- Textilart und Ausführung: Je nach Bewehrungsquerschnitt und Verlegebreite schwanken die Materialkosten.
- Kosten für Arbeitsleistung: Je nach angesetztem Mittellohn und Aufwandsfaktor (AF) können sich deutliche Berechnungsunterschiede ergeben.

Für die hier erfolgte Kostenberechnung wird von den folgenden Annahmen, Vereinfachungen und Erfahrungen ausgegangen (Bei allen Kosten handelt es sich um Nettokosten):

- Materialkosten: Die folgende Kostenschätzung wird für Kalksandsteinmauerwerk und Porenbetonmauerwerk durchgeführt. Als textile Bewehrung werden die im Projekt genutzten Bewehrungstextile SG 200 (GFK) und SG 025 (CFK) berücksichtigt. Die der Berechnung zu Grunde liegenden Preise stammen aus den aktuellen Preislisten der Hersteller von 2018 (es handelt sich um gerundete Preise). Die Preise beinhalten keine Mengenberücksichtigung oder Sonderpreise für Großabnehmer. Das GFK-Textil wird mit 12 €/m² und das CFK-Textil mit 17 €/m² angesetzt. Für den Mörtel wurde für textilbewehrtes Mauerwerk ein Mengenerhöhungsfaktor von 2 berücksichtigt.
- Wanddicken: Es werden die Wanddicken 175 mm, 240 mm, 300 mm und 365 mm in die Untersuchung einbezogen.
- Textilart und Ausführung: Der Bewehrungsquerschnitt ist durch die untersuchten Bewehrungstextile vorgegeben. Für die Verlegebreite wird in allen Fällen von der Wanddicke, abzüglich je 3 cm Randabstand (Wanddicke abzüglich 6 cm), ausgegangen. Die Bewehrung wird alle 25 cm in die Lagerfugen eingelegt, d.h. es ergeben sich 4 Bewehrungslagen je Meter Mauerwerkshöhe.
- Kosten für Arbeitsleistung: Es wurde von einem Mittellohn von 35 €/h ausgegangen. Die Aufwandsfaktoren (AF) wurden anhand der eigenen Erfahrungen aus den durchgeführten Großversuchen angesetzt (Abschnitte 5.4 und 5.5). Eine zeitliche Erhöhung von 13 % für die Ausführung mit textiler Bewehrung ist berücksichtigt. Es wurde von zwei Facharbeitern und Handvermauerung ausgegangen. Für die Herstellung von Mauerwerk ab einer Wanddicke von 300 mm wird die Nutzung von Versetzgeräten unterstellt, da diese Steingewichte in der Regel nicht mehr zur Handvermauerung geeignet sind.

Die Tabelle 7 zeigt die Berechnungsansätze für KS-Mauerwerk den Vergleich von herkömmlichem Mauerwerk mit textilbewehrtem Mauerwerk unter sonst gleichen Gegebenheiten.

Tabelle 7 Kostenvergleich Kalksandsteinmauerwerk textilbewehrt

Nr.	Textil	Dicke [cm]	Material					Arbeit			Gesamt	
			Stein [€/m²]	Mörtel [€/m²]	Textil [€/m²]	Σ [€/m²]	Fak. [-]	AF [h/m²]	Kosten [€/m²]	Fak. [-]	Kosten [€/m²]	Fak. [-]
1	ohne	17,5	36,0	2,0	0,0	38,0	1,00	0,32	22,4	1,00	60,4	**1,00**
2	CFK	17,5	36,0	4,0	7,8	47,8	1,26	0,36	25,3	1,13	73,1	**1,21**
3	GFK	17,5	36,0	4,0	5,5	45,5	1,20	0,36	25,3	1,13	70,8	**1,17**
4	ohne	24,0	50,0	2,5	0,0	52,5	1,00	0,33	23,1	1,00	75,6	**1,00**
5	CFK	24,0	50,0	5,0	12,2	67,2	1,28	0,37	26,1	1,13	93,3	**1,23**
6	GFK	24,0	50,0	5,0	8,6	63,6	1,21	0,37	26,1	1,13	89,7	**1,19**
7	ohne	30,0	61,0	3,3	0,0	64,3	1,00	0,35	24,5	1,00	88,8	**1,00**
8	CFK	30,0	61,0	6,6	16,3	83,9	1,31	0,40	27,7	1,13	111,6	**1,26**
9	GFK	30,0	61,0	6,6	11,5	79,1	1,23	0,40	27,7	1,13	106,8	**1,20**
10	ohne	36,5	75,0	4,0	0,0	79,0	1,00	0,35	24,5	1,00	103,5	**1,00**
11	CFK	36,5	75,0	8,0	20,7	103,7	1,31	0,40	27,7	1,13	131,4	**1,27**
12	GFK	36,5	75,0	8,0	14,6	97,6	1,24	0,40	27,7	1,13	125,3	**1,21**

Es zeigt sich, dass der Erhöhungsfaktor mit zunehmender Wanddicke leicht ansteigt. Vereinfacht kann festgehalten werden, dass ein mit CFK-Textil bewehrtes Mauerwerk rund 25 % Mehrkosten verursacht als gleichartiges unbewehrtes Mauerwerk. Für GFK-Textil bewehrtes Mauerwerk liegt der Mehrkostenwert bei rund 20 %. Anhand der Kalkulation wird deutlich, dass der wesentliche Anteil der Erhöhung aus den Textilkosten resultiert. Weniger relevant ist der Anteil aus Mörtel und Arbeitsleistung.

Die folgende Tabelle 8 zeigt die Berechnungsansätze für Mauerwerk aus Porenbetonsteinen den Vergleich von herkömmlichem Mauerwerk mit textilbewehrtem Mauerwerk unter sonst gleichen Gegebenheiten. Es zeigt sich, dass der Erhöhungsfaktor mit zunehmender Wanddicke leicht ansteigt. Vereinfacht kann festgehalten werden, dass auch hier ein mit CFK-Textil bewehrtes Mauerwerk rund 25 % Mehrkosten verursacht als gleichartiges unbewehrtes Mauerwerk. Für GFK-Textil bewehrtes Mauerwerk liegt der Mehrkostenwert auch hier bei rund 20 %. Anhand der Kalkulation wird deutlich, dass auch hier der wesentliche Anteil der Erhöhung aus den Textilkosten resultiert. Weniger relevant ist der Anteil aus Mörtel und Arbeitsleistung.

Tabelle 8 Kostenvergleich Porenbetonmauerwerk textilbewehrt

Nr.	Textil	Dicke [cm]	Material					Arbeit			Gesamt	
			Stein [€/m²]	Mörtel [€/m²]	Textil [€/m²]	Σ [€/m²]	Fak. [-]	AF [h/m²]	Kosten [€/m²]	Fak. [-]	Kosten [€/m²]	Fak. [-]
1	ohne	17,5	34,0	1,6	0,0	35,6	1,00	0,24	16,8	1,00	52,4	**1,00**
2	CFK	17,5	34,0	3,2	7,8	45,0	1,26	0,27	19,0	1,13	64,0	**1,22**
3	GFK	17,5	34,0	3,2	5,5	42,7	1,20	0,27	19,0	1,13	61,7	**1,18**
4	ohne	24,0	46,0	2,1	0,0	48,1	1,00	0,33	23,1	1,00	71,2	**1,00**
5	CFK	24,0	46,0	4,2	12,2	62,4	1,30	0,37	26,1	1,13	88,5	**1,24**
6	GFK	24,0	46,0	4,2	8,6	58,8	1,22	0,37	26,1	1,13	84,9	**1,19**
7	ohne	30,0	57,0	2,6	0,0	59,6	1,00	0,34	23,8	1,00	83,4	**1,00**
8	CFK	30,0	57,0	5,2	16,3	78,5	1,32	0,38	26,9	1,13	105,4	**1,26**
9	GFK	30,0	57,0	5,2	11,5	73,7	1,24	0,38	26,9	1,13	100,6	**1,21**
10	ohne	36,5	70,0	3,1	0,0	73,1	1,00	0,35	24,5	1,00	97,6	**1,00**
11	CFK	36,5	70,0	6,2	20,7	96,9	1,33	0,40	27,7	1,13	124,6	**1,28**
12	GFK	36,5	70,0	6,2	14,6	90,8	1,24	0,40	27,7	1,13	118,5	**1,21**

Die folgende Tabelle 9 zeigt die Berechnungsansätze für Mauerwerk aus Porenbetonsteinen den Vergleich von herkömmlichem Mauerwerk mit stahlbewehrtem Mauerwerk unter sonst gleichen Gegebenheiten. Es wurde eine feuerverzinkte, vorgefertigte Stahlbewehrung aus flachgewalztem Stahl für die Bewehrung von Dünnbettfugen herangezogen. Unter der Annahme, dass die Ausführung mit vorgefertigter Stahlbewehrung einen ähnlichen Aufwand verursacht wie die Ausführung mit Textilbewehrung, wurden die gleichen Aufwandsfaktoren und Erhöhungen angesetzt. Es kann festgehalten werden, dass ein mit vorgefertigter Flachstahlbewehrung bewehrtes Mauerwerk rund 33 % Mehrkosten verursacht als gleichartiges unbewehrtes Mauerwerk. Anhand der Kalkulation wird deutlich, dass auch hier der wesentliche Anteil der Erhöhung aus den Materialkosten der Bewehrung resultiert.

Tabelle 9 *Kostenvergleich Porenbetonmauerwerk stahlbewehrt*

Nr.	Bew.	Dicke [cm]	Material					Arbeit			Gesamt	
			Stein [€/m²]	Mörtel [€/m²]	Bew. [€/m²]	Σ [€/m²]	Fak. [-]	AF [h/m²]	Kosten [€/m²]	Fak. [-]	Kosten [€/m²]	Fak. [-]
1	ohne	17,5	34,0	1,6	0,0	35,6	1,00	0,24	16,8	1,00	52,4	**1,00**
2	mit	17,5	34,0	3,2	13,6	50,8	1,43	0,27	19,0	1,13	69,8	**1,33**
3	ohne	24,0	46,0	2,1	0,0	48,1	1,00	0,33	23,1	1,00	71,2	**1,00**
4	mit	24,0	46,0	4,2	17,9	68,1	1,42	0,37	26,1	1,13	94,2	**1,32**
5	ohne	30,0	57,0	2,6	0,0	59,6	1,00	0,34	23,8	1,00	83,4	**1,00**
6	mit	30,0	57,0	5,2	22,2	84,4	1,42	0,38	26,9	1,13	111,3	**1,33**
7	ohne	36,5	70,0	3,1	0,0	73,1	1,00	0,35	24,5	1,00	97,6	**1,00**
8	mit	36,5	70,0	6,2	26,4	102,6	1,40	0,40	27,7	1,13	130,3	**1,33**

Alle ermittelten Preise sind als grober Anhalt zu verstehen. Relevant sind besonders die Faktoren, welche die Teuerung von textilbewehrtem Mauerwerk bezüglich unbewehrtem Mauerwerk beschreibt. Es ist davon auszugehen, dass die Einkaufspreise von Baufirmen deutliche Abschläge hinsichtlich der hier aufgezeigten Materialkosten aufweisen. Auch der kalkulatorische Mittellohn und die verwendeten Aufwandsfaktoren liegen baupraktisch deutlich unterhalb der hier aufgezeigten.

Die dargestellten Berechnungen beziehen sich auf 4 Bewehrungslagen je Meter Mauerwerkshöhe. Sollte rechnerisch ein geringerer Bewehrungsgrad erforderlich sein, reduzieren sich die Erhöhungsfaktoren anteilig.

Zusammenfassend kann festgehalten werden:

- Ein mit CFK-Textil bewehrtes Mauerwerk verursacht rund 25 % Mehrkosten im Vergleich zu gleichartigem, unbewehrtem Mauerwerk, bei Ausführung mit 4 Bewehrungslagen je Meter Mauerwerkshöhe. Für eine Ausführung mit 2 Bewehrungslagen je Meter Mauerwerkshöhe kann eine Erhöhung von rund 12 % angesetzt werden.
- Ein mit GFK-Textil bewehrtes Mauerwerk verursacht rund 20 % Mehrkosten im Vergleich zu gleichartigem unbewehrtem Mauerwerk, bei Ausführung mit 4 Bewehrungslagen je Meter Mauerwerkshöhe. Für eine Ausführung mit 2 Bewehrungslagen je Meter Mauerwerkshöhe kann eine Erhöhung von rund 10 % angesetzt werden.
- Der wesentliche Kostenerhöhungsfaktor sind die zusätzlichen Materialkosten, hervorgerufen durch die Bewehrungstextile. Arbeitsaufwand und Mörtelerhöhung spielen eine geringere Rolle.
- Textilbewehrtes Mauerwerk ist rund 5 bis 10 % günstiger als Mauerwerk mit feuerverzinkter, vorgefertigter Stahlbewehrung für Dünnbettfugen.

5 Experimentelle Untersuchungen

5.1 Vorbemerkungen

Die wichtigste Erkenntnisquelle stellen die praktischen Untersuchungen an Mauerwerksprobekörpern bzw. am repräsentativen Gesamtmodell dar. Von wesentlichem Interesse ist für dieses Forschungsvorhaben dabei das Biegetragverhalten von textilbewehrten Mauerwerksprobekörpern. Da es eine sehr große Vielzahl unterschiedlicher Stein-, Mörtel- und Textilarten gibt, ergibt sich eine ebenso große Vielzahl von Kombinationsmöglichkeiten derer. Daher ist es notwendig, die wesentlichsten Materialien mit den charakteristischsten Eigenschaften für die Untersuchungen auszuwählen (siehe 5.2). Bei den „Kleinversuchen" handelt es sich nicht um kleine Versuche im engeren Sinn, immerhin weisen die hergestellten Biegebalken eine Länge von zwei Metern auf. Im Vergleich zu dem Großversuchsaufbau handelt es sich aber um Kleinversuche. Aus den Kleinversuchen lassen sich die wesentlichen, definierbaren Festigkeits- und Verformungseigenschaften ermitteln. In 5.3 werden die dafür relevanten Biegetrag-, Auszugsfestigkeits- und Schubfestigkeitsversuche dargestellt. Anhand des in 5.4 dargestellten Großversuchsaufbaus einer mit Textil bewehrten Kelleraußenwand unter realem Erddruck lassen sich die wesentlichen Erkenntnisse bezüglich des Gesamtsystemverhaltens (u. a. Verformungen, Rissbildung, Erddruckentwicklung) ermitteln.

5.2 Gewählte Untersuchungsmaterialien

5.2.1 Mauersteine

Als Mauersteine wurden die baupraktisch am relevantesten Formate gewählt. Neben Hochlochziegeln und Porenbetonsteinen kamen auch Kalksandsteine zum Einsatz. Allen Steinen ist gemeinsam, dass sie für die Verarbeitung mit Dünnbettmörtel vorgesehen sind. Bei solchen Steinen handelt es sich i. d. R. um Plansteine, die höheren Anforderungen an die Maßgenauigkeit entsprechen. Die Verarbeitung mit Dünnbettmörtel stellt in der aktuellen Baupraxis den Regelfall bzw. häufigsten Fall dar. Eine Vermörtelung mit Normalmörtel kommt auf Grund des größeren Arbeitsaufwandes dagegen immer seltener zur Anwendung.

5.2.1.1 Mauersteine für Kleinversuchsreihen

<u>Hochlochziegel:</u>

Es kam ein XP 10 Ziegel der Fa. Eder zum Einsatz (Bild 32). Die wichtigsten Daten werden im Folgenden dargestellt (vgl. [95]). Es handelt sich um einen gut gedämmten (0,10 W/mK) Außenwandhochlochziegel, mit dem die meisten Anwendungen nach EnEV 2016 möglich sind. Die guten Dämmwerte werden durch eine Vielzahl von kleinen Luftkammern erreicht. Es bedarf somit im Regelfall keiner zusätzlichen Dämmung im Außen- oder Innenbereich. Die Steine weisen im Stoßfugenbereich Nut und Federn auf. Die Belastungsrichtung ist im Wesentlichen vertikal über die vorhandenen Außenwandungen und Innenstege. In horizontaler Richtung ist es auf Grund der Steganordnung (vgl. Lochbild gem. Bild 33) nur über die Wandlänge möglich, geringe Druckkräfte zu übertragen, über die Wanddicke ist grundsätzlich keine nennenswerte Druckkraftübertragung möglich. Für die Anwendung als Biegeträger wurden durch die Fa. EDER halbhohe Steine (~ 123 mm) zur Verfügung gestellt. Dabei handelt es sich um in halber Höhe gesägte XP 10 Steine.

- Bezeichnung: EDER XP 10 10DF 200x365x249 10-0,7
- SFK / RDK: 10 / 0,7
- Länge: 200 mm

- Breite: 365 mm (Wanddicke)
- Höhe: 249 mm
- Gewicht: 12,5 kg/Stück
- Zulassung: Z-17.1-892

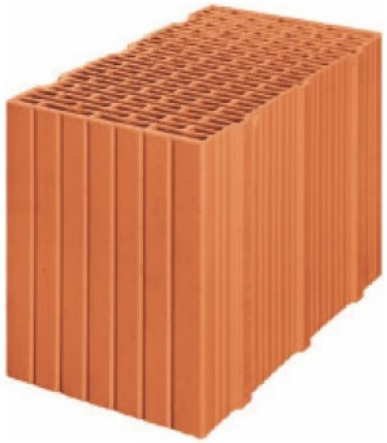


Bild 32 XP 10 200x365x249

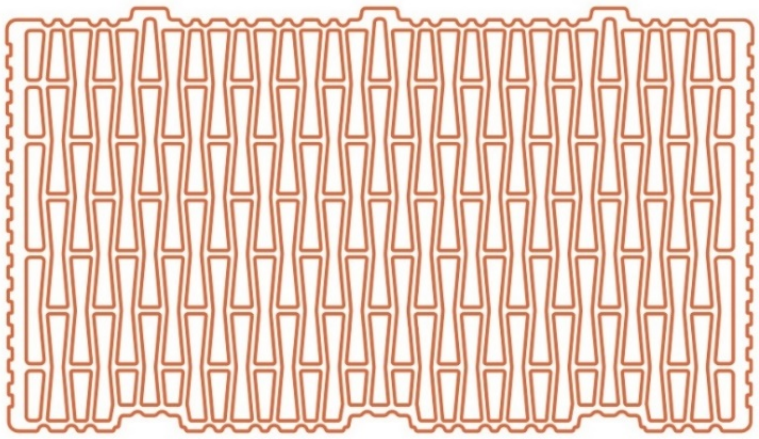


Bild 33 Lochbild EDER XP 10

Porenbetonstein:

Es kam ein Porenbetonplanblock der Fa. YTONG zum Einsatz (Bild 34). Die wichtigsten Daten werden im Folgenden dargestellt (vgl.[96]). Es handelt sich um einen gut gedämmten (0,10 W/mK) Außenwandplanblock, mit dem die meisten Anwendungen nach EnEV 2016 möglich sind. Es bedarf somit im Regelfall keiner zusätzlichen Dämmung im Außen- oder Innenbereich. Die guten Dämmwerte werden durch das poröse Material selbst erreicht. Die genormte Belastungsrichtung ist als vertikal zu betrachten, aber auch in horizontaler Richtung ist sowohl über die Wandlänge als auch über die Wanddicke eine Kraftübertragung möglich. Der mögliche Unterschied bei der Kraftübertragung zwischen vertikaler und horizontaler Richtung ergibt sich aus dem Herstellungsprozess, bei welchem die Formen in vertikaler Richtung befüllt werden und mittels Aluminiumpulver anwachsen. Der Porenbetonplanblock weist Nut und Federn im Stoßbereich sowie Grifftaschen für eine einfachere Verarbeitung auf. Für die Anwendung als Biegeträger wurden die zur Verfügung gestellten Steine im Labor selbst auf halbe Höhe (~ 123 mm) zurecht gesägt.

- Bezeichnung: PP4 499x365x249 4-0.50
- SFK / RDK: 4 / 0,5
- Länge: 499 mm
- Breite: 365 mm (Wanddicke)
- Höhe: 249 mm
- Gewicht: 22,7 kg/Stück
- Zulassung: Z-17.1-540



Bild 34 PP4 499x365x249 4-0.50

Kalksandstein:

Es kamen Kalksandstein-Plansteine der Fa. Silka zum Einsatz. Die wichtigsten Daten werden im Folgenden dargestellt (vgl.[97]). Es handelt sich um einen gering gedämmten (~1,1 W/mK) Außenwandplanstein. Es bedarf somit im Regelfall einer zusätzlichen Dämmung im Außen- oder Innenbereich. Der Stein verfügt im Stoßfugenbereich über Nut und Feder sowie über Grifftaschen für eine einfachere Verarbeitung. In der Steinmitte findet sich außerdem ein weiteres Griffloch. Auf Grund des homogenen Steinaufbaus, ohne nennenswerte Luftkammern, verfügt der Stein auch über eine hohe horizontale Druckfestigkeit. Für die Anwendung als Biegeträger war es auf Grund des hohen Sägeaufwandes nicht möglich, Standardformate in hinreichend großer Stückzahl auf halbe Höhe zurecht zu sägen. Daher wurde für diesen Fall auf halbhohe Kimmsteine (Bild 35) zurückgegriffen.

- Bezeichnung: KS-Kimmstein 248x300x125 20-2.0
- SFK / RDK: 20 / 2,0
- Länge: 248 mm
- Breite: 300 mm (Wanddicke)
- Höhe: 125 mm
- Gewicht: 18 kg/Stück
- Zulassung: nach DIN EN 771-2 [25] und DIN 20000-402 [39]

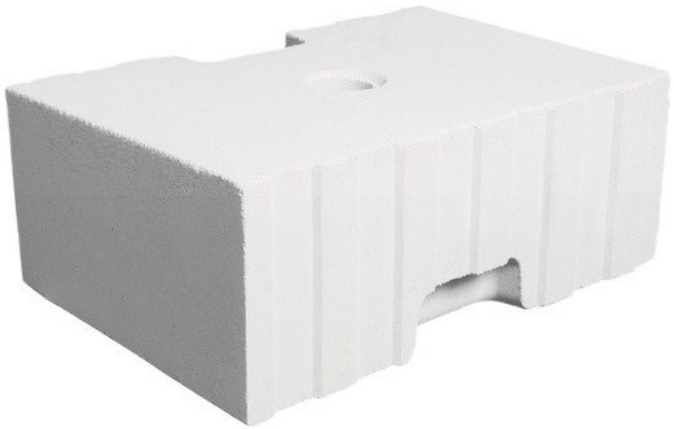


Bild 35 KS-Kimmstein 248x300x125 20-2,0

5.2.1.2 Mauersteine für Großversuche

Großversuch 1 (Erddruck): Kalksandstein mit Wanddicke 365 mm:

Es kamen Kalksandstein-Plansteine der Fa. Silka zum Einsatz (Bild 36). Die wichtigsten Daten werden im Folgenden dargestellt (vgl.[97]). Es handelt sich um einen gering gedämmten (~1,1 W/mK) Außenwandplanstein. Es bedarf somit im Regelfall einer zusätzlichen Dämmung im Außen- oder Innenbereich. Der Stein verfügt im Stoßfugenbereich über Nut und Feder sowie über Grifftaschen für eine einfachere Verarbeitung. In der Steinmitte findet sich außerdem ein weiteres Griffloch. Auf Grund des homogenen Steinaufbaus, ohne nennenswerte Luftkammern, verfügt der Stein auch über eine hohe horizontale Druckfestigkeit.

- Bezeichnung: KS-R P 12 DF 248x365x248 20-2.0
- SFK / RDK: 20 / 2,0
- Länge: 248 mm
- Breite: 365 mm (Wanddicke)
- Höhe: 248 mm
- Gewicht: 42,7 kg/Stück
- Zulassung: nach DIN EN 771-2 [25] und DIN 20000-402 [39]

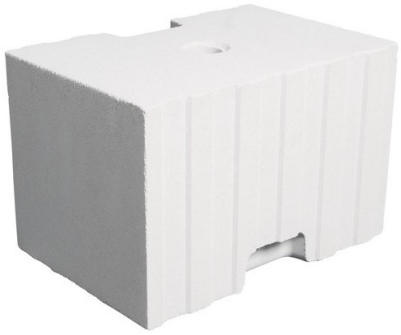


Bild 36 KS-R P 248x365x248 20-2

Großversuch 2 und 3 (Erddruck): Kalksandstein mit Wanddicke 175 mm:

Es kamen Kalksandstein-Planhohlblocksteine der Firma Heidelberger Kalksandstein zum Einsatz (Bild 37). Die wichtigsten Daten werden im Folgenden dargestellt (vgl.[100]). Es handelt sich um einen gering gedämmten Planhohlblockstein. Es bedarf somit im Regelfall einer zusätzlichen Dämmung im Außen- oder Innenbereich. Der Stein verfügt im Stoßfugenbereich über Nut und Feder sowie über Grifftaschen für eine einfachere Verarbeitung. In der Steinmitte finden sich außerdem zwei weitere Grifflöcher. Im Steininneren (auf dem Bild nicht einsehbar) befinden sich zusätzliche Hohlräume zur Gewichtsreduzierung und Materialoptimierung. Auf Grund des inhomogenen Steinaufbaus ist der Stein nicht in allen Richtungen gleich stark belastbar. Die horizontale Druckfestigkeit liegt deutlich unterhalb der Druckfestigkeit in vertikaler Richtung.

- Bezeichnung: KS L-R P 6 DF 248x175x248 12-1.6
- SFK / RDK: 12 / 1,6
- Länge: 248 mm
- Breite: 175 mm (Wanddicke)
- Höhe: 248 mm
- Gewicht: 16,6 kg/Stück
- Zulassung: nach DIN EN 771-2 [25] und DIN 20000-402 [39]

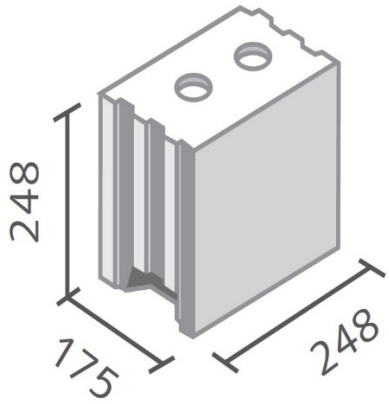


Bild 37 KS L-R P 248x175x248 12-1.6

Großversuch 4 und 5 (Erddruck): Porenbeton mit Wanddicke 175 mm:

Es kam ein Porenbetonplanblock der Fa. YTONG zum Einsatz (gem. Bild 34; mit abweichenden Maßen). Die wichtigsten Daten werden im Folgenden dargestellt (vgl.[96]). Der Planblock weist Nut und Federn im Stoßbereich sowie Grifftaschen für eine einfachere Verarbeitung auf.

- Bezeichnung: PP4 599x175x249 4-0.50
- SFK / RDK: 4 / 0,5
- Länge: 599 mm
- Breite: 175 mm (Wanddicke)
- Höhe: 249 mm
- Gewicht: 13,1 kg/Stück
- Zulassung: Z-17.1-540

Großversuch 6 und 7 (Airbag): Kalksandstein mit Wanddicke 240 mm:

Es kamen Kalksandstein-Planhohlblocksteine der Firma Heidelberger Kalksandstein zum Einsatz (Bild 38). Die wichtigsten Daten werden im Folgenden dargestellt (vgl.[100]). Es handelt sich um einen gering gedämmten Planhohlblockstein. Es bedarf somit im Regelfall einer zusätzlichen Dämmung im Außen- oder Innenbereich. Der Stein verfügt im Stoßfugenbereich über Nut und Feder sowie über Grifftaschen für eine einfachere Verarbeitung. In der Steinmitte finden sich außerdem zwei weitere Grifflöcher. Im Steininneren (auf dem Bild nicht einsehbar) befinden sich zusätzliche Hohlräume zur Gewichtsreduzierung und Materialoptimierung. Auf Grund des inhomogenen Steinaufbaus ist der Stein nicht in allen Richtungen gleich stark belastbar. Die horizontale Druckfestigkeit liegt deutlich unterhalb der Druckfestigkeit in vertikaler Richtung.

- Bezeichnung: KS L-R P 8 DF 248x240x248 12-1.4
- SFK / RDK: 12 / 1,4
- Länge: 248 mm
- Breite: 240 mm (Wanddicke)
- Höhe: 248 mm
- Gewicht: 19,9 kg/Stück
- Zulassung: nach DIN EN 771-2 [25] und DIN 20000-402 [39]

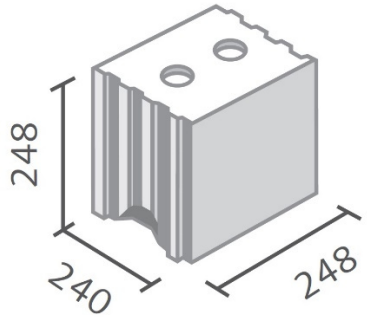


Bild 38 KS L-R P 248x240x248 12-1.4

5.2.2 Dünnbettmörtel

Als Mauermörtel bzw. Dünnbettmörtel bieten die Steinhersteller heute in der Regel ein passendes Produkt an, welches auf den jeweiligen Stein zugeschnitten ist. Wesentliche Merkmale der Dünnbettmörtel sind dabei u. a. Konsistenz, Verarbeitungszeit, Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Verbundfestigkeit, Korngröße und Korrigierbarkeit. Somit unterscheiden sich diese Mörtel zum Teil deutlich in ihren Eigenschaften voneinander, so dass die Werte des Dünnbettmörtels eines Herstellers nicht ohne weiteres auf diejenigen eines anderen Herstellers übertragen werden können. Daher wurde zum jeweiligen Stein der durch den Steinhersteller empfohlene Dünnbettmörtel genutzt. Zusätzlich wurde neben den Dünnbettmörteln ein Feinbeton der Fa. Pagel in die Untersuchungen einbezogen, welcher nicht im eigentlichen Sinne als Dünnbettmörtel zu verwenden ist.

Maxit mur 900D [101]: Mörtelklasse M10 gem. DIN EN 998-2 [34]

Es handelt sich um einen deckelnden Dünnbettmörtel, welcher für die Verwendung mit den Hochlochplanziegeln der Fa. EDER empfohlen wird. Die Normdruckfestigkeit nach 28 Tagen beträgt mind. 10 N/mm². Der Dünnbettmörtel zeichnet sich insbesondere durch eine gute Verarbeitbarkeit bezüglich der Hochlochziegel aus. Außerdem weist er gute Eigenschaften bezüglich geringer Wärmeleitfähigkeit auf. Die Fugendicke beträgt 1-3 mm.

Ytong Dünnbettmörtel [99]: Mörtelklasse M10 gem. DIN EN 998-2 [34]

Dieser Dünnbettmörtel eignet sich besonders zur Herstellung von Mauerwerk aus Porenbetonplansteinen. Die Normdruckfestigkeit nach 28 Tagen beträgt mind. 10 N/mm². Fugendicken werden im Bereich 1-3 mm hergestellt.

Silka Secure Dünnbettmörtel [98]: Mörtelklasse M15 gem. DIN EN 998-2 [34]

Dieser Dünnbettmörtel eignet sich besonders zur Verarbeitung von Kalksandstein-Plansteinen. Die Normdruckfestigkeit nach 28 Tagen beträgt mind. 15 N/mm². Fugendicken werden hier ebenfalls im Bereich 1-3 mm hergestellt.

Pagel TF10 Feinbeton [102]: DIBt Zulassungsnummer Z-31.10-182

Es handelt sich bei dem Pagel TF10 nicht um einen Dünnbettmörtel, sondern um einen Feinbeton der speziell für die Verstärkung von Stahlbetonbauteilen, in Verbindung mit CFK-Textile, angewendet wird. Dafür gibt es zwei zugelassene Textile. Zum einen das BZT1-TUDATEX und zum anderen das BZT2-V.FRAAS, welches im Rahmen dieses Forschungsprojektes genutzt wird. Der TF10 zeichnet sich insbesondere durch eine sehr gute Verbundfestigkeit in Verbindung mit den zugelassenen Textile aus. Außerdem weist er eine besonders hohe Haftzugfestigkeit und Haftscherfestigkeit auf, d. h. auch der Verbund / die Haftung zum zu verstärkenden Objekt ist hierbei gegeben. Ein weiteres Merkmal ist die hohe Normdruckfestigkeit nach 28 Tagen von 80 N/mm².

Die Anwendungsgebiete des Pagel TF10 Feinbeton werden durch den Hersteller wie folgt angegeben:

- konstruktive Verstärkung in der Zugzone von Stahlbetonbauteilen,
- Reduzierung von Schichtdicken von Betonstrukturen im konstruktiven Ingenieurbau (Herstellung von Bauteilen und Bauelementen),
- Reduzierung von Schichtdicken bei konstruktiven Instandsetzungsmaßnahmen,
- zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen im Handlaminier- und im MAWO-PAGEL ® - Dichtstrom-Nasssprit zverfahren.

Mit dem Verfahren können auch geringe Schichtdicken von ca. 3 mm erreicht werden, was in etwa der maximalen Stärke einer Dünnbettmörtelfuge entspricht. Auf Grund der guten Verbund- sowie Haftzug- und Haftscherfestigkeitswerte wurde der TF10 in die Untersuchungen einbezogen. Außerdem ist er bereits in Verbindung mit den zwei genannten Textile als Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Bauteilen zugelassen und es lässt sich auf eine Vielzahl bereits erforschter Ergebnisse und Erfahrungen zurückgreifen.

5.2.3 Bewehrungstextile

Da bereits eine Vielzahl unterschiedlicher Steine und Mörtel in die Untersuchung Einzug gefunden haben, wurde die Anzahl der Textile mit zunächst lediglich zwei Exemplaren gewählt. Da die Textileigenschaften (Abstand der Rovings, Querschnitt der Rovings, Beschichtungen, Form der Rovings, Material) einen entscheidenden Einfluss auf den Verbund zwischen Mörtel und Textil haben, werden sich die entsprechenden Verbundfestigkeiten von Textil zu Textil deutlich unterscheiden. Die gewählten Textile, ein Glasfasertextil und ein Kohlefasertextil, sind frei am Markt erhältlich und entsprechen dem aktuellen Stand der Technik. Der Hersteller ist bei beiden Textile der Projektpartner V.FRAAS. Beide Textile sind mit einer Beschichtung versehen, um die Verbundkräfte besser aufnehmen zu können. Eine solche Beschichtung entspricht dem heutigen Stand der Technik. Die verwendeten Textilen sind auf Bild 39 und Bild 40 dargestellt.

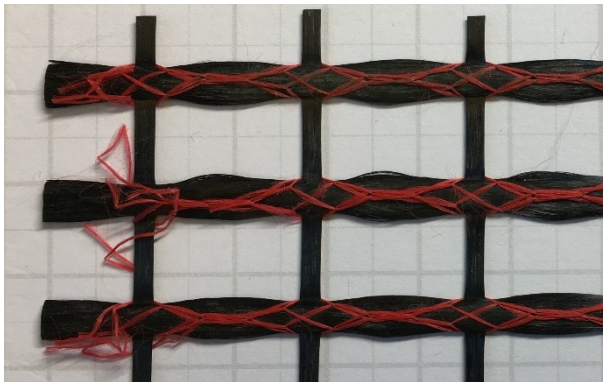


Bild 39 CFK-Textil SITGrid 025

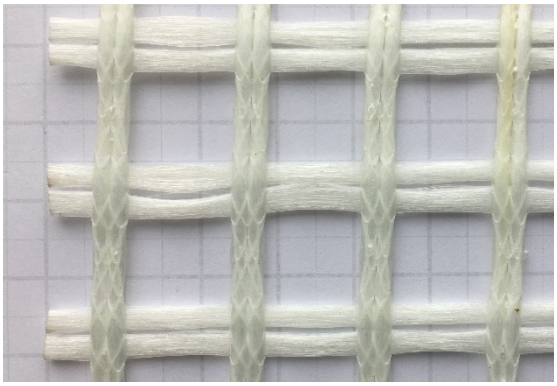


Bild 40 GFK-Textil SITGrid 200

Die Wahl fiel auf relativ starke Textile, da für die Erddruckanforderungen ausreichend Textilquerschnitt notwendig ist, um die entsprechenden Erddruckkräfte aufnehmen zu können. Der Nachteil bei starken Textile ist häufig, dass das Verbundverhalten ungünstiger ist als bei schwächeren Textile. Mit größeren Rovingabständen und kleineren Querschnitten ist es meistens besser möglich, die Verbundkräfte aus Textil und Mörtel aufzunehmen, allerdings sind die dabei aufnehmbaren Kräfte geringer als bei stärkeren Rovings. In dem Fall schwächerer Textile wird es daher eher dazu kommen, dass das Textil auf Zug versagt und nicht vorher ein Verbundversagen zwischen Mörtel und Textil eintritt. Bei stärkeren Textile kann es dagegen dazu kommen, dass der Verbund noch vor Erreichen der Textilzugfestigkeit bereits versagt hat. Es wird deutlich, dass es für

jeden Anwendungsfall (Stärke der Einwirkungen, Stein, Mörtel, geometrische Abmessungen, etc.) theoretisch eine optimale Textilgeometrie geben kann. Dies wird sich allerdings aus wirtschaftlichen Gründen kaum realisieren lassen, da jedes Textil aufwendig auf sein Verbundverhalten im entsprechenden Mörtel, in Verbindung mit dem zu nutzenden Stein, untersucht werden müsste. Zumindest wird sich die Entwicklung solcher Stein-Mörtel-Textil-Systeme auf eine kleine Anzahl von Anwendungsfällen beschränken müssen. Das hier gewählte Textil SITGrid 025 (entspricht dem Zulassungstextil TUDALIT-BZT2-V.FRAAS, vgl. [103] und [104]) verfügt bereits über eine Zulassung (Z-31.10-182) in Verbindung mit dem TF10 Pagel Feinbeton (vgl. Abschnitt 3.5.2) für die Anwendung als textilbewehrter Beton. Daher gibt es dazu bereits einige verfügbare Untersuchungen und Kennwerte.

Eigenschaften CFK-Textil SITGrid 025 [103]:

- Entspricht TUDALIT-BZT2-V.FRAAS,
- ch. Zugfestigkeit ca. 1550 N/mm²,
- Elastizitätsmodul ca. 170.000 N/mm²,
- Carbontextil mit einem Gewicht von 346 g/m² (beschichtet),
- Fadenabstand in Kettrichtung (längs, Zugrichtung) 12,7 mm,
- Bewehrungsquerschnitt in Kettrichtung 141 mm²/m,
- 78 Rovings je Meter in Kettrichtung; 1,8 mm²/Roving,
- Fadenabstand in Schussrichtung (quer, Schubrichtung) 16 mm,
- Bewehrungsquerschnitt in Schussrichtung 28 mm²/m,
- 62 Rovings je Meter in Schussrichtung; 0,45 mm²/Roving,
- Imprägnierung / Beschichtung mit filmbildender Dispersion (Styrol-Butadien-Beschichtung) für die Herstellung des inneren Verbundes der einzelnen Filamente und die Sicherung eines guten Verbundes zwischen Textil und Mörtel (Beton).

Eigenschaften GFK-Textil SITGrid 200 [105]:

- ch. Zugfestigkeit ca. 1200 N/mm²,
- Elastizitätsmodul ca. 65.000 N/mm²,
- Glasfasertextil mit einem Gewicht von 653 g/m² (beschichtet),
- Bestehend aus alkaliresistenten Glasfasern (AR-Glas),
- Fadenabstand in Kettrichtung (längs, Zugrichtung) 16,9 mm,
- Bewehrungsquerschnitt in Kettrichtung 106 mm²/m,
- 118 Rovings je Meter in Kettrichtung; 0,9 mm²/Roving,
- 59 Rovingbündel je Meter in Kettrichtung; 1,8 mm²/Roving,
- Fadenabstand in Schussrichtung (quer, Schubrichtung) 18,1 mm,
- Bewehrungsquerschnitt in Schussrichtung 99 mm²/m,
- 110 Rovings je Meter in Schussrichtung; 0,9 mm²/Roving,
- 55 Rovingbündel je Meter in Kettrichtung; 1,8 mm²/Roving,
- Imprägnierung / Beschichtung mit filmbildender Dispersion (Styrol-Butadien-Beschichtung) für die Herstellung des inneren Verbundes der einzelnen Filamente und die Sicherung eines guten Verbundes zwischen Textil und Mörtel (Beton).

5.3 Kleinversuche

5.3.1 Biegeversuche am textilbewehrten Mauerwerk

5.3.1.1 Versuchsaufbau Biegeversuche

Die Biegezugfestigkeit von Mauerwerk wird im Normalfall nach DIN EN 1052-2 [20] bestimmt. Dabei wird zwischen Biegezugfestigkeit mit Bruchebene parallel und senkrecht zur Lagerfuge unterschieden. Bild 41 zeigt den jeweils prinzipiellen Versuchsaufbau.

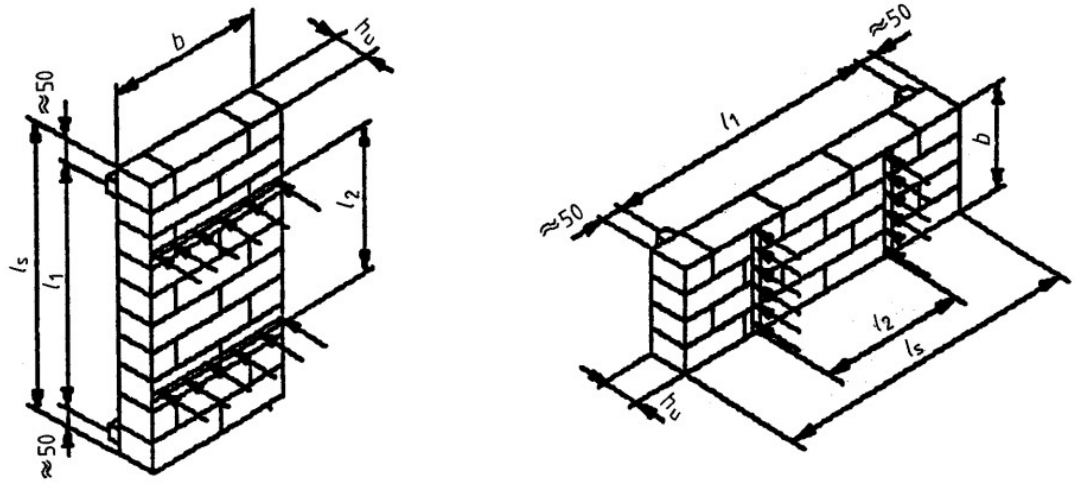
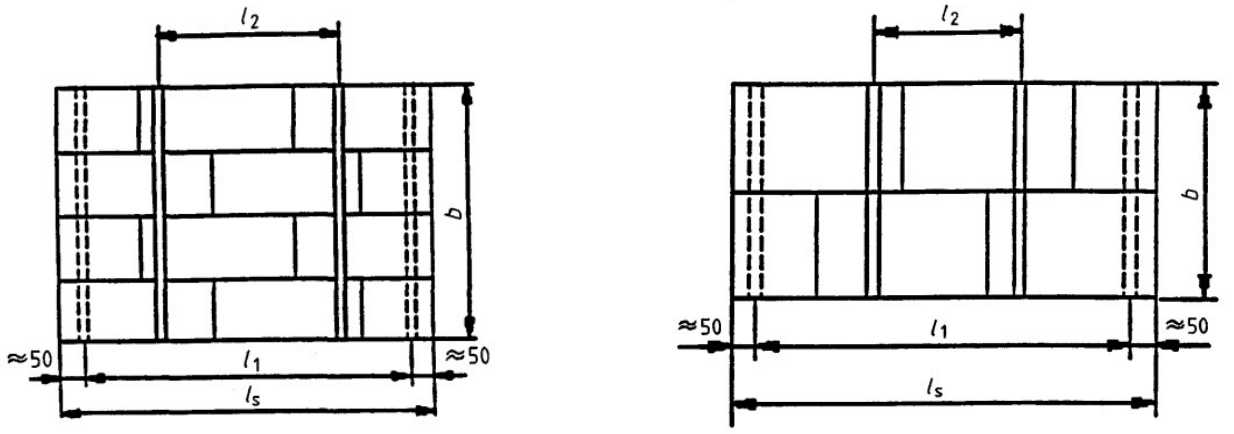


Bild 41 Versuchsaufbau zur Prüfung der Biegezugfestigkeit von Mauerwerk, links mit Bruchebene parallel zur Lagerfuge, rechts mit Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge, nach DIN EN 1052-2

Für den Anwendungsfall der bewehrten Lagerfuge ist die Biegezugfestigkeit mit Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge relevant. Je nach verwendeter Steingröße müssen dafür Mauerwerksprobekörper mit den in Bild 42 gezeigten Abmessungen hergestellt und einem Vierpunktbiegeversuch unterzogen werden. Es handelt sich dabei somit um einen repräsentativen Ausschnitt aus einem Mauerwerk.



$b \approx 4 h_u$ und $b \geq 240\,\text{mm}$ und $h_u \leq 250\,\text{mm}$ und mindestens eine Stoßfuge innerhalb von l_2
Biegezugfestigkeit für eine normal zu den Lagerfugen verlaufende Bruchebene

$b \geq 1\,000\,\text{mm}$ und $h > 250\,\text{mm}$ und eine Stoßfuge und eine Lagerfuge innerhalb von l_2
Biegezugfestigkeit für eine normal zu den Lagerfugen verlaufende Bruchebene

Bild 42 Abmessungen möglicher Probekörper für die Prüfung der Biegezugfestigkeit von Mauerwerk senkrecht zur Lagerfuge

Bei den heute verwendeten, großformatigen Mauersteinen ergibt sich somit eine Probekörperabmessung von ca. 1 m Höhe und 2 m Länge. Damit einhergehend ist ein relativ großer Aufwand zur Herstellung und Prüfung der Mauerwerksprobekörper. Bei einer Vielzahl zu untersuchenden Stein-Mörtel-Textil-Kombinationen müsste auch eine dementsprechend große Anzahl an Prüfkörpern hergestellt werden. Dies ist organisatorisch (Platzverhältnisse, Lagerungsmöglichkeiten, evtl. temp. Tragekonstruktion) kaum noch wirtschaftlich und im Rahmen eines rel. kurzen Zeitraumes leistbar. Somit ergibt sich bereits aus Effizienzüberlegungen die Erforderlichkeit eines einfacheren Versuchsaufbaus.

Hinzu kommt die Tatsache, dass in den für den Lehrstuhl verfügbaren Prüfeinrichtungen keine dauerhafte Konstruktion verfügbar ist, die über eine ausreichende Steifigkeit verfügt, um horizontal Kräfte aufzunehmen bzw. einzuleiten. Dafür hätten erst zusätzliche Konstruktionen angeschafft und aufgebaut werden müssen. Auch aus dieser Tatsache heraus galt es einen einfacheren Versuchsaufbau zu konzipieren.

Häufig sind verfügbare Prüfmaschinen darauf ausgelegt vertikal zu prüfen. Die Krafteinleitung erfolgt dabei über in vertikaler Richtung steife Portalrahmen, an denen Druckzylinder angebracht sind. Die Widerlagerung erfolgt dann direkt auf dem Boden über entsprechende Auflager. Somit erscheint eine Anpassung an diese Prüfrichtung als zweckmäßig. Ein Nachteil bei dieser Prüfrichtung ist, dass es bereits durch das Eigengewicht des Prüfkörpers, je nach Steinwichte, zu einem rel. starken Krafteintrag kommen kann. Bei unbewehrtem Mauerwerk dürften bereits dadurch die aufnehmbaren Biegekräfte überschritten werden. Für bewehrtes Mauerwerk dagegen ist die Aufnahme der Eigenlasten problemlos möglich.

Auf Grund der vorgenannten Sachverhalte wurde ein alternativer Versuchsaufbau entwickelt. Grundlage dafür ist ein repräsentativer Ausschnitt aus dem Mauerwerk mit einer Zugzone (eine bewehrte Lagerfuge) und einer Druckzone (jeweils eine halbe Steinhöhe ober- und unterhalb der Lagerfuge). Um diese Geometrie darzustellen, wurden Biegeträger aus halbhohen Steinen mit einer dazwischenliegenden textilbewehrten Lagerfuge hergestellt. Zur Gewährleistung der Mauerwerksmechanik wurden die Steine versetzt vermauert. Dieser Aufbau entspricht damit insgesamt dem relevanten Modell vom bewehrten Mauerwerk gem. den Ausführungen unter Abschnitt 3.3.2. Da der verwendete Dünnbettmörtel im Vergleich zu Normalmörtel auch bessere Hafteigenschaften aufweist, war die Herstellung und Handhabung als Biegeträger problemlos möglich. Der Versuch wurde als 4-Punkt-Biegeversuch durchgeführt. Bild 43 zeigt den prinzipiellen Versuchsaufbau, links als prinzipieller Mw-Biegebalken, rechts als prinzipielles Systembild (Anlehnung an DIN 52186 [45]).

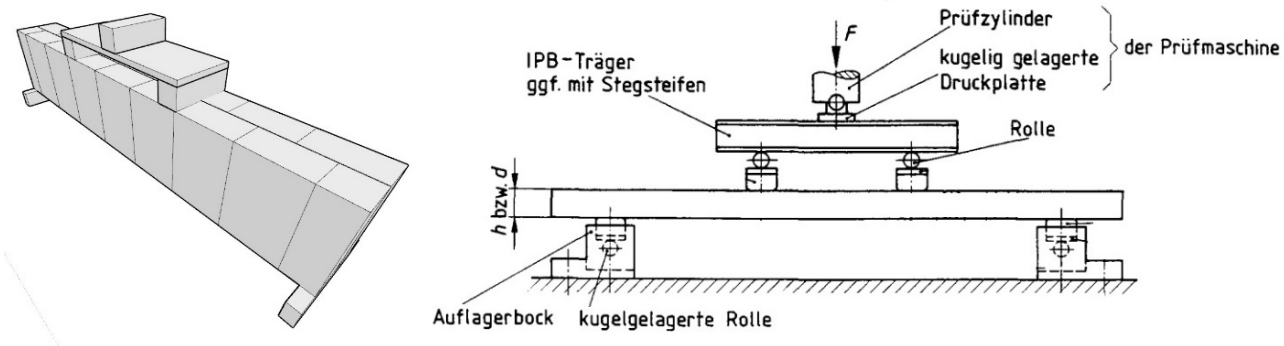


Bild 43 Prinzipaufbau 4-Punkt-Biegeversuch (rechts aus [45])

Die gleichverteilten Abstände der Lager und Krafteinleitungspunkte betrugen rund 65 cm. Bild 44, Bild 45 sowie Bild 46 zeigen den Versuchsaufbau für Hochlochziegel, Kalksandstein und Porenbeton. Die Krafteinleitung erfolgte über einen oberhalb angebrachten Druckzylinder, die Kraftverteilung über einen Stahlträger. Die Lasteinleitung erfolgte wie die Auflagerung über Stahlrollen, wodurch die Gelenkigkeit sichergestellt wurde. Dieser um 90° gedrehte Aufbau entspricht damit dem Grenzfall eines Mauerwerkes ohne Auflast. Dies liegt auf der sicheren Seite,

da vorhandene Auflast die Biegetragfähigkeit des Mw durch größere Reibung erhöht. Seitliche Halterungen, bzw. Krafteinleitung waren nicht erforderlich.

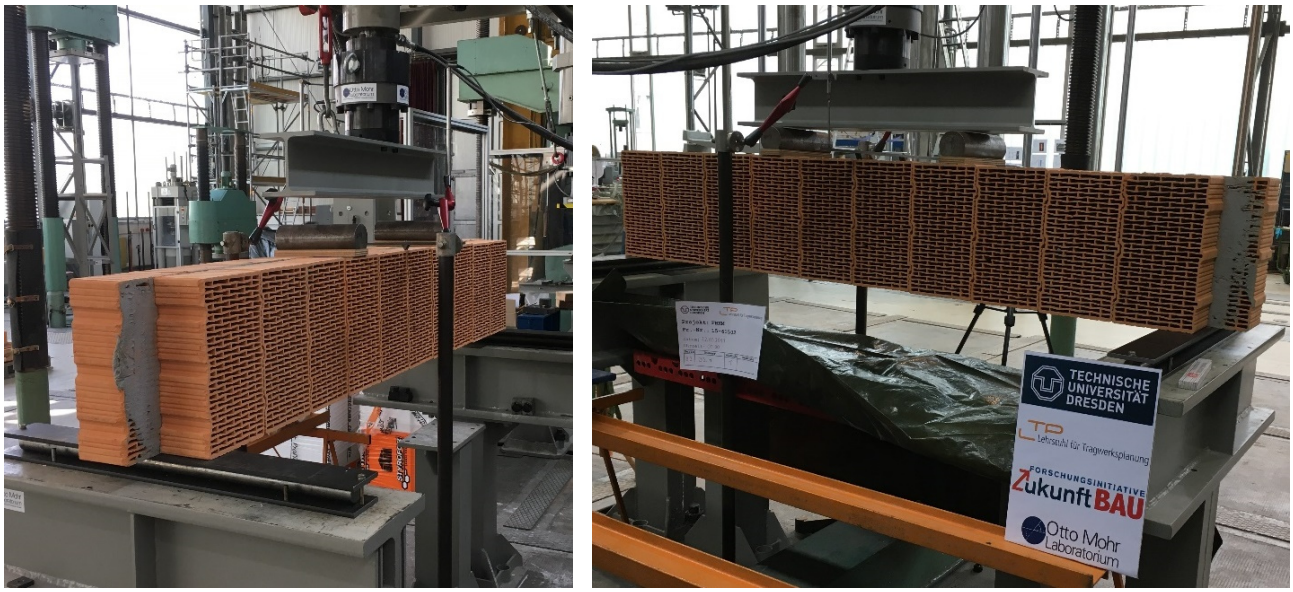


Bild 44 Textilbewehrter Biegebalken aus Hochlochziegeln

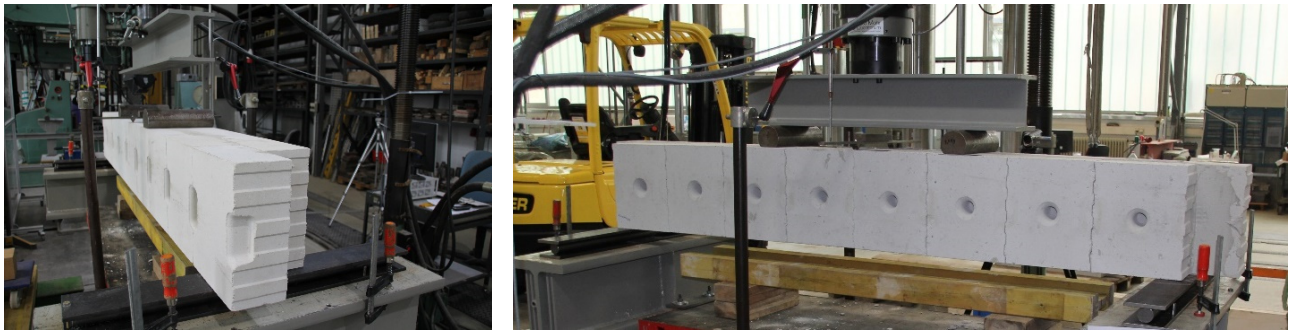


Bild 45 Textilbewehrter Biegebalken aus Kalksandstein

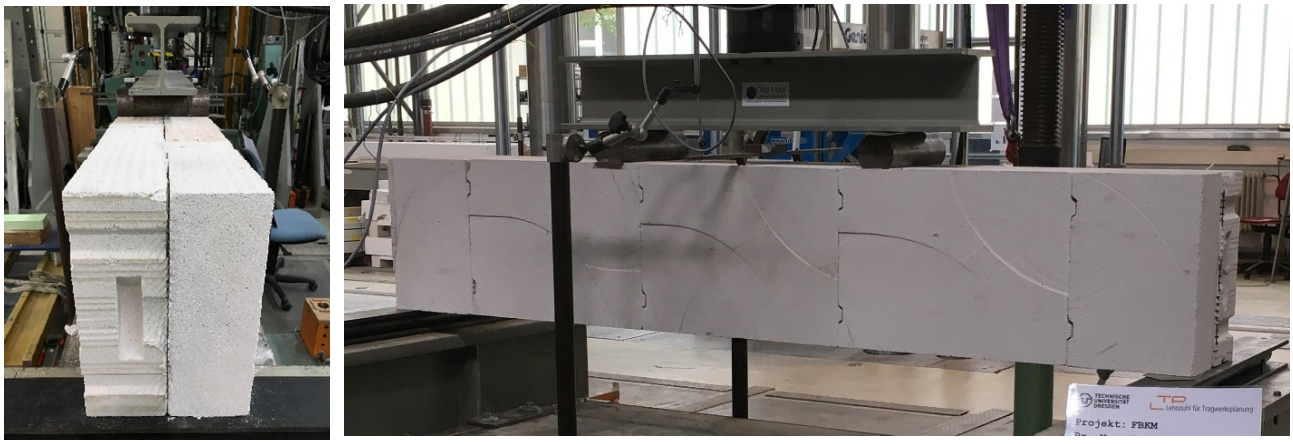


Bild 46 Textilbewehrter Biegebalken aus Porenbeton

5.3.1.2 Prüfkörperherstellung Biegeversuche

Die bewehrten[1] Mauerwerksprüfkörper wurden folgendermaßen hergestellt (siehe Bild 47):

1. Verlegen der unteren Steinreihe,
2. Aufbringen einer halben Mörtelschicht (rund 1,5 mm) mit Mörtelschlitten bzw. Kelle,
3. Aufbringen des Textils (mittiges Einlegen mit 35 mm Randabstand),
4. Aufbringen der zweiten Mörtelschicht (rund 1,5 mm; Gesamthöhe der Mörtelschicht beträgt damit rund 3 mm),
5. Verlegen der oberen Steinreihe (Verlegen im Verband → Versatz: 0,5 x Steinlänge),
6. Probekörper 28 Tage abbinden lassen (Hallenlagerung),
7. Probekörper um 90° drehen und prüfen.


1.


2.


3.


4.


5. und 6.

Bild 47 Probekörperherstellung am Bsp. HLz

[1] Die unbewehrten Vergleichsproben wurden ohne Textil mit einer Standarddünnbettfuge von ~ 2 mm hergestellt.

Um die relativ schweren Probekörper (KS ~ 300 kg; HLz und PB ~ 130 kg) handhaben zu können, wurden diese dabei direkt auf langen Holzbohlen liegend vermauert. Nach 28 Tagen wurde auf die Oberseite ebenfalls eine Holzbohle hinzugefügt und mit der unteren verspannt. So war über die Hebelwirkung ein problemloses Drehen der Probekörper möglich. Außerdem wurde so verhindert, dass es bereits zu Vorschädigungen am Biegebalken kommen konnte. Nach dem Drehen wurde der Balken mittels Portalkran in die Prüfmaschine verbracht. Dafür wäre es möglich gewesen die seitlichen Stabilisierungen beizubehalten, was allerdings nicht erforderlich war. Bild 48 zeigt einen KS-Biegebalken kurz nach der 90° Drehung, der zweite Biegebalken liegt noch in der Herstellungsposition.



Bild 48 Handhabung der Biegebalken am Bsp. KS

5.3.1.3 Versuchsprogramm Biegeversuche

Das Versuchsprogramm aller durchgeführten Biegeversuche ist in Tabelle 10 dargestellt. Die Versuchsnummerierung ist nicht konsistent, da in der Tabelle eine thematische Neuordnung gewählt wurde.

Tabelle 10 Versuchsprogramm der Biegeversuche

Nr.	Vers.-Nr.	Stein	Mörtel	Textil	Stoßfuge	l/b/h [cm]	Anzahl
1	B1-1	KS	Silka DM	CFK SG025	unverm.	200/25/30	3
2	B3-1	KS	Silka DM	CFK SG025	verm.	200/25/30	3
3	B1-2	KS	Silka DM	GFK SG200	unverm.	200/25/30	3
4	B1-5	KS	TF10	CFK SG025	unverm.	200/25/30	3
5	B3-2	KS	TF10	CFK SG025	verm.	200/25/30	2
6	B2-1	HLz	Maxit DM	CFK SG025	unverm.	200/25/36,5	3
7	B4-1	PB	Ytong DM	CFK SG025	unverm.	200/25/36,5	2
8	B4-2	PB	Ytong DM	CFK SG025	verm.	200/25/36,5	2
9	B1-4	KS	Silka DM	ohne	unverm.	200/25/30	3
10	B2-2	HLz	Maxit DM	ohne	unverm.	200/25/36,5	3

Weitere Material- und Geometriekombinationen wären zwar wünschenswert gewesen, waren aber zeitlich und finanziell nicht mehr durchführbar.

Nummer 1 bis 5 zeigen Versuche mit Kalksandsteinen. Dabei kam neben dem Standarddünnbettmörtel auch der Pagel TF10 zum Einsatz. Bei den Versuchen mit TF10 handelte es sich um Tastversuche, um erste Informationen zu dessen Anwendbarkeit verfügbar zu machen. Daher blieben die Versuche zunächst auf die Kombination mit KS und SG025 beschränkt. Als Textil wurden

Kombinationen mit SG 025 und SG 200 untersucht. Da bereits die ersten Versuche bessere Ergebnisse für SG 025 erbrachten, wurde es für das Glasfasertextil zunächst bei einer Versuchsreihe belassen. Eine weitere Variation ergab sich aus der Stoßfugenvermörtelung, deren Einfluss für die wesentlichen Kombinationen untersucht wurde.

Die Nummer 6 zeigt den Versuch mit Hochlochziegeln und textiler Bewehrung ohne Stoßfugenvermörtelung. Dabei wurde festgestellt, dass ein weiterer Versuch mit vermörtelten Stoßfugen (auf Grund der verwendeten Steine mit sehr geringen horizontalen Druckfestigkeiten) nicht zu wesentlich besseren Ergebnissen führen könnte, weshalb dahingehend keine weiteren Versuche mit vermörtelten Stoßfugen erfolgten.

Porenbetonbiegebalken wurden mit Nummer 7 und 8 untersucht. Da diese Versuchsreihe am Ende der Untersuchungen lag, wurde auf Grund der Erfahrungen aus den ersten Versuchen lediglich zwischen vermörtelter und unvermörtelter Stoßfuge differenziert. In beiden Fällen kam das Textil SG 025 zum Einsatz. Da die PB-Steine sehr aufwendig gesägt werden mussten (4 Sägeschnitte je Stein), wurden zunächst nur je 2 Einzelversuche durchgeführt.

Bei den Nummern 9 und 10 handelt es sich um Vergleichsversuche ohne textile Bewehrung. Dabei wurde bereits für KS und HLz festgestellt, dass diese kaum über eine relevante Biegetragfähigkeit verfügten und es wurde für den PB aus Effizienzüberlegungen heraus keine Vergleichsversuche durchgeführt.

5.3.1.4 Messtechnik und Messprogramm Biegeversuche

Es wurde die Verformung in Trägermitte sowie die eingeleitete Kraft aufgenommen. Damit wurden die Versuche hinreichend messtechnisch begleitet. Es kamen dafür die folgenden Messmittel zum Einsatz (Bild 49):

- 2 induktive Wegaufnehmer (50 mm) → jeweils an den beiden Außenseiten in Trägermitte,
- 1 Kraftmessdose → Am Druckzylinder.



Bild 49 Messtechnik bei Mw-Biegeversuch

<u>Belastung und Messprogramm:</u>

Es ist eine langsame, statische Belastung erforderlich, die je nach Prüfkörper (mit und ohne Textil, Steinart) anzupassen war.

Belastungsart:	Wegsteuerung
Belastungsgeschwindigkeit:	~ 0,03 mm/s (unterste Grenze der Steuerung)
Belastungsregime:	Rampe
Messprogramm:	Kraft-Weg-Ausgabe mit Messrate von 10 Hz

5.3.1.5 Gesamtergebnisse Biegeversuche

Messergebnisse:

Es wurden für alle Versuche die eingeleiteten Kräfte und Verformungen in Trägermitte gemessen. Bei den Verformungen zeigten die beiden Wegaufnehmer bei allen Versuchen nahezu gleiche Werte an, d. h. es kam bei den Versuchen zu keiner Verdrehung oder Kippen des Probekörpers. Darum wird in der Folge immer der gemittelte Wert beider Wegaufnehmer als Verformung ausgewiesen.

Die am Druckzylinder gemessene Kraft kann über die folgende Gleichung (71) in das angreifende Biegemoment umgerechnet werden:

$$M_F = F \cdot 0{,}65\ m/2 \qquad (71)\ .$$

Zusätzlich liegt eine Belastung durch Eigengewicht vor, welche insbesondere bei den KS-Steinen nicht unerheblich ist. Dieses Moment kann mit der folgenden Gleichung (72) berücksichtigt werden:

$$M_G = \rho \cdot b \cdot h \cdot\ l^2/8 \qquad (72)\ .$$

Das Gesamtmoment in Trägermitte ergibt sich aus der Summe der beiden einzelnen Biegemomente. Tabelle 11 zeigt die zusammengefassten Ergebnisse aller durchgeführten Biegeversuche mit textiler Bewehrung.

Tabelle 11 Messergebnisse der Biegeversuche

Nr.	max. Bruchlast / Moment				Last / Moment bei 10 mm Verformung				Anfangslast /Moment				s_{max}
	V1	V2	V3	ø	V1	V2	V3	ø	V1	V2	V3	ø	
	[kN] / [kNm]				[kN] / [kNm]				[kN] / [kNm]				[mm]
1	6,27	6,71	7,03	6,67	4,99	5,79	5,98	5,59	4,43	5,79	4,76	4,99	15
	2,75	2,89	3,00	2,88	2,33	2,59	2,65	2,52	2,15	2,59	2,26	2,33	
2	8,59	7,76	0,00	8,18	7,90	7,65	0,00	7,78	3,48	3,70	0,00	3,59	10
	3,51	3,23	0,00	3,37	3,28	3,20	0,00	3,24	1,84	1,91	0,00	1,88	
3	5,30	6,33	4,80	5,48	3,96	5,32	3,39	4,22	3,07	4,82	3,39	3,76	30
	2,43	2,77	2,27	2,49	1,99	2,44	1,81	2,08	1,70	2,28	1,81	1,93	
4	16,57	14,05	12,65	14,42	9,40	9,38	7,92	8,90	4,54	5,96	2,27	4,26	20
	6,11	5,29	4,83	5,41	3,77	3,76	3,29	3,61	2,18	2,65	1,44	2,09	
5	21,68	20,07	0,00	20,88	13,78	12,64	0,00	13,21	7,59	6,77	0,00	7,18	18
	7,78	7,26	0,00	7,52	5,20	4,83	0,00	5,02	3,18	2,91	0,00	3,05	
6	9,23	6,25	10,49	9,86	5,68	5,95	7,30	6,31	3,62	4,46	5,34	4,47	20
	3,30	2,33	3,70	3,51	2,14	2,23	2,67	2,35	1,47	1,74	2,03	1,75	
7	7,95	11,05	0,00	9,50	7,95	11,05	0,00	9,50	3,57	3,59	0,00	3,58	9
	2,79	3,80	0,00	3,30	2,79	3,80	0,00	3,30	1,36	1,36	0,00	1,36	
8	14,74	13,78	0,00	14,26	14,74	13,78	0,00	14,26	4,36	4,28	0,00	4,32	10
	5,01	4,69	0,00	4,85	5,01	4,69	0,00	4,85	1,61	1,59	0,00	1,60	

Die sich ergebenden Biegemomentverläufe sowie Querkraftverläufe sind in Bild 50 exemplarisch für Nr.1 V1 dargestellt.

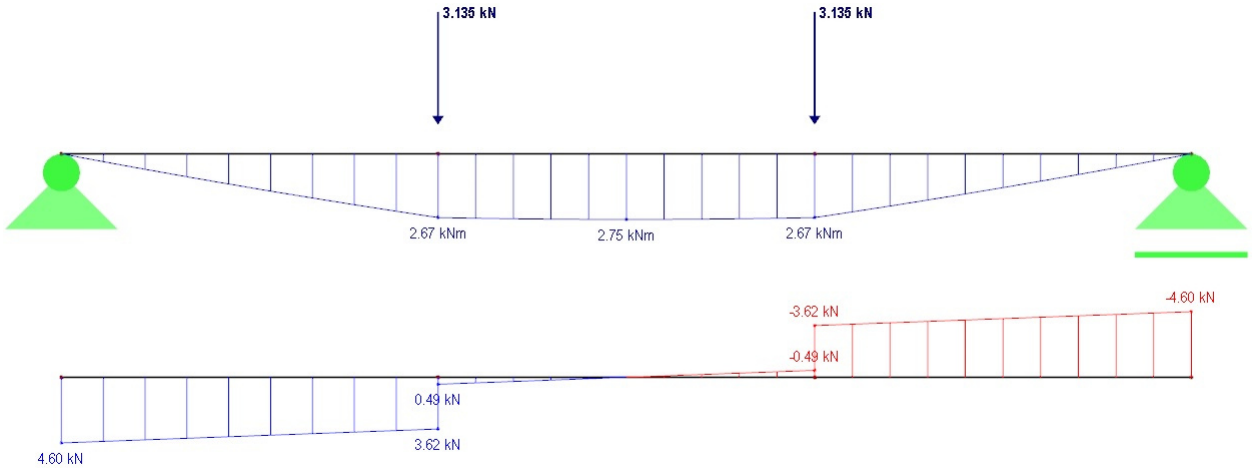


Bild 50 Kraftverläufe am Biegebalken

In Tabelle 11 wird zwischen maximaler Bruchlast / Moment, Last / Moment bei 10 mm Verformung und Anfangslast / Moment unterschieden. Die maximale Bruchlast / Moment ist durch einen sehr starken Kraftabfall in der Kraft-Verformungskurve charakterisiert. Die maximale Tragfähigkeit des Biegeträgers wurde erreicht. In den meisten Fällen konnte nach Erreichen dieses Maximalpunktes noch die Tragfähigkeit des Eigengewichtanteils gewährleistet werden. Bei einigen wenigen Biegeträgern kam es zu einer vollständigen Zerstörung. Die Last / das Moment bei 10 mm Verformung ist gerade die Kraft / das Moment, welches maximal bis zu einer Verformung von 10 mm in Trägermitte erreicht wurde. Anfangslast / Moment beschreiben die maximal erreichte Kraft bis zu einem ersten deutlichen Abfall der Kraft-Verformungskurve.

5.3.1.6 Auswertung zu Nr.1 KS-SilkaDM-SG025-unverm. SF

Es kamen KS-Steine, SG 025 und Silka DM zum Einsatz. Die Stoßfugen wurden unvermörtelt ausgeführt. Bild 51 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Verformungskurve (Versuch 1).

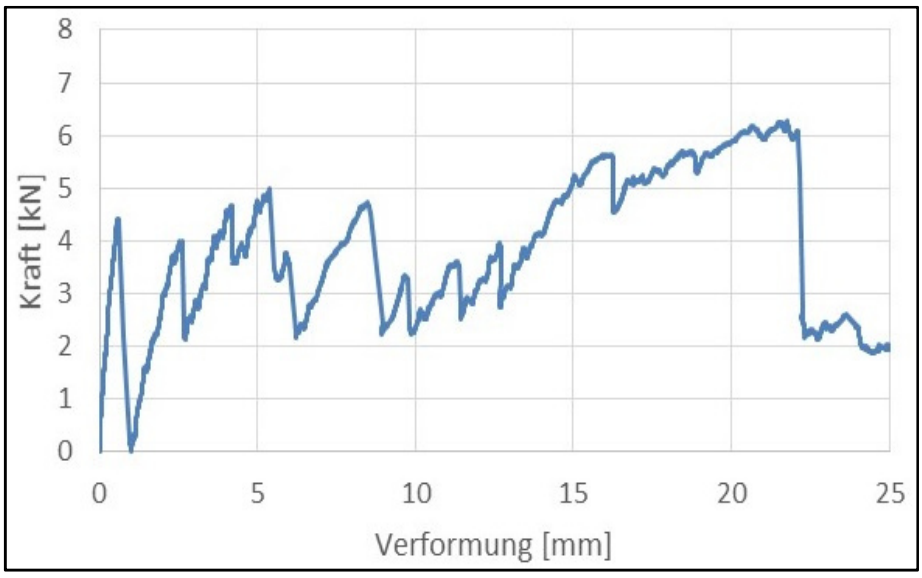


Bild 51 Kraft-Verformungskurve zu KS-SilkaDM-SG025-unverm. SF (Nr.1)

Die Kraft-Verformungskurve ist durch einen stark unstetigen Verlauf geprägt. Während der Versuchsabläufe konnten mehrere Ursachen dafür festgestellt werden. Zunächst schlossen sich die Stoßfugen im oberen Trägerbereich, bis eine ausreichende Druckzone zur Verfügung stand. Damit einhergehend kam es zu einem Schlupf und deutlichem Kraftabfall. Gleichzeitig öffneten sich die Stoßfugen im unteren Bereich leicht und die Mörtelfuge begann zu reißen. Bis zu diesem Moment ist davon auszugehen, dass die Kraftübertragung, wie bei Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen üblich, wellenartig erfolgte. Erst nach Schließen der Stoßfugen kam es zu einem Verhalten, wie bei bewehrtem Mauerwerk gem. Abschnitt 3.3.2 üblich. Ferner ist davon auszugehen, dass es bereits zu dem Zeitpunkt zu lokalem Verbundversagen Stein-Mörtel und Mörtel-Textil gekommen ist. Bis zu einer Verformung von ca. 13 mm in Trägermitte ist das Verhalten durch Schließen einzelner Stoßfugen und lokalem Verbundversagen geprägt. Danach entwickelt sich der Verlauf deutlich stetiger, unterbrochen von kleineren Verbundschädigungen. Dieser Verlauf setzt sich bis zur abschließenden Maximaltragfähigkeit fort. Zu diesem Moment kommt es zu einem sehr erheblichen Versagen des Verbundes und einem starken Kraftabfall. Es verbleibt eine geringe Resttragfähigkeit ohne statische Relevanz. Das Bild 52 zeigt die Verformungen am Gesamtbalken und Bild 53 im Detail zum Zeitpunkt kurz nach der maximalen Tragfähigkeit des Biegebalkens.

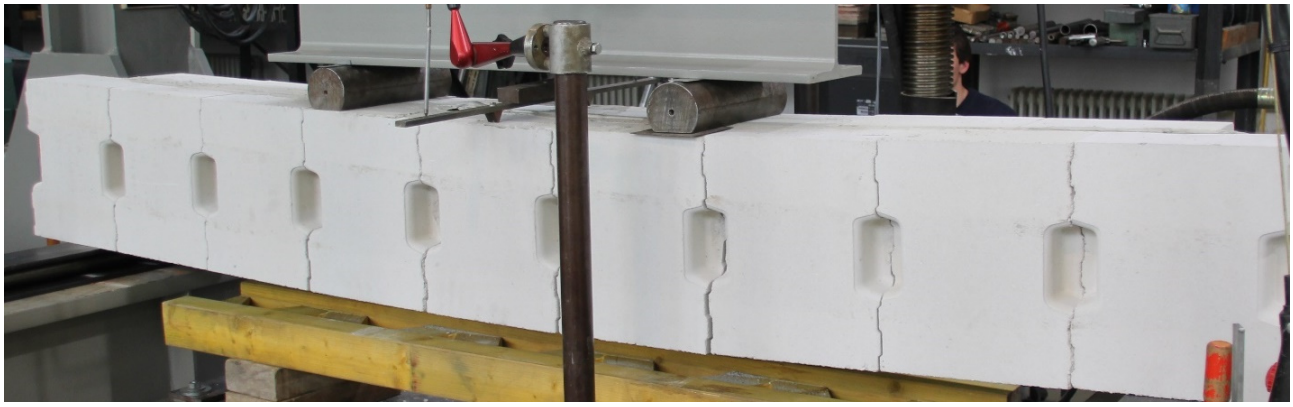


Bild 52 Verformungen zu KS-SilkaDM-SG025-unverm. SF (Nr.1), Gesamt



Bild 53 Verformungen zu KS-SilkaDM-SG025-unverm. SF (Nr.1), Detail

Es zeigt sich deutlich, dass die Stoßfugen im Druckbereich vollständig geschlossen und im Zugbereich weit geöffnet sind. Die Stoßfugen öffneten sich dabei zum Teil bis ca. 10 mm. In der Unteransicht ist zu erkennen, dass es zu einem Verbundversagen in der Lagerfuge gekommen ist. Die erreichten Verformungen und Stoßfugenöffnungen liegen dabei weit über denjenigen, welche für eine Gebrauchstauglichkeit noch zulässig wären. Insoweit handelt es sich dabei um den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Bei keinem der drei Versuchsbalken kam es zu einem Versagen der Druckzone oder dem Zugversagen des Carbontextils. Es handelte sich immer um ein Versagen des Verbundes.

Insgesamt kam es aber nicht zu einem vollständigen Versagen der Biegeträger. Eine Resttragfähigkeit des Eigengewichtes konnte aufrechterhalten werden.

Auf Grund der Nichteinsehbarkeit der Lagerfuge während der Versuchsdurchführung ist nicht gänzlich klar, welcher Verbund zuerst versagte. Nach der Versuchsdurchführung wurde der Biegebalken zerlegt und dokumentiert. Bild 54 und Bild 55 zeigen einige ausgewählte Darstellungen des Verbundes.

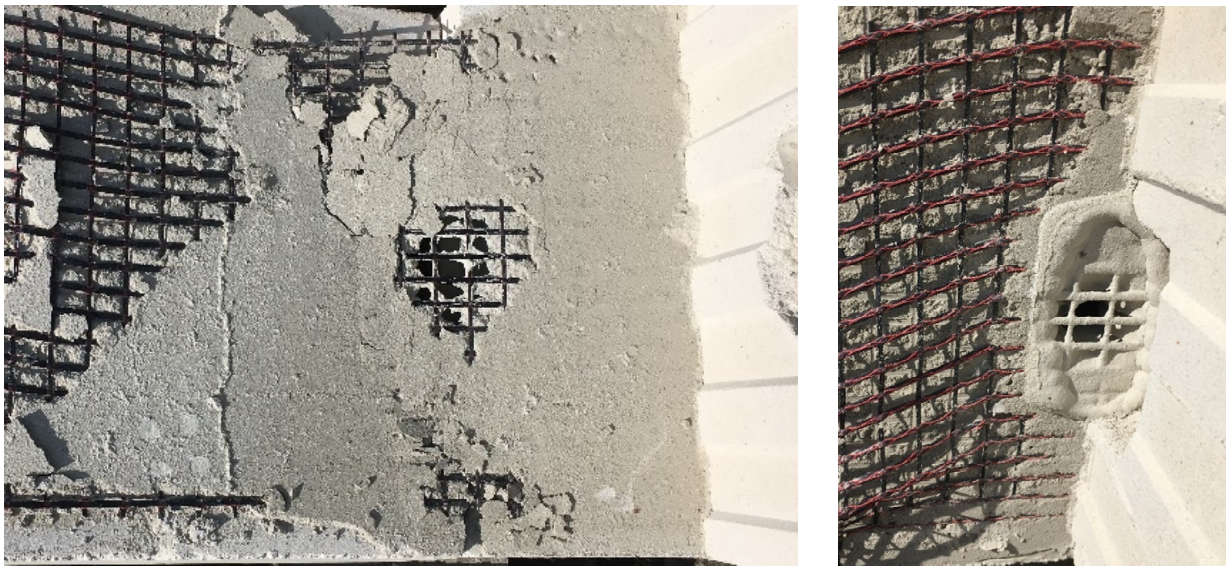


Bild 54 1 Verbund zu KS-SilkaDM-SG025-unverm. SF (Nr.1)



Bild 55 2 Verbund zu KS-SilkaDM-SG025-unverm. SF (Nr.1)

Es ist erkennbar, dass es sich um eine Kombination aus Verbundversagen zwischen Mörtel und Stein sowie Mörtel und Textil handelt (Bild 54). Zum Teil ist ein glattes Abscheren an der Mörteloberfläche zum Stein festzustellen. An anderen Bereichen versagte die Mörtelmatrix. Die Schädigungen an der Mörtelmatrix sind dabei zum Teil sehr stark ausgeprägt (Bild 55).

Auf Grund der weiteren Versuche kann angenommen werden, dass in diesem Fall die Haftscherfestigkeit zwischen Mörtel und Stein lokal besonders früh versagte. Andere Versuche mit vermörtelter Stoßfuge und einer im Vergleich zum KS-Stein raueren Oberfläche zeigten stetigere Verläufe der Kraft-Verformungskurve. Zusätzlich begünstigt durch die noch offenen Stoßfugen kam es hier also zu einem stärker ausgeprägten, schädlichen „Abdrehen“ des Verbundes.

Bei den 3 Einzelversuchen lagen die Ergebnisse relativ nah zusammen. Für die weiteren charakteristischen Betrachtungen wird von dem auf Bild 56 dargestellten, idealisierten Verlauf für die Biegemoment-Verformungskurve ausgegangen. Es wurde für den idealisierten Verlauf eine bilineare Funktion angesetzt. Dabei verläuft die Funktion regelmäßig unterhalb der Hochpunkte der einzelnen Versuchsverläufe.

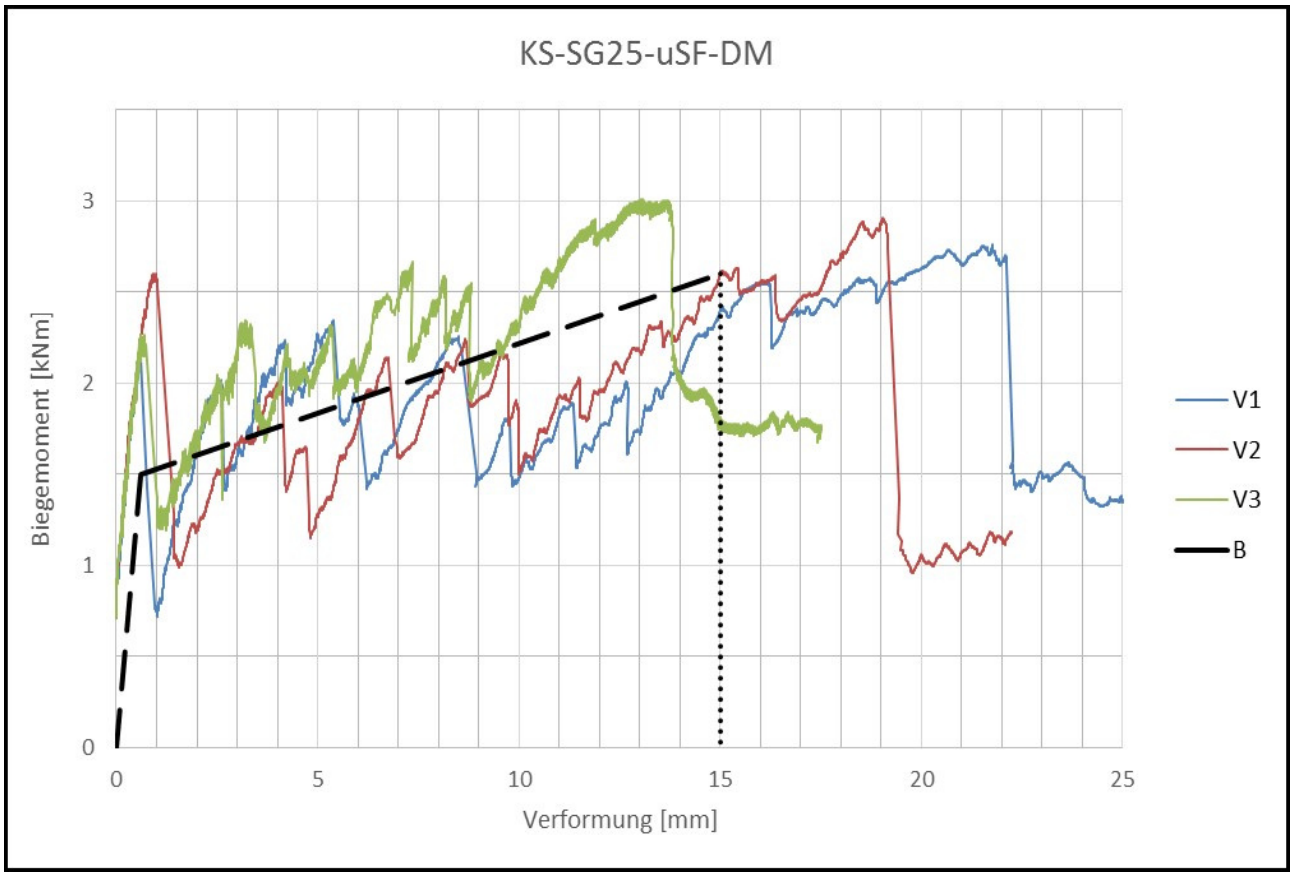


Bild 56 Idealisierte Biegem.-Verformungskurve zu KS-SilkaDM-SG025-unverm. SF (Nr.1)

Die Verlaufsfunktion des Biegemomentes (B) in Abhängigkeit von der Verformung (u) wird durch folgende Glg. (73) beschrieben:

$$B = \begin{pmatrix} 2{,}5 \cdot u & \text{für } 0{,}0 \leq u \leq 0{,}60\ mm \\ 0{,}076 \cdot u + 1{,}454 & \text{für } 0{,}6\ mm < u \leq 15{,}0\ mm \end{pmatrix} \quad (73) \quad .$$

Insgesamt ist festzustellen, dass auch ohne Stoßfugenvermörtelung eine Biegetragfähigkeit bei textilbewehrten Mauerwerk vorhanden ist. Es zeigt sich deutlich, dass für einen realistischen Ansatz der Biegetragfähigkeit bei Mauerwerk von einem Zustand II ausgegangen werden muss. Dieser Zustand II ist charakterisiert durch stärkere Verformungen und gerissenem Mauerwerk mit lokaler Schädigung des Verbundes. Dies gilt besonders für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen, da sich diese in dem Fall erst hinreichend schließen müssen, bis ausreichender Kontakt zwischen den Steinen vorliegt. Als wesentlicher begrenzender Faktor kann im vorliegenden Fall vor allem die Haftscherfestigkeit und Verbundfestigkeit des Dünnbettmörtels identifiziert werden, welcher durch eine Drehbewegung der Steine zusätzlich stark beansprucht wird.

5.3.1.7 Auswertung zu Nr.2 KS-SilkaDM-SG025-verm. SF

Es kamen KS-Steine, SG 025 und Silka DM zum Einsatz. Die Stoßfugen wurden vermörtelt ausgeführt. Bild 57 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Verformungskurve (Versuch 2).

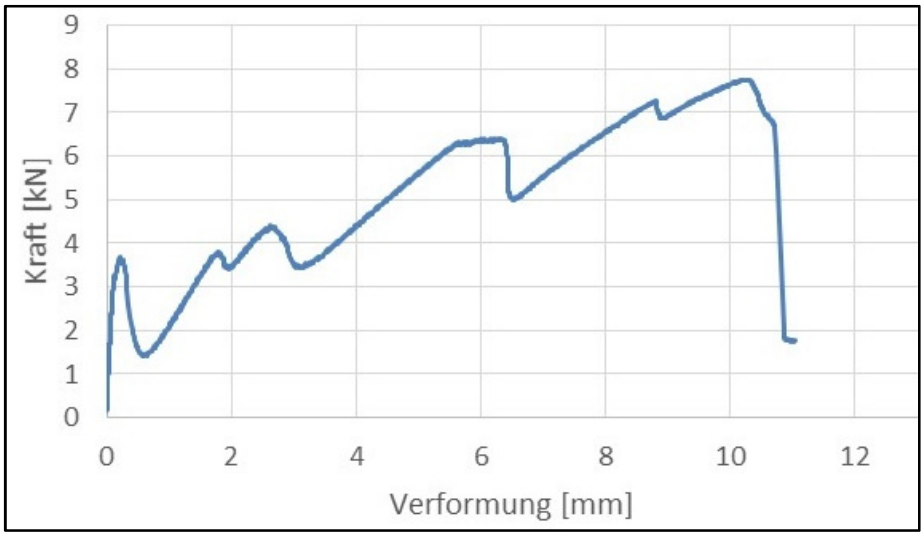


Bild 57 Kraft-Verformungskurve zu KS-SilkaDM-SG025-verm. SF

Die Kraft-Verformungskurve zeigt im Vergleich zum Versuch mit unvermörtelten SF einen wesentlich glatteren Verlauf. Die Krafteinbrüche sind weniger stark ausgeprägt und fallen seltener an. Insgesamt können größere Kräfte erreicht werden. Ursächlich für die Kraftabfälle ist, ähnlich wie bei Nr.01, das Reißen der Lagerfuge bzw. lokales Verbundversagen zwischen Mörtel und Stein oder Mörtel und Textil, sowie auch das vollständige Schließen einzelner Stoßfugen. Dies geht immer mit einem gewissen Schlupf und Krafteinbruch einher. Durch die vermörtelten Stoßfugen steht von Beginn an eine nahezu ausreichende Druckzone zur Verfügung, was sich positiv auf den Kraftverlauf sowie die maximal erreichbare Kraft auswirkt. Eine geringe Beweglichkeit konnte aber trotzdem auch noch im Bereich der Druckzone festgestellt werden, da der Mörtel dort relativ stark zusammengepresst wird und Mörtelfehlstellen selbst bei genauester Ausführung nicht verhindert werden können. Die Maximaltragfähigkeit wird hier wesentlich schneller, bereits bei einer Verformung des Biegebalkens von rund 10 mm, erreicht. Dieser Umstand begründet sich mit den vermörtelten Stoßfugen, da hier wesentlich weniger Raum für Bewegung innerhalb des Gefüges aus Mauersteinen, Mörtel und Textil gegeben ist. So wird die Maximaltragfähigkeit eher erreicht, welche durch ein starkes, plötzliches Verbundversagen im Hochpunkt begrenzt ist.

Das folgende Bild 58 zeigt die Verformungen am Gesamtbalken und Bild 59 im Detail zum Zeitpunkt kurz nach der maximalen Tragfähigkeit des Biegebalkens.

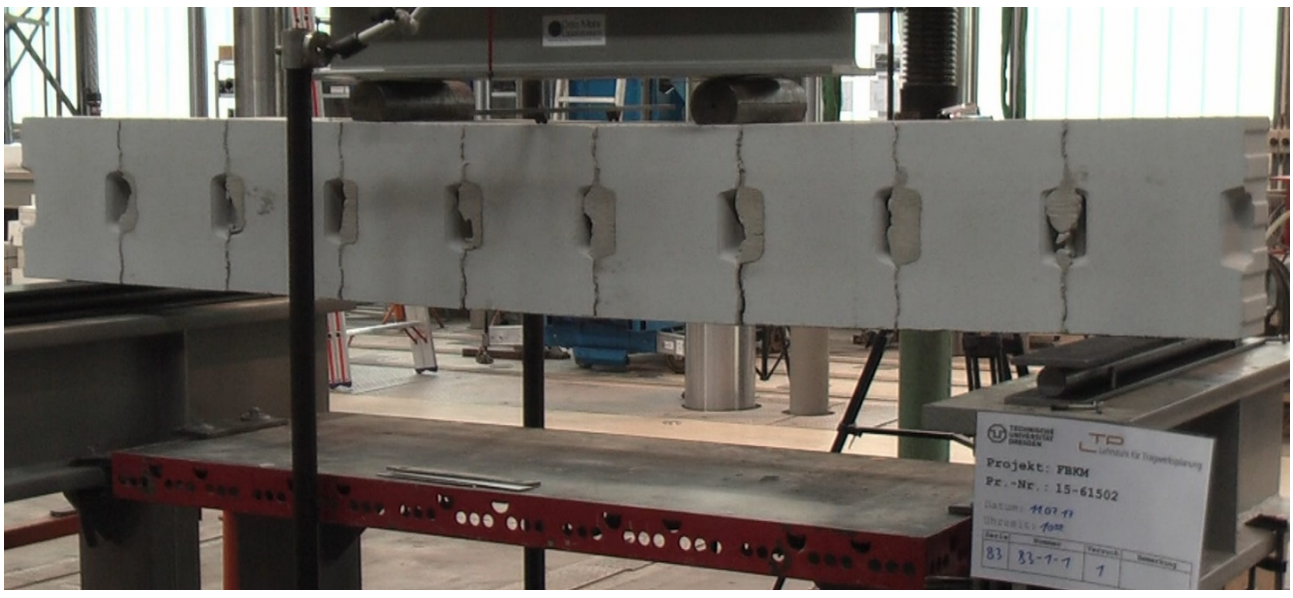


Bild 58 Verformungen zu KS-SilkaDM-SG025-verm. SF (Nr.2), Gesamt

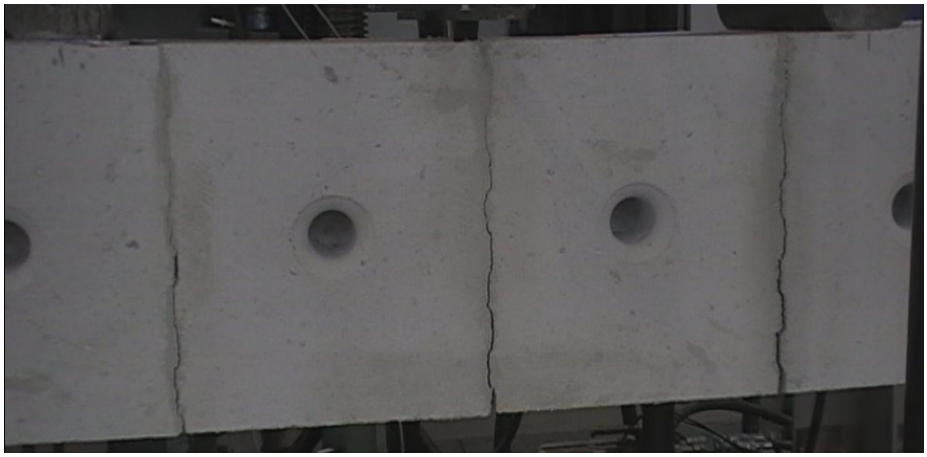


Bild 59 Verformungen zu KS-SilkaDM-SG025-verm. SF (Nr.2), Detail

Es zeigt sich, dass die Stoßfugen im Druckbereich vollständig geschlossen und im Zugbereich geöffnet sind. Die Stoßfugen öffneten sich dabei noch zum Teil bis ca. 5 mm. Die erreichten Verformungen und Stoßfugenöffnungen liegen auch hier noch über denjenigen, welche für eine Gebrauchstauglichkeit zulässig wären. Insoweit handelt es sich dabei um den Grenzzustand der Tragfähigkeit. Bei keinem der drei Versuchsbalken kam es zu einem Versagen der Druckzone oder dem Zugversagen des Carbontextils. Es handelte sich immer um ein Versagen des Verbundes. Insgesamt kam es bei einem Träger zu einem vollständigen Versagen (Zusammenbruch des Biegebalkens). Bei zwei Versuchskörpern konnte eine Resttragfähigkeit des Eigengewichtes aufrechterhalten werden.

Auf Grund der Nichteinsehbarkeit der Lagerfuge während der Versuchsdurchführung ist nicht gänzlich klar, welcher Verbund zuerst versagte. Nach der Versuchsdurchführung wurden die Biegebalken zerlegt und der Verbund dokumentiert. Bild 60 und Bild 61 zeigen einige ausgewählte Darstellungen des Verbundes.

Es ist erkennbar, dass es sich um eine Kombination aus Verbundversagen zwischen Mörtel und Stein sowie Mörtel und Textil handelt. Zum Teil ist ein glattes Abscheren an der Mörteloberfläche festzustellen. An anderen Bereichen versagte die Mörtelmatrix. Die Schädigungen an der Mörtelmatrix sind dabei zum Teil sehr stark ausgeprägt. Das CFK-Textil ist nahezu unbeschädigt (Bild 61 links).



Bild 60 Verbund zu KS-SilkaDM-SG025-verm. SF (Nr.2)



Bild 61 Verbund zu KS-SilkaDM-SG025-verm. SF (Nr.2), Detail

Auch in dem Fall vermörtelter Stoßfugen kommt es zu einem Verdrehen der Steine zueinander, was aber bei der Belastungsart geometrisch bedingt ist, also den Normalfall darstellt. Somit kommt es auch hier zu einem schädlichen „Abdrehen" des Verbundes.

Bei den 3 Einzelversuchen gab es einen Versuch (V3) mit deutlich schlechterem Ergebnis als es bei den anderen beiden der Fall war. Dieses schlechtere Ergebnis wurde auch bereits vor Versuchsbeginn so erwartet. Der Biegeträger wurde geometrisch unsauber hergestellt, die einzelnen Steine drifteten nach dem Versetzen auf der Mörtelfuge wieder leicht auseinander, wodurch sich die Stoßfugen leicht öffneten. Dies wurde aber erst nach dem Abbinden des Mörtels festgestellt. Insoweit entspricht dieser Versuch eher dem ohne Stoßfugenvermörtelung. Daher wird dieser Versuch (V3) nicht in die Auswertung einbezogen.

Für die weiteren charakteristischen Betrachtungen wird von dem auf Bild 62 dargestellten, idealisierten Verlauf für die Biegemoment-Verformungskurve ausgegangen. Für den idealisierten Verlauf wurde eine bilineare Funktion angesetzt. Dabei verläuft die Funktion regelmäßig unterhalb der Hochpunkte der einzelnen Versuchsverläufe.

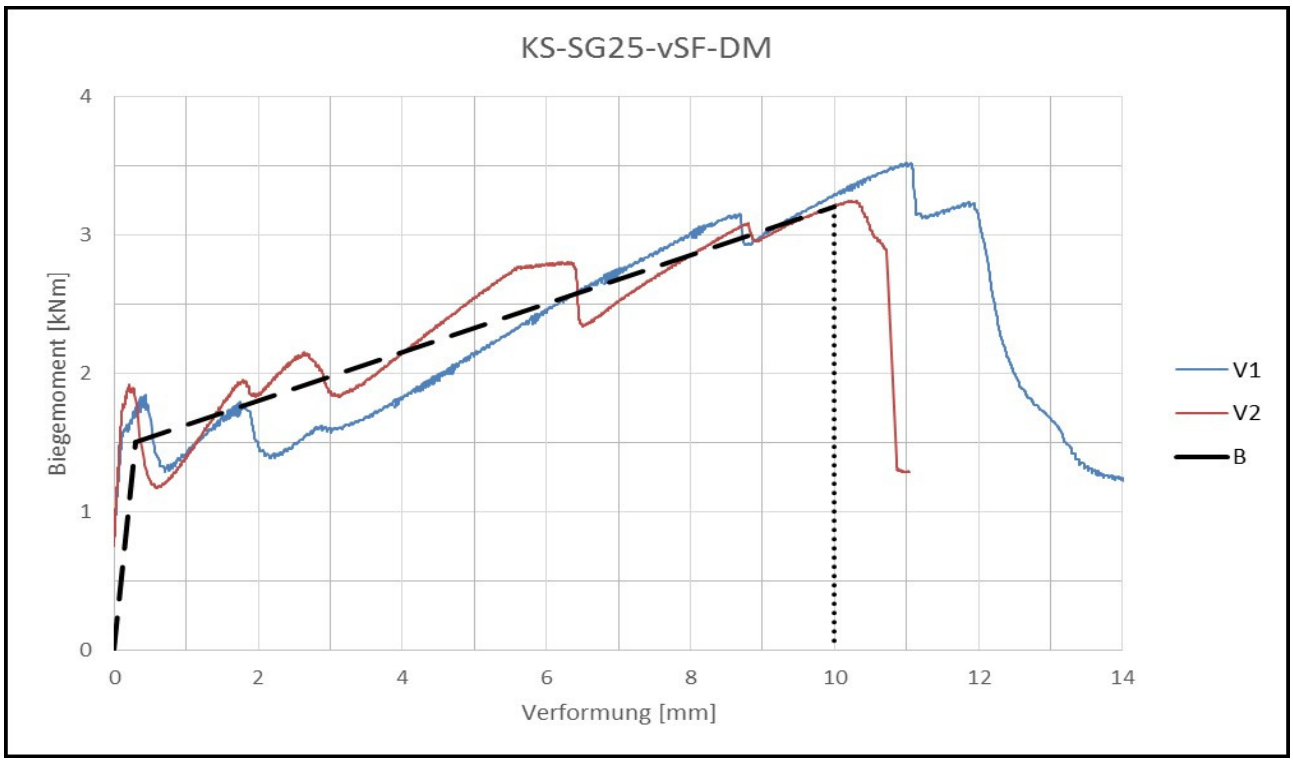


Bild 62 Idealisierte Biegem.-Verformungskurve zu KS-SilkaDM-SG025-verm. SF (Nr.2)

Die Verlaufsfunktion des Biegemomentes (B) in Abhängigkeit von der Verformung (u) wird durch folgende Glg. (74) beschrieben:

$$B = \begin{pmatrix} 5{,}0 \cdot u & \text{für } 0{,}0 \leq u \leq 0{,}30\ mm \\ 0{,}175 \cdot u + 1{,}447 & \text{für } 0{,}3\ mm < u \leq 10{,}0\ mm \end{pmatrix} \quad (74) \quad .$$

Insgesamt ist festzustellen, dass mit Stoßfugenvermörtelung eine höhere Biegetragfähigkeit als bei unvermörtelten Stoßfugen möglich ist. Für den hier vorliegenden Fall beträgt der Faktor zwischen unvermörtelter und vermörtelter Stoßfugenausführung rund 0,8. Begrenzender Faktor ist auch in diesem Fall vor allem die Haftscherfestigkeit und Verbundfestigkeit des Dünnbettmörtels, welche durch eine Drehbewegung der Steine zusätzlich beansprucht wird. Bezüglich der Gebrauchstauglichkeit kann festgehalten werden, dass es zwar immer noch zu deutlichem Öffnen der Stoßfugen kommt, dies aber wesentlich schwächer ausgeprägt ist.

Es zeigt sich auch im Fall vermörtelter Stoßfugen deutlich, dass für einen realistischen Ansatz der Biegetragfähigkeit bei Mauerwerk von einem Zustand II ausgegangen werden muss, welcher durch stärkere Verformungen und gerissenem Mauerwerk mit lokaler Schädigung des Verbundes charakterisiert werden kann.

5.3.1.8 Auswertung zu Nr.3 KS-SilkaDM-SG200-unverm. SF

Es kamen KS-Steine, SG 200 und Silka DM zum Einsatz. Die Stoßfugen wurden unvermörtelt ausgeführt. Bild 63 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Verformungskurve (Versuch 1).

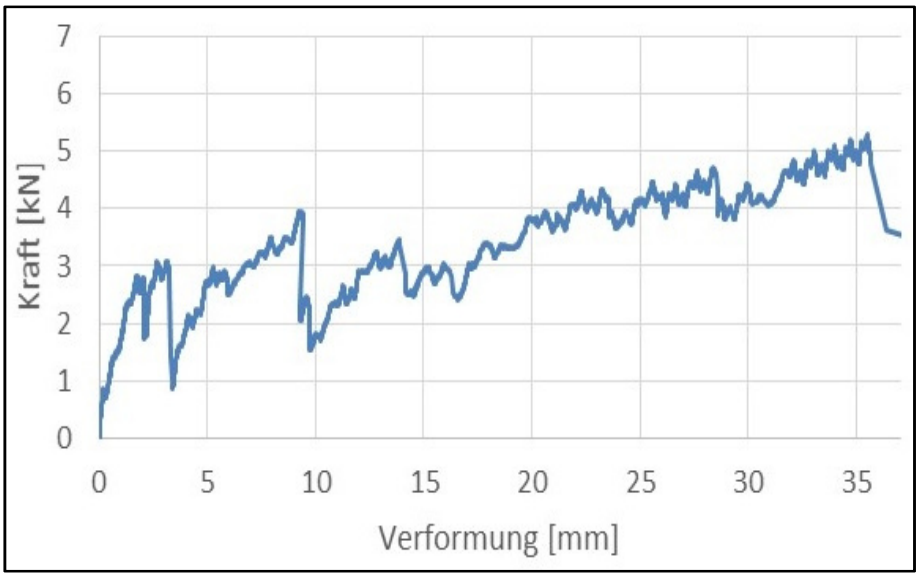


Bild 63 Kraft-Verformungskurve zu KS-SilkaDM-SG200-unverm. SF

Die Kraft-Verformungskurve ist durch einen stark unstetigen Verlauf geprägt. Das Anfangsverhalten und der entsprechende Kurvenverlauf ähneln demjenigen aus Nr. 1. Zunächst schlossen sich die Stoßfugen im oberen Trägerbereich, bis eine ausreichende Druckzone zur Verfügung stand. Damit einhergehend kam es zu einem Schlupf und deutlichem Kraftabfall. Gleichzeitig öffneten sich die Stoßfugen im unteren Bereich leicht und die Mörtelfuge begann zu reißen. Bis zu diesem Moment ist davon auszugehen, dass die Kraftübertragung, wie bei Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen üblich, wellenartig erfolgte. Erst nach Schließen der Stoßfugen kam es zu einem Verhalten wie bei bewehrtem Mauerwerk gem. Abschnitt 3.3.2 üblich. Ferner ist davon auszugehen, dass es bereits zu dem Zeitpunkt zu lokalem Verbundversagen Stein-Mörtel und Mörtel-Textil gekommen ist. Bis zu einer Verformung von ca. 14 mm in Trägermitte ist das Verhalten durch Schließen einzelner Stoßfugen und lokalem Verbundversagen geprägt. Danach entwickelt sich der Verlauf etwas

stetiger, unterbrochen von kleineren Verbundschädigungen. Dieser Verlauf setzt sich bis zur abschließenden Maximaltragfähigkeit fort. Zu diesem Moment kam es einerseits zum Textilriss sowie andererseits zu einem sehr erheblichen Versagen des Verbundes und einem damit einhergehenden Kraftabfall. Durch den Textilriss gab es einen starken Ruck nach unten, wodurch der verbliebene Verbund ebenfalls ruckartig zerstört wurde.

Weiterhin ist festzustellen, dass es zu wesentlich größeren Verformungen kommt als bei den Versuchen mit CFK-Textil. Dies wird durch das deutlich kleinere E-Modul vom GFK-Textil begünstigt und einem damit einhergehenden weicheren Verhalten. Das Textil passt sich besser den Verformungen des Biegebalkens an, wodurch auch der Verbund zwischen Mörtel und Textil erst später versagt. Insgesamt wurden mit dem Glasfasertextil aber geringere Tragfähigkeiten im Vergleich zum CFK-Textil (Nr.1) erreicht. Nach Erreichen der maximalen Tragfähigkeit des Biegebalkens verbleibt nur eine sehr geringe Resttragfähigkeit. Alle Probekörper wurden, zum Teil etwas zeitversetzt, vollständig zerstört. Bild 64 zeigt die Verformungen am Gesamtbalken, Bild 65 im Detail zum Zeitpunkt kurz nach der maximalen Tragfähigkeit des Biegebalkens. Hierbei konnte der Biegebalken noch einige Momente der Belastung aus Eigengewicht widerstehen, bevor er vollständig zusammenbrach.

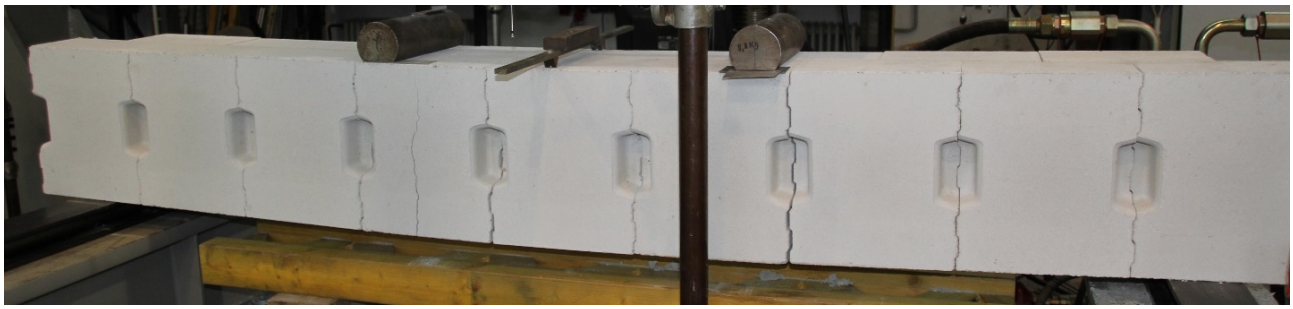


Bild 64 Verformungen zu KS-SilkaDM-SG200-unverm. SF (Nr.3), Gesamt

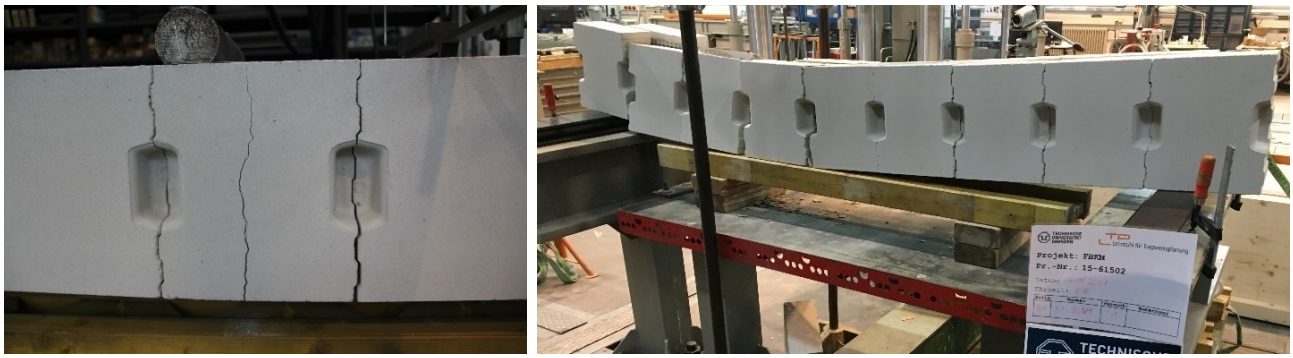


Bild 65 Verformungen zu KS-SilkaDM-SG200-unverm. SF (Nr.3), Detail

Es zeigt sich deutlich, dass die Stoßfugen im Druckbereich vollständig geschlossen und im Zugbereich weit geöffnet sind. Die Stoßfugen öffneten sich dabei zum Teil bis ca. 15 mm. Begünstigt durch die größeren Verformungen konnte lokal auch ein Reißen der Steine festgestellt werden. Der Riss war dabei immer im Bereich der gegenüberliegenden Stoßfuge festzustellen. Die erreichten Verformungen und Stoßfugenöffnungen liegen dabei weit über denjenigen, welche für eine Gebrauchstauglichkeit noch zulässig wären. Insoweit handelt es sich hierbei um den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Bei einem der drei Versuchsbalken kam es zu einem Zugversagen des Textils. Auch die Druckzone wurde dabei sehr stark beansprucht und versagte in horizontaler Richtung (siehe Bild 66).



Bild 66 Versagen zu KS-SilkaDM-SG200-unverm. SF (Nr.3)

Nach dem Versagen des Textils folgte eine vollständige Zerstörung der Biegebalken. Der Verbund versagte großräumig (Bild 67) kurze Zeit nach Überschreitung der maximalen Tragfähigkeit.

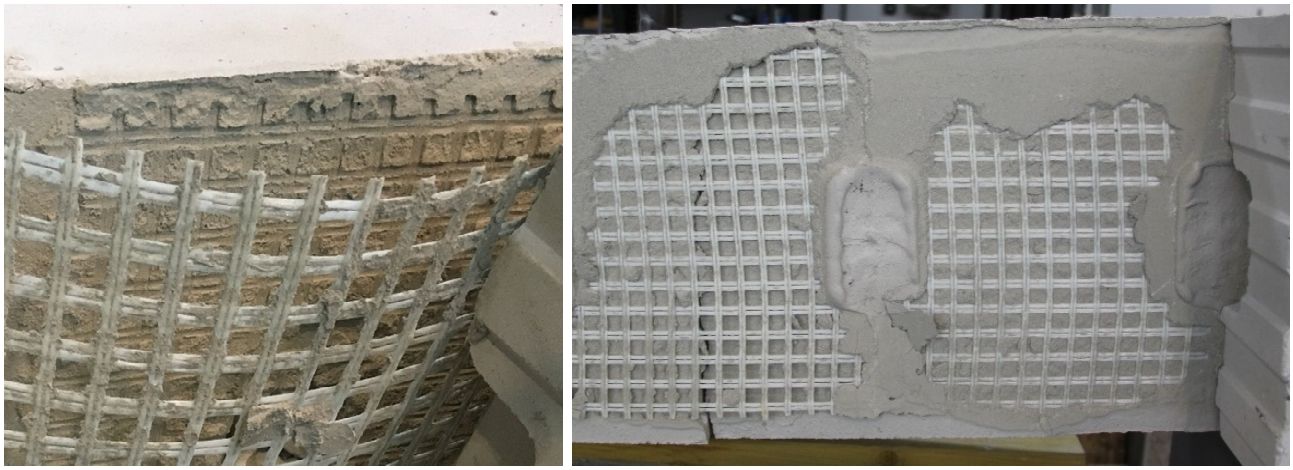


Bild 67 Verbund zu KS-SilkaDM-SG200-unverm. SF (Nr.3)

Es ist erkennbar, dass es sich um eine Kombination aus Verbundversagen zwischen Mörtel und Stein sowie Mörtel und Textil handelt. Zum Teil ist ein glattes Abscheren an der Mörteloberfläche festzustellen, an anderen Bereichen versagte die Mörtelmatrix.

Auf Grund der weiteren Versuche kann angenommen werden, dass in diesem Fall die Haftscherfestigkeit zwischen Mörtel und Stein lokal relativ früh versagte. Andere Versuche mit vermörtelter Stoßfuge und einer im Vergleich zum KS-Stein raueren Oberfläche zeigten stetigere Verläufe der Kraft-Verformungskurve. Zusätzlich begünstigt durch die noch offenen Stoßfugen kam es auch hier zu einem ausgeprägten, schädlichen „Abdrehen“ des Verbundes. Hinzuzufügen ist, dass sich das Textil in diesem Fall besser den Verformungen anpassen konnte und die Verbundschädigungen zwischen Mörtel und Textil so zunächst weniger stark ausgeprägt waren.

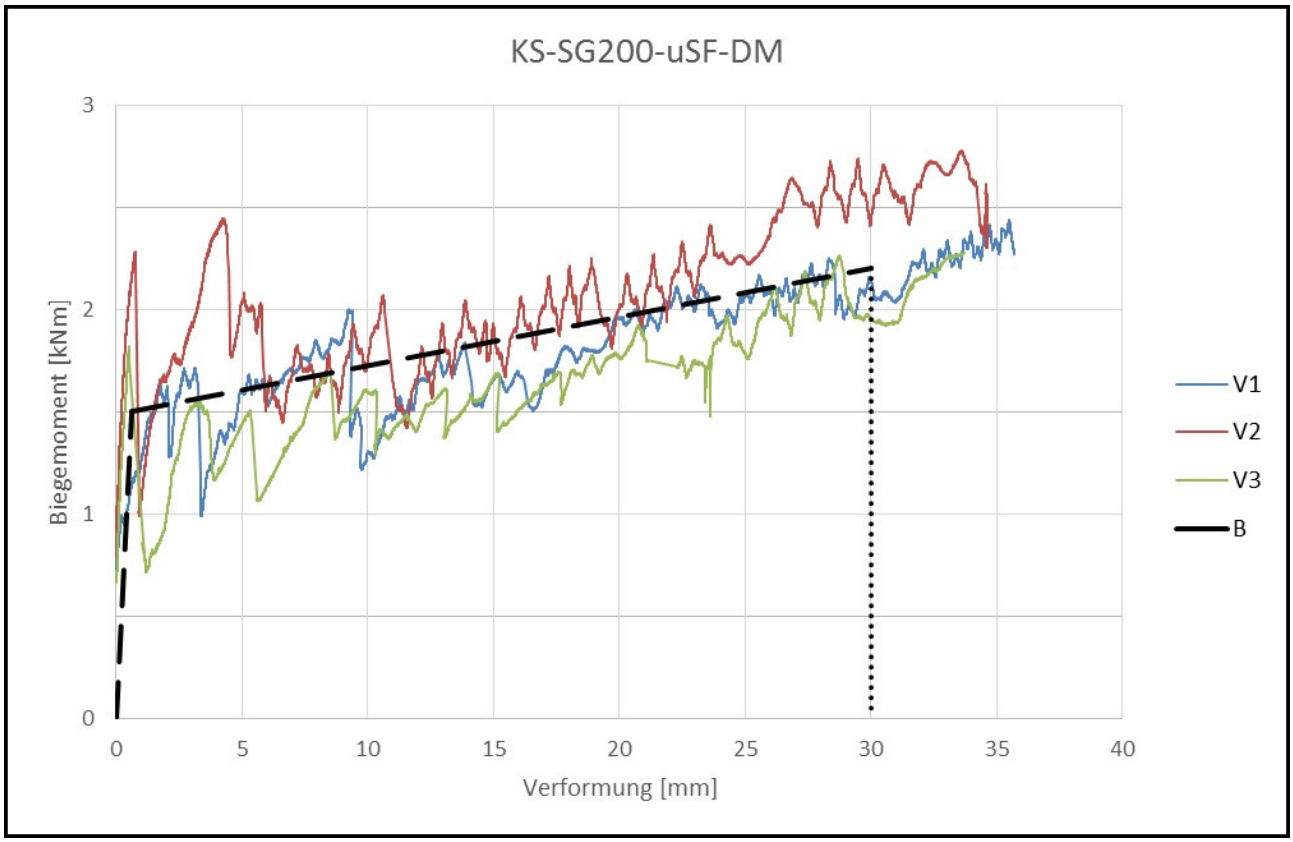


Bild 68 Idealisierte Biegem.-Verformungskurve zu KS-SilkaDM-SG200-unverm. SF (Nr.3)

Bei den 3 Einzelversuchen lagen die Ergebnisse relativ nah zusammen. Allerdings musste der Versuch an Versuchsbalken 3 vorzeitig abgebrochen werden, um dessen drohenden Zusammenbruch noch verhindern zu können. Für die weiteren charakteristischen Betrachtungen wird von dem auf Bild 68 dargestellten, idealisierten Verlauf für die Biegemoment-Verformungskurve ausgegangen. Es wurde für den idealisierten Verlauf eine bilineare Funktion angesetzt. Dabei verläuft die Funktion regelmäßig unterhalb der Hochpunkte der einzelnen Versuchsverläufe.

Die Verlaufsfunktion des Biegemomentes (B) in Abhängigkeit von der Verformung (u) wird durch folgende Glg. (75) beschrieben:

$$B = \begin{pmatrix} 2{,}5 \cdot u & \text{für } 0{,}0 \leq u \leq 0{,}60\ mm \\ 0{,}024 \cdot u + 1{,}486 & \text{für } 0{,}6\ mm < u \leq 30{,}0\ mm \end{pmatrix} \quad (75) \quad .$$

Insgesamt ist festzustellen, dass auch ohne Stoßfugenvermörtelung eine Biegetragfähigkeit bei textilbewehrtem Mauerwerk vorhanden ist. Die Tragfähigkeit dieses Systems wurde bereits annähernd ausgeschöpft, da es in zwei Fällen zum Textilriss gekommen ist. Diese Tragfähigkeit ist allerding deutlich geringer (ca. 20 %) als beim gleichen Versuch mit CFK-Textil, wo es zu einem Verbundversagen gekommen ist. Die hier erreichten Verformungen und Fugenöffnungen sind dabei auf keinen Fall mehr als gebrauchstauglich einzustufen. Eine Ausführung mit vermörtelten Stoßfugen könnte diese starken Verformungen zum Teil begrenzen. Was aber auf die Gesamt-tragfähigkeit wenig Einfluss haben dürfte, da es bereits bei unvermörtelter Stoßfuge zum Textilriss gekommen ist. Es zeigt sich auch im vorliegenden Fall deutlich, dass für einen realistischen Ansatz der Biegetragfähigkeit bei Mauerwerk von einem Zustand II ausgegangen werden muss, welcher durch stärkere Verformungen und gerissenem Mauerwerk mit lokaler Schädigung des Verbundes charakterisiert werden kann. Es wird besonders deutlich, dass auch große Verformungen unter Erhalt der Tragfähigkeit möglich sind. Gerade durch diese Verformung entsteht die für das

Biegetragverhalten erforderliche Druckzone im Mauerwerk, durch Schließen der Stoßfugen. Dies nur insofern es noch keine hinreichenden Kontaktstellen zwischen den einzelnen Steinen gibt. Ein wesentlicher begrenzender Faktor ist auch in diesem Fall die Haftscherfestigkeit und Verbundfestigkeit des Dünnbettmörtels, welche durch eine Drehbewegung der Steine zusätzlich beansprucht wird.

5.3.1.9 Auswertung zu Nr.4 KS-TF10-SG025-unverm. SF

Es kamen KS-Steine, SG 025 und Pagel TF 10 zum Einsatz. Die Stoßfugen wurden unvermörtelt ausgeführt. Bild 69 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Verformungskurve (Versuch 1).

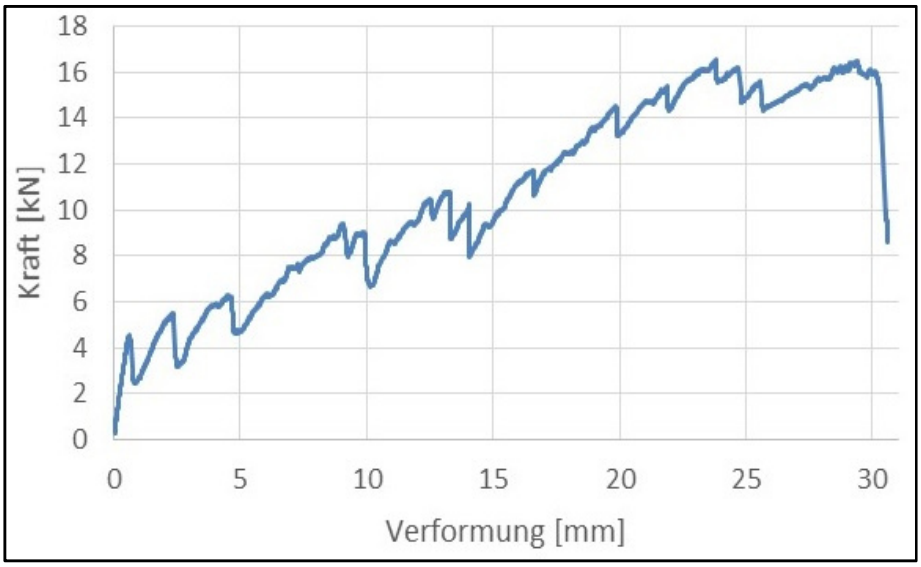


Bild 69 Kraft-Verformungskurve zu KS-TF10-SG025-unverm. SF

Die Kraft-Verformungskurve ist hier weniger stark durch zwischenzeitliche Kraftabfälle geprägt. Die noch vorhandenen Unstetigkeiten ergeben sich vor allem aus dem Schließen einzelner Stoßfugen, lokalem Verbundversagen sowie dem Reißen einzelner Steine. Auch hier muss die Kraftübertragung bis zum vollständigen Schließen der Stoßfugen wellenartig verlaufen sein. Bei Erreichen der Maximaltragfähigkeit kam es zum Textilriss im unteren Bereich und einem deutlichen Kraftabfall. Es verbleibt, begünstigt durch den guten Verbund, eine wesentlich höhere Resttragfähigkeit als bei Dünnbettmörtel. Bild 70 zeigt die Verformungen am Gesamtbalken und Bild 71 im Detail zum Zeitpunkt kurz nach der maximalen Tragfähigkeit des Biegebalkens.



Bild 70 Verformungen zu KS-TF10-SG025-unverm. SF (Nr.4), Gesamt

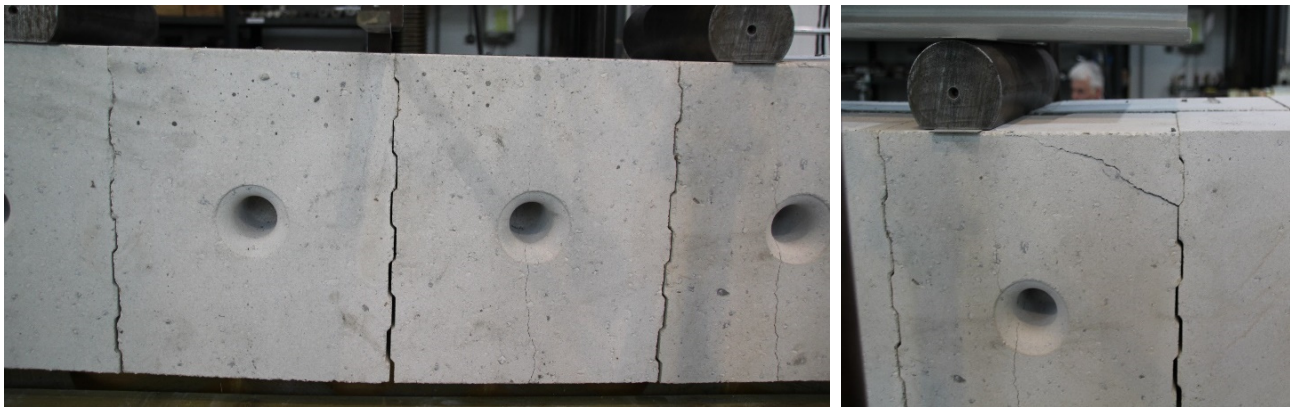


Bild 71 Verformungen zu KS-TF10-SG025-unverm. SF (Nr.4), Detail

Es zeigt sich, dass die Stoßfugen im Druckbereich vollständig geschlossen und im Zugbereich weit geöffnet sind. Die Stoßfugen öffneten sich dabei zum Teil bis ca. 10 mm. Ebenfalls deutlich erkennbar ist, dass mehrere Steine in der Mitte eingerissen sind. Diese Risse entstehen dabei immer im Bereich der gegenüberliegenden Stoßfuge, die ja bereits an sich eine Schwächung darstellt. Der Umstand, dass diese Risse an sehr vielen Steinen beidseitig am Biegebalken festzustellen waren, spricht für den sehr guten Verbund zwischen Stein und Feinbeton. Die erreichten Gesamtverformungen und Stoßfugenöffnungen liegen dabei über denjenigen, welche für eine Gebrauchstauglichkeit noch zulässig wären. Insoweit handelt es sich dabei um den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Bei allen drei Versuchsbalken kam es zu einem Versagen der Druckzone und dem Zugversagen des Carbontextils, einhergehend mit lokalem Verbundversagen. Insgesamt kam es aber nicht zu einem vollständigen Versagen der Biegeträger. Eine Resttragfähigkeit des Eigengewichtes konnte immer aufrechterhalten werden. Bild 72 und Bild 73 zeigen dokumentierte Versagensmechanismen.



Bild 72 1 - Versagen zu KS-TF10-SG025-unverm. SF (Nr.4)

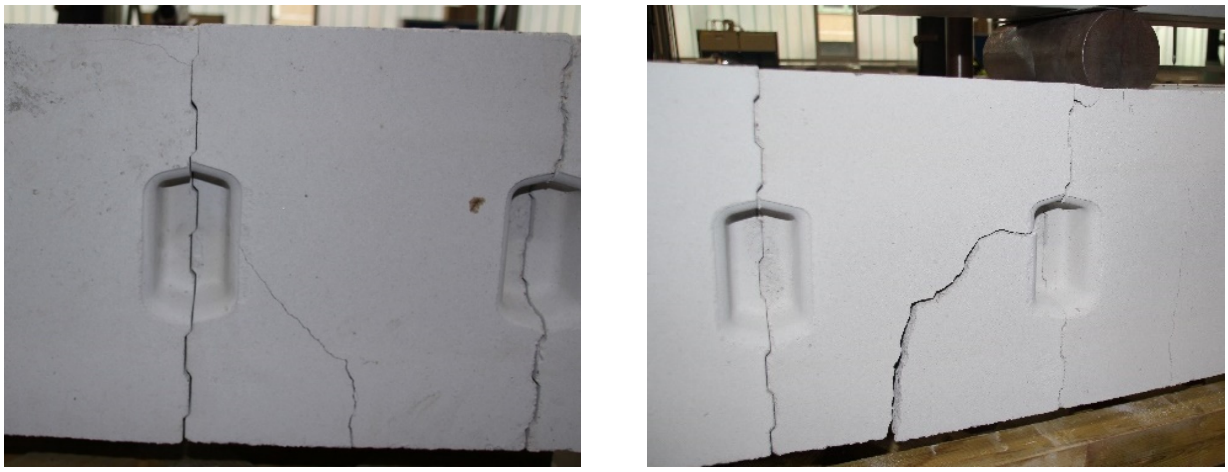


Bild 73 2 - Versagen zu KS-TF10-SG025-unverm. SF (Nr.4)

Nach dem Zerlegen der Biegebalken konnte der Textilriss wie auf Bild 72 (links) festgestellt werden. Es ist zu erkennen, dass mehre Rovings zerrissen wurden. Das Versagen der Druckzone konnte bereits von außen festgestellt werden. Bild 72 (rechts) zeigt ein typisches Versagen im Druckbereich. Die Druckzone wird mit zunehmender Biegebeanspruchung immer kleiner. Nach Überschreitung der Steindruckfestigkeit wird der Stein in dem Bereich zerstört bzw. abgeschert. Auf den beiden unteren Bildern ist gut der Zusammenhang zwischen Zug- und Druckzone erkennbar. Im unteren Bereich gibt es starke Zugdehnungen und Rissbildung. Die Zugkräfte werden dabei im Inneren durch das Textil aufgenommen. Im oberen Bereich sind starke Druckdehnungen und ebenfalls Rissbildung erkennbar. Die Druckkräfte werden dabei horizontal durch den Stein aufgenommen. Die Risse im Druckbereich entstehen bei Überschreitung der ch. Steindruckfestigkeit.

Diese Schadensbilder entstehen dabei immer dort, wo das Biegemoment aufgebaut wird. D. h. im Bereich der beiden Krafteinleitungspunkte. Die Trägermitte wurde weniger stark geschädigt. Bei allen drei Versuchen stellten sich annähernd gleiche Schadensbilder ein.

Auf Grund der Nichteinsehbarkeit der Lagerfuge während der Versuchsdurchführung ist nicht gänzlich klar, welcher Verbund zuerst geschädigt wurde. Nach der Versuchsdurchführung wurde der Biegebalken zerlegt und dokumentiert. Bereits während des Zerlegens war festzustellen, dass das Gesamtgefüge noch sehr stark zusammenhielt, zum Teil war das Zerlegen nur mit sehr großer Kraftanstrengung unter Werkzeugeinsatz möglich. Nur an den vorgeschädigten Bereichen war der Verbund etwas stärker geschädigt und der Balken dadurch leichter zerlegbar. Bild 74 zeigt zwei ausgewählte Darstellungen des Verbundes.



Bild 74 Verbund zu KS-TF10-SG025-unverm. SF (Nr.4)

Wo und wie der Verbund genau versagte, lässt sich im Nachhinein nicht genau ermitteln. Es ist dabei nicht klar, ob die Schäden durch die Biegeeinwirkung oder die Krafteinwirkung beim Zerlegen entstanden. Auf dem rechten Bild ist ein Stein aus dem vorgeschädigten Bereich dargestellt. Es ist erkennbar, dass es sich auch hier um ein kombiniertes Versagen des Verbundes zwischen Stein und Feinbeton sowie Textil und Feinbeton gehandelt haben muss. Insgesamt kann der Verbund sowohl zwischen Textil und Feinbeton als auch zwischen Feinbeton und Stein als sehr gut bewertet werden. Da es auch zum Textilriss kam, ist der Verbund in dem Fall somit ohnehin nicht die wesentliche Beschränkung.

Die einzelnen Ergebnisse weichen zum Teil rel. deutlich voneinander ab, was vor allem auf die Schwierigkeiten bei der Herstellung der Biegebalken mit TF 10 zurückzuführen ist. Der Feinbeton lässt sich trotz seiner anfänglich guten Konsistenz und der ausreichend langen Verarbeitbarkeit nur schwer verwenden. Kurz nach dem Auftragen auf den Stein beginnt der Feinbeton damit anzusteifen, daraus ergibt sich eine rel. kurze Korrigierbarkeit der einzelnen Steine. Auch ein Eindrücken der nächsten Steinschicht ist so kaum möglich, da der Feinbeton zu dem Zeitpunkt bereits zu steif war. Somit war auch nicht überall ein Verbund zwischen Feinbeton und Stein sichergestellt. Für die praktische Anwendbarkeit müssten daher noch einige Untersuchungen bzw. Entwicklungen erfolgen.

Für die weiteren charakteristischen Betrachtungen wird von dem auf Bild 75 dargestellten, idealisierten Verlauf für die Biegemoment-Verformungskurve ausgegangen. Es wurde für den idealisierten Verlauf eine bilineare Funktion angesetzt. Dabei verläuft die Funktion regelmäßig unterhalb der Hochpunkte der einzelnen Versuchsverläufe.

Die Verlaufsfunktion des Biegemomentes (B) in Abhängigkeit von der Verformung (u) wird durch folgende Glg. (76) beschrieben:

$$B = \begin{pmatrix} 2{,}5 \cdot u & \text{für } 0{,}0 \leq u \leq 0{,}68\ mm \\ 0{,}160 \cdot u + 1{,}591 & \text{für } 0{,}68\ mm < u \leq 20{,}0\ mm \end{pmatrix} \qquad (76)$$

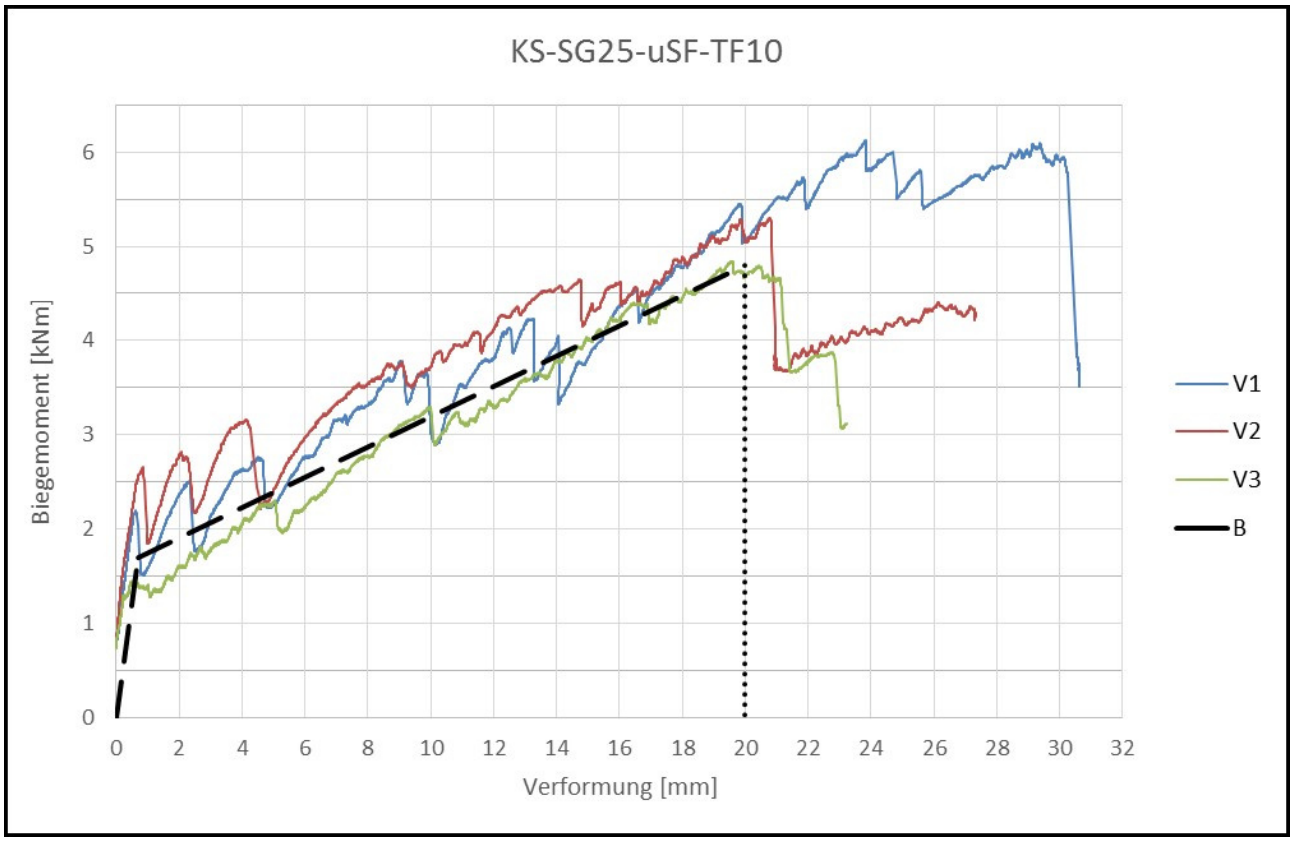


Bild 75 Idealisierte Biegem.-Verformungskurve zu KS-TF10-SG025-unverm. SF (Nr.4)

Insgesamt ist festzustellen, dass auch ohne Stoßfugenvermörtelung eine hohe Biegetragfähigkeit bei Mauerwerk vorhanden ist. Bei der Nutzung von TF 10 wird die Tragfähigkeit bis zum Textilriss auch ohne Stoßfugenvermörtelung erreicht, was mit rel. großen Verformungen und starker Rissbildung verbunden ist. Es zeigt sich hierdurch deutlich, dass für einen realistischen Ansatz der Biegetragfähigkeit bei Mauerwerk von einem Zustand II ausgegangen werden muss. Dieser Zustand II ist charakterisiert durch stärkere Verformungen und gerissenem Mauerwerk mit lokaler Schädigung des Verbundes. Dies gilt besonders für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen, da sich diese in dem Fall erst hinreichend schließen müssen, bis ausreichender Kontakt zwischen den Steinen vorliegt. Entscheidender Unterschied zu den vorangegangenen Versuchen sind die deutlich besseren Verbund- und Haftschereigenschaften von TF 10 im Vergleich zu den herkömmlichen Dünnbettmörteln.

5.3.1.10 Auswertung zu Nr.5 KS-TF10-SG025-verm. SF

Es kamen KS-Steine, SG 025 und Pagel TF 10 zum Einsatz. Die Stoßfugen sollten vermörtelt ausgeführt werden. Allerdings ließ sich die Stoßfugenvermörtelung auf Grund der ungünstigen Verarbeitbarkeit des TF 10 nicht hinreichend realisieren. Darum wurden die Steine des Biegebalkens während der Verarbeitung horizontal mit Spanngurten zusammen gezogen. Somit ergibt sich annähernd der Fall eines Biegebalken mit vermörtelten Stoßfugen. Bild 76 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Verformungskurve (Versuch 2).

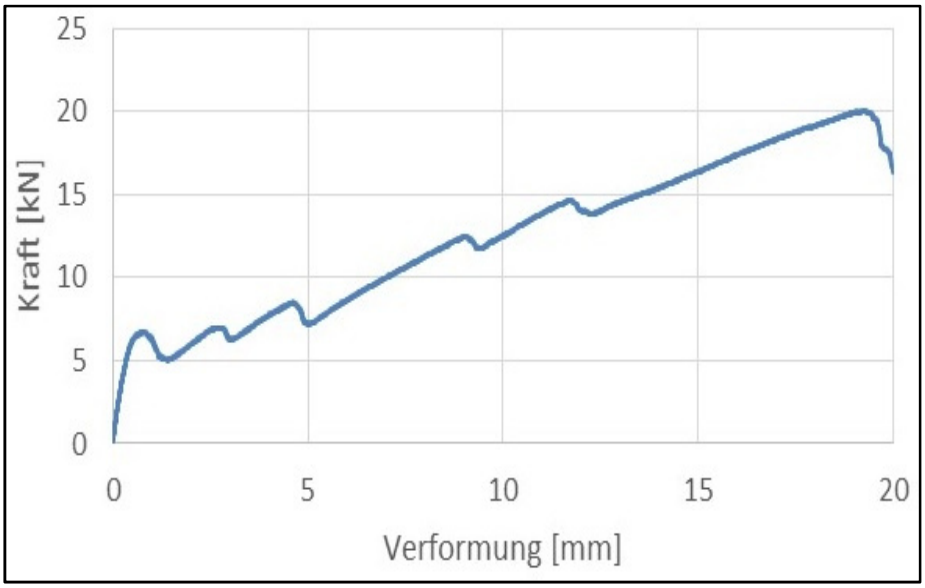


Bild 76 Kraft-Verformungskurve zu KS-TF10-SG025-verm. SF

In der vorliegenden Kraft-Verformungskurve sind nur noch sehr wenige Kraftabfälle festzustellen. Es liegt ein relativ stetig ansteigender Kraftverlauf vor, der tendenziell dem mit unvermörtelten Stoßfugen entspricht. Die noch vorhandenen Kraftabfälle ergeben sich vor allem aus dem Reißen einzelner Steine, lokalem Verbundversagen und Schließen noch evtl. offener Stoßfugenbereiche. Es liegen hier aber sehr gute Verbundbedingungen für den Verbundkörper vor. Durch die grundsätzlich von Beginn an geschlossenen Stoßfugen kann sich sofort ein Tragverhalten gem. Abschnitt 3.3.2 einstellen. Die sich dabei ergebenden Verformungen sind wesentlich geringer als ohne Stoßfugenvermörtelung. Bei Erreichen der Maximaltragfähigkeit kam es zum Textilriss im unteren Bereich und einem deutlichen Kraftabfall. Es verbleibt, begünstigt durch den sehr guten Verbund, eine wesentlich höhere Resttragfähigkeit als bei Dünnbettmörteln. Bild 77 zeigt die Verformungen am Gesamtbalken sowie im Detail zum Zeitpunkt kurz nach der maximalen Tragfähigkeit des Biegebalkens.



Bild 77 Verformungen zu KS-TF10-SG025-verm. SF (Nr.5)

Es zeigt sich, dass die Stoßfugen im Druckbereich vollständig geschlossen und im Zugbereich leicht geöffnet sind. Zusätzlich sind fast alle Steine in der Mitte eingerissen. Diese Risse entstehen dabei immer im Bereich der gegenüberliegenden Stoßfuge, die ja bereits an sich eine Schwächung darstellt. Der Umstand, dass diese Risse an nahezu allen Steinen festzustellen waren, spricht für den sehr guten Verbund zwischen Stein und Feinbeton. Die Stoßfugen und die entstandenen Risse öffneten sich dabei bis ca. 5 mm. Die erreichten Gesamtverformungen und Stoßfugenöffnungen liegen dabei noch über denjenigen, welche für eine Gebrauchstauglichkeit zulässig wären. Insoweit handelt es sich auch dabei um den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Bei beiden Versuchsbalken kam es zu einem Versagen der Druckzone und dem Zugversagen des Carbontextils, einhergehend mit lokalem Verbundversagen. Insgesamt kam es aber nicht zu einem vollständigen Versagen der Biegeträger. Eine Resttragfähigkeit des Eigengewichtes konnte immer aufrechterhalten werden. Das Bild 78 zeigt dokumentierte Versagensmechanismen.

Nach dem Zerlegen der Biegebalken konnte der Textilriss wie auf Bild 78_1 festgestellt werden. Es ist zu erkennen, dass ein Roving vollständig zerrissen wurde und die beiden darüber liegenden angerissen sind. Das Versagen der Druckzone konnte von außen festgestellt werden. Bild 78_2 zeigt ein typisches Versagen im Druckbereich. Die Druckzone wird mit zunehmender Biegebeanspruchung immer kleiner. Nach Überschreitung der Steindruckfestigkeit wird der Stein in dem Bereich zerstört bzw. abgeschert. Auf den beiden unteren Bildern ist gut der Zusammenhang zwischen Zug- und Druckzone erkennbar. Im unteren Bereich gibt es starke Zugdehnungen und Rissbildung. Die Zugkräfte werden dabei im Inneren durch das Textil aufgenommen. Im oberen Bereich sind starke Druckdehnungen und ebenfalls Rissbildung erkennbar. Die Druckkräfte werden dabei horizontal durch den Stein aufgenommen. Die Risse im Druckbereich entstehen bei Überschreitung der charakteristischen Steindruckfestigkeit.



Bild 78 Versagen zu KS-TF10-SG025-verm. SF (Nr.5)

Diese Schadensbilder entstehen dabei immer dort, wo das Biegemoment aufgebaut wird, d. h. im Bereich der beiden Krafteinleitungspunkte. Die Trägermitte wurde weniger stark geschädigt. Bei beiden Versuchen stellten sich annähernd gleiche Schadensbilder ein.

Auf Grund der Nichteinsehbarkeit der Lagerfuge während der Versuchsdurchführung ist nicht gänzlich klar, welcher Verbund zuerst geschädigt wurde. Nach der Versuchsdurchführung wurde der Biegebalken zerlegt und dokumentiert. Bereits während des Zerlegens war festzustellen, dass das Gesamtgefüge noch sehr stark zusammenhielt, zum Teil war das Zerlegen nur mit sehr großer Kraftanstrengung unter Werkzeugeinsatz möglich. Nur an den vorgeschädigten Bereichen war der Verbund etwas stärker geschädigt und der Balken dadurch leichter zerlegbar. Bild 79 zeigt zwei ausgewählte Darstellungen des Verbundes.

Wo und wie der Verbund genau versagte, lässt sich im Nachhinein nicht genau ermitteln. Es ist dabei nicht klar, ob die Schäden durch die Biegeeinwirkung oder die Krafteinwirkung beim Zerlegen entstanden. Auf den Bildern ist ein vorgeschädigten Bereich dargestellt. Es ist erkennbar dass es sich auch hier um ein kombiniertes Versagen des Verbundes zwischen Stein und Feinbeton sowie Textil und Feinbeton gehandelt haben muss. Insgesamt kann der Verbund sowohl zwischen Textil und Feinbeton als auch zwischen Feinbeton und Stein als sehr gut bewertet werden. Da es auch zum Textilriss kam, ist der Verbund in dem Fall somit ohnehin nicht die wesentliche Beschränkung.



Bild 79 Verbund zu KS-TF10-SG025-verm. SF (Nr.5)

Die beiden Ergebnisse der Einzelversuche weichen hier nur gering voneinander ab. Für die weiteren charakteristischen Betrachtungen wird von dem auf Bild 80 dargestellten, idealisierten Verlauf für die Biegemoment-Verformungskurve ausgegangen. Es wurde für den idealisierten Verlauf eine bilineare Funktion angesetzt. Dabei verläuft die Funktion regelmäßig unterhalb der Hochpunkte der einzelnen Versuchsverläufe.

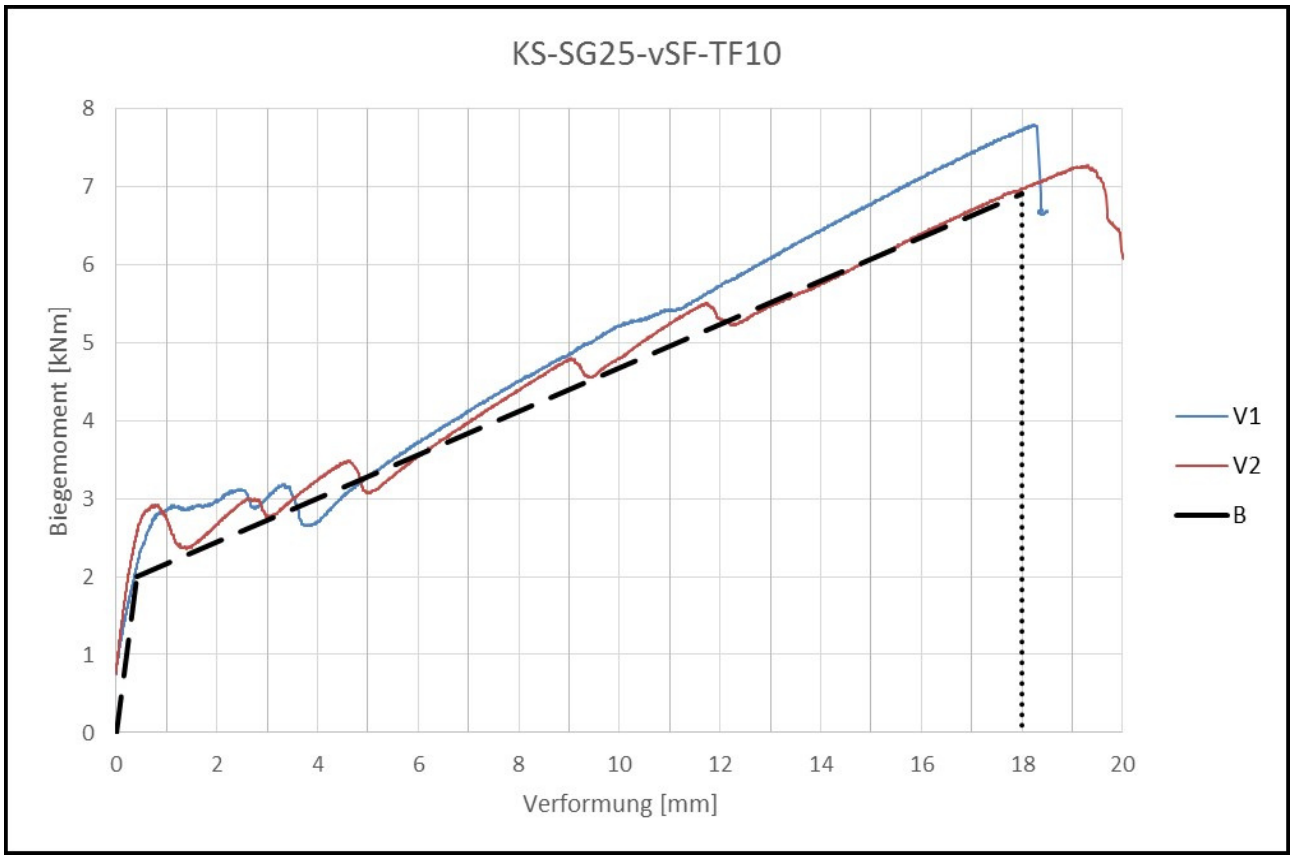


Bild 80 Idealisierte Biegemoment-Verformungskurve zu KS-TF10-SG025-verm. SF (Nr.5)

Die Verlaufsfunktion des Biegemomentes (B) in Abhängigkeit von der Verformung (u) wird durch folgende Glg. (77) beschrieben:

$$B = \begin{pmatrix} 5{,}0 \cdot u & \text{für } 0{,}0 \leq u \leq 0{,}4\ mm \\ 0{,}278 \cdot u + 1{,}889 & \text{für } 0{,}4\ mm < u \leq 18{,}0\ mm \end{pmatrix} \quad (77) \quad .$$

Insgesamt ist festzustellen, dass diese Kombination mit vermörtelten Stoßfugen die besten Tragfähigkeiten aller durchgeführten Biegeversuche aufweist. Begründet ist dieser Sachverhalt mit den sehr guten Verbundeigenschaften des Feinbetons, der von Beginn an vorhandenen Druckzone, der hohen Steindruckfestigkeit in horizontaler Richtung und der hohen Zugfestigkeit des verwendeten CFK-Textils. Mit Stoßfugenvermörtelung ist auch hier eine höhere Biegetragfähigkeit als bei unvermörtelten Stoßfugen möglich. Der Faktor zwischen unvermörtelter und vermörtelter Stoßfugenausführung liegt bei rund 0,7. Es zeigt sich auch im Fall vermörtelter Stoßfugen deutlich, dass für einen realistischen Ansatz der Biegetragfähigkeit bei Mauerwerk von einem Zustand II ausgegangen werden muss, welcher durch stärkere Verformungen und gerissenem Mauerwerk mit lokaler Schädigung des Verbundes charakterisiert werden kann. Die Verformungen und Rissbildung im Bereich des Grenzzustandes der Tragfähigkeit liegen zwar über den Ansprüchen der Gebrauchstauglichkeit, aber bei diesem Aufbau werden auch schon bei geringen Verformungen sehr gute Tragfähigkeitswerte erreicht.

5.3.1.11 Auswertung zu Nr.6 HLz-MaxitDM-SG025-unverm. SF

Es kamen HLz, SG 025 und Maxit DM zum Einsatz, die Stoßfugen wurden unvermörtelt ausgeführt. Bild 81 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Verformungskurve (Versuch 1).

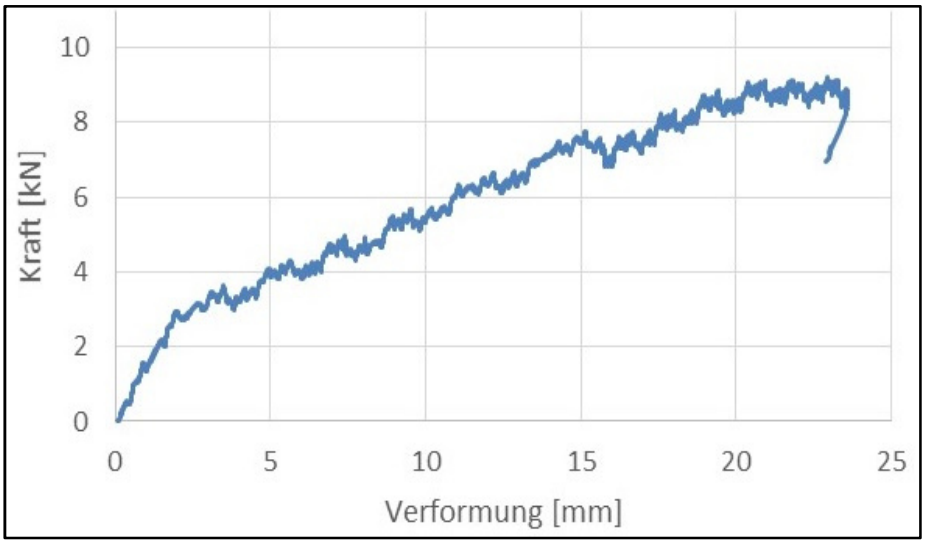


Bild 81 Kraft-Verformungskurve zu HLz-MaxitDM-SG025-unverm. SF

Die Kraft-Verformungskurve ist gesamthaft durch einen stetig ansteigenden Verlauf geprägt, allerdings zeigen sich auch ständige Kraftschwankungen innerhalb des Kurvenverlaufes. Dieser Verlauf zeigte sich so nur bei den Biegebalken, die mit HLz ausgeführt wurden. In die zahlreich vorhandenen Löcher des Ziegels konnte der Dünnbettmörtel gut eindringen und so eine regelrechte Verzahnung zwischen den Baustoffen herstellen. In Verbindung mit einem guten Verbund zwischen Mörtel und Textil konnte dieser rel. stetige Verlauf der Kurve erreicht werden. Das Gesamtverhalten ist geprägt durch ein ständiges Nachgeben im lokalen Bereich, bis die maximale Tragfähigkeit des Balkens erreicht wird. Das Nachgeben erfolgt vor allem auf Grund von Schließen der Lagerfugen, Schlupf und Versagen von lokalem Verbund sowie Reißen der Mörtelfuge und Steine im Zugbereich. Außerdem wurde zusätzlich Auflagerversagen festgestellt. Jeder dieser kleineren Verformungen bzw. Beschädigungen ging mit einem kleineren Kraftabfall einher, welcher anschließend wieder kompensiert wurde. Bis zum vollständigen Schließen der Stoßfugen muss die Kraftübertragung ebenfalls wellenartig zwischen den Steinen erfolgt sein. Nach Erreichen der Gesamttragfähigkeit kommt es zu einem sehr starken Kraftabfall. Es verbleibt eine geringe Resttragfähigkeit ohne

statische Relevanz. Bild 82 zeigt die Verformungen am Gesamtbalken sowie im Detail zum Zeitpunkt kurz nach der maximalen Tragfähigkeit des Biegebalkens.



Bild 82 Verformungen zu HLz-MaxitDM-SG025-unverm. SF (Nr.6)

Es zeigt sich, dass die Stoßfugen im Druckbereich vollständig geschlossen und im Zugbereich leicht geöffnet sind. Die Stoßfugen öffneten sich dabei bis ca. 3 mm. Zusätzlich kam es zum Reißen einiger Steine, was in der Unteransicht zu erkennen ist. Die Risse entstehen dabei immer im Bereich der gegenüberliegenden Stoßfuge. Im oberen Steinbereich ist lokales Steindruckversagen erkennbar. Die erreichten Verformungen liegen über denjenigen, welche für eine Gebrauchstauglichkeit noch zulässig wären. Insoweit handelt es sich um den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Bei keinem der drei Versuchsbalken kam es zum Zugversagen des Carbontextils. Es handelte sich immer um ein Versagen des Verbundes, bzw. um ansatzweises Druckversagen der Ziegel in der Druckzone (siehe Bild 82 unten links). Hinzu kam ein lokales Auflagerversagen bzw. Versagen an der Krafteinleitungsstelle. Dies ergab sich aus der äußerst geringen Druckfestigkeit der HLz über die Wanddicke, da die Stege in dieser Richtung versetzt zueinander angeordnet sind. Bild 83 zeigt die beiden Versagensszenarien. Es ist bei beiden Bildern eine deutliche Deformation und Rissbildung erkennbar. Dieses Versagensbild war bei allen drei Versuchen feststellbar. Insoweit konnte bei keinem der Versuche die volle Biegetragfähigkeit erreicht werden, da noch vor deren

Erreichen das Lagerversagen eintrat. Der Versuchsaufbau wurde nach Feststellung des Sachverhaltes zwar durch größere Krafteinleitungs- bzw. Auflagerflächen angepasst, was allerdings noch immer nicht hinreichend war. Somit müsste der Versuchsaufbau zukünftig bei Nutzung solcher HLz noch weiter angepasst werden. Die ermittelten Werte zur Biegefestigkeit liegen aber auf der sicheren Seite, da in der Realität die Krafteinleitung eher großflächig erfolgt. Kritisch muss dieser Sachverhalt allerdings im Auflagerbereich gesehen werden, da dort auch in der Realität die Auflagerkräfte der Wandplatte über die relativ kleinen Auflagerbereiche abgetragen werden müssten. Insoweit stellt sich die sehr geringe Druckfestigkeit dieser HLz über die Wanddicke ebenfalls als möglicher Begrenzungsfaktor dar. Abhilfe könnte dahingehend eine Geometrieanpassung des Stegverlaufes schaffen.

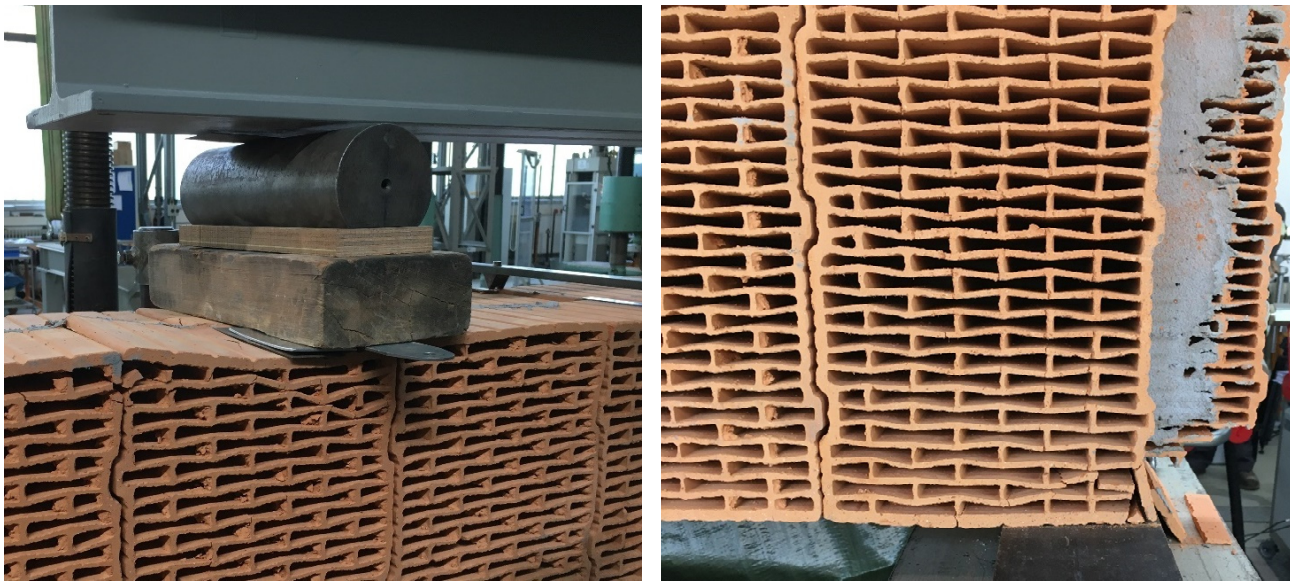


Bild 83 Druckversagen zu HLz-MaxitDM-SG025-unverm. SF (Nr.6)

Insgesamt kam es nicht zu einem vollständigen Versagen der Biegeträger. Eine Resttragfähigkeit des Eigengewichtes konnte immer aufrechterhalten werden. Nach der Versuchsdurchführung wurden die Biegebalken zerlegt und der Verbund dokumentiert. Bild 84 zeigt Darstellungen des Verbundes innerhalb der textilbewehrten Lagerfuge.



Bild 84 Verbund zu HLz-MaxitDM-SG025-unverm. SF (Nr.6)

Es ist erkennbar, dass es sich um eine Kombination aus Verbundversagen zwischen Mörtel und Stein sowie Mörtel und Textil handelt. Zum Teil ist ein Ablösen des Steins von der Mörteloberfläche festzustellen, an anderen Bereichen versagte die Mörtelmatrix. Ebenfalls erkennbar ist der sich dem Lochbild angepasste Dünnbettmörtel, was zu einem günstigeren Verbundverhalten geführt hat.

Bei den drei Einzelversuchen lagen die Ergebnisse relativ nah zusammen, für die weiteren charakteristischen Betrachtungen wird von dem auf Bild 85 dargestellten, idealisierten Verlauf für die Biegemoment-Verformungskurve ausgegangen. Es wurde für den idealisierten Verlauf eine bilineare Funktion angesetzt. Dabei verläuft die Funktion regelmäßig unterhalb der Hochpunkte der einzelnen Versuchsverläufe. Beim zweiten Versuch (V2) war das erläuterte Auflagerversagen allerdings so stark ausgeprägt, dass dieser Versuch nicht als Referenz für den Gesamtverlauf nutzbar ist.

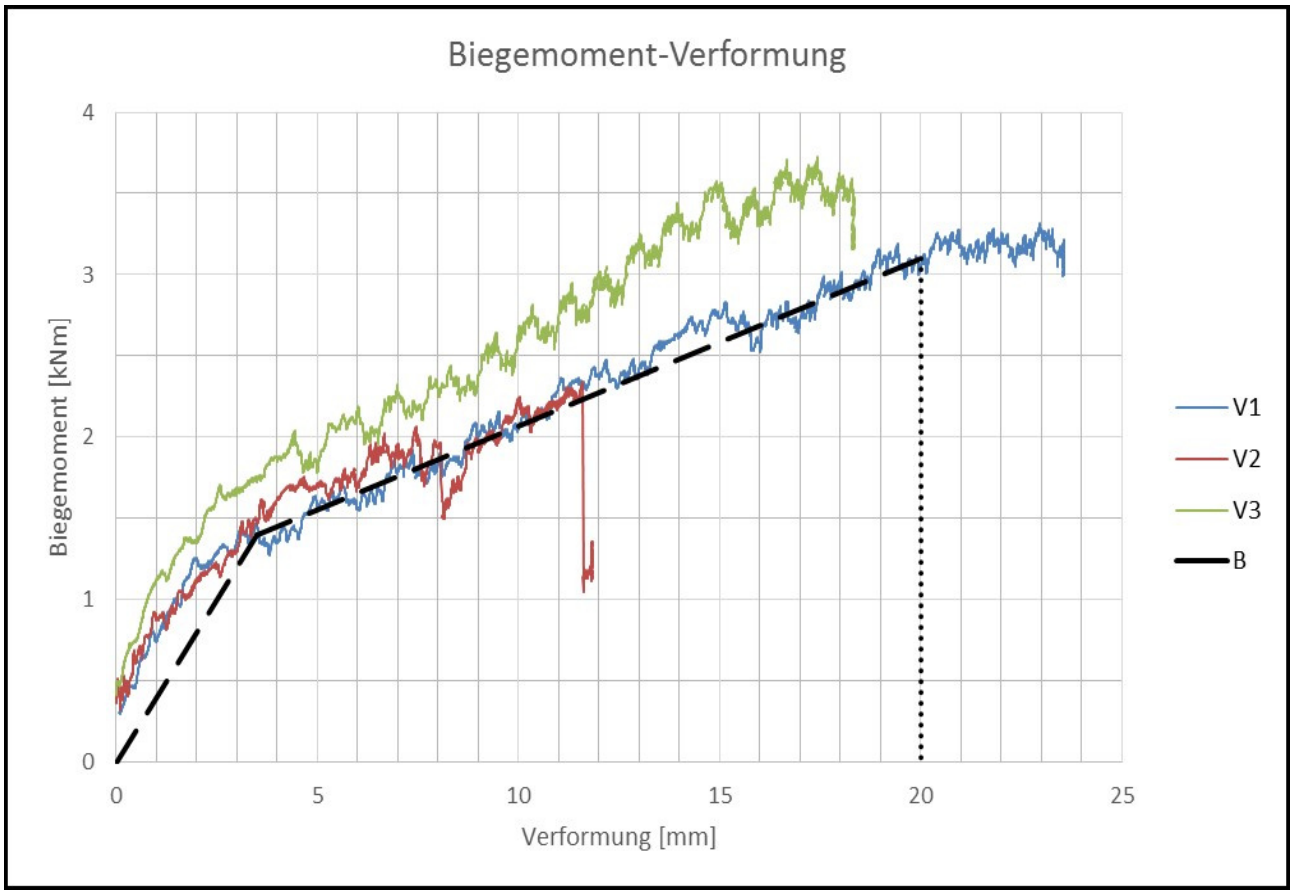


Bild 85 Idealisierte Biegem.-Verformungskurve HLz-MaxitDM-SG025-unverm. SF (Nr.6)

Die Verlaufsfunktion des Biegemomentes (B) in Abhängigkeit von der Verformung (u) wird durch folgende Glg. (78) beschrieben:

$$B = \begin{pmatrix} 0{,}4 \cdot u & \text{für } 0{,}0 \leq u \leq 3{,}5\ mm \\ 0{,}103 \cdot u + 1{,}039 & \text{für } 3{,}5\ mm < u \leq 20{,}0\ mm \end{pmatrix} \quad (78)$$

Insgesamt ist festzustellen, dass auch ohne Stoßfugenvermörtelung eine Biegetragfähigkeit bei textilbewehrtem Mauerwerk vorhanden ist. Es zeigt sich erneut deutlich, dass für einen realistischen Ansatz der Biegetragfähigkeit bei Mauerwerk von einem Zustand II ausgegangen werden muss. Dieser Zustand II ist charakterisiert durch stärkere Verformungen und gerissenes Mauerwerk mit lokaler Schädigung des Verbundes. Dies gilt besonders für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen, da sich diese in dem Fall erst hinreichend schließen müssen, bis ausreichender Kontakt zwischen den Steinen vorliegt. Als wesentlicher begrenzender Faktor kann im vorliegenden Fall ebenfalls die Haftscherfestigkeit und Verbundfestigkeit des Dünnbettmörtels

identifiziert werden, welcher durch eine Drehbewegung der Steine zusätzlich stark beansprucht wird. Hinzu tritt hier als Sonderfall das festgestellte Auflagerversagen. Durch die Kleingliedrigkeit der Mauersteine sowie dem verzahnten Verbund zwischen Stein und Mörtel ergibt sich ein relativ stetiger Verlauf der Kraft-Verformungskurven.

5.3.1.12 Auswertung zu Nr.7 PB-YtongDM-SG025-unverm. SF

Es kamen PB-Steine, SG 025 und Ytong DM zum Einsatz. Die Stoßfugen wurden unvermörtelt ausgeführt. Bild 86 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Verformungskurve (Versuch 2).

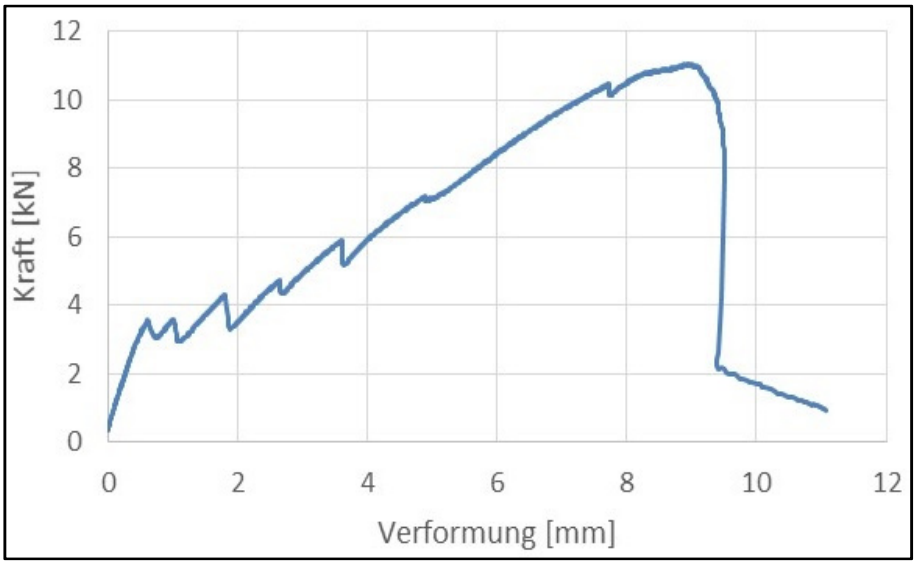


Bild 86 Kraft-Verformungskurve zu PB-YtongDM-SG025-unverm. SF

Die Kraft-Verformungskurve ist hier weniger stark durch zwischenzeitliche Kraftabfälle geprägt. Die noch vorhandenen Unstetigkeiten ergeben sich vor allem aus dem Schließen einzelner Stoßfugen, lokalem Verbundversagen sowie dem Reißen einzelner Steine. Auch hier muss die Kraftübertragung bis zum vollständigen Schließen der Stoßfugen wellenartig zwischen den Steinen verlaufen sein. Bei Erreichen der Maximaltragfähigkeit kam es zu einem plötzlichen und starken Verbundversagen, begleitet von einer Zerstörung der Porenbetonsteine (Zug- und Druckversagen). Es verbleibt kaum eine Resttragfähigkeit, die geprüften Biegebalken versagten nach einiger Zeit vollständig. Bild 87 zeigt die Verformungen am Gesamtbalken und Bild 88 im Detail zum Zeitpunkt kurz nach der maximalen Tragfähigkeit des Biegebalkens.

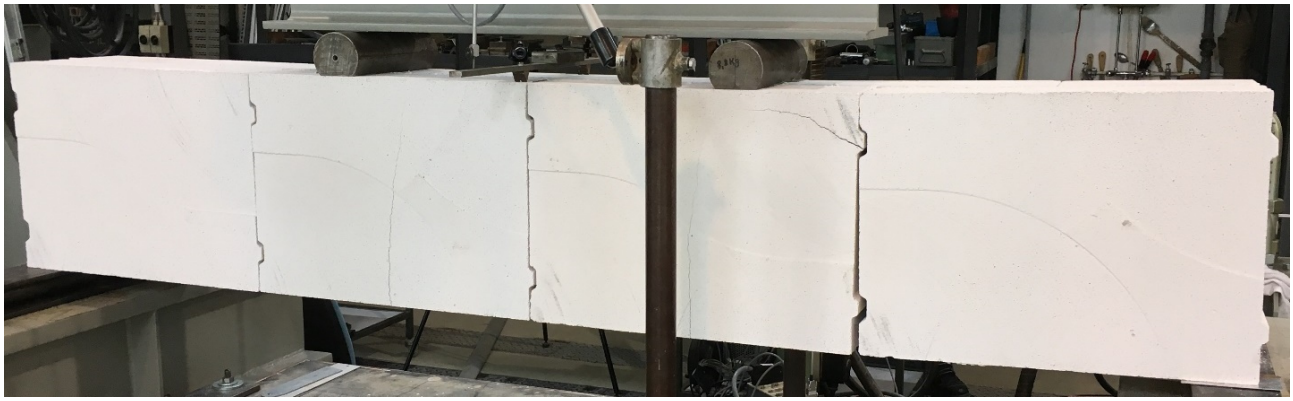


Bild 87 Verformungen zu PB-YtongDM-SG025-unverm. SF (Nr.7), Gesamt



Bild 88 Verformungen zu PB-YtongDM-SG025-unverm. SF (Nr.7), Detail

Es zeigt sich, dass die Stoßfugen im Druckbereich vollständig geschlossen und im Zugbereich geöffnet sind. Die Stoßfugen öffneten sich dabei zum Teil bis ca. 10 mm. Es ist erkennbar, dass mehrere Steine in der Mitte eingerissen sind. Diese Risse entstehen dabei immer im Bereich der gegenüberliegenden Stoßfuge, die ja bereits an sich eine Schwächung darstellt. Der Umstand, dass diese Risse an nahezu allen Steinen beidseitig am Biegebalken festzustellen waren, spricht für den guten Verbund zwischen Stein und Dünnbettmörtel (vor Erreichen der maximalen Tragfähigkeit).

Bei beiden Versuchsbalken kam es zu starkem Versagen des Verbundes, einhergehend mit einem Zerreißen (Abreißen) der Porenbetonsteine nach Verbundauflösung. Beide Versuchsbalken versagten so vollständig. Das Bild 89 zeigt den Versagensmechanismus.



Bild 89 Versagen zu PB-YtongDM-SG025-unverm. SF (Nr.7)

Die dargestellten Schadensbilder entstehen dabei immer dort, wo das Biegemoment aufgebaut wird, d. h. im Bereich der beiden Krafteinleitungspunkte. Die Trägermitte wurde weniger stark geschädigt. Bei beiden Versuchen stellten sich annähernd gleiche Schadensbilder ein.

Auf Grund der Nichteinsehbarkeit der Lagerfuge während der Versuchsdurchführung ist nicht gänzlich klar, welcher Verbund zuerst geschädigt wurde. Nach der Versuchsdurchführung wurde der Biegebalken zerlegt und dokumentiert. Es war festzustellen, dass der Verbund bereichsweise zum Teil stark geschädigt wurde. Bild 90 zeigt zwei ausgewählte Darstellungen des Verbundes.

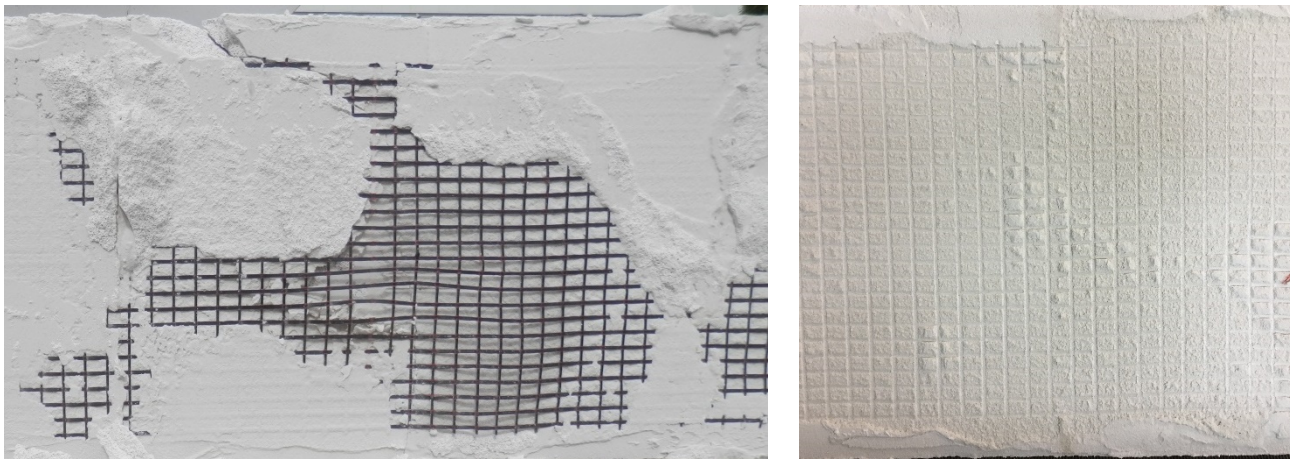


Bild 90 Verbund zu PB-YtongDM-SG025-unverm. SF (Nr.7)

Es ist erkennbar, dass es sich auch hier um ein kombiniertes Versagen des Verbundes zwischen Stein und Dünnbettmörtel sowie Textil und Dünnbettmörtel gehandelt haben muss.

Die beiden Ergebnisse weichen etwas voneinander ab, da der PK 1 eine unverhältnismäßig große, offene Stoßfuge (3 mm) aufwies. Der mit dem Schließen dieser Stoßfuge einhergehende Schlupf erzeugte eine starke Drehbewegung der Steine und somit eine große Beanspruchung für den Verbund in dem Bereich. Somit wurde der Verbund in dem Fall deutlich früher zerstört als bei einer knirschen Steinverlegung. Vermutlich driftete ein Randstein nach Herstellung des Probekörpers unbemerkt nach außen und erzeugte dadurch die große Stoßfugenöffnung, welche ursächlich für das etwas frühere Versagen war. Insoweit ist das Biegetragverhalten von PK 1 nicht gänzlich repräsentativ, da die Steine nicht wie bei PK 2 vollständig knirsch verlegt waren. Für die weiteren charakteristischen Betrachtungen wird daher von dem auf Bild 91 dargestellten, gemittelten, idealisierten Verlauf für die Biegemoment-Verformungskurve ausgegangen.

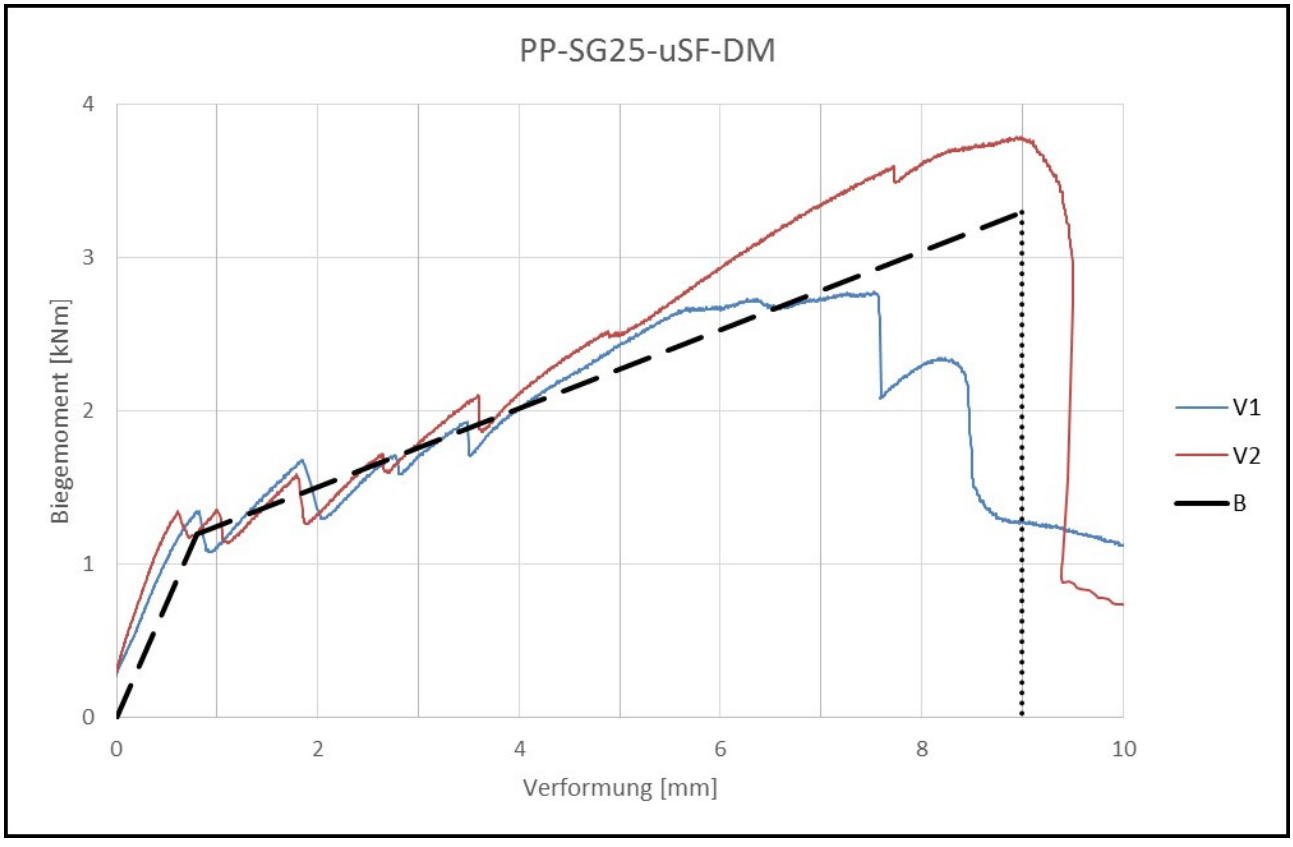


Bild 91 Idealisierte Biegem.-Verformungskurve PB-YtongDM-SG025-unverm. SF (Nr.7)

Die Verlaufsfunktion des Biegemomentes (B) in Abhängigkeit von der Verformung (u) wird durch folgende Glg. (79) beschrieben:

$$B = \begin{pmatrix} 1{,}5 \cdot u & \text{für } 0{,}0 \leq u \leq 0{,}8\ mm \\ 0{,}256 \cdot u + 0{,}995 & \text{für } 0{,}8\ mm < u \leq 9{,}0\ mm \end{pmatrix} \quad (79) \quad .$$

Insgesamt ist festzustellen, dass auch ohne Stoßfugenvermörtelung eine Biegetragfähigkeit bei textilbewehrtem Mauerwerk vorhanden ist. Es zeigt sich deutlich, dass für einen realistischen Ansatz der Biegetragfähigkeit bei Mauerwerk von einem Zustand II ausgegangen werden muss. Dieser Zustand II ist charakterisiert durch stärkere Verformungen und gerissenes Mauerwerk mit lokaler Schädigung des Verbundes. Dies gilt besonders für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen, da sich diese in dem Fall erst hinreichend schließen müssen, bis ausreichender Kontakt zwischen den Steinen vorliegt. Als wesentlicher begrenzender Faktor kann im vorliegenden Fall vor allem die Haftscherfestigkeit und Verbundfestigkeit des Dünnbettmörtels identifiziert werden, welcher durch eine Drehbewegung der Steine zusätzlich stark beansprucht wird. Hierbei spielt auch die Steingeometrie eine nicht unwesentliche Rolle. Mit 50 cm Steinläge ist diese im betrachteten Fall mind. doppelt so groß wie bei den anderen untersuchten Steinformaten. Der Biegeträger, bestehend aus großformatigen Steinen, kann sich den aufgezwungenen Verformungen schlechter anpassen als dies bei einem Träger, bestehend aus vielen kleineren Steinen, der Fall ist. Dadurch ist die lokale Beanspruchung für den Verbund auch deutlich größer. Dies gilt vor allem bei unvermörtelten Stoßfugen.

5.3.1.13 Auswertung zu Nr.8 PB-YtongDM-SG025-verm. SF

Es kamen PB-Steine, SG 025 und Ytong DM zum Einsatz. Die Stoßfugen wurden vermörtelt ausgeführt. Bild 92 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Verformungskurve (Versuch 1).

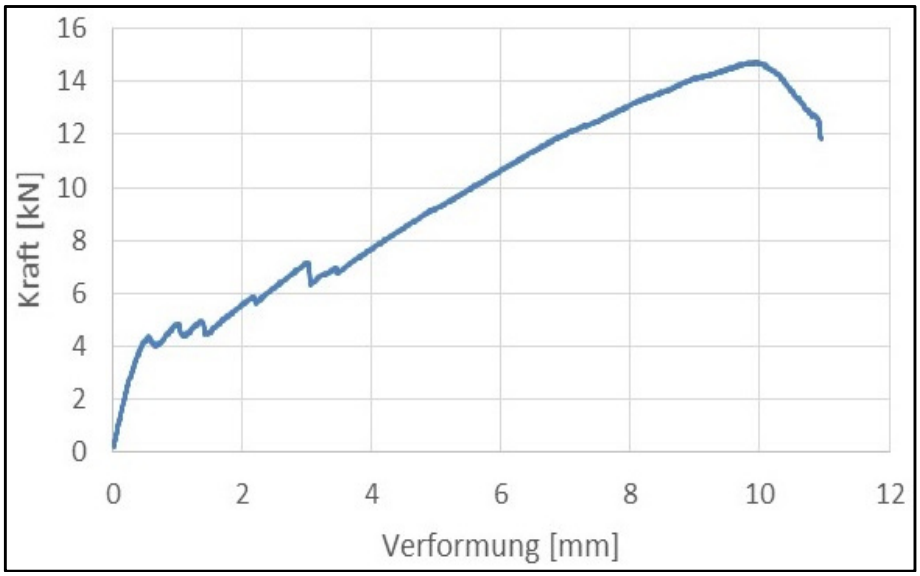


Bild 92 Kraft-Verformungskurve zu PB-YtongDM-SG025-verm. SF

In der vorliegenden Kraft-Verformungskurve sind nur noch sehr wenige Kraftabfälle festzustellen. Es liegt ein relativ stetig ansteigender Kraftverlauf vor, der tendenziell dem mit unvermörtelten Stoßfugen (Nr. 7) entspricht. Der wesentliche Unterschied ist, dass die erreichten Kräfte etwas höher liegen. Die noch vorhandenen Kraftabfälle ergeben sich vor allem aus dem Reißen einzelner Steine und dem Schließen evtl. unvermörtelter Stoßfugenbereiche. Es liegen insgesamt relativ gute Verbundbedingungen für den Verbundkörper vor. Durch die grundsätzlich von Beginn an geschlossenen Stoßfugen kann sich sofort ein Tragverhalten gem. Abschnitt 3.3.2 einstellen. Die

sich dabei ergebenden Verformungen sind annähernd genauso groß wie beim Versuch ohne Stoßfugenvermörtelung. Bei Erreichen der Maximaltragfähigkeit kam es zu Verbundversagen, einhergehend mit Steinversagen und einem deutlichen Kraftabfall. Das Textil wurde dabei nicht zerrissen. Es verbleibt eine statisch nicht relevante, geringe Resttragfähigkeit. Bild 93 zeigt die Verformungen am Gesamtbalken und Bild 94 im Detail zum Zeitpunkt kurz nach der maximalen Tragfähigkeit des Biegebalkens.



Bild 93 Verformungen zu PB-YtongDM-SG025-verm. SF (Nr.8), Gesamt



Bild 94 Verformungen zu PB-YtongDM-SG025-verm. SF (Nr.8), Detail

Es zeigt sich, dass die Stoßfugen im Druckbereich vollständig geschlossen und im Zugbereich geöffnet sind. Zusätzlich sind fast alle Steine eingerissen. Diese Risse entstehen dabei an beliebigen Stellen. Der Umstand, dass diese Risse an nahezu allen Steinen festzustellen waren, spricht für den guten Verbund zwischen Stein und Dünnbettmörtel (bis zum Erreichen der Maximaltragfähigkeit). Die Stoßfugen und die entstandenen Risse öffneten sich dabei bis ca. 5 mm. Die erreichten Gesamtverformungen und Stoßfugenöffnungen liegen dabei noch über denjenigen, welche für eine Gebrauchstauglichkeit zulässig wären. Insoweit handelt es sich auch dabei um den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Bei beiden Versuchsbalken kam es zu einem Versagen der Porenbetonsteine im Bereich von Druck- und Zugzone, ohne Zugversagen des Carbontextils. Das Bild 95 zeigt dokumentierte Versagensmechanismen.



Bild 95 Versagen zu PB-YtongDM-SG025-verm. SF (Nr.8)

Das Versagen der Porenbetonsteine konnte von außen festgestellt werden, was auf den dargestellten Bildern erkennbar ist. Die Druckzone wird mit zunehmender Biegebeanspruchung immer kleiner. Nach Überschreitung der Steindruckfestigkeit wird der Stein in dem Bereich zerstört bzw. abgeschert. Im unteren Bereich gibt es starke Zugdehnungen und Rissbildung. Die Zugkräfte werden dabei im Inneren bis zum Versagen des Verbundes durch das Textil aufgenommen. Hinzu kommt, dass mit zunehmender Verbundauflösung die Beanspruchung für den Stein im Zug- und Druckbereich zunimmt und, begünstigt durch die rel. geringen Steinfestigkeiten von Porenbeton, die dann starken Schadensbilder hervorgerufen werden. Der Verbund versagt zuerst an der Trägerunterseite, wodurch der innere Hebelarm der Kräfte kleiner wird und damit auch die aufnehmbaren Biegeeinwirkungen. Es kommt daher zu einem progressiven Zerstören des Verbundes von unten beginnend, begleitet von starken Schadensbildern an den Porenbetonsteinen. Dies war so auch bei den Versuchen an Porenbeton mit unvermörtelten Stoßfugen erkennbar.

Diese Schadensbilder entstehen dabei immer dort, wo das Biegemoment aufgebaut wird, d. h. im Bereich der beiden Krafteinleitungspunkte. Die Trägermitte wurde weniger stark geschädigt. Bei beiden Versuchen stellten sich annähernd gleiche Schadensbilder ein.

Auf Grund der Nichteinsehbarkeit der Lagerfuge während der Versuchsdurchführung ist nicht gänzlich klar, welcher Verbund zuerst geschädigt wurde. Nach der Versuchsdurchführung wurde der Biegebalken zerlegt und dokumentiert. An den vorgeschädigten Bereichen ließ sich das Zerlegen dabei relativ einfach bewerkstelligen. Die restlichen Bereiche hielten dagegen noch fest zusammen. Bild 96 zeigt zwei ausgewählte Darstellungen des Verbundes.



Bild 96 Verbund zu PB-YtongDM-SG025-verm. SF (Nr.8)

Vor allem im unteren Trägerbereich kam es zu einem Ablösen des Textils aus der Mörtelmatrix. Die eingeleiteten Kräfte überschritten damit die Verbundfestigkeit des Dünnbettmörtels. Im oberen Trägerbereich sind auch Flächen erkennbar, an denen der Stein vom Mörtel abgeschert wurde bzw. an denen Teile des Steins von der Mörtelfuge abgerissen wurden.

Die beiden Ergebnisse der Einzelversuche weichen hier nur geringfügig voneinander ab. Für die weiteren charakteristischen Betrachtungen wird von dem auf Bild 97 dargestellten, idealisierten Verlauf für die Biegemoment-Verformungskurve ausgegangen. Es wurde für den idealisierten Verlauf eine bilineare Funktion angesetzt. Dabei verläuft die Funktion regelmäßig unterhalb der Hochpunkte der einzelnen Versuchsverläufe.

Die Verlaufsfunktion des Biegemomentes (B) in Abhängigkeit von der Verformung (u) wird durch folgende Glg. (80) beschrieben:

$$B = \begin{pmatrix} 3{,}0 \cdot u & \text{für } 0{,}0 \leq u \leq 0{,}5\ mm \\ 0{,}316 \cdot u + 1{,}342 & \text{für } 0{,}5\ mm < u \leq 10{,}0\ mm \end{pmatrix} \quad (80) \quad .$$

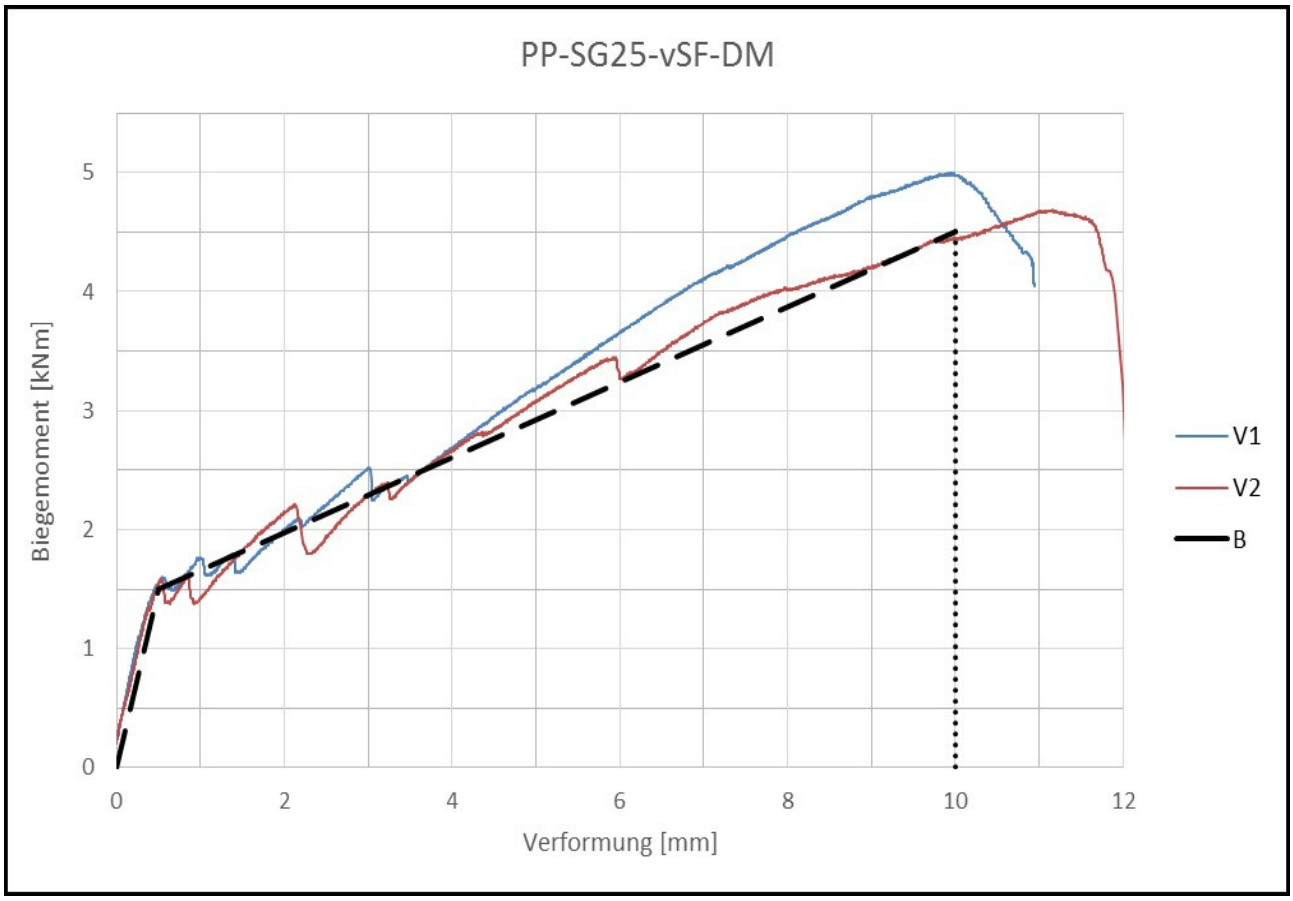


Bild 97 Idealisierte Biegem.-Verformungskurve zu PB-YtongDM-SG025-verm.SF (Nr.8)

Insgesamt ist festzustellen, dass diese Kombination mit vermörtelten Stoßfugen relativ gute Ergebnisse aufweist. Begründet ist dieser Sachverhalt mit den relativ guten Verbundeigenschaften des Dünnbettmörtels und Porenbetonsteinen sowie der von Beginn an vollständig vorhandenen Druckzone (rund 30 % mehr Tragfähigkeit als im direkten Vergleich zu unverm. SF).

Es zeigt sich auch im Fall vermörtelter Stoßfugen deutlich, dass für einen realistischen Ansatz der Biegetragfähigkeit bei Mauerwerk von einem Zustand II ausgegangen werden muss, welcher durch stärkere Verformungen und gerissenem Mauerwerk mit lokaler Schädigung des Verbundes charakterisiert werden kann.

5.3.1.14 Auswertung Vergleichsversuche ohne textile Bewehrung

Um Vergleichswerte bezüglich der Biegetragfähigkeitserhöhung zu erhalten, wurden auch Mauerwerksbiegeträger ohne textile Bewehrung in der Lagerfuge hergestellt. Die Probekörper wurden zunächst aus HLz und KS hergestellt (Nr. 9 und 10). Die Stoßfugen wurden unvermörtelt ausgeführt. Es zeigte sich allerdings, dass diese Prüfkörper nicht prüfbar waren. Darum wurden für PB keine weiteren Prüfkörper angefertigt. Auch auf die Herstellung von Probekörpern mit vermörtelter Stoßfuge wurde verzichtet.

Entweder versagten die Versuchsbalken bereits beim Zurechtziehen auf der Unterlage in Vorbereitung auf den Einhebevorgang oder beim Einhebevorgang selbst. Das Bild 98 zeigt HLz und KS Biegeträger nach Überschreiten der Biegefestigkeit.



Bild 98 Biegeversuche mit unbewehrter Lagerfuge

Es ist erkennbar, dass es in beiden Fällen zum Reißen der relativ dünnen Mörtellagerfuge im Bereich einer Stoßfuge gekommen ist. Außerdem haben sich die Steine vom Mörtel „abgedreht". Dieses Versagensbild wird durch den Umstand der unvermörtelten Stoßfugen begünstigt, da es so bereits beim ersten Anheben zu erheblichen Verformungen kommen kann. Da aber auch bei vermörtelten Stoßfugen gewisse Anfangsverformungen beim Anheben vorkommen würden, sind keine wesentlichen Erkenntnisse aus einem solchen Versuch zu erwarten, weshalb auch darauf verzichtet wurde.

Insgesamt ist festzuhalten, dass die Belastung aus Eigengewicht bereits ausreicht, um die Biegetragfähigkeit eines Biegeträgers mit unbewehrter Lagerfuge zu überschreiten. Dementsprechend ist klar, dass die eingearbeiteten Textile bereits von Beginn an die ihnen zugedachte Bestimmung der Zugkraftübernahme erfüllen.

Eine weitere Erkenntnis ist, dass sich dieses Verfahren nicht eignet, um unbewehrtes Mauerwerk auf seine Biegetragfähigkeit hin zu untersuchen. Für den Vergleich von unbewehrten zu einem mit Textil bewehrten Mauerwerk wird darum die rechnerische, charakteristische Biegetragfähigkeit nach DIN EN 1996 [1] gem. Abschnitt 3.3.6.1 herangezogen.

5.3.1.15 Vergleich zu unbewehrtem Mauerwerk

Für die Berechnung der unbewehrten Vergleichswerte gem. Abschnitt 3.3.6.1 wurde von den Gegebenheiten der jeweiligen Versuchskörper (Stoßfugenvermörtelung, Abmessungen) als Mauerwerkswand ausgegangen. Für den Vergleich ist die einaxiale Biegefestigkeit für unbewehrtes Mauerwerk mit einer Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen (horizontale Biegefestigkeit f_{xk2}), ohne Ansatz einer Auflast relevant.

Berechnung f_{xk2} für KS-Mw 248x300x249 20-2.0 mit DM und unvermörtelter SF nach Glg. (27):

$$f_{xk2} = min\begin{pmatrix}(0{,}5 \cdot 0{,}22\ N/mm^2 + 0{,}6 \cdot 0{,}0) \cdot \frac{125}{250} \\ 0{,}5 \cdot (25\ N/mm^2 \cdot 0{,}032) \leq 0{,}7\end{pmatrix} = 0{,}055\ N/mm^2 \quad (27)$$

Berechnung f_{xk2} für KS-Mw 248x300x249 20-2.0 mit DM und vermörtelter SF nach Glg. (27):

$$f_{xk2} = min\begin{pmatrix}(1{,}0 \cdot 0{,}22\ N/mm^2 + 0{,}6 \cdot 0{,}0) \cdot \frac{125}{250} \\ 0{,}5 \cdot (25\ N/mm^2 \cdot 0{,}032) \leq 0{,}7\end{pmatrix} = 0{,}110\ N/mm^2 \quad (27)$$

Berechnung f_{xk2} für HLz-Mw 200x365x249 10-0,7 mit DM und unvermörtelter SF nach Glg. (27):

$$f_{xk2} = min\begin{pmatrix}(0{,}5 \cdot 0{,}22\ N/mm^2 + 0{,}6 \cdot 0{,}0) \cdot \frac{100}{250} \\ 0{,}5 \cdot (12{,}5\ N/mm^2 \cdot 0{,}026) \leq 0{,}7\end{pmatrix} = 0{,}044\ N/mm^2 \quad (27)$$

Berechnung f_{xk2} für PB-Mw PP4 499x365x249 4-0.50 mit DM und unvermörtelter SF nach Glg. (27):

$$f_{xk2} = min\begin{pmatrix}(0{,}5 \cdot 0{,}22\ N/mm^2 + 0{,}6 \cdot 0{,}0) \cdot \frac{250}{250} \\ 0{,}5 \cdot (\frac{0{,}082}{1{,}25} \cdot \frac{1}{0{,}7 + \left(\frac{5{,}0\ N/mm^2}{25}\right)^{0{,}5}} \cdot 5{,}0\ N/mm^2) \leq 0{,}7\end{pmatrix} = 0{,}110\ N/mm^2 \quad (27)$$

Berechnung f_{xk2} für PB-Mw PP4 499x365x249 4-0.50 mit DM und vermörtelter SF nach Glg. (27):

$$f_{xk2} = min\begin{pmatrix}(1{,}0 \cdot 0{,}22\ N/mm^2 + 0{,}6 \cdot 0{,}0) \cdot \frac{250}{250} \\ 0{,}5 \cdot (\frac{0{,}082}{1{,}25} \cdot \frac{1}{0{,}7 + \left(\frac{5{,}0\ N/mm^2}{25}\right)^{0{,}5}} \cdot 5{,}0\ N/mm^2) \leq 0{,}7\end{pmatrix} = 0{,}143\ N/mm^2 \quad (27)$$

Die ermittelte Biegefestigkeit für das textilbewehrte Mauerwerk mit einer Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen (horizontale Biegefestigkeit) $f_{xk2,tex}$ kann aus den Versuchsergebnissen mittels umgestellter Glg. (29) nach der folgenden Glg. (81) errechnet werden:

$$f_{xk2,tex} = \frac{M_{Rd}}{Z} \quad mit \quad Z = \frac{b \cdot t^2}{6} \quad \rightarrow f_{xk2,tex} = \frac{6 \cdot M_{Rd}}{b \cdot t^2} \quad (81) \quad .$$

Versuch Nr. 01:

$$M_{Rd,max} = 0{,}076 \cdot 15 + 1{,}454 = 2{,}6\ kNm \quad ; \quad M_{Rd,10mm} = 0{,}076 \cdot 10 + 1{,}454 = 2{,}2\ kNm \quad (73)$$

$$f_{xk2,tex,max} = \frac{6 \cdot 2.600\ Nm}{0{,}25\ m \cdot (300\ mm)^2} = 0{,}693\ N/mm^2 \quad (81)$$

$$f_{xk2,tex,10mm} = \frac{6 \cdot 2.200\ Nm}{0{,}25\ m \cdot (300\ mm)^2} = 0{,}587\ N/mm^2 \quad (81)$$

Versuch Nr. 02:

$$M_{Rd,max} = M_{Rd,10mm} = 0{,}175 \cdot 10 + 1{,}447 = 3{,}2\ kNm \quad (74)$$

$$f_{xk2,tex,max} = f_{xk2,tex,10mm} = \frac{6 \cdot 3.200\ Nm}{0{,}25\ m \cdot (300\ mm)^2} = 0{,}853\ N/mm^2 \quad (81)$$

Versuch Nr. 03:

$$M_{Rd,max} = 0{,}024 \cdot 30 + 1{,}486 = 2{,}2\ kNm \quad ; \quad M_{Rd,10mm} = 0{,}024 \cdot 10 + 1{,}486 = 1{,}7\ kNm \tag{75}$$

$$f_{xk2,tex,max} = \frac{6 \cdot 2.200\ Nm}{0{,}25\ m \cdot (300\ mm)^2} = 0{,}587\ N/mm^2 \tag{81}$$

$$f_{xk2,tex,10mm} = \frac{6 \cdot 1.700\ Nm}{0{,}25\ m \cdot (300\ mm)^2} = 0{,}453\ N/mm^2 \tag{81}$$

Versuch Nr. 04:

$$M_{Rd,max} = 0{,}160 \cdot 20 + 1{,}591 = 4{,}8\ kNm \quad ; \quad M_{Rd,10mm} = 0{,}160 \cdot 10 + 1{,}591 = 3{,}2\ kNm \tag{76}$$

$$f_{xk2,tex,max} = \frac{6 \cdot 4.800\ Nm}{0{,}25\ m \cdot (300\ mm)^2} = 1{,}280\ N/mm^2 \tag{81}$$

$$f_{xk2,tex,10mm} = \frac{6 \cdot 3.200\ Nm}{0{,}25\ m \cdot (300\ mm)^2} = 0{,}853\ N/mm^2 \tag{81}$$

Versuch Nr. 05:

$$M_{Rd,max} = 0{,}278 \cdot 18 + 1{,}889 = 6{,}9\ kNm \quad ; \quad M_{Rd,10mm} = 0{,}278 \cdot 10 + 1{,}889 = 4{,}7\ kNm \tag{77}$$

$$f_{xk2,tex,max} = \frac{6 \cdot 6.900\ Nm}{0{,}25\ m \cdot (300\ mm)^2} = 1{,}840\ N/mm^2 \tag{81}$$

$$f_{xk2,tex,10mm} = \frac{6 \cdot 4.700\ Nm}{0{,}25\ m \cdot (300\ mm)^2} = 1{,}253\ N/mm^2 \tag{81}$$

Versuch Nr. 06:

$$M_{Rd,max} = 0{,}103 \cdot 20 + 1{,}039 = 3{,}1\ kNm \quad ; \quad M_{Rd,10mm} = 0{,}103 \cdot 10 + 1{,}039 = 2{,}1\ kNm \tag{78}$$

$$f_{xk2,tex,max} = \frac{6 \cdot 3.100\ Nm}{0{,}25\ m \cdot (365\ mm)^2} = 0{,}558\ N/mm^2 \tag{81}$$

$$f_{xk2,tex,10mm} = \frac{6 \cdot 2.100\ Nm}{0{,}25\ m \cdot (365\ mm)^2} = 0{,}378\ N/mm^2 \tag{81}$$

Versuch Nr. 07:

$$M_{Rd,max} = M_{Rd,10mm} = 0{,}256 \cdot 9 + 0{,}995 = 3{,}3\ kNm \tag{79}$$

$$f_{xk2,tex,max} = f_{xk2,tex,10mm} = \frac{6 \cdot 3.300\ Nm}{0{,}25\ m \cdot (365\ mm)^2} = 0{,}594\ N/mm^2 \tag{81}$$

Versuch Nr. 08:

$$M_{Rd,max} = M_{Rd,10mm} = 0{,}316 \cdot 10 + 1{,}342 = 4{,}5\ kNm \tag{80}$$

$$f_{xk2,tex,max} = f_{xk2,tex,10mm} = \frac{6 \cdot 4.500\ Nm}{0{,}25\ m \cdot (365\ mm)^2} = 0{,}811\ N/mm^2 \tag{81}$$

Die folgende Tabelle 12 stellt die Ergebnisse der Biegeversuche im Vergleich zur rechnerisch ermittelten, charakteristischen, horizontalen Biegefestigkeit von unbewehrtem Mauerwerk dar. Es ist offensichtlich, dass mit textiler Bewehrung eine deutliche Erhöhung der Biegefestigkeit mit einer Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen (horizontale Biegefestigkeit) erreicht wurde. Die errechneten Werte entsprechen dabei immer genau einem betrachteten Fall hinsichtlich Textilart, Mörtelart, Steinart, bewehrt / unbewehrt, Steingeometrie und Stoßfugenausführung.

Tabelle 12 Vergleich zur Biegetragfähigkeit von unbewehrtem Mw

Nummer	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***
f_{xk2} unbew. Mw [N/mm²]	0,055	0,110	0,055	0,055	0,110	0,044	0,110	0,143
f_{xk2} textilbew. Mw 10mm [N/mm²]	0,587	0,853	0,453	0,853	1,253	0,378	0,594	0,811
Erhöhung [%]	**1067**	**775**	**824**	**1550**	**1139**	**859**	**540**	**567**
f_{xk2} textilbew. Mw Max [N/mm²]	0,693	0,853	0,587	1,280	1,840	0,558	0,594	0,811
Erhöhung [%]	1260	775	1067	2327	1673	1268	540	567

Besonders relevant sind dabei die ermittelten Werte bei einer noch gebrauchstauglichen Verformung von 10 mm in Trägermitte. Da diese bei einigen Kombinationen auch dem erreichbaren Maximalwert entsprechen, sind die Erhöhungsfaktoren bei 10 mm und dem Maximalwert zum Teil deckungsgleich.

Bei Kalksandsteinen mit Dünnbettmörtel, SG 25 und unvermörtelten Stoßfugen kann demnach mit einer rund 10,5-fach höheren einaxialen Biegetragfähigkeit gerechnet werden. Für den Fall vermörtelter Stoßfugen kann dagegen nur eine rund 7,5-fache Erhöhung aufgezeigt werden. Zwar war der Absolutwert beim Versuch mit vermörtelter Stoßfuge größer, aber der Vergleichswert für den unbewehrten Versuch war doppelt so hoch.

Bei einem Einsatz von Kalksandsteinen, DM, SG 200 und unvermörtelten Stoßfugen sowie Hochlochziegeln, DM, SG 25 und unvermörtelten Stoßfugen ergibt sich ein Erhöhungsfaktor von 8.

Die größten Erhöhungen (Faktor 15 und 11) konnten mit den Versuchen erreicht werden, die mittels TF 10 vermörtelt wurden. Auch hier ergibt sich der geringere Erhöhungsfaktor für die Versuche mit vermörtelter Stoßfuge aus dem dafür relevanten, doppelt so großen Vergleichswert für unbewehrtes Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen.

Beim Porenbeton ergibt sich im Vergleich zum Kalksandstein für die unbewehrte Biegefestigkeit mit unvermörtelter Stoßfuge, auf Grund der doppelten Überbindelänge bei gleicher Steinhöhe, ein doppelt so hoher Vergleichswert. Darum ergibt sich der Erhöhungsfaktor in dem Fall nur zu 5. Da sich der Vergleichswert im unbewehrten Fall bei Porenbeton mit vermörtelten Stoßfugen im Vergleich zu unvermörtelten Stoßfugen, auf Grund der Begrenzung der Steinzugfestigkeit, nicht doppelt so groß ergibt, kann für den bewehrten Versuch mit vermörtelter Stoßfuge ebenfalls ein Faktor von 5 erreicht werden.

5.3.1.16 Versuchsvergleich

Aus dem direkten Vergleich der Versuche lassen sich interessante Sachverhalte bezüglich der Biegetragfähigkeit von Mauerwerk ableiten. Die Vielzahl möglicher Eingangsparameter im Mauerwerksbau erschwert allgemeingültige Aussagen oder es müsste eine ebenso große Vielzahl an unterschiedlichen Materialkombinationen einer praktischen Untersuchung unterzogen werden.

Dies ist im Rahmen einfacher Forschungsprojekte auf Grund beschränkter Ressourcen kaum zu ermöglichen. Auch in dem hier vorliegenden Forschungsprojekt FBKM ist die mögliche Untersuchungsvielfalt auf Grund von Ressourceneinschränkungen begrenzt. Somit können ein Vergleich unterschiedlicher Versuche sowie eine Übertragung der Erkenntnisse auf nicht untersuchte Baustoffe mit ähnlichen Eigenschaften eine gute Hilfe bzw. Tendenz darstellen.

Um den Vergleich trotz unterschiedlicher, geprüfter Trägerhöhen zu ermöglichen, wurde die theoretische Biegetragfähigkeit gemäß Abschnitt 6 für unterschiedliche Wanddicken bestimmt. Es ergab sich für alle Materialkombinationen ein Verhältniswert von 0,647 für die Umrechnung von Mauerwerk mit einer Dicke von 36,5 cm auf Mauerwerk mit einer Dicke von 30 cm. So lässt sich das Verhalten aller geprüften Materialkombinationen direkt miteinander vergleichen.

Das folgende Bild 99 zeigt den Gesamtverlauf der Kraft-Verformungs-Kurven aller acht untersuchten Materialkombinationen für eine Mauerwerksdicke von 30 cm. Bild 100 stellt den gleichen Sachverhalt in vergrößerter Darstellung für den Anfangsbereich bis zu einer Verformung von 3 mm dar.

Vergleich V1 und V2: Das wesentliche Unterscheidungsmerkmal ist bei diesem Vergleich die Stoßfugenausführung. Der erste Anstieg der Kraft-Verformungskurve ist mit vermörtelten Stoßfugen deutlich steiler und liegt hier im doppelten Bereich (Bild 100). Nach Erreichen einer in etwa gleich hohen Anfangsfestigkeit flacht sich die Kraft-Verformungskurve in beiden Fällen deutlich ab. Dabei ist der Verlauf der Kraft-Verformungskurve bei vermörtelten Stoßfugen mit einem 2,3-fachen Anstieg wieder deutlich steiler (Bild 99). Bei einer Gesamtverformung von 10 mm ist die Tragfähigkeit bei V2, welche hier durch den Verbund beschränkt wird, erreicht. Das Verhältnis der Tragfähigkeit zwischen den Versuchen liegt hier bei 0,69. Bei V1 werden deutlich größere Verformungen bis 15 mm erreicht. Die erreichbare Kraft steigt bis dahin kontinuierlich weiter an. Im Maximalwert ergibt sich ein Kraftverhältnis zwischen den Versuchen von 0,81. Insgesamt bleibt festzuhalten, dass sich die Vermörtelung der Stoßfugen positiv auf das Tragverhalten auswirkt. Das Verhältnis der Tragkraft liegt dabei bei rund 0,7 zwischen vermörtelter und unvermörtelter Stoßfugenausführung. Das Tragverhalten mit vermörtelten Stoßfugen ist homogener und erreicht dadurch eher seinen Maximalwert, welcher in diesem Fall auf Grund von Verbundeigenschaften begrenzt ist. Die Ausführung mit unvermörtelten Stoßfugen erzeugt ein unstetigeres Tragverhalten mit stärkeren Kraftabfällen. Da von Beginn an stärkeres Verformungspotenzial vorliegt. Mit immer größer werdender Verformung wird der Verbund zunehmend stärker geschwächt und die Tragfähigkeit erreicht einen Maximalwert, welcher ca. 20 % geringer ist als bei der vermörtelten Stoßfugenausführung.

Vergleich V1 und V3: Das wesentliche Unterscheidungsmerkmal ist bei diesem Vergleich die Textilart, Kohlefaser bzw. Glasfaser. Der erste Anstieg der Kraft-Verformungskurve ist bei diesen Varianten nahezu gleich (Bild 100). Nach Erreichen einer in etwa gleich hohen Anfangsfestigkeit flacht sich die Kraft-Verformungskurve in beiden Fällen deutlich ab. Dabei ist der Verlauf der Kraft-Verformungskurve beim Versuch mit Kohlefasertextil mit einem 3,2-fachen Anstieg deutlich steiler (Bild 99). Die Kraftzunahme bei der Ausführung mit dem Glasfasertextil ist mit ansteigender Verformung grundsätzlich als sehr gering einzustufen. Bei einer Gesamtverformung von 15 mm ist die Tragfähigkeit bei V1, welche hier durch den Verbund beschränkt wird, erreicht. Bei V3 werden doppelt so große Verformungen (halbes E-Modul) bis 30 mm erreicht. Die erreichbare Kraft steigt bis dahin gering aber kontinuierlich weiter an. Im Maximalwert ergibt sich ein Kraftverhältnis zwischen den Versuchen von 0,85. Bei der relevanten Verformung von 10 mm liegt das Verhältnis der Tragfähigkeit zwischen den Versuchen bei 0,77.

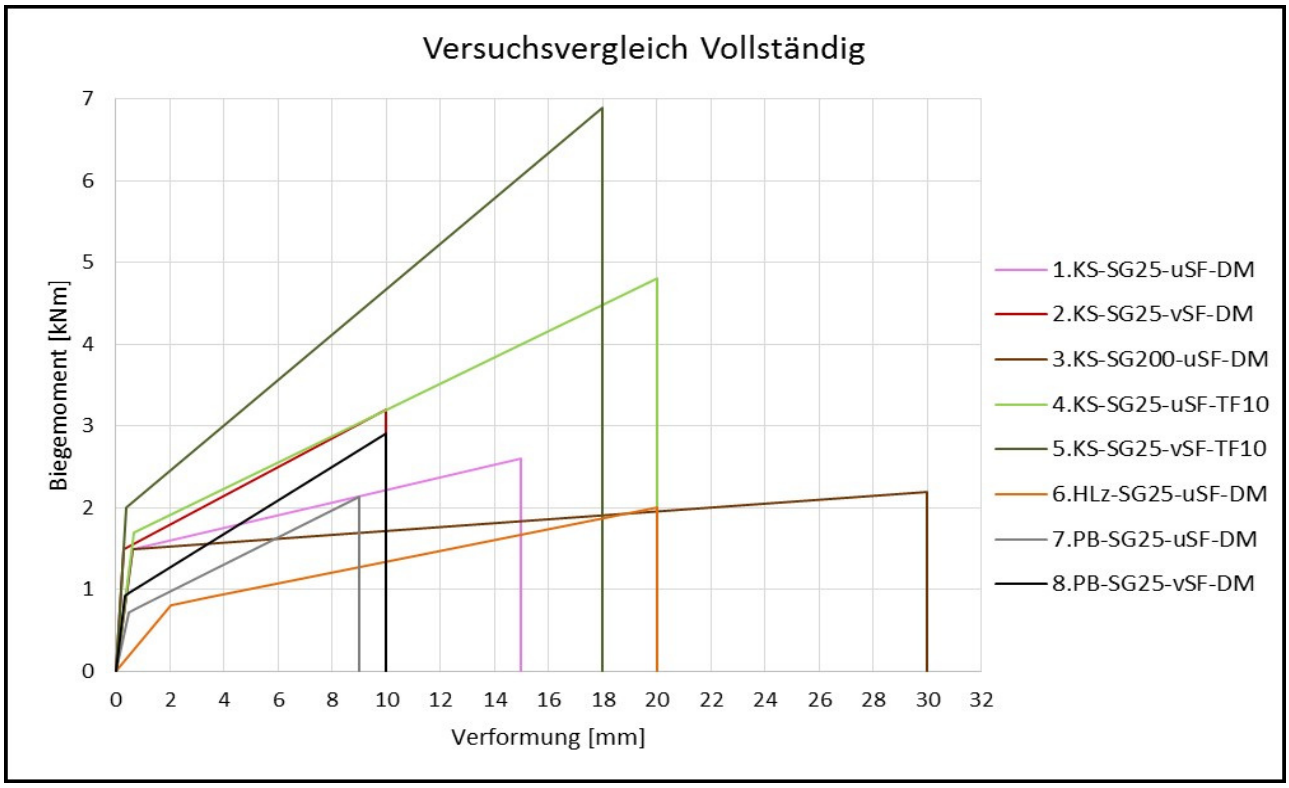


Bild 99 Vollständiger Versuchsvergleich aller Biegeversuche

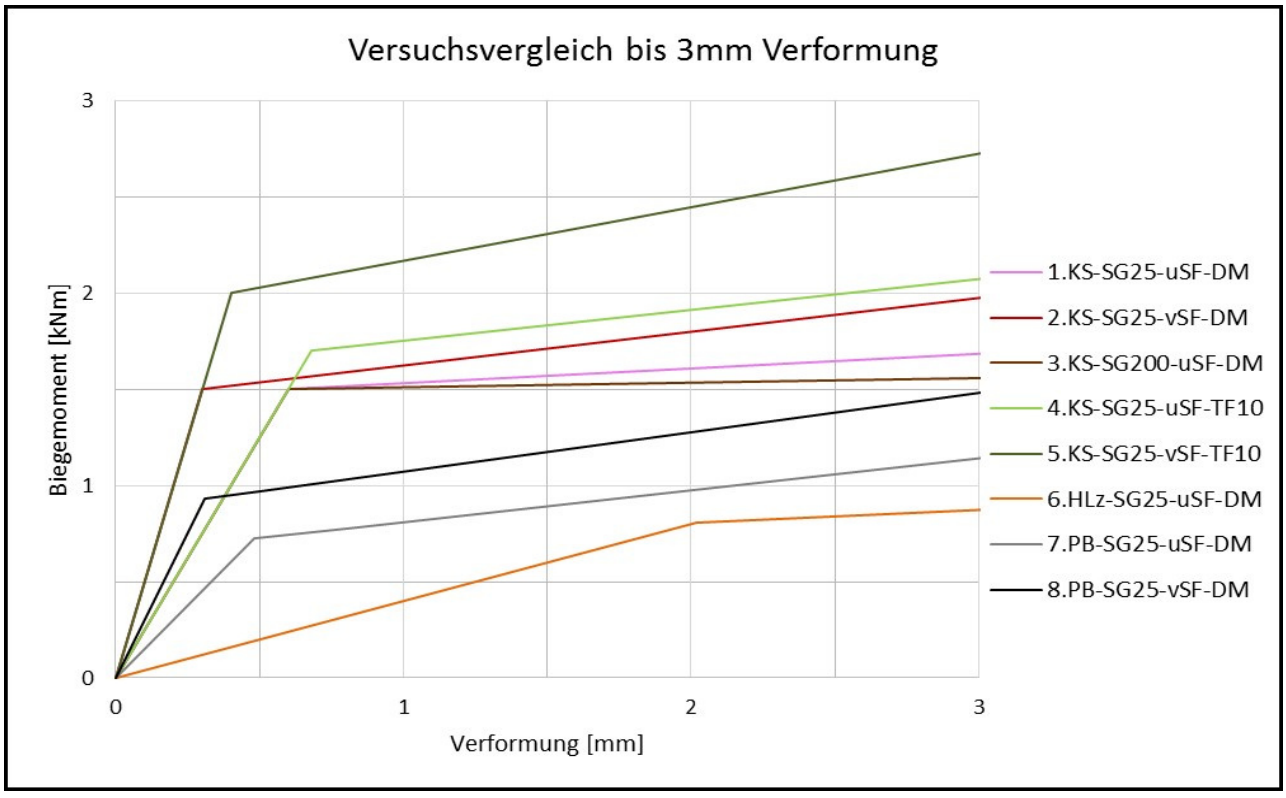


Bild 100 Versuchsvergleich aller Biegeversuche bis 3 mm Verformung

Insgesamt zeigt sich, dass mit dem weicheren Glasfasertextil wesentlich größere Verformungen erreicht werden müssen, um die volle Textilzugfähigkeit zu aktivieren. Der Verbund kann dabei deutlich länger aufrechterhalten werden, da die einwirkenden Kräfte trotz stärkeren Verformungen noch deutlich geringer sind. Die Versuchsverläufe ähneln sich auf Grund sonst gleicher

Ausgangsparameter stark und unterscheiden sich im Wesentlichen durch die erreichbaren Verformungen und die Höhe der Biegetragfähigkeit.

Vergleich V4 und V5: Das wesentliche Unterscheidungsmerkmal ist bei diesem Vergleich die Stoßfugenausführung. Der erste Anstieg der Kraft-Verformungskurve ist mit vermörtelten Stoßfugen deutlich steiler und liegt hier im doppelten Bereich (Bild 100). Die Anstiege liegen dabei jeweils im gleichen Bereich wie bei V1 und V2. Nach Erreichen einer annähernd gleich hohen Anfangsfestigkeit (V5 etwas höher als V4) flacht sich die Kraft-Verformungskurve in beiden Fällen deutlich ab. Dabei ist der Verlauf der Kraft-Verformungskurve bei vermörtelten Stoßfugen mit einem 1,7-fachen Anstieg wieder deutlich steiler (Bild 99). Bei einer Gesamtverformung von 18 mm ist die Tragfähigkeit bei V5, welche hier durch Stein- und Textilfestigkeit beschränkt wird, erreicht. Bei V4 werden noch etwas größere Verformungen bis 20 mm erreicht. Die erreichbare Kraft steigt bis dahin kontinuierlich weiter an. Im Maximalwert ergibt sich ein Kraftverhältnis zwischen den Versuchen von 0,7. Bei der relevanten Verformung von 10 mm liegt das Verhältnis der Tragfähigkeit zwischen den Versuchen bei 0,68. Insgesamt bleibt festzuhalten, dass sich die Vermörtelung der Stoßfugen positiv auf das Tragverhalten auswirkt. Das Verhältnis der Tragkraft liegt dabei bei rund 0,7 zwischen vermörtelter und unvermörtelter Stoßfugenausführung. Das Tragverhalten mit vermörtelten Stoßfugen ist homogener und es werden höhere Maximalwerte erreicht.

Vergleich V1 und V4: Das wesentliche Unterscheidungsmerkmal ist bei diesem Vergleich der zur Anwendung gekommene Mörtel. Bei TF 10 lagen optimale Verbundbedingungen vor. Der herkömmliche DM konnte solche Verbundfestigkeiten dagegen nicht erreichen. Der erste Anstieg der Kraft-Verformungskurve ist bei diesen Varianten nahezu gleich (Bild 100). Nach Erreichen einer Anfangsfestigkeit, wobei mit TF 10 ein etwas höherer Wert erreicht werden konnte, flacht sich die Kraft-Verformungskurve in beiden Fällen deutlich ab. Jetzt ist der weitere Verlauf der Kraft-Verformungskurve bei TF 10 mit einem 2,1-fachen Anstieg deutlich steiler (Bild 99). Bei einer Gesamtverformung von 15 mm ist die Tragfähigkeit bei V1, welche hier durch den Verbund beschränkt wird, erreicht. Bei V4 werden, begünstigt durch den besseren Verbund, deutlich größere Verformungen bis 20 mm und deutlich höhere Biegekräfte erreicht. Im Maximalwert ergibt sich ein Kraftverhältnis zwischen den Versuchen von 0,54. Bei der relevanten Verformung von 10 mm liegt das Verhältnis der Tragfähigkeit zwischen den Versuchen bei 0,69. Insgesamt bleibt festzuhalten, dass der Verbund zwischen den Materialien einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten hat. Mit optimalem Verbund sind größere Verformungen sowie höhere Biegekräfte erreichbar. Erst bei optimalem Verbund wird die Textilzugfestigkeit bzw. die Steindruckfestigkeit wirklich ausgenutzt. Dies gilt auch bei der Ausführung, wie beim Versuch 4 vorliegend, mit unvermörtelten Stoßfugen.

Vergleich V2 und V5: Das wesentliche Unterscheidungsmerkmal ist bei diesem Vergleich der zur Anwendung gekommene Mörtel. Bei TF 10 lagen optimale Verbundbedingungen vor. Der herkömmliche DM konnte solche Verbundfestigkeiten dagegen nicht erreichen. Der erste Anstieg der Kraft-Verformungskurve ist bei diesen Varianten nahezu gleich (Bild 100). Nach Erreichen einer Anfangsfestigkeit, wobei mit TF 10 ein etwas höherer Wert erreicht werden konnte, flacht sich die Kraft-Verformungskurve in beiden Fällen deutlich ab. Jetzt ist der weitere Verlauf der Kraft-Verformungskurve bei TF 10 mit einem 1,6-fachen Anstieg noch etwas steiler (Bild 99). Bei einer Gesamtverformung von 10 mm ist die Tragfähigkeit bei V2, welche hier durch den Verbund beschränkt wird, erreicht. Bei V5 werden, begünstigt durch den besseren Verbund, deutlich größere Verformungen bis 18 mm und deutlich höhere Biegekräfte erreicht. Im Maximalwert ergibt sich ein Kraftverhältnis zwischen den Versuchen von 0,46. Bei der relevanten Verformung von 10 mm liegt das Verhältnis der Tragfähigkeit zwischen den Versuchen erneut bei 0,68. Insgesamt bleibt festzuhalten, dass der Verbund zwischen den Materialien einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten hat. Mit optimalem Verbund sind größere Verformungen sowie höhere Biegekräfte erreichbar. Erst bei optimalem Verbund wird die Textilzugfestigkeit bzw. die Steindruckfestigkeit wirklich ausgenutzt.

Vergleich V7 und V8: Das wesentliche Unterscheidungsmerkmal ist bei diesem Vergleich erneut die Stoßfugenausführung. Der erste Anstieg der Kraft-Verformungskurve ist mit vermörtelten

Stoßfugen deutlich steiler und liegt hier im doppelten Bereich (Bild 100). Nach Erreichen einer Anfangsfestigkeit, wobei mit vermörtelten Stoßfugen ein etwas höherer Wert erreicht werden konnte, flacht sich die Kraft-Verformungskurve in beiden Fällen deutlich ab. Dabei ist der Verlauf der Kraft-Verformungskurve bei vermörtelten Stoßfugen mit einem 1,4-fachen Anstieg wieder etwas steiler (Bild 99). Bei einer Gesamtverformung von rund 10 mm ist die Tragfähigkeit bei beiden Versuchen, welche hier durch die Steindruckfestigkeit und den Verbund beschränkt wird, erreicht. Das Verhältnis der Tragfähigkeit zwischen den Versuchen liegt hier bei 0,73. Insgesamt bleibt festzuhalten, dass sich die Vermörtelung der Stoßfugen positiv auf das Tragverhalten auswirkt. Das Verhältnis der Tragkraft liegt dabei bei rund 0,7 zwischen vermörtelter und unvermörtelter Stoßfugenausführung. Grundsätzlich liegt bei den Probekörpern mit Porenbeton ein relativ guter Verbund vor. Das zeigt sich insbesondere durch den relativ gleichen Anstieg der Kraft-Verformungskurven im flacheren Bereich der Versuche 8 und 5 sowie der Versuche 7 und 4. Bei Erreichen der relativ geringen Steindruckfestigkeit des Porenbetons wird die Druckzone stark beschädigt und deformiert, was zu weiteren Verformungen und Verbundzerstörung führt. Die Textilzugfestigkeit wird nicht ausgenutzt. Bei höheren Festigkeiten des Porenbetons könnte es prinzipiell dazu kommen, dass der Verbund noch vor Erreichen der maximalen Steindruckfestigkeit zerstört wird.

Vergleich V1 und V6: Das wesentliche Unterscheidungsmerkmal ist bei diesem Vergleich die Steinart, Kalksandvollstein bzw. Hochlochziegel. Der erste Anstieg der Kraft-Verformungskurve ist bei Kalksandsteinen mit einem Faktor von 6,3 deutlich steiler als bei Hochlochziegeln (Bild 100). Nach Erreichen einer Anfangsfestigkeit, wobei mit Kalksandsteinen ein annähernd doppelter Wert erreicht werden kann, flacht sich die Kraft-Verformungskurve in beiden Fällen deutlich ab. Dabei ist der Anstieg der Kraft-Verformungskurven ab diesem Punkt annähernd gleich (Bild 99). Bei einer Gesamtverformung von 15 mm ist die Tragfähigkeit bei V1, welche hier durch den Verbund beschränkt wird, erreicht. Bei V6 werden noch deutlich größere Verformungen bis 20 mm erreicht. Die erreichbare Kraft steigt bis dahin kontinuierlich weiter an. Bei den Hochlochziegeln kann aber bereits ein Versagen der Steindruckzone beobachtet werden. Im Maximalwert ergibt sich ein Kraftverhältnis zwischen den Versuchen von 0,77. Bei der relevanten Verformung von 10 mm liegt das Verhältnis der Tragfähigkeit zwischen den Versuchen bei 0,62. Insgesamt bleibt festzuhalten, dass mit Steinen, die eine höhere Steindruckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen aufweisen (hier Kalksandvollstein), höhere Biegekräfte übertragbar sind, auch wenn dabei eher der Verbund zerstört wird als die Steindruckzone. Die Hochlochziegel weisen dagegen einen deutlich besseren Verbund auf. Der Mörtel dringt in die Luftkammern der Ziegel ein, was zu einer Verzahnung und Verbundfestigkeitserhöhung führt. Bei geringen Steindruckfestigkeiten parallel zur Lagerfuge kann ein Versagen der Steindruckzone noch vor dem Verbundversagen eintreten.

Vergleich V1 und V7: Das wesentliche Unterscheidungsmerkmal ist bei diesem Vergleich die Steinart, Kalksandvollstein bzw. Porenbetonstein. Der erste Anstieg der Kraft-Verformungskurve ist bei Kalksandsteinen mit einem Faktor von 1,7 steiler als bei Porenbetonsteinen (Bild 100). Nach Erreichen einer Anfangsfestigkeit, wobei mit Kalksandsteinen ein annähernd doppelter Wert erreicht werden kann, flacht sich die Kraft-Verformungskurve in beiden Fällen deutlich ab. Dabei ist der Verlauf der Kraft-Verformungskurve bei Porenbetonsteinen mit einem 3,4-fachen Anstieg deutlich steiler (Bild 99), was für ein deutlich besseres Verbundverhalten spricht. Bei einer Gesamtverformung von 9 mm ist die Tragfähigkeit bei V7 erreicht und entspricht der Tragfähigkeit von V1. Bei V1 werden danach noch deutlich größere Verformungen bis 15 mm erreicht. Die erreichbare Kraft steigt bis dahin kontinuierlich weiter an. Im Maximalwert ergibt sich ein Kraftverhältnis zwischen den Versuchen von 0,89. Bei der relevanten Verformung von 10 mm liegt das Verhältnis der Tragfähigkeit zwischen den Versuchen bei 1. Insgesamt bleibt festzuhalten, dass mit Steinen, die eine höhere Steindruckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen aufweisen (hier Kalksandvollstein), höhere Biegekräfte übertragbar sind, auch wenn dabei eher der Verbund zerstört wird als die Steindruckzone. Die Porenbetonsteine weisen dagegen einen deutlich besseren Verbund auf. Der Mörtel dringt in die Poren der Steine ein, was zu einer Verzahnung und Verbundfestigkeitserhöhung führt. Bei geringen Steindruckfestigkeiten parallel zur Lagerfuge kann ein Versagen der Steindruckzone noch vor dem Verbundversagen eintreten.

Vergleich V2 und V8: Das wesentliche Unterscheidungsmerkmal ist bei diesem Vergleich ebenfalls die Steinart, Kalksandvollstein bzw. Porenbetonstein. Es entspricht insoweit dem vorhergehenden Vergleich, allerdings mit vermörtelten Stoßfugen. Der erste Anstieg der Kraft-Verformungskurve ist bei Kalksandsteinen mit einem Faktor von 1,7 steiler als bei Porenbetonsteinen (Bild 100). Nach Erreichen einer Anfangsfestigkeit, wobei mit Kalksandsteinen ein annähernd 1,5-facher Wert erreicht werden kann, flacht sich die Kraft-Verformungskurve in beiden Fällen deutlich ab. Dabei ist der weitere Verlauf der Kraft-Verformungskurve bei Porenbetonsteinen mit einem 1,8-fachen Anstieg deutlich steiler (Bild 99), was für ein deutlich besseres Verbundverhalten spricht. Bei einer Gesamtverformung von 10 mm ist die Tragfähigkeit bei beiden Materialkombinationen erreicht und es ergibt sich ein Kraftverhältnis zwischen den Versuchen von 0,9. Insgesamt wird bestätigt, dass mit Steinen, die eine höhere Steindruckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen aufweisen (hier Kalksandvollstein), höhere Biegekräfte übertragbar sind, auch wenn dabei eher der Verbund zerstört wird als die Steindruckzone. Die Porenbetonsteine weisen dagegen einen deutlich besseren Verbund auf. Der Mörtel dringt in die Poren der Steine ein, was zu einer Verzahnung und Verbundfestigkeitserhöhung führt. Bei geringen Steindruckfestigkeiten parallel zur Lagerfuge kann ein Versagen der Steindruckzone noch vor dem Verbundversagen eintreten.

5.3.1.17 Zusammenfassung Biegeversuche

Die wesentlichen Ergebnisse aus allen Biegeversuchen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Auch im Verband gemauertes, textilbewehrtes Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen weist relevante Biegetragfähigkeit auf. Die Kraftübertragung erfolgt bis zum Schließen der Stoßfugen wellenartig über Lagerfuge und Steine. Nach dem Schließen der Stoßfugen im Zustand II ergibt sich das übliche Biegemodell mit Zug- und Druckzone.
- Für einen realistischen Ansatz der Biegetragfähigkeit bei Mauerwerk muss von einem Zustand II ausgegangen werden. Dieser Zustand II ist charakterisiert durch stärkere Verformungen und gerissenes Mauerwerk mit lokaler Schädigung des Verbundes. Dies gilt besonders für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen, da sich diese erst hinreichend schließen müssen, bis ausreichender Kontakt zwischen den Steinen vorliegt. Allerdings kann bei einer Knirschverlegung, in Verbindung mit den heutzutage mit sehr geringen Toleranzen hergestellten Mauersteinen, durchaus von partiell von Beginn an geschlossenen Stoßfugen ausgegangen werden. Andererseits verfügt ein mit Stoßfugenvermörtelung ausgeführtes Mauerwerk auf Grund von Ausführungsdefiziten nicht unbedingt vollständig über Kontakt im Stoßfugenbereich.
- Verformungen und lokale Verbundzerstörungen (auch großflächig) müssen beim Biegetragverhalten von Mauerwerk in Kauf genommen werden, solange das Gesamtgefüge „textilbewehrte Mauerwerkswand“ den Einwirkungen widerstehen kann.
- Stoßfugenvermörtelung wirkt sich günstig auf die Biegetragfähigkeit von textilbewehrtem Mauerwerk aus.
- Der Verhältniswert der Tragfähigkeit zwischen textilbewehrtem Mauerwerk mit vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen liegt bei rund 0,7. Das heißt, mit vermörtelten Stoßfugen können rund 30 % höhere Biegekräfte übertragen werden.
- Im Rahmen der Gebrauchstauglichkeit sollten die Tragfähigkeitswerte bei ca. 10 mm Trägerverformung als relevant angesetzt werden, um zu starke Rissbildung und Verformungen am textilbewehrten Mauerwerk zu vermeiden.
- Als mögliche Versagensarten lassen sich Verbundversagen, Steindruckversagen, und Textilzugversagen feststellen. Wobei bei herkömmlichem Dünnbettmörtel das Verbundversagen den relevanten Versagensfall darstellt.

- Versagensbild „Verbund“: Mit noch geringer Belastung stellt sich zunächst das Kräftegleichgewicht nach dem Biegemodell mit Zug- und Druckbereich ein. Dementsprechend kann sich auch das zugehörige Rissbild einstellen. Nach Überschreitung der maßgebenden Verbundfestigkeit des Dünnbettmörtels im Bereich der maximalen Verformungen (in der Regel Zugzone) kommt es zu einer Verringerung des Hebelarms und damit einhergehender Verringerung der Kraftaufnahmefähigkeit. Da der Verbund nicht mehr hinreichend gegeben ist, kann das Textil in dem Bereich nicht mehr die Zugkraftübernahme sicherstellen und die Zugkräfte müssen zunächst an anderer Stelle übertragen werden. Sind keine Verbundreserven mehr vorhanden, kommt es zu progressiver Zerstörung des Verbundes. Damit einhergehend kommt es zu einer Auflösung des Biegemodells mit dem Kräftegleichgewicht und einer Übertragung der Kräfte auf die Steine. Dies kann zu Zerstörungen an den vorhandenen Schwachstellen, wie Stoßfugen oder im Verlauf des Biegevorgangs entstandenen Rissen, führen. Je geringer die charakteristischen Steinfestigkeiten, desto eher sind Zug-Druckschäden im Stein möglich. So versagten die Biegeträger, bestehend aus den festeren Kalksandsteinen (insofern Verbundversagen vorlag), eher im Bereich der Stoßfugen und die Biegeträger, bestehend aus Porenbetonsteinen, an beliebigen Stellen innerhalb des Steins. Wobei die durch den Verband vorhandenen Stoßfugenbereiche bereits definierte Schwachstellen darstellten.
- Versagensbild „Überschreitung der Steindruckfestigkeit“: Die charakteristische Steindruckfestigkeit wird durch die einwirkende horizontal gerichtete Druckkraft (Druckspannung) überschritten und der Stein parallel zur Lagerfuge zerstört bzw. abgeschert. Die Wahrscheinlichkeit für diesen Versagensfall steigt mit zunehmend kleiner werdender Steindruckzone.
- Versagensbild „Überschreitung der Textilzugfestigkeit“: Die charakteristische Textilzugfestigkeit wird durch die einwirkende horizontal gerichtete Zugkraft überschritten und es kommt zum Textilriss. Dabei reißt zuerst das am weitesten außen liegende Roving, an welchem die stärksten Zugkräfte angreifen. Weiter innen liegende Rovings können ebenfalls vollständig oder nur teilweise reißen. Nach einem Textilriss kann es zu einem ruckartigen Versagen kommen, welcher den verbliebenen Verbund weiter schädigen kann.
- Als wesentlich begrenzender Faktor kann damit vor allem die Haftscherfestigkeit, Haftfestigkeit und Verbundfestigkeit des Dünnbettmörtels identifiziert werden, welcher durch eine Drehbewegung der Steine zusätzlich stark beansprucht wird.
- Durch Steindrehung bei Biegung kommt es zu einem Abdrehen des Verbundes, was sich mit zunehmender Verformung verstärkt. Günstig wirken sich dahingehend vermörtelte Stoßfugen aus.
- Mauerwerk, bestehend aus großformatigen Steinen, kann sich den aufgezwungenen Verformungen auf Grund der Krafteinwirkung schlechter anpassen als dies bei Mauerwerk, bestehend aus vielen kleineren Steinen, der Fall ist. Dadurch ist die lokale Beanspruchung für den Verbund größer. Dies gilt besonders bei unvermörtelten Stoßfugen. Damit einhergehend kann sich Mauerwerk, bestehend aus großformatigen Steinen, bis zum Erreichen der maximalen Tragfähigkeit nur in geringerem Maße verformen als dies bei kleinformatigen Steinen möglich ist.
- Weichere Textile mit geringerem E-Modul passen sich besser den Verformungen unter Biegung an, wodurch der Verbund zwischen Mörtel und Textil später versagt. Bei härteren Textile mit größerem E-Modul ist die Verformungsanpassung geringer und es kommt früher zu einem Verbundversagen zwischen Mörtel und Textil.
- Raue, perforierte oder löchrige Oberflächen am Stein wirken sich günstig auf den Verbund und damit auch auf die Biegetragfähigkeit von textilbewehrtem Mauerwerk aus.

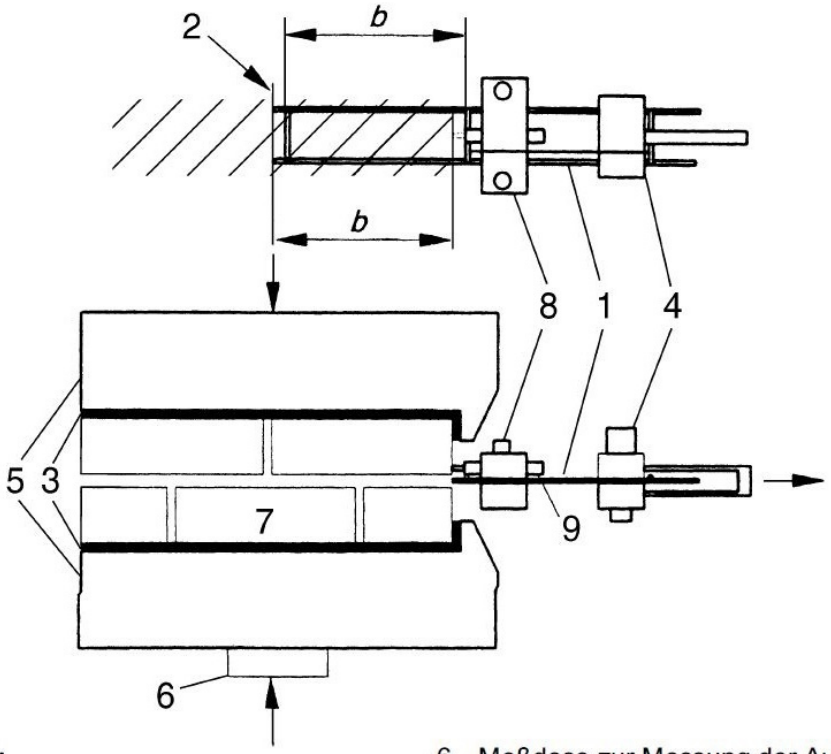
- Wenn ausreichender Verbund vorliegt, stimmen theoretische und praktisch ermittelte Tragfähigkeiten gut überein.
- Mit Pagel TF 10 können sehr gute Verbund- sowie Haftwerte im textilbewehrten Mauerwerk erreicht werden. In Verbindung mit SG 025 lassen sich so starke Biegekräfte abtragen. Somit wäre anzustreben, die Eigenschaften der herkömmlichen Dünnbettmörtel nach Möglichkeit hinsichtlich ihrer Verbund-, Haft- und Haftschereigenschaften weiter zu verbessern.
- Bei geringen Steindruckfestigkeiten parallel zur Lagerfuge kann ein Versagen der Steindruckzone, auch unter Nutzung von herkömmlichen Dünnbettmörtel, noch vor dem Verbundversagen eintreten. Bei Textilen mit rel. hohem Bewehrungsquerschnitt wird die Textilzugfestigkeit dabei nicht ausgenutzt.
- Mit hohen Steindruckfestigkeiten parallel zur Lagerfuge können auch stärkere Biegekräfte aufgenommen werden. Es wird mit steigender Steindruckfestigkeit zunehmend wahrscheinlich, dass ein Verbundversagen bei Nutzung von herkömmlichem Dünnbettmörtel eintritt.
- Unter Nutzung starker Textile, mit hohem Bewehrungsquerschnitt, ist ein Verbundversagen bzw. das Versagen der Steindruckzone wahrscheinlich.
- Unter Nutzung schwächerer Textile, mit einem geringeren Bewehrungsquerschnitt, ist es möglich, dass die Textilzugfestigkeit überschritten wird noch bevor Verbundversagen oder das Versagen der Steindruckzone eintritt.
- GFK-Textile sind bei starkem Lastangriff (z. B. durch Erddruck) auf Grund des geringeren Elastizitätsmoduls und damit einhergehenden größeren Verformungen eher ungeeignet als Bewehrung im Kellerbereich.
- Die einzelnen Versuchsergebnisse einer Versuchsreihe bei unvermörtelter Stoßfuge streuen stärker als bei den Versuchen mit Stoßfugenvermörtelung. Die Einzelergebnisse mit vermörtelten Stoßfugen liegen dichter zusammen, da der Aufbau definierter ist.
- Für Hochlochziegel sollte bei einer Bemessung eine Mindestgröße für die Druckzone festgelegt werden, da der Aufbau der Steine mit den Stegen nicht so homogen ist wie bei einem Vollstein.
- Bei Hochlochziegeln kann es bei alternierenden Stegen über die Wanddicke zusätzlich zum Auflagerversagen kommen, hervorgerufen durch die dann sehr geringe (im Grenzfall nicht vorhandene) Druckfestigkeit in dieser Richtung.
- Die Verläufe von Versuchen mit vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen bei sonst gleichen Gegebenheiten (Steinart, Textil, Mörtel) ähneln sich tendenziell. Unterschiede ergeben sich vor allem aus der Stetigkeit des Verlaufes und den erreichbaren Kräften.
- Auf Grund der zahlreichen Einflussparameter (Steingeometrie, Steinoberfläche, Steindruckfestigkeit, Haftzugfestigkeit DM, Verbundfestigkeit DM, Textilform, Textilzugfestigkeit, Stoßfugenausführung) sollte jede gewünschte Kombination auf die vorhandene Biegetragwirkung hin untersucht und die Bemessungsansätze dementsprechend angepasst werden.
- Auf Grund der Tatsache, dass die relevante Biegetragfähigkeit erst im Zustand II eintritt, muss eine Anwendung des textilbewehrten Mauerwerkes für zyklische / dynamische Belastungen kritisch hinterfragt werden. Die Anwendung sollte auf statische Belastungen beschränkt sein.

5.3.2 Textilauszugversuche / Verbundversuche

5.3.2.1 Versuchsaufbau Auszugversuche

Für den hier betrachteten Fall einer Lagerfugenbewehrung wird es sich immer um ein aus mehreren Baustoffen zusammengesetztes Bauteil handeln. Die verwendeten Baustoffe beeinflussen die Verbundfestigkeiten dabei wechselseitig zum Teil erheblich (Wassersaugen der unterschiedlichen Steine, Haftfestigkeit unterschiedlicher Mörtel an den unterschiedlichen Steinen, Verbund von Textil zu unterschiedlichen Mörteln, Steinoberfläche, etc.). Somit sollten auch die Verbundfestigkeiten am kompletten Kompositwerkstoff geprüft werden. Zwar wäre es auch möglich, zunächst den reinen Verbund zwischen Mörtel und Textil zu testen, wie es beim Textilbeton durchgeführt wird, allerdings wird sich der relevante Verbundfestigkeitsfall für eine textile Lagerfugenbewehrung bei Mauerwerk gerade im gesamthaften Verhalten ergeben. Außerdem ist es so auch möglich, eine realitätsnahe Auflast in das Bauteil einzubringen und das Verhalten dahingehend zu untersuchen. Ein weiterer Vorteil ist, dass auf diese Art das gesamthafte Textilverhalten untersucht werden kann. Darum ist es am zweckmäßigsten, direkt Textilauszugversuche aus der Lagerfuge mit unterschiedlichen Materialkombinationen und Auflasten durchzuführen.

Für die durchgeführten Auszugversuche mit textiler Bewehrung gibt es keinen genormten Versuchsaufbau oder Versuchsbestimmungen. Daher musste ein eigener Versuchsaufbau entwickelt und ausgeprobt werden. Als Anhalt kann aber die DIN EN 846-2, Prüfverfahren für Ergänzungsbauteile für Mauerwerk – Teil 2: Bestimmung der Verbundfestigkeit vorgefertigter Lagerfugenbewehrung [33], dienen. Das dort dargestellte Verfahren kann unter Anpassung auf die Bedarfe der textilen Bewehrung als Grundlage verwendet werden. Das Bild 101 zeigt den in DIN EN 846-2 dargestellten Versuchsaufbau.



1 Bewehrungsprüfkörper
2 Nennabstand der Querstäbe
3 Abgleichmörtel
4 Klemmvorrichtung zur Lastaufbringung
5 Druckplatte zur Vorbelastung
6 Meßdose zur Messung der Auflast
7 Kleine Wand als Mauerwerksprüfkörper
8 Klemmvorrichtung
9 Verschiebungsmeßgerät

Bild 101 Auzugversuchaufbau nach DIN EN 846-2 (aus [33])

Der Bewehrungskörper (1) wird aus dem Mauerwerksprobekörper (7) mittels Zugkrafteintragung herausgezogen. Die Verschiebungen werden dabei durch ein Messgerät (9) aufgenommen. Eine Auflast kann durch seitliche Druckplatten (5) aufgebracht werden. Das Bild 102 zeigt den entsprechenden Versuchsaufbau, der für die Textilauszugversuche entwickelt wurde.

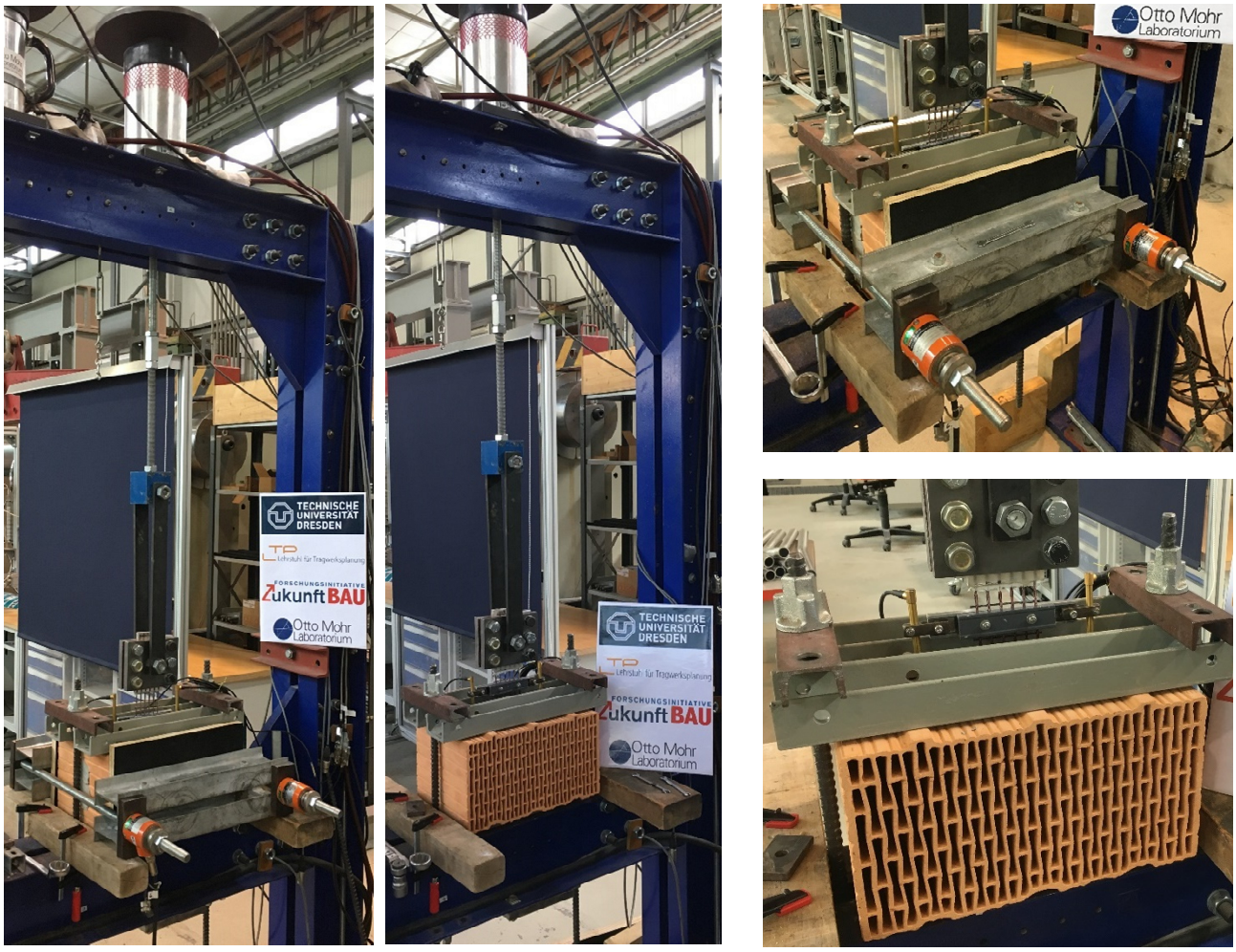


Bild 102 Versuchsaufbau Auszugversuche mit und ohne Auflast

Es ist der Aufbau für Versuchsdurchführung mit Auflast (links und rechts oben) sowie für Versuchsdurchführung ohne Auflast (Mitte und rechts unten) dargestellt. Das Textil wird bei diesem Versuchsaufbau nach oben, mittels eines oben am Prüfrahmen angebrachten hydraulischen Zylinders, herausgezogen. Die Klemmung des Textils erfolgt dabei über verschraubbare Stahlbacken. Der Angriffsbereich am Textil musste dafür vorher großflächig eingeharzt werden. Die Einharzung ist notwendig, weil Textile anfällig gegen Querdruck sind und bei zu großen Druckkräften (wie bei der Klemmung notwendig) geschädigt oder zerstört würden, wodurch keine ausreichend feste Klemmung gewährleistet werden könnte. Der Mauerwerksprobekörper muss für den Versuch nach unten gehalten werden. Das erfolgt hier mittels mehrerer Stahl-U-Profile und Gewindestäben. Die Rückverankerung der Gewindestäbe erfolgt am unteren Stahlrahmen. Damit ist eine ausreichend steife Festhaltung gewährleistet. Die Verformungen werden durch zwei induktive Wegaufnehmer, welche am Textil befestigt sind, gemessen. Für die Versuche mit Auflast kommen zusätzlich seitlich angebrachte Stahlprofile, welche mit Gewindestangen verbunden werden, zum Einsatz. Mittels Verschraubung der Gewindestangen und angebrachter Kraftmessdosen kann so eine definierte Auflast aufgebracht werden.

5.3.2.2 Prüfkörperherstellung Auszugversuche

Herstellung des Prüftextils (Bild 103):

- Verharzung des Einspannbereiches.
- Abmessung: Länge / Breite = ~ 400mm / ~75mm.
- Verharzte Länge: ~ 150mm; Freie Länge: ~ 250mm.
- Gezogene Rovings bei SG025: 6 Stück, Gesamtverbundlänge 900 mm.
- Gezogene Rovings bei SG200: 4 Stück, Gesamtverbundlänge 600 mm.



Bild 103 Prüftextile (links SG025; rechts SG200)

Herstellung der Probekörper (am Beispiel HLz, Bild 104):

- Verlegen des unteren Steins und Aufbringen einer halben Mörtelschicht (rund 1,5 mm).
- Aufbringen des Textils (Mittiges Einlegen, 150 mm Verbundlänge).
- Aufbringen der zweiten Mörtelschicht (rund 1,5 mm; Gesamthöhe der Mörtelschicht beträgt damit rund 3 mm).
- Verlegen des oberen Steins.

Daran anschließend lagerten die Probekörper mind. 28 Tage in der Halle.

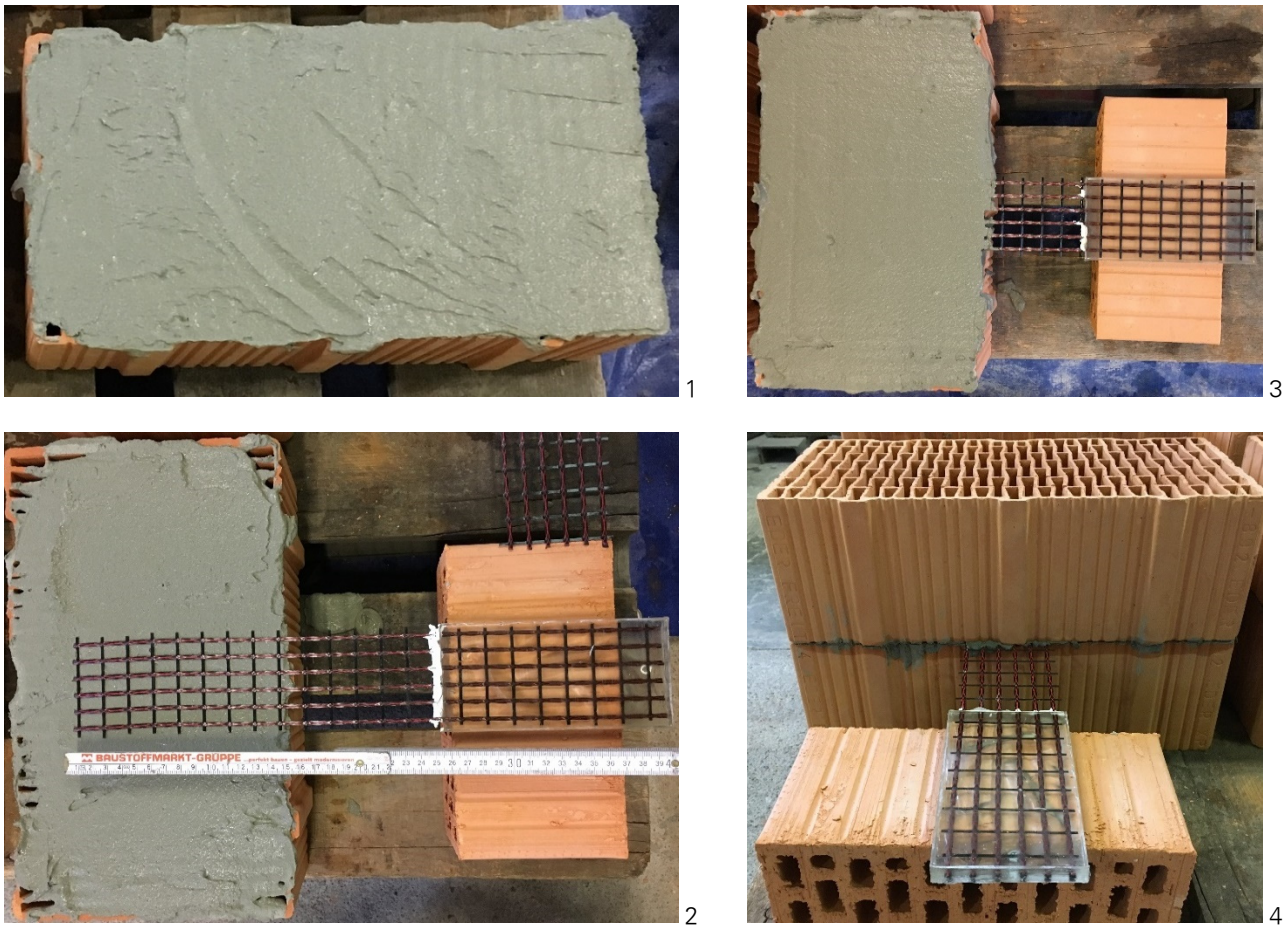


Bild 104 Prüfkörperherstellung Auszugversuche am Bsp. HLz

5.3.2.3 Versuchsprogramm Auszugversuche

Das Versuchsprogramm aller durchgeführten Auszugversuche ist in Tabelle 13 dargestellt. Die Versuchsnummerierung ist nicht konsistent, da für die Tabelle eine thematische Neuordnung gewählt wurde.

Tabelle 13 Versuchsprogramm der Auszugversuche

Nr.	Vers.-Nr.	Stein	Mörtel	Textil	Auflast [N/mm²]	l_{Verb} [mm]
1	A4-2	HLz	Maxit DM	CFK SG025	0,0	900
2	A4-1	HLz	Maxit DM	CFK SG025	0,1	900
3	A1-4	KS	Silka DM	CFK SG025	0,0	900
4	A1-1	KS	Silka DM	CFK SG025	0,5	900
5	A3-4	KS	Silka DM	CFK SG025	1,3	900
6	A2-4	KS	TF10	CFK SG025	0,0	900
7	A2-1	KS	TF10	CFK SG025	0,5	900
8	A1-5	KS	Silka DM	GFK SG200	0,0	600
9	A1-2	KS	Silka DM	GFK SG200	0,5	600
10	A5-2	PB	Ytong DM	CFK SG025	0,0	900
11	A5-1	PB	Ytong DM	CFK SG025	0,5	900

Nummer 1 und 2 sind Versuche mit HLz, SG 025 und Maxit DM mit und ohne Auflast. Die Auflast wurde dabei als Tastversuch sehr gering eingestellt.

Die Nummern 3 bis 5 stellen Versuche mit Kalksandstein, SG 025 und Silka DM dar. Hierbei gibt es ebenfalls Versuche mit und ohne Auflast. Zum einen wurde eine moderate Auflast von 0,5 N/mm² gewählt. Die weitere Auflast von 1,3 N/mm² stellt den – mit den hier genutzten Mitteln – maximalen Auflastfall dar. Mehr Auflast konnte über das Verspannen mittels Schraubenschlüsseln nicht aufgebracht werden. Mit der hohen Auflast sollte untersucht werden, ob es zu negativen oder positiven Einflüssen aus größeren Auflasten kommt. Für Versuche mit noch größeren Auflasten müsste entweder die Probekörpergröße verringert werden oder die Krafteinleitung mittels hydraulischer Zylinder erfolgen. Da das bewehrte Mauerwerk aber ohnehin im Wesentlichen gerade bei fehlenden Auflasten notwendig wird, wurde auf weitere Untersuchungen mit noch höheren Auflasten vorerst verzichtet.

Bei Nummer 6 und 7 wurde das Verbundverhalten von TF 10 in Verbindung mit KS-Steinen und SG 025, mit und ohne Auflast, untersucht.

Der Verbund des GFK-Textils SG 200 wurde bei Nummer 8 und 9 in Kombination mit KS-Steinen und Silka DM, mit und ohne Auflast, geprüft. Bei dem SG 200 ist die Gesamtverbundlänge auf Grund der nur 4 gezogenen Rovings mit 600 mm kürzer als bei SG 025 mit einer Gesamtverbundlänge von 900 mm.

Abschließend wurden bei Nummer 10 und 11 die Verbundwerte für PB-Steine, Ytong DM und SG 025, mit und ohne Auflast, untersucht.

5.3.2.4 Messtechnik und Messprogramm Auszugversuche

Es sollten der Textilschlupf sowie die eingeleiteten Kräfte dargestellt und aufgezeichnet werden. Daraus ergeben sich die folgenden Messmittel:

– 2 induktive Wegaufnehmer (Bild 105 links),
– 1 Kraftaufnehmer (direkt am Hydraulikzylinder, Bild 102 links),
– 2 Kraftmessdosen zur Messung der Auflast (Bild 105 rechts).

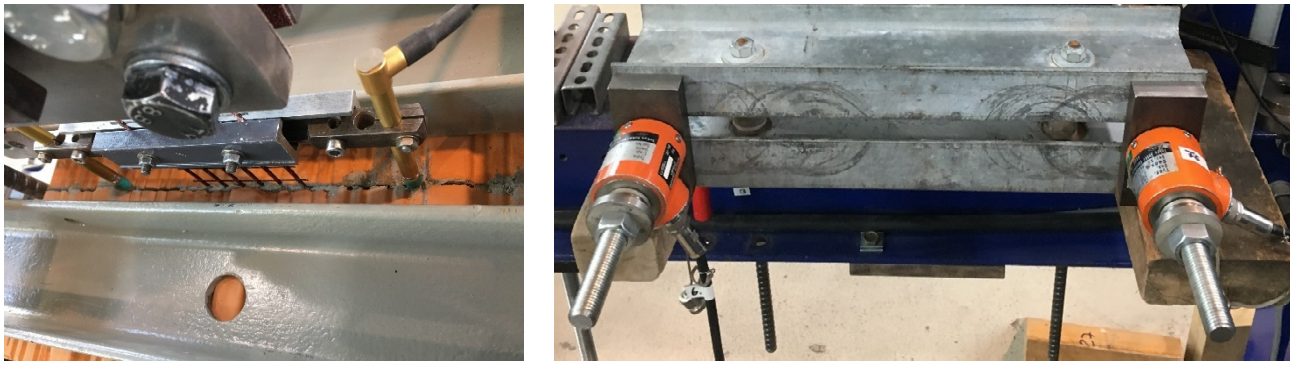


Bild 105 Verwendete Messtechnik für Auszugversuche

Belastung und Messprogramm:

Es ist eine langsame, statische Belastung erforderlich:

Belastungsart:	Weggesteuert
Belastungsgeschwindigkeit:	~ 0,015 mm/s
Belastungsregime:	Rampe
Messprogramm:	Kraft-Weg-Ausgabe mit Messrate von 5 Hz

5.3.2.5 Ergebnisse und Auswertung Auszugversuche

Messergebnisse:

Tabelle 14 Ergebnisse der Auszugversuche

Nr.	F_{Zug} [kN]				$T_{bk,tex}$ [N/mm]			
	V1	V2	V3	ø	V1	V2	V3	ø
1	5,47	5,75	-	5,62	6,08	6,39	-	**6,24**
2	7,45	6,41	-	6,93	8,28	7,12	-	**7,70**
3	5,56	6,16	5,20	5,63	6,18	6,84	5,77	**6,26**
4	6,02	7,10	4,40	6,56	6,69	7,89	4,89	**7,29**
5	5,64	6,53	-	6,08	6,27	7,25	-	**6,76**
6	7,55	9,68	7,87	8,36	8,39	10,75	8,74	**9,29**
7	7,51	6,44	8,41	7,45	8,34	7,15	9,34	**8,28**
8	5,12	6,28	6,82	6,07	8,54	10,46	11,37	**10,12**
9	6,14	6,83	7,26	6,74	10,24	11,38	12,10	**11,24**
10	5,30	6,03	5,70	5,68	5,89	6,70	6,33	**6,31**
11	5,99	5,33	5,78	5,71	6,66	5,92	6,42	**6,34**

Es wurden für alle Versuche Zugkräfte und Verschiebungen gemessen. Die am Zugzylinder gemessene Kraft kann über die folgende Gleichung (82) in die resultierende aufnehmbare Verbundkraft umgerechnet werden. Die zu verwendende Einheit ist dabei N/mm und beschreibt somit die aufnehmbaren Verbundkräfte je Längeneinheit eines Rovings. Dies steht im Gegensatz zur Stabbewehrung, deren Verbundkräfte i.d.R. in N/mm² angegeben und damit auf die Bewehrungsoberfläche bezogen sind. Tabelle 14 zeigt die Ergebnisse.

$$T_{bk,tex} = F_{Zug}/l_{Verb} \quad (82) \quad .$$

Einzelauswertung zu Nr.1:

Es kamen HLz, SG025 und Maxit DM zum Einsatz. Bei dem Versuch wurde ohne Auflast geprüft. Bild 106 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Weg-Kurve (V1).

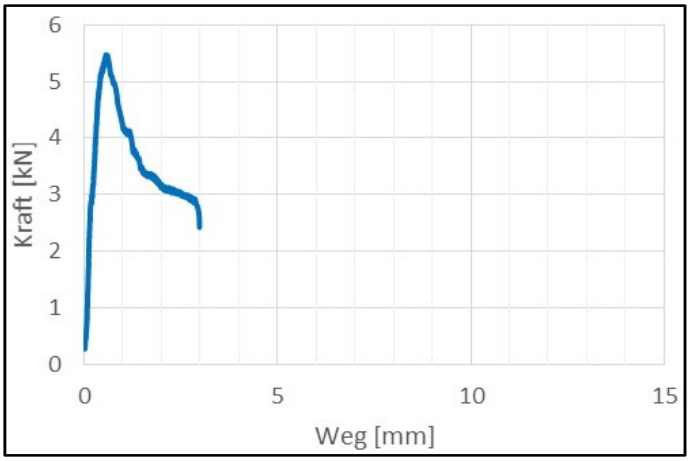


Bild 106 Kraft-Weg-Kurve zu HLz-MaxitDM-SG025-o.A., Auszugv.

Es ist erkennbar, dass die Auszugkraft bzw. die Verbundfestigkeit bis zum Hochpunkt steil ansteigt und nach Erreichen der maximalen Auszugfestigkeit sofort wieder steil abfällt. Der Textilschlupf bis zum Erreichen des Maximalwertes liegt dabei deutlich unterhalb 1 mm und beträgt rund 0,5 mm. Es verbleibt eine stetig, relativ stark abfallende Nachbruchfestigkeit, hervorgerufen durch den Reibungswiderstand zwischen Textil und Mörtel. Der Reibungswiderstand nimmt dabei mit zunehmendem Schlupf deutlich ab, der Mörtel wird demnach langsam glatt geschliffen. Der Mauerwerksprobekörper hielt während der gesamten Versuchsdurchführung zusammen und wurde nicht auseinander gerissen. Das Bild 107 zeigt Verbundaufnahmen (links mit Textil, rechts ohne Textil) nach dem Zerlegen der Probekörper.



Bild 107 Verbund zu HLz-MaxitDM-SG025 Auszugversuch

Auf dem linken Bild ist zu sehen, wie das Textil durch den Mörtel hindurch gezogen wurde. Die vernähte Verbindung der Rovings in Schuss- und Kettrichtung wurde dabei zerstört. Auf dem rechten Bild sind die abgeschliffenen Mörtelkanäle zu sehen, in denen das Textil eingebunden war.

Einzelauswertung zu Nr.2:

Es kamen HLz, SG 025 und Maxit DM zum Einsatz. Bei dem Versuch wurde mit einer geringen Auflast von 0,1 N/mm² geprüft. Bei einer Steinfläche von 730 cm² (36,5 cm x 20 cm) wurde auf beiden Seiten eine Vorspannkraft von je ~ 3,65 kN aufgebracht. Bild 108 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Weg-Kurve (V2).

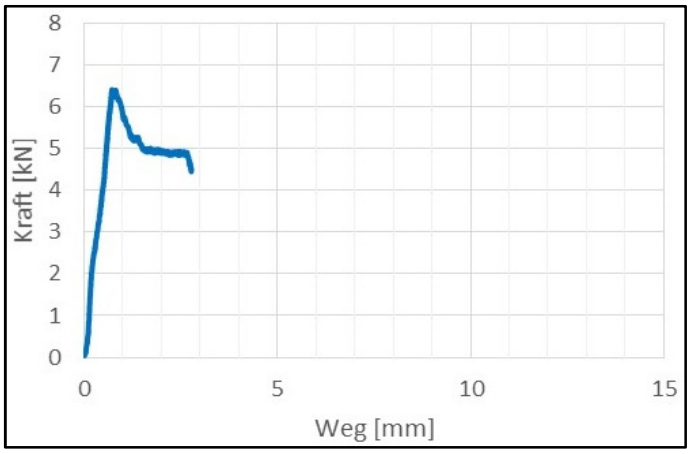


Bild 108 Kraft-Weg-Kurve zu HLz-MaxitDM-SG025-m.A., Auszugv.

Es ist erkennbar, dass hier ebenfalls die Auszugkraft bzw. die Verbundfestigkeit bis zum Hochpunkt steil ansteigt und nach Erreichen der maximalen Auszugfestigkeit sofort wieder steil abfällt. Der Maximalwert liegt hierbei etwa im gleichen Bereich wie beim Versuch ohne Auflast. Der Kraftabfall fällt allerdings etwas weniger stark aus. Der Textilschlupf bis zum Erreichen des Maximalwertes liegt hier unterhalb 1 mm und beträgt rund 0,6 mm. Es verbleibt eine höhere Nachbruchfestigkeit als beim Versuch ohne Auflast. Die Nachbruchfestigkeit wird hervorgerufen durch den Reibungswiderstand zwischen Textil und Mörtel, vermutlich begünstigt durch einen zusätzlichen Reibungswiderstand aus der Auflast. Der Reibungswiderstand nimmt aber auch hier mit zunehmendem Schlupf, jedoch wesentlich langsamer, ab. Der Mörtel wird langsam glatt geschliffen. Nach einer relativ konstanten Auszugstrecke kommt es zu einem erneuten größeren Kraftabfall. Der Mauerwerksprobekörper hielt während der gesamten Versuchsdurchführung zusammen und wurde nicht auseinander gerissen. Bezüglich der visuellen Ergebnisse am Probekörper ergibt sich kein Unterschied zu den Versuchen ohne Auflast und es kann auf die Darstellung des Verbundes von Bild 107 verwiesen werden.

Einzelauswertung zu Nr.3:

Es kamen KS-Steine, SG025 und Silka DM zum Einsatz. Bei dem Versuch wurde ohne Auflast geprüft. Bild 109 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Weg-Kurve (V1).

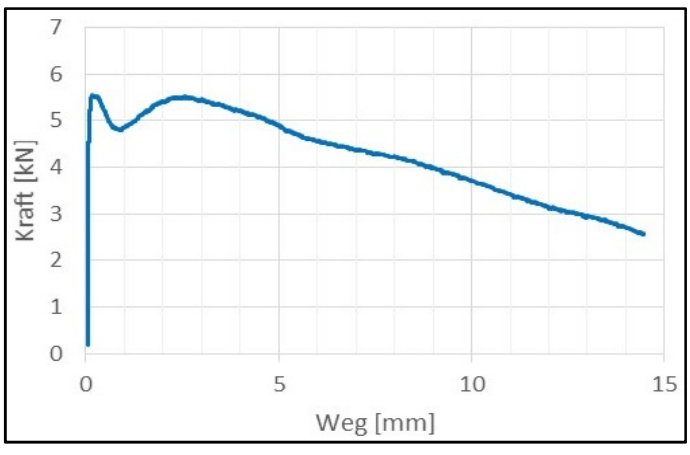


Bild 109 Kraft-Weg-Kurve zu KS-SilkaDM-SG025-o.A., Auszugv.

Es ist erkennbar, dass die Auszugkraft bzw. die Verbundfestigkeit bis zum Hochpunkt steil ansteigt und nach Erreichen der maximalen Auszugfestigkeit temporär wieder steil abfällt. Der Textilschlupf bis zum Erreichen des Maximalwertes liegt dabei deutlich unterhalb 1 mm und beträgt rund 0,3 mm. Kurz nach dem Festigkeitsabfall steigt die Auszugkraft bzw. die Verbundfestigkeit erneut an und erreicht im HP ähnlich hohe Werte (bei einem Versuch sogar etwas höhere Werte) wie bereits bei der Anfangsfestigkeit. Der Anstieg der Kraftkurve ist dabei jedoch wesentlich flacher. Insoweit handelt es sich hier bereits um ein Gleiten des Textils durch den Mörtel. Danach verbleibt eine kontinuierlich abfallende Nachbruchfestigkeit, hervorgerufen durch den Reibungswiderstand zwischen Textil und Mörtel. Der Reibungswiderstand nimmt dabei mit zunehmendem Schlupf ab, der Mörtel wird demnach langsam glatt geschliffen. Die Mauerwerksprobekörper hielten während der gesamten Versuchsdurchführung (bis auf Versuch 3) zusammen und wurden nicht auseinander gerissen. Das Bild 110 zeigt Verbundaufnahmen (links mit Textil, rechts ohne Textil) nach dem Zerlegen der Probekörper.

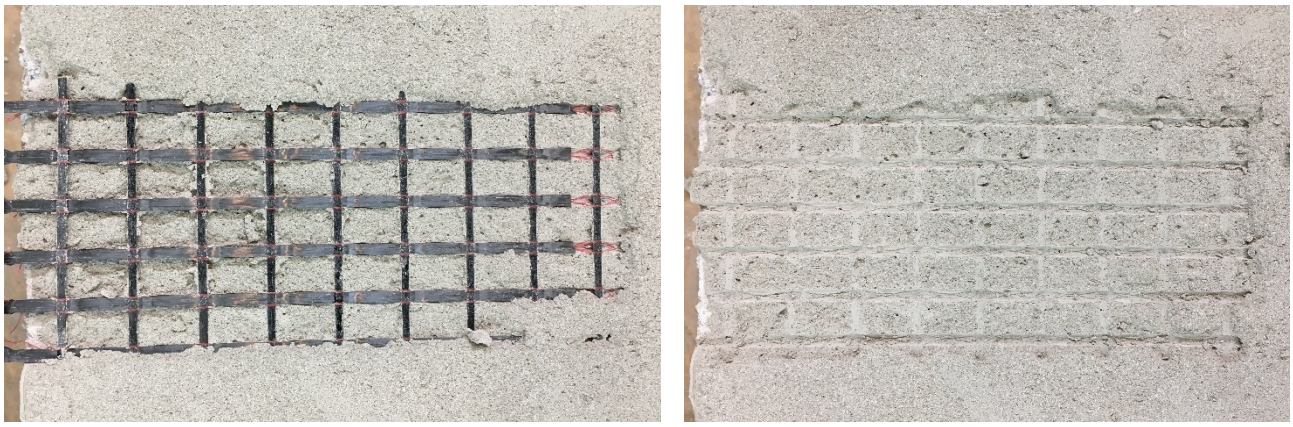


Bild 110 Verbund zu KS-SilkaDM-SG025 Auszugversuch

Auf dem linken Bild ist zu sehen, wie das Textil durch den Mörtel hindurch gezogen wurde. Die vernähte Verbindung der Rovings in Schuss- und Kettrichtung wurde dabei zerstört. Auf dem rechten Bild sind die abgeschliffenen Mörtelkanäle zu sehen in denen das Textil eingebunden war.

Einzelauswertung zu Nr.4:

Es kamen KS-Steine, SG 025 und Silka DM zum Einsatz. Bei dem Versuch wurde mit einer moderaten Auflast von 0,5 N/mm² geprüft. Bei einer Steinfläche von 744 cm² (30 cm x 24,8 cm) wurde auf beiden Seiten eine Vorspannkraft von je ~ 18,6 kN aufgebracht. Bild 111 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Weg-Kurve (V2).

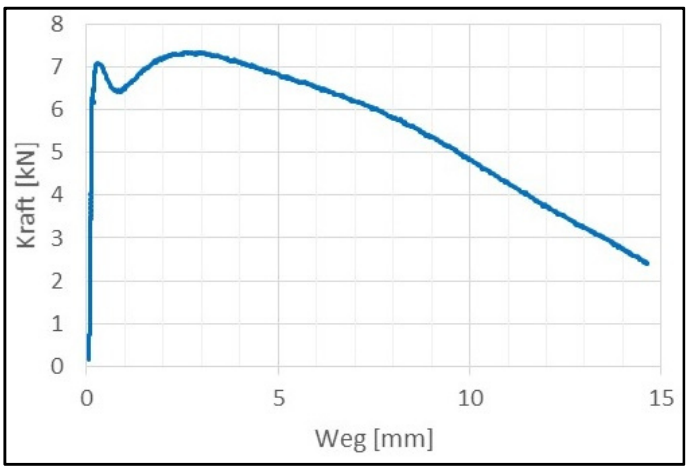


Bild 111 Kraft-Weg-Kurve zu KS-SilkaDM-SG025-m.A.-1, Auszugv.

Es ist erkennbar, dass die Auszugkraft bzw. die Verbundfestigkeit bis zum Hochpunkt steil ansteigt und nach Erreichen der maximalen Auszugfestigkeit temporär wieder steil abfällt. Der Maximalwert liegt hierbei etwa im gleichen Bereich wie beim Versuch ohne Auflast. Der Textilschlupf bis zum Erreichen des Maximalwertes liegt dabei deutlich unterhalb 1 mm und beträgt rund 0,3 mm. Kurz nach dem Festigkeitsabfall steigt die Auszugkraft bzw. die Verbundfestigkeit erneut an und erreicht ähnlich hohe Werte wie bereits schon bei der Anfangsfestigkeit. Der Anstieg der Kraftkurve ist dabei jedoch wesentlich flacher. Insoweit handelt es sich hier bereits um ein Gleiten des Textils durch den Mörtel. Danach verbleibt eine kontinuierlich abfallende Nachbruchfestigkeit, hervorgerufen durch den Reibungswiderstand zwischen Textil und Mörtel. Der Reibungswiderstand nimmt dabei mit zunehmendem Schlupf ab, der Mörtel wird demnach langsam glatt geschliffen. Die Mauerwerkskörper hielten während der gesamten Versuchsdurchführung zusammen und wurden nicht auseinander gerissen. Bezüglich der visuellen Ergebnisse am Probekörper ergibt sich kein Unterschied zu den Versuchen ohne Auflast und es kann auf die Darstellung des Verbundes von Bild 110 verwiesen werden. Bei Versuch 3 (grau hinterlegt) wurde das Textil während der Herstellung schief eingemauert. Daher zogen nicht alle Rovings gleichzeitig und versagten nacheinander. Somit war die erreichte Auszugkraft wesentlich geringer. Der Versuch wird damit nicht weiter berücksichtigt.

Einzelauswertung zu Nr.5:

Es kamen KS-Steine, SG025 und Silka DM zum Einsatz. Bei dem Versuch wurde mit einer hohen Auflast von 1,3 N/mm² geprüft. Bei einer Steinfläche von 744 cm² (30 cm x 24,8 cm) wurde auf beiden Seiten eine Vorspannkraft von je ~ 48 kN aufgebracht. Bild 112 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Weg-Kurve (V2).

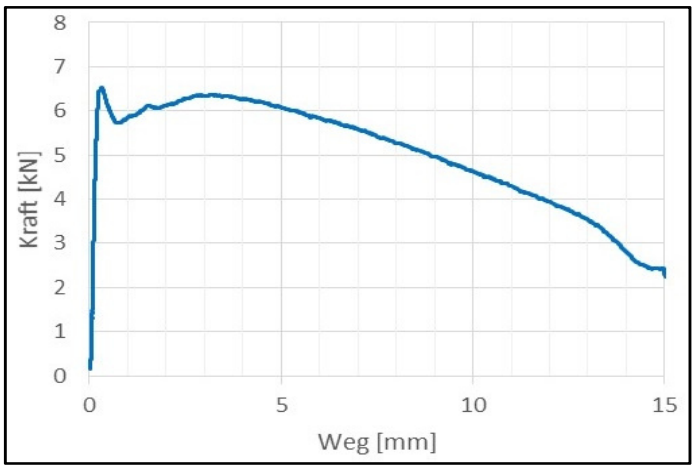


Bild 112 Kraft-Weg-Kurve zu KS-SilkaDM-SG025-m.A.-2, Auszugv.

Es ist erkennbar, dass die Auszugkraft bzw. die Verbundfestigkeit bis zum Hochpunkt steil ansteigt und nach Erreichen der maximalen Auszugfestigkeit temporär wieder steil abfällt. Der Maximalwert liegt hierbei etwa im gleichen Bereich wie beim Versuch ohne Auflast. Der Textilschlupf bis zum Erreichen des Maximalwertes liegt dabei deutlich unterhalb 1 mm und beträgt rund 0,3 mm. Kurz nach dem Festigkeitsabfall steigt die Auszugkraft bzw. die Verbundfestigkeit erneut an und erreicht ähnlich hohe Werte wie bereits schon bei der Anfangsfestigkeit. Der Anstieg der Kraftkurve ist dabei jedoch wesentlich flacher, insoweit handelt es sich hier bereits um ein Gleiten des Textils durch den Mörtel. Danach verbleibt eine kontinuierlich abfallende Nachbruchfestigkeit, hervorgerufen durch den Reibungswiderstand zwischen Textil und Mörtel. Der Reibungswiderstand nimmt dabei mit zunehmendem Schlupf ab, der Mörtel wird demnach langsam glatt geschliffen. Die Mauerwerkskörper hielten während der gesamten Versuchsdurchführung zusammen und wurden nicht auseinander gerissen. Bezüglich der visuellen Ergebnisse am Probekörper ergibt sich kein Unterschied zu den Versuchen ohne Auflast und es kann auf die Darstellung des Verbundes von Bild 110 verwiesen werden.

Einzelauswertung zu Nr.6:

Es kamen KS-Steine, SG 025 und Pagel TF 10 zum Einsatz. Bei dem Versuch wurde ohne Auflast geprüft. Bild 113 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Weg-Kurve (V1).

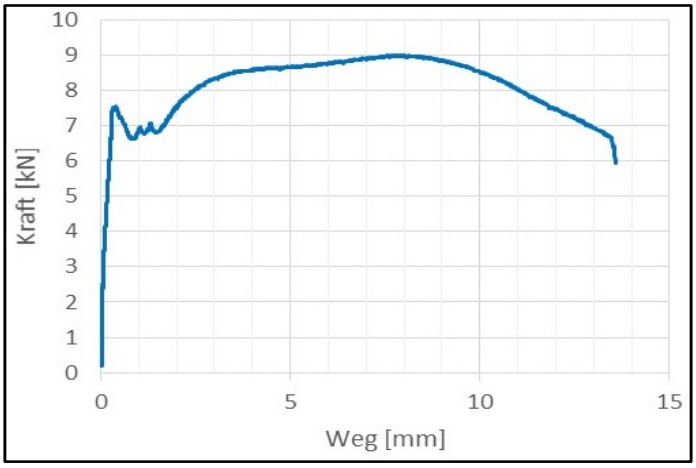


Bild 113 Kraft-Weg-Kurve zu KS-TF10-SG025-o.A., Auszugv.

Es ist erkennbar, dass die Auszugkraft bzw. die Verbundfestigkeit bis zum Hochpunkt steil ansteigt und nach Erreichen der maximalen Auszugfestigkeit temporär wieder steil abfällt. Der Textilschlupf bis zum Erreichen des Maximalwertes liegt dabei deutlich unterhalb 1 mm und beträgt rund 0,3 mm. Kurz nach dem Festigkeitsabfall steigt die Auszugkraft bzw. die Verbundfestigkeit erneut an und erreicht im HP höhere Werte als bei der Anfangsfestigkeit. Der Anstieg der Kraftkurve ist dabei jedoch wesentlich flacher. Insoweit handelt es sich hier bereits um ein Gleiten des Textils durch den Feinbeton. Danach verbleibt eine kontinuierlich abfallende Nachbruchfestigkeit, hervorgerufen durch den Reibungswiderstand zwischen Textil und Feinbeton. Der Reibungswiderstand nimmt dabei mit zunehmendem Schlupf ab, der Feinbeton wird demnach langsam glatt geschliffen. Die Mauerwerksprobekörper hielten während der gesamten Versuchsdurchführung zusammen und wurden nicht auseinander gerissen. Das Bild 114 zeigt Verbundaufnahmen (links mit Textil, rechts ohne Textil) nach dem Zerlegen.



Bild 114 Verbund zu KS-TF10-SG025 Auszugversuch

Auf dem linken Bild ist zu sehen, wie das Textil durch den Feinbeton hindurch gezogen wurde. Die vernähte Verbindung der Rovings in Schuss- und Kettrichtung wurde dabei zerstört. Auf dem rechten Bild sind die abgeschliffenen Mörtelkanäle zu sehen, in denen das Textil eingebunden war.

Einzelauswertung zu Nr.7:

Es kamen KS-Steine, SG 025 und Pagel TF 10 zum Einsatz. Bei dem Versuch wurde mit einer moderaten Auflast von 0,5 N/mm² geprüft. Bei einer Steinfläche von 744 cm² (30 cm x 24,8 cm) wurde auf beiden Seiten eine Vorspannkraft von je ~ 18,6 kN aufgebracht. Bild 115 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Weg-Kurve (V3).

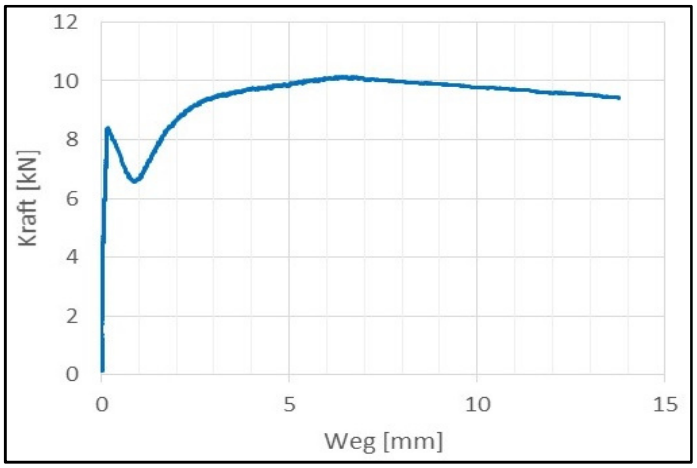


Bild 115 Kraft-Weg-Kurve zu KS-TF10-SG025-m.A., Auszugv.

Es ist erkennbar, dass die Auszugkraft bzw. die Verbundfestigkeit bis zum Hochpunkt steil ansteigt und nach Erreichen der maximalen Auszugfestigkeit temporär wieder steil abfällt. Der Maximalwert liegt hierbei etwa im gleichen Bereich wie beim Versuch ohne Auflast. Der Textilschlupf bis zum Erreichen des Maximalwertes liegt dabei deutlich unterhalb 1 mm und beträgt rund 0,2 mm. Kurz nach dem Festigkeitsabfall steigt die Auszugkraft bzw. die Verbundfestigkeit erneut an und erreicht im HP höhere Werte als bei der Anfangsfestigkeit. Der Anstieg der Kraftkurve ist dabei jedoch wesentlich flacher. Insoweit handelt es sich hier bereits um ein Gleiten des Textils durch den Feinbeton. Danach verbleibt eine kontinuierlich abfallende Nachbruchfestigkeit, hervorgerufen durch den Reibungswiderstand zwischen Textil und Mörtel. Der Reibungswiderstand nimmt dabei mit zunehmendem Schlupf ab, der Feinbeton wird demnach langsam glatt geschliffen. Die Mauerwerkskörper hielten während der gesamten Versuchsdurchführung zusammen und wurden nicht auseinander gerissen. Bezüglich der visuellen Ergebnisse am Probekörper ergibt sich kein Unterschied zu den Versuchen ohne Auflast und es kann auf die Darstellung des Verbundes von Bild 114 verwiesen werden.

Einzelauswertung zu Nr.8:

Es kamen KS-Steine, SG 200 und Silka DM zum Einsatz. Bei dem Versuch wurde ohne Auflast geprüft. Bild 116 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Weg-Kurve (V3).

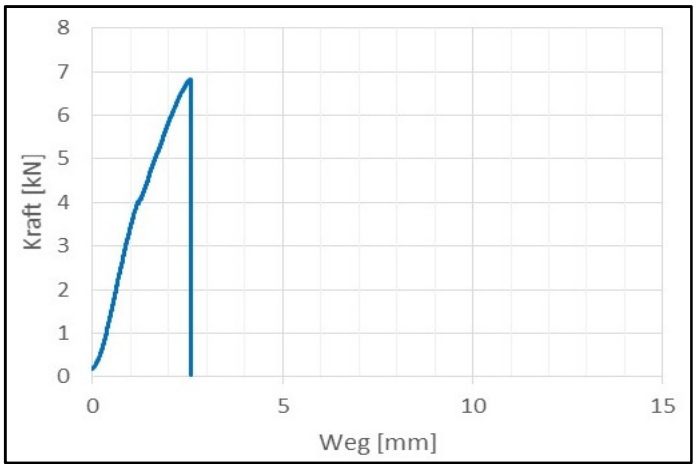


Bild 116 Kraft-Weg-Kurve zu KS-SilkaDM-SG200-o.A., Auszugv.

Es ist erkennbar, dass die Auszugkraft bzw. die Verbundfestigkeit bis zum Hochpunkt stetig ansteigt und nach Erreichen der maximalen Auszugfestigkeit steil abfällt. Der Textilschlupf bis zum Erreichen des Maximalwertes liegt dabei deutlich oberhalb 1 mm und erreicht Werte von bis zu 3 mm. In allen drei Versuchen wurde der Verbund vollständig zerstört und die Probekörper auseinander gedrückt.

Das verwendete Textil SG 200 weist im Vergleich zu SG 025 eine massivere Form auf. Auch die Rovings in Schussrichtung sind stärker dimensioniert. Bei dem Versuch ohne Auflast drückt sich das bewegende Textil (SG 200) gegen den umschließenden Mörtel. Die dabei entstehenden Kräfte überschreiten die Zugfestigkeit des Mörtels und die Probekörper werden auseinander gedrückt. Das Bild 117 zeigt Verbundaufnahmen eines auseinander gedrückten Probekörpers.

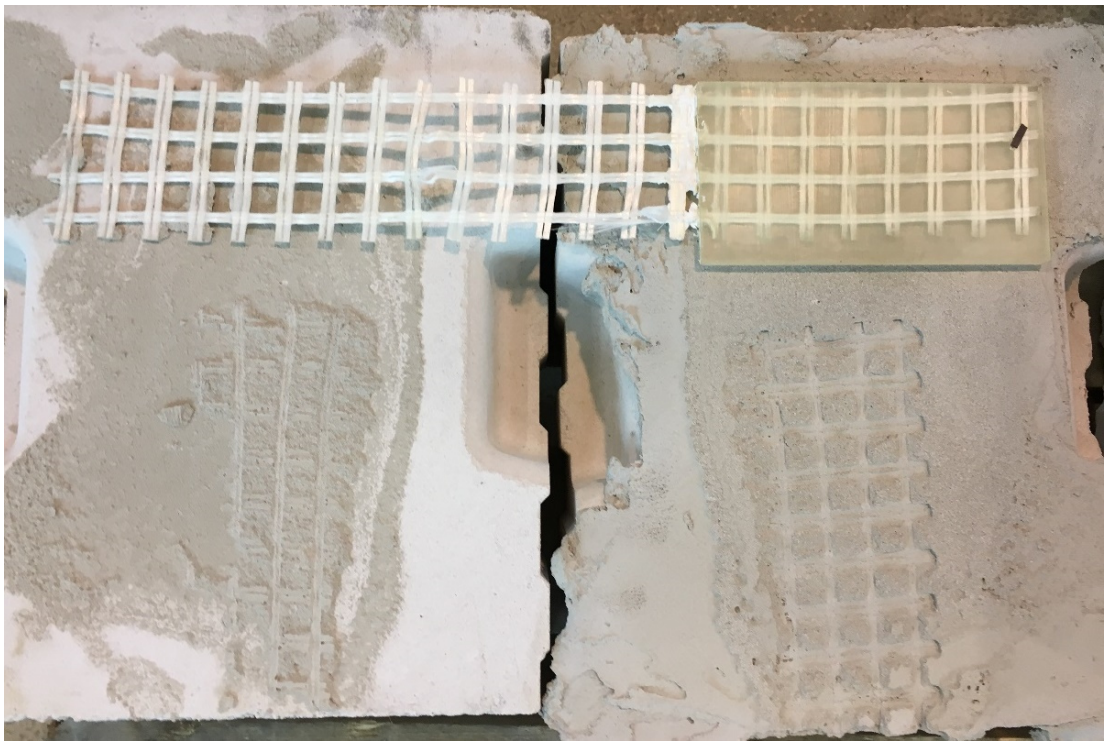


Bild 117 Verbund zu KS-SilkaDM-SG200-1 Auszugversuch

Das Textil weist keine Beschädigungen zwischen den Rovings der Kett- und Schussrichtung auf. Auch sind die Einbettungskanäle innerhalb der Mörtelmatrix weniger stark abgeschliffen als das bei den Versuchen mit SG025 der Fall war.

Einzelauswertung zu Nr.9:

Es kamen KS-Steine, SG 200 und Silka DM zum Einsatz. Bei dem Versuch wurde mit einer moderaten Auflast von 0,5 N/mm² geprüft. Bei einer Steinfläche von 744 cm² (30 cm x 24,8 cm) wurde auf beiden Seiten eine Vorspannkraft von je ~ 18,6 kN aufgebracht. Bild 118 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Weg-Kurve (V2).

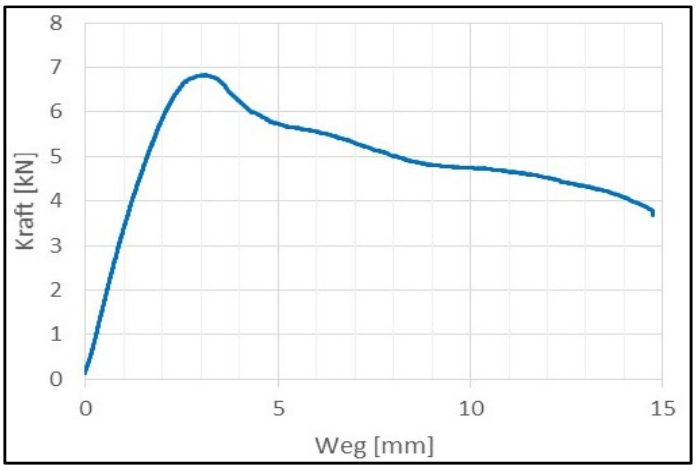


Bild 118 Kraft-Weg-Kurve zu KS-SilkaDM-SG200-m.A., Auszugv.

Es ist erkennbar, dass die Auszugkraft bzw. die Verbundfestigkeit bis zum Hochpunkt stetig ansteigt und nach Erreichen der maximalen Auszugfestigkeit moderat abfällt. Der Textilschlupf bis zum Erreichen des Maximalwertes liegt dabei deutlich oberhalb 1 mm und erreicht Werte von bis zu 3 mm. In allen drei Versuchen wurden die Probekörper nicht auseinander gedrückt, dies wurde durch die vorhanden Auflast verhindert. Ebenfalls der Auflast ist die Tatsache geschuldet, dass nach Erreichen der Maximalfestigkeit eine kontinuierlich abfallende Nachbruchfestigkeit, hervorgerufen durch den Reibungswiderstand zwischen Textil und Mörtel, vorhanden ist. Der Reibungswiderstand nimmt dabei mit zunehmendem Schlupf ab, der Mörtel wird demnach langsam glatt geschliffen. Das Bild 119 zeigt Verbundaufnahmen (links mit Textil, rechts ohne Textil) nach dem Zerlegen der Probekörper.



Bild 119 Verbund zu KS-SilkaDM-SG200-2 Auszugversuch

Auf dem linken Bild ist zu sehen, wie das Textil durch den Mörtel hindurch gezogen wurde. Die vernähte Verbindung der Rovings in Schussrichtung und Kettrichtung wurde dabei zerstört. Auf dem rechten Bild sind die abgeschliffenen Mörtelkanäle erkennbar, in denen das Textil während des Versuchs eingebunden war.

Einzelauswertung zu Nr.10:

Es kamen PB-Steine, SG 025 und Ytong DM zum Einsatz. Bei dem Versuch wurde ohne Auflast geprüft. Bild 120 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Weg-Kurve (V3).

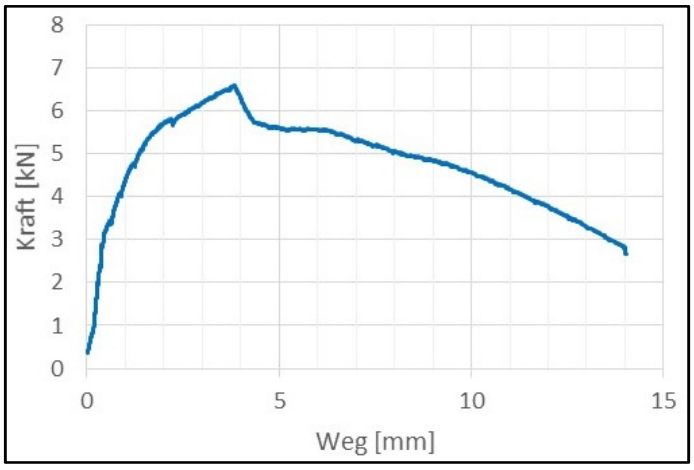


Bild 120 Kraft-Weg-Kurve zu KS-SilkaDM-SG025-o.A., Auszugv.

Es ist erkennbar, dass die Auszugkraft bzw. die Verbundfestigkeit zunächst relativ steil ansteigt. Daraufhin setzt sich der Kurvenverlauf bis zum Hochpunkt mit abnehmender Steigung fort. Nach Erreichen des Hochpunktes kann es zu einem moderaten Abfall der Auszugkraft bzw. Verbundfestigkeit kommen, gefolgt von einer kontinuierlich abfallenden Nachbruchfestigkeit, hervorgerufen durch den Reibungswiderstand zwischen Textil und Mörtel. Der Textilschlupf bis zum Erreichen des Maximalwertes liegt dabei zwischen drei und fünf Millimeter. Als Rechenwerte für die Verbundfestigkeit wurden die Ergebnisse bei deutlich gefallenem Anstieg (bei ca. 2 mm Schlupf)

herangezogen. Der verbleibende Reibungswiderstand nimmt mit zunehmendem Schlupf ab, der Mörtel wird demnach langsam glatt geschliffen. Die Probekörper hielten während der gesamten Versuchsdurchführung zusammen und wurden nicht auseinander gerissen. Das Bild 121 zeigt Verbundaufnahmen (links mit Textil, rechts ohne Textil) nach dem Zerlegen der Probekörper.



Bild 121 Verbund zu PB-YtongDM-SG025 Auszugversuch

Auf dem linken Bild ist zu sehen, wie das Textil durch den Mörtel hindurch gezogen wurde. Die vernähte Verbindung der Rovings in Schuss- und Kettrichtung wurde dabei zerstört. Auf dem rechten Bild sind die abgeschliffenen Mörtelkanäle zu sehen, in denen das Textil eingebunden war. Durch die hohe Haftfestigkeit des Dünnbettmörtels in Verbindung mit der geringen Steinzugfestigkeit war es nur schwer möglich, die Probekörper wieder zu zerlegen ohne dabei die Mörtelfuge zu zerstören.

Einzelauswertung zu Nr.11:

Es kamen PB-Steine, SG 025 und Ytong DM zum Einsatz. Bei dem Versuch wurde mit einer moderaten Auflast von 0,5 N/mm² geprüft. Bei einer Steinfläche von 625 cm² (25 cm x 25 cm) wurde auf beiden Seiten eine Vorspannkraft von je ~ 15,6 kN aufgebracht. Bild 122 zeigt eine dem Versuch zugehörige, charakteristische Kraft-Weg-Kurve (V1).

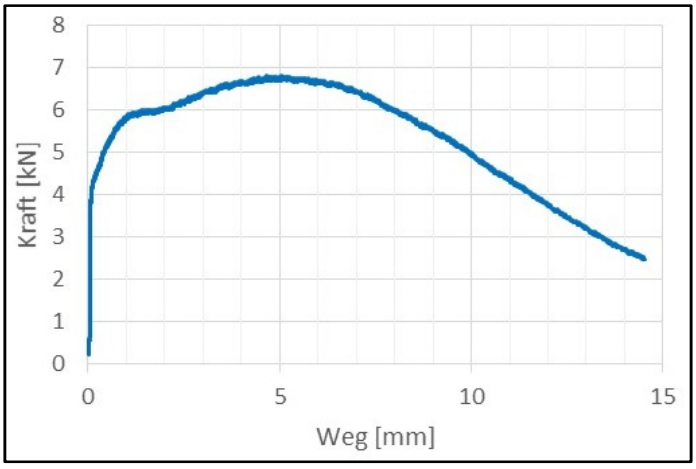


Bild 122 Kraft-Weg-Kurve zu PB-YtongDM-SG025-m.A., Auszugv.

Es ist erkennbar, dass die Auszugkraft bzw. die Verbundfestigkeit zunächst sehr steil ansteigt, deutlich steiler als beim Versuch ohne Auflast. Daraufhin setzt sich der Kurvenverlauf bis zum Hochpunkt mit abnehmender Steigung fort. Nach Erreichen des Hochpunktes kommt es zu einer kontinuierlich abfallenden Nachbruchfestigkeit, hervorgerufen durch den Reibungswiderstand zwischen Textil und Mörtel. Der Textilschlupf bis zum Erreichen des Maximalwertes liegt dabei bei rund fünf Millimetern. Als Rechenwerte für die Verbundfestigkeit wurden die Ergebnisse bei deutlich gefallenem Anstieg (bei ca. 2 mm Schlupf) herangezogen. Der verbleibende Reibungswiderstand nimmt mit zunehmendem Schlupf ab, der Mörtel wird demnach langsam glatt

geschliffen. Die Probekörper hielten während der gesamten Versuchsdurchführung zusammen und wurden nicht auseinander gerissen. Bezüglich der visuellen Ergebnisse am Probekörper ergibt sich kein Unterschied zu den Versuchen ohne Auflast und es kann auf die Darstellung des Verbundes von Bild 121 verwiesen werden.

5.3.2.6 Zusammenfassung Auszugversuche

- Es lassen sich bei allen untersuchten Kombinationen gute bis sehr gute Verbundfestigkeiten nachweisen.
- Auch ohne Auflast werden starke Verbundkräfte aufgenommen. Die Ermittlung der Werte ohne Auflast ist notwendig, da im Bereich klaffender Lagerfugen keine Auflasten vorhanden sind.
- Auf Grund stärkerer Auflasten lassen sich mit dem verwendeten Versuchsaufbau keine signifikanten Unterschiede, weder zum Positiven noch zum Negativen, feststellen. Die stärkeren Kräfte fließen über den wesentlich steiferen Dünnbettmörtel ab. Das weichere Textil kann sich der Belastung aus Querdruck somit entziehen und es kommt nicht zu den schädlichen Einflüssen auf Grund von Querdruck. Ebenfalls kommt es damit begründet auch nicht zu einer nachweisbaren Erhöhung der Verbundkräfte auf Grund erhöhter Reibung.
- Die durchgeführten Versuche mit Auflast unterlagen aufbautechnischen Grenzen. Für extrem hohe Auflasten müssten die Auflasten hydraulisch aufgebracht werden. Für den hier vorliegenden Untersuchungsfall für Kellermauerwerk mit geringen Auflasten war der Versuchsaufbau aber absolut hinreichend.
- Es lassen sich sehr starke Unterschiede bezüglich der Verbundkräfte sowie des physikalischen Verhaltens während des Textilauszuges feststellen. Die Unterschiede lassen sich im Wesentlichen mit den unterschiedlichen Eigenschaften der verschiedenen Mörtel (in Verbindung mit den anliegenden Steinen) begründen. Mögliche Einflussparameter dabei sind die Haftzugfestigkeit sowie Korngrößen der Mörtel.
- Ein weiterer deutlicher Einflussparameter ist die Textilform. Rovings mit größerer Oberfläche können stärkere Verbundkräfte aufnehmen.
- Die vorhandene Querbewehrung (Schussrichtung) kann positiven Einfluss auf die aufnehmbare Auszugkraft haben. Wesentlicher Einflussparameter dabei ist, wie gut die Verbindung zwischen Kettrichtung und Schussrichtung hergestellt ist.

5.3.3 Haftscherfestigkeit bei textilbewehrter Lagerfuge

5.3.3.1 Versuchsaufbau Haftscherfestigkeitsversuche

Die Bestimmung der Haftscherfestigkeit für Mauerwerk ist in DIN EN 1052-3 „Prüfverfahren für Mauerwerk – Teil 3: Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit)“ [21] geregelt. Darin werden zwei Verfahren, A und B, unterschieden. Für die hier durchgeführten Versuche wurde das Verfahren ohne Vorlast (Verfahren B) gewählt. Dafür sind mindestens sechs Prüfkörper bei einer Vorlast von Null zu prüfen. Das Bild 123 zeigt den prinzipiellen Versuchsaufbau, unterschieden nach Prüfkörpern vom Typ I und II. Die Anforderungen, welcher Prüfkörpertyp zu nutzen ist, ergeben sich aus den verwendeten Steinformaten. In Anhang 16.12 sind die gemäß Norm geforderten Bedingungen dargestellt.

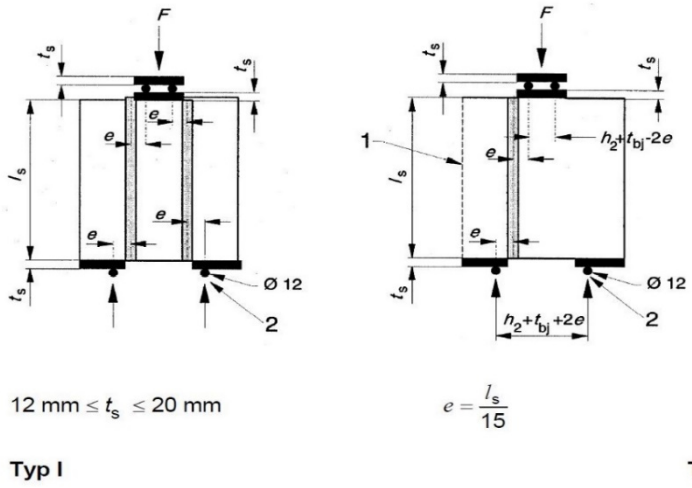


Bild 123 Versuchsaufbau Haftscherfestigkeit nach DIN EN 1052-3

Das folgende Bild 124 zeigt die im vorliegenden Projekt genutzten Versuchsaufbauten. Links für KS-Steine als Typ I und rechts für die Porenbetonsteine als Typ II.



Bild 124 Versuchsaufbau Haftscherfestigkeit

5.3.3.2 Prüfkörperherstellung Haftscherfestigkeitsversuche

Die Prüfkörper wurden gem. der Bestimmungen in Anhang 16.12 hergestellt. Die Herstellung erfolgte in folgenden Schritten (prinzipielle Darstellung am Beispiel von KS-Steinen auf Bild 125):

1. Verlegen des unteren Steins und Aufbringen einer halben Mörtelschicht (rund 1,5 mm).
2. Aufbringen des Textils (mittiges Einlegen, 35 mm Randabstand).

3. Aufbringen der zweiten Mörtelschicht (rund 1,5 mm; Gesamthöhe der Mörtelschicht beträgt damit rund 3 mm).
4. Verlegen des oberen Steins.

Für die Prüfkörper vom Typ I wurde der Vorgang für eine weitere Fuge wiederholt. Daran anschließend lagerten die Probekörper mind. 28 Tage in der Halle.



Bild 125 Prüfkörperherstellung Haftscherversuche am Bsp. KS

5.3.3.3 Versuchsprogramm Haftscherfestigkeitsversuche

Das Versuchsprogramm aller durchgeführten Haftscherfestigkeitsversuche ist in Tabelle 15 dargestellt.

Tabelle 15 Versuchsprogramm Haftscherfestigkeitsversuche

Nr.	Vers.-Nr.	Stein	Mörtel	Textil	2A [mm²]	V [N/s]
1	H1-1	KS	Silka DM	CFK SG025	148800	250
2	H1-2	KS	Silka DM	GFK SG200	148800	250
3	H1-4	KS	Silka DM	ohne	148800	250
4	H1-5	KS	Pagel TF10	CFK SG025	148800	250
5	H1-8	KS	Pagel TF10	ohne	148800	250
6	H2-1	PB	Ytong DM	CFK SG025	125000	200
7	H2-2	PB	Ytong DM	ohne	125000	200

Mittels der durchgeführten Haftscherfestigkeitsversuche sollte überprüft werden, welchen Einfluss Textile in der Lagerfuge auf die Haftscherfestigkeit des Dünnbettmörtels haben. Insbesondere soll ausgeschlossen werden, dass die Haftscherfestigkeit unter dem charakteristischen Wert von Dünnbettmörtel liegt. Darum wurde jede auf ihre Biegetragfähigkeit hin untersuchte Materialkombination aus Stein-Mörtel-Textil auf ihre Haftscherfestigkeitseigenschaften untersucht. Zu Vergleichszwecken wurden für die untersuchten Kombinationen zusätzlich Versuche ohne Textileinlage durchgeführt. Die Prüfung am genutzten Hochlochziegel konnte nicht erfolgen, da dessen horizontale Druckfestigkeiten weit unter den Beanspruchungen aus dem Haftscherfestigkeitsversuch liegen. Für diesen Fall müssen die Ergebnisse aus den untersuchten Materialkombinationen zunächst als Anhalt dienen.

5.3.3.4 Messtechnik Haftscherfestigkeitsversuche

Bei den Haftscherfestigkeitsversuchen ist nicht vorgesehen die geringen entstehenden Verformungen zu messen. Daher war kein diesbezüglicher Einsatz von Messtechnik erforderlich. Das wesentliche Messergebnis ergibt sich aus der aufnehmbaren Kraft, welche mittels Kraftmessdose am Druckzylinder aufgenommen wurde.

Belastung und Messprogramm:

Es ist eine langsame, statische Belastung gem. Norm erforderlich:

Belastungsart:	Kraftgesteuert
Belastungsgeschwindigkeit:	250 N/s bzw. 200 N/s (gem. [21])
Belastungsregime:	Rampe
Messprogramm:	Kraft mit Messrate von 5 Hz

5.3.3.5 Ergebnisse und Auswertung Haftscherfestigkeitsversuche

Messergebnisse:

Es wurden für alle Versuche die Kräfte gemessen. Die Diagramme und Messergebnisse aller durchgeführten Versuche finden sich im Anhang 16.12. Die Tabelle 16 zeigt die Ergebnisse aller durchgeführten Versuche sowie deren Auswertung.

Tabelle 16 Ergebnisse der Haftscherfestigkeitsversuche

Nr.	f_{v0i}						f_{v0}	f_{v0k}
	V1	V2	V3	V4	V5	V6	Ø	
	[kN] / [N/mm²]							[N/mm²]
1	46,0	45,7	51,8	40,7	65,9	41,8	48,7	**0,26**
	0,31	0,31	0,35	0,27	0,44	0,28	0,33	
2	58,3	47,3	56,2	41,6	53,9	58,4	52,6	**0,28**
	0,39	0,32	0,38	0,28	0,36	0,39	0,35	
3	46,3	39,7	47,9	39,1	43,2	49,0	44,2	**0,24**
	0,31	0,27	0,32	0,26	0,29	0,33	0,30	
4	118,0	174,0	117,0	88,6	0,00	0,00	124,4	**0,60**
	0,79	1,17	0,79	0,60	0,00	0,00	0,84	
5	103,0	75,4	0,00	0,00	0,00	0,00	89,2	**0,48**
	0,69	0,51	0,00	0,00	0,00	0,00	0,60	
6	46,0	42,1	37,2	45,9	38,9	39,4	41,6	**0,22**
	0,31	0,28	0,25	0,31	0,26	0,26	0,28	
7	40,7	30,7	40,4	48,2	33,1	51,5	40,8	**0,21**
	0,27	0,21	0,27	0,32	0,22	0,35	0,27	

Die gemessene Kraft kann über die folgende Gleichung (83) in die resultierende Scherfestigkeit einer Einzelprobe umgerechnet werden. Zur Versuchsauswertung wurde das vereinfachte Verfahren herangezogen. Demnach kann der charakteristische Wert der Anfangsscherfestigkeit

gem. Glg. (84) aus dem Mittel der durchgeführten Versuche errechnet werden. Oder es gilt das kleinste Einzelergebnis, wobei der kleinere Wert maßgebend ist.

$$f_{voi} = F_{i,max}/2A_i \quad (83) \quad .$$

$$f_{vok} = min(\,0{,}8 \cdot f_{vo};\; f_{voi}) \quad (84) \quad .$$

Einzelauswertung zu Nr.1:

Es kamen KS-Steine, SG 025 und Silka DM zum Einsatz. Bild 126 zeigt dem Versuch zugehörige, charakteristische Bruchbilder.



Bild 126 Bruchbild Haftscherversuch KS-SilkaDM-SG025

Das Bruchbild entsprach bei allen durchgeführten Versuchen in etwa dem hier vorliegenden. Es handelte sich um Schubbrüche zwischen Mauerstein und Mörtel auf beiden Seitenflächen des Steines bzw. auf nur einer Steinseitenfläche. Außerdem gab es Schubbrüche im Mörtel an den Übergängen zum Textil. Das Textil war noch fest innerhalb der Mörtelmatrix eingebettet und zeigte keine losen Bereiche. Bis auf einen Versuch (nur Schubbruch zwischen Mörtel und Stein auf einer Seite) handelte es sich immer um gemischte Bruchbilder aus Schubbrüchen im Mörtel am Übergang zum Textil sowie Schubbrüchen zwischen Mörtel und Stein an unterschiedlichen Stellen. Damit können alle gem. Norm (DIN EN 1052-3 Anhang A; Anhang 16.26) zulässigen Bruchbilder vorkommen. Der charakteristische Wert der Anfangsscherfestigkeit ergab sich hier aus dem 0,8-fachen Mittel aller Versuche. Der ermittelte Wert von 0,26 N/mm² liegt dabei deutlich oberhalb des für Dünnbettmörtel angegebenen Normwertes von 0,22 N/mm². Insoweit muss bei dieser Materialkombination nicht von einer schädlichen Trennwirkung des Textils ausgegangen werden.

Einzelauswertung zu Nr.2:

Es kamen KS-Steine, SG 200 und Silka DM zum Einsatz. Bild 127 zeigt dem Versuch zugehörige, charakteristische Bruchbilder.



Bild 127 Bruchbild Haftscherversuch KS-SilkaDM-SG200

Das Bruchbild entsprach bei allen durchgeführten Versuchen in etwa dem hier vorliegenden. Es handelte sich um Schubbrüche zwischen Mauerstein und Mörtel auf beiden Seitenflächen des Steines bzw. auf nur einer Steinseitenfläche. Außerdem gab es Schubbrüche im Mörtel an den Übergängen zum Textil. Das Textil war noch fest innerhalb der Mörtelmatrix eingebettet und zeigte keine losen Bereiche. Es handelte sich immer um gemischte Bruchbilder aus Schubbrüchen im Mörtel am Übergang zum Textil sowie Schubbrüchen zwischen Mörtel und Stein an unterschiedlichen Stellen. Damit können alle gem. Norm (DIN EN 1052-3 Anhang A; Anhang 16.26) zulässigen Bruchbilder vorkommen. Der charakteristische Wert der Anfangsscherfestigkeit ergab sich hier als kleinster vorkommender Einzelwert. Der ermittelte Wert von 0,28 N/mm² liegt dabei deutlich oberhalb des für DM angegebenen Normwertes von 0,22 N/mm². Insoweit muss bei dieser Materialkombination nicht von einer schädlichen Trennwirkung des Textils ausgegangen werden.

Einzelauswertung zu Nr.3:

Bei Nr. 3 handelt es sich um einen Vergleichsversuch ohne Textil. Es kamen dafür KS-Steine und Silka DM zum Einsatz. Bild 128 zeigt dem Versuch zugehörige, charakteristische Bruchbilder.



Bild 128 Bruchbild Haftscherversuch KS-SilkaDM-ohne Textil

Das Bruchbild entsprach bei allen durchgeführten Versuchen in etwa dem hier vorliegenden. Es handelte sich um Schubbrüche zwischen Mauerstein und Mörtel auf beiden Seitenflächen des Steines bzw. auf nur einer Steinseitenfläche. Außerdem gab es Schubbrüche im Mörtel. Es handelte sich immer um gemischte Bruchbilder aus Schubbrüchen im Mörtel sowie Schubbrüchen zwischen Mörtel und Stein an unterschiedlichen Stellen (gem. Bild 128). Damit können alle gem. Norm (DIN EN 1052-3 Anhang A; Anhang 16.26) zulässigen Bruchbilder vorkommen. Der charakteristische Wert der Anfangsscherfestigkeit ergab sich hier aus dem 0,8-fachen Mittel aller Versuche. Der ermittelte Wert von 0,24 N/mm² liegt dabei oberhalb des für Dünnbettmörtel angegebenen Normwertes von 0,22 N/mm².

Einzelauswertung zu Nr.4:

Es kamen KS-Steine, SG025 und Pagel TF10 zum Einsatz. Bild 129 zeigt zugehörige, ch. Bruchbilder.



Bild 129 Bruchbild Haftscherversuch KS-TF10-SG025

Das Bruchbild entsprach bei allen durchgeführten Versuchen in etwa dem hier vorliegenden. Es handelte sich immer um Schubbrüche zwischen Mauerstein und Feinbeton auf einer Seitenfläche des Steines. Das Textil war noch fest und vollständig innerhalb der Feinbetonmatrix eingebettet. Durch die sehr hohe Zugfestigkeit und Verbundwirkung des TF 10, in Verbindung mit dem eingebetteten Textil, fand bei keinem Probekörper der Schubbruch innerhalb der Feinbetonmatrix statt. Auf Grund der sehr hohen Haftung wurden großflächig Steinpartikel des KS-Stein abgeschert bzw. abgerissen. Insoweit stellt hier auch die Steinfestigkeit eine Begrenzung dar. Am Bruchbild kann man ebenfalls erkennen, dass nicht der komplette Stein mit Feinbeton in Berührung gekommen ist, d. h. die Schubfuge war nicht vollständig verbunden. Dieser Umstand ergab sich aus der relativ schlechten Verarbeitbarkeit des TF 10 mittels einfacher Glättkelle. Es gelang nur sehr schwer, eine gerade Feinbetonoberfläche herzustellen, auf welcher der folgende Stein gebettet werden konnte. Der Stein ließ sich, durch die kurze Korrigierbarkeitszeit des TF 10, kaum in die Fuge hineindrücken, weshalb es größere Randbereiche ohne Kontakt zwischen Feinbeton und Stein gibt. Insgesamt wurden nur vier Versuchskörper hergestellt, da es sich bei dem Pagel TF 10 ohnehin nicht um einen Dünnbettmörtel gem. Norm handelt. Somit sind die Versuche als Tastversuche anzusehen, mit dem Ziel eine grobe Orientierung über die Anfangsscherfestigkeit des zusätzlich zu den Standardmörteln untersuchten textilbewehrten Feinbetons zu haben. Es war ohnehin zu erwarten, dass die erreichbaren Werte deutlich oberhalb derer von Dünnbettmörtel liegen würden. Der charakteristische Wert der Anfangsscherfestigkeit ergab sich hier als kleinster vorkommender Einzelwert. Es muss hinzugefügt werden, dass der dafür relevante Probekörper mit Defiziten (schief) zusammengemauert wurde und das Versuchsergebnis deutlich unterhalb der restlichen drei Versuche lag. Der ermittelte Wert von 0,60 N/mm² liegt dabei trotzdem sehr deutlich oberhalb des für Dünnbettmörtel angegebenen Normwertes von 0,22 N/mm². Grundsätzlich wäre der Pagel TF 10, bezüglich seiner Festigkeitswerte (mehr als das Doppelte im Vergleich zu DM), also problemlos in der Lage die im Mauerwerksbau entstehenden Schubkräfte zu übertragen. Das eingebettete Textil beeinflusst die Schubfestigkeitseigenschaften nicht negativ (z. B. im Sinne einer Trennschicht).

Einzelauswertung zu Nr.5:

Bei Nr. 5 handelt es sich um einen Vergleichsversuch ohne Textil. Es kamen dafür KS-Steine und Pagel TF 10 zum Einsatz. Bild 130 zeigt dem Versuch zugehörige, charakteristische Bruchbilder.



Bild 130 Bruchbild Haftscherversuch KS-TF10-ohne Textil

Das Bruchbild entsprach bei allen durchgeführten Versuchen in etwa dem hier vorliegenden. Es handelte sich um Schubbrüche zwischen Mauerstein und Feinbeton auf beiden Seitenflächen des Steines, außerdem gab es kleinere Schubbrüche im Mörtel. Es handelte sich immer um gemischte Bruchbilder aus Schubbrüchen im Mörtel sowie Schubbrüchen zwischen Mörtel und Stein an unterschiedlichen Stellen. Damit können alle gem. Norm (DIN EN 1052-3 Anhang A; Anhang 16.26) zulässigen Bruchbilder vorkommen. Der charakteristische Wert der Anfangsscherfestigkeit ergab

sich hier aus dem 0,8-fachen Mittel aller Versuche. Der ermittelte Wert von 0,48 N/mm² liegt dabei weit oberhalb des für Dünnbettmörtel angegebenen Normwertes von 0,22 N/mm². Auch bei dem Versuch ohne Textil wurden auf Grund der sehr hohen Haftung großflächig Steinpartikel des KS-Stein abgeschert bzw. abgerissen. Insoweit stellt hier auch die Steinfestigkeit eine Begrenzung dar. Die Problematik der rel. schlechten Verarbeitbarkeit betrafen auch die Versuche ohne Textil. Es gelang nur sehr schwer, eine gerade Mörteloberfläche herzustellen, auf welcher der folgende Stein gebettet werden konnte. Insgesamt wurden auch hier nur vier Versuchskörper hergestellt, da es sich bei dem Pagel TF 10 ohnehin nicht um einen Dünnbettmörtel gem. Norm handelt. Somit sind die Versuche als Tastversuche anzusehen, mit dem Ziel eine grobe Orientierung über die Anfangsscherfestigkeit des zusätzlich zu den Standardmörteln untersuchten Feinbetons zu haben. Leider konnten zwei der vier Versuchskörper nicht ordnungsgemäß geprüft werden. Dieser Umstand begründet sich wieder mit der bereits angesprochenen Verarbeitbarkeit des TF 10. Es kann nachträglich nur vermutet werden, warum es bei den Versuchen ohne Textil wesentlich häufiger zu Defiziten auf Grund der Herstellung gekommen ist. Beim Herstellungsprozess mit Textil wurde nach dem Einlegen des Textils eine weitere, frische Feinbetonschicht aufgetragen und der Stein eingesetzt. Dieser zweiten Schicht wurde wesentlich langsamer das Wasser entzogen, als es bei der ersten Schicht mit direktem Kontakt zum Stein der Fall gewesen ist. Bei der Herstellung ohne Textil wurde der folgende Stein direkt auf die erste Feinbetonschicht aufgebracht, welche bereits stark durch den bereits anliegenden Stein dehydriert wurde. Aus diesem Grund wurde an der zweiten Berührungsfläche wesentlich weniger Verbund zwischen Feinbeton und Stein hergestellt. So zerbrach im Extremfall ein Probekörper bereits beim Einbau in die Prüfmaschine, ein zweiter bei sehr geringer Last. Da sich aber der TF 10 gerade durch sehr gute Hafteigenschaften auszeichnet, was auch in vielen anderen Versuchen beobachtet werden konnte, müssen die Defizite auf die angesprochenen Verarbeitungsproblematiken zurückzuführen sein. Für die Vergleichs-berechnung wurden daher nur die zwei repräsentativen Versuche herangezogen. Ohne die dargestellten Problematiken wäre aber ohnehin zu erwarten gewesen, dass die erreichbaren Werte deutlich oberhalb derer von Dünnbettmörtel liegen, was letztendlich auch der Fall ist. Grundsätzlich wäre der Pagel TF 10 daher bezüglich seiner Festigkeitswerte und bei einer günstigeren Verarbeitbarkeit also problemlos in der Lage, die im Mauerwerksbau entstehenden Schubkräfte zu übertragen.

Einzelauswertung zu Nr.6:

Es kamen PB-Steine, SG025 und Ytong DM zum Einsatz. Bild 131 und Bild 132 zeigt dem Versuch zugehörige, charakteristische Bruchbilder.

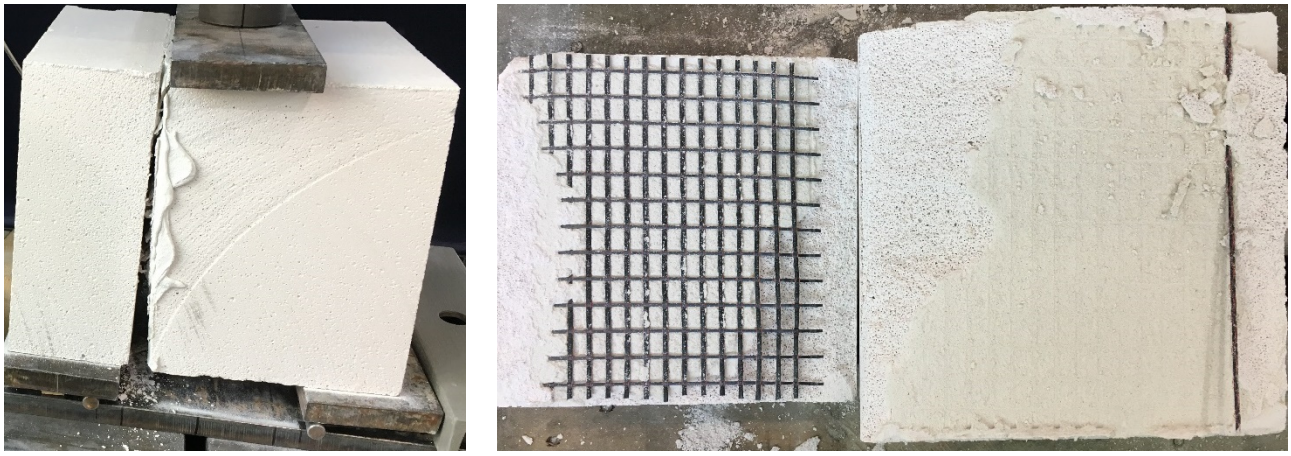


Bild 131 1 - Bruchbild Haftscherversuch PB-YtongDM-SG025

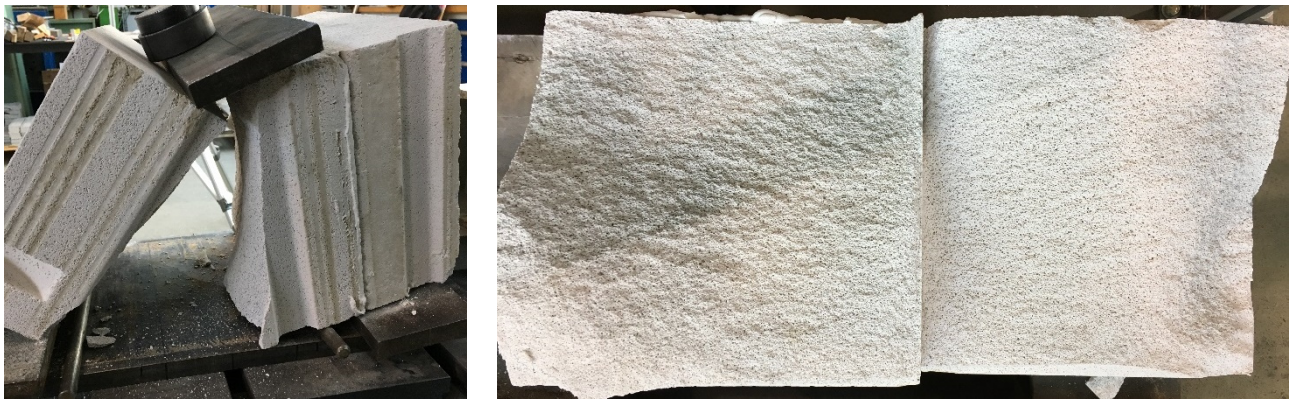


Bild 132 2 - Bruchbild Haftscherversuch PB-YtongDM-SG025

Die vorzufindenden Bruchbilder unterlagen einer wesentlich stärkeren Streuung als dies bei den Versuchen mit KS-Steinen der Fall gewesen war. Es waren ebenso Schubbrüche zwischen Mauerstein und Mörtel auf beiden Seitenflächen des Steines bzw. auf nur einer Seitenfläche des Steines festzustellen, wie auch Schubbrüche im Mörtel an den Übergängen zum Textil. Das Textil war an den betroffenen Stellen bereits deutlich aus der Mörtelmatrix herausgelöst (siehe Bild 131). Hinzu kam allerdings sehr häufig ein Versagen der anliegenden Steine, zum einen als lokales Zerbrechen der Steine und zum anderen als vollständiger Schubbruch durch den Stein (Bild 132). Damit können alle gem. Norm (DIN EN 1052-3 Anhang A; Anhang 16.26) zulässigen und unzulässigen Bruchbilder vorkommen. Von den durchgeführten sechs Versuchen konnten 5 als annähernd zulässig gebrochen betrachtet werden. Bei Versuch eins erfolgte ein Schubbruch durch den vollständigen Stein. Bei enger Auslegung allerdings wäre keiner der Versuche als zulässig zu betrachten, da die anliegenden Steine immer mehr oder weniger stark gebrochen wurden (siehe Bild 131). Außer Frage steht aber, dass der verwendete Mörtel geeignet ist, die anliegenden Schubkräfte zu übertragen. Dies wird besonders dann deutlich, wenn der Stein noch vor der Fuge zerstört wird. Die erreichten Festigkeitswerte bei einem Steinbruch liegen auch immer im Bereich (oder darüber) derer, bei welchen der Schubbruch durch die Fuge erfolgte. Das eingebettete Textil muss auch hier nicht als ungünstig wirkende Trennschicht betrachtet werden. Auf Grund des offensichtlich für den verwendeten Stein ungünstigen Versuchsaufbaus wurden keine weiteren Probekörper hergestellt und die vorhandenen Ergebnisse als Anhaltswerte für die Anfangsscherfestigkeit herangezogen. Der charakteristische Wert der Anfangsscherfestigkeit ergab sich hier damit aus dem 0,8-fachen Mittel aller Versuche. Der ermittelte Wert von 0,22 N/mm² trifft dabei genau den für Dünnbettmörtel angegebenen Normwert.

Einzelauswertung zu Nr.7:

Bei Nr. 7 handelt es sich um einen Vergleichsversuch ohne Textil. Es kamen dafür PB-Steine und Ytong DM zum Einsatz. Bild 133 zeigt dem Versuch zugehörige, charakteristische Bruchbilder.



Bild 133 Bruchbild Haftscherversuch PB-YtongDM-ohne Textil

Das Bruchbild entsprach bei allen durchgeführten Versuchen in etwa dem hier vorliegenden. Es waren Schubbrüche zwischen Mauerstein und Mörtel auf beiden Seitenflächen des Steines bzw. auf nur einer Seitenfläche des Steines sowie Schubbrüche im Mörtel festzustellen. Hinzu kam sehr häufig ein Versagen der anliegenden Steine (grau hinterlegt in Tabelle 16), zum einen als lokales Zerbrechen der Steine und zum anderen als vollständiger Schubbruch durch den Stein. Damit können alle gem. Norm (DIN EN 1052-3 Anhang A; Anhang 16.26) zulässigen und unzulässigen Bruchbilder vorkommen. Von den durchgeführten sechs Versuchen konnten nur 2 als annähernd zulässig gebrochen betrachtet werden. Bei den restlichen Versuchen wurde deutlich der Stein zerbrochen bzw. gespalten. Bei enger Auslegung allerdings wäre keiner der Versuche als zulässig zu betrachten, da die anliegenden Steine immer mehr oder weniger stark gebrochen wurden. Außer Frage steht auch hier, dass der verwendete Mörtel geeignet ist, die anliegenden Schubkräfte zu übertragen. Dies wird besonders dann deutlich, wenn der Stein noch vor der Fuge zerstört wird. Die erreichten Festigkeitswerte bei einem Steinbruch liegen auch immer im Bereich derer, bei welchen der Schubbruch durch die Fuge erfolgte. Auf Grund des offensichtlich für den verwendeten Stein ungünstigen Versuchsaufbaus wurden keine weiteren Probekörper hergestellt und die vorhandenen Ergebnisse als Anhaltswerte für die Anfangsscherfestigkeit herangezogen. Der charakteristische Wert der Anfangsscherfestigkeit ergab sich hier als kleinster vorkommender Einzelwert und liegt mit 0,21 N/mm² leicht unterhalb des für Dünnbettmörtel angegebenen Normwertes von 0,22 N/mm². Der dafür relevante Versuch 2 brach aber im deutlich unzulässigen Bereich. Setzt man dagegen das 0,8-fache Mittel aller Versuche an, ergibt sich ein Wert von 0,22 N/mm² und trifft damit genau den für Dünnbettmörtel angegebenen Normwert.

Vergleich der Versuche untereinander:

Versuche 1, 2 und 3:

Bei den genannten Versuchen lässt sich vor allem die Wirkung der verwendeten, unterschiedlichen Textile vergleichen. Als Referenz gilt der ermittelte Wert für Silka DM ohne Textileinlage. Der erreichte Wert für eine Textileinlage mit SG 025 liegt ca. 8 % über dem Vergleichswert ohne Bewehrung. Die Textileinlage mit SG 200 liegt ca. 15 % über dem Vergleichswert. Die vorhandenen Rovings in Nebentragrichtung (Kettrichtung) wirken hierbei offenbar wie eine Schubbewehrung. Die Wirkung wird dabei allerdings durch die aufnehmbaren Verbundkräfte beschränkt. Da das Textil SG 200 im Vergleich zu SG 025 über einen wesentlich größeren Querschnitt der Bewehrung in Kettrichtung verfügt, über deren Oberfläche auch mehr Verbundkräfte aufgenommen werden können, weist diese Materialkombination die größten Anfangsscherfestigkeiten auf. Da es in keinem Fall zu einem Textilriss kam, ist die Schubbewehrung allerdings deutlich überdimensioniert und die Verbundkräfte beim Schervorgang werden maßgebend. Allerdings lässt sich das Ergebnis nicht anhand der wenigen geprüften Probekörper verifizieren und kann eher als Tendenz gewertet werden. Auch ist das verwendete Verfahren nicht explizit für den Einsatz mit textiler Bewehrung gem. Norm vorgesehen. Für das vorliegende Forschungsprojekt ist die Aussage, dass durch die verwendeten Textile keine schädliche Trennschicht eingebracht wird, die wesentliche und hinreichende Erkenntnis.

Versuch 1 und 4:

Bei den beiden Versuchen lässt sich direkt der Wert der Anfangsscherfestigkeit einer textilbewehrten Fuge unter Nutzung von Dünnbettmörtel bzw. Feinbeton vergleichen. Dabei liegen die erreichbaren Werte bei der Nutzung von Feinbeton weit über denjenigen (mehr als die doppelte Höhe), welche mit einem Dünnbettmörtel erreichbar sind.

Versuch 4 und 5:

Zwar wurden insgesamt weniger Probekörper hergestellt und einige Probekörper von Versuch 5 konnten nicht geprüft werden. Es lassen sich aber doch tendenzielle Vorteile der bewehrten Versuche erkennen. Die eingearbeitete Bewehrung sorgte bei allen Versuchen für eine Erhöhung der Zugfestigkeit innerhalb der Fuge und das Versagen fand nie durch die Fuge statt, sondern immer

an der Kontaktfläche des Feinbetons zu einem Stein. Wohingegen die auswertbaren Versuche ohne Textileinlage immer auch durch die Fuge abgeschert wurden. Insoweit war es dabei möglich, dass Schwachstellen im Verbund zwischen Feinbeton und Stein auf beiden Seiten der Fuge maßgebend für das Versagen werden konnten. Tendenziell lässt sich hier die Vorteilhaftigkeit der Bewehrung damit ebenfalls erkennen.

Versuche 1 und 6 sowie 3 und 7:

Bei den genannten Versuchen lässt sich die Anfangsscherfestigkeit der Systeme KS und PB miteinander vergleichen. Dabei erreicht die Materialkombination aus KS-Stein und Silka DM etwas höhere Werte als die aus PB-Stein und Ytong DM. Wobei die Versuche mit PB im Wesentlichen nicht normgerecht gebrochen sind.

5.3.3.6 Zusammenfassung Haftscherfestigkeitsversuche

- Es ist kein negativer Einfluss durch die verwendeten Textile bezüglich der Anfangsscherfestigkeit festzustellen. Es wurde keine Trennschichtwirkung nachgewiesen.
- Es ist möglich, dass die Anfangsscherfestigkeit durch eingelegte Textile, welche auch in Belastungsrichtung (in dem vorliegenden Fall die Kettrichtung, Nebentragrichtung) über entsprechenden Bewehrungsquerschnitt verfügt, moderat im Bereich 10 bis 15 % erhöht werden kann.
- Für einen Nachweis, dass erhöhte Anfangsscherfestigkeiten erreichbar sind, müssten weitere detaillierte Untersuchungen erfolgen.
- Der untersuchte Pagel TF 10 kann, eine entsprechende Verarbeitbarkeit vorausgesetzt, deutlich größere Schubkräfte übertragen, als dies bei herkömmlichen Dünnbettmörtel der Fall ist. Die erreichbaren Werte liegen dabei im Vergleich zu Dünnbettmörtel ca. bei der doppelten Höhe. Bei der Verwendung des Feinbetons spielt auch die vorliegende Steinfestigkeit eine begrenzende Rolle.
- Der hier verwendete Versuchsaufbau ist für die verwendete Kombination aus PB4 und Ytong DM nicht geeignet, da es eher zu einem Versagen der porösen Steine, welche über relativ geringe Festigkeiten verfügen, kommt.

5.4 Großversuche am realitätsnahen Kellermauerwerk

5.4.1 Vorbemerkungen zum Großversuchsaufbau

Um gesamthaftes Verhalten einer textilbewehrten Kellerwand unter angreifendem Erddruck untersuchen zu können, wurden Großversuche geplant. Nur mit einem solchen 1:1 Versuchsaufbau lassen sich die realen Eigenschaften bezüglich Wandsteifigkeit, Verformung, Erddruckentwicklung und Biegetragverhalten untersuchen. Die Ergebnisse aus dem Großversuch stellen wiederum wichtige Kalibrierungsparameter für die FE-Modellierung dar. Für Gesamtabmessungen und Geometrien des Großversuchsaufbaus wurden diejenigen aus der bereits erfolgten Modellierung herangezogen.

Erddruckversuch von MECKELBURG

Für den Versuchsaufbau dienten die Untersuchungen und der darin beschriebene Versuchsaufbau von MECKELBURG [79], unter Anpassungen auf die Belange des Mauerwerkes, als Anhalt. Grundprinzip der Untersuchung ist die Anwendung des realen Erddruckes als Lasteinwirkung auf die Kellerwand. Der damalige Untersuchungsschwerpunkt lag aber, im Gegensatz zum vorliegenden Forschungsprojekt, nicht auf der Tragfähigkeit der Kellerwand, sondern vielmehr auf der

Untersuchung des sich entwickelnden Erddruckes bei unterschiedlichen Szenarien. Das Bild 134 zeigt den damaligen Versuchsaufbau, bei dem eine 150 mm dicke Fertigteilstahlbetonplatte den Einwirkungen aus Erddruck ausgesetzt wurde. Außerdem zeigt das Bild 135 einen Auszug aus der zugehörigen Schittdarstellung des damaligen Versuchsaufbaus.

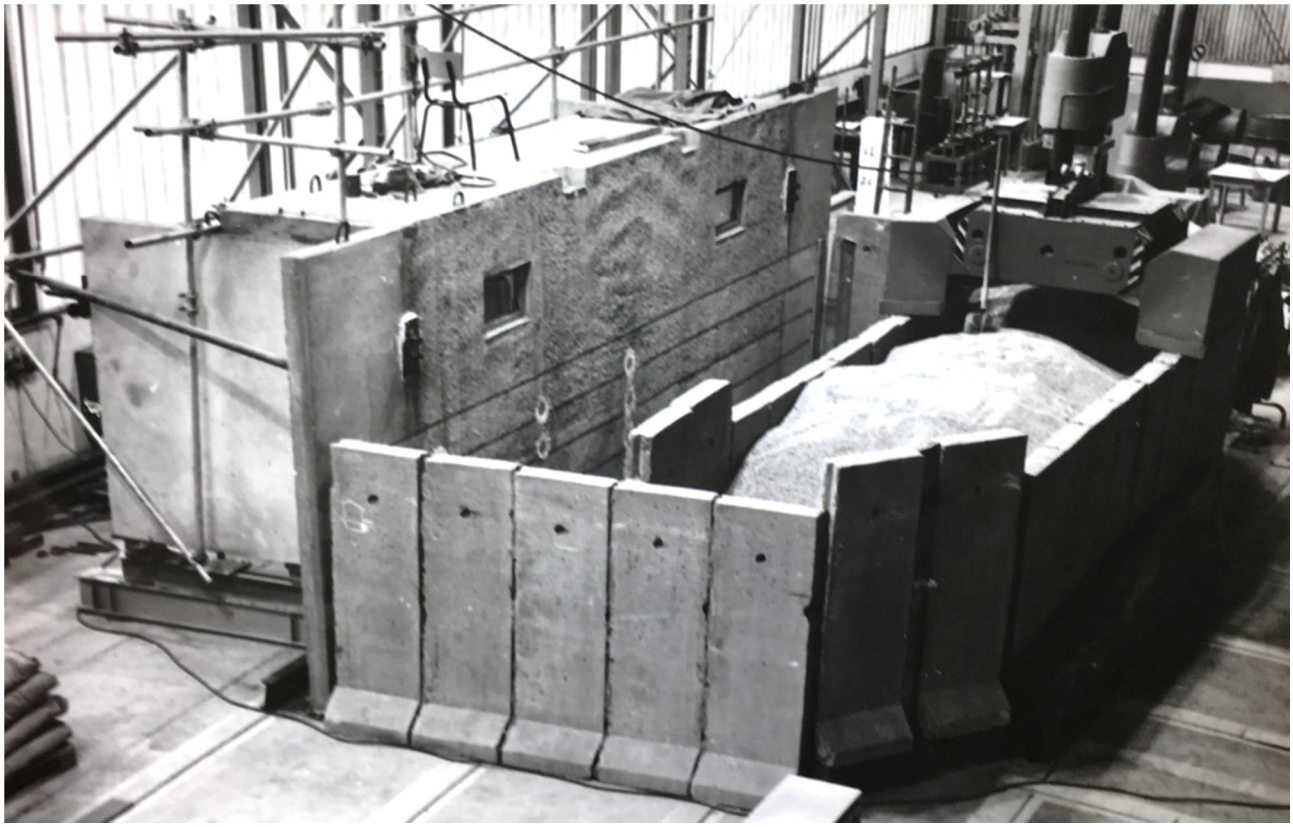


Bild 134 Versuchsaufbau von MECKELBURG

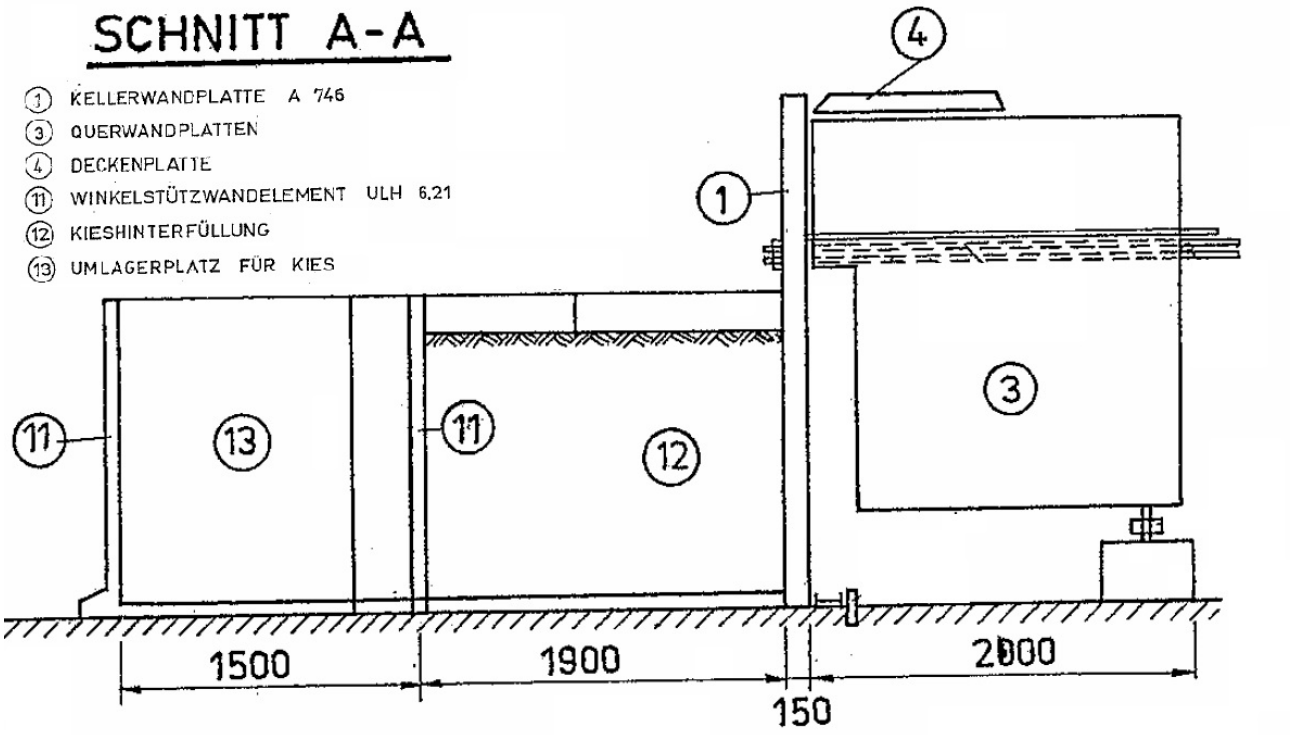


Bild 135 Schnitt Versuchsaufbau nach MECKELBURG (Auszug aus [79])

Es ist die Kellerwandplatte (1) erkennbar. Diese wurde damals unten beweglich ausgeführt, um verschiedene Ausweichszenarien des lastaufnehmenden Bauteils nachstellen zu können. Zur horizontalen Aussteifung dienten Stahlbetonquerwandplatten (3) und den oberen Abschluss bildete eine Stahlbetondeckenplatte (4). Die äußere Abgrenzung des Schüttgutes bildeten Winkelstützmauern (11). Die Anschüttungshöhe betrug damals nur rund 1,5 m. Die Schüttgutkammer (13) zur Zwischenlagerung wurde damals direkt hinter der eigentlichen Schüttgutkammer (12) angeordnet. Das Schüttgut (Feinkies) wurde mittels Spezialgreifer (siehe Bild 134) verbracht. Die Erddruckmessung erfolgte damals mittels eigens für diesen Zweck hergestellte Messdosen, welche auf kalibrierten Wegaufnehmern basierten. Es gab drei Messreihen zu je fünf Messdosen (Bild 136). Alle sonstigen Verformungen im System wurden ebenfalls mittels Wegaufnehmern gemessen.

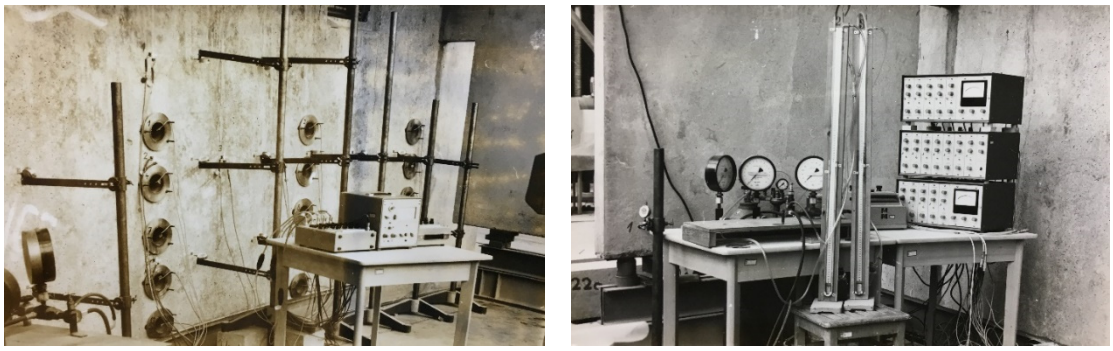


Bild 136 Versuchsaufbau nach MECKELBURG – Messtechnik

5.4.2 Großversuche textilbewehrtes Kellermauerwerk

5.4.2.1 Versuchsaufbau Großversuch

Die folgenden Darstellungen (Bild 137, Bild 138 und Bild 139) zeigen den für die Untersuchungen am textilbewehrten Mauerwerk angepassten Großversuchsaufbau, exemplarisch für eine Mauerwerksdicke von 36,5 cm:

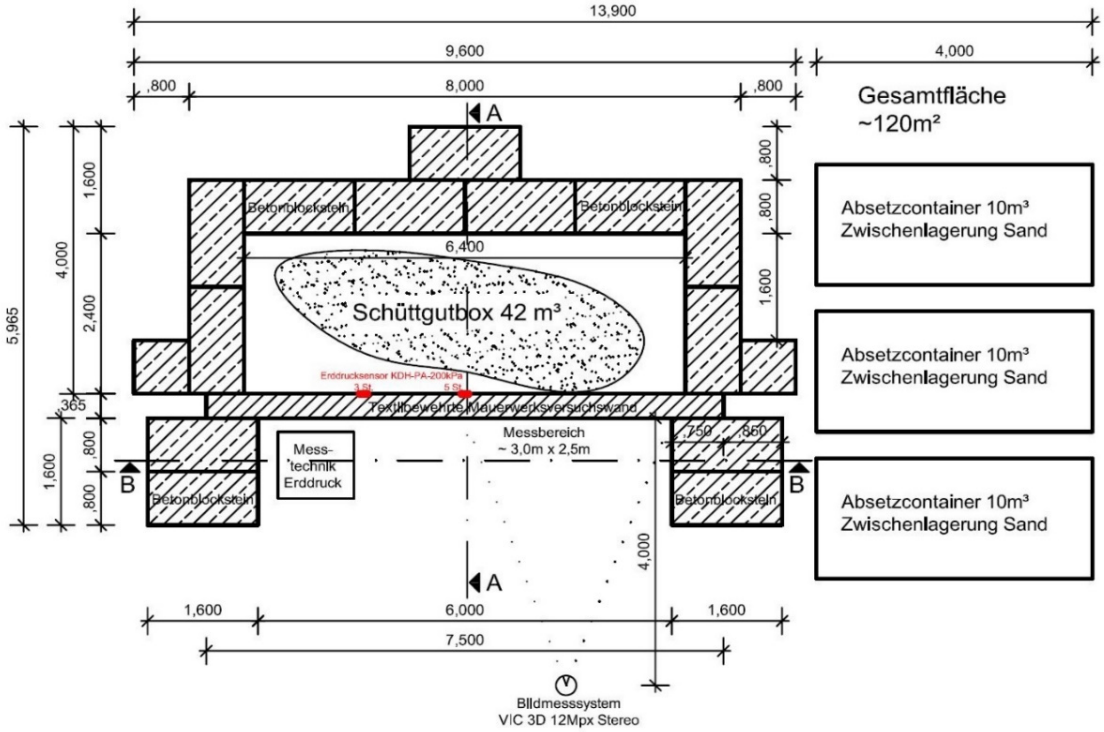


Bild 137 Großversuchsaufbau, Aufsicht, ohne Maßstab

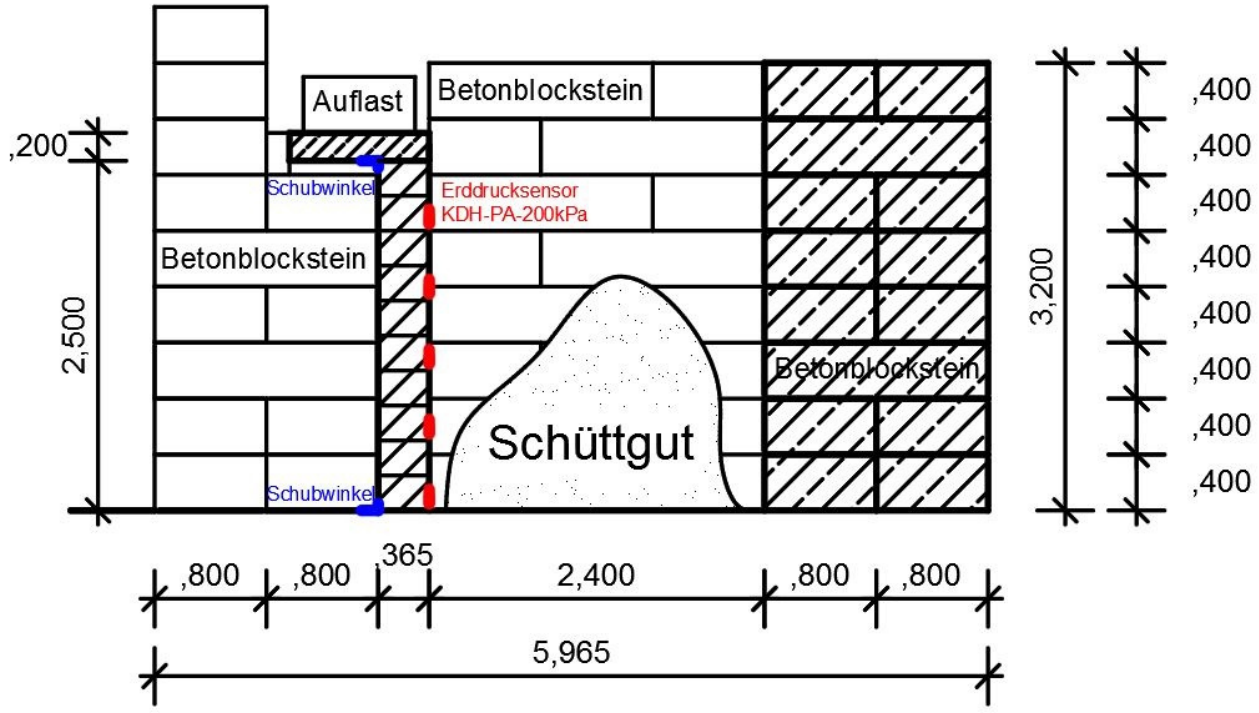


Bild 138 Großversuchsaufbau, Schnitt A-A, ohne Maßstab

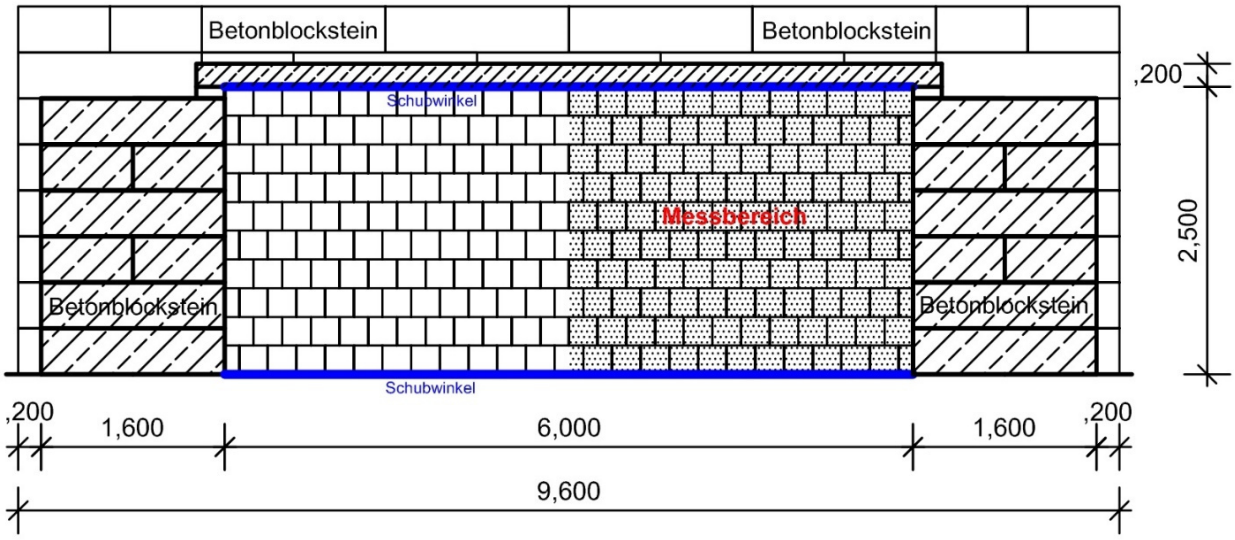


Bild 139 Großversuchsaufbau, Schnitt B-B, ohne Maßstab

Untersuchungsobjekt ist die 2,5 m hohe und 6 m breite Mauerwerkswand mit variierender Dicke. Diese Abmessungen wurden gewählt, da sie einem typischen Maß bei gemauerten Kellerwänden entsprechen. Ohne eine hinreichend große Auflast wären diese Abmessungen baupraktisch allerdings für keine der untersuchten Wanddicken realisierbar (es wäre nicht möglich einen erfüllten Nachweis zu erstellen) bzw. müsste eine Bewehrung vorgesehen werden. Die hier untersuchten Kellerwände wurden mit und ohne textiler Bewehrung innerhalb der Lagerfugen hergestellt.

Das folgende Bild 140 zeigt den fertigen Versuchsaufbau exemplarisch für die 36,5 cm dicke KS-Versuchswand. Auf dem Bild oben links ist die noch im Bau befindliche Versuchswand zu sehen, oben rechts die Ansicht der Maueraußenseite nach Fertigstellung der Versuchswand. Die

dargestellte Kammer wird während des Versuchs vollständig mit Sand hinterfüllt. Die beiden unteren Bilder zeigen den fertigen Versuchsaufbau. Erkennbar ist die fertige KS-Versuchswand vor der noch leeren Schüttgutkammer, auf dem rechten Bild bereits mit Messtechnik versehen.



Bild 140 Großversuchsaufbau Kellerwand

Seitlich wird die Wand zwischen Schüttgutkammer und dem Widerlager eingespannt. Die Einspannung entspricht dabei grob dem physikalischen Verhalten einer gemauerten Außenecke. Damit der Schlupf gering bleibt, wurden alle Übergänge zwischen Mauerwerkswand und Widerlager mit Mörtel verfüllt (Bild 141-1).

Nach unten hin ist die Wand auf eine Stahlbetonplatte aufgemauert. Am Wandfuß ist, wie baupraktisch üblich, eine besandete Bitumenbahn verlegt. Da der anliegende Mauerwerksschub in Plattenrichtung deutlich oberhalb des für den Wandfuß ertragbaren Maßes liegt, wurden zur Aufnahme der angreifenden Schubkräfte Stahlwinkel angebracht und mit der Bodenplatte verschraubt (Bild 141-2). Baupraktisch würden solche Maßnahmen nicht mittels Winkeln, sondern durch bauliche Versätze oder die Einarbeitung von Dornen realisiert.

Den oberen Abschluss bildet eine 6,5 m x 1,0 m x 0,2 m große Stahlbetonplatte (Bild 141-3), welche im Mörtelbett auf die Mauerwerkswand aufgelegt ist. Durch den kurzen Lasteinzugsbereich wird sichergestellt, dass nur sehr geringe Auflasten am Mauerwerkskopf anliegen. Mittels Betonsteinen kann aber zusätzliche Auflast auf der Deckenplatte erzeugt werden. Auch am Wandkopf sind zur Verhinderung von Schubversagen Stahlwinkel angebracht, welche ihrerseits mit der Deckenplatte verschraubt wurden (Bild 141-4).

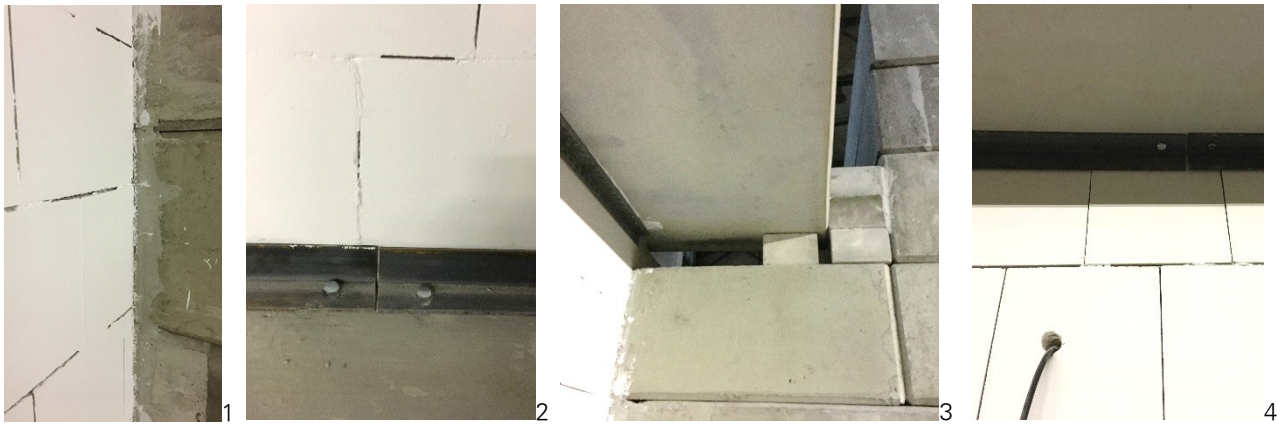


Bild 141 Details Großversuchsaufbau Kellerwand

An der Wandinnenseite werden bei Versuchsdurchführung die entsprechenden Verformungsmessungen durchgeführt. Da die Wand in ihrer Mittelachse spiegelgleich hergestellt wird, ist es hinreichend, über die volle Wandhöhe und etwas mehr als die halbe Wandlänge zu messen. Dies hat den Vorteil, dass die Messergebnisse wesentlich genauer werden können, da das Messsystem nicht auf die volle Wandlänge skaliert werden muss. Auf einer Wandseite werden die Messkabel der Erddruckmessung nach innen hindurch geführt und mit den Messinstrumenten verbunden. In der Praxis wäre auf der Wandinnenseite zusätzlich noch ein optischer Putz angebracht. Dieser spielt für die hier durchgeführten Untersuchungen allerdings keine Rolle und wird nicht aufgebracht.

Relevanter ist die tatsächliche Wandoberfläche auf der Wandaußenseite in Richtung des angreifenden Erddrucks. Es ist zu berücksichtigen, dass die Wandrauheit einen Einfluss auf den Neigungswinkel des Erddrucks hat. Hier gilt, je rauer eine Wandoberfläche beschaffen ist, desto steiler der Wandreibungswinkel und damit auch der Neigungswinkel des Erddrucks. Mit steigendem Neigungswinkel des Erddrucks nimmt der angreifende Horizontalanteil des Erddrucks auf die Mauerwerkswand ab. Darum muss die Wandrauheit berücksichtigt werden. Baupraktisch kann die Außenseite der Wand unterschiedlich aufgebaut sein. Der Aufbau hängt dabei vor allem davon ab, ob eine zusätzliche Außendämmung oder Dränageplatten vorgesehen werden. Grundsätzlich ist Kellermauerwerk nach außen hinreichend gegen Feuchte abzudichten. Dafür kommen in der Regel bituminöse Anstriche bzw. Beschichtungen zur Anwendung. Diese Feuchteschutzschicht muss wiederum gegen mechanische Einwirkung, z. B. auf Grund spitzer Steine, geschützt werden. Dafür kommen u. a. Perimeterdämmplatten (bei gedämmter Ausführung) oder Kunststoffnoppenbahnen zum Einsatz. Beide Baustoffe verfügen über eine relativ glatte Oberfläche. Da bei dem vorliegenden Versuch der Feuchteschutz nicht betrachtet wird und für die Tragfähigkeit der Wand auch nicht relevant ist, wurde auf einen vollständigen Außenaufbau verzichtet und nur die entsprechende Außenoberfläche hergestellt. Dafür wurde direkt auf die Außenwandoberfläche eine Kunststoffnoppenbahn aufgebracht (Bild 142 links).

Die Schüttgutbox wurde aus 1,6 x 0,8 x 0,4 m großen Betonblocksteinen (Legoblöcke) hergestellt. Die Blöcke verfügen über Noppen und entsprechende Aussparungen. Auf der Grundlage entsteht zwischen den einzelnen Steinen beim Verlegen im Verband eine Verzahnung. Die Verzahnung verhindert ein Verschieben der Steine und es lässt sich so auch ohne Mörtel schnell eine hohe Mauer errichten (Bild 142 rechts). Die 0,8 m dicke Außenwand funktioniert dabei nach dem Prinzip einer Schwergewichtsmauer und kann die Belastungen aus dem anliegenden Erddruck vollständig auf Grund des Eigengewichtes aufnehmen. Zur zusätzlichen Aussteifung der Mauer wurden im hinteren Bereich sowie jeweils an beiden Seiten Widerlager vorgesehen, die im Verband in die Mauer integriert wurden. An den Stellen ist die Schwergewichtsmauer damit 1,6 m dick und besonders steif. In die erstellte Box wird zur Versuchsdurchführung das Schüttgut (Füllsand) mittels Einseilgreifer eingefüllt. Zur Zwischenlagerung bzw. Umlagerung des Schüttguts dienen hier drei 10 m³ Absetzcontainer (Bild 140).



Bild 142 Wandaußenseite (links); Schüttgutkammer (rechts)

Den vorderen Abschluss des Versuchsaufbaus bilden die zwei Widerlager, ebenfalls bestehend aus Betonblocksteinen (Bild 140, unten rechts). Mit der gewählten Abmessung von 1,6 m x 1,6 m sind diese ausreichend groß dimensioniert, um die angreifenden Kräfte aufnehmen zu können. Auf der sechsten Ebene lagert die Deckenplatte auf. Dafür wurden Abschlusssteine ohne obere Verzahnung verbaut (Bild 141-3). Die Widerlager wurden relativ hoch hergestellt, um auch die angreifenden Kräfte aus der Deckenplatte zuverlässig aufnehmen zu können.

Zur Verfüllung der Schüttgutkammer wurde ein gewaschener Grobsand 0/2 mit geringem Feinanteil eingesetzt. Diese Art Sand wird regelmäßig in der Praxis verwendet, um Baugruben im Kellerwandbereich wieder zu verfüllen. Der Reibungswinkel bei solchem Sand beträgt ca. 35° und liegt damit deutlich über den 30°, die häufig für Kellerwandnachweise herangezogen werden. Im Anhang 16.23 sind die wesentlichen Füllsandeigenschaften (Sieblinie, Reibungswinkel) dargestellt.

5.4.2.2 Versuchsprogramm Großversuch

Die Versuche sollten zunächst an zwei unterschiedlichen Materialkombinationen (Kalksandstein und Porenbeton) durchgeführt werden. Die geometrischen Bedingungen wurden dafür bei beiden Versuchen gleich gewählt, um diese nach Abschluss der Versuche direkt miteinander vergleichen zu können. Als Textil wurde das SG 025 gewählt, da die Kleinversuche bei diesem am günstigsten ausgefallen sind. Der wesentliche Unterschied ergibt sich aus den verwendeten Steinarten. Der Kalksandstein ist sehr schwer und weist eine sehr hohe Steindruckfestigkeit auf. Der Porenbeton dagegen verfügt über eine wesentlich geringere Druckfestigkeit und auch das Eigengewicht ist deutlich geringer. Die Probemauern sollten mit dem jeweils zugehörigen Dünnbettmörtel unter Vermörtelung der Stoßfugen hergestellt werden. Die folgende Tabelle 17 zeigt die wesentlichen Eigenschaften der geplanten Versuche auf:

Tabelle 17 Versuchsprogramm Großversuchsaufbau Kellerwand 1

Nr.	***Stein***	***RDK***	***SFK***	***Mörtel***	***Textil***	***Wandhöhe***	***Wandlänge***	***Wanddicke***
1a	KS	2,0	20	Silka DM	SG025	2,5 m	6,0 m	36,5 cm
1b	PB	0,5	4	Ytong DM	SG025	2,5 m	6,0 m	36,5 cm

Bereits nach dem ersten durchgeführten Versuch (Nr. 1a) wurde allerdings festgestellt, dass eine Anpassung des Versuchsprogramms erforderlich war. Die Festigkeit und der Widerstand der Konstruktion war so groß, dass nicht annäherungsweise der Versagenszustand herbeigeführt werden konnte – dies trotz voller Hinterfüllung und hohen zusätzlichen Auflasten (Abschnitt 5.4.3). Auch waren kaum relevante Verformungen messbar. Für eine vollständige Bewertung der Tragfähigkeit des Systems sowie dessen Verhalten ist es aber im Optimalfall bis zum System-

versagen zu belasten. Nur so lässt sich die obere Grenze der Tragfähigkeit tatsächlich bestimmen bzw. ist so eine Annäherung daran möglich.

Die maximal eintragbare Kraft ist auf Grund physikalischer Gegebenheiten (Sandhinterfüllung) begrenzt und auch die Möglichkeit der zusätzlichen Auflast unterliegt einer Begrenzung. Da hier gerade das reale Verhalten unter Erddruck untersucht werden sollte, scheidet auch eine maschinelle Krafteinleitung aus. Somit mussten zusätzliche Versuche mit dünneren Wänden (Wanddicke von 17,5 cm) geplant werden, um in den Versagenszustand hinein prüfen zu können. Solche Wände würden in der Regel nicht als Kellerwand hergestellt, die Anwendung begrenzt sich meist auf 24 cm dickes Mauerwerk für Kelleraußenwände. Es lassen sich aber durch das Versagensverhalten der dünneren Wände Rückschlüsse und Ableitungen auf das der dickeren Wände ziehen. Zu Vergleichszwecken werden diese Versuche mit und ohne Textileinlage durchgeführt. Die geometrischen Bedingungen sind bei allen Versuchen gleich. Die Unterschiede liegen in den untersuchten Materialien. Die Stoßfugen wurden in allen Fällen nicht vermörtelt. In der folgenden Tabelle 18 sind die weiteren durchzuführenden Versuche aufgelistet.

Tabelle 18 Versuchsprogramm Großversuchsaufbau Kellerwand 2

Nr.	Stein	RDK	SFK	Mörtel	Textil	Wandhöhe	Wandlänge	Wanddicke
2	KS	1,6	12	Silka DM	ohne	2,5 m	6,0 m	17,5 cm
3	KS	1,6	12	Silka DM	SG025	2,5 m	6,0 m	17,5 cm
4	PB	0,5	4	Ytong DM	ohne	2,5 m	6,0 m	17,5 cm
5	PB	0,5	4	Ytong DM	SG025	2,5 m	6,0 m	17,5 cm

5.4.2.3 Lasteinleitung

Der Lasteintrag erfolgt unmittelbar durch den anliegenden Füllsand, welcher lagenweise eingebracht und verdichtet wurde (Bild 143 links). Da es vor allem auf die Tragfähigkeit der Kellerwand ankommt, kann über die volle verfügbare Höhe von 2,7 m hinterfüllt werden. Bei einer ausreichenden Verformung des Mauerwerkes wird der aktive Erddruck eintreten. Die dann anliegende Kraft am Wandfuß sollte theoretisch je nach tatsächlichem Reibungswinkel der Hinterfüllung zwischen 14 KN/m² (bei 30° Reibungswinkel) und 11 KN/m² (bei 35° Reibungswinkel) liegen. Zusätzliche Einflüsse ergeben sich aus Kohäsion und erzielbarer Einbaudichte. Sollte sich gar keine Verformungen ergeben, könnte sich im Extremfall der Erdruhedruck einstellen. Theoretisch könnte dabei die Kraft am Wandfuß zwischen 24 KN/m² (bei 30° Reibungswinkel) und 21 KN/m² (bei 35° Reibungswinkel) liegen. Das Eintreten des Erdruhedrucks ist ein sehr unwahrscheinlicher Fall, da sich im Mauerwerksbau durchaus geringe Verformungen ergeben. Je nach tatsächlicher Wandverformung könnte sich theoretisch jeder beliebige Zwischenwert der beiden Grenzfälle einstellen. Da die Gegebenheiten starken Schwankungen unterliegen (Feuchtegehalt, Einbaudichte, Verformungen), unterliegt auch der real anliegende Erddruck starken Schwankungen und lässt sich nicht genau vorhersagen. Darum ist die messtechnische Aufnahme des tatsächlich anliegenden Erddrucks unverzichtbar.

Zusätzlich zur Belastung aus Erddruck kommt es zum Krafteintrag auf Grund der maschinellen Verdichtung. Es wurde eine Verdichtung mit einer mittelschweren Rüttelplatte (160 kg) durchgeführt. Diese Größe stellt das Standardgerät zur Verdichtung bei dem hier untersuchten Anwendungsfall dar. Die mögliche horizontal angreifende Kraft auf Grund von Verdichtung mit einer solchen Rüttelplatte beträgt dabei theoretisch bis zu 15 kN/m² und sollte theoretisch bis auf eine Tiefe von ca. 2 m wirken. Maschinell verdichtet wurde bei den Versuchen 1, 2 und 3.

Die Verdichtung der Versuche 4 und 5 erfolgte nur noch mit einer 100 kg schweren Walze, wie auf dem Bild 143 (Mitte) dargestellt ist. Damit sollte erreicht werden, dass stärkere Lasteinwirkungen auf die Versuchswände erzielbar sind. Es stellte sich bei den ersten Versuchen heraus, dass der

Sand durch maschinelle Verdichtung, begünstigt durch sich aufbauende starke Kohäsionskräfte im feuchten Sand (Scheinkohäsion), sehr stark verfestigt wurde. Diese Verfestigung war so stark, dass ein Nachrutschen des Sandes, auf das sich der anfänglichen Lasteinwirkung entziehenden Mauerwerks, nicht erfolgen konnte. Darum sollte die Verdichtung nur als leichtes Andrücken realisiert werden und dem Sand so die Möglichkeit geben, auch unter starken Verformungen der Mauerwerkswand noch hinreichend nachzurutschen. Das Ziel wurde durch die Maßnahme erreicht.

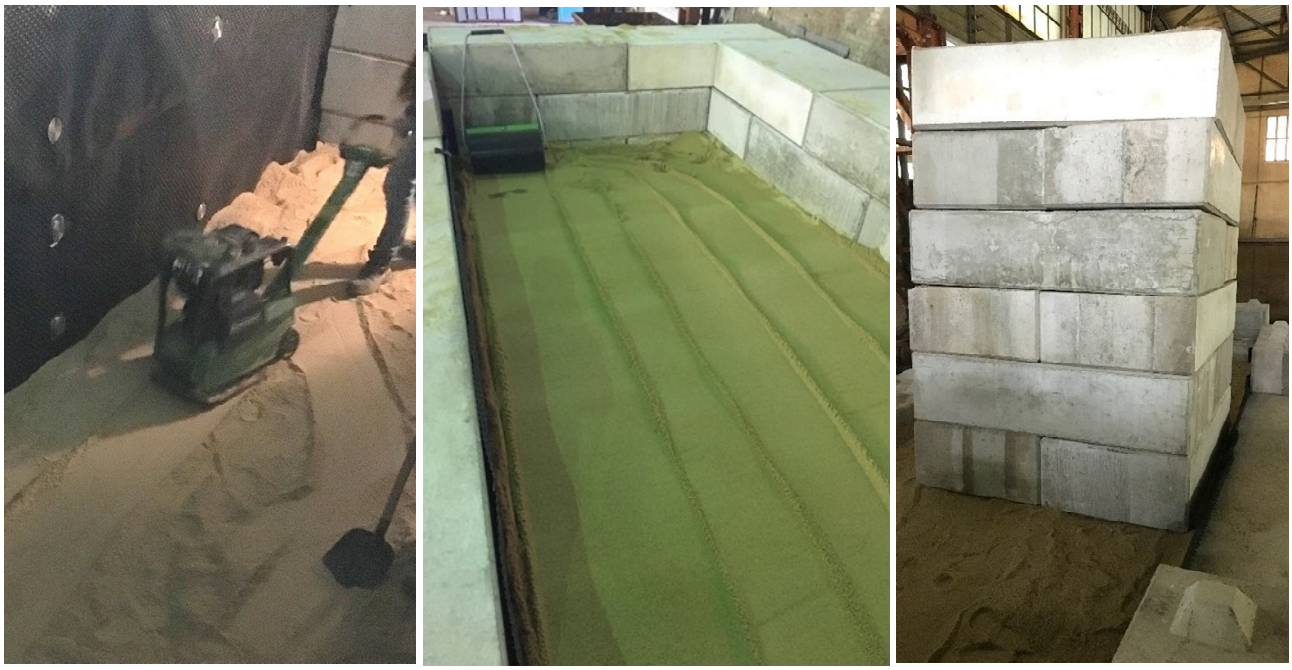


Bild 143 Lasteinleitung in Versuchswand

Abweichend zu den Forschungen von MECKELBURG sollten die Untersuchungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit durchgeführt werden, um so die maximalen Verformungen hervorzurufen und das Versagensverhalten beobachten zu können. Sollte das Versagen nicht durch die reine Hinterfüllung mit Sand erreichbar sein, kann zum Erreichen des Bruchzustandes zusätzliche Auflast bis ca. 15 t unter Nutzung von Betonblocksteinen erzeugt werden. Diese können auf den voll verfüllten und verdichteten Bereich übereinander aufgestapelt werden (Bild 143, rechts). Eine Steinlage entspricht einer Auflast von ca. 2,5 t.

Auf Grund der erwarteten Verformungen am Mauerwerk wird vom aktiven Erddruckzustand ausgegangen. Bei Durchbiegung beträgt der Rechenwert der erforderlichen Verformung 4 bis 5 ‰ der Wandhöhe für lockere Lagerung (siehe Tabelle 92 im Anhang 16.5). Das heißt für den vorliegenden Versuchsaufbau rund 10 bis 12,5 mm. Bei dichter Lagerung beträgt der Rechenwert 1 bis 2 ‰ der Wandhöhe, also 2,5 bis 5 mm. Die Wand- und Geländeneigung betragen am Versuchsaufbau 0°. Der Wandreibungswinkel wird hier zu null gesetzt, da die verwendete Noppenbahn nicht schubfest mit der Mauerwerkswand verbunden wurde. Sie wirkt so wie eine Trennschicht zwischen Mauerwerkswand und Hinterfüllung, die keine Schubkräfte übertragen kann. Für den Versuchsaufbau gilt also $\alpha = \beta = \delta_a = 0$.

<u>Berechnung des theoretischen Erddrucks (Eigenschaften des Füllsandes aus Abschnitt 5.6.4):</u>

Effektiver Reibungswinkel bei dichter Lagerung:	~ 43,5°
Effektive Kohäsion bei dichter Lagerung:	~ 7,0 kN/m²
Effektiver Reibungswinkel bei lockerer Lagerung:	~ 35,0°
Effektive Kohäsion bei lockerer Lagerung:	~ 5,0 kN/m²
Wichte der Hinterfüllung:	~ 17,0 kN/m³

Auf Grund der im Scherversuch festgestellten hohen Kohäsion und Reibungswinkels des Bodens kommt in beiden Fällen (dichte und lockere Lagerung) der Mindesterddruck zur Anwendung, da dieser größer ist als der Erddruck unter Kohäsion. Für den Mindesterddruck ist mit einem Reibungswinkel von 40° unter Ansatz von null Kohäsion zu rechnen. Der Beiwert für den horizontalen Erddruckanteil aus Bodeneigengewicht wird in dem Fall mit der Gleichung (48) ermittelt:

$$K_{agh} = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \frac{1 - \sin 40°}{1 + \sin 40°} = 0{,}217 \tag{48}$$

Der horizontale Erddruckanteil aus Bodeneigengewicht ergibt sich nach Glg. (41):

$$e_{agh} = \gamma \cdot z \cdot K_{agh} = 17 \cdot 2{,}7 \cdot 0{,}217 = 10\ kN/m^2 \tag{41}$$

Die horizontale Kraftresultierende ergibt sich aus dem Flächeninhalt des Dreiecks. Da $\alpha = \delta_a = 0$, gibt es keinen Vertikalanteil und es handelt sich damit bereits um die Gesamtkraftresultierende.

$$E_{agh} = 10 \cdot 2{,}7/\ 2 = 13{,}5\ kN/m$$

Der Gleitflächenwinkel für den aktiven Erddruck aus Bodeneigengewicht errechnet sich für den vorliegenden Fall $\alpha = \beta = \delta a = 0$ mit Glg. (51):

$$\vartheta_{ag} = 45° + \frac{\varphi}{2} = 45° + \frac{40°}{2} = 65° \tag{51}$$

Die Gleitfläche trifft damit bei rund 1,26 m Entfernung von der Versuchswand auf die Geländeoberfläche. Damit ist auch Glg. (68) erfüllt und es kommt nicht zu Einflüssen aus Silodruck. Dies würde erst ab einer Tiefe von rund 5 m erfolgen.

$$b \cdot \tan\vartheta_{ag} = 2{,}4 \cdot \tan 65° = 5{,}15\ m \gg 2{,}7\ m \tag{68}$$

Auf Grund der Wandabmessungen kann der räumliche Einfluss berücksichtigt werden. Der Formbeiwert für den resultierenden aktiven Erddruck aus Eigenlast ergibt sich nach Glg. (63):

$$\mu_{agh}^{(res)} = 1 - \frac{2}{\pi} \cdot \left[\left(1 + \frac{1}{\left(\frac{\frac{\pi \cdot 40}{180} \cdot 2{,}5}{2 \cdot 6} \right)^2} \right) \cdot \arctan\left(\frac{\frac{\pi \cdot 40}{180} \cdot 2{,}5}{2 \cdot 6} \right) - \frac{1}{\frac{\frac{\pi \cdot 40}{180} \cdot 2{,}5}{2 \cdot 6}} \right] = 0{,}94 \tag{63}$$

Die räumliche Erddruckkraft ergibt sich nach Gleichung (65).

$$E_{ah}^{r} = 0{,}94 \cdot 13{,}5 = 12{,}7\ kN/m \tag{65}$$

Die erwartete Erddruckkraft bei voller Anschütthöhe von 2,7 m (ohne Auflast) beträgt demnach für den räumlichen Fall rund 12,7 kN/m bzw. 4,7 kN/m² Gleichlast.

Zusätzliche Einwirkungen auf die Wand können durch die Auflast aus Betonsteinen generiert werden. Dabei werden maximal rund 150 kN im Grundriss begrenzte Auflasten auf die Hinterfüllung aufgebracht (Bild 143, rechts). Die Lasteinleitungsfläche beträgt dabei 1,6 m x 1,6 m mit einem Abstand zur Wand von 0,1 m. Die Lastresultierende liegt also bei rund 0,9 m Abstand zur Versuchswand und greift damit auf dem Gleitkeil an. Für im Grundriss begrenzte Auflasten, die innerhalb des aktiven Gleitkeils aus Bodeneigengewicht angreifen, kann eine Ersatzlinienlast, wie auf Bild 12 dargestellt, gleichmäßig verteilt angesetzt werden. Die Ersatzbreite b_r ergibt sich demnach zu 5 Metern.

$$b_r = b + 2 \cdot a = 1{,}6 + 2 \cdot 1{,}7 = 5\ m$$

Daraus ergibt sich eine Ersatzlinienlast V von 30 kN/m.

$$V = 150\ kN/\ 5\ m\ = 30\ kN/m$$

Das Eigengewicht des Gleitkeils beträgt im vorliegenden Fall (65°) rund 28,9 kN/m.

$$G = 17 \cdot 1{,}26 \cdot 2{,}7/2\ = 28{,}9\ kN/m$$

Damit ist die Auflast deutlich größer als 10 % des Gleitkeileigengewichts und es müssen unterschiedliche Gleitflächenwinkel untersucht werden, um den maßgebenden Fall zu ermitteln. Für den hier untersuchten Fall steigt die Belastung mit größer werdendem Gleitflächenwinkel ebenfalls weiter an. Für einen Gleitflächenwinkel von rund 71° liegt die Kraftresultierende der Auflast gerade noch auf der Gleitfläche. Es handelt sich um den maßgebenden Fall. Der Horizontalanteil der Erddruckresultierenden kann mit Glg. (58) ermittelt werden:

$$E_{ah\vartheta} = (G + V) \cdot \frac{\sin(\vartheta - \varphi) \cdot \cos\delta_a}{\cos(\vartheta - \varphi - \delta_a)} = (21{,}3 + 30) \cdot \frac{\sin(71 - 40) \cdot 1}{\cos(71 - 40 - 0)} = 30{,}8\ kN/m \tag{58}$$

Die Erddruckkraft in Folge einer Auflast kann mit Glg. (60) errechnet werden:

$$E_{aph} = E_{ah\vartheta} - E_{agh} = 30{,}8 - 13{,}5 = 17{,}3\ kN/m \tag{60}$$

Auf Grund der Wandabmessungen kann der räumliche Einfluss berücksichtigt werden. Die Formbeiwerte für den resultierenden aktiven Erddruck ergeben sich nach Glg. (63) und (64). Der Formbeiwert für den resultierenden aktiven Erddruck aus Eigenlast wurde bereits mit 0,94 bestimmt und gilt weiterhin.

$$\mu_{aph}^{(res)} = \left(1 - \frac{2}{\pi} \cdot \arctan\left(\frac{\frac{\pi \cdot 40}{180} \cdot 2{,}5}{2 \cdot 6}\right)\right) + \frac{1}{\frac{\frac{\pi \cdot 40}{180} \cdot 2{,}5}{2 \cdot 6} \cdot \pi} \cdot ln\left(1 + \left(\frac{\frac{\pi \cdot 40}{180} \cdot 2{,}5}{2 \cdot 6}\right)^2\right) = 0{,}95 \tag{64}$$

Die räumliche Erddruckkraft ergibt sich nach Gleichung (65):

$$E_{ah}^{r} = 0{,}94 \cdot 13{,}5 + 0{,}95 \cdot 17{,}3 = 29{,}1\ kN/m \tag{65}$$

Die erwartete Erddruckkraft bei voller Anschütthöhe von 2,7 m, mit voller Auflast von 15 t, beträgt demnach für den räumlichen Fall rund 29,1 kN/m bzw. 10,8 kN/m² Gleichlast.

In Ergänzung zum Maximalfall sind für die Versuche 4 und 5 die theoretischen Einwirkungen auf Grund geringerer Geländeauflasten zu errechnen, da in diesen Fällen nicht die volle Auflast erreicht werden konnte.

Bei Versuch 4 wurden 2 Betonsteine mit rund 25 kN aufgebracht. Daraus ergibt sich eine Ersatzlinienlast V von 5 kN/m.

$$V = 25\ kN/\ 5\ m\ = 5\ kN/m$$

Damit beträgt die Auflast 17 % des Gleitkeileigengewichts und es müssen unterschiedliche Gleitflächenwinkel untersucht werden. Für einen Gleitflächenwinkel von rund 70° ergibt sich hier der maßgebende Fall. Der Horizontalanteil der Erddruckresultierenden wird mit Glg. (58) ermittelt:

$$E_{ah\vartheta} = (22{,}6 + 5) \cdot \frac{\sin(70 - 40) \cdot 1}{\cos(70 - 40 - 0)} = 15{,}9\ kN/m \tag{58}$$

Die Erddruckkraft in Folge einer Auflast kann mit Glg. (60) errechnet werden:

$$E_{aph} = 15{,}9 - 13{,}5 = 2{,}4\ kN/m \tag{60}$$

Die räumliche Erddruckkraft ergibt sich nach Gleichung (65):

$$E_{ah}^{r} = 0{,}94 \cdot 13{,}5 + 0{,}95 \cdot 2{,}4 = 15\ kN/m \tag{65}$$

Die erwartete Erddruckkraft bei voller Anschütthöhe von 2,7 m, mit einer Auflast von 2,5 t, beträgt demnach für den räumlichen Fall rund 15 kN/m bzw. 5,6 kN/m² Gleichlast.

Bei Versuch 5 wurden 5 Betonsteine mit rund 62,5 kN aufgebracht. Daraus ergibt sich eine Ersatzlinienlast V von 12,5 kN/m.

$$V = 62{,}5\ kN/\ 5\ m\ = 12{,}5\ kN/m$$

Damit beträgt die Auflast 43 % des Gleitkeileigengewichts und es müssen unterschiedliche Gleitflächenwinkel untersucht werden. Für einen Gleitflächenwinkel von rund 71° liegt die Kraftresultierende der Auflast gerade noch auf der Gleitfläche. Es handelt sich um den maßgebenden Fall. Der Horizontalanteil der Erddruckresultierenden wird mit Glg. (58) ermittelt:

$$E_{ah\vartheta} = (21{,}3 + 12{,}5) \cdot \frac{\sin(71 - 40) \cdot 1}{\cos(71 - 40 - 0)} = 20{,}3\ kN/m \tag{58}$$

Die Erddruckkraft in Folge einer Auflast kann mit Glg. (60) errechnet werden:

$$E_{aph} = 20{,}3 - 13{,}5 = 6{,}8\ kN/m \tag{60}$$

Die räumliche Erddruckkraft ergibt sich nach Gleichung (65):

$$E_{ah}^{r} = 0{,}94 \cdot 13{,}5 + 0{,}95 \cdot 6{,}8 = 19{,}2\ kN/m \tag{65}$$

Die erwartete Erddruckkraft bei voller Anschütthöhe von 2,7 m, mit einer Auflast von 6,2 t, beträgt demnach für den räumlichen Fall rund 19,2 kN/m bzw. 7,1 kN/m² Gleichlast.

Bei den Versuchen 1 bis 3 wurde die Hinterfüllung maschinell verdichtet. Daraus erwachsen zusätzliche Einwirkungen auf die Mauerwerkswand. Es wurde eine Verdichtung mit einer mittelschweren Rüttelplatte (160 kg) durchgeführt. Diese Größe stellt das Standardgerät zur Verdichtung bei dem hier untersuchten Anwendungsfall dar. Die mögliche horizontal angreifende Kraft auf Grund von Verdichtung mit einer solchen Rüttelplatte beträgt dabei theoretisch bis zu 15 kN/m² und sollte theoretisch bis auf eine Tiefe von ca. 2 m wirken (Tabelle 93, Anhang 16.5). Daraus ergibt sich die folgende Einwirkungsberechnung gem. Bild 13 im Abschnitt 3.3.9.7.

Die bereits berechnete, erwartete Erddruckkraft bei voller Anschütthöhe von 2,7 m (ohne Auflast) beträgt rund 13,5 kN/m. Auf die dreiecksförmige Erddruckfigur ist der zusätzliche Anteil aus Verdichtung aufzurechnen.

Der Beiwert für den horizontalen Erddruckanteil aus Bodeneigengewicht für den passiven Erddruck K_{pgh} errechnet sich für dem Sonderfall $\alpha = \beta = \delta p = 0$ gem. Glg. (67):

$$K_{pgh} = \frac{1 + \sin 40}{1 - \sin 40} = 4{,}6 \tag{67}$$

Mittels Glg. (66) kann z_p berechnet werden:

$$z_p = \frac{15}{17 \cdot 4{,}6} = 0{,}19\ m \tag{66}$$

Der horizontale Erddruck bei z = 2 m errechnet sich nach Glg. (41):

$$e_{auk} = 17 \cdot 2 \cdot 0{,}217 = 7{,}4\ kN/m^2 \tag{41}$$

Der zusätzliche Kraftanteil aus Verdichtung wird auf den Erddruckanteil aufgerechnet. Der Anteil aus Verdichtung errechnet sich als Flächeninhalt des Verdichtungsbereichs. Damit ergibt sich die Gesamtkraft als Summe aus Erddruck und Verdichtung.

$$E_{vhk} = 2 \cdot 15 - 2 \cdot \frac{7{,}4}{2} - 15 \cdot \frac{0{,}19}{2} + 13{,}5 = 34{,}7\ kN/m$$

Verteilt auf die Wandhöhe ergibt sich damit folgende Flächenlast:

$$e_{vhk} = \frac{34{,}7}{2{,}7} = 12{,}9\ kN/m^2$$

5.4.2.4 Messtechnik Großversuch

Zur messtechnischen Begleitung wurden die modernsten nach dem Stand der Technik verfügbaren Messmittel eingesetzt. Messschwerpunkte sind hierbei die Wandverformung sowie der angreifende Erddruck. Für die Messung der Wandverformungen wurde ein Bildkorrelations-messsystem eingesetzt. Die Erddruckmessung erfolgte mittels Erddruckmessdosen auf Dehn-messstreifen-Basis und die Verschiebungskontrolle der Widerlager mit induktiven Wegaufnehmern. Das Bild 144 zeigt den Messstellenplan mit allen eingesetzten Messmitteln. Erkennbar ist der Mess-bereich für die Verformungen (Bildmesssystem), die mittlere Reihe Erddruckmessdosen (M1 – M5), die äußere Kontrollreihe Erddruckmessdosen (A1; A3; A5) sowie die Kontrollmesspunkte an den Widerlagern (IWA1 – IWA3)

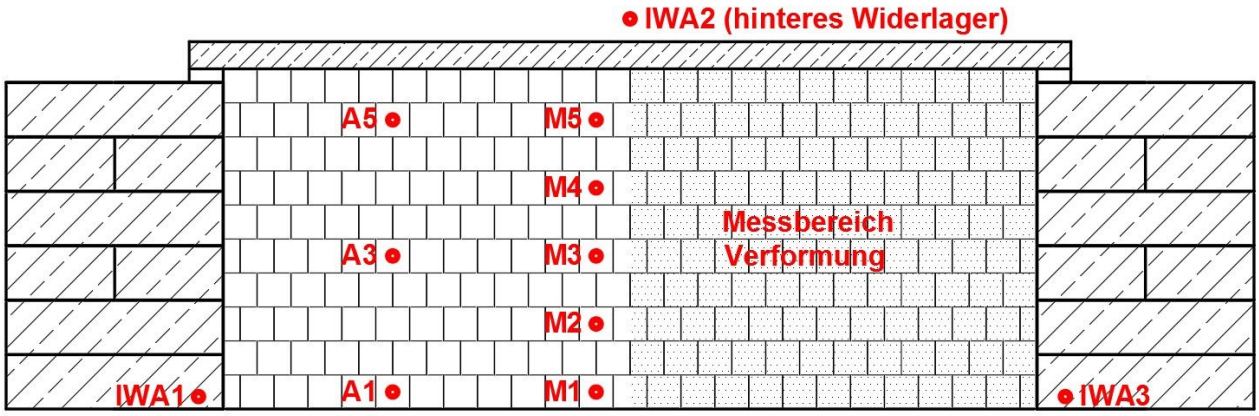


Bild 144 Messstellenplan Großversuchsaufbau Kellerwand

Erddruckmessung:

Die Messung des Erddrucks wurde mittels spezieller Erddruckmessdosen der Firma Tokyo Sokki Kenkyujo durchgeführt. Es wurden 8 Stück KDH-PA-200KPA in zwei Messreihen eingesetzt. Die wesentliche Messreihe bestehend aus 5 Messgebern wurde dafür an der Wandmitte angebracht. Hier entstehen die größten Verformungen und der maßgebende Erddruck. Eine zweite Messreihe, bestehend aus drei Messgebern dient der Kontrollmessung im Bereich zwischen seitlichem Lager und Wandmitte (siehe Bild 144). Die Datenkabel werden durch die Mauerwerkswand hindurch-geführt und über den angeschlossenen Messverstärker ausgewertet. Das Funktionsprinzip der Messdosen (Datenblatt als Anhang 16.26) basiert auf der Dehnungsmessung. Hinter der äußeren Druckplatte, über welche der Lasteintrag erfolgt, befindet sich Silikonöl. Dieses Silikonöl gibt die Kraft an eine Membran weiter auf welcher ein Dehnmessstreifen angebracht ist. Anhand einer definierten Dehnung, welche für jeden Messgeber separat kalibriert wird, kann der anliegende Erddruck zuverlässig und genau gemessen werden. Der kleinste verfügbare Messbereich der Messgeber wird von 0 bis 200 kPa angeboten. Die Kalibrierung erfolgt bei diesem Modell anhand von 5 Stützpunkten bei den Werten 0, 50, 100, 150 und 200 kPa. Gerade im unteren Messbereich

kann es bei dieser Kalibrierung aber zu Linearitätsabweichungen kommen. Da bei dem hier untersuchten Fall aber vor allem mit geringeren Drücken (etwa 5 bis 25 kPa) zu rechnen ist, wurde eine spezifizierte Linearisierungskennlinie beim Hersteller bestellt und kalibriert. Mit der damit verfügbaren Kennlinie von 0, 10, 20, 50, 100, 200 kPa werden die möglichen Abweichungen deutlich minimiert (ein exemplarisches Kalibrierungsprotokoll lässt sich dem Anhang 16.26 entnehmen). Das folgende Bild 145 zeigt die Messgeber im Grundzustand sowie gem. Messstellenplan verbaut an der Außenseite der Versuchswand. Für die Befestigung an der Versuchswand wurden Metallplatten hergestellt und mit der Rückseite der Messgeber verschraubt. Diese Platte konnte wiederum an der Versuchswand befestigt werden. In den Bereichen mit Messgebern wurde die äußere Noppenbahn aufgeschnitten.

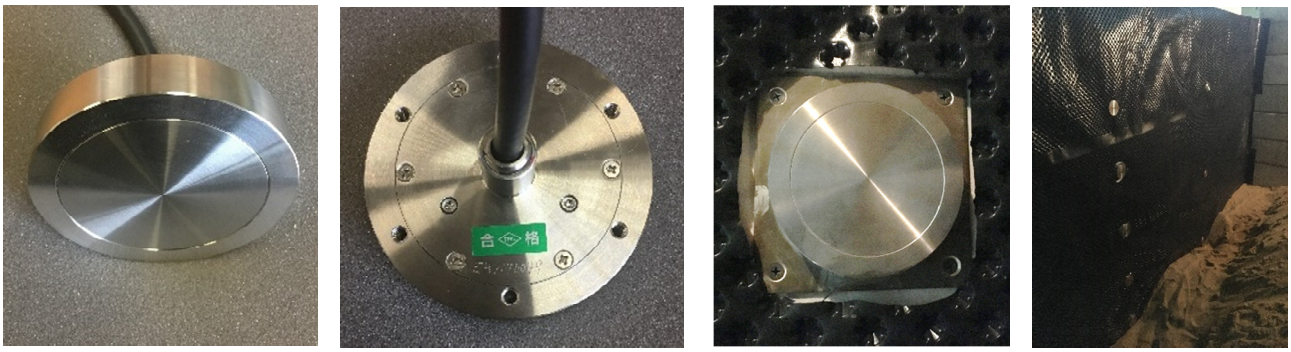


Bild 145 Erddruckmessgeber

Kontrollmessung der Widerlager:



Um zu überprüfen, ob es zu Verschiebungen an den vorderen beiden Widerlagern sowie am hinteren Widerlager der Schüttgutkammer kommt, wurden an den gemäß Messstellenplan bezeichneten Stellen Kontrollmessungen durchgeführt. Zum Einsatz kamen dafür induktive Wegaufnehmer (Messbereich 20 mm, Bild 146), welche bereits geringste Verschiebungen wahrnehmen können. Die Wegaufnehmer wurden an einem magnetischen Haltearm befestigt, welcher widerum an einer schweren Stahlplatte fixiert wurde. Zur Entkopplung der Messstelle und der Bodenplatte wurde zwischen Stahlplatte und Bodenplatte eine 1 cm starke Gummimatte verlegt. Dies war notwendig, um eventuelle Einflüsse aus Vibration durch Verdichtung zu unterbinden bzw. zu mindern. Somit konnten zuverlässig etwaige Verschiebungen am Auflager gemessen werden.

Bild 146 IWA-Messung Widerlager

Verformungsmessungen:

Optische Bildmesssysteme sind Stand der Technik zur Messung von Verformungen und Dehnungen an großen Untersuchungsflächen. Bildmessverfahren haben gegenüber von herkömmlichen induktiven Wegaufnehmern den entscheidenden Vorteil, dass das Sichtfeld (Messbereich) nicht zugestellt wird, wie es bei induktiven Wegaufnehmern in der Regel notwendig ist, um die Messtechnik in die erforderliche Position zu bringen. Durch das zugestellte Sichtfeld kann die Entwicklung (Rissbild, Verformungen) nicht hinreichend beobachtet oder dokumentiert werden. Hinzu kommt, dass mit einfachen Wegaufnehmern nur punktuelle Messungen möglich sind, die dann miteinander zu einem Ergebnis interpoliert werden müssen. Je nach Messdichte ergibt sich dann ein mehr oder weniger gutes Verformungsbild. Beim Bildmessverfahren wird

dagegen grundsätzlich jeder Bereich der Untersuchungsfläche gemessen. Somit ergibt sich ein maximal genaues Verformungsbild als Ergebnis der Messung. Ein weiterer Vorteil der Bildmessung ist, dass neben den Verformungen auch Dehnungen sowie Rissentwicklung direkt gemessen werden können. Zur Messung von Dehnungen wurden bisher in der Regel Dehnmessstreifen eingesetzt, die aufwendig im zu untersuchenden Bereich aufzukleben waren. Damit sind auch die Dehnungen nur punktuell festzustellen und liegen im ungünstigen Fall auch nicht in dem Bereich, in welchem beim Versuch maximale Dehnungen stattfinden. Beim Bildmessverfahren dagegen lassen sich die Dehnungen an jeder Stelle der Untersuchungsfläche anhand der gemessenen Punktabstände zueinander berechnen und darstellen.

Für das hier vorliegende Projekt wurden die Messungen anhand des Vic-3D 12 Mpx Bildkorrelationssystems für große Sichtfelder der Firma isi-sys durchgeführt. Dieses System ist in der Lage, dreidimensionale Verformungen sowie Dehnungen an großen Bereichen (600 mm – 4000 mm) zu messen. Vor der Messung sind mittels geeignetem Verfahren (Sprüher, Drucker, Stempel, etc.) zufällig verteilte Punkte (Speckles) auf dem Mauerwerk aufzutragen. So entsteht eine Messfläche mit mehreren zehntausend Bezugspunkten. Die Messung erfolgt mittels zweier hochauflösender Kameras, welche auf den Messbereich kalibriert werden. Anhand der mit hoher Frequenz messbaren, sehr genau eingemessenen Positionen der einzelnen Punkte zueinander, können Verformungen und Dehnungen berechnet werden. Durch die Nutzung von zwei Kameras lassen sich die Verformungsergebnisse dreidimensional darstellen. Bild 147 zeigt eine exemplarische Versuchswand, welche bereits mit den erforderlichen Punkten bedruckt wurde. Auf dem mittleren Bild ist die verformte Wand mit Rissbild nach Versuchsdurchführung dargestellt und rechts das berechnete, zugehörige Ergebnis. Man kann deutlich die Risse und Dehnungen im Mauerwerk erkennen.

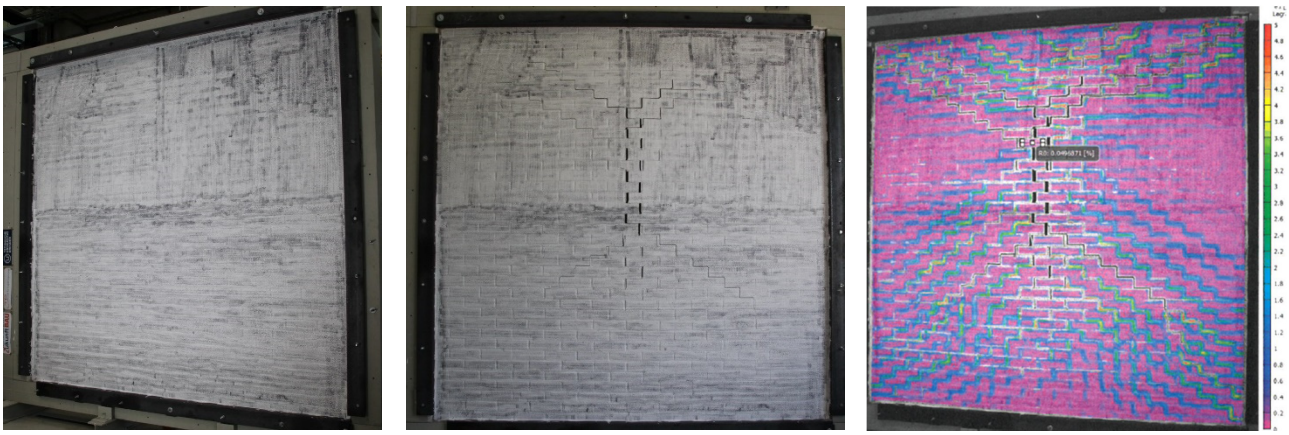


Bild 147 Prinzipielle Anwendung Bildkorrelationssystem

Problematisch kann der erforderliche Platzbedarf für die Messungen sein. Je nach verwendeten Kameras ist ein mehr oder weniger großer Abstand zur Versuchsfläche einzuhalten, um genaue Messergebnisse erhalten zu können. Bei den hier verwendeten 12 Mpx-Kameras ist mindestens ein, bezüglich der größeren Seitenlänge der Messfläche, ca. 1,5-facher Abstand zur Messfläche einzuhalten. Mit steigenden Messflächenabmessungen steigt somit auch der erforderliche Abstand des Messsystems zur Versuchsfläche. Bei großen Messflächen muss daher auch ausreichend Raum / Abstand für das Messsystem vorhanden sein.

Der optimale Stereomesswinkel zwischen den Kameras beträgt rund 30° und sollte nicht wesentlich davon abweichen (nicht kleiner als 25°). Das heißt, auch der Abstand der Kameras zueinander nimmt mit steigenden Messflächenabmessungen zu.

Aufwendig ist häufig die Präparation der Versuchswände. Damit das System die einzelnen Punkte zuverlässig erkennt, sollte ein möglichst starker Kontrast zwischen Untergrund und Speckles vorliegen. Dafür bietet es sich an, die Versuchsfläche zunächst weiß zu streichen und anschließend mit schwarzen Speckles zu versehen.

Der Untergrund sollte insgesamt möglichst homogen aufgebaut sein, um einen stetig guten Kontrast gegenüber den Speckles aufzuweisen. Inhomogenitäten können bei Mauerwerk vor allem im Bereich von Fugen (Lagerfugen und Stoßfugen) entstehen. Sollten sich diese farblich zu stark von der restlichen Wand z. B. durch tiefe Fugen, unvermörtelte Fugen oder Schattenwürfe absetzen, kann es dazu kommen, dass die Software nicht über diese Störstellen hinweg korreliert und damit keine Auswertung an diesen Bereichen zur Verfügung steht.

Bei einem mit Normalfugen hergestellten Mauerwerk (wie auf Bild 147 dargestellt) wäre somit darauf zu achten, dass die Lager- und Stoßfugen vollvermörtelt ausgeführt werden, um solche Störstellen zu vermeiden. Außerdem sollte der Mörtel nahezu in der gleichen Ebene liegen wie die Steine, also nicht zu weit nach innen abgesetzt oder nach außen überquellend, um ungünstige Schattenwürfe zu vermeiden. Die dicken Fugen sind für die Messung unkritisch, da diese ebenfalls weiß gestrichen und mit Speckles bedruckt werden können. Günstig ist dafür ebenfalls eine möglichst ebene Oberfläche.

Bei mit Dünnbettmörtel ausgeführtem Mauerwerk gilt prinzipiell das gleiche, allerdings ist es dort kaum möglich, die häufig nur 2 mm dicke Lagerfuge ebenfalls mit Speckles zu bedrucken. Hinzu kommt, dass die Stoßfugen meistens unvermörtelt ausgeführt werden und damit, bei nicht hinreichender Passgenauigkeit, sichtbare offene Stoßfugen verbleiben können, die sich farblich stark von der restlichen Wand absetzen. In solchen Fällen müssen diese Fugen vor dem Weißen der Wand mit Mörtel verschmiert werden, um so einen möglichst homogenen Untergrund herstellen zu können.

Ähnlich verhält es sich bei sonstigen Störstellen, wie z. B. Fehlstellen oder Ausbrüchen in Steinen. Auch hier sollten bei Bedarf die möglichen Störstellen mit geeigneten Mitteln geschlossen werden, um einen homogenen Untergrund zu erhalten.

Je dichter die Speckles auf die Versuchswand aufgetragen werden, desto genauer sind tendenziell auch die zu realisierenden Ergebnisse. Allerdings ist auch darauf zu achten, dass die Speckles von dem System noch als Speckles erkannt werden können. Je größer die Messfläche ist und damit auch der erforderliche Abstand des Messsystems, desto größer muss dann auch der Abstand der einzelnen Speckles zueinander sein und deren Durchmesser evtl. vergrößert werden. Da für die Korrelation auch die Grauwerte der gepixelten Speckles genutzt werden, sind auch bei größeren Abständen noch sehr genaue Messungen möglich. Hier müssen vor den Messungen also genaue Überlegungen zu den geometrischen Gegebenheiten und der optimalen Speckleanzahl, dem Speckleabstand und dem Speckledurchmesser erfolgen.

Messtechnische Grenzen werden während der Messung bei fortschreitender Verformung und Rissbildung erreicht. Ab einer zu großen Rissdicke, welche immer mit einer deutlichen, farblichen Absetzung des Risses einhergeht, ist die Software zunehmend nicht mehr in der Lage über die Störstellen hinweg zu korrelieren und in dem Bereich stehen keine Ergebnisse mehr zur Verfügung. Über eine Anpassung der Subsets (Vergrößerung) lässt sich zwar ein begrenztes Korrelieren über Unstetigkeitsstellen hinweg erreichen, allerdings werden die dann erzeugten Ergebnisse auch zunehmend ungenauer. Bei einer Verkleinerung der Subsetgröße werden die Ergebnisse dagegen genauer. Die Berechnung aber auch anfälliger gegen Störstellen. Wichtig bei kleinen Subsetgrößen ist außerdem, dass innerhalb eines Subsets noch mehrere Speckles vorhanden sein müssen.

Grundsätzlich sind aber Unstetigkeitsstellen in Form von während des Versuchs auftretenden Rissen als unkritisch zu bewerten. Sollte über einen sich entwickelnden Riss keine Korrelation mehr möglich sein, werden in dem Bereich keine Ergebnisse mehr dargestellt. Die Risse setzen sich dann farblich deutlich von der restlichen Messfläche ab und sind im Ergebnis erkennbar. Da die Rissbildung an solchen Stellen abgeschlossen ist (der Riss kann lediglich noch dicker werden) sind dort auch keine Dehnungen mehr von Interesse. Die vorhandenen Rissdicken können zu jedem Zeitpunkt aus den Messbildern herausgemessen werden. Insoweit handelt es sich hierbei um ein rein darstellerisches Problem. Auf Bild 147 (rechts) ist ein solcher Fall deutlich erkennbar. Im Bereich stärkerer Rissbildung liegen keine Ergebnisse mehr vor. Die Risse sind aber deutlich durch die

farbliche Absetzung sichtbar. In Bereichen, an denen nur Dehnungen oder sehr feine Risse vorliegen, gibt es weiterhin Ergebniswerte.

Die Kalibrierung des Messsystems sollte immer erst kurz vor Beginn der Messungen erfolgen, um mögliche Einflüsse auf die Kamerapositionen (Temperaturdehnungen, Vibrationen, Luftzug, etc.) zu minimieren. Die Kameras sollten dabei bereits Betriebstemperatur erreicht haben, d. h. einige Zeit vor der Kalibrierung in Betrieb gesetzt werden. Auch dieser Umstand ist mit eventuellen Einflüssen auf Grund von Temperaturdehnungen begründet. Dies gilt insbesondere bei niedrigen Umgebungstemperaturen bzw. bei stark abgekühlten Kameras.

Während der Messungen sollte sichergestellt werden, dass die kalibrierten Kamerapositionen nicht verändert werden (z. B. auf Grund von Erschütterungen am Stativ). Eine nachträgliche Korrektur wäre zwar anhand von unverschieblichen Stützpunkten immer noch möglich, bedeutet aber erheblichen Mehraufwand beim Postprocessing. Darum ist während der Messungen mit größtmöglicher Sorg-falt vorzugehen.

An den für dieses Vorhaben hergestellten Untersuchungswänden wurde ein ca. 3 m x 2,5 m großer Bereich gemessen. Die halbe Wand ist für die Messungen repräsentativ, da die Untersuchungswand beidseitig spiegelgleich aufgebaut ist. Das Bild 148 zeigt den Messaufbau am Versuchsstand für die Erddruckmessungen auf Kellermauerwerk. Damit ein ausreichender Kontrast zwischen Messfläche und Speckles vorliegt, wurde die Mauerwerkswand vollständig weiß gestrichen. Damit wurde das Maximum an möglichem Kontrast zu den schwarzen Speckles sichergestellt. Die Speckles wurden anschließend mit einem Handdrucker auf die weiße Wand aufgedruckt. Auf dem Bild 148 (links) ist die fertig präparierte Versuchswand zu sehen – halbseitig mit Speckles bedruckt. Ebenfalls erkennbar sind die Messkabel der Erddruckmessgeber, welche durch das Mauerwerk hindurch geführt werden mussten. Die im unteren Bereich der Messwand erkennbaren Steine dienten zur Justierung und Kontrolle des Messsystems. Bild 148 (rechts) zeigt das Messsystem, bestehend aus zwei 12 Mpx Kameras, welche auf einem Stativ mit Querbalken angeordnet sind. Die Gummifüße des Stativs sorgten für eine ausreichende Entkopplung des Messsystems zur Bodenplatte. Außerdem stand der Versuchsaufbau selbst auf einer separaten Bodenplatte, welche durch eine Dehnungsfuge zur Bodenplatte, auf welcher das Messsystem eingerichtet wurde, getrennt war. Es waren keine Einflüsse auf die Bildmessung durch Vibration auf Grund der Verdichtung festzustellen. Weiterhin erkennbar sind auf Bild 148 (rechts) die erforderlichen Scheinwerfer, welche sicherstellen, dass eine gleichmäßige, über die Messzeit unveränderliche, Beleuchtung vorliegt. Für die Messung ungünstige Schattenwürfe (z. B. durch die aufliegende Deckenplatte) wurden dadurch verhindert.



Bild 148 Bildkorrelationsmessung am Versuchsaufbau

5.4.2.5 Herstellung des Versuchsaufbaus und Versuchsablauf

Für die Herstellung des Versuchsaufbaus waren die folgenden, grundsätzlichen Arbeitsschritte erforderlich. Dabei differiert der Ablauf je nachdem, ob mit oder ohne Textil bzw. ob mit oder ohne vermörtelten Stoßfugen geprüft werden sollte:

1. Grundzustand des Versuchsaufbaus ist die leere Schüttgutkammer gem. Bild 142 (rechts).
2. Herstellung der Mauerwerksversuchswand (siehe Bild 149 und Bild 150).
    a. Aufmauerung der ersten Steinschicht auf einer besandeten Bitumenbahn in Dünnbettmörtel, zu Ausgleichzwecken konnte auch Normalmörtel für die unterste Steinlage zum Einsatz kommen. Stoßfugen wurden je nach Erfordernis vermörtelt oder unvermörtelt ausgeführt.
    b. Aufbringen einer Dünnbettmörtelschicht auf den Steinoberseiten mittels Zahnkelle.
    c. Einlegen des durchlaufenden Bewehrungstextils (nicht bei den unbewehrten Vergleichswänden).
    d. Eindrücken des Textils mittels Glättkelle in den Dünnbettmörtel (nicht bei den unbewehrten Vergleichswänden).
    e. Aufbringen einer weiteren Dünnbettmörtelschicht auf der Textiloberseite mittels Zahnkelle (nicht bei den unbewehrten Vergleichswänden).
    f. Aufsetzen der folgenden Steinschicht in den Dünnbettmörtel (Stoßfugen wurden je nach Erfordernis vermörtelt oder unvermörtelt ausgeführt). Das Verlegen der Mauersteine erfolgte je nach vorhandenem Steingewicht mit Versetzgerät (Portalkran) bzw. per Hand.
    g. Insgesamt wurden so 10 Steinschichten mit einer jeweiligen Höhe von 250 mm aufgemauert und damit eine Gesamthöhe der Mauerwerkswand von 2,5 m erreicht.
    h. Parallel zur Aufmauerung der Mauerwerkswand wurden die vorderen Widerlager aus Betonblocksteinen errichtet.

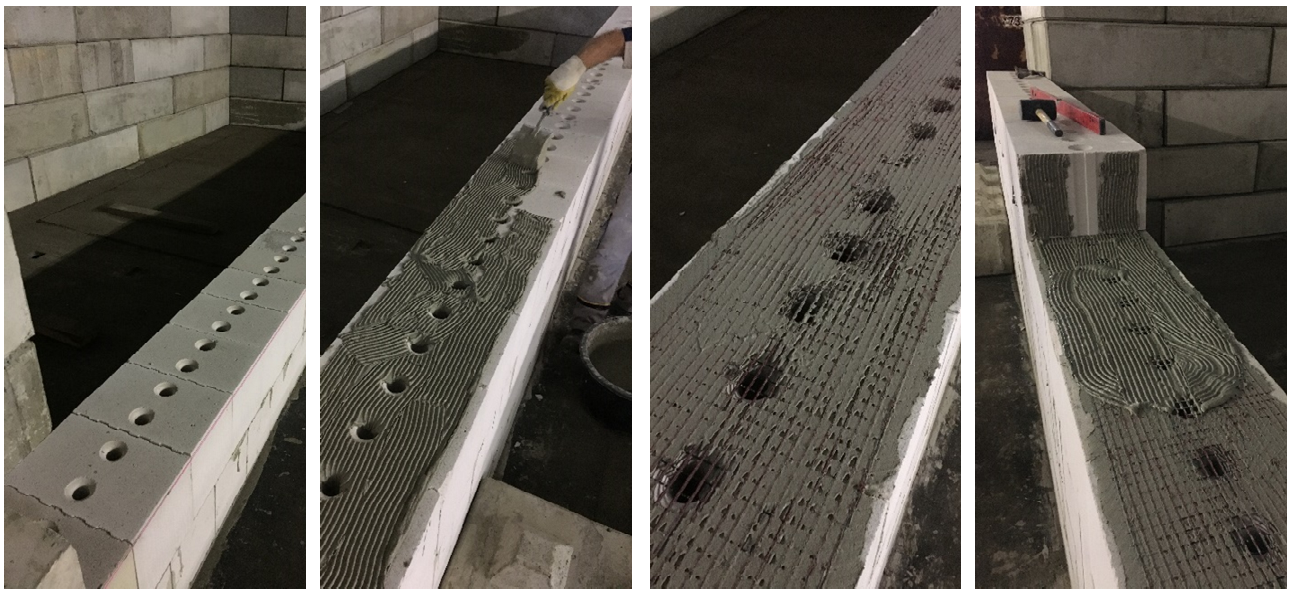


Bild 149 1 - Herstellung der Versuchswände (Bsp. 36,5cm KS, bewehrt)



Bild 150 2 - Herstellung der Versuchswände (Bsp. 36,5cm KS, bewehrt)

3. Nach Errichtung der Mauerwerkswand und Herstellung der Widerlager wurde der Deckenplattenstreifen in einer Normalmörtelfuge auf der obersten Steinschicht sowie der sechsten Schicht der Widerlagerblöcke verlegt. Mittels weiterer auf dem Deckenplattenstreifen aufgelegter Betonblocksteine konnte zusätzliche Auflast (um z. B. Fußbodenaufbau darzustellen) erzeugt werden.
4. Zur Erhöhung des Widerstandes der Widerlager wurden weitere Betonblocksteine im vorderen Widerlagerbereich aufgebracht.
5. Ausführung der weiteren notwendigen Kleinarbeiten am Versuchsaufbau.
    a. Vermörtelung von offenen Fugen zwischen Widerlagern und Mauerwerkswand sowie Schüttgutkammer und Mauerwerkswand mittels Mörtelspritze.
    b. Anbringen der verschraubten Schubwinkel an Bodenplatte und Plattenstreifen.
    c. Befestigung der Noppenbahn an der Wandaußenseite.
6. Anbringen der erforderlichen Messtechnik.
    a. Befestigung der Erddruckmessgeber und Verlegen der Kabel.
    b. Weißen der Mauerwerksinnenseite und Auftragen der Speckles.

Versuchsablauf Großversuch

Insgesamt handelte es sich um einen sehr aufwendigen Versuchsablauf, der mehrere Stunden Zeit in Anspruch nahm. Die wesentliche zeitliche Begrenzung ergab sich durch das Einfüllen des Sandes in die Schüttkammer, welche mittels 300 l Einseilgreiferschaufel befüllt wurde. Da ein solcher Einhebevorgang mehrere Minuten Zeit in Anspruch nahm, in Verbindung mit der Größe der Schüttkammer, ergaben sich so die langen Laufzeiten. Für den Gesamtablauf war immer ein gesamter Tag anzusetzen. Die einzelnen Arbeitsschritte lassen sich wie folgt festhalten:

1. Einrichtung, Tarierung und Funktionstest der Erddruckmessdosen. Die Erddruckmessung läuft nach dem Start über den mehrstündigen Versuchsablauf mit einer Frequenz von 5 Hz durch.
2. Einrichtung und Kalibrierung des Bildkorrelationssystems an der zu messenden Versuchswand. Die Verformungsmessung läuft nach dem Start über den mehrstündigen Versuchsablauf mit einer Frequenz von 0,5 Hz durch.

3. Befüllen der Schüttkammer mit Sand mittels Einseilgreifer und lagenweises Verdichten der Hinterfüllung circa alle 20 cm (siehe Bild 151). Die Versuche 4 und 5 wurden lagenweise mit einer Walze verdichtet.



Bild 151 Ablauf des Großversuchs

4. Entnahme von Densitometerproben in unterschiedlichen Schichten zur Überprüfung der Einbaudichte, jeweils nach dem Verdichten einer Lage. Bei Ebenen 0,5 m, 1,6 m und 2,7 m (Durchführung gem. 5.6.4.2).
5. Auffüllen der Kammer bis zur Höhe von 2,7 m (Bild 151, Mitte, rechts).
6. Abschließendes intensives Verdichten auf einer Höhe von 2,7 m.
7. Aufbringen zusätzlicher Auflast (Bild 151, rechts).

5.4.3 Versuch-1 KS-Mw 36,5 cm mit Textileinlage

5.4.3.1 Herstellung und Ablauf Versuch 1

Die Versuchswand wurde am 25.10.2017 hergestellt und am 15.11.2017 geprüft, d. h. 21 Tage (3 Wochen) nach der Herstellung.

Für die Herstellung der 36,5 cm dicken KS-Versuchswand mit textilbewehrter Lagerfuge und vermörtelten Stoßfugen wurden rund 7,5 Stunden benötigt. Dafür kamen ein professioneller Maurer sowie ein Hilfsarbeiter zum Einsatz. Bei den verwendeten Steinen (~ 46 kg) ist das Arbeiten mit Versetzgerät bzw. im hier vorliegenden Fall mit Kran / Portalkran erforderlich. Damit beträgt die Herstellungszeit / der Arbeitszeitrichtwert für die 7,5 m x 2,5 m Wandfläche mit textiler Bewehrung in der Praxis ca. 0,4 h/m² bei zwei Arbeitern mit Versetzgerät. Das Bild 149 unter Abschnitt 5.4.2.5 zeigt die wesentlichen Einzelschritte des Bauvorgangs. Auf eine bereits verlegte Steinreihe wird zunächst auf gesamter Länge Dünnbettmörtel aufgetragen. Im vorliegenden Fall wurde dafür eine gezahnte Mörtelkelle für Dünnbettmörtel genutzt. Bei entsprechender Technik kann mit diesem Vorgehen ein schneller Arbeitsfortschritt erreicht werden. Alternativ könnte auch mit einem Mörtelschlitten bzw. Mörtelrolle oder einfacher Maurerkelle und Zahnkelle gearbeitet werden. In die vorhandene Dünnbettlage wird das Textil auf gesamter Länge eingelegt, mittels Glättkelle eingedrückt und abgestrichen. Dieser Vorgang ist sehr schnell realisierbar und kann im Bereich von zwei Minuten eingeordnet werden. Anschließend wird eine vollständige Reihe Steine neu gesetzt. Dafür wurde im vorliegenden Fall wieder mit einer Dünnbettmörtelkelle gearbeitet. Vorteil an dieser Arbeitsweise ist, dass sich die Vermörtelung der Stoßfuge so relativ schnell und einfach realisieren lässt. Der zusätzliche Aufwand im Falle vermörtelter Stoßfugen ist zwar gegeben, wird aber als gering eingeschätzt. Alternativ könnte aber auch hier die zweite Mörtelschicht mit Mörtelschlitten bzw. Mörtelrolle hergestellt werden. Bild 152 zeigt den Aufbau.



Bild 152 Aufbau Großversuch-1 KS-Mw 36,5 cm bewehrt

Materialeinsatz

- 300 Steine KS-R-P 12DF 20-2,0 mit den Abmessungen 248x365x248 mm. Dies entspricht 16 Kalksandsteinen je Quadratmeter,
- 10 Säcke a 20 kg Silka Secure Dünnbettmörtel, d. h. rund 10,7 kg je Quadratmeter Wandfläche. Dies entspricht ca. der doppelten Menge bezüglich der Bedarfsangaben des Herstellers für unbewehrte Mauerwerke mit diesem Steinformat (Da die grundlegenden Kleinversuche mit diesem Mörtel erfolgt sind, musste auch für die Großversuche dieser Mörtel verwendet werden, da sich die Dünnbettmörtel verschiedener Hersteller zum Teil deutlich in ihrer Zusammensetzung unterscheiden. Die verwendeten Steine dagegen können von beliebigen Herstellern verwendet werden, da deren Aufbau und Steinoberflächen grundsätzlich gleich sind.),
- 22,5 m² Bewehrungstextil CFK SitGrid025. Das entspricht 1,2 m² je Quadratmeter Wandfläche. Das Textil wurde mit einem Seitenabstand von 35 mm zur Wandoberfläche auf einer Breite von 30 cm verlegt.

Ausgangssituation zu Versuchsbeginn

Die Ausgangssituation der Mauerwerkswand ist auf Bild 153 dargestellt, links als deutlich überhöhte dreidimensionale Darstellung, rechts als zweidimensionale Darstellung mit Bezeichnung des Achsensystems. Dieses Achsensystem entspricht der allgemein üblichen Bezeichnung und alle im Verlauf der Ausführungen zu dem Versuch beschriebenen Abbildungen beziehen sich darauf.

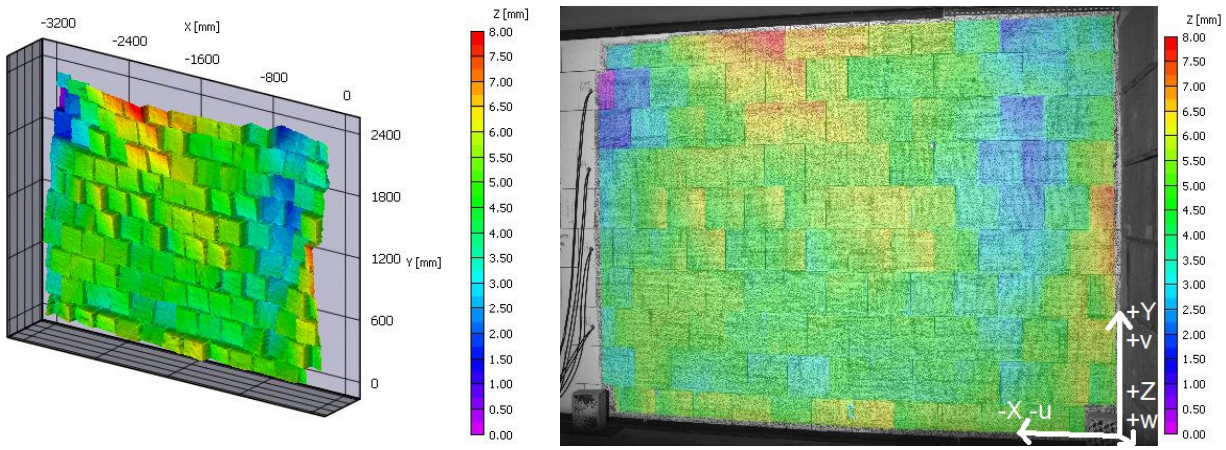


Bild 153 Ausgangssituation am Großversuch 1

Auf der dreidimensionalen Darstellung sind sehr genau die einzelnen Steine, deren Position sowie die allgemeine Wandform zu erkennen. Es wird deutlich, dass trotz genauer baupraktischer Ausführung mit Richtscheit, Wasserwaage und Maurerschnur eine gewisse Unebenheit nicht vermeidbar ist. Im vorliegenden Fall beträgt die größte Abweichung rund 8 mm und liegt damit im Toleranzbereich. Es lässt sich als leichte Ausbauchung im oberen Wandbereich interpretieren. Für den Versuchsablauf ist die vorliegende Unebenheit ohne Bedeutung, da sich die Messungen an der Wand auf deren Ausgangszustand beziehen.

Versuchsablauf

Am Versuchstag wurde bis 09:00 Uhr die erforderliche Messtechnik installiert und kalibriert. Der Versuch selbst lief von 09:00 Uhr bis 18:00 Uhr für einen Zeitraum von 9 Stunden.

Vom Ausgangszustand beginnend wurden über den gesamten Versuchszeitraum von 9 Stunden die Reaktionen der Versuchswand auf die einwirkenden Kräfte (Erddruck, Verdichtung) gemessen. Die Erddruckmessungen erfolgten dabei mit einer Frequenz von 5 Hz und Verformungsmessungen mit einer Frequenz von 0,5 Hz.

5.4.3.2 Berechnung Versuch 1

Es soll im Folgenden die Berechnung des Versuchs mit aktuell verfügbaren Nachweismöglichkeiten aus DIN EN 1996-1-1 [1], ergänzt um den im Abschnitt 6 entwickelten Ansatz für textilbewehrtes Mauerwerk, dargestellt werden. Relevante Rechenwerte werden aus Anhang 16.1, Anhang 16.2, Anhang 16.4, Anhang 16.8 und Anhang 16.9 entnommen. Die Berechnung basiert auf charakteristischen Werten.

Es handelt sich um ein textilbewehrtes Mauerwerk (SG 025) aus Kalksandsteinen KSL 20-2,0 (250 x 365 x 250), vermauert mit Dünnbettmörtel und Stoßfugenvermörtelung. Da jede Lagerfuge bewehrt ausgeführt wurde, kann auf Grund der Steinhöhe von 25 cm mit 4 bewehrten Lagerfugen je Meter gerechnet werden. Das Textil wurde mit einem Randabstand von 35 mm verlegt.

Der für eine textile Lagerfugenbewehrung angepasste, charakteristische Wert der Biegefestigkeit mit Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen $f_{xk2,app}$ wurde aus der Tabelle 107 (Anhang 16.9) entnommen. Die dort dargestellten Werte basieren auf den durchgeführten Kleinversuchen und wurden anhand der im Abschnitt 6 hergeleiteten Gleichungen berechnet.

Der Wert für f_{xk1} wird unter Ansatz des Bogenmodells errechnet. Es wird vereinfacht die Biegefestigkeit durch die Bogenwirkung in halber Wandhöhe angesetzt. Die Auflast am Wandkopf beträgt rund 5 kN/m, die Normalkraft in Wandmitte damit:

$$N = 5\frac{kN}{m} + 1{,}25\ m \cdot 0{,}365\ m \cdot 20\frac{kN}{m^3} = 14{,}1\frac{kN}{m}$$

Damit ergibt sich die Biegefestigkeit gem. Glg. (8) zu:

$$f_{xk1} = \frac{N \cdot 5{,}4}{t} = \frac{0{,}0141 \cdot 5{,}4}{0{,}365} = 0{,}21\ N/mm^2 \tag{8}$$

Insgesamt lassen sich damit die folgenden Eingangsparameter festhalten:

- h 2,50 m Wandhöhe,
- l 6,20 m Wandlänge,
- t 365 mm Wanddicke,
- f_{xk1} 0,21 N/mm² ch. Biegefestigkeit (vertikal),
- $f_{xk2,app}$ 0,90 N/mm² angepasste ch. Biegefestigkeit (horizontal).

Das elastische Widerstandsmoment je Höhen- / Längeneinheit der Wand (Z) ergibt sich zu:

$$Z = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{1 \cdot 0{,}365^2}{6} = 0{,}0222\ m^3/m$$

Der Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes ergibt sich aus Glg. (29):

$$M_{Rki} = f_{xki} \cdot Z \tag{29}$$

$$M_{Rk1} = 210\ kN/m^2 \cdot 0{,}0222\ m^3/m = 4{,}66\ kNm\ /m$$

$$M_{Rk2} = 900\ kN/m^2 \cdot 0{,}0222\ m^3/m = 19{,}98\ kNm\ /m$$

Das Verhältnis der Biegefestigkeiten des Mauerwerks senkrecht zueinander ergibt sich nach Gleichung (34) zu:

$$\mu = {f_{xk1}}\Big/{f_{xk2,app}} = {0{,}21}/{0{,}90} = 0{,}23 \tag{34}$$

Auf Grund des Aufbaus können sowohl die Seitenränder der Wand, als auch der Wandfuß als eingespannt betrachtet werden. Der Wandkopf wird als gelenkig angenommen. Mit h / l = 0,4 und μ = 0,23 kann aus Tabelle 87 (Fall H, Anhang 16.2) der Wert von 0,02 für den Momentenbeiwert α_2 abgelesen werden.

Der Momentenbeiwert α_1 ergibt sich damit gem. Glg. (33) zu:

$$\alpha_1 = \alpha_2 \cdot \mu = 0{,}02 \cdot 0{,}23 = 0{,}0046 \tag{33}$$

Die maximale Flächenlast lässt sich über die umgestellten Gleichungen (31) und (32), unter Ansatz der aufnehmbaren Momente, berechnen:

$$M_{Ek1} = \alpha_1 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 \tag{31}$$

$$W_{Ed} = \frac{M_{Rk1}}{\alpha_1 \cdot l^2} = \frac{4{,}66}{0{,}0046 \cdot 6{,}2^2} = 26\frac{kN}{m^2}$$

$$M_{Ek2} = \alpha_2 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 \tag{32}$$

$$W_{Ed} = \frac{M_{Rk2}}{\alpha_2 \cdot l^2} = \frac{19{,}98}{0{,}02 \cdot 6{,}2^2} = 26\frac{kN}{m^2}$$

Die theoretische, charakteristische Maximaltragfähigkeit der Versuchswand 1 liegt bei rund 26 kN/m². Das Verfahren wurde vorsätzlich gewählt, um auch für dickere Wände die Anwendbarkeit zu untersuchen.

5.4.3.3 Ergebnisse der Verformungsmessung Versuch 1

Die visuelle Ergebnisdarstellung der Versuchsergebnisse findet sich im Anhang 16.18.

Die Ergebnisdarstellung beginnt ab einer Anschüttungshöhe von 1,25 m, da erst ab diesem Zeitpunkt sichtbare Verformungen während des Versuchs eintraten. Danach folgen die Auswertebilder für alle 25 cm weitere Anschüttungshöhe bis zur Gesamtanschüttungshöhe von 2,7 m. Es folgen weitere Auswertungen für die Ergebnisse nach der abschließenden Verdichtung sowie nach dem Aufbringen der Bodenauflast. Die Auswertung von Versuch 1 beginnt mit Bild 309 auf Seite 454 und geht bis Bild 315 auf der Seite 455. In den Auswertungen sind immer die Verformungen in Richtung w [mm] als zweidimensionale Ansicht enthalten. Das den Anhang 16.18 abschließende Bild 315 auf der Seite 455 zeigt die zu den Verformungsbildern zugehörigen Schnittdarstellungen (in Wandmitte) in chronologischer Reihenfolge.

Das erste Auswertebild (Bild 309, links) zeigt die Verformungen bei 1,25 m Anschüttungshöhe. Der Maximalwert von 0,25 mm befindet sich am Wandkopf.

Dieses Verhalten der Versuchswand setzt sich so über alle Hinterfüllungsstufen fort. Vollständig hinterfüllt auf 2,7 m Höhe und abschließend verdichtet zeigt sich eine noch immer sehr geringe Verformung von 1,41 mm (Bild 312, rechts). Der Maximalwert befindet sich noch immer am Wandkopf. Es ist festzustellen, dass es hier offensichtlich eher zu einer Art leichten Schiefstellung der Versuchswand inklusive der Widerlager gekommen sein muss (die Widerlager zeigten am Fußpunkt keine Verformungen). Die Versuchswand war so biegesteif, dass es kaum zu Durchbiegungen am Mauerwerk gekommen ist. Es kam während der Versuchsdurchführung auch zu keinen relevanten Dehnungen im Fugenbereich.

Weitere sehr geringe Verformungen wurden durch das Aufbringen der Geländeauflast (~ 15,4 t) hervorgerufen. Der Maximalwert beträgt dabei 1,63 mm und befindet sich an der gleichen Stelle im Bereich des Wandkopfes (Bild 313, links). Sehr geringe Dehnungen der Lagerfugen werden auf dem Bild 313 rechts dargestellt. Die Dehnungen sind dabei so gering, dass sie kaum vom Messrauschen zu unterscheiden sind. Auch die auf dem Bild 314 dargestellten Verformungen in Richtung u bzw. v sind sehr gering und ohne wesentliche Bedeutung.

Zusammenfassung der Messergebnisse

Das folgende Bild 154 zeigt den verformten Endzustand in deutlich überhöhter Darstellung. Die wesentlichen Verformungen sind erkennbar. Es zeigt sich die leicht gekippte Stellung der Wand.

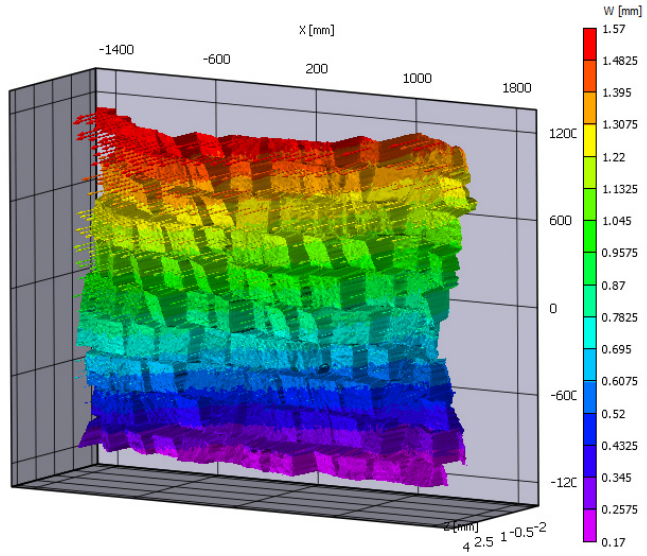


Bild 154 Endzustand am Großversuch 1

Die Zusammenfassung der Verformungsergebnisse über den Versuchsverlauf wird in folgender Tabelle 19 dargestellt:

Tabelle 19 *Gesamtergebnisse der Verformungsmessung zu Versuch 1*

1,0 m	***1,25 m***	***1,5 m***	***1,75 m***	***2,0 m***	***2,25 m***	***2,5 m***	***2,7 m***	***Verd.***	***AL***
0,16	0,25	0,45	0,55	0,62	0,76	0,93	1,18	1,41	1,63

Das Bild 315 im Anhang 16.18 zeigt die, zu den in Tabelle 19 genannten Verformungen zugehörigen, Schnittdarstellungen durch das Maximum. Die erläuterte Schiefstellung der Versuchswand zeigt sich deutlich. Grundsätzlich kann aber festgehalten werden, dass die Versuchswand im vorliegenden Aufbau den durch diese Versuchsdurchführung maximal erreichbaren Belastungen problemlos widerstehen konnte.

5.4.3.4 Ergebnisse der Erddruckmessungen Versuch 1

Über den gesamten Versuchszeitraum wurden die Erddruckmessungen mit einer Frequenz von 5 Hz durchgeführt. Die Erddruckverläufe werden im Anhang 16.17 auf der Seite 435 für die mittlere Messreihe (Bild 286) und auf Seite 436 für die äußere Messreihe (Bild 287) dargestellt. Alle Messdosen werden auf der Seite 437 in Bild 288 gezeigt.

Die mittlere Messreihe liegt dabei im Bereich der größten entstandenen Verformungen der Mauerwerkswand. Diese Messreihe kann als Hauptreihe gesehen werden und besteht aus fünf Messgebern. Die äußere Messreihe befindet sich zwischen seitlichem Auflager und Wandmitte. Daher sind die dort anliegenden Verformungen über den gesamten Versuchsverlauf deutlich geringer. Die äußere Messreihe lässt sich als Kontrollreihe interpretieren und ist nur mit drei Messgebern ausgestattet. Auf Grund der geringeren anliegenden Verformungen liegen die Werte der Messergebnisse der äußeren Reihe daher meist über denen der mittleren Messreihe (Ausnahme Auflast). Die Grafiken zeigen die anliegenden Erddruckkräfte der jeweiligen Messgeber im Bezug zur vorhandenen Anschüttungshöhe und abschließenden Auflasten. Während des Verlaufs lassen sich häufig deutliche Kraftausschläge feststellen. Diese zeigen Zeitpunkte an, zu welchen eine Verdichtung des hinterfüllten Bereiches stattfand. Es wird deutlich, dass in regelmäßigem Abstand eine Bodenverdichtung erfolgte.

Betrachtet man Messgeber 1, so ist ein zunächst starker Anstieg bis etwa einem Meter Anschüttungshöhe feststellbar. Danach bleibt die gemessene Kraft eine Zeit lang gleich hoch und fällt anschließend stetig ab. Dieses Verhalten erklärt sich mit der zugehörigen Wandverformung. Ab einer Anschüttungshöhe von 1,5 m kommt es zunehmend zu relevanten Verformungen. Die Wand entzieht sich der Belastung und der in dem Bereich anliegende Erddruck nimmt ab. Da der Erdstoff auch einer rel. starken Verdichtung unterzogen wurde, kommt es mit dann noch zunehmender Anschüttung nicht zu einem Nachrutschen des Hinterfüllungsmaterials im unteren Bereich der Versuchswand. Einen starken Einfluss hat dabei die im leicht feuchten Sand entstandene Kohäsion (Scheinkohäsion). Diese Scheinkohäsion (Zusammenhalt zwischen den Sandkörnern durch Kapillarkräfte) entwickelte sich stark in den verdichteten Bereichen. Die Verdichtungswirkung des verwendeten Rüttlers war unterdessen auch nicht so stark (tiefreichend), um über den gesamten Versuchsablauf bis zu den unteren Bodenschichten zu gelangen. Weshalb dadurch auch keine Aufhebung der Kohäsion in diesen tieferen Bereichen mehr möglich gewesen ist. Am Kraftverlauf der Messgeber ist deutlich erkennbar, dass der Einfluss des Verdichtungsgerätes auf die unteren Bodenbereiche mit zunehmender Anschüttungshöhe abnimmt und letztendlich kaum noch messbar ist. Selbst das Aufbringen der Auflast zu Versuchsende hin erzeugte im Resultat am Messgeber 1 eine Senkung der anliegenden Kräfte auf Grund sich noch fortsetzender Verformung.

Dieses Verhalten ist so prinzipiell auch bei den Messgebern 2 und 3 festzustellen. Einem anfänglichen Kraftanstieg folgt stetiger Kraftabfall. Die erreichbaren Krafteinwirkungen sind unterdessen aber geringer, da die anliegenden Verformungen mit zunehmender Anschüttungshöhe bereits stärker sind und damit größeren Einfluss haben. Auch hier ist der Einfluss des Verdichtungsgerätes mit zunehmender Überschüttung nur noch schwach messbar. Ein weiterer Unterschied zum Messgeber 1 ist, dass es am Ende durch die Auflast noch zu einer geringen Erhöhung der anliegenden Kräfte in dem Bereich gekommen ist.

An den Messgebern 4 und 5 ist ebenfalls dieses tendenzielle Verhalten festzustellen. Die erreichbaren Krafteinwirkungen sind aber nochmals geringer, da sich die Verformungen der Wand hier noch stärker niederschlagen. Die abschließend aufgebrachte Auflast wirkt sich bei beiden Messgebern deutlich aus.

Durch die äußere Messreihe werden die Messungen und Schlussfolgerungen der mittleren Reihe bestätigt. Die Verläufe der Kraftkurven sind tendenziell gleich. Dabei liegen an der äußeren Messreihe noch etwas höhere Messwerte an. Im Bereich der äußeren Messreihe kommt es zu etwas geringeren Verformungen als in Wandmitte. Mit dem geringeren Ausweichen der Versuchswand in dem Bereich lassen sich diese Abweichungen also plausibel erklären. Zu

bemerken ist außerdem, dass das abschließende Aufbringen der Auflast an der äußeren Messereihe zu einer Senkung der Messwerte geführt hat. Da die Auflast nur auf einer Länge von 1,6 m in Wandmitte aufgebracht wurde, befindet sich die äußere Messreihe deutlich außerhalb des Einflussbereiches dieser eher punktuell eingebrachten Kraft. Mit Aufbringen der Auflast kommt es in der Wandmitte zum Ansteigen der einwirkenden Kraft und damit einhergehend zu einer Verformung der Wand. Diese Verformungen resultieren zum Kraftabfall in der äußeren Messreihe.

Das Bild 289 und Bild 290 auf Seite 438 im Anhang 16.17 zeigen die geschnittenen Erddruckverläufe der mittleren und äußeren Messreihe über den Versuchsverlauf hinweg. Weiterhin werden die Krafteinwirkungen während der Verdichtung dargestellt. Die folgende Tabelle 20 zeigt die dazu gehörigen Kräfte als Streckenlast in kN/m sowie als über die Anschüttungshöhe verteilte Flächenlast in kN/m².

Tabelle 20 Gesamtergebnisse der Erddruckmessung zu Versuch 1

Messort		**0,25 m**	**0,75 m**	**1,25 m**	**1,75 m**	**2,25 m**	**2,7 m**	**AL**
Mittlere Reihe	**kN/m²**	2,3	7,8	8,6	7,8	6,9	4,3	10,7
	kN/m	0,6	5,8	10,7	13,7	15,5	11,5	28,9
Mittlere Reihe Verdichtung	**kN/m²**	4,0	13,3	13,5	11,2	8,9	7,4	-
	kN/m	1,0	10,0	16,9	19,7	20,0	19,9	-
Äußere Reihe	**kN/m²**	2,3	-	9,1	-	7,0	6,1	3,4
	kN/m	0,6	-	11,4	-	15,8	16,5	9,1

Es zeigt sich, dass bis zu einer Anschüttungshöhe von 1,75 m ein annähernd dreieckförmiger Verlauf des Erddrucks eintritt, der auch der Erddrucktheorie entspricht. Mit anschließend zunehmender Aufschüttung und Verformung der Versuchswand geht der Verlauf des Erddrucks in einen eher gleichverteilten Verlauf über (bei ca. 2,25m). Mit Erreichen der vollen Anschütthöhe verstärkt sich dieser Verlauf zunehmend, in halber Wandhöhe baut sich der Erddruck am deutlichsten ab. In dem Bereich liegen relativ große Verformungen an und der Einflussbereich des Bodenverdichters ist bereits relativ gering. Am Wandfuß sind die Verformungen unterdessen noch etwas geringer und der Kraftabbau weniger stark ausgeprägt. Am Wandkopf wird mit zunehmender Anschüttung und Verdichtung noch Erddruck aufgebaut. Insgesamt kommt es aber bei voller Anschütthöhe sogar zu einem leichten Rückgang der Gesamtkraft in Wandmitte. Durch die abschließende Auflast wird die Gesamtkrafteinwirkung danach nochmals deutlich erhöht. Allerdings beschränkt sich deren Einfluss stark auf den oberen Wandbereich.

Deutlich messbar war auch der Einfluss des Verdichtungsgerätes. Dabei wurden temporäre Spitzenwerte von 15 bis 17 kN/m² gemessen, was auch etwa dem theoretischen Ansatz des verwendeten Gerätes entspricht. Aus der Verdichtung resultiert eine deutlich höhere Gesamtbelastung auf die Versuchswand. Im vorliegenden Fall wird die Einwirkung durchschnittlich um den Faktor 1,5 erhöht. Grundsätzlich werden diese Verdichtungsspitzen aber nur kurzfristig gemessen und bauen sich schnell wieder ab. Festzuhalten ist außerdem, dass die Tiefenwirkung dieses Gerätes deutlich begrenzt ist. Ab einer Tiefe von einem halben Meter baut sich die horizontale Einwirkung zunehmend ab. Es wurde festgestellt, dass sich Verformungen stärker ergeben, wenn verdichtet wurde. Offensichtlich befördern dynamische Lasten (hochfrequente Vibrationen) die Verformungsneigung der Mauerwerkswand.

Das folgende Bild 155 zeigt zusammenfassend den Gesamtkraftverlauf des Versuchs 1 als Streckenlast in kN/m. Es wird deutlich, dass die Krafteinwirkung bis zu einer Anschüttungshöhe von ca. 1,5 m kontinuierlich ansteigt. Es wird eine Gesamtkrafteinwirkung von rund 16 kN/m erreicht, die im Wesentlichen nicht mehr überschritten wird. Die Verformung am Wandkopf beträgt zu dem Zeitpunkt rund einen halben Millimeter. Schon bei diesen geringen Verformungen geht die Kurve in

einen geraden Verlauf über. D. h. dass trotz weiter zunehmender Anschüttung die anliegende Kraft nicht mehr wesentlich steigt. Ab dem Zeitpunkt resultiert jede Erhöhung der Krafteinwirkung in einer Verformung und damit einhergehender erneuter Kraftsenkung. Es zeigt sich außerdem, dass es besonders im Rahmen der Verdichtungen zu Kraftsenkungen und Verformungen gekommen ist. Am Ende der Hinterfüllungsarbeiten kommt es auf Grund sich verstärkender Verformungen sogar zu einer leichten Senkung der gesamten Krafteinwirkung. Die abschließende Auflast erhöht die Einwirkungen nochmals deutlich.

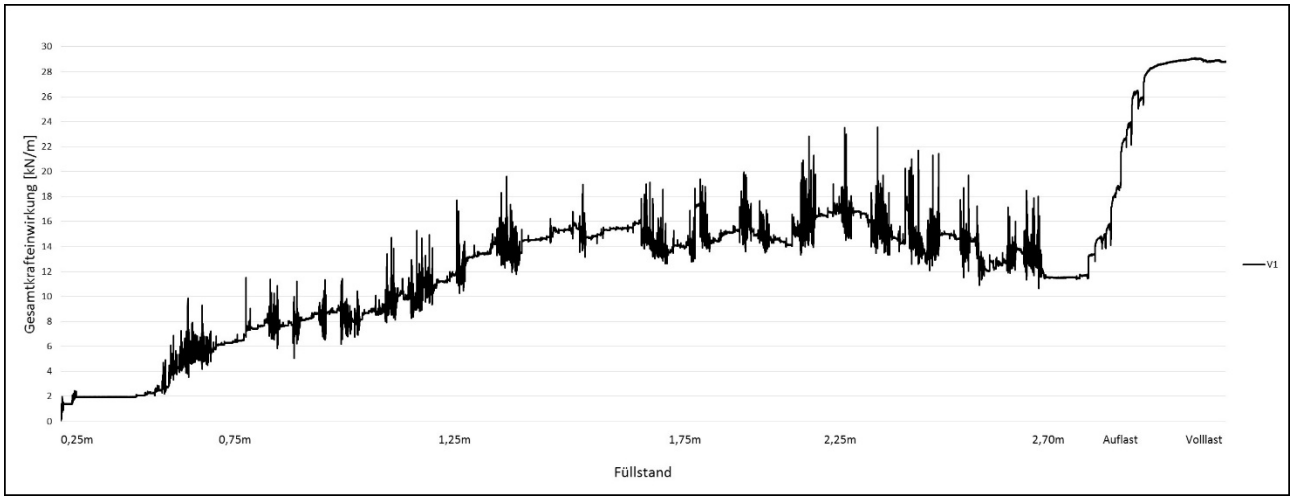


Bild 155 Gesamtkraftverlauf Versuch 1 [kN/m]

5.4.3.5 Ergebnisse aus Rückbau Versuch 1

Nach Versuchsdurchführung wurden zunächst die Auflasten entfernt. Daran anschließend wurde das Hinterfüllungsmaterial ausgehoben. Das Ausheben gestaltete sich aufwendig und langwierig, da der Sand über die Verdichtung eine starke Verfestigung erfahren hatte. Teilweise gelang es nicht mittels Einseilgreifer ausreichend Material zu greifen – dies trotz der vorhandenen Brechzähne. Es musste mit Spaten und Spitzhacke eine Vorentfestigung durchgeführt werden. So konnte der Sandkörper über seine volle Höhe von 2,7 m senkrecht, selbst stehend, freigelegt werden (Bild 156, links). Es zeigte sich die enorme Verfestigung des Hinterfüllungsmaterials, begünstigt durch die vorhandene Eigenfeuchte. Das Bild 156 (rechts) zeigt noch in der Kammer belassenen, abgeböschten Sand nach vollständigem Rückbau. Auch hier zeigt sich die hohe Eigenstandfestigkeit des Materials. Erst nach bereichsweiser, oberflächlicher Trocknung des Sandes kam es zu stellenweisen Abrutschen des Sandes, wie auf Bild 156 (rechts) unten zu sehen.



Bild 156 Hinterfüllungsmaterial nach Versuchsrückbau Versuch 1

Nach dem Ausheben des Hinterfüllungsmaterials wurde die Versuchswand lagenweise zurück gebaut. Es waren keine strukturellen Schwächungen während des Rückbaus festzustellen. Die Wand war in voller Stärke erhalten. Der Rückbau erfolgte unter hohem Kraftaufwand mit Schlaghämmern. Aus dem Rückbau konnten keine weiteren Erkenntnisse gewonnen werden.

5.4.3.6 Zusammenfassung Versuch 1

Zusammenfassend lässt sich für Versuch 1 festhalten:

- Grundsätzlich kommt es durch schon geringe Verformungen (0,5 – 1 mm) zu sehr starken Kraftrückgängen.
- Ab einer Anschüttungshöhe von ca. 1,5 m kommt es zunehmend zu relevanten Verformungen. Die Wand entzieht sich der Belastung und der in dem Bereich anliegende Erddruck nimmt ab.
- Die theoretische, charakteristische Maximaltragfähigkeit der Versuchswand 1 liegt bei rund 26 kN/m². Die Wand war während des Versuchs keinen entsprechenden Kräften ausgesetzt, die erforderliche Bruchlast konnte nicht erreicht werden. Der gemessene Maximalwert von 10,7 kN/m² lag deutlich unterhalb der theoretischen Tragfähigkeit. Die Wand selbst wurde kaum verformt.
- Solch starke Versuchswände lassen sich mit dem Aufbau nicht prüfen.
- Vollständig hinterfüllt auf 2,7 m Höhe und abschließend verdichtet zeigt sich eine Verformung von 1,4 mm. Die Versuchswand kann als charakteristisch tragfähig und gebrauchstauglich betrachtet werden.
- Da der Füllsand einer rel. intensiven Verdichtung unterzogen wurde, bauten sich starke Kohäsionskräfte auf. Daher kommt es mit dann noch zunehmender Anschüttung nicht zu einem Nachrutschen des Hinterfüllungsmaterials im unteren und mittleren Bereich der Versuchswand.
- Einen starken Einfluss hat die im leicht feuchten Sand entstandene Kohäsion (Scheinkohäsion). Diese Scheinkohäsion (Zusammenhalt zwischen den Sandkörnern durch Kapillarkräfte) entstand stark in den verdichteten Bereichen. Die Verdichtungswirkung des verwendeten Rüttlers war unterdessen nicht so stark (tiefreichend), um über den gesamten Versuchsablauf bis zu den unteren Bodenschichten zu gelangen und damit die Kohäsionskräfte aufzuheben. Insgesamt zeigte sich eine enorme Verfestigung des Hinterfüllungsmaterials. Erst nach Abtrocknung des Materials wurden die Kräfte gelöst.
- Es zeigt sich bis zu den mittleren Anschüttungshöhen ein annähernd dreieckförmiger Verlauf des Erddrucks. Mit zunehmender Aufschüttung und Verformung der Versuchswand geht der Erddruck in einen eher gleichverteilten Verlauf über.
- Bis zu einer Anschüttungshöhe von ca. 1,5 m steigt die Gesamtkrafteinwirkung durch Erddruck an. Mit weiter zunehmender Anschüttung steigt die anliegende Gesamtkraft nicht mehr wesentlich. Ab dem Zeitpunkt resultiert jede Erhöhung der Anschüttung und weitere Verdichtung in einer Verformung und damit einhergehender Kraftsenkung.
- Der Einfluss der aufgebrachten Auflast beschränkt sich auf den oberen Wandbereich.
- Es wurden bei der Verdichtung Spitzenwerte gemessen, die in etwa dem theoretischen Ansatz des verwendeten Gerätes entsprechen. Die Verdichtungsspitzen wirken aber nur kurzfristig und bauen sich schnell wieder ab.

- Der Einfluss des verwendeten Verdichtungsgerätes (160 kg) auf die unteren Wandbereiche nimmt mit zunehmender Anschüttungshöhe ab. Mit dem verwendeten Gerät konnte eine relevante Einflusstiefe von rund einem Meter festgestellt werden.
- Verformungen am Mauerwerk ergeben sich stärker, wenn verdichtet wird.

Erkenntnisse aus Versuch 1 für die folgenden Untersuchungen:

Es ist eine höhere Auflast auf den seitlichen Widerlagern vorzusehen, um einem gesamthaften Kippen der Versuchswand entgegen zu wirken.

Die Lasteinleitungsfähigkeit ist mit dem vorhandenen Versuchsaufbau, auf Grund physikalischer Begrenzungen, eingeschränkt. Daher müssen deutlich dünnere Wände geprüft werden, um in den gewünschten Versagenszustand hinein zu kommen. Dies auch unter der Tatsache, dass solch dünne Wände baupraktisch nicht im Kellerbereich zur Anwendung kommen würden. Anhand durchgeführter Berechnungen, unter Berücksichtigung der zu erwartenden Kräfte, wurde daher eine weiter zu untersuchende Wanddicke von 175 mm gewählt.

5.4.4 Versuch-2 KS-Mw 17,5 cm ohne Textileinlage

5.4.4.1 Herstellung und Ablauf Versuch 2

Die Versuchswand wurde am 04.12.2017 hergestellt und am 20.12.2017 geprüft, d. h. 16 Tage (~ 2 Wochen) nach der Errichtung.

Für die Herstellung der 17,5 cm dicken KS-Versuchswand mit herkömmlicher Lagerfuge und unvermörtelten Stoßfugen wurden rund 6 Stunden benötigt. Dafür kamen ein professioneller Maurer sowie ein Hilfsarbeiter zum Einsatz. Bei den verwendeten Steinen (~ 17,5 kg) ist Handvermauerung möglich und wurde auch durchgeführt. Damit beträgt die Herstellungszeit / der Arbeitszeitrichtwert für die 7,5 m x 2,5 m große Wandfläche in der Praxis ca. 0,32 h/m² bei zwei Arbeitern ohne Versetzgerät. Die Herstellung erfolgte mit Maurer- und Zahnkelle, d. h. ohne Mörtelschlitten. Das Vorgehen bei der Herstellung entsprach dem Standardvorgehen beim Mauern mit Dünnbettmörtel und muss nicht näher erläutert werden.



Bild 157 Aufbau Großversuch-2 KS-Mw 17,5 cm unbewehrt

Materialeinsatz

– 300 Steine KS L-R P 6DF 12-1,6 mit den Abmessung 248x175x248 mm, dies entspricht 16 Kalksandsteinen je Quadratmeter.

– 3 Säcke a 20 kg Silka Secure Dünnbettmörtel, dies entspricht rund 3,2 kg je Quadratmeter Wandfläche. Da die grundlegenden Kleinversuche mit diesem Mörtel erfolgt sind, musste auch für die Großversuche dieser Mörtel verwendet werden, da sich die Dünnbettmörtel verschiedener Hersteller zum Teil deutlich in ihrer Zusammensetzung unterscheiden. Die verwendeten Steine dagegen können von beliebigen Herstellern verwendet werden, da deren Aufbau und Steinoberflächen grundsätzlich gleich sind.
– Keine Textileinlage.

Ausgangssituation zu Versuchsbeginn

Die Ausgangssituation der Mauerwerkswand ist auf Bild 158 dargestellt, links als deutlich überhöhte dreidimensionale Darstellung, rechts als zweidimensionale Darstellung mit Bezeichnung des Achsensystems. Dieses Achsensystem entspricht der allgemein üblichen Bezeichnung und alle im Verlauf der Ausführungen zu dem Versuch beschriebenen Abbildungen beziehen sich darauf.

Auf der dreidimensionalen Darstellung sind sehr genau die einzelnen Steine, deren Position sowie die allgemeine Wandform zu erkennen. Es wird deutlich, dass trotz genauer baupraktischer Ausführung mit Richtscheit, Wasserwaage und Maurerschnur eine gewisse Unebenheit nicht vermeidbar ist. Im vorliegenden Fall beträgt die größte Abweichung von unten nach oben rund 10 mm und liegt damit im Toleranzbereich. Es lässt sich als leichte Schiefstellung im rechten Wandbereich interpretieren. Für den Versuchsablauf ist die vorliegende Unebenheit ohne Bedeutung, da sich die Messungen an der Wand auf deren Ausgangszustand beziehen.

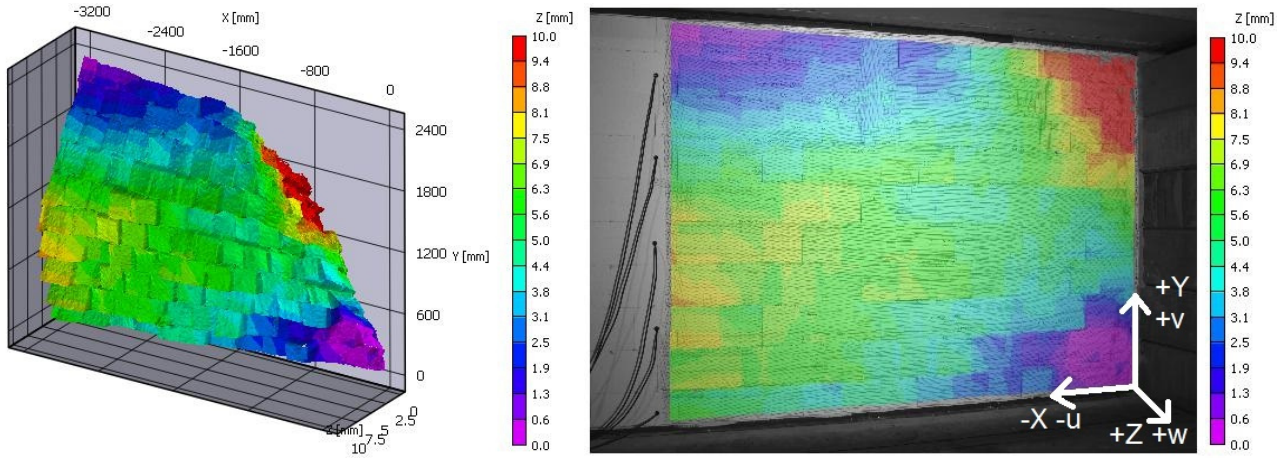


Bild 158 Ausgangssituation am Großversuch 2

Versuchsablauf

Am Versuchstag wurde bis 09:00 Uhr die erforderliche Messtechnik installiert und kalibriert. Der Versuch selbst lief von 09:30 Uhr bis 17:30 Uhr für einen Zeitraum von 8 Stunden.

Vom Ausgangszustand beginnend wurden über den gesamten Versuchszeitraum von 8 Stunden die Reaktionen der Versuchswand auf die einwirkenden Kräfte (Erddruck, Verdichtung) gemessen. Die Erddruckmessungen erfolgten dabei mit einer Frequenz von 5 Hz und Verformungsmessungen mit einer Frequenz von 0,5 Hz.

5.4.4.2 Berechnung Versuch 2

Es soll im Folgenden die Berechnung des Versuchs mit aktuell verfügbaren Nachweismöglichkeiten aus DIN EN 1996-1-1 [1] dargestellt werden. Relevante Rechenwerte werden aus Anhang 16.1 und Anhang 16.2 entnommen. Die Berechnung basiert auf charakteristischen Werten.

Es handelt sich um ein herkömmliches Mauerwerk aus Kalksandsteinen KSL12-1,6 (250x175x250), vermauert mit Dünnbettmörtel, ohne Stoßfugenvermörtelung.

Der Wert für f_{xk1} wird unter Ansatz des Bogenmodells errechnet. Es wird vereinfacht die Biegefestigkeit durch die Bogenwirkung in halber Wandhöhe angesetzt. Die Auflast am Wandkopf beträgt rund 5 kN/m, die Normalkraft in Wandmitte damit:

$$N = 5\frac{kN}{m} + 1{,}25\,m \cdot 0{,}175\,m \cdot 16\frac{kN}{m^3} = 8{,}5\frac{kN}{m}$$

Damit ergibt sich die Biegefestigkeit gem. Glg. (8) zu:

$$f_{xk1} = \frac{N \cdot 5{,}4}{t} = \frac{0{,}0085 \cdot 5{,}4}{0{,}175} = 0{,}26\,N/mm^2 \tag{8}$$

Der Wert für f_{xk2} [N/mm²] ergibt sich aus der folgenden Glg. (27):

$$f_{xk2} = min\begin{pmatrix} (0{,}5 \cdot f_{vk0} + 0{,}6 \cdot \sigma_d) \cdot \frac{l_{ol}}{h_u} \\ 0{,}5 \cdot f_{bt,cal} \leq 0{,}7 \end{pmatrix} \tag{27}$$

$$f_{xk2} = min\begin{pmatrix} (0{,}5 \cdot 0{,}22 + 0{,}6 \cdot 0{,}03) \cdot \frac{125}{250} = 0{,}064 \\ 0{,}5 \cdot 0{,}026 \cdot 15 = 0{,}195 < 0{,}7 \end{pmatrix} = 0{,}064$$

Unter Berücksichtigung, dass es für die Abminderung von f_{vk0} für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen keinen rechnerischen Grund gibt und gem. DIN EN 1996-1-1 [1] für f_{xk2} ein Wert von 0,3 N/mm² (Tabelle 2) angegeben ist, kann für die hier erfolgende charakteristische Nachrechnung von f_{xk2} = 0,12 N/mm² ausgegangen werden. Bei dem hier verwendeten Verfahren ist ein Verhältniswert von vertikaler zu horizontaler Biegefestigkeit von größer 1 (μ = 1) nicht vorgesehen. Darum wird die hier relativ geringe Abweichung der Biegefestigkeitswerte zueinander von 0,14 N/mm² vereinfacht als verschmiert betrachtet ([0,26+0,12] / 2 = 0,19). Daher wird im Folgenden vereinfacht mit rund $f_{xk1} = f_{xk2}$ = 0,19 N/mm² gerechnet.

Insgesamt lassen sich damit die folgenden Eingangsparameter festhalten:

- h 2,50 m Wandhöhe
- l 6,20 m Wandlänge (lichtes Maß + 2 x t / 2)
- t 175 mm Wanddicke
- f_{xk1} 0,19 N/mm² ch. Biegefestigkeit (vertikal)
- f_{xk2} 0,19 N/mm² angepasste ch. Biegefestigkeit (horizontal)

Das elastische Widerstandsmoment je Höhen- / Längeneinheit der Wand (Z) ergibt sich zu:

$$Z = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{1 \cdot 0{,}175^2}{6} = 0{,}005\,m^3/m$$

Der Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes ergibt sich aus Glg. (29):

$$M_{Rki} = f_{xki} \cdot Z \tag{29}$$

$$M_{Rk1} = M_{Rk2} = 190\,kN/m^2 \cdot 0{,}005\,m^3/m = 0{,}95\,kNm\,/m$$

Das Verhältnis der Biegefestigkeiten des Mauerwerks senkrecht zueinander ergibt sich nach Gleichung (34) zu:

$$\mu = {f_{xk1}}/{f_{xk2}} = {0{,}19}/{0{,}19} = 1{,}0 \tag{34}$$

Auf Grund des Aufbaus können sowohl die Seitenränder der Wand, als auch der Wandfuß als eingespannt betrachtet werden. Der Wandkopf wird als gelenkig angenommen. Mit h / l = 0,4 und μ = 1,0 kann aus Tabelle 87 (Fall H, Anhang 16.2) der Wert von 0,008 für den Momentenbeiwert α_2 abgelesen werden.

Der Momentenbeiwert α_1 ergibt sich damit gem. Glg. (33) zu:

$$\alpha_1 = \alpha_2 \cdot \mu = 0{,}008 \cdot 1{,}0 = 0{,}008 \tag{33}$$

Die maximale Flächenlast lässt sich über die umgestellten Gleichungen (31) und (32), unter Ansatz der aufnehmbaren Momente, berechnen:

$$M_{Ek1} = \alpha_1 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 \tag{31}$$

$$W_{Ed} = \frac{M_{Rk}}{\alpha_1 \cdot l^2} = \frac{0{,}95}{0{,}008 \cdot 6{,}2^2} = 3{,}10 \frac{kN}{m^2}$$

Die theoretische, ch. Maximaltragfähigkeit der Versuchswand 2 liegt bei rund 3,10 kN/m².

5.4.4.3 Ergebnisse der Verformungs- und Dehnungsmessung Versuch 2

Die visuelle Ergebnisdarstellung der Versuchsergebnisse findet sich im Anhang 16.19 für die Großversuche zwei und drei (Kalksandstein mit der Wandstärke 17,5 cm). Die unmittelbare Gegenüberstellung der beiden Versuche ermöglicht einen direkten Vergleich zwischen textilbewehrtem und unbewehrtem Versuch. Die Ergebnisse des unbewehrten Versuchs 2 befinden sich dabei immer auf der linken Blattseite, die des bewehrten Versuchs 3 auf der rechten.

Die Ergebnisdarstellung beginnt ab einer Anschüttungshöhe von einem Meter, da erst ab diesem Zeitpunkt sichtbare Verformungen während der Versuche eintraten. Danach folgen die Auswertebilder für alle 25 cm weitere Anschüttungshöhe bis zur Gesamtanschüttungshöhe von 2,7 m. Danach gibt es weitere Auswertungen für die Ergebnisse nach der abschließenden Verdichtung sowie nach dem Aufbringen der Bodenauflast. Die Auswertung von Versuch 2 beginnt mit Bild 316 (links) auf Seite 456 und geht bis Bild 345 (links) auf der Seite 463. In den Auswertungen sind immer die Verformungen in Richtung w [mm] als zweidimensionale Ansicht enthalten. Das den Anhang 16.19 abschließende Bild 345 auf der Seite 463 zeigt die zu den Verformungsbildern zugehörigen Schnittdarstellungen (jeweils in Wandmitte) in chronologischer Reihenfolge.

Das erste Auswertebild (Bild 316) zeigt die Verformungen bei 1 m Anschüttungshöhe. Der Maximalwert von 0,28 mm befindet sich im unteren Mauerbereich etwa auf Höhe der dritten Lagerfuge.

Bei 1,25 m Anschüttungshöhe zeigt sich eine großflächige Verformung mit einem Maximalwert von 0,64 mm auf etwa halber Wandhöhe (Bild 317).

1,61 mm Verformung ließen sich bei 1,5 m Anschüttungshöhe feststellen (Bild 318). Zu diesem Zeitpunkt kommt es auch erstmalig zu deutlich darstellbaren Dehnungen im Mauerwerk. Die Zugdehnungen erfolgten dabei ausschließlich (gilt für den gesamten Versuch) in Fugenbereichen (Stoß- und Lagerfugen). Das Bild 319 (links) auf Seite 456 zeigt die Hauptzugdehnungen bei der Anschüttungshöhe von 1,5 m. Es ist offensichtlich, dass die Dehnungen in der Lagerfuge deutlich stärker ausgeprägt sind als in den Stoßfugen. Es deutet sich die Entwicklung eines Risses in der dritten Lagerfuge an, bzw. ist bereits ein Mikroriss entstanden, welcher aber nicht visuell zu erfassen ist. Das gemessene Verformungsmaximum liegt dabei genau auf dieser Lagerfuge.

Die Auswertung der Hauptzugdehnungen im folgenden Schritt bei 1,75 m Anschüttungshöhe (siehe Bild 321) zeigt, dass sich die vorgenannten Dehnungen innerhalb der dritten Lagerfuge wieder fast vollständig abgebaut haben. Ferner sind jetzt deutliche, stärkere Zugdehnungen eine Lagerfuge oberhalb (vierte Lagerfuge) feststellbar. Somit hat sich der Mikroriss in der dritten Lagerfuge wieder geschlossen und es entsteht ein neuer innerhalb der vierten Lagerfuge. Auch jetzt liegt der

Maximalwert der Verformung von 3,09 mm genau auf der sich neu öffnenden, vierten Lagerfuge (Bild 320). Ferner zeigt sich auf den Bildern deutlich, dass die wesentliche Plattenverformungsarbeit innerhalb der Eckbereiche der Mauerwerkswand erfolgt. Hier sind markant getreppte Zugdehnungsverläufe an Stoß- und Lagerfugen ersichtlich. In diesen Bereichen wird der wesentliche Anteil der vorhandenen Plattentragfähigkeit der Mauerwerkswand aufgenommen. Der mittlere Wandbereich verformt sich dagegen eher gesamthaft nach innen. Der Lastabtrag erfolgt dort im Wesentlichen einachsig, vertikal über das Bogenmodell.

Bild 322 zeigt eine Verformung der Mauerwerkswand von 4,29 mm bei einer Höhe der Anschüttung von 2,0 m. Die Verformung konzentriert sich hier auf die Wandmitte, der Maximalwert liegt dabei auf der fünften (mittleren) Lagerfuge der Wand. Die Auswertung der Hauptzugdehnungen (Bild 323) zeigt, dass sich die Zugdehnungen in der 4. Lagerfuge bereits wieder verringern, dafür treten weitere Dehnungsbereiche in der 5. Und 6. Lagerfuge auf. Somit schließt sich der Mikroriss in der 4. Lagerfuge wieder und es entstehen neue innerhalb der 5. Und 6. Lagerfuge. Die Dehnungen innerhalb der abgetreppten Eckbereiche nehmen deutlich zu.

6,85 mm Verformung ergeben sich bei der Anschüttungshöhe 2,25 m (Bild 324). Der Verformungsschwerpunkt liegt dabei inzwischen oberhalb der halben Wandhöhe und konzentriert sich auf den Bereich der 6. Lagerfuge. Es wird deutlich, dass sich der Mikroriss in der 4. Lagerfuge nahezu vollständig wieder geschlossen hat. Dies gilt annähernd auch für den Mikroriss innerhalb der 5. Lagerfuge. Dafür verstärkten sich die Dehnungen an der 6. Lagerfuge sehr deutlich. Hier liegt damit bereits ein offener, visuell erkennbarer Riss (~0,27 mm) vor (Bild 325). Da der Riss bereits deutlich sichtbar ist und sich visuell als dunkler Streifen absetzt, gibt es hier bereits punktuelle Fehlstellen bei der Auswertung der Messbilder. Es wird zunehmend schwieriger, über den Riss hinweg zu korrelieren. Mit steigender Verformung in Wandmitte sind zunehmend größere Eckbereiche am Lastabtrag der Platte beteiligt.

Eine erneute Positionsverlagerung des Hauptrisses zeigt sich bei der Anschüttungshöhe von 2,5 m. Der Riss innerhalb der 6. Lagerfuge schließt sich wieder. Dafür entsteht in der 7. Lagerfuge ein neuer, deutlich erkennbarer Riss von rund 2,17 mm Dicke (Bild 327). Hier kann von einem abgeschlossenen Risszustand gesprochen werden. Das Messsystem schafft es an den meisten Stellen des Risses nicht mehr, über den Riss hinweg zu korrelieren. Die anliegende Verformung beträgt 10,59 mm und liegt auf Höhe des Risses (Bild 326). Diese Verformung könnte bei einem Ansatz der üblichen h / 250 gerade noch als gebrauchstauglich eingestuft werden. Da sich die Verformung aber nicht in Form einer gleichmäßigen Durchbiegung über die Wandhöhe einstellt, sondern als Klappen um die drei entstehenden Gelenkpunkte (siehe Bild 3 in Abschnitt 3.3.1), entsteht an der Wandinnenseite ein großer, sichtbarer Riss, welcher durch Bauherren wohl nur bedingt als gebrauchstauglich akzeptiert werden würde.

Vollständig hinterfüllt auf 2,7 m Höhe und abschließend verdichtet zeigt sich eine Verformung von 13,8 mm (Bild 328). Dabei verbleibt der Hauptriss in der 7. Lagerfuge und vergrößert sich auf 3 mm.

Nach Abschluss der Hinterfüllungsarbeiten folgte ein längerer Zeitraum starker Verdichtung, um noch annähernd in den Bereich des Bruchzustandes der Mauerwerkswand hinein zu kommen. Dieser konnte auf Grund der relativ geringen anliegenden Erddruckkräfte nur schwer hervorgerufen werden. Darum wurde diese zusätzliche (baupraktisch unübliche) Verdichtung über einen Zeitraum von 30 Minuten durchgeführt. Die Verdichtung wirkte dabei nicht auf die ganze Wand, sondern eher auf das obere Drittel, da die horizontale Verdichtungskraft nicht tiefer reichte. Die Verdichtung wurde beendet, nachdem sich annähernd ein Zustand eingestellt hatte, welcher in Richtung eines Versagens interpretiert werden kann (Da die Verrichtung der Arbeiten direkt auf der Hinterfüllung durch Arbeitskräfte erfolgte, konnte ein tatsächliches Versagen der Wand ohnehin nicht in Kauf genommen werden). Zu diesem Zeitpunkt wurde eine Verformung von 29,43 mm gemessen (siehe Bild 330). Das Verformungsmaximum liegt dabei weiterhin auf der 7. Lagerfuge. Der Hauptriss vergrößerte sich auf 7,37 mm und es trat ein weiterer Riss von 1,35 mm Dicke innerhalb der 8. Lagerfuge hinzu (Bild 331).

Weitere Verformungen wurden durch das Aufbringen der Geländeauflast (~ 15,4 t) hervorgerufen. Der Maximalwert beträgt dabei 34,65 mm und liegt im Bereich des Risses auf der 7. Lagerfuge (siehe Bild 332). Der auf dem Bild entstehende Eindruck, die Wand hätte sich im oberen Bereich nach innen verschoben, täuscht dabei. Da nicht die vollständige Wand in den Messbereich aufgenommen werden kann (auf Grund der Schubwinkel), fehlen in der Darstellung bis zum eigentlichen Auflagerpunkt noch einige Zentimeter (ca. 8 cm). Da sich der obere Teil der Wand bis zum Hauptriss wesentlich schräger stellen muss als der untere Wandteil, kann daher dieser Eindruck entstehen. Der obere Teil wird bis zum Auflagerpunkt noch wesentlich schneller die Verformung abbauen als dies im unteren Bereich der Fall ist. Dies zeigt sich insbesondere an dem Farbverlauf vom Hauptriss beginnend. Am oberen Bereich wechseln die farblichen Übergänge deutlich schneller (Bild 333 mit Isolinien). Der optische Überschuss würde sich daher noch bis zum Auflager (Deckenplatte) angleichen. Die im Verbindungsbereich von Schüttkammer und Deckenplatte angebrachten Messmarken zeigten außerdem, dass an der Stelle kein Riss entstanden ist. Der Wandkopf wurde nicht horizontal bewegt, der Versuchsaufbau also nicht wie bei Versuch 1 einer Schiefstellung unterzogen. Die zusätzliche Auflast der Widerlager erzeugte offensichtlich die gewünschte Wirkung.

Für die Bewertung des Endzustandes der Mauerwerkswand nach Versuchsdurchführung werden in der Folge weitere Ergebnisse dargestellt, die bei den Zwischenpunkten nicht aufgezeigt wurden.

Bild 334 zeigt die Verformungen der Wand in u-Richtung (horizontal). Die Verformung u resultiert dabei im Wesentlichen aus der Verdrehung der seitlichen Bruchfläche. Die Maximalwerte dieser Verformungen sind dabei auf Höhe des sich am stärksten in w-Richtung verformenden Wandbereiches gelegen.

Die größeren, vertikalen Verformungen v werden auf Bild 335 gezeigt. Es zeigt sich eine nach oben gerichtete Verformung von 9,1 mm in Wandmitte. Hier stellt sich ein vertikaler Bogen im Mauerwerk mit den Auflagern „Bodenplatte“ und „Deckenplatte“ ein. Da es keine wesentlichen Druckdehnungen in den Auflagerbereichen gibt (Bild 342), kann der Verformungswert als ein Ausweichen der Deckenplatte interpretiert werden. Die Deckenplatte wird demnach in dem Bereich nach oben gedrückt (zum Teil evtl. auch leicht verdreht) und erfährt somit über die Plattenlänge auch eine geringe Durchbiegung. Dieser Umstand wird dadurch begünstigt, dass es nur sehr wenige Auflasten gibt und die Deckenplatte selbst relativ schmal ausgeführt ist. Hätte es einen stärkeren Widerstand der Deckenplatte gegeben, so wären auch die Verformungen (u, v, w) auf Grund der dann stärkeren Bogenwirkung deutlich geringer ausgefallen. Bei einem realen Bauwerk würde hinzukommen, dass sich die Deckenplatte dort schon auf Grund der größeren Geometrie steifer verhalten würde und sich so auch weniger stark verdrehen könnte. Außerdem stehen in der Realität auf der Kellerdecke noch die gesamten Lasten eines aufgehenden Bauwerkes (außer für Bauzustände). Auch dadurch würde sich die Kellerdecke deutlich weniger verdrehen. Das wesentliche Ausweichen der Kellerdecke würde sich im baupraktischen Fall aber ebenfalls auf Grund von Durchbiegung über die Länge unter geringen Auflasten realisieren. Setzt man die geometrischen Gegebenheiten sowie die Ergebnisse der Verformungsmessung in die angepasste Glg. (9) aus Abschnitt 3.3.1 ein, ergibt sich die folgende theoretische, vertikale Verformung:

$$\Delta l = \left(\sqrt{(0{,}9 \cdot 175)^2 + (1750)^2} - \sqrt{(0{,}9 \cdot 175 - 34{,}7)^2 + (1750)^2}\right)$$

$$+ \left(\sqrt{(0{,}9 \cdot 175)^2 + (750)^2} - \sqrt{(0{,}9 \cdot 175 - 34{,}7)^2 + (750)^2}\right) = 9{,}14\, mm$$

Damit entspricht die theoretische Verformung genau der am Versuchsaufbau gemessenen Verformung. Die Ergebnisse sind auch schlüssig, da es auf Grund der geringen Auflasten kaum zu elastischen oder plastischen Dehnungen innerhalb des vertikalen Bogens gekommen sein kann. Die vertikale Verformung beschränkt sich damit auf den rein geometrischen Anteil.

Sehr deutlich treten bei den großen Verformungen im Endzustand die abgetreppten Dehnungen / Risse innerhalb der Eckbereiche heraus (Bild 336). Da sich das Verformungsmaximum dabei nicht

auf halber Wandhöhe befindet, stellt sich auch hier ein ungleichmäßiges Bild zwischen oberen und unteren Wandbereich ein. Die Abtreppungen beginnen unten in den Ecken und pflanzen sich schräg bis zum Hauptriss fort. Mit zunehmender Verformung ist hier auch eine zunehmende Anzahl Treppenrisse / Treppendehnungen feststellbar. Im oberen Wandbereich ist dieses Bild nicht so gegeben, da bis zum horizontalen Hauptriss nur noch wenig Raum zur Verfügung steht. Hier finden sich die Treppenrisse auf nahezu der gesamten Länge zwischen Deckenplatte und Hauptriss.

Da sich die Risse in den Lagerfugen deutlich stärker öffnen als diejenigen in den Stoßfugen, lassen sich die Dehnungen innerhalb der Stoßfugen, auf Grund der Skalierung der Messungen, in der Hauptzugdehnungsdarstellung nicht vollständig abbilden. Darum werden die Zugdehnungen getrennt nach horizontaler Richtung (Bild 339) und vertikaler Richtung (Bild 341) dargestellt. In horizontaler Richtung zeigt sich damit deutlicher, dass mit der zunehmenden Verformung eine große Anzahl an Stoßfugen geöffnet werden. In der vertikalen Richtung ergeben sich auf Grund der gleichen Skalierung keine Unterschiede zu den Hauptzugdehnungen.

Der horizontale Hauptriss verläuft weiterhin innerhalb der 7. Lagerfuge und weist nunmehr eine Dicke von 8,19 mm auf. Der innerhalb der 8. Lagerfuge verlaufende Riss vergrößert sich ebenfalls und erreicht eine Dicke von 2,26 mm. In dem Bereich ist die Ergebnisdarstellung ebenfalls bereits gestört. Die beiden Risse werden auf dem Bild 337 näher dargestellt. Das Bild 338 zeigt die Ermittlung der Rissdicke mittels Auswertung der Dehnungen. Dies stellt die dafür günstigste Methode dar. Anhand der genauen Ausgangspositionierung der einzelnen Pixel innerhalb des Koordinatensystems in Verbindung mit den errechneten Zugdehnungen lässt sich mittels Glg. (85) die genaue Rissdicke bestimmen:

$$w_{Riss} = \frac{(P_1 - P_2) \cdot e}{100} \qquad (85) \quad .$$

$$w_{Riss} = \frac{(1682{,}75\,mm\ -\ 1656{,}74\,mm) \cdot 31{,}492}{100} = 8{,}19\,mm$$

An dem Riss ergab sich außerdem eine gemessene Risstiefe von rund 15 cm. Dafür wurde ein dünner Metallstreifen in den Riss eingeführt und dessen Eindringtiefe gemessen. Unter Berücksichtigung eines weiteren Mikrorissverlaufes dürfte damit ein tragender Restquerschnitt von lediglich ein bis zwei Zentimetern verblieben sein.

Die im Endzustand anliegenden Schubdehnungen werden auf dem Bild 343 dargestellt und finden sich in den gleichen Bereichen wie die Hauptzugdehnungen. Auf Bild 344 werden die Richtungen der Hauptdehnungen gezeigt.

Zusammenfassung der Messergebnisse

Das folgende Bild 159 zeigt den verformten Endzustand in deutlich überhöhter Darstellung.

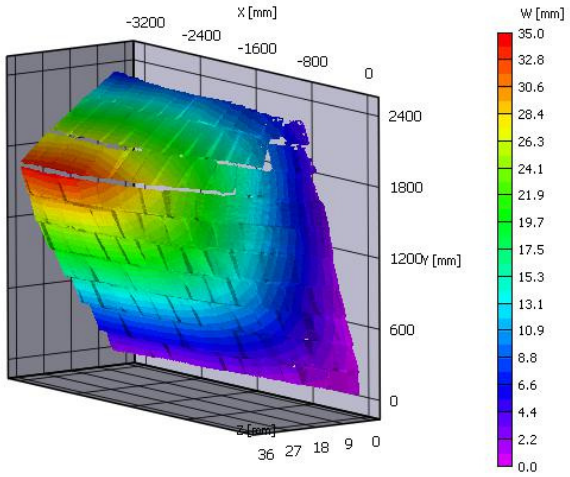


Bild 159 Endzustand am Großversuch 2

Die wesentlichen Verformungen und Rissverläufe sind erkennbar. Es wird deutlich, dass sich ein Verformungsbild ergibt, welches am Bogenmodell (Bild 3) angelehnt ist. Dies ergibt sich als Kippen zweier Mauerwerksplatten um die entstehenden Gelenke des Dreigelenkbogens (oben, unten und Mitte). Allerdings findet sich der mittlere Gelenkpunkt nicht in der geometrischen Mitte der Mauerwerkswand, sondern deutlich (2 Lagerfugen) nach oben verschoben. Dieser Umstand ist mit der lagenweisen Hinterfüllung und Verdichtung begründet. Im Bereich der schräg verlaufenden Bruchlinien tritt die horizontale Tragwirkung hinzu, es ergibt sich damit insgesamt ein plattenartiges Tragverhalten.

Die Zusammenfassung der Verformungsergebnisse über den Versuchsverlauf wird in folgender Tabelle 21 dargestellt.

Tabelle 21 Gesamtergebnisse der Verformungsmessung zu Versuch 2 [mm]

1,0 m	1,25 m	1,5 m	1,75 m	2,0 m	2,25 m	2,5 m	2,7 m	Verd.	AL
0,28	0,64	1,61	3,09	4,29	6,85	10,59	13,77	29,43	34,65

Das Bild 345 in Anhang 16.19 zeigt die, zu den in Tabelle 21 genannten Verformungen, zugehörigen Schnittdarstellungen durch das Maximum. Es zeigt sich deutlich die erläuterte Verlagerung des Verformungsmaximums bzw. der Hauptrisse von den unteren hin zu den oberen Lagerfugen der Mauerwerkswand.

Die Hauptrissdicken über den Versuchsablauf werden in Tabelle 22 gezeigt.

Tabelle 22 Gesamtergebnisse der Rissdickenmessung zu Versuch 2 [mm]

2,0 m	2,25 m	2,5 m	2,7 m	Verd.	AL
0,11	0,27	2,17	2,99	7,37	8,19

5.4.4.4 Ergebnisse der Erddruckmessungen Versuch 2

Über den gesamten Versuchszeitraum hin wurden die Erddruckmessungen mit einer Frequenz von 5 Hz durchgeführt. Die Erddruckverläufe werden im Anhang 16.17 auf der Seite 439 für die mittlere Messreihe (Bild 291) und auf Seite 440 für die äußere Messreihe (Bild 292) dargestellt. Alle Messdosen werden auf der Seite 441 in Bild 293 gezeigt.

Die mittlere Messreihe liegt dabei im Bereich der größten entstandenen Verformungen der Mauerwerkswand. Diese Messreihe kann als Hauptreihe gesehen werden und besteht aus fünf Messgebern. Die äußere Messreihe befindet sich zwischen seitlichem Auflager und Wandmitte. Daher sind die dort anliegenden Verformungen über den gesamten Versuchsverlauf deutlich geringer. Die äußere Messreihe lässt sich als Kontrollreihe interpretieren und ist nur mit 3 Messgebern ausgestattet. Auf Grund der geringeren anliegenden Verformungen liegen die Werte der Messergebnisse der äußeren Reihe daher meist über denen der mittleren Messreihe (Ausnahme Auflast). Die Grafiken zeigen die anliegenden Erddruckkräfte der jeweiligen Messgeber im Bezug zur vorhandenen Anschüttungshöhe und abschließenden Auflasten. Während des Verlaufs lassen sich häufig deutliche Kraftausschläge feststellen. Diese zeigen Zeitpunkte an, zu welchen eine Verdichtung des hinterfüllten Bereiches stattfand. Es wird deutlich, dass in regelmäßigem Abstand eine Bodenverdichtung erfolgte. Auch die abschließende, verhältnismäßig lang andauernde Verdichtung lässt sich deutlich ablesen.

Betrachtet man Messgeber 1, so ist ein zunächst starker Anstieg bis etwa 1m Anschüttungshöhe feststellbar, danach fällt die gemessene Kraft stetig ab. Dieses Verhalten erklärt sich auch hier mit der zugehörigen Wandverformung. Ab einer Anschüttungshöhe von einem Meter kommt es zunehmend zu relevanten Verformungen. Die Wand entzieht sich der Belastung und der in dem

Bereich anliegende Erddruck nimmt ab. Da der Erdstoff auch einer rel. starken Verdichtung unterzogen wurde, kommt es mit dann noch zunehmender Anschüttung nicht zu einem Nachrutschen des Hinterfüllungsmaterials im unteren Bereich der Versuchswand. Einen starken Einfluss hat dabei die im leicht feuchten Sand entstandene Kohäsion (Scheinkohäsion). Diese Scheinkohäsion (Zusammenhalt zwischen den Sandkörnern durch Kapillarkräfte) entstand stark in den verdichteten Bereichen. Die Verdichtungswirkung des verwendeten Rüttlers war unterdessen auch nicht so stark (tiefreichend), um über den gesamten Versuchsablauf bis zu den unteren Bodenschichten zu gelangen. Weshalb dadurch auch keine Aufhebung der Kohäsion in diesen tieferen Bereichen mehr möglich gewesen ist. Am Kraftverlauf der Messgeber ist deutlich erkennbar, dass der Einfluss des Verdichtungsgerätes auf die unteren Bodenbereiche mit zunehmender Anschüttungshöhe abnimmt und letztendlich kaum noch messbar ist. Selbst das Aufbringen der Auflast zu Versuchsende erzeugte am Messgeber 1 nur eine geringe Erhöhung der anliegenden Kräfte.

Dieses Verhalten ist so prinzipiell auch bei den Messgebern 2, 3 und 4 festzustellen. Einem anfänglichen Kraftanstieg folgt hier ein relativ steiler Kraftabfall. Auf Grund der relativ starken Verformungen auf halber Wandhöhe fallen die Messwerte der Messgeber auf nahezu null. Damit ist ein wesentlicher Unterschied dieser relativ biegeweichen 17,5 cm KS-Versuchswand zur deutlich steiferen 36,5 cm textilbewehrten Versuchswand feststellbar. Dort blieb zumindest ein relevanter Rest an Erddruckkraft nach geringerer Verformung der Wand zurück. Der Einfluss des Verdichtungsgerätes wird auch hier mit zunehmender Überschüttung geringer. Am Ende kommt es durch die Auflast noch zu einer geringen Erhöhung der anliegenden Kräfte an dem halbhohen Wandbereich.

Am oberen Messgeber 5 ist ebenfalls dieses tendenzielle Verhalten festzustellen. Zunächst steigt die Krafteinwirkung relativ stetig an. Im Rahmen der abschließenden Verdichtung kommt es aber zu stärkeren Verformungen an der Versuchswand. Damit einhergehend sinkt auch hier die Kraft. Die abschließend aufgebrachte Auflast wirkt sich danach deutlich aus.

Durch die äußere Messreihe werden die Messungen und Schlussfolgerungen der mittleren Reihe bestätigt. Die Verläufe der Kraftkurven sind tendenziell gleich. Dabei liegen an der äußeren Messreihe noch etwas höhere Messwerte an. Im Bereich der äußeren Messreihe kommt es zu etwas geringeren Verformungen als in Wandmitte. Mit dem geringeren Ausweichen der Versuchswand in dem Bereich lassen sich diese Abweichungen also plausibel erklären. Zu bemerken ist außerdem, dass das abschließende Aufbringen der Auflast an der äußeren Messereihe zu einer Senkung der Messwerte geführt hat. Da die Auflast nur auf einer Länge von 1,6 m in Wandmitte aufgebracht wurde, befindet sich die äußere Messreihe deutlich außerhalb des Einflussbereiches dieser eher punktuell eingebrachten Kraft. Mit Aufbringen der Auflast kommt es in der Wandmitte zum Ansteigen der einwirkenden Kraft und damit einhergehend zu einer Verformung der Wand. Diese Verformungen resultieren zum Kraftabfall in der äußeren Messreihe.

Die folgende Tabelle 23 zeigt die dazu gehörigen Kräfte als Streckenlast in kN/m sowie als über die Anschüttungshöhe verteilte Flächenlast in kN/m²:

Tabelle 23 Gesamtergebnisse der Erddruckmessung zu Versuch 2

Messort		**0,25 m**	**0,75 m**	**1,25 m**	**1,75 m**	**2,25 m**	**2,7 m**	**AL**
Mittlere Reihe	***kN/m²***	1,1	3,2	7,4	3,6	2,6	2,5	4,3
	kN/m	0,3	2,4	9,3	6,4	5,9	6,7	11,5
Mittlere Reihe Verdichtung	***kN/m²***	3,7	10,3	11,1	5,4	4,5	4,9	-
	kN/m	0,9	7,7	13,9	9,5	10,2	13,2	-
Äußere Reihe	***kN/m²***	1,7	-	6,7	-	3,3	3,8	0,6
	kN/m	0,4	-	8,3	-	7,4	10,3	1,6

Das Bild 297 auf Seite 445 und das Bild 299 auf Seite 446 im Anhang 16.17 zeigen die geschnittenen Erddruckverläufe der mittleren und äußeren Messreihe über den Versuchsverlauf hinweg. Weiterhin werden die Krafteinwirkungen während der Verdichtung dargestellt.

Es zeigt sich, dass bis zu einer Anschüttungshöhe von 1,25 m ein annähernd dreieckförmiger Verlauf des Erddrucks eintritt, der auch der Erddrucktheorie entspricht. Mit anschließend zunehmender Aufschüttung und Verformung der Versuchswand geht der Erddruck in einen eher gleichverteilten Verlauf über (bei ca. 1,7 m Anschüttungshöhe). Danach stellt sich relativ schnell (bei ca. 1,9 m Anschüttungshöhe) ein deutlich konkaver Verlauf der Erddruckfigur ein, wobei die Kraft auf halber Wandhöhe schon annähernd null beträgt. Die Verformungen in Wandmitte betragen zu dem Zeitpunkt rund 3,5 mm. Mit Erreichen der vollen Anschütthöhe bleibt dieser konkave Verlauf erhalten. In halber Wandhöhe baut sich der Erddruck bis auf null ab. In dem Bereich liegen große Verformungen an und der Einflussbereich des Bodenverdichters ist bereits relativ gering. Am Wandfuß sind die Verformungen unterdessen noch etwas geringer ausgeprägt und es verbleibt eine geringe Restkraft. Am Wandkopf wird mit zunehmender Anschüttung und Verdichtung zunächst noch Erddruck aufgebaut. Nach einer sehr intensiven und langen Verdichtung sinkt auch der Erddruck an der oberen Messdose auf Grund der Verformungen noch deutlich ab. Der Kraftrückgang ist bei dem vorliegenden Versuch deutlich stärker ausgeprägt als bei Versuch 1. Grund dafür sind die wesentlich größeren Verformungen an dieser Versuchswand. Durch die abschließende Auflast wird die Gesamtkrafteinwirkung danach deutlich erhöht. Allerdings beschränkt sich deren Einfluss stark auf den oberen Wandbereich.

Deutlich messbar war auch bei Versuch 2 der Einfluss des Verdichtungsgerätes. Dabei wurden temporäre Spitzenwerte von 15 bis 19 kN/m² gemessen, was in etwa dem theoretischen Ansatz des verwendeten Gerätes entspricht. Aus der Verdichtung resultiert eine deutlich höhere Gesamtbelastung auf die Versuchswand. Im vorliegenden Fall wird die Einwirkung durchschnittlich um den Faktor 1,7 erhöht. Grundsätzlich werden diese Verdichtungsspitzen aber nur kurzfristig gemessen und bauen sich schnell wieder ab. Festzuhalten ist außerdem, dass die Tiefenwirkung dieses Gerätes deutlich begrenzt ist. Ab einer Tiefe von einem halben Meter baut sich die horizontale Einwirkung zunehmend ab. Es wurde festgestellt, dass sich Verformungen besonders stark ergeben, wenn verdichtet wurde – Hier noch deutlicher als beim Versuch 1. Offensichtlich befördern dynamische Lasten (hochfrequente Vibrationen) die Verformungsneigung der dünneren Mauer-werkswand noch stärker.

Das folgende Bild 160 zeigt zusammenfassend den Gesamtkraftverlauf des Versuchs 2 als Streckenlast in kN/m.

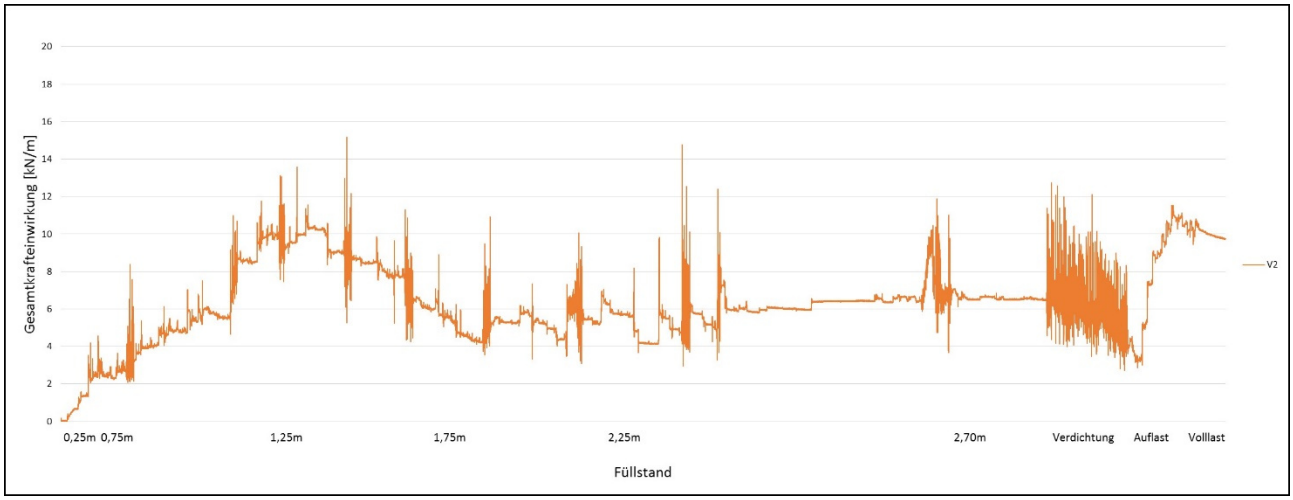


Bild 160 Gesamtkraftverlauf Versuch 2 [kN/m]

Es wird deutlich, dass die Krafteinwirkung bis zu einer Anschüttungshöhe von ca. 1,25 m kontinuierlich ansteigt. Es wird eine Gesamtkrafteinwirkung von rund 10 kN/m erreicht, die nicht

mehr überschritten wird. Die Verformung in Wandmitte beträgt zu dem Zeitpunkt rund 0,6 mm. Schon bei diesen geringen Verformungen geht die Kurve in einen geraden Verlauf über, d. h. dass trotz weiter zunehmender Anschüttung die anliegende Kraft nicht mehr wesentlich steigt. Ab dem Zeitpunkt resultiert jede Erhöhung der Krafteinwirkung in einer Verformung und damit einhergehenden Kraftsenkung. Die Verformungen waren bei dem Versuch 2 dabei so stark, dass die Gesamtkrafteinwirkung wieder kontinuierlich abfällt und sich bei rund 6 kN/m einpegelt. Es zeigt sich erneut, dass es besonders im Rahmen der Verdichtungen zu Kraftsenkungen und Verformungen gekommen ist. Am Ende der Hinterfüllungsarbeiten kommt es auf Grund sich verstärkender Verformungen durch Verdichtung sogar zu einer weiteren Senkung der gesamten Krafteinwirkung. Die abschließende Auflast erhöht die Einwirkungen nochmals deutlich.

5.4.4.5 Ergebnisse aus Rückbau Versuch 2

Nach der Versuchsdurchführung wurden zunächst die Auflasten entfernt. Daran anschließend wurde das Hinterfüllungsmaterial ausgehoben. Das Ausheben gestaltete sich erneut aufwendig und langwierig, da der Sand über die Verdichtung eine starke Verfestigung erfahren hatte (siehe diesbezügliche Ausführungen bei Versuch 1).

Nach dem Ausheben des Hinterfüllungsmaterials wurde die Versuchswand lagenweise zurück gebaut, um weitere Erkenntnisse gewinnen zu können. Es war festzustellen, dass besonders im Bereich des Wandkopfes einige Zerstörungen des Verbundes vorlagen. Das lange und starke Verdichten wirkte sich ungünstig auf die Lagerfugen aus. Vibrationen zerstörten den Haftverbund zwischen Mörtel und Stein. An den Steinen selbst waren keine Beschädigungen in der Druckzone erkennbar. Es wurde ausschließlich die Stahlbetonplatte nach oben gedrückt. Weitere Erkenntnisse konnten aus dem Rückbau nicht gezogen werden.

5.4.4.6 Zusammenfassung Versuch 2

Zusammenfassend lässt sich für Versuch 2 festhalten:

- Das gesamte Verhalten der Wand ist stark vom Einfluss der Verformungen und dem sich damit ändernden Erddruck geprägt. Grundsätzlich kommt es durch schon geringe Verformungen (0,5 – 1 mm) zu sehr starken Kraftrückgängen.
- Ab einer Anschüttungshöhe von ca. 1,25 m kommt es zunehmend zu relevanten Verformungen. Die Wand entzieht sich der Belastung und der in dem Bereich anliegende Erddruck nimmt ab.
- Es ergibt sich ein Verformungsbild der Wand, welches am Bogenmodell angelehnt ist. Es zeigt sich als Kippen zweier Mauerwerksplatten um die entstehenden Gelenke des Dreigelenkbogens (oben, unten und Mitte). Allerdings findet sich der mittlere Gelenkpunkt nicht in der geometrischen Mitte der Mauerwerkswand, sondern deutlich nach oben verschoben. Dieser Umstand ist mit der lagenweisen Hinterfüllung und Verdichtung begründet. Im Bereich der schräg verlaufenden Bruchlinien tritt die horizontale Tragwirkung hinzu. Es ergibt sich damit insgesamt ein plattenartiges Tragverhalten. Die Bruchlinien beginnen grob in den Ecken und pflanzen sich schräg bis zum Hauptriss fort.
- Durch die Wechselwirkung aus Verdichtung und Verformung kommt es zu einer sich verlagernden Belastung. Die Belastung beginnt zunächst im unteren Wandbereich und nimmt auf Grund der Verformungen mit zunehmender Anschüttungshöhe ab. Somit verlagert sich der angreifende Kraftschwerpunkt über den Versuchsverlauf hinweg immer weiter nach oben, wodurch sich auch der Verformungsschwerpunkt an der Versuchswand immer weiter nach oben verlagert.

- Es zeigt sich ein zweiachsiger Lastabtrag. Der Lastabtrag erfolgt vertikal über die Bogenwirkung, horizontal über die Biegefestigkeit des Mauerwerkes. Die wesentliche Plattenverformungsarbeit erfolgt innerhalb der Eckbereiche der Mauerwerkswand. In diesen Bereichen wird der wesentliche Anteil der einwirkenden Kräfte durch die Mauerwerkswand aufgenommen.
- Die theoretische, charakteristische Maximaltragfähigkeit der Versuchswand 2 liegt bei rund 3,10 kN/m². Die Wand war während des Versuchs durch Verdichtung und Auflast deutlich höheren Kräften ausgesetzt (~ 55 %), was in der Folge zum annähernden Versagen führte. Die Bemessung liegt auf der sicheren Seite.
- Ein wesentlicher Faktor ist für Mauerwerk unter geringer Auflast die vertikale Biegefestigkeit. Die Deckenplatte wird nach oben gedrückt und es besteht mit zunehmender Belastung die Gefahr, dass es zum Durchschlagen kommt. Dieser Zustand wurde bei dem Versuch annähernd erreicht.
- Rissbildungen erfolgten ausschließlich in Fugenbereichen (Stoß- und Lagerfugen).
- Bis zu einer Höhe der Anschüttung von 1,5 m ergeben sich nur sehr geringe Verformungen der Mauerwerkswand von rund 1,6 mm.
- Vollständig hinterfüllt auf 2,7 m Höhe und abschließend verdichtet zeigt sich eine Verformung von 13,77 mm. Die Versuchswand kann zu dem Zeitpunkt als charakteristisch tragfähig und nicht gebrauchstauglich betrachtet werden.
- Da der Füllsand einer rel. intensiven Verdichtung unterzogen wurde, bauten sich starke Kohäsionskräfte auf. Daher kommt es mit dann noch zunehmender Anschüttung nicht zu einem Nachrutschen des Hinterfüllungsmaterials im unteren und mittleren Bereich der Versuchswand.
- Es zeigt sich bis zu geringen Anschüttungshöhen ein annähernd dreieckförmiger Verlauf des Erddrucks. Mit zunehmender Aufschüttung und Verformung der Versuchswand geht der Erddruck in einen eher gleichverteilten Verlauf über. Danach stellt sich mit weiterhin zunehmender Anschüttung ein deutlich konkaver Verlauf der Erddruckfigur ein, der sich kontinuierlich stärker ausprägt.
- Bis zu einer Anschüttungshöhe von ca. 1,25 m steigt die Gesamtkrafteinwirkung durch Erddruck an und fällt danach auf Grund der Wandverformung wieder deutlich ab. Mit weiter zunehmender Anschüttung steigt die anliegende Gesamtkraft nicht mehr wesentlich. Ab dem Zeitpunkt resultiert jede Erhöhung der Anschüttung und weitere Verdichtung in einer Verformung und damit einhergehenden Kraftsenkung.
- Der Einfluss der aufgebrachten Auflast beschränkt sich auf den oberen Wandbereich.
- Langes und starkes Verdichten wirkt sich ungünstig auf die Lagerfugen in dem betroffenen Bereich aus. Die Vibrationen zerstörten den Verbund zwischen Mörtel und Stein.
- Es wurden bei der Verdichtung Spitzenwerte gemessen, die in etwa dem theoretischen Ansatz des verwendeten Gerätes entsprechen. Die Verdichtungsspitzen wirken aber nur kurzfristig und bauen sich schnell wieder ab.
- Der Einfluss des verwendeten Verdichtungsgerätes (160 kg) auf die unteren Wandbereiche nimmt mit zunehmender Anschüttungshöhe ab. Mit dem verwendeten Gerät konnte eine relevante Einflusstiefe von rund einem Meter festgestellt werden.
- Verformungen am Mauerwerk ergeben sich besonders stark, wenn verdichtet wird.
- Mit Entnahme der Hinterfüllung kommt es zur nahezu vollständigen Rückverformung der Versuchswand.

5.4.5 Versuch-3 KS-Mw 17,5 cm mit Textileinlage

5.4.5.1 Herstellung und Ablauf Versuch 3

Die Versuchswand wurde am 09.01.2018 hergestellt und am 25.01.2018 geprüft, d. h. 16 Tage (~ 2 Wochen) nach der Herstellung.

Für die Herstellung der 17,5 cm dicken KS-Versuchswand mit textilbewehrter Lagerfuge und unvermörtelten Stoßfugen wurden rund 6,75 Stunden benötigt. Dafür kamen ein professioneller Maurer sowie ein Hilfsarbeiter zum Einsatz. Bei den verwendeten Steinen (~ 17,5 kg) ist Handvermauerung möglich und wurde auch durchgeführt. Damit beträgt die Herstellungszeit / der Arbeitszeitrichtwert für die 7,5 m x 2,5 m große Wandfläche in der Praxis ca. 0,36 h/m² bei zwei Arbeitern ohne Versetzgerät. Es ergibt sich somit eine zeitliche Erhöhung im direkten Vergleich zum unter 5.4.4 beschriebenen, geometriegleichen Versuch ohne textile Einlage von 6,75 h / 6 h ~ 1,13. Somit beträgt der zeitliche Mehraufwand etwa 13 % und resultiert aus der zusätzlichen Arbeitsleistung, das Textil einzulegen sowie eine weitere Dünnbettmörtelschicht aufzutragen. Außerdem muss im Falle einer textilen Einlage immer eine komplette Bahn von Steinen direkt gelegt werden. Das im Mauerwerksbau übliche Hochmauern von zwei Seiten und nachträglicher Ausmauerung entlang einer Schnur kann so nicht erfolgen und bedeutet einen zusätzlichen geringen Mehraufwand an Arbeitszeit. Die Herstellung der textilbewehrten Mauerwerkswand (siehe Bild 161) erfolgte analog zum unter 5.4.3 beschriebenen Versuch.



Bild 161 Aufbau Großversuch-3 KS-Mw 17,5 cm textilbewehrt

Materialeinsatz

- 300 Steine KS L-R P 6DF 12-1,6 mit den Abmessung 248x175x248 mm, dies entspricht 16 Kalksandsteinen je Quadratmeter.
- 6 Säcke a 20 kg Silka Secure Dünnbettmörtel, dies entspricht rund 6,4 kg je Quadratmeter Wandfläche. Die Menge entspricht einer Verdopplung im Vergleich zur unbewehrten Wand. Da die grundlegenden Kleinversuche mit diesem Mörtel erfolgt sind, musste auch für die Großversuche dieser Mörtel verwendet werden, da sich die Dünnbettmörtel verschiedener Hersteller zum Teil deutlich in ihrer Zusammensetzung unterscheiden. Die verwendeten Steine dagegen können von beliebigen Herstellern verwendet werden, da deren Aufbau und Steinoberflächen grundsätzlich gleich sind.
- 11,25 m² Bewehrungstextil CFK SitGrid025 (~ 0,6 m² je m² Wandfläche). Das Textil wurde auf fast der gesamten Steinbreite mit nur geringen Seitenabstand zur Wandoberfläche auf einer Breite von 15 cm verlegt. Es wurde für den Versuch auf einen größeren Randabstand verzichtet, um bei dem rel. dünnen Mauerwerk maximalen Bewehrungsquerschnitt zur Verfügung zu haben. So soll der Unterschied zum unbewehrten Versuch so deutlich wie möglich herausgestellt werden. Welcher Randabstand später auf Grund von Sicherheitsüberlegungen festgelegt wird, spielt für die hier erfolgten Untersuchungen keine Rolle.

Ausgangssituation zu Versuchsbeginn

Die Ausgangssituation der Mauerwerkswand ist auf Bild 162 dargestellt, links als deutlich überhöhte dreidimensionale Darstellung, rechts als zweidimensionale Darstellung mit Bezeichnung des Achsensystems. Dieses Achsensystem entspricht der allgemein üblichen Bezeichnung und alle im Verlauf der Ausführungen zu dem Versuch beschriebenen Abbildungen beziehen sich darauf.

Auf der dreidimensionalen Darstellung sind sehr genau die einzelnen Steine, deren Position sowie die allgemeine Wandform zu erkennen. Es wird deutlich, dass trotz genauer baupraktischer Ausführung mit Richtscheit, Wasserwaage und Maurerschnur eine gewisse Unebenheit nicht vermeidbar ist. Im vorliegenden Fall beträgt die größte Abweichung von unten nach oben rund 7 mm und liegt damit im Toleranzbereich. Es lässt sich als leichte Ausbauchung im mittleren Wandbereich interpretieren. Für den Versuchsablauf ist die vorliegende Unebenheit ohne Bedeutung, da sich die Messungen an der Wand auf deren Ausgangszustand beziehen.

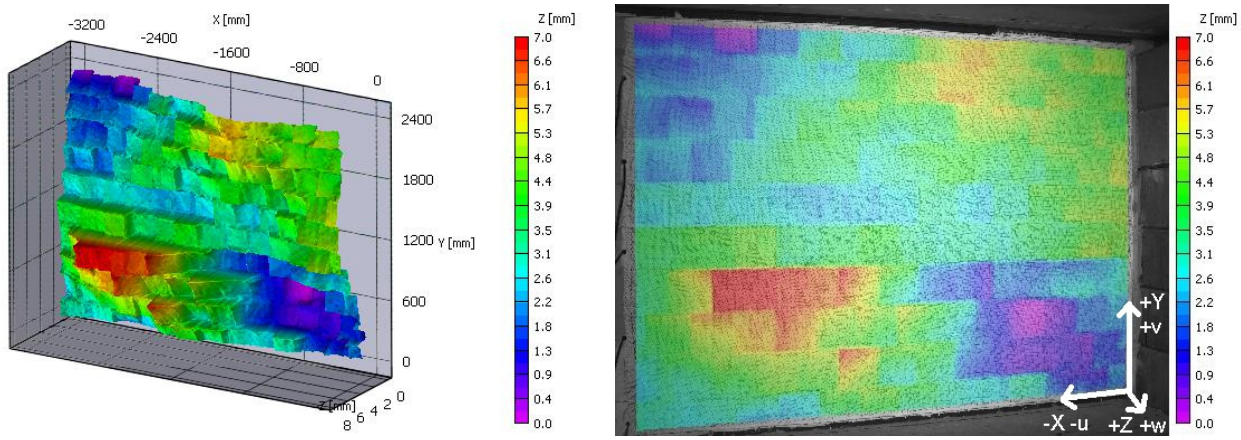


Bild 162 Ausgangssituation am Großversuch-3

Versuchsablauf

Am Versuchstag wurde bis 8:45 Uhr die erforderliche Messtechnik installiert und kalibriert. Der Versuch selbst lief von 09:00 Uhr bis 16:30 Uhr für einen Zeitraum von 7,5 Stunden.

Vom Ausgangszustand beginnend wurden über den gesamten Versuchszeitraum von 7,5 Stunden die Reaktionen der Versuchswand auf die einwirkenden Kräfte (Erddruck, Verdichtung) gemessen. Die Erddruckmessungen erfolgten dabei mit einer Frequenz von 5 Hz und Verformungsmessungen mit einer Frequenz von 0,5 Hz.

5.4.5.2 Berechnung Versuch 3

Es soll im Folgenden die Berechnung des Versuchs mit aktuell verfügbaren Nachweismöglichkeiten aus DIN EN 1996-1-1 [1], ergänzt um den im Abschnitt 6 entwickelten Ansatz für textilbewehrtes Mauerwerk, dargestellt werden. Relevante Rechenwerte werden aus Anhang 16.1, Anhang 16.2, Anhang 16.4, Anhang 16.8 und Anhang 16.9 entnommen. Die Berechnung basiert auf ch. Werten.

Es handelt sich um ein textilbewehrtes Mauerwerk (SG 025) aus Kalksandsteinen KSL12-1,6 (250 x 175 x 250), vermauert mit Dünnbettmörtel, ohne Stoßfugenvermörtelung. Da jede Lagerfuge bewehrt ausgeführt wurde, kann auf Grund der Steinhöhe von 25 cm mit 4 bewehrten Lagerfugen je Meter gerechnet werden. Das Textil wurde mit einem nur geringen Randabstand von 5 mm in den Lagerfugen verlegt.

Der für eine textile Lagerfugenbewehrung angepasste, charakteristische Wert der Biegefestigkeit mit Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen $f_{xk2,app}$ wurde aus der Tabelle 108 (Anhang 16.9) entnommen. Die dort dargestellten Werte basieren auf den durchgeführten Kleinversuchen und wurden anhand der im Abschnitt 6 hergeleiteten Gleichungen berechnet.

Der Wert für f_{xk1} wird unter Ansatz des Bogenmodells errechnet. Es wird vereinfacht die Biegefestigkeit durch die Bogenwirkung in halber Wandhöhe angesetzt. Die Auflast am Wandkopf beträgt rund 5 kN/m, die Normalkraft in Wandmitte damit:

$$N = 5\frac{kN}{m} + 1{,}25\ m \cdot 0{,}175\ m \cdot 16\frac{kN}{m^3} = 8{,}5\frac{kN}{m}$$

Damit ergibt sich die Biegefestigkeit gem. Glg. (8) zu:

$$f_{xk1} = \frac{N \cdot 5{,}4}{t} = \frac{0{,}0085 \cdot 5{,}4}{0{,}175} = 0{,}26\ N/mm^2 \quad (8)$$

Insgesamt lassen sich damit die folgenden Eingangsparameter festhalten:

- h 2,50 m Wandhöhe
- l 6,20 m Wandlänge (lichtes Maß + 2 x t / 2)
- t 175 mm Wanddicke
- f_{xk1} 0,26 N/mm² ch. Biegefestigkeit (vertikal)
- $f_{xk2,app}$ 0,67 N/mm² angepasste ch. Biegefestigkeit (horizontal)

Das elastische Widerstandsmoment je Höhen- / Längeneinheit der Wand (Z) ergibt sich zu:

$$Z = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{1 \cdot 0{,}175^2}{6} = 0{,}005\ m^3/m$$

Der Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes ergibt sich aus Glg. (29):

$$M_{Rki} = f_{xki} \cdot Z \quad (29)$$

$$M_{Rk1} = 260\ kN/m^2 \cdot 0{,}005\ m^3/m = 1{,}30\ kNm\ /m$$

$$M_{Rk2} = 670\ kN/m^2 \cdot 0{,}005\ m^3/m = 3{,}35\ kNm\ /m$$

Das Verhältnis der Biegefestigkeiten des Mauerwerks senkr. zueinander ergibt sich nach Glg. (34):

$$\mu = {f_{xk1}}\Big/{f_{xk2,app}} = {0{,}26}/{0{,}67} = 0{,}39 \quad (34)$$

Auf Grund des Aufbaus können sowohl die Seitenränder der Wand, als auch der Wandfuß als eingespannt betrachtet werden. Der Wandkopf wird als gelenkig angenommen. Mit h / l = 0,4 und μ = 0,39 kann aus Tabelle 87 (Fall H, Anhang 16.2) der Wert von 0,015 für den Momentenbeiwert α_2 abgelesen werden.

Der Momentenbeiwert α_1 ergibt sich damit gem. Glg. (33) zu:

$$\alpha_1 = \alpha_2 \cdot \mu = 0{,}015 \cdot 0{,}39 = 0{,}006 \quad (33)$$

Die maximale Flächenlast lässt sich über die umgestellten Gleichungen (31) und (32), unter Ansatz der aufnehmbaren Momente, berechnen:

$$M_{Ek1} = \alpha_1 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 \quad (31)$$

$$W_{Ed} = \frac{M_{Rk1}}{\alpha_1 \cdot l^2} = \frac{1{,}30}{0{,}0058 \cdot 6{,}2^2} = 5{,}8\frac{KN}{m^2}$$

$$M_{Ek2} = \alpha_2 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 \quad (32)$$

$$W_{Ed} = \frac{M_{Rk2}}{\alpha_2 \cdot l^2} = \frac{3{,}35}{0{,}015 \cdot 6{,}2^2} = 5{,}8\frac{KN}{m^2}$$

Die theoretische, charakteristische Maximaltragfähigkeit der Versuchswand 3 liegt bei rund 5,8 kN/m². Es ergibt sich damit rechnerisch eine rund 85 % höhere Tragfähigkeit als beim unbewehrten Vergleichsversuch 2.

5.4.5.3 Ergebnisse der Verformungsmessung Versuch 3

Die visuelle Ergebnisdarstellung der Versuchsergebnisse findet sich im Anhang 16.19 für die Großversuche 2 und 3. Die unmittelbare Gegenüberstellung der beiden Versuche ermöglicht einen direkten Vergleich zwischen textilbewehrtem und unbewehrtem Versuch. Die Ergebnisse des unbewehrten Versuchs 2 befinden sich dabei immer auf der linken Blattseite, die des bewehrten Versuchs 3 auf der rechten.

Die Ergebnisdarstellung beginnt ab einer Anschüttungshöhe von 1 m, da erst ab diesem Zeitpunkt sichtbare Verformungen während der Versuche eintraten. Danach folgen die Auswertebilder für alle 25 cm weitere Anschüttungshöhe bis zur Gesamtanschüttungshöhe von 2,7 m. Anschließend folgen weitere Auswertungen für die Ergebnisse nach der abschließenden Verdichtung sowie nach dem Aufbringen der Bodenauflast. Die Auswertung von Versuch 3 beginnt mit Bild 316 (rechts) auf Seite 456 und geht bis Bild 345 (rechts) auf der Seite 463. In den Auswertungen sind immer die Verformungen in Richtung w [mm] als zweidimensionale Ansicht enthalten. Das den Anhang 16.19 abschließende Bild 345 auf der Seite 463 zeigt die zu den Verformungsbildern zugehörigen Schnittdarstellungen (jeweils in Wandmitte) in chronologischer Reihenfolge.

Das erste Auswertebild (Bild 316) zeigt die Verformungen bei einem Meter Anschüttungshöhe. Der Maximalwert von 0,19 mm befindet sich im mittleren Mauerbereich.

Bei 1,25 m Anschüttungshöhe zeigt sich die Verformung mit einem Maximalwert von 0,3 mm etwa auf Höhe der vierten Lagerfuge (Bild 317).

0,64 mm Verformung ließen sich bei 1,5 m Anschüttungshöhe feststellen (Bild 318). Zu diesem Zeitpunkt kommt es auch zu sehr geringen, aber darstellbaren Dehnungen im Mauerwerk. Die Zugdehnungen erfolgten dabei ausschließlich (gilt für den gesamten Versuch) in Fugenbereichen (Stoß- und Lagerfugen). Das Bild 319 (rechts) auf Seite 456 zeigt die Hauptzugdehnungen bei der Anschüttungshöhe von 1,5 m. Es lässt sich eine schwache Dehnung der dritten Lagerfuge erkennen. Dehnungen im Bereich von Stoßfugen sind noch nicht ersichtlich. Es deutet sich hier die Entwicklung eines möglichen Risses in der dritten Lagerfuge an. Das gemessene Verformungsmaximum liegt dabei im Bereich dieser Lagerfuge.

Die Auswertung der Hauptzugdehnungen im folgenden Schritt bei 1,75 m Anschüttungshöhe (siehe Bild 321) zeigt, dass sich die vorgenannten Dehnungen innerhalb der dritten Lagerfuge weiter verstärkt haben. Auch jetzt liegt der Maximalwert der Verformung von 1,74 mm genau auf der sich öffnenden, dritten Lagerfuge (Bild 320).

Bild 322 zeigt eine Verformung der Mauerwerkswand von 2,07 mm bei einer Höhe der Anschüttung von 2,0 m. Die Verformung konzentriert sich weiterhin im unteren Wandbereich, der Maximalwert liegt dabei noch immer auf der dritten Lagerfuge der Wand. Die Auswertung der Hauptzugdehnungen (Bild 323) zeigt, dass sich die Zugdehnungen in der 3. Lagerfuge weiter vergrößern.

2,62 mm Verformung ergeben sich bei der Anschüttungshöhe 2,25 m (Bild 324). Der Verformungsschwerpunkt liegt dabei inzwischen im Bereich der 4. Lagerfuge. Die Auswertung der Hauptzugdehnungen (Bild 325) zeigt, dass sich die Dehnungen innerhalb der dritten Lagerfuge wieder fast vollständig abgebaut haben. Ferner sind jetzt deutliche, stärkere Zugdehnungen eine Lagerfuge oberhalb (vierte Lagerfuge) feststellbar. Somit hat sich der Mikroriss in der dritten Lagerfuge wieder geschlossen und es entsteht ein neuer innerhalb der vierten Lagerfuge. Die Dehnungen sind dabei noch so gering, dass kein sichtbarer / messbarer Riss entstanden ist. In den Eckbereichen werden mit zunehmender Verformung der Wand auch die typischen abgetreppten Risse sichtbar.

Bei der Anschüttungshöhe von 2,5 m tritt zum Riss innerhalb der dritten Lagerfuge ein neuer innerhalb der 8. Lagerfuge (Bild 327) hinzu. Die Rissdicke beträgt dabei etwa 0,23 mm. Die anliegende Verformung beträgt 3,62 mm und liegt in Wandmitte (Bild 326). Die Wand verformt sich zu dem Zeitpunkt eher gesamtheitlich in der Wandmitte nach außen. Es zeigen sich zweiachsiger Lastabtrag und ein annähernd plattenartiges Tragverhalten. Der vertikale Lastabtrag erfolgt über die Bogenwirkung, horizontal über die vorhandene Textilbewehrung. Die Treppenrisse in den Wandecken nehmen mit der Verformung weiter zu. Es zeigt sich auch hier, dass die wesentliche Plattenverformungsarbeit innerhalb der Eckbereiche der Mauerwerkswand erfolgt. In diesen Bereichen wird der wesentliche Anteil der einwirkenden Kräfte durch die Mauerwerkswand aufgenommen.

Vollständig hinterfüllt auf 2,7 m Höhe und abschließend verdichtet zeigt sich eine Verformung von 5,4 mm (Bild 328). Dabei verbleibt der Hauptriss innerhalb der 8. Lagerfuge und vergrößert sich auf 0,7 mm. Damit liegt hier ein offener, visuell aber noch schwer erkennbarer Riss vor (Bild 329). Die anliegende Verformung kann bei einem Ansatz der üblichen h / 250 als gebrauchstauglich eingestuft werden. Es ergibt sich für diese geringe Verformung sogar ein sehr guter Wert von h / 463. Auch der entstandene Mikroriss spricht einer zulässigen Gebrauchstauglichkeit nicht entgegen. Solche Risse sind nach dem Verputzen der Innenwandseite nicht mehr sichtbar. Damit wird aufgezeigt, dass die charakteristische Tragfähigkeit auch solch dünner, textilbewehrter KS-Wände für die vorliegenden Bedingungen gegeben ist. Die folgende Intensivverdichtung sorgt für weitere Verformungen und Schäden, gerade durch die Verdichtungsarbeit. Da diese so allerdings nicht ausgeführt würde, ist der aktuelle Zeitpunkt repräsentativ für den realen Anwendungsfall. Da aber mit dem Ziel geprüft wurde, die Wand annähernd in den Bruchzustand zu führen, folgen die weiteren, praktisch allerdings unüblichen, Maßnahmen.

Nach Abschluss der Hinterfüllungsarbeiten folgte ein längerer Zeitraum starker Verdichtung, um gleiche Verhältnisse wie beim Versuch 2 zu schaffen. Der Verdichtungszeitraum bei Versuch 3 war dabei aber deutlich länger (annähernd doppelte Länge). Ziel war hier ebenfalls, den Bruchzustand annähernd zu erzwingen, was nicht gelang. Aus vorgenannten Gründen wurde diese zusätzliche (baupraktisch unübliche) Verdichtung über einen Zeitraum von ca. 60 Minuten durchgeführt. Damit lassen sich wesentliche Anteile der Verformung, Rissbildung und Schädigungen mit der zusätzlichen Verdichtung begründen. Die Verdichtung wirkte dabei auch hier nicht auf die ganze Wand, sondern eher auf das obere Drittel, da die horizontale Verdichtungskraft nicht tiefer reichte. Die Verdichtung wurde beendet, nachdem sich ein Zustand eingestellt hatte, in dem keine Vergrößerung der Verformung mehr messbar war. Zu diesem Zeitpunkt wurde eine Verformung von 11,15 mm gemessen (siehe Bild 330). Das Verformungsmaximum liegt dabei weiterhin auf der 8. Lagerfuge. Der Hauptriss vergrößerte sich auf 2,81 mm. Hier kann von einem abgeschlossenen Risszustand gesprochen werden. Das Messsystem schafft es an den meisten Stellen des Risses nicht mehr, über den Riss hinweg zu korrelieren.

Die Grenzen des Versuchsaufbaus (mit Verdichtung) wurden damit bereits bei der 17,5 cm dünnen, textilbewehrten KS-Versuchswand erreicht.

Weitere, sehr geringe Verformungen wurden durch das Aufbringen der Geländeauflast (~ 15,4 t) hervorgerufen. Der Maximalwert beträgt dabei 11,35 mm und liegt im Bereich des Risses auf der 8. Lagerfuge (Bild 332). Durch die Auflast wurden offensichtlich kaum noch relevante Verformungen erzielt, da die einwirkenden Kräfte auf Grund der Auflast nur unwesentlich höher waren als während der Verdichtung. Der auf dem Bild entstehende Eindruck, die Wand hätte sich im oberen Bereich nach innen verschoben, täuscht dabei. Da nicht die vollständige Wand in den Messbereich aufgenommen werden kann (auf Grund der Schubwinkel), fehlen in der Darstellung bis zum eigentlichen Auflagerpunkt noch einige Zentimeter (ca. 8 cm). Da sich der obere Teil der Wand bis zum Hauptriss wesentlich schräger stellen muss als der untere Wandteil, kann daher dieser Eindruck entstehen. Der obere Teil wird bis zum Auflagerpunkt noch wesentlich schneller die Verformung abbauen als dies im unteren Bereich der Fall ist. Dies zeigt sich insbesondere an dem Farbverlauf vom Hauptriss beginnend. Am oberen Bereich wechseln die farblichen Übergänge deutlich schneller (Bild 333 mit Isolinien). Der optische Überschuss würde sich daher noch bis zum

Auflager (Deckenplatte) angleichen. Die im Verbindungsbereich von Schüttkammer und Deckenplatte angebrachten Messmarken zeigten außerdem, dass an der Stelle kein Riss entstanden ist. Der Wandkopf wurde nicht horizontal bewegt, der Versuchsaufbau also nicht wie bei Versuch 1 einer Schiefstellung unterzogen. Die zusätzliche Auflast der Widerlager erzeugte offensichtlich die gewünschte Wirkung.

Für die Bewertung des Endzustandes der Mauerwerkswand nach erfolgter Versuchsdurchführung werden in der Folge weitere Ergebnisse dargestellt, die bei den Zwischenpunkten nicht aufgezeigt wurden. Bild 334 zeigt die Verformungen der Wand in u-Richtung (horizontal). Die Verformung u resultiert dabei im Wesentlichen aus der Verdrehung der seitlichen Bruchfläche. Die Maximalwerte dieser Verformungen sind dabei auf Höhe des sich am stärksten in w-Richtung verformenden Wandbereiches gelegen.

Die größeren, vertikalen Verformungen v werden auf Bild 335 gezeigt. Es zeigt sich eine nach oben gerichtete Verformung von rund 4 mm in Wandmitte. Auch hier stellt sich ein vertikaler Bogen im Mauerwerk mit den Auflagern Bodenplatte und Deckenplatte ein. Da es keine wesentlichen Druckdehnungen in den Auflagerbereichen gibt (Bild 342) kann der Verformungswert als ein Ausweichen der Deckenplatte interpretiert werden. Die Deckenplatte wird demnach in dem Bereich nach oben gedrückt (zum Teil evtl. auch leicht verdreht) und erfährt somit über die Plattenlänge auch eine geringe Durchbiegung. Dieser Umstand wird dadurch begünstigt, dass es nur sehr wenige Auflasten gibt und die Deckenplatte selbst relativ schmal ausgeführt ist. Hätte es einen stärkeren Widerstand der Deckenplatte gegeben, so wären auch die Verformungen (u, v, w) auf Grund der dann stärkeren Bogenwirkung deutlich geringer ausgefallen. Bei einem realen Bauwerk würde hinzukommen, dass sich die Deckenplatte dort schon auf Grund der größeren Geometrie wesentlich steifer verhalten würde und sich so auch weniger stark verdrehen könnte. Außerdem stehen in der Realität auf der Kellerdecke noch die gesamten Lasten eines aufgehenden Bauwerkes (außer für Bauzustände), auch dadurch würde sich die Kellerdecke wesentlich weniger verdrehen. Das wesentliche Ausweichen der Kellerdecke würde sich im baupraktischen Fall aber ebenfalls auf Grund von Durchbiegung über die Länge unter geringen Auflasten realisieren. Setzt man die geometrischen Gegebenheiten sowie die Ergebnisse der Verformungsmessung in die angepasste Glg. (9) aus Abschnitt 3.3.1 ein, ergibt sich die folgende theoretische, vertikale Verformung:

$$\Delta l = \left(\sqrt{(0{,}9 \cdot 175)^2 + (2000)^2} - \sqrt{(0{,}9 \cdot 175 - 11{,}4)^2 + (2000)^2}\right)$$

$$+ \left(\sqrt{(0{,}9 \cdot 175)^2 + (500)^2} - \sqrt{(0{,}9 \cdot 175 - 11{,}4)^2 + (500)^2}\right) = 4{,}2\ mm$$

Damit entspricht die theoretische Verformung genau der am Versuchsaufbau gemessenen Verformung. Die Ergebnisse sind auch schlüssig, da es auf Grund der geringen Auflasten kaum zu elastischen oder plastischen Dehnungen innerhalb des vertikalen Bogens gekommen sein kann. Die vertikale Verformung beschränkt sich damit auf den rein geometrischen Anteil.

Sehr deutlich treten bei den Verformungen im Endzustand die abgetreppten Dehnungen / Risse innerhalb der Eckbereiche hervor (Bild 336). Da sich das Verformungsmaximum dabei nicht auf halber Wandhöhe befindet, stellt sich auch hier ein ungleichmäßiges Bild zwischen oberen und unteren Wandbereich ein. Die Abtreppungen beginnen unten in den Ecken und pflanzen sich schräg bis zum Hauptriss fort. Mit zunehmender Verformung ist hier auch eine zunehmende Anzahl von Treppenrissen / Treppendehnungen feststellbar. Die Risse / Dehnungen verlaufen dabei entlang der Schwachstellen aus Lager- und Stoßfugen. Im oberen Wandbereich ist dieses Bild nicht so gegeben, da bis zum horizontalen Hauptriss nur noch wenig Raum zur Verfügung steht.

Da sich die Risse in den Lagerfugen deutlich stärker öffnen als diejenigen in den Stoßfugen, lassen sich die Dehnungen innerhalb der Stoßfugen, auf Grund der Skalierung der Messungen, in der Hauptzugdehnungsdarstellung nicht vollständig abbilden. Darum werden die Zugdehnungen getrennt nach horizontaler Richtung (Bild 339) und vertikaler Richtung (Bild 341) dargestellt. In horizontaler Richtung zeigt sich damit deutlicher, dass mit der zunehmenden Verformung eine große

Anzahl an Stoßfugen geöffnet werden. In der vertikalen Richtung ergeben sich keine Unterschiede zu den Hauptzugdehnungen.

Der horizontale Hauptriss verläuft weiterhin innerhalb der 8. Lagerfuge und weist nunmehr eine Dicke von 2,82 mm auf. Der Riss wird auf dem Bild 337 näher dargestellt. Das Bild 338 zeigt die Ermittlung der Rissdicke mittels Auswertung der Dehnungen, dies stellt die dafür günstigste Methode dar. Anhand der genauen Ausgangspositionierung der einzelnen Pixel innerhalb des Koordinatensystems in Verbindung mit den errechneten Zugdehnungen lässt sich mittels Glg. (85) die genaue Rissdicke bestimmen.

$$w_{Riss} = \frac{(P_1 - P_2) \cdot e}{100} \tag{85}$$

$$w_{Riss} = \frac{(1940{,}31\,mm\ -\ 1921{,}98\,mm) \cdot 15{,}36}{100} = 2{,}82\,mm$$

Die im Endzustand anliegenden Schubdehnungen werden auf dem Bild 343 dargestellt und finden sich in den gleichen Bereichen wie die Hauptzugdehnungen, auf Bild 344 werden die Richtungen der Hauptdehnungen gezeigt.

Zusammenfassung der Messergebnisse

Das folgende Bild 163 zeigt den verformten Endzustand in deutlich überhöhter Darstellung. Es sind die wesentlichen Verformungen und Rissverläufe erkennbar. Es wird deutlich, dass sich ein Verformungsbild ergibt, welches am Bogenmodell (Bild 3) angelehnt ist. Es ergibt sich als kippen zweier Mauerwerksplatten um die entstehenden Gelenke des Dreigelenkbogens (oben, unten und Mitte). Allerdings findet sich der mittlere Gelenkpunkt nicht in der geometrischen Mitte der Mauerwerkswand, sondern deutlich (3 Lagerfugen) nach oben verschoben. Dieser Umstand ist mit der lagenweisen Hinterfüllung und Verdichtung begründet. Im Bereich der schräg verlaufenden Bruchlinien tritt die horizontale Tragwirkung hinzu, es ergibt sich damit ein plattenartiges Tragverhalten.

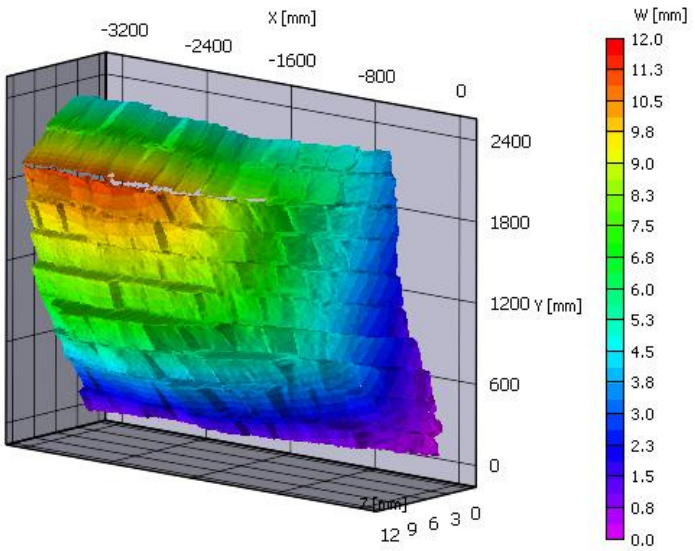


Bild 163 Endzustand am Großversuch 3

Die Zusammenfassung der Verformungsergebnisse über den Versuchsverlauf wird in folgender Tabelle 24 dargestellt.

Tabelle 24 *Gesamtergebnisse der Verformungsmessung zu Versuch 3 [mm]*

1,0 m	***1,25 m***	***1,5 m***	***1,75 m***	***2,0 m***	***2,25 m***	***2,5 m***	***2,7 m***	***Verd.***	***AL***
0,19	0,30	0,64	1,74	2,07	2,62	3,62	5,40	11,15	11,35

Das Bild 345 in Anhang 16.19 zeigt die zu den in Tabelle 24 genannten Verformungen zugehörigen Schnittdarstellungen durch das Maximum. Es zeigt sich deutlich die erläuterte Verlagerung des Verformungsmaximums bzw. der Hauptrisse von den unteren hin zu den oberen Lagerfugen der Mauerwerkswand.

Die Hauptrissdicken über den Versuchsablauf werden in Tabelle 25 gezeigt.

Tabelle 25 Gesamtergebnisse der Rissdickenmessung zu Versuch 3 [mm]

2,5 m	2,7 m	Verd.	AL
0,23	0,70	2,81	2,82

5.4.5.4 Ergebnisse der Erddruckmessungen Versuch 3

Über den gesamten Versuchszeitraum wurden die Erddruckmessungen mit einer Frequenz von 5 Hz durchgeführt. Die Erddruckverläufe werden im Anhang 16.17 auf der Seite 442 für die mittlere Messreihe (Bild 294) und auf Seite 443 für die äußere Messreihe (Bild 295) dargestellt. Alle Messdosen werden auf der Seite 444 in Bild 296 gezeigt.

Die mittlere Messreihe liegt dabei im Bereich der größten entstandenen Verformungen der Mauerwerkswand. Diese Messreihe kann als Hauptreihe gesehen werden und besteht aus fünf Messgebern. Die äußere Messreihe befindet sich zwischen seitlichem Auflager und Wandmitte, daher sind die dort anliegenden Verformungen über den gesamten Versuchsverlauf deutlich geringer. Die äußere Messreihe lässt sich als Kontrollreihe interpretieren und ist nur mit 3 Messgebern ausgestattet. Auf Grund der geringeren anliegenden Verformungen liegen die Werte der Messergebnisse der äußeren Reihe daher meist über denen der mittleren Messreihe (Ausnahme Auflast). Die Grafiken zeigen die anliegenden Erddruckkräfte der jeweiligen Messgeber im Bezug zur vorhandenen Anschüttungshöhe und abschließenden Auflasten. Während des Verlaufs lassen sich häufig deutliche Kraftausschläge feststellen. Diese zeigen Zeitpunkte an zu welchen eine Verdichtung des hinterfüllten Bereiches stattfand. Es wird deutlich, dass in regelmäßigem Abstand eine Bodenverdichtung erfolgte. Auch die abschließende, verhältnismäßig lang andauernde Verdichtung lässt sich deutlich ablesen.

Betrachtet man Messgeber 1, so ist ein zunächst starker Anstieg bis etwa 1,25 m Anschüttungshöhe feststellbar, danach fällt die gemessene Kraft stetig ab. Dieses Verhalten erklärt sich auch hier mit der zugehörigen Wandverformung. Ab einer Anschüttungshöhe von ca. 1,25 m kommt es zunehmend zu relevanten Verformungen, die Wand entzieht sich der Belastung und der in dem Bereich anliegende Erddruck nimmt ab. Da der Erdstoff auch einer rel. starken Verdichtung unterzogen wurde, kommt es mit dann noch zunehmender Anschüttung nicht zu einem Nachrutschen des Hinterfüllungsmaterials im unteren Bereich der Versuchswand. Der Kraftabfall ist dabei allerdings wesentlich geringer, als beim unbewehrten Vergleichsversuch. Die hier anliegenden Verformungen am Wandfuß sind, auf Grund des steiferen Wandverhaltens, kleiner. Am Kraftverlauf der Messgeber ist deutlich erkennbar, dass der Einfluss des Verdichtungsgerätes auf die unteren Bodenbereiche mit zunehmender Anschüttungshöhe abnimmt und letztendlich kaum noch messbar ist. Das Aufbringen der Auflast zu Versuchsende erzeugte am Messgeber 1 keine wesentliche Wirkung.

Dieses Verhalten ist so prinzipiell auch bei den Messgebern 2, 3 und 4 festzustellen. Einem anfänglichen Kraftanstieg folgt hier ein deutlicher Kraftabfall. Auf Grund der relativ starken Verformungen auf halber Wandhöhe fallen die Messwerte der Messgeber dabei auf sehr niedrige Werte. Das gesamte Verhalten auf halber Wandhöhe ist stark vom Einfluss der Verformungen und dem sich damit änderndem Erddruck geprägt. Grundsätzlich kommt es durch schon geringe Verformungen zu sehr starken Kraftabfällen. Im vorliegenden Fall lassen sich auch zwischenzeitliche Kraftsprünge ablesen, Grund dafür kann z. B. nachrutschender Sand in dem Bereich sein. An Wandkopf und Wandfuß sind die Verformungen deutlich geringer ausgeprägt und das Verhalten des

Erddrucks damit stabiler. Insgesamt ist ein schon deutlicher Unterschied dieser steiferen, textilbewehrten KS-Versuchswand zur unbewehrten Vergleichswand feststellbar. Das Verhalten ist steifer und die Krafteinwirkung bleibt damit etwas stärker. Der Einfluss des Verdichtungsgerätes wird auch hier mit zunehmender Überschüttung geringer. Am Ende kommt es durch die Auflast noch zu mäßigen Erhöhungen der anliegenden Kräfte am halbhohen Wandbereich.

Am oberen Messgeber 5 ist ebenfalls dieses tendenzielle Verhalten festzustellen, zunächst steigt die Krafteinwirkung relativ stetig an. Im Rahmen der abschließenden Verdichtung kommt es aber zu stärkeren Verformungen an der Versuchswand. Damit einhergehend sinkt auch hier die Kraft. Die abschließend aufgebrachte Auflast wirkt sich danach deutlich aus.

Durch die äußere Messreihe werden die Messungen und Schlussfolgerungen der mittleren Reihe bestätigt. Die Verläufe der Kraftkurven sind tendenziell gleich, dabei liegen an der äußeren Messreihe meist noch etwas höhere Messwerte an. Wobei das Verhalten auf halber Wandhöhe, auf Grund der starken Einflüsse durch die Verformungen nicht genau qualifizierbar ist. Im Bereich der äußeren Messreihe kommt es aber grundsätzlich zu etwas geringeren Verformungen als in Wandmitte, weshalb meist etwas stärkere Kräfte anliegen. Auch im vorliegenden Fall führt das abschließende Aufbringen der Auflast an der äußeren Messereihe zu einer Senkung der Messwerte. Da die Auflast nur auf einer Länge von 1,6 m in Wandmitte aufgebracht wurde befindet sich die äußere Messreihe deutlich außerhalb des Einflussbereiches dieser eher punktuell eingebrachten Kraft. Mit aufbringen der Auflast kommt es in der Wandmitte zum Ansteigen der einwirkenden Kraft und damit einhergehend zu einer Verformung der Wand. Diese Verformungen resultieren zum Kraftabfall in der äußeren Messreihe.

Das Bild 298 auf Seite 445 und das Bild 300 auf Seite 446 im Anhang 16.17 zeigen die geschnittenen Erddruckverläufe der mittleren und äußeren Messreihe über den Versuchsverlauf. Weiterhin werden die Krafteinwirkungen während der Verdichtung dargestellt. Die folgende Tabelle 26 zeigt die dazu gehörigen Kräfte als Streckenlast in kN/m sowie als über die Anschüttungshöhe verteilte Flächenlast in kN/m².

Tabelle 26 Gesamtergebnisse der Erddruckmessung zu Versuch 3

Messort		**0,25 m**	**0,75 m**	**1,25 m**	**1,75 m**	**2,25 m**	**2,7 m**	**AL**
Mittlere Reihe	**kN/m²**	1,8	4,8	6,2	6,6	4,6	4,0	7,4
	kN/m	0,5	3,6	7,7	11,6	10,4	10,7	19,9
Mittlere Reihe Verdichtung	**kN/m²**	3,6	10,1	11,5	9,6	7,4	6,2	-
	kN/m	0,9	7,6	14,4	16,8	16,7	16,8	-
Äußere Reihe	**kN/m²**	1,0	-	6,1	-	4,0	5,9	3,2
	kN/m	0,2	-	7,6	-	9,0	16,0	8,6

Es zeigt sich, dass bis zu einer Anschüttungshöhe von 1,25 m ein annähernd dreieckförmiger Verlauf des Erddrucks eintritt, der auch der Erddrucktheorie entspricht. Mit anschließend zunehmender Aufschüttung und Verformung der Versuchswand geht der Erddruck in einen eher gleichverteilten Verlauf über (bei ca. 1,5 m Anschüttungshöhe). Danach stellt sich relativ schnell (bei ca. 1,7 m Anschüttungshöhe) ein deutlich konkaver Verlauf der Erddruckfigur ein, wobei die Kraft auf halber Wandhöhe schon sehr gering ist. Die Verformungen in Wandmitte betragen zu dem Zeitpunkt rund 1,7 mm. Mit Erreichen der vollen Anschütthöhe bleibt dieser konkave Verlauf erhalten, in halber Wandhöhe baut sich der Erddruck noch weiter ab (nahe null). In dem Bereich liegen große Verformungen an und der Einflussbereich des Bodenverdichters ist bereits relativ gering. Am Wandfuß sind die Verformungen unterdessen noch etwas geringer ausgeprägt und es verbleibt eine mäßige Restkraft. Am Wandkopf wird mit zunehmender Anschüttung und Verdichtung zunächst

noch Erddruck aufgebaut. Nach einer sehr intensiven und langen Verdichtung sinkt auch der Erddruck an der oberen Messdose auf Grund der Verformungen noch deutlich ab. Der Kraftrückgang ist bei dem vorliegenden Versuch schwächer ausgeprägt als bei Vergleichsversuch 2. Grund dafür sind die geringeren Verformungen an dieser steiferen Versuchswand. Durch die abschließende Auflast wird die Gesamtkrafteinwirkung danach deutlich erhöht, allerdings beschränkt sich deren Einfluss stark auf den oberen Wandbereich.

Deutlich messbar war auch bei Versuch 3 der Einfluss des Verdichtungsgerätes, dabei wurden temporäre Spitzenwerte von 15 bis 19 kN/m² gemessen, was in etwa dem theoretischen Ansatz des verwendeten Gerätes entspricht. Aus der Verdichtung resultiert eine deutlich höhere Gesamtbelastung auf die Versuchswand. Im vorliegenden Fall wird die Einwirkung durchschnittlich um den Faktor 1,6 erhöht. Grundsätzlich werden diese Verdichtungsspitzen aber nur kurzfristig gemessen und bauen sich schnell wieder ab. Festzuhalten ist außerdem, dass die Tiefenwirkung dieses Gerätes deutlich begrenz ist. Ab einer Tiefe von einem halben Meter baut sich die horizontale Einwirkung zunehmend ab. Es wurde festgestellt, dass sich Verformungen besonders stark ergeben, wenn verdichtet wurde. Hier etwas geringer als beim Vergleichsversuch 2.

Das folgende Bild 164 zeigt zusammenfassend den Gesamtkraftverlauf des Versuchs 3 als Streckenlast in kN/m. Es wird deutlich, dass die Krafteinwirkung bis zu einer Anschüttungshöhe von ca. 1,4 m kontinuierlich ansteigt. Es wird eine Gesamtkrafteinwirkung von rund 12 kN/m erreicht, die im Wesentlichen nicht mehr überschritten wird. Die Verformung in Wandmitte beträgt zu dem Zeitpunkt rund einen halben Millimeter. Schon bei diesen geringen Verformungen geht die Kurve in einen geraden Verlauf über, d. h. dass trotz weiter zunehmender Anschüttung die anliegende Kraft nicht mehr wesentlich steigt. Ab dem Zeitpunkt resultiert jede Erhöhung der Krafteinwirkung in einer Verformung und damit einhergehender Kraftsenkung. Es zeigt sich wieder, dass es besonders im Rahmen der Verdichtungen zu Kraftsenkungen und Verformungen gekommen ist. Am Ende der Hinterfüllungsarbeiten kommt es auf Grund sich verstärkender Verformungen durch Verdichtung sogar zu einer weiteren leichten Senkung der gesamten Krafteinwirkung. Die abschließende Auflast erhöht die Einwirkungen nochmals deutlich.

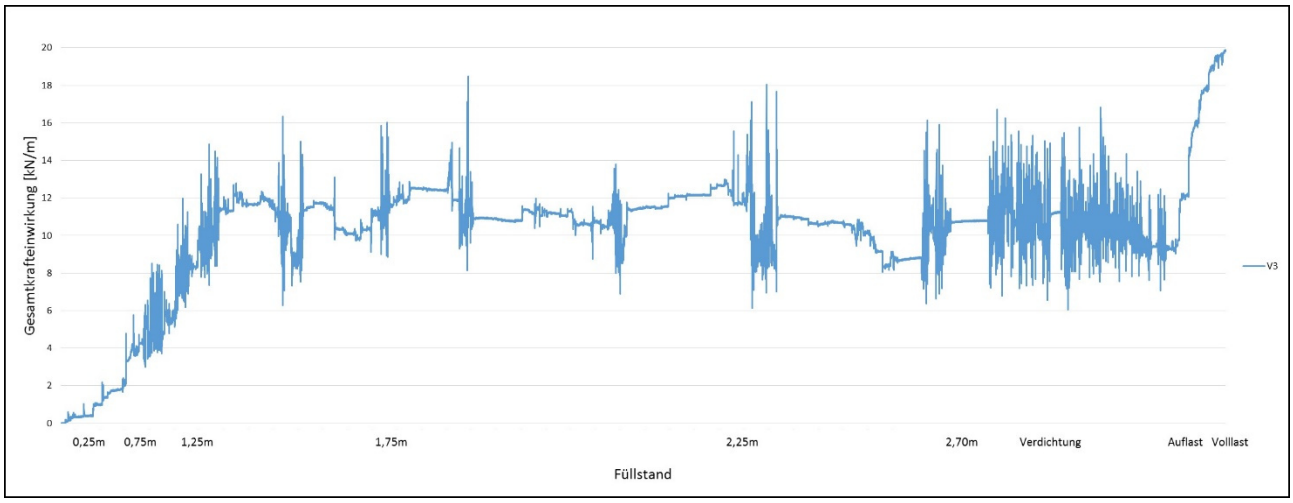


Bild 164 Gesamtkraftverlauf Versuch 3 [kN/m]

5.4.5.5 Ergebnisse aus Rückbau Versuch 3

Nach Versuchsdurchführung wurden zunächst die Auflasten entfernt, daran anschließend das Hinterfüllungsmaterial ausgehoben. Das Ausheben gestaltete sich erneut aufwendig und langwierig, da der Sand über die Verdichtung eine starke Verfestigung erfahren hatte. (siehe diesbezügliche Ausführungen bei Versuch 1).

Nach dem Ausheben des Hinterfüllungsmaterials wurde die Versuchswand lagenweise zurück gebaut, um weitere Erkenntnisse gewinnen zu können. Es war festzustellen, dass besonders im Bereich des Wandkopfes einige Zerstörungen des Verbundes vorlagen. Das lange und starke Verdichten wirkte sich ungünstig auf die Lagerfugen aus, Vibrationen zerstörten den Haftverbund zwischen Mörtel, Textil und Stein. An den Steinen selbst waren keine Beschädigungen in der vertikalen Druckzone erkennbar, es wurde die Stahlbetonplatte nach oben gedrückt. Das Textil war an den meisten Stellen noch immer gut im Mörtel eingebettet und mit den Steinen verbunden. Verbundschädigungen wurden nur am Wandkopf sowie selten im Bereich der Bruchlinien festgestellt. Insgesamt lagen gute Verbundbedingungen an der Versuchswand vor. Auch an der horizontalen Steindruckzone waren keine Beschädigungen festzustellen. Weitere Erkenntnisse konnten aus dem Rückbau nicht gezogen werden.

5.4.5.6 Zusammenfassung Versuch 3

Zusammenfassend lässt sich für Versuch 3 festhalten:

- Das gesamte Verhalten der Wand ist stark vom Einfluss der Verformungen und dem sich damit ändernden Erddruck geprägt. Grundsätzlich kommt es durch schon geringe Verformungen (0,5 - 1 mm) zu sehr starken Kraftrückgängen.
- Ab einer Anschüttungshöhe von ca. 1,25 m kommt es zunehmend zu relevanten Verformungen, die Wand entzieht sich der Belastung und der in dem Bereich anliegende Erddruck nimmt ab.
- Es ergibt sich ein Verformungsbild der Wand, welches am Bogenmodell angelehnt ist. Es zeigt sich als Kippen zweier Mauerwerksplatten um die entstehenden Gelenke des Dreigelenkbogens (oben, unten und Mitte). Allerdings findet sich der mittlere Gelenkpunkt nicht in der geometrischen Mitte der Mauerwerkswand, sondern deutlich nach oben verschoben. Dieser Umstand ist mit der lagenweisen Hinterfüllung und Verdichtung begründet. Im Bereich der schräg verlaufenden Bruchlinien tritt die horizontale Tragwirkung hinzu, es ergibt sich damit insgesamt ein plattenartiges Tragverhalten. Die Bruchlinien beginnen grob in den Ecken und pflanzen sich schräg bis zum Hauptriss fort.
- Durch die Wechselwirkung aus Verdichtung und Verformung kommt es zu einer sich verlagernden Belastung. Die Belastung beginnt zunächst im unteren Wandbereich und nimmt auf Grund der Verformungen mit zunehmender Anschüttungshöhe ab. Somit verlagert sich der angreifende Kraftschwerpunkt über den Versuchsverlauf immer weiter nach oben, wodurch sich auch der Verformungsschwerpunkt an der Versuchswand immer weiter nach oben verlagert.
- Es zeigt sich ein zweiachsiger Lastabtrag. Der Lastabtrag erfolgt vertikal über die Bogenwirkung, horizontal über die vorhandene Textilbewehrung. Die wesentliche Plattenverformungsarbeit erfolgt innerhalb der Eckbereiche der Mauerwerkswand, in diesen Bereichen wird der wesentliche Anteil der einwirkenden Kräfte durch die Mauerwerkswand aufgenommen.
- Die theoretische, charakteristische Maximaltragfähigkeit der Versuchswand 3 liegt bei rund 5,8 kN/m². Es ergibt sich damit rechnerisch eine rund 85 % höhere Tragfähigkeit als beim unbewehrten Vergleichsversuch 2. Die Wand war während des Versuchs durch Verdichtung und Auflast zum Teil deutlich höheren Kräften ausgesetzt (~ 30 %) und konnte den Belastungen standhalten. Die Bemessung liegt damit auf der sicheren Seite. Die erforderliche Bruchlast konnte allerdings nicht erreicht werden.
- Die Grenzen des verwendeten Versuchsaufbaus (mit Verdichtung) werden bereits bei der 17,5 cm dünnen, textilbewehrten KS-Versuchswand erreicht.

- Insgesamt lagen gute Verbundbedingungen Mörtel-Textil-Stein an der Versuchswand vor.
- Ein wesentlicher Faktor bleibt auch bei textilbewehrten Mauerwerk unter geringer Auflast die vertikale Biegefestigkeit. Die Deckenplatte wird nach oben gedrückt und es besteht mit zunehmender Belastung die Gefahr, dass es zum Durchschlagen kommt.
- Rissbildungen erfolgten ausschließlich in Fugenbereichen (Stoß- und Lagerfugen).
- Bis zu einer Höhe der Anschüttung von 2,0 m ergeben sich nur sehr geringe Verformungen der Mauerwerkswand von rund 2 mm.
- Vollständig hinterfüllt auf 2,7 m Höhe und abschließend verdichtet zeigt sich eine Verformung von 5,4 mm. Die Versuchswand kann als charakteristisch tragfähig und gebrauchstauglich betrachtet werden.
- Da der Füllsand einer rel. intensiven Verdichtung unterzogen wurde, bauten sich starke Kohäsionskräfte auf. Daher kommt es mit dann noch zunehmender Anschüttung nicht zu einem Nachrutschen des Hinterfüllungsmaterials im unteren und mittleren Bereich der Versuchswand.
- Es zeigt sich bis zu geringen Anschüttungshöhen ein annähernd dreieckförmiger Verlauf des Erddrucks. Mit zunehmender Aufschüttung und Verformung der Versuchswand geht der Erddruck in einen eher gleichverteilten Verlauf über. Danach stellt sich mit weiter zunehmender Anschüttung ein deutlich konkaver Verlauf der Erddruckfigur ein, der sich kontinuierlich stärker ausprägt.
- Bis zu einer Anschüttungshöhe von ca. 1,5 m steigt die Gesamtkrafteinwirkung durch Erddruck an. Mit weiter zunehmender Anschüttung steigt die anliegende Gesamtkraft nicht mehr wesentlich. Ab dem Zeitpunkt resultiert jede Erhöhung der Anschüttung und weitere Verdichtung in einer Verformung und damit einhergehender Kraftsenkung.
- Der Einfluss der aufgebrachten Auflast beschränkt sich auf den oberen Wandbereich.
- Langes und starkes Verdichten wirkt sich ungünstig auf die Lagerfugen in dem betroffenen Bereich aus. Die Vibrationen zerstörten den Verbund zwischen Mörtel, Textil und Stein.
- Es wurden bei der Verdichtung Spitzenwerte gemessen, die in etwa dem theoretischen Ansatz des verwendeten Gerätes entsprechen. Die Verdichtungsspitzen wirken aber nur kurzfristig und bauen sich schnell wieder ab.
- Der Einfluss des verwendeten Verdichtungsgerätes (160 kg) auf die unteren Wandbereiche nimmt mit zunehmender Anschüttungshöhe ab. Mit dem verwendeten Gerät konnte eine relevante Einflusstiefe von rund einem Meter festgestellt werden.
- Verformungen am Mauerwerk ergeben sich besonders stark, wenn verdichtet wird.
- Für die folgenden Versuche 4 und 5 wird auf die maschinelle Verdichtung verzichtet, um nach Möglichkeit stärkeren Erddruck durch nachrutschenden Sand (mit Auflast) zu erhalten.
- Mit Entnahme der Hinterfüllung kommt es zur nahezu vollständigen Rückverformung der Versuchswand.

5.4.6 Versuch-4 PB-Mw 17,5 cm ohne Textileinlage

5.4.6.1 Herstellung und Ablauf Versuch 4

Die Versuchswand wurde am 07.02.2018 hergestellt und am 22.02.2018 geprüft, d. h. 15 Tage (~ 2 Wochen) nach der Errichtung.

Für die Herstellung der 17,5 cm dicken PB-Versuchswand mit herkömmlicher Lagerfuge und unvermörtelten Stoßfugen wurden rund 4,5 Stunden benötigt. Dafür kamen ein professioneller Maurer sowie ein Hilfsarbeiter zum Einsatz. Bei den verwendeten Steinen (~ 13 kg) ist Handvermauerung möglich und wurde auch durchgeführt. Damit beträgt die Herstellungszeit/ der Arbeitszeitrichtwert für die 7,5 m x 2,5 m große Wandfläche in der Praxis ca. 0,24 h/m² bei zwei Arbeitern ohne Versetzgerät. Die Herstellung erfolgte mit Maurer- und Zahnkelle, d. h. ohne Mörtelschlitten. Das Vorgehen bei der Herstellung entsprach dem Standardvorgehen beim Mauern mit Dünnbettmörtel und muss nicht näher erläutert werden.



Bild 165 Aufbau Großversuch-4 PB-Mw 17,5 cm unbewehrt

Materialeinsatz

- 125 Steine Ytong PP 4-0,50 mit den Abmessung 599x175x249 mm, dies entspricht 6,67 Porenbetonsteinen je Quadratmeter.
- 2,5 Säcke a 15 kg Ytong Dünnbettmörtel, dies entspricht rund 2 kg je Quadratmeter Wandfläche.
- Keine Textileinlage.

Ausgangssituation zu Versuchsbeginn

Die Ausgangssituation der Mauerwerkswand ist auf Bild 166 dargestellt, links als deutlich überhöhte dreidimensionale Darstellung, rechts als zweidimensionale Darstellung mit Bezeichnung des Achsensystems. Dieses Achsensystem entspricht der allgemein üblichen Bezeichnung und alle im Verlauf der Ausführungen zu dem Versuch beschriebenen Abbildungen beziehen sich darauf.

Auf der dreidimensionalen Darstellung sind sehr genau die einzelnen Steine, deren Position sowie die allgemeine Wandform zu erkennen. Es wird deutlich, dass trotz genauer baupraktischer Ausführung mit Richtscheit, Wasserwaage und Maurerschnur eine gewisse Unebenheit nicht vermeidbar ist. Im vorliegenden Fall beträgt die größte Abweichung rund 8 mm und liegt damit im Toleranzbereich. Die Abweichung lässt sich als leichtes Herausragen bzw. Hineinragen einzelner Steine interpretieren. Für den Versuchsablauf ist die vorliegende Unebenheit ohne Bedeutung, da sich die Messungen an der Wand auf deren Ausgangszustand beziehen.

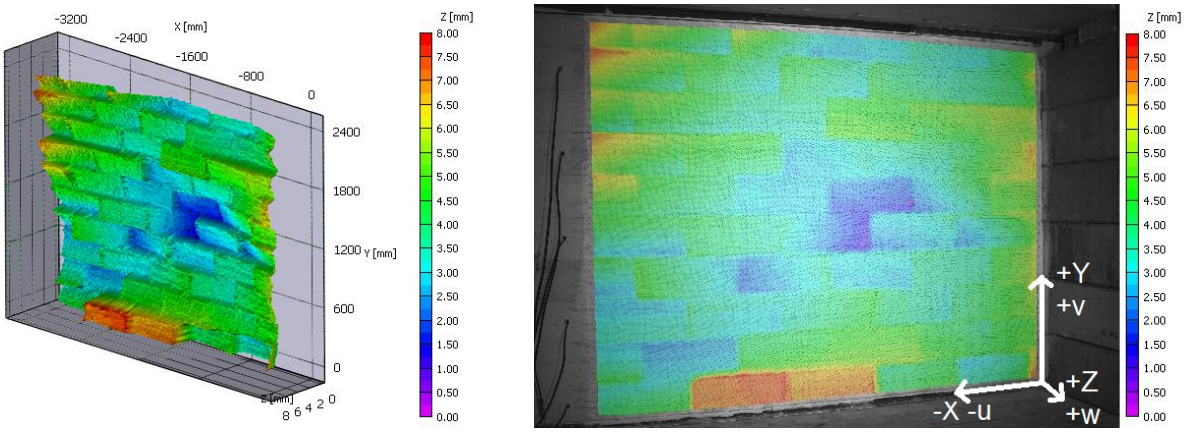


Bild 166 Ausgangssituation am Großversuch-4

Versuchsablauf

Am Versuchstag wurde bis 8:45 Uhr die erforderliche Messtechnik installiert und kalibriert. Der Versuch selbst lief von 09:00 Uhr bis 16:00 Uhr für einen Zeitraum von 7 Stunden. Bei dem Versuch wurde keine maschinelle Verdichtung mehr durchgeführt. Die Verdichtung erfolgte in Form eines Andrückens mittels einer 100 kg schweren Walze.

Vom Ausgangszustand beginnend wurden über den gesamten Versuchszeitraum von 7 Stunden die Reaktionen der Versuchswand auf die einwirkenden Kräfte (Erddruck) gemessen. Die Erddruckmessungen erfolgten dabei mit einer Frequenz von 5 Hz, die der Verformungen mit 0,5 Hz.

5.4.6.2 Berechnung Versuch 4

Es soll im Folgenden die Berechnung von Versuch 4 mit aktuell verfügbaren Nachweismöglichkeiten aus DIN EN 1996-1-1 [1] dargestellt werden. Relevante Rechenwerte werden aus Anhang 16.1 und Anhang 16.2 entnommen. Die Berechnung basiert auf charakteristischen Werten.

Es handelt sich um ein herkömmliches Mauerwerk aus Porenbetonsteinen PP4-0,5 (600x175x250), vermauert mit Dünnbettmörtel, ohne Stoßfugenvermörtelung.

Der Wert für f_{xk1} wird unter Ansatz des Bogenmodells errechnet. Es wird vereinfacht die Biegefestigkeit durch die Bogenwirkung in halber Wandhöhe angesetzt. Die Auflast am Wandkopf beträgt rund 5 kN/m, die Normalkraft in Wandmitte damit:

$$N = 5\frac{kN}{m} + 1{,}25\ m \cdot 0{,}175\ m \cdot 5\frac{kN}{m^3} = 6\frac{kN}{m}$$

Damit ergibt sich die Biegefestigkeit gem. Glg. (8) zu:

$$f_{xk1} = \frac{N \cdot 5{,}4}{t} = \frac{0{,}006 \cdot 5{,}4}{0{,}175} = 0{,}18\ N/mm^2 \tag{8}$$

Der Wert für f_{xk2} [N/mm²] ergibt sich aus der folgenden Glg. (27):

$$f_{xk2} = min\begin{pmatrix} (0{,}5 \cdot f_{vk0} + 0{,}6 \cdot \sigma_d) \cdot \frac{l_{ol}}{h_u} \\ 0{,}5 \cdot f_{bt,cal} \leq 0{,}7 \end{pmatrix} \tag{27}$$

$$f_{xk2} = min\begin{pmatrix} (0{,}5 \cdot 0{,}22 + 0{,}6 \cdot 0{,}03) \cdot \frac{300}{250} = 0{,}15 \\ 0{,}5 \cdot \frac{0{,}082}{1{,}25} \cdot \frac{1}{0{,}7 + \left(\frac{5}{25}\right)^{0{,}5}} \cdot 5 = 0{,}143 < 0{,}7 \end{pmatrix} = 0{,}143$$

Bei dem hier verwendeten Verfahren ist ein Verhältniswert von vertikaler zu horizontaler Biegefestigkeit von größer 1 ($\mu = 1$) nicht vorgesehen. Darum wird die hier relativ geringe Abweichung der Biegefestigkeitswerte zueinander von 0,04 N/mm² vereinfacht als verschmiert betrachtet ([0,18+0,14] / 2 = 0,16). Daher wird im Folgenden vereinfacht mit rund $f_{xk1} = f_{xk2} = 0{,}16$ N/mm² gerechnet.

Insgesamt lassen sich damit die folgenden Eingangsparameter festhalten:

- h 2,50 m Wandhöhe
- l 6,20 m Wandlänge (lichtes Maß + 2 x t / 2)
- t 175 mm Wanddicke
- f_{xk1} 0,16 N/mm² ch. Biegefestigkeit (vertikal)
- f_{xk2} 0,16 N/mm² ch. Biegefestigkeit (horizontal)

Das elastische Widerstandsmoment je Höhen- / Längeneinheit der Wand (Z) ergibt sich zu:

$$Z = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{1 \cdot 0{,}175^2}{6} = 0{,}005\ m^3/m$$

Der Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes ergibt sich aus Glg. (29):

$$M_{Rki} = f_{xki} \cdot Z \tag{29}$$

$$M_{Rk1} = M_{Rk1} = 160\ kN/m^2 \cdot 0{,}005\ m^3/m = 0{,}8\ kNm\ /m$$

Das Verhältnis der Biegefestigkeiten des Mauerwerks senkrecht zueinander ergibt sich nach Gleichung (34) zu:

$$\mu = {f_{xk1}}/{f_{xk2}} = {0{,}16}/{0{,}16} = 1{,}0 \tag{34}$$

Auf Grund des Aufbaus können sowohl die Seitenränder der Wand, als auch der Wandfuß als eingespannt betrachtet werden. Der Wandkopf wird als gelenkig angenommen. Mit h / l = 0,4 und $\mu = 1{,}0$ kann aus Tabelle 87 (Fall H, Anhang 16.2) der Wert von 0,008 für den Momentenbeiwert α_2 abgelesen werden.

Der Momentenbeiwert α_1 ergibt sich damit gem. Glg. (33) zu:

$$\alpha_1 = \alpha_2 \cdot \mu = 0{,}008 \cdot 1{,}0 = 0{,}008 \tag{33}$$

Die maximale Flächenlast lässt sich über die umgestellten Gleichungen (31) und (32), unter Ansatz der aufnehmbaren Momente, berechnen:

$$M_{Ek1} = \alpha_1 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 \tag{31}$$

$$W_{Ed} = \frac{M_{Rk}}{\alpha_1 \cdot l^2} = \frac{0{,}8}{0{,}008 \cdot 6{,}2^2} = 2{,}60 \frac{kN}{m^2}$$

Die theoretische, ch. Maximaltragfähigkeit der Versuchswand 4 liegt bei rund 2,60 kN/m².

5.4.6.3 Ergebnisse der Verformungsmessung Versuch 4

Die visuelle Ergebnisdarstellung der Versuchsergebnisse findet sich im Anhang 16.20 für die Großversuche 4 und 5 (Porenbeton mit der Wandstärke 17,5 cm). Die unmittelbare Gegenüberstellung der beiden Versuche ermöglicht einen direkten Vergleich zwischen textilbewehrtem und unbewehrtem Versuch. Die Ergebnisse des unbewehrten Versuchs 4 befinden sich dabei immer auf der linken Blattseite, die des bewehrten Versuchs 5 auf der rechten.

Die Ergebnisdarstellung beginnt ab einer Anschüttungshöhe von 1,25 Metern, da erst ab diesem Zeitpunkt sichtbare Verformungen während der Versuche eintraten. Danach folgen die Auswertebilder für alle 25 cm weitere Anschüttungshöhe bis zur Gesamtanschüttungshöhe von 2,7 m. Danach gibt es weitere Auswertungen für die Ergebnisse nach der abschließenden Verdichtung sowie nach dem Aufbringen der Bodenauflast. Die Auswertung von Versuch 4 beginnt mit Bild 346 (links) auf Seite 464 und geht bis Bild 371 (links) auf der Seite 470. In den Auswertungen sind immer die Verformungen in Richtung w [mm] als zweidimensionale Ansicht enthalten. Das den Anhang 16.20 abschließende Bild 372 auf der Seite 470 zeigt die zu den Verformungsbildern zugehörigen Schnittdarstellungen (jeweils in Wandmitte) in chronologischer Reihenfolge.

Das erste Auswertebild (Bild 346) zeigt die Verformungen bei 1,25 m Anschüttungshöhe. Der Maximalwert von 1,2 mm befindet sich im unteren Mauerbereich etwa auf Höhe der dritten Lagerfuge. Zu diesem Zeitpunkt kommt es bereits zu deutlich darstellbaren Dehnungen im Mauerwerk. Die Zugdehnungen erfolgten dabei ausschließlich (gilt für den gesamten Versuch) in Fugenbereichen (Stoß- und Lagerfugen). Das Bild 347 (links) auf Seite 464 zeigt die Hauptzugdehnungen bei der Anschüttungshöhe von 1,25 m. Es ist offensichtlich, dass die Dehnungen in der Lagerfuge deutlich stärker ausgeprägt sind als in den Stoßfugen. Es deutet sich die Entwicklung eines Risses in der dritten Lagerfuge an, bzw. ist bereits ein Mikroriss entstanden, welcher aber nicht visuell zu erfassen ist. Das gemessene Verformungsmaximum liegt dabei genau auf dieser Lagerfuge.

Die Auswertung der Hauptzugdehnungen im folgenden Schritt bei 1,5 m Anschüttungshöhe (siehe Bild 349) zeigt, dass die vorgenannten Dehnungen innerhalb der dritten Lagerfuge beginnen sich wieder abzubauen. Ferner sind weitere Zugdehnungen einer Lagerfuge oberhalb (vierte Lagerfuge) feststellbar. Somit beginnt sich der Mikroriss in der dritten Lagerfuge wieder zu schließen und es entsteht ein neuer innerhalb der vierten Lagerfuge. Auch jetzt liegt der Maximalwert der Verformung von 1,84 mm genau auf der sich neu öffnenden, vierten Lagerfuge (Bild 348).

Bei 1,75 m Anschüttungshöhe setzt sich vorgenanntes Verhalten weiter fort. Die Dehnungen innerhalb der dritten Lagerfuge haben sich fast vollständig wieder abgebaut, die in der vierten weiter verstärkt (Bild 351). Der Maximalwert der Verformung von 3,14 mm liegt weiterhin im Bereich der vierten Lagerfuge (Bild 350).

Bild 352 zeigt eine Verformung der Mauerwerkswand von 4,5 mm bei einer Höhe der Anschüttung von 2,0 m. Die Verformung konzentriert sich hier auf die Wandmitte, der Maximalwert liegt dabei auf der fünften (mittleren) Lagerfuge der Wand. Die Auswertung der Hauptzugdehnungen (Bild 353) zeigt, dass sich die Zugdehnungen in der 4. Lagerfuge bereits wieder verringern. Dafür treten weitere Dehnungen in der 5. Lagerfuge hinzu. Somit schließt sich der Mikroriss in der 4. Lagerfuge wieder und es entsteht ein neuer innerhalb der 5. Lagerfuge. Es zeigen sich hier erstmals leichte, schräg verlaufende Dehnungen in den Eckbereichen.

7,1 mm Verformung ergeben sich bei der Anschüttungshöhe 2,25 m (Bild 354). Der Verformungsschwerpunkt liegt dabei inzwischen leicht oberhalb der halben Wandhöhe. Es ist erkennbar, dass sich der Mikroriss in der 4. Lagerfuge deutlich geschlossen hat. Dafür ist innerhalb der 6. Lagerfuge ein weiterer Rissverlauf entstanden (Bild 355). Ferner zeigt sich auf den Bildern deutlich, dass die wesentliche Plattenverformungsarbeit innerhalb der Eckbereiche der Mauerwerkswand erfolgt. Hier sind markant getreppte Zugdehnungsverläufe an Stoß- und Lagerfugen ersichtlich. Mit steigender Verformung in Wandmitte sind zunehmend größere Eckbereiche am Lastabtrag der Platte beteiligt. In diesen Bereichen wird der wesentliche Anteil der vorhandenen Plattentragfähigkeit der Mauerwerkswand aufgenommen. Der mittlere Wandbereich verformt sich dagegen eher gesamthaft nach innen, der Lastabtrag erfolgt dort im Wesentlichen einachsig, vertikal über das Bogenmodell.

Die Dehnungen an der 6. Lagerfuge verstärken sich im nächsten Auswerteschritt bei 2,5 m Anschüttungshöhe sehr deutlich. Hier liegt damit bereits ein offener, visuell erkennbarer Riss vor (Bild 357). Da der Riss bereits deutlich sichtbar ist und sich visuell als dunkler Streifen absetzt, gibt es hier bereits punktuelle Fehlstellen bei der Auswertung der Messbilder. Es wird zunehmend schwieriger, über den Riss hinweg zu korrelieren. Dabei treten außerdem weitere Dehnungen an

der 7. Lagerfuge hervor. Die anliegende Verformung beträgt 11,9 mm und liegt auf Höhe des Risses (Bild 356). Diese Verformung kann bei einem Ansatz der üblichen h / 250 nicht mehr als gebrauchstauglich eingestuft werden.

Vollständig hinterfüllt auf 2,7 m Höhe zeigt sich eine Verformung von 18,5 mm (Bild 358). Dabei verbleibt der Hauptriss innerhalb der 6. Lagerfuge und vergrößert sich deutlich (Bild 359). Bei den starken Verformungen in Verbindung mit der Rissöffnung kann bereits annähernd ein Versagenszustand der Wand unterstellt werden. Ein längerer Zeitraum intensiver Verdichtung zum Abschluss erfolgte beim vorliegenden Versuch nicht.

Weitere Verformungen wurden durch das Aufbringen der Geländeauflast (~ 2,5 t) hervorgerufen. Der Maximalwert beträgt dabei 33,7 mm und liegt im Bereich des Risses auf der 6. Lagerfuge (siehe Bild 360). Es handelt sich hierbei um den Zustand bei einer Auflast durch 2 Betonblocksteine. Das Auflegen eines dritten Steins resultierte im vollständigen Versagen der Versuchswand. Der auf dem Bild entstehende Eindruck, die Wand hätte sich im oberen Bereich nach innen verschoben, täuscht dabei. Da nicht die vollständige Wand in den Messbereich aufgenommen werden kann (auf Grund der Schubwinkel), fehlen in der Darstellung bis zum eigentlichen Auflagerpunkt noch einige Zentimeter (ca. 8 cm). Da sich der obere Teil der Wand bis zum Hauptriss wesentlich schräger stellen muss als der untere Wandteil, kann daher dieser Eindruck entstehen. Der obere Teil wird bis zum Auflagerpunkt noch wesentlich schneller die Verformung abbauen als dies im unteren Bereich der Fall ist. Dies zeigt sich insbesondere an dem Farbverlauf vom Hauptriss beginnend. Am oberen Bereich wechseln die farblichen Übergänge deutlich schneller (Bild 361 mit Isolinien). Der optische Überschuss würde sich daher noch bis zum Auflager (Deckenplatte) angleichen. Die im Verbindungsbereich von Schüttkammer und Deckenplatte angebrachten Messmarken zeigten außerdem, dass an der Stelle kein Riss entstanden ist. Der Wandkopf wurde nicht horizontal bewegt, der Versuchsaufbau also nicht wie bei Versuch 1 einer Schiefstellung unterzogen. Die zusätzliche Auflast der Widerlager erzeugte offensichtlich die gewünschte Wirkung.

Für die Bewertung des Endzustandes der Mauerwerkswand nach erfolgter Versuchsdurchführung werden in der Folge weitere Ergebnisse dargestellt, die bei den Zwischenpunkten nicht aufgezeigt wurden. Bild 362 zeigt die Verformungen der Wand in u-Richtung (horizontal). Die Verformung u resultiert dabei im Wesentlichen aus der Verdrehung der seitlichen Bruchfläche.

Die größeren, vertikalen Verformungen v werden auf Bild 363 gezeigt. Es zeigt sich eine nach oben gerichtete Verformung von 8 mm in Wandmitte. Hier stellt sich ein vertikaler Bogen im Mauerwerk mit den Auflagern Bodenplatte und Deckenplatte ein. Da es keine wesentlichen Druckdehnungen in den Auflagerbereichen gibt (Bild 370), kann der Verformungswert als ein Ausweichen der Deckenplatte interpretiert werden. Die Deckenplatte wird demnach in dem Bereich nach oben gedrückt (zum Teil evtl. auch leicht verdreht) und erfährt somit über die Plattenlänge auch eine geringe Durchbiegung. Dieser Umstand wird dadurch begünstigt, dass es nur sehr wenige Auflasten gibt und die Deckenplatte selbst relativ schmal ausgeführt ist. Hätte es einen stärkeren Widerstand der Deckenplatte gegeben, so wären auch die Verformungen (u, v, w) auf Grund der dann stärkeren Bogenwirkung deutlich geringer ausgefallen. Bei einem realen Bauwerk würde hinzukommen, dass sich die Deckenplatte dort schon auf Grund der größeren Geometrie wesentlich steifer verhalten würde und sich so auch weniger stark verdrehen könnte. Außerdem stehen in der Realität auf der Kellerdecke noch die gesamten Lasten eines aufgehenden Bauwerkes (außer für Bauzustände), auch dadurch würde sich die Kellerdecke wesentlich weniger verdrehen. Das wesentliche Ausweichen der Kellerdecke würde sich im baupraktischen Fall aber ebenfalls auf Grund von Durchbiegung über die Länge unter geringen Auflasten realisieren. Setzt man die geometrischen Gegebenheiten sowie die Ergebnisse der Verformungsmessung in die angepasste Glg. (9) aus Abschnitt 3.3.1 ein, ergibt sich die folgende theoretische, vertikale Verformung:

$$\Delta l = \left(\sqrt{(0{,}9 \cdot 175)^2 + (1500)^2} - \sqrt{(0{,}9 \cdot 175 - 33{,}7)^2 + (1500)^2}\right)$$

$$+ \left(\sqrt{(0{,}9 \cdot 175)^2 + (1000)^2} - \sqrt{(0{,}9 \cdot 175 - 33{,}7)^2 + (1000)^2}\right) = 7{,}84\ mm$$

Damit entspricht die theoretische Verformung genau der am Versuchsaufbau gemessenen Verformung. Die Ergebnisse sind auch schlüssig, da es auf Grund der geringen Auflasten kaum zu elastischen oder plastischen Dehnungen innerhalb des vertikalen Bogens gekommen sein kann. Die vertikale Verformung beschränkt sich damit auf den rein geometrischen Anteil.

Sehr deutlich treten bei den großen Verformungen im Endzustand die abgetreppten Dehnungen / Risse innerhalb der Eckbereiche heraus (Bild 364). Da sich das Verformungsmaximum dabei annähernd auf halber Wandhöhe befindet, stellt sich hier ein relativ gleichmäßiges Bild zwischen oberem und unterem Wandbereich ein. Die Abtreppungen beginnen in den Ecken und pflanzen sich schräg bis zum Hauptriss fort. Mit zunehmender Verformung ist hier auch eine zunehmende Anzahl an Treppenrissen / Treppendehnungen feststellbar.

Da sich die Risse in den Lagerfugen deutlich stärker öffnen als diejenigen in den Stoßfugen, lassen sich die Dehnungen innerhalb der Stoßfugen, auf Grund der Skalierung der Messungen, in der Hauptzugdehnungsdarstellung nicht vollständig abbilden. Darum werden die Zugdehnungen getrennt nach horizontaler Richtung (Bild 367) und vertikaler Richtung (Bild 369) dargestellt. In horizontaler Richtung zeigt sich damit deutlicher, dass mit der zunehmenden Verformung eine große Anzahl an Stoßfugen geöffnet werden. In der vertikalen Richtung ergeben sich auf Grund der gleichen Skalierung keine Unterschiede zu den Hauptzugdehnungen.

Der horizontale Hauptriss verläuft weiterhin innerhalb der 6. Lagerfuge und weist nunmehr eine Dicke von 6,02 mm auf. Der innerhalb der 7. Lagerfuge verlaufende Riss vergrößert sich ebenfalls. Die beiden Risse werden auf dem Bild 365 näher dargestellt. Das Bild 366 zeigt die Ermittlung der Rissdicke mittels Auswertung der Dehnungen, dies stellt die dafür günstigste Methode dar. Anhand der genauen Ausgangspositionierung der einzelnen Pixel innerhalb des Koordinatensystems in Verbindung mit den errechneten Zugdehnungen lässt sich mittels Glg. (85) die genaue Rissdicke bestimmen.

$$w_{Riss} = \frac{(P_1 - P_2) \cdot e}{100} \tag{85}$$

$$w_{Riss} = \frac{(1458{,}38\,mm\ -\ 1427{,}33\,mm) \cdot 19{,}387}{100} = 6{,}02\,mm$$

Die im Endzustand anliegenden Schubdehnungen werden auf dem Bild 371 dargestellt und finden sich in den gleichen Bereichen wie die Hauptzugdehnungen.

Zusammenfassung der Messergebnisse

Das folgende Bild 167 (links) zeigt den verformten Endzustand in deutlich überhöhter Darstellung.

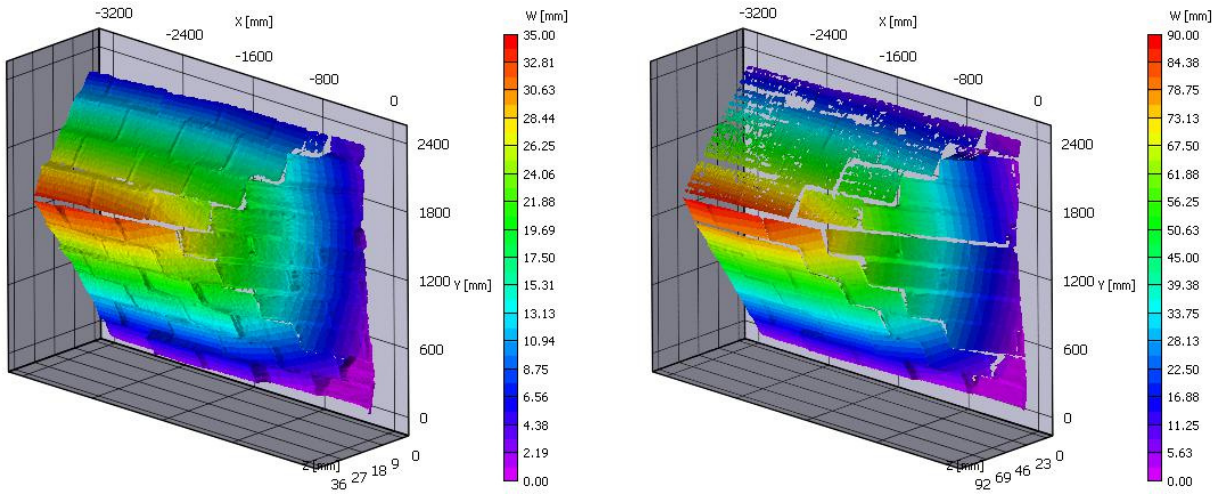


Bild 167 Endzustand; Bruchzustand am Großversuch 4

Auf dem Bild sind die wesentlichen Verformungen und Rissverläufe erkennbar. Es wird deutlich, dass sich ein Verformungsbild ergibt, welches am Bogenmodell (Bild 3) angelehnt ist. Dies ergibt sich als Kippen zweier Mauerwerksplatten um die entstehenden Gelenke des Dreigelenkbogens (oben, unten und Mitte). Allerdings findet sich der mittlere Gelenkpunkt nicht in der geometrischen Mitte der Mauerwerkswand, sondern eine Lagerfuge nach oben verschoben. Dieser Umstand ist mit der lagenweisen Hinterfüllung begründet. Im Bereich der schräg verlaufenden Bruchlinien tritt die horizontale Tragwirkung hinzu. Es ergibt sich damit insgesamt ein plattenartiges Tragverhalten.

Im vorliegenden Fall kam es zum Versagen der Versuchswand. Der Zustand kurz vor dem Versagen wird auf dem Bild 167 (rechts) und Bild 168 dargestellt. Es handelt sich dabei um das letzte Auswertebild vor dem Austritt des Hinterfüllungsmaterials. Die Verformung beträgt dabei schon rund 9 cm. Mit Aufsetzen des dritten Auflaststeins wurde deutlich, dass die Wand nicht mehr widerstehen konnte. Innerhalb von zwei Sekunden wurde die Wand von 35 auf 90 mm verformt. Kurz danach trat der Sand auf halber Wandhöhe aus und die beiden Wandflächen klappten zusammen. Durch den nur gering verdichteten Boden geriet der unter Auflast gesetzte Erdkörper ins Rutschen und zerstörte die Versuchswand.

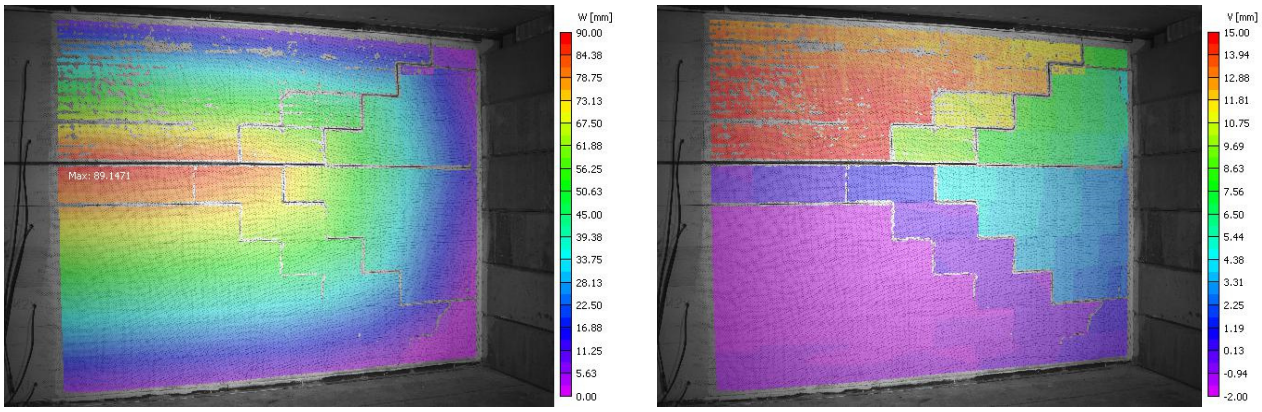


Bild 168 Bruchsituation am Großversuch 4

Die Zusammenfassung der Verformungsergebnisse über den Versuchsverlauf wird in folgender Tabelle 27 dargestellt.

Tabelle 27 *Gesamtergebnisse der Verformungsmessung zu Versuch 4 [mm]*

1,0 m	***1,25 m***	***1,5 m***	***1,75 m***	***2,0 m***	***2,25 m***	***2,5 m***	***2,7 m***	***AL***
0,36	1,20	1,84	3,14	4,51	7,10	11,91	18,50	33,70

Das Bild 372 in Anhang 16.20 zeigt die zu den in Tabelle 27 genannten Verformungen zugehörigen Schnittdarstellungen durch das Maximum. Es zeigt sich deutlich die erläuterte Verlagerung des Verformungsmaximums bzw. der Hauptrisse von den unteren hin zu den oberen Lagerfugen der Mauerwerkswand.

Die Hauptrissdicken über den Versuchsablauf werden in Tabelle 28 gezeigt.

Tabelle 28 *Gesamtergebnisse der Rissdickenmessung zu Versuch 4 [mm]*

2,25 m	***2,5 m***	***2,7 m***	***AL***
0,26	1,06	2,78	6,02

5.4.6.4 Ergebnisse der Erddruckmessungen Versuch 4

Über den gesamten Versuchszeitraum hinweg wurden die Erddruckmessungen mit einer Frequenz von 5 Hz durchgeführt. Die Erddruckverläufe werden im Anhang 16.17 auf der Seite 447 für die mittlere Messreihe (Bild 301) und auf Seite 448 für die äußere Messreihe (Bild 302) dargestellt. Alle Messdosen werden auf der Seite 449 in Bild 303 dargestellt.

Die mittlere Messreihe liegt dabei im Bereich der größten entstandenen Verformungen der Mauerwerkswand. Diese Messreihe kann als Hauptreihe gesehen werden und besteht aus 5 Messgebern. Die äußere Messreihe befindet sich zwischen seitlichem Auflager und Wandmitte. Daher sind die dort anliegenden Verformungen über den gesamten Versuchsverlauf deutlich geringer. Die äußere Messreihe lässt sich als Kontrollreihe interpretieren und ist nur mit 3 Messgebern ausgestattet. Auf Grund der geringeren anliegenden Verformungen liegen die Werte der Messergebnisse der äußeren Reihe daher meist über denen der mittleren Messreihe (Ausnahme Auflast). Die Grafiken zeigen die anliegenden Erddruckkräfte der jeweiligen Messgeber im Bezug zur vorhandenen Anschüttungshöhe und dem abschließenden Auflasten. Im vorliegenden Fall wurde ohne maschinelle Verdichtung geprüft. Die Verdichtung erfolgte mittels einer 100 kg schweren Walze. Einzelne markante Messausschläge lassen sich daher nur mit dem Aufsetzen der Einseilgreiferschaufel erklären, welche eine zunächst starke punktuelle Belastung hervorruft. Insgesamt sind die Kurvenverläufe aber wesentlich homogener, als dies bei den Versuchen mit maschineller Verdichtung der Fall war.

Betrachtet man Messgeber 1, so ist ein kontinuierlicher Anstieg bis etwa 2,25 m Anschüttungshöhe auf einen Wert von ca. 12 kN/m² feststellbar. Anschließend hält sich der Wert einige Zeit und fällt danach deutlich auf 8 kN/m² ab. Zu dem Zeitpunkt muss es eine starke Verformung an der Wand gegeben haben, die zu diesem Kraftabfall geführt hat. Bei voller Anschüttung wird wieder ein Wert von 10 kN/m² erreicht. Da der Füllsand keiner starken Verdichtung unterzogen wurde, ist ein gewisses Nachrutschen des Hinterfüllungsmaterials im unteren Bereich der Versuchswand offensichtlich noch möglich. Dies gilt für den gesamten Versuchszeitraum. Die einwirkenden Kräfte sinken zwar im Rahmen der Verformungen kontinuierlich, was aber mit Erhöhung der Aufschüttung kompensiert wird. Es zeigt sich ein wesentlich anderes Verhalten der Hinterfüllung, als es bei den maschinell verdichteten Versuchen der Fall war.

Dieses Verhalten ist so prinzipiell auch bei den mittleren Messgebern 2, 3 und 4 festzustellen. Allerdings liegen diese alle im Bereich starker Verformungen der Mauerwerkswand. Es können sich daher nur wesentlich geringere Drücke einstellen. Messgeber 2 erreicht schnell einen Wert von rund 4 kN/m², welcher über die gesamte Versuchsdauer gehalten wird. Mit zunehmender Aufschüttung rutscht der Boden nach und der Erddruck wird annähernd über den gesamten Versuchszeitraum konstant bei 4 kN/m² gehalten. Messgeber 3 erreicht nur noch einen Wert von rund 2 kN/m², welcher über die gesamte Versuchsdauer gehalten wird. In dem Bereich liegen kontinuierlich sehr große Verformungen an. Messgeber 4 zeigt ein sehr sprunghaftes Verhalten. Zwischenzeitlich steigen die Kräfte deutlich an und fallen relativ zeitnah, auf Grund von Verformungen, wieder ab. Auch hierbei kommt es also zu einer Wechselwirkung aus nachrutschendem Sand und Verformung der Wand.

Der Messgeber 5 liegt wieder in einem Bereich, bei welchem deutlich geringere Verformungen anliegen. Daher werden an diesem deutlich stärkere Drücke aufgebaut und auch gehalten. So wird bis zum Aufbau der vollen Anschütthöhe ein Wert von annähernd 8 kN/m² erreicht.

Durch die abschließenden Auflasten werden die Einwirkungen nochmals erhöht. Da aber relativ schnell das Versagen der Versuchswand eintrat, wurden nicht so ausgeprägte Krafterhöhungen erreicht wie bei den anderen Versuchen. Kurz vor dem Versagen steigt die Kraft nochmals an und fällt auf Grund der nachgebenden Wand anschließend stark ab.

Durch die äußere Messreihe werden die Messungen und Schlussfolgerungen der mittleren Reihe bestätigt. Die Verläufe der Kraftkurven sind tendenziell gleich (zum Teil annähernd deckungsgleich,

siehe Bild 303). Dabei liegen an der äußeren Messreihe meist noch etwas höhere Messwerte an. Im Bereich der äußeren Messreihe kommt es zu etwas geringeren Verformungen als in der Wandmitte. Mit dem geringeren Ausweichen der Versuchswand in dem Bereich lassen sich diese Abweichungen also plausibel erklären. Wobei dieser Sachverhalt in Bereichen mit sehr starken Verformungen kaum noch relevant zu Tage tritt. So kommt es auch vor, dass Messgeber der äußeren Reihe geringere Drücke erhalten.

Das Bild 307 auf Seite 453 und das Bild 308 auf Seite 453 im Anhang 16.17 zeigen die geschnittenen Erddruckverläufe der mittleren und äußeren Messreihe über den Versuchsverlauf hinweg. Die folgende Tabelle 29 zeigt die dazu gehörigen Kräfte als Streckenlast in kN/m sowie als über die Anschüttungshöhe verteilte Flächenlast in kN/m².

Tabelle 29 Gesamtergebnisse der Erddruckmessung zu Versuch 4

Messort		**0,25 m**	**0,75 m**	**1,25 m**	**1,75 m**	**2,25 m**	**2,7 m**	**AL**
Mittlere Reihe	**kN/m²**	0,8	2,8	4,5	4,5	5,0	4,4	4,7
	kN/m	0,2	2,1	5,6	7,8	11,2	11,9	12,7
Äußere Reihe	**kN/m²**	1,2	-	5,7	-	5,4	5,2	4,5
	kN/m	0,3	-	7,1	-	12,1	13,9	12,0

Es zeigt sich, dass bis zu einer Anschüttungshöhe von 1,25 m ein annähernd dreieckförmiger Verlauf des Erddrucks eintritt, der auch der Erddrucktheorie entspricht. Mit anschließend zunehmender Aufschüttung und Verformung der Versuchswand geht der Erddruck in einen eher gleichverteilten Verlauf über (bei ca. 1,75 m Anschüttungshöhe). Danach stellt sich relativ schnell (bei circa 2 m Anschüttungshöhe) ein deutlich konkaver Verlauf der Erddruckfigur ein, wobei die Kraft auf halber Wandhöhe schon sehr gering ist. Die Verformungen in der Wandmitte betragen zu dem Zeitpunkt rund 4,5 mm. Mit Erreichen der vollen Anschütthöhe bleibt dieser konkave Verlauf erhalten. In halber Wandhöhe baut sich der Erddruck noch weiter ab. In dem Bereich liegen sehr große Verformungen an. Am Wandfuß sind die Verformungen unterdessen noch etwas geringer ausgeprägt und es verbleibt eine relativ hohe Restkraft. Am Wandkopf wird mit zunehmender Anschüttung ebenfalls ein relativ hoher Erddruck aufgebaut.

Das folgende Bild 169 zeigt zusammenfassend den Gesamtkraftverlauf des Versuchs 4 als Streckenlast in kN/m.

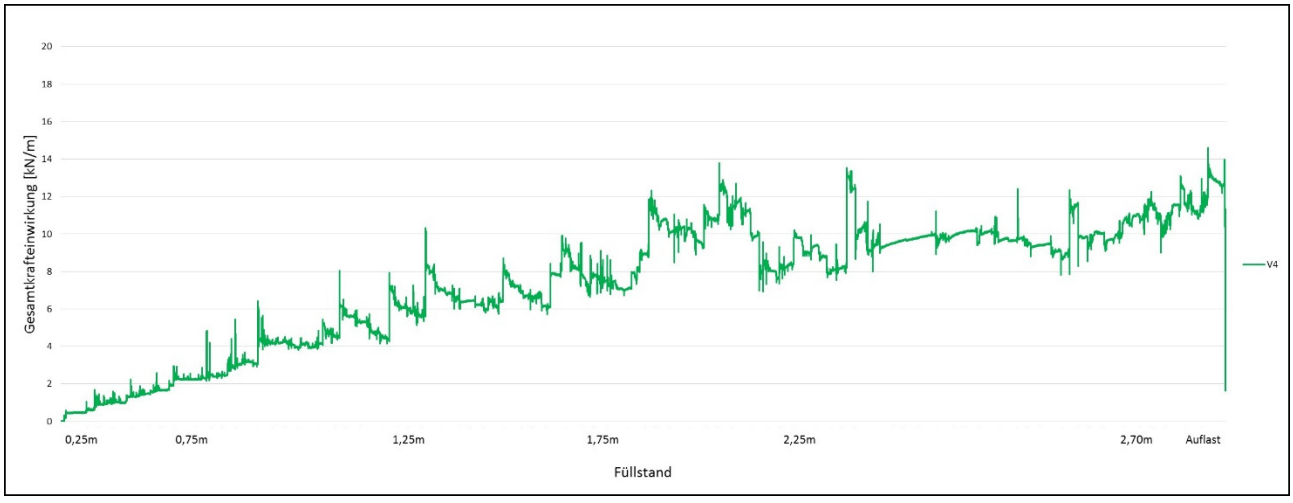


Bild 169 Gesamtkraftverlauf Versuch 4 [kN/m]

Es wird deutlich, dass die Krafteinwirkung bis zu einer Anschüttungshöhe von ca. 2 m kontinuierlich ansteigt. Dabei wird eine Gesamtkrafteinwirkung von rund 10 kN/m erreicht, die nicht mehr wesentlich überschritten wird. Die Verformung in Wandmitte beträgt zu dem Zeitpunkt rund 4,5 mm. Der Kurvenverlauf ist geprägt von der Wechselwirkung aus Wandverformung und nachrutschendem Sand. Da der Füllsand keiner starken Verdichtung unterzogen wurde, ist ein Nachrutschen des Hinterfüllungsmaterials möglich. Dies gilt für den gesamten Versuchszeitraum. Die einwirkenden Kräfte sinken zwar im Rahmen der Verformungen kontinuierlich, was aber mit Erhöhung der Aufschüttung kompensiert wird. Es zeigt sich ein wesentlich anderes Verhalten der Hinterfüllung, als es bei den maschinell verdichteten Versuchen der Fall war. Die abschließende Auflast erhöht die Einwirkungen nochmals leicht.

5.4.6.5 Ergebnisse aus Rückbau Versuch 4

Auf Grund des vollständigen Versagens der Wand konnte kein planmäßiger Rückbau erfolgen.

5.4.6.6 Zusammenfassung Versuch 4

Zusammenfassend lässt sich für Versuch 4 festhalten:

- Das gesamte Verhalten der Wand ist stark vom Einfluss der Verformungen und dem sich damit ändernden Erddruck geprägt. Grundsätzlich kommt es durch schon geringe Verformungen (4 mm) zu sehr starken Kraftrückgängen.
- Ab einer Anschüttungshöhe von ~ 1,25 m kommt es zu relevanten Verformungen. Die Wand entzieht sich der Belastung und der in dem Bereich anliegende Erddruck nimmt ab.
- Es ergibt sich ein Verformungsbild der Wand, welches am Bogenmodell angelehnt ist. Es zeigt sich als Kippen zweier Mauerwerksplatten um die entstehenden Gelenke des Dreigelenkbogens (oben, unten und Mitte). Allerdings findet sich der mittlere Gelenkpunkt nicht in der geometrischen Mitte der Mauerwerkswand, sondern leicht nach oben verschoben. Dieser Umstand ist mit der lagenweisen Hinterfüllung begründet. Im Bereich der schräg verlaufenden Bruchlinien tritt die horizontale Tragwirkung hinzu. Es ergibt sich damit insgesamt ein plattenartiges Tragverhalten. Die Bruchlinien beginnen grob in den Ecken und pflanzen sich schräg bis zum Hauptriss fort.
- Durch die Wechselwirkung aus Hinterfüllung und Verformung kommt es zu einer sich verlagernden Belastung. Die Belastung beginnt zunächst im unteren Wandbereich und nimmt auf Grund der Verformungen mit zunehmender Anschüttungshöhe ab. Somit verlagert sich der angreifende Kraftschwerpunkt über den Versuchsverlauf immer weiter nach oben, wodurch sich auch der Verformungsschwerpunkt an der Versuchswand immer weiter nach oben verlagert. Die Ausprägung ist dabei nicht so stark wie bei den verdichteten Versuchen, da das Nachrutschen des Hinterfüllungsmaterials möglich war.
- Es zeigt sich ein zweiachsiger Lastabtrag. Der Lastabtrag erfolgt vertikal über die Bogenwirkung, horizontal über die Biegefestigkeit des Mauerwerkes. Die wesentliche Plattenverformungsarbeit erfolgt innerhalb der Eckbereiche der Mauerwerkswand. In diesen Bereichen wird der wesentliche Anteil der einwirkenden Kräfte durch die Mauerwerkswand aufgenommen.
- Die theoretische, charakteristische Maximaltragfähigkeit der Versuchswand 4 liegt bei rund 2,60 kN/m². Die Wand war während des gesamten Versuchs deutlich höheren Kräften ausgesetzt und verformte sich stark unter deren Einfluss. Vollständig hinterfüllt lag die anliegende Kraft rund 70 % oberhalb des Rechenwertes. Die Bemessung liegt damit auf der sicheren Seite. Die abschließende Auflast, welche zum Versagen führte, lag rund 80 % oberhalb des Rechenwertes.

- Ein wesentlicher Faktor ist für Mauerwerk unter geringer Auflast die vertikale Biegefestigkeit. Die Deckenplatte wird nach oben gedrückt und es besteht mit zunehmender Belastung die Gefahr, dass es zum Durchschlagen kommt. Dieser Zustand wurde bei dem Versuch (vollzogenes Versagen) erreicht.
- Die Risse / Dehnungen verlaufen entlang der Schwachstellen aus Lager- und Stoßfugen.
- Bis zu einer Höhe der Anschüttung von 1,5 m ergeben sich nur sehr geringe Verformungen der Mauerwerkswand von rund 1,8 mm.
- Vollständig hinterfüllt auf 2,7 m Höhe zeigt sich eine Verformung von 18,5 mm. Die Versuchswand kann zu dem Zeitpunkt als annähernd nicht mehr tragfähig und nicht gebrauchstauglich betrachtet werden.
- Insgesamt liegt eine geringere Tragfähigkeit als bei der unbewehrten KS-Wand vor. Dies liegt am geringeren Eigengewicht des Porenbetons und damit geringerer Tragwirkung in vertikaler Richtung. Dies wurde auch in der theoretischen Berechnung dargestellt. Dort erreichte die unbewehrte Kalksandsteinwand etwa 20 % höhere Widerstandswerte als die textilbewehrte Porenbetonwand.
- Es zeigt sich bis zu geringen Anschüttungshöhen ein annähernd dreieckförmiger Verlauf des Erddrucks. Mit zunehmender Aufschüttung und Verformung der Versuchswand geht der Erddruck in einen eher gleichverteilten Verlauf über. Danach stellt sich mit weiter zunehmender Anschüttung ein deutlich konkaver Verlauf der Erddruckfigur ein, der sich kontinuierlich stärker ausprägt.
- Die Gesamtkrafteinwirkung steigt bis zu einer Anschüttungshöhe von ca. 2,0 m kontinuierlich an und bleibt danach annähernd gleich hoch. Der Kraftkurvenverlauf ist geprägt von der Wechselwirkung aus Wandverformung und nachrutschendem Sand. Da der Füllsand keiner starken Verdichtung unterzogen wurde, ist ein Nachrutschen des Hinterfüllungsmaterials möglich.

5.4.7 Versuch-5 PB-Mw 17,5 cm mit Textileinlage

5.4.7.1 Herstellung und Ablauf Versuch 5

Die Versuchswand wurde am 21.03.2018 hergestellt und am 05.04.2018 geprüft, d. h. 15 Tage (~ 2 Wochen) nach der Herstellung.

Für die Herstellung der 17,5 cm dicken PB-Versuchswand mit textilbewehrter Lagerfuge und unvermörtelten Stoßfugen wurden rund 5,25 Stunden benötigt. Dafür kamen ein professioneller Maurer sowie ein Hilfsarbeiter zum Einsatz. Bei den verwendeten Steinen (~ 13 kg) ist Handvermauerung möglich und wurde auch durchgeführt. Damit beträgt die Herstellungszeit / der Arbeitszeitrichtwert für die 7,5 m x 2,5 m große Wandfläche in der Praxis ca. 0,28 h/m² bei zwei Arbeitern ohne Versetzgerät. Es ergibt sich somit eine zeitliche Erhöhung im direkten Vergleich zum in 5.4.6 beschriebenen, geometriegleichen Versuch ohne textile Einlage von 5,25 h / 4,5 h ~ 1,17. Somit beträgt der zeitliche Mehraufwand etwa 17 % und resultiert aus der zusätzlichen Arbeitsleistung, das Textil einzulegen sowie eine weitere Dünnbettmörtelschicht aufzutragen. Auch bei Herstellung der Porenbetonwand gilt im Falle einer textilen Einlage, dass immer eine komplette Bahn von Steinen direkt gelegt werden muss. Das im Mauerwerksbau übliche Hochmauern von zwei Seiten und nachträglicher Ausmauerung entlang einer Schnur kann so nicht erfolgen und bedeutet einen zusätzlichen geringen Mehraufwand an Arbeitszeit. Die Herstellung der textilbewehrten Mauerwerkswand (Bild 170) erfolgte analog zum unter 5.4.3 beschriebenen Versuch.

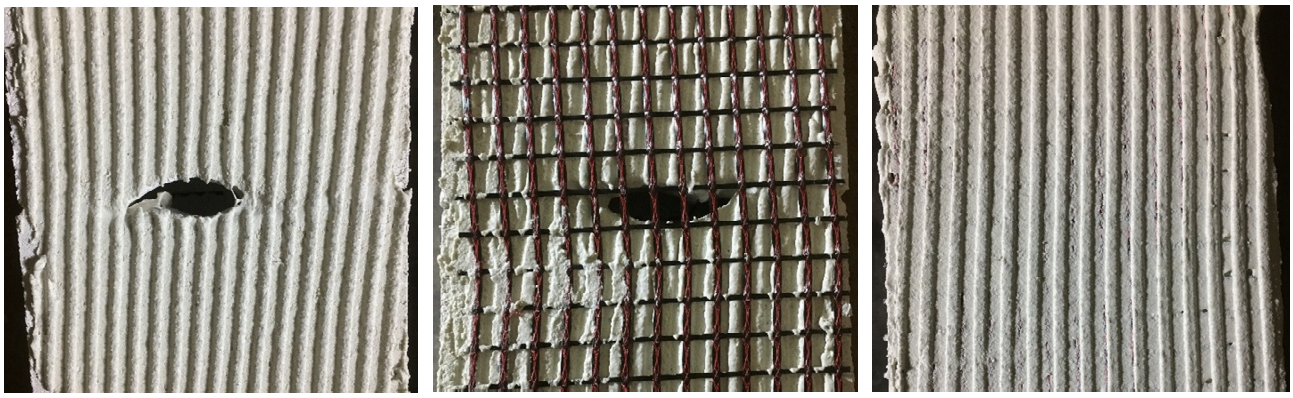


Bild 170 Aufbau Großversuch-5 PB-Mw 17,5 cm textilbewehrt

Materialeinsatz

- 125 Steine Ytong PP 4-0,50 mit den Abmessung 599 x 175 x 249 mm, dies entspricht 6,67 Porenbetonsteinen je Quadratmeter.
- 5 Säcke a 15 kg Ytong Dünnbettmörtel, dies entspricht rund 4 kg je Quadratmeter Wandfläche. Die Menge entspricht einer Verdopplung im Vergleich zur unbewehrten Wand.
- 11,25 m² Bewehrungstextil CFK SitGrid 025, das entspricht 0,6 m² je Quadratmeter Wandfläche. Das Textil wurde auf fast der gesamten Steinbreite mit nur geringem Seitenabstand zur Wandoberfläche auf einer Breite von 16,5 cm verlegt. Es wurde für den Versuch auf einen größeren Randabstand verzichtet, um bei dem rel. dünnen Mauerwerk ein Maximum an Bewehrungsquerschnitt zur Verfügung zu haben. So soll der Unterschied zum unbewehrten Versuch so deutlich wie möglich herausgestellt werden. Welcher Randabstand später auf Grund von Sicherheitsüberlegungen festgelegt wird, spielt für die hier erfolgten Untersuchungen keine Rolle.

Ausgangssituation zu Versuchsbeginn

Die Ausgangssituation der Mauerwerkswand ist auf Bild 171 dargestellt, links als deutlich überhöhte dreidimensionale Darstellung, rechts als zweidimensionale Darstellung mit Bezeichnung des Achsensystems. Dieses Achsensystem entspricht der allgemein üblichen Bezeichnung und alle im Verlauf der Ausführungen zu dem Versuch beschriebenen Abbildungen beziehen sich darauf.

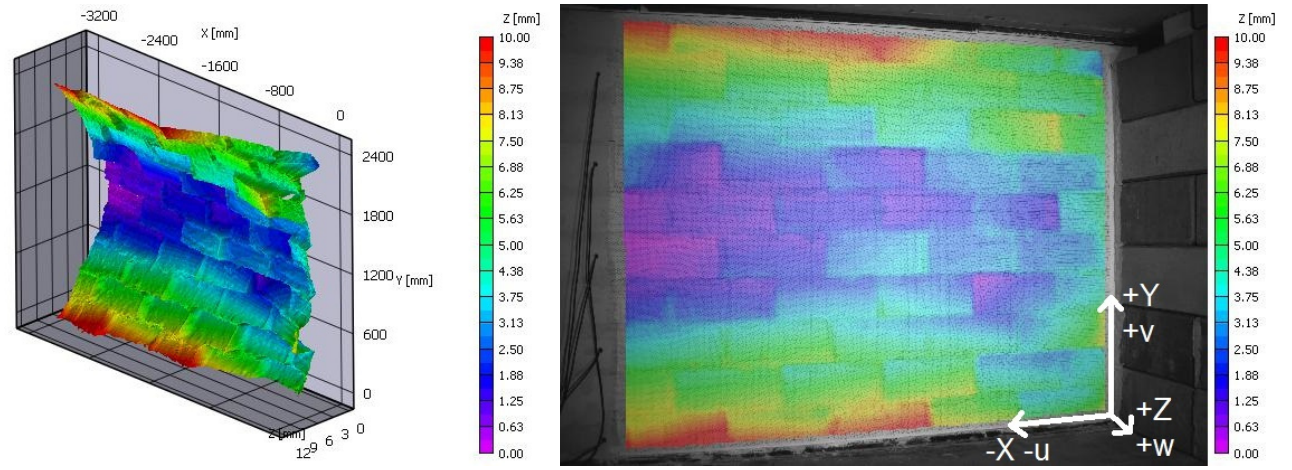


Bild 171 Ausgangssituation am Großversuch-5

Auf der dreidimensionalen Darstellung sind sehr genau die einzelnen Steine, deren Position sowie die allgemeine Wandform zu erkennen. Es wird deutlich, dass trotz genauer baupraktischer Ausführung mit Richtscheit, Wasserwaage und Maurerschnur eine gewisse Unebenheit nicht

vermeidbar ist. Im vorliegenden Fall beträgt die größte Abweichung rund 10 mm und liegt damit im Toleranzbereich. Es lässt sich als leichte Einbauchung im mittleren Wandbereich interpretieren. Für den Versuchsablauf ist die vorliegende Unebenheit ohne Bedeutung, da sich die Messungen an der Wand auf deren Ausgangszustand beziehen.

Versuchsablauf

Am Versuchstag wurde bis 08:15 Uhr die erforderliche Messtechnik installiert und kalibriert. Der Versuch selbst lief von 08:30 Uhr bis 16:30 Uhr für einen Zeitraum von 8 Stunden. Bei dem Versuch wurde keine maschinelle Verdichtung mehr durchgeführt. Die Verdichtung erfolgte in Form eines Andrückens mittels einer 100 kg schweren Walze.

Vom Ausgangszustand beginnend wurden über den gesamten Versuchszeitraum von 8 Stunden die Reaktionen der Versuchswand auf die einwirkenden Kräfte (Erddruck) gemessen. Die Erddruckmessungen erfolgten dabei mit einer Frequenz von 5 Hz und Verformungsmessungen mit einer Frequenz von 0,5 Hz.

5.4.7.2 Berechnung Versuch 5

Es soll im Folgenden die Berechnung des Versuchs mit aktuell verfügbaren Nachweismöglichkeiten aus DIN EN 1996-1-1 [1], ergänzt um den im Abschnitt 6 entwickelten Ansatz für textilbewehrtes Mauerwerk, dargestellt werden. Relevante Rechenwerte werden aus Anhang 16.1, Anhang 16.2, Anhang 16.4, Anhang 16.8 und Anhang 16.9 entnommen. Die Berechnung basiert auf charakteristischen Werten.

Es handelt sich um ein textilbewehrtes Mauerwerk (SG025) aus Porenbetonsteinen PP4-0,5 (600 x 175 x 250), vermauert mit Dünnbettmörtel, ohne Stoßfugenvermörtelung. Da jede Lagerfuge bewehrt ausgeführt wurde, kann auf Grund der Steinhöhe von 25 cm mit 4 bewehrten Lagerfugen je Meter gerechnet werden. Das Textil wurde mit einem nur geringen Randabstand von 5 mm in den Lagerfugen verlegt.

Der für eine textile Lagerfugenbewehrung angepasste, charakteristische Wert der Biegefestigkeit mit Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen $f_{xk2,app}$ wurde aus der Tabelle 109 (Anhang 16.9) entnommen. Die dort dargestellten Werte basieren auf den durchgeführten Kleinversuchen und wurden anhand der im Abschnitt 6 hergeleiteten Gleichungen berechnet.

Der Wert für f_{xk1} wird unter Ansatz des Bogenmodells errechnet. Es wird vereinfacht die Biegefestigkeit durch die Bogenwirkung in halber Wandhöhe angesetzt. Die Auflast am Wandkopf beträgt rund 5 kN/m, die Normalkraft in Wandmitte damit:

$$N = 5\frac{kN}{m} + 1{,}25\ m \cdot 0{,}175\ m \cdot 5\frac{kN}{m^3} = 6\frac{kN}{m}$$

Damit ergibt sich die Biegefestigkeit gem. Glg. (8) zu:

$$f_{xk1} = \frac{N \cdot 5{,}4}{t} = \frac{0{,}006 \cdot 5{,}4}{0{,}175} = 0{,}18\ N/mm^2 \qquad (8)$$

Insgesamt lassen sich damit die folgenden Eingangsparameter festhalten:

- h 2,50 m Wandhöhe
- l 6,20 m Wandlänge (lichtes Maß + 2 x t / 2)
- t 175 mm Wanddicke
- f_{xk1} 0,18 N/mm² ch. Biegefestigkeit (vertikal)
- $f_{xk2,app}$ 0,70 N/mm² angepasste ch. Biegefestigkeit (horizontal)

Das elastische Widerstandsmoment je Höhen- / Längeneinheit der Wand (Z) ergibt sich zu:

$$Z = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{1 \cdot 0{,}175^2}{6} = 0{,}005\ m^3/m$$

Der Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes ergibt sich aus Glg. (29):

$$M_{Rki} = f_{xki} \cdot Z \tag{29}$$

$$M_{Rk1} = 180\ kN/m^2 \cdot 0{,}005\ m^3/m = 0{,}90\ kNm\ /m$$

$$M_{Rk2} = 700\ kN/m^2 \cdot 0{,}005\ m^3/m = 3{,}50\ kNm\ /m$$

Das Verhältnis der Biegefestigkeiten des Mauerwerks senkrecht zueinander ergibt sich nach Gleichung (34) zu:

$$\mu = {f_{xk1}}\Big/{f_{xk2,app}} = {0{,}18}/{0{,}70} = 0{,}257 \tag{34}$$

Auf Grund des Aufbaus können sowohl die Seitenränder der Wand, als auch der Wandfuß als eingespannt betrachtet werden. Der Wandkopf wird als gelenkig angenommen. Mit h / l = 0,4 und μ = 0,257 kann aus Tabelle 87 (Fall H, Anhang 16.2) der Wert von 0,019 für den Momentenbeiwert α_2 abgelesen werden.

Der Momentenbeiwert α_1 ergibt sich damit gem. Glg. (33) zu:

$$\alpha_1 = \alpha_2 \cdot \mu = 0{,}019 \cdot 0{,}257 = 0{,}005 \tag{33}$$

Die maximale Flächenlast lässt sich über die umgestellten Gleichungen (31) und (32), unter Ansatz der aufnehmbaren Momente, berechnen:

$$M_{Ek1} = \alpha_1 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 \tag{31}$$

$$W_{Ed} = \frac{M_{Rk1}}{\alpha_1 \cdot l^2} = \frac{0.9}{0{,}005 \cdot 6{,}2^2} = 4{,}75\,\frac{kN}{m^2}$$

$$M_{Ek2} = \alpha_2 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 \tag{32}$$

$$W_{Ed} = \frac{M_{Rk2}}{\alpha_2 \cdot l^2} = \frac{3{,}50}{0{,}019 \cdot 6{,}2^2} = 4{,}75\,\frac{kN}{m^2}$$

Die theoretische, charakteristische Maximaltragfähigkeit der Versuchswand 5 liegt bei rund 4,75 kN/m². Es ergibt sich damit rechnerisch eine rund 80 % höhere Tragfähigkeit als beim unbewehrten Vergleichsversuch 4.

5.4.7.3 Ergebnisse der Verformungsmessung Versuch 5

Die visuelle Ergebnisdarstellung der Versuchsergebnisse findet sich im Anhang 16.20 für die Großversuche 4 und 5 (Porenbeton mit der Wandstärke 17,5 cm). Die unmittelbare Gegenüberstellung der beiden Versuche ermöglicht einen direkten Vergleich zwischen textilbewehrten und unbewehrten Versuch. Die Ergebnisse des unbewehrten Versuchs 4 befinden sich dabei immer auf der linken Blattseite, die des bewehrten Versuchs 5 auf der rechten.

Die Ergebnisdarstellung beginnt ab einer Anschüttungshöhe von 1,25 m, da erst ab diesem Zeitpunkt sichtbare Verformungen während der Versuche eintraten. Danach folgen die Auswertebilder für alle 25 cm weitere Anschüttungshöhe bis zur Gesamtanschüttungshöhe von 2,7 m. Anschließend folgen weitere Auswertungen für die Ergebnisse nach der abschließenden Verdichtung sowie nach dem Aufbringen der Bodenauflast. Die Auswertung von Versuch 5 beginnt mit Bild 346 (rechts) auf Seite 464 und geht bis Bild 371 (rechts) auf der Seite 470. In den Auswertungen sind

immer die Verformungen in Richtung w [mm] als zweidimensionale Ansicht enthalten. Das den Anhang 16.20 abschließende Bild 372 auf der Seite 470 zeigt die zu den Verformungsbildern zugehörigen Schnittdarstellungen (jeweils in Wandmitte) in chronologischer Reihenfolge.

Das erste Auswertebild (Bild 346) zeigt die Verformungen bei 1,25 m Anschüttungshöhe. Der Maximalwert von 0,92 mm befindet sich im mittleren Mauerbereich.

1,76 mm Verformung ließen sich bei 1,5 m Anschüttungshöhe feststellen (Bild 348). Zu diesem Zeitpunkt kommt es bereits zu darstellbaren Dehnungen im Mauerwerk. Die Zugdehnungen erfolgten dabei meist (gilt für den gesamten Versuch) in Fugenbereichen (Stoß- und Lagerfugen). Das Bild 349 (rechts) auf Seite 464 zeigt die Hauptzugdehnungen bei der Anschüttungshöhe von 1,5 m. Es lässt sich eine Dehnung der 4. Lagerfuge erkennen. Dehnungen im Bereich von Stoßfugen sind noch nicht ersichtlich. Es deutet sich hier die Entwicklung eines möglichen Risses in der dritten Lagerfuge an. Das gemessene Verformungsmaximum liegt dabei im Bereich dieser Lagerfuge.

Die Auswertung der Hauptzugdehnungen im folgenden Schritt bei 1,75 m Anschüttungshöhe (siehe Bild 351) zeigt, dass sich die vorgenannten Dehnungen innerhalb der vierten Lagerfuge weiter verstärkt haben. Auch jetzt liegt der Maximalwert der Verformung von 2,84 mm genau auf der sich öffnenden, vierten Lagerfuge (Bild 350).

Bild 352 zeigt eine Verformung der Mauerwerkswand von 4,01 mm bei einer Höhe der Anschüttung von 2,0 m. Die Verformung konzentriert sich weiterhin im unteren Wandbereich. Der Maximalwert liegt dabei noch immer auf der 4. Lagerfuge der Wand. Die Auswertung der Hauptzugdehnungen (Bild 353) zeigt, dass sich die Zugdehnungen in der 4. Lagerfuge weiter vergrößern.

5,37 mm Verformung ergeben sich bei der Anschüttungshöhe 2,25 m (Bild 354). Der Verformungsschwerpunkt liegt dabei noch immer im Bereich der 4. Lagerfuge. Die Auswertung der Hauptzugdehnungen (Bild 355) zeigt, dass sich die Dehnungen innerhalb der vierten Lagerfuge weiter aufgebaut haben. An der Stelle liegt ein visuell noch nicht erfassbarer Mikroriss vor. Ferner sind jetzt beginnende Zugdehnungen zwei Lagerfugen oberhalb (sechste Lagerfuge) feststellbar. Außerdem kommt es zu ersten leichten Dehnungen im Stoßfugenbereich.

Bei der Anschüttungshöhe von 2,5 m öffnet sich der Riss innerhalb der 6. Lagerfuge noch weiter, wohingegen das Risswachstum innerhalb der 4. Lagerfuge stagniert (Bild 357). Damit liegen zu dem Zeitpunkt zwei annähernd gleich starke Risse vor. Die anliegende Verformung beträgt 7,58 mm und liegt etwa in Wandmitte (Bild 356). Die Wand verformt sich zu dem Zeitpunkt eher gesamtheitlich in Wandmitte nach außen. Es zeigen sich ein zweiachsiger Lastabtrag und ein annähernd plattenartiges Tragverhalten. Der vertikale Lastabtrag erfolgt über die Bogenwirkung, horizontal über die vorhandene Textilbewehrung. Es treten zunehmend grob in Richtung der Ecken verlaufende Dehnungen hinzu.

Vollständig hinterfüllt auf 2,7 m Höhe zeigt sich eine Verformung von 11,2 mm (Bild 358). Dabei verbleibt der Hauptriss innerhalb der 6. Lagerfuge und vergrößert sich weiter. Damit liegt hier ein offener, visuell erkennbarer Riss vor (Bild 359). Die anliegende Verformung kann bei einem Ansatz der üblichen h / 250 nicht mehr als gebrauchstauglich eingestuft werden.

Weitere Verformungen wurden durch das Aufbringen der Geländeauflast (~ 6,2 t) hervorgerufen. Der Maximalwert beträgt dabei 34,6 mm und liegt im Bereich des Risses auf der 6. Lagerfuge (siehe Bild 360). Durch die Auflast wurden hier also noch relevante Verformungen erzielt, da es dem Füllsand möglich war, nach zu rutschen und so auch die Belastungen der Betonsteine in horizontaler Richtung wirkten. Es wurden 5 Auflaststeine platziert. Bei der dann gemessenen Verformung von 34,6 mm war die Gefahr zu groß, dass ein weiterer Auflaststein in einem vollständigen Versagen der Versuchswand resultieren würde. Der auf dem Bild entstehende Eindruck, die Wand hätte sich im oberen Bereich nach innen verschoben, täuscht dabei. Da nicht die vollständige Wand in den Messbereich aufgenommen werden kann (auf Grund der Schubwinkel), fehlen in der Darstellung bis zum eigentlichen Auflagerpunkt noch einige Zentimeter (ca. 8 cm). Da sich der obere Teil der Wand bis zum Hauptriss wesentlich schräger stellen muss als der untere Wandteil, kann daher

dieser Eindruck entstehen. Der obere Teil wird bis zum Auflagerpunkt noch wesentlich schneller die Verformung abbauen als dies im unteren Bereich der Fall ist. Dies zeigt sich insbesondere an dem Farbverlauf vom Hauptriss beginnend. Am oberen Bereich wechseln die farblichen Übergänge deutlich schneller (Bild 361 mit Isolinien). Der optische Überschuss würde sich daher noch bis zum Auflager (Deckenplatte) angleichen. Die im Verbindungsbereich von Schüttkammer und Deckenplatte angebrachten Messmarken zeigten außerdem, dass an der Stelle kein Riss entstanden ist. Der Wandkopf wurde nicht horizontal bewegt, der Versuchsaufbau also nicht wie bei Versuch 1 einer Schiefstellung unterzogen. Die zusätzliche Auflast der Widerlager erzeugte offensichtlich die gewünschte Wirkung.

Für die Bewertung des Endzustandes der Mauerwerkswand nach erfolgter Versuchsdurchführung werden in der Folge weitere Ergebnisse dargestellt, die bei den Zwischenpunkten nicht aufgezeigt wurden. Bild 362 zeigt die Verformungen der Wand in u-Richtung (horizontal). Die Verformung u resultiert dabei im Wesentlichen aus der Verdrehung der seitlichen Bruchfläche.

Die größeren, vertikalen Verformungen v werden auf Bild 363 dargestellt. Es zeigt sich eine nach oben gerichtete Verformung von rund 8 mm in Wandmitte. Auch hier stellt sich ein vertikaler Bogen im Mauerwerk mit den Auflagern „Bodenplatte“ und „Deckenplatte“ ein. Da es keine wesentlichen Druckdehnungen in den Auflagerbereichen gibt (Bild 370), kann der Verformungswert als ein Ausweichen der Deckenplatte interpretiert werden. Die Deckenplatte wird demnach in dem Bereich nach oben gedrückt (zum Teil evtl. auch leicht verdreht) und erfährt somit über die Plattenlänge auch eine geringe Durchbiegung. Dieser Umstand wird dadurch begünstigt, dass es nur sehr wenige Auflasten gibt und die Deckenplatte selbst relativ schmal ausgeführt ist. Hätte es einen stärkeren Widerstand der Deckenplatte gegeben, so wären auch die Verformungen (u, v, w) auf Grund der dann stärkeren Bogenwirkung deutlich geringer ausgefallen. Bei einem realen Bauwerk würde hinzukommen, dass sich die Deckenplatte dort schon auf Grund der größeren Geometrie wesentlich steifer verhalten würde und sich so auch weniger stark verdrehen könnte. Außerdem stehen in der Realität auf der Kellerdecke noch die gesamten Lasten eines aufgehenden Bauwerkes (außer für Bauzustände). Auch dadurch würde sich die Kellerdecke wesentlich weniger verdrehen. Das wesentliche Ausweichen der Kellerdecke würde sich im baupraktischen Fall aber ebenfalls auf Grund von Durchbiegung über die Länge unter geringen Auflasten realisieren. Setzt man die geometrischen Gegebenheiten sowie die Ergebnisse der Verformungsmessung in die angepasste Glg. (9) aus Abschnitt 3.3.1 ein, ergibt sich die folgende theoretische, vertikale Verformung:

$$\Delta l = \left(\sqrt{(0{,}9 \cdot 175)^2 + (1500)^2} - \sqrt{(0{,}9 \cdot 175 - 34{,}6)^2 + (1500)^2}\right)$$

$$+ \left(\sqrt{(0{,}9 \cdot 175)^2 + (1000)^2} - \sqrt{(0{,}9 \cdot 175 - 34{,}6)^2 + (1000)^2}\right) = 8{,}02\ mm$$

Damit entspricht die theoretische Verformung genau der am Versuchsaufbau gemessenen. Die Ergebnisse sind auch schlüssig, da es auf Grund der geringen Auflasten kaum zu elastischen oder plastischen Dehnungen innerhalb des vertikalen Bogens gekommen sein kann. Die vertikale Verformung beschränkt sich damit auf den rein geometrischen Anteil.

Sehr deutlich treten bei den Verformungen im Endzustand die abgetreppten bzw. schräg verlaufenden Dehnungen / Risse innerhalb der Eckbereiche hervor (Bild 364). Da sich das Verformungsmaximum dabei nicht auf halber Wandhöhe befindet, stellt sich auch hier ein ungleichmäßiges Bild zwischen oberem und unterem Wandbereich ein. Die Rissverläufe beginnen grob in den Ecken und pflanzen sich schräg bis zum Hauptriss fort. Mit zunehmender Verformung ist hier auch eine zunehmende Anzahl solcher Rissverläufe feststellbar. Die Risse / Dehnungen verlaufen dabei meist entlang der Schwachstellen aus Lager- und Stoßfugen. Im vorliegenden Fall kam es an einigen Stellen auch zu Rissverläufen durch die Porenbetonsteine hindurch.

Da sich die Risse in den Lagerfugen deutlich stärker öffnen als diejenigen in den Stoßfugen, lassen sich die Dehnungen innerhalb der Stoßfugen, auf Grund der Skalierung der Messungen, in der Hauptzugdehnungsdarstellung nicht vollständig abbilden. Darum werden die Zugdehnungen

getrennt nach horizontaler Richtung (Bild 367) und vertikaler Richtung (Bild 369) dargestellt. In horizontaler Richtung zeigt sich damit deutlicher, dass mit der zunehmenden Verformung eine große Anzahl an Stoßfugen geöffnet werden. In der vertikalen Richtung ergeben sich keine Unterschiede zu den Hauptzugdehnungen.

Der horizontale Hauptriss verläuft weiterhin innerhalb der 6. Lagerfuge und weist nunmehr eine Dicke von 7,36 mm auf. Der Riss wird auf dem Bild 365 näher dargestellt. Außerdem sind durch die Porenbetonsteine verlaufende Risse dargestellt. Bild 366 zeigt die Ermittlung der Rissdicke mittels Auswertung der Dehnungen. Dies stellt die dafür günstigste Methode dar. Anhand der genauen Ausgangspositionierung der einzelnen Pixel innerhalb des Koordinatensystems in Verbindung mit den errechneten Zugdehnungen lässt sich mittels Glg. (85) die genaue Rissdicke bestimmen:

$$w_{Riss} = \frac{(P_1 - P_2) \cdot e}{100} \tag{85}$$

$$w_{Riss} = \frac{(1470{,}61\,mm\ -\ 1438{,}81\,mm) \cdot 23{,}14}{100} = 7{,}36\,mm$$

Die im Endzustand anliegenden Schubdehnungen werden auf dem Bild 371 dargestellt und finden sich in den gleichen Bereichen wie die Hauptzugdehnungen.

Zusammenfassung der Messergebnisse

Das folgende Bild 172 zeigt den verformten Endzustand in deutlich überhöhter Darstellung. Es sind die wesentlichen Verformungen und Rissverläufe erkennbar. Es wird deutlich, dass sich ein Verformungsbild ergibt, welches am Bogenmodell (Bild 3) angelehnt ist. Es ergibt sich als Kippen zweier Mauerwerksplatten um die entstehenden Gelenke des Dreigelenkbogens (oben, unten und Mitte). Allerdings findet sich der mittlere Gelenkpunkt nicht in der geometrischen Mitte der Mauerwerkswand, sondern eine Lagerfuge nach oben verschoben. Dieser Umstand ist mit der lagenweisen Hinterfüllung begründet. Im Bereich der schräg verlaufenden Bruchlinien tritt die horizontale Tragwirkung hinzu. Es ergibt sich damit insgesamt ein plattenartiges Tragverhalten.

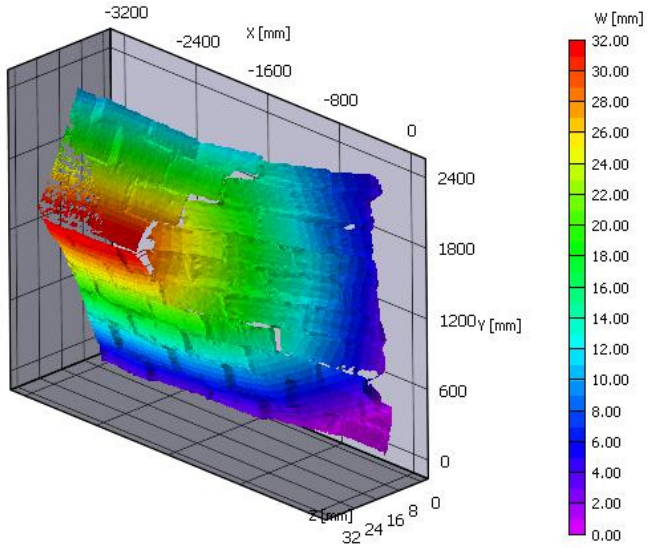


Bild 172 Endzustand am Großversuch 5

Die Zusammenfassung der Verformungsergebnisse über den Versuchsverlauf hinweg wird in folgender Tabelle 30 dargestellt:

Tabelle 30 *Gesamtergebnisse der Verformungsmessung zu Versuch 5 [mm]*

1,0 m	***1,25 m***	***1,5 m***	***1,75 m***	***2,0 m***	***2,25 m***	***2,5 m***	***2,7 m***	***AL***
0,57	0,92	1,76	2,84	4,01	5,37	7,58	11,19	34,63

Das Bild 372 in Anhang 16.20 zeigt die zu den in Tabelle 30 genannten Verformungen zugehörigen Schnittdarstellungen durch das Maximum. Es zeigt sich deutlich die erläuterte Verlagerung des Verformungsmaximums bzw. der Hauptrisse von den unteren hin zu den oberen Lagerfugen der Mauerwerkswand.

Die Hauptrissdicken über den Versuchsablauf werden in Tabelle 31 gezeigt:

Tabelle 31 Gesamtergebnisse der Rissdickenmessung zu Versuch 5 [mm]

2,25 m	***2,5 m***	***2,7 m***	***AL***
0,18	0,47	1,12	7,36

5.4.7.4 Ergebnisse der Erddruckmessungen Versuch 5

Über den gesamten Versuchszeitraum hinweg wurden die Erddruckmessungen mit einer Frequenz von 5 Hz durchgeführt. Die Erddruckverläufe werden im Anhang 16.17 auf der Seite 450 für die mittlere Messreihe (Bild 304) und auf Seite 451 für die äußere Messreihe (Bild 305) dargestellt. Alle Messdosen werden auf der Seite 452 in Bild 306 gezeigt.

Die mittlere Messreihe liegt dabei im Bereich der größten entstandenen Verformungen der Mauerwerkswand. Diese Messreihe kann als Hauptreihe gesehen werden und besteht aus fünf Messgebern. Die äußere Messreihe befindet sich zwischen seitlichem Auflager und Wandmitte. Daher sind die dort anliegenden Verformungen über den gesamten Versuchsverlauf deutlich geringer. Die äußere Messreihe lässt sich als Kontrollreihe interpretieren und ist nur mit 3 Messgebern ausgestattet. Auf Grund der geringeren anliegenden Verformungen liegen die Werte der Messergebnisse der äußeren Reihe daher meist über denen der mittleren Messreihe (Ausnahme Auflast). Die Grafiken zeigen die anliegenden Erddruckkräfte der jeweiligen Messgeber im Bezug zur vorhandenen Anschüttungshöhe und den abschließenden Auflasten. Im vorliegenden Fall wurde ohne maschinelle Verdichtung geprüft. Die Verdichtung erfolgte mittels einer 100 kg schweren Walze. Einzelne markante Messausschläge lassen sich daher nur mit dem Aufsetzen der Einseilgreiferschaufel erklären, welche eine zunächst starke punktuelle Belastung hervorruft. Insgesamt sind die Kurvenverläufe aber wesentlich homogener, als dies bei den Versuchen mit maschineller Verdichtung der Fall war.

Betrachtet man Messgeber 1, so ist ein kontinuierlicher Anstieg bis etwa 0,75 m Anschüttungshöhe auf einen Wert von ca. 4 kN/m² feststellbar. Dieser Wert wird dann über den gesamten Versuchsverlauf hinweg so gehalten. Dieses Verhalten ist so auch bei den mittleren Messgebern 2, 3 und 4 festzustellen. Alle steigen relativ zügig auf einen Wert zwischen 4 und 6 kN/m² an und halten diesen über den gesamten Versuchszeitraum annähernd konstant. Da der Füllsand keiner starken Verdichtung unterzogen wurde, ist ein gewisses Nachrutschen des Hinterfüllungsmaterials möglich. Es zeigt sich ein wesentlich anderes Verhalten der Hinterfüllung, als es bei den maschinell verdichteten Versuchen der Fall war.

Allerdings weicht das Verhalten auch gegenüber dem Versuch 4 ab, bei welchem sich an den mittleren 3 Messgebern über den Zeitverlauf deutlich geringere Werte eingestellt hatten. Dafür war die Belastung am Messgeber 1 deutlich größer. Eine mögliche Erklärung ergibt sich hier wieder aus der Wandsteifigkeit. Die Wand war etwas steifer als die unbewehrte Vergleichswand und verformte sich daher nicht so stark. Dadurch wirkte mehr Last auf den mittleren Wandbereich und der untere Wandbereich wurde damit einhergehend etwas weniger stark belastet.

Der Messgeber 5 liegt wieder in einem Bereich, bei welchem deutlich geringere Verformungen anliegen. Daher werden an diesem deutlich stärkere Drücke aufgebaut und auch gehalten. So wird bis zum Aufbau der vollen Anschütthöhe ein Wert von annähernd 7 kN/m² erreicht.

Durch die abschließenden Auflasten werden die Einwirkungen nochmals stark erhöht. Die Auswirkungen sind dabei vor allem am oberen Messgeber feststellbar, die unteren Bereiche erfahren nur eine geringere Lasterhöhung.

Durch die äußere Messreihe werden die Messungen und Schlussfolgerungen der mittleren Reihe bestätigt. Die Verläufe der Kraftkurven sind tendenziell gleich (zum Teil annähernd deckungsgleich, siehe Bild 306). Dabei liegen an der äußeren Messreihe meist noch etwas höhere Messwerte an. Im Bereich der äußeren Messreihe kommt es zu etwas geringeren Verformungen als in der Wandmitte. Mit dem geringeren Ausweichen der Versuchswand in dem Bereich lassen sich diese Abweichungen also plausibel erklären.

Das Bild 307 auf Seite 453 und das Bild 308 auf Seite 453 im Anhang 16.17 zeigen die geschnittenen Erddruckverläufe der mittleren und äußeren Messreihe über den Versuchsverlauf hinweg. Die folgende Tabelle 32 zeigt die dazu gehörigen Kräfte als Streckenlast in kN/m sowie als über die Anschüttungshöhe verschmierte Flächenlast in kN/m².

Tabelle 32 Gesamtergebnisse der Erddruckmessung zu Versuch 5

Messort		**0,25 m**	**0,75 m**	**1,25 m**	**1,75 m**	**2,25 m**	**2,7 m**	**AL**
Mittlere Reihe	**kN/m²**	1,3	3,2	3,9	4,9	5,2	4,7	6,8
	kN/m	0,3	2,4	4,8	8,6	11,6	12,7	18,4
Äußere Reihe	**kN/m²**	0,7	-	3,4	-	5,2	6,1	3,6
	kN/m	0,2	-	4,2	-	11,7	16,5	9,7

Es zeigt sich, dass sich relativ schnell ein annähernd gleichverteilter Erddruck einstellt und über den Versuchsablauf gehalten wird. Die Auflasten wirken sich vor allem im oberen Bereich aus.

Das folgende Bild 173 zeigt zusammenfassend den Gesamtkraftverlauf des Versuchs 2 als Streckenlast in kN/m. Es wird deutlich, dass die Krafteinwirkung bis zu einer Anschüttungshöhe von ca. 2,25 m kontinuierlich ansteigt. Dabei wird eine Gesamtkrafteinwirkung von rund 12 kN/m erreicht, die gehalten wird. Die Verformung in Wandmitte beträgt zu dem Zeitpunkt rund 5,4 mm. Der Kurvenverlauf ist geprägt von der Wechselwirkung aus Wandverformung und nachrutschendem Sand. Da der Füllsand keiner starken Verdichtung unterzogen wurde, ist ein Nachrutschen des Hinterfüllungsmaterials möglich. Dies gilt für den gesamten Versuchszeitraum. Die einwirkenden Kräfte sinken zwar im Rahmen der Verformungen kontinuierlich, was aber mit Erhöhung der Aufschüttung kompensiert wird. Es zeigt sich ein wesentlich anderes Verhalten der Hinterfüllung, als es bei den maschinell verdichteten Versuchen der Fall war.

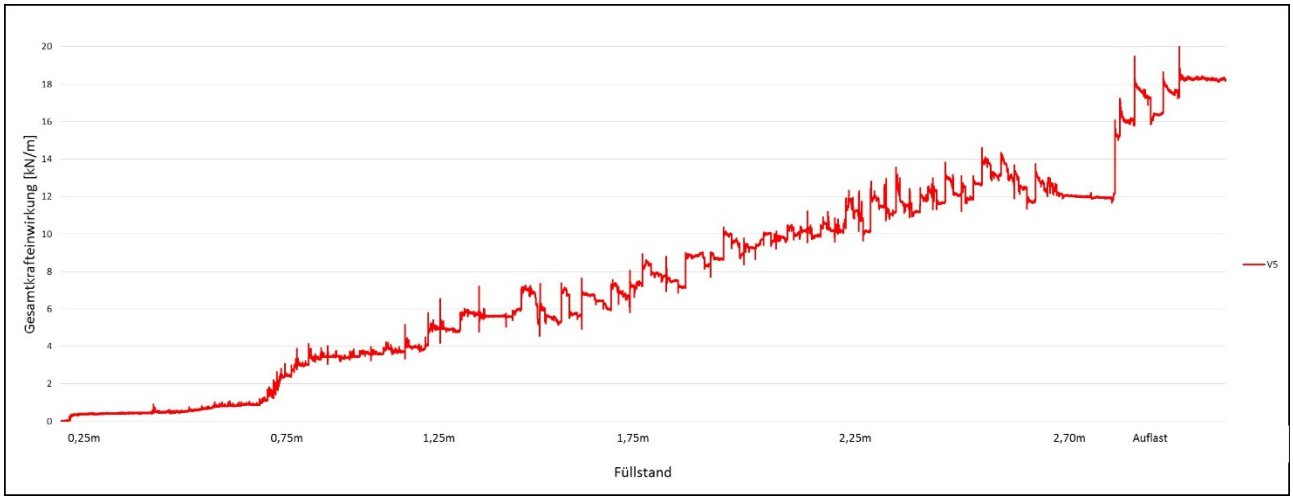


Bild 173 Gesamtkraftverlauf Versuch 5 [kN/m]

Die abschließende Auflast erhöht die Einwirkungen nochmals deutlich. Es wurden 5 Betonsteine als Auflast aufgestellt. Deren Einwirkungen lassen sich am Kraftverlauf eindeutig erkennen. Danach war die Gefahr zu groß, dass ein weiterer Auflaststein in einem vollständigen Versagen der Versuchswand resultieren würde. Es wurde darauf verzichtet, da die Versuchswand bereits als annähernd versagt gilt.

5.4.7.5 Ergebnisse aus Rückbau Versuch 5

Nach der Versuchsdurchführung wurden zunächst die Auflasten entfernt. Daran anschließend wurde das Hinterfüllungsmaterial ausgehoben. Das Ausheben gestaltete sich deutlich einfacher, da der Sand nicht verdichtet war.

Nach dem Ausheben des Hinterfüllungsmaterials wurde die Versuchswand lagenweise zurück gebaut, um weitere Erkenntnisse gewinnen zu können. Bei Rückbau war das Textil sehr fest in den Mörtel eingebettet. Die Haftverbindung zwischen Mörtel und Stein war ebenfalls sehr stark. Die Versuchswand musste mit Schlaghämmern abgerissen und das Textil mit viel Kraftaufwand von den Steinen abgerissen werden. An den Steinen selbst waren keine Beschädigungen in der vertikalen Druckzone erkennbar. Es wurde die Stahlbetonplatte nach oben gedrückt. Verbundschädigungen wurden nur selten im Bereich der Bruchlinien festgestellt. Insgesamt lagen gute Verbundbedingungen an der Versuchswand vor. Auch an der horizontalen Steindruckzone waren keine Beschädigungen festzustellen. Weitere Erkenntnisse konnten nicht erlangt werden.

5.4.7.6 Zusammenfassung Versuch 5

Zusammenfassend lässt sich für Versuch 5 festhalten:

- Das gesamte Verhalten der Wand ist stark vom Einfluss der Verformungen und dem sich damit ändernden Erddruck geprägt. Grundsätzlich kommt es durch schon geringe Verformungen (4 mm) zu sehr starken Kraftrückgängen.
- Ab einer Anschüttungshöhe von ca. 1,25 m kommt es zu relevanten Verformungen. Die Wand entzieht sich der Belastung und der in dem Bereich anliegende Erddruck nimmt ab.
- Es ergibt sich ein Verformungsbild der Wand, welches am Bogenmodell angelehnt ist. Es zeigt sich als Kippen zweier Mauerwerksplatten um die entstehenden Gelenke des Dreigelenkbogens (oben, unten und Mitte). Allerdings findet sich der mittlere Gelenkpunkt nicht in der geometrischen Mitte der Mauerwerkswand, sondern leicht nach oben verschoben. Dieser Umstand ist mit der lagenweisen Hinterfüllung begründet. Im Bereich der schräg verlaufenden Bruchlinien tritt die horizontale Tragwirkung hinzu. Es ergibt sich damit insgesamt ein plattenartiges Tragverhalten. Die Bruchlinien beginnen grob in den Ecken und pflanzen sich schräg bis zum Hauptriss fort.
- Durch die Wechselwirkung aus Hinterfüllung und Verformung kommt es zu einer sich verlagernden Belastung. Die Belastung beginnt zunächst im unteren Wandbereich und nimmt auf Grund der Verformungen mit zunehmender Anschüttungshöhe ab. Somit verlagert sich der angreifende Kraftschwerpunkt über den Versuchsverlauf hinweg immer weiter nach oben, wodurch sich auch der Verformungsschwerpunkt an der Versuchswand immer weiter nach oben verlagert. Die Ausprägung ist dabei nicht so stark wie bei den verdichteten Versuchen, da das Nachrutschen des Hinterfüllungsmaterials möglich war.
- Es zeigt sich ein zweiachsiger Lastabtrag. Der Lastabtrag erfolgt vertikal über die Bogenwirkung, horizontal über die vorhandene Textilbewehrung. Die wesentliche Plattenverformungsarbeit erfolgt innerhalb der Eckbereiche der Mauerwerkswand. In diesen Bereichen wird der wesentliche Anteil der einwirkenden Kräfte durch die Mauerwerkswand aufgenommen.

- Die theoretische, charakteristische Maximaltragfähigkeit der Versuchswand 5 liegt bei rund 4,75 kN/m². Es ergibt sich damit rechnerisch eine rund 80 % höhere Tragfähigkeit als beim unbewehrten Vergleichsversuch 4. Die Wand war während des Versuchs kontinuierlich Kräften in diesem Bereich ausgesetzt und verformte sich unter deren Einfluss. Die abschließende Auflast, welche zum annähernden Versagen führte, lag rund 40 % oberhalb des Rechenwertes. Die Bemessung liegt auf der sicheren Seite.
- Insgesamt lagen gute Verbundbedingungen Mörtel-Textil-Stein an der Versuchswand vor.
- Ein wesentlicher Faktor bleibt auch bei textilbewehrtem Mauerwerk unter geringer Auflast die vertikale Biegefestigkeit. Die Deckenplatte wird nach oben gedrückt und es besteht mit zunehmender Belastung die Gefahr, dass es zum Durchschlagen kommt. Dieser Zustand wurde bei dem Versuch annähernd erreicht.
- Die Risse / Dehnungen verlaufen meist entlang der Schwachstellen aus Lager- und Stoßfugen. Es kam aber an einigen Stellen auch zu Rissverläufen durch die Porenbetonsteine hindurch.
- Bis zu einer Höhe der Anschüttung von 1,5 m ergeben sich nur sehr geringe Verformungen der Mauerwerkswand von rund 1,8 mm.
- Vollständig hinterfüllt auf 2,7 m Höhe zeigt sich eine Verformung von 11,2 mm. Die Versuchswand kann zu dem Zeitpunkt als charakteristisch tragfähig und nicht gebrauchstauglich betrachtet werden.
- Insgesamt liegt eine geringere Tragfähigkeit als bei der textilbewehrten KS-Wand vor. Dies liegt am geringeren Eigengewicht des Porenbetons und damit geringerer Tragwirkung in vertikaler Richtung. Dies wurde auch in der theoretischen Berechnung dargestellt. Dort erreichte die textilbewehrte Kalksandsteinwand etwa 20 % höhere Widerstandswerte als die textilbewehrte Porenbetonwand.
- Es stellt sich relativ schnell ein annähernd gleichverteilter Erddruck ein, welcher über den gesamten Versuchsablauf gehalten wird.
- Die Gesamtkrafteinwirkung steigt bis zu einer Anschüttungshöhe von ca. 2,5 m kontinuierlich an und bleibt danach annähernd gleich hoch. Der Kraftkurvenverlauf ist geprägt von der Wechselwirkung aus Wandverformung und nachrutschendem Sand. Da der Füllsand keiner starken Verdichtung unterzogen wurde, ist ein Nachrutschen des Hinterfüllungsmaterials möglich.
- Durch die Auflast wurden noch relevante Lasterhöhungen erzielt, da es dem Füllsand möglich war nach zu rutschen und so auch die Belastungen der Auflaststeine in horizontaler Richtung wirkten. Die Auflasten wirken sich vor allem im oberen Wandbereich aus.
- Mit Entnahme der Hinterfüllung kommt es zur nahezu vollständigen Rückverformung der Versuchswand.

5.4.8 Gesamtauswertung der Versuche

Versuchsvergleiche:

Anhand der direkten Gegenüberstellung der Versuche lässt sich die Wirksamkeit der textilen Einlage innerhalb der Lagerfugen darlegen. Da man bei dem vorliegenden Versuchsaufbau nicht beliebig die Kraft erhöhen oder steuern konnte, muss hinsichtlich der vorliegenden Verformungen und gemessenen Kräfte verglichen werden. Auch die Erstellung sonst üblicher Kraft-Verformungs-Diagramme war auf Grund der sehr unsteten Kraftentwicklung sowie der ständigen Änderung des Verformungsbildes an der Wand nicht sinnvoll möglich.

Versuch 2 und 3:

Die folgende Tabelle 33 zeigt zunächst die gemessenen Verformungen der Versuchswände. Es wird weiterhin das Verhältnis der Verformungen zueinander dargestellt. Es zeigt sich, dass die textile Einlage von Beginn an wirksam ist und ein deutlich steiferes, tragfähigeres Wandverhalten herbeiführt. Die Verformungen sind bei Versuchswand 3 kontinuierlich geringer und liegen zu Versuchsende bei gerade einem Drittel der unbewehrten Vergleichswand. Da die Einwirkungen bei beiden Versuchen grundsätzlich gleich waren, ist damit eine deutlich höhere Tragfähigkeit der textilbewehrten Wand nachgewiesen. Betrachtet man die volle Hinterfüllung (2,7 m) als eigentlichen Endzustand, wird bei der textilbewehrten Wand sowohl die Tragfähigkeit als auch die Gebrauchstauglichkeit erfüllt. Das ist bei der unbewehrten Wand nicht der Fall. Dort wäre die Gebrauchstauglichkeit nicht mehr erfüllt. Insgesamt ist die textilbewehrte Wand für den charakteristischen Fall (ohne Sicherheiten) sogar als anwendbar zu betrachten.

Tabelle 33 Gegenüberstellung der Verformungsmessungen für Versuche 2 und 3 [mm]

	1,0 m	***1,25 m***	***1,5 m***	***1,75 m***	***2,0 m***	***2,25 m***	***2,5 m***	***2,7 m***	***Verd.***	***AL***
Versuch 2	0,28	0,64	1,61	3,09	4,29	6,85	10,59	13,77	29,43	34,65
Versuch 3	0,19	0,30	0,64	1,74	2,07	2,62	3,62	5,40	11,15	11,35
Verhältnis	0,69	0,47	0,40	0,56	0,48	0,38	0,34	0,39	0,38	0,33

Dementsprechend stellen sich auch die in Tabelle 34 aufgeführten Rissdicken dar. Unterstellt man die volle Hinterfüllung (2,7 m) als eigentlichen Endzustand, so beträgt die Rissöffnung für die textilbewehrte Wand lediglich 0,7 mm und ist damit entgegen dem unbewehrten Fall noch gebrauchstauglich.

Tabelle 34 Gegenüberstellung der Rissdickenmessung für Versuche 2 und 3 [mm]

	2,5 m	***2,7 m***	***Verd.***	***AL***
Versuch 2	2,17	2,99	7,37	8,19
Versuch 3	0,23	0,70	2,81	2,82

Hinzu kommt, dass die textilbewehrte Versuchswand über den Versuchsverlauf hinweg höheren Kräften ausgesetzt war. Die ermittelte Gesamtkraft [kN/m] lag rund 60 bis 70 % höher, als bei der unbewehrten Vergleichswand, wie in Tabelle 35 gezeigt wird. Dies ergab sich aus der höheren Steifigkeit der textilbewehrten Wand und ihrer damit geringeren Verformbarkeit.

Die Form des Erddruckkörpers war bei beiden Versuchswänden annähernd gleich und stellte sich zu einem konkaven Verlauf ein. Durch die starke Verdichtung (Kohäsion) konnte der Füllsand nicht der Wandverformung folgen, was zu einem Kraftrückgang im Bereich der mittleren Messdosen führte. Dies war bei der weicheren, unbewehrten Wand noch stärker ausgeprägt.

Tabelle 35 Gegenüberstellung der Erddruckkräfte für Versuche 2 und 3 [kN/m]

	0,75 m	***1,25 m***	***1,75 m***	***2,25 m***	***2,7 m***	***AL***
Versuch 2	2,4	9,3	6,4	5,9	6,7	11,5
Versuch 3	3,6	7,7	11,6	10,4	10,7	19,9
Verhältnis	1,52	0,83	1,81	1,75	1,61	1,72

Versuch 4 und 5:

Die folgende Tabelle 36 zeigt zunächst die gemessenen Verformungen der Versuchswände. Es wird weiterhin das Verhältnis der Verformungen zueinander dargestellt. Es zeigt sich, dass die textile Einlage von Beginn an wirksam ist und ein steiferes, tragfähigeres Wandverhalten herbeiführt. Die Verformungen sind bei Versuchswand 5 kontinuierlich geringer und liegen zu Versuchsende bei ~ 60 % der unbewehrten Vergleichswand. Da die Einwirkungen bei beiden Versuchen grundsätzlich gleich waren, ist damit eine deutlich höhere Tragfähigkeit der textilbewehrten Wand nachgewiesen. Allerdings ist die Gebrauchstauglichkeit hier bei beiden Versuchswänden nicht mehr gegeben.

Tabelle 36 Gegenüberstellung der Verformungsmessungen für Versuche 4 und 5 [mm]

	1,0 m	***1,25 m***	***1,5 m***	***1,75 m***	***2,0 m***	***2,25 m***	***2,5 m***	***2,7 m***	***AL***
Versuch 4	0,36	1,20	1,84	3,14	4,51	7,10	11,91	18,50	33,70
Versuch 5	0,57	0,92	1,76	2,84	4,01	5,37	7,58	11,19	34,63
Verhältnis	1,58	0,77	0,96	0,90	0,89	0,76	0,64	0,60	entf.

Dementsprechend stellen sich auch die in Tabelle 37 aufgeführten Rissdicken dar. Beim textilbewehrten Versuch ergeben sich auf Grund der geringeren Wandverformungen auch geringere Rissdicken.

Tabelle 37 Gegenüberstellung der Rissdickenmessung für Versuche 4 und 5 [mm]

	2,25 m	***2,5 m***	***2,7 m***	***AL***
Versuch 4	0,26	1,06	2,78	6,02
Versuch 5	0,18	0,47	1,12	7,36

Hinzu kommt, dass die textilbewehrte Versuchswand höheren Kräften ausgesetzt war, zumindest beim Endzustand mit Auflast. Während des gesamten Versuchsverlaufs war die Krafteinwirkung annähernd gleich hoch. Hier konnte sich der Erddruck bei beiden Versuchen wegen fehlender Verdichtung ungestörter ausbilden. Die ermittelte Gesamtkraft [kN/m] lag dabei für den textilbewehrten Versuch nur rund 5 % höher, als bei der unbewehrten Vergleichswand, wie in Tabelle 38 gezeigt wird. Bei Versuchsende konnte für die textilbewehrte Wand aber eine Erhöhung von 45 % festgestellt werden. Insoweit ist die Gesamttragkraft der textilbewehrten Wand also nachweislich deutlich höher. Die Form des Erddruckkörpers bildete sich an den Versuchswänden unterschiedlich aus. Bei Versuch 4 stellte sich ein konkaver Verlauf ein, bei Versuch 5 dagegen ein annähernd gleichverteilter. Die Versuchswand 5 war etwas steifer als die unbewehrte Vergleichswand und verformte sich daher nicht so stark. Dadurch wirkte mehr Last auf den mittleren Wandbereich und der untere Wandbereich wurde damit einhergehend etwas weniger stark belastet. So konnte sich bei Versuch 5 der annähernd gleichverteilte Kraftverlauf einstellen.

Tabelle 38 Gegenüberstellung der Erddruckkräfte für Versuche 4 und 5 [kN/m]

	0,75 m	***1,25 m***	***1,75 m***	***2,25 m***	***2,7 m***	***AL***
Versuch 4	2,1	5,6	7,8	11,2	11,9	12,7
Versuch 5	2,4	4,8	8,6	11,6	12,7	18,4
Verhältnis	1,13	0,86	1,09	1,04	1,06	1,45

Versuch 1 und 3:

Das wesentliche Unterscheidungsmerkmal von Versuch 1 und 3 ist die Wanddicke. Es handelte sich bei beiden Versuchen um textilbewehrte Kalksandsteinwände. Durch die größere Wanddicke ergibt sich aber bei Versuch 1 eine deutlich größere Biegefestigkeit in beiden Richtungen, begünstigt durch höheres Eigengewicht, mehr Bewehrungsquerschnitt und einem größeren Hebelarm der Kräfte. Die folgende Tabelle 39 zeigt die gemessenen Verformungen der Versuchswände. Es wird weiterhin das Verhältnis der Verformungen zueinander dargestellt. Es zeigt sich, dass sich die Wanddicke sehr stark auswirkt. Die annähernde Verdopplung der Wanddicke resultiert zu rund 1 / 5 der Verformungen bei Versuchsende. Beide Wände sind charakteristisch trag- und gebrauchsfähig. Für den Bemessungsfall ist die Tragfähigkeit für die 17,5 cm dicke Wand allerdings nicht nachweisbar.

Tabelle 39 Gegenüberstellung der Verformungsmessungen für Versuche 1 und 3 [mm]

	1,0 m	***1,25 m***	***1,5 m***	***1,75 m***	***2,0 m***	***2,25 m***	***2,5 m***	***2,7 m***	***Verd.***	***AL***
Versuch 3	0,19	0,30	0,64	1,74	2,07	2,62	3,62	5,40	11,15	11,35
Versuch 1	0,16	0,25	0,45	0,55	0,62	0,76	0,93	1,18	1,41	1,63
Verhältnis	0,84	0,83	0,70	0,32	0,30	0,29	0,26	0,22	0,13	0,14

Die dickere Versuchswand 1 war über den Versuchsverlauf, auf Grund ihrer größeren Steifigkeit stärkeren Belastungen ausgesetzt, wie in Tabelle 40 dargestellt wird. Die Form des Erddruckkörpers bildete sich an den Versuchswänden unterschiedlich aus. Bei Versuch 3 stellte sich ein konkaver Verlauf ein, bei Versuch 1 dagegen ein annähernd gleichverteilter. Durch die deutlich geringeren Verformungen auf halber Wandhöhe bei Versuchswand 1 stellte sich der gleichverteilte Verlauf ein.

Tabelle 40 Gegenüberstellung der Erddruckkräfte für Versuche 1 und 3 [kN/m]

	0,75 m	***1,25 m***	***1,75 m***	***2,25 m***	***2,7 m***	***AL***
Versuch 3	3,64	7,73	11,55	10,40	10,72	19,87
Versuch 1	5,81	10,72	13,69	15,46	11,49	28,90
Verhältnis	1,60	1,39	1,19	1,49	1,07	1,45

Versuch 2 und 4:

Das wesentliche Unterscheidungsmerkmal von Versuch 2 und 4 ist der Mauerstein. Es handelte sich bei beiden Versuchen um unbewehrte Wände, wobei Versuch 2 aus schwereren Kalksandsteinen gefertigt wurde und Versuch 4 aus Porenbetonsteinen. Die folgende Tabelle 41 zeigt die gemessenen Verformungen der Versuchswände. Es wird weiterhin das Verhältnis der Verformungen zueinander dargestellt. Tabelle 42 zeigt die gemessenen Kräfte der Versuchswände. Hier wird ebenfalls das Verhältnis zueinander dargestellt. Es zeigt sich zwar, dass die Verformungen an der Kalksandsteinwand kleiner waren, dies aber unter wesentlich geringerer Krafteinwirkung im relevanten Bereich (Anschüttungshöhe ab 2 m). Daher lässt sich nicht genau feststellen, ob die Tragfähigkeit der Porenbetonwand wirklich deutlich geringer ist als die der Kalksandsteinwand.

Tabelle 41 Gegenüberstellung der Verformungsmessungen für Versuche 2 und 4 [mm]

	1,0 m	***1,25 m***	***1,5 m***	***1,75 m***	***2,0 m***	***2,25 m***	***2,5 m***	***2,7 m***
Versuch 4	0,36	1,20	1,84	3,14	4,51	7,10	11,91	18,50
Versuch 2	0,28	0,64	1,61	3,09	4,29	6,85	10,59	13,77
Verhältnis	0,77	0,53	0,87	0,98	0,95	0,96	0,89	0,74

Tabelle 42 Gegenüberstellung der Erddruckkräfte für Versuche 2 und 4 [kN/m]

	0,75 m	***1,25 m***	***1,75 m***	***2,25 m***	***2,7 m***
Versuch 4	2,11	5,62	7,84	11,22	11,94
Versuch 2	2,40	9,30	6,37	5,93	6,67
Verhältnis	1,14	1,66	0,81	0,53	0,56

Versuch 3 und 5:

Die Unterscheidung von Versuch 3 und 5 ist der Mauerstein. Beide Versuche waren textilbewehrt, Versuch 3 aus Kalksandsteinen und Versuch 5 aus Porenbetonsteinen. Tabelle 43 zeigt gemessene Verformungen der Versuchswände und deren Verhältnis. Tabelle 44 zeigt die gemessenen Kräfte der Versuchswände. Hier wird ebenfalls das Verhältnis zueinander dargestellt. Es zeigt sich zwar, dass die Verformungen an der Kalksandsteinwand kleiner waren, dies aber unter geringerer Krafteinwirkung im relevanten Bereich (ab 2 m Hinterfüllung). Daher lässt sich nicht genau feststellen, ob die Tragfähigkeit der Porenbetonwand wirklich geringer ist als die der Kalksandsteinwand.

Tabelle 43 Gegenüberstellung der Verformungsmessungen für Versuche 3 und 5 [mm]

	1,0 m	***1,25 m***	***1,5 m***	***1,75 m***	***2,0 m***	***2,25 m***	***2,5 m***	***2,7 m***
Versuch 5	0,57	0,92	1,76	2,84	4,01	5,37	7,58	11,19
Versuch 3	0,19	0,30	0,64	1,74	2,07	2,62	3,62	5,40
Verhältnis	0,33	0,32	0,36	0,61	0,52	0,49	0,48	0,48

Tabelle 44 Gegenüberstellung der Erddruckkräfte für Versuche 3 und 5 [kN/m]

	0,75 m	***1,25 m***	***1,75 m***	***2,25 m***	***2,7 m***
Versuch 5	2,38	4,84	8,57	11,62	12,71
Versuch 3	3,64	7,73	11,55	10,40	10,72
Verhältnis	1,53	1,60	1,35	0,89	0,84

Auswertung der gemessenen Erddrücke:

Im Folgenden sollen die im Versuch gemessenen Erddrücke den theoretischen Berechnungen gegenüber gestellt und ausgewertet werden – dies für den Fall voller Anschütthöhe von 2,7 m sowie zusätzlich aufgebrachter Geländeauflasten. Die folgende Tabelle 45 stellt die gemessenen Erddrücke [kN/m] der Einzelversuche (Anhang 16.17) den theoretischen Vorberechnungen (Abschnitt 5.4.2.3, [kN/m]) gegenüber und gibt die jeweiligen Verhältnisse an.

Tabelle 45 Gegenüberstellung von theoretischem Erddruck mit Messwerten

	2,7 m Hinterfüllung			***2,7 m Hinterfüllung und volle Auflast***		
	Messung	***Theorie***	***Verhältnis***	***Messung***	***Theorie***	***Verhältnis***
Versuch 1	11,5	12,7	0,90	28,9	29,1	0,99
Versuch 2	6,7	12,7	0,52	11,5	29,1	0,40
Versuch 3	10,7	12,7	0,84	19,9	29,1	0,68
Versuch 4	11,9	12,7	0,94	12,7	15,0	0,84
Versuch 5	12,7	12,7	1,00	18,4	19,2	0,96

Bei Versuch 1 liegt der Theoriewert in beiden Fällen nah an den Messwerten, die theoretischen Werte werden dabei nicht überschritten. Es gibt bei voller Anschütthöhe eine gute Übereinstimmung hinsichtlich der horizontalen Gesamtkrafteinwirkung von 90 %. Die Erddruckfigur ist theoriegemäß annähernd gleichverteilt. Unter zusätzlicher voller Auflast ergibt sich die Übereinstimmung zu 99 %, wobei sich eine deutliche Konzentration der Lastverteilung im oberen Wandbereich einstellt. Es handelte sich um eine relativ steife Wandausführung, die den Belastungen problemlos widerstehen konnte. Dabei war die Ausführung aber noch hinreichend verformbar, um den aktiven Zustand zu erreichen. Die Verformung lag im Bereich zwischen 1 und 2 mm und entspricht damit etwa dem Theoriewert von 2,5 mm (1 ‰ der Wandhöhe).

Bei Versuch 2 liegt der Theoriewert in beiden Fällen deutlich oberhalb der Messwerte, die theoretischen Werte liegen daher auf der sicheren Seite. Es gibt bei voller Anschütthöhe eine Übereinstimmung hinsichtlich der horizontalen Gesamtkrafteinwirkung von 52 %. Die Erddruckfigur ist eher konkav verteilt und auf halber Wandhöhe annähernd null. Unter zusätzlicher voller Auflast ergibt sich die Übereinstimmung nur noch zu 40 %, wobei sich eine deutliche Konzentration der Lastverteilung im oberen Wandbereich einstellt. Es handelte sich um eine relativ weiche Wandausführung, die den Belastungen nicht widerstehen konnte. Die Ausführung war damit hinreichend verformbar, um den aktiven Zustand zu erreichen. Die Verformung lag im Bereich zwischen 15 und 35 mm und liegt damit weit über dem Theoriewert von 2,5 mm bis 5 mm (1 bis 2 ‰ der Wandhöhe). Die Abweichungen zu den Theoriewerten entstanden auf Grund der starken Wandverformungen in Verbindung mit dem verdichteten Boden und der hohen Kohäsionskraft. Die weiche Wandkonstruktion wich aus und das Hinterfüllungsmaterial folgte nicht.

Bei Versuch 3 liegt der Theoriewert in beiden Fällen relativ nah an den Messwerten. Die theoretischen Werte werden dabei nicht überschritten. Es gibt bei voller Anschütthöhe eine gute Übereinstimmung hinsichtlich der horizontalen Gesamtkrafteinwirkung von 84 %. Die Erddruckfigur ist eher konkav verteilt und auf halber Wandhöhe gering. Unter zusätzlicher voller Auflast ergibt sich die Übereinstimmung nur noch zu 68 %, wobei sich eine deutliche Konzentration der Lastverteilung im oberen Wandbereich einstellt. Es handelte sich um eine mittelsteife Wandausführung, die den Belastungen widerstehen konnte. Dabei war die Ausführung hinreichend verformbar, um den aktiven Zustand zu erreichen. Die Verformung lag im Bereich zwischen 5 und 11 mm und überschreitet damit dem Theoriewert von 2,5 mm bis 5 mm (1 bis 2 ‰ der Wandhöhe) deutlich. Versuch 3 kann hier als Mittel zwischen Versuch 1 und 2 interpretiert werden.

Bei Versuch 4 liegt der Theoriewert in beiden Fällen nah an den Messwerten. Die theoretischen Werte werden dabei nicht überschritten. Es gibt bei voller Anschütthöhe eine gute Übereinstimmung hinsichtlich der horizontalen Gesamtkrafteinwirkung von 94 %. Die Erddruckfigur ist eher konkav verteilt aber am Wandfuß deutlich stärker ausgeprägt als bei den verdichteten Versuchen. Unter zusätzlicher Auflast ergibt sich die Übereinstimmung zu 84 %, wobei sich eine deutliche Konzentration der Lastverteilung im oberen Wandbereich einstellt. Es handelte sich um eine relativ weiche Wandausführung, die den Belastungen nicht widerstehen konnte. Die Ausführung war damit hinreichend verformbar, um den aktiven Zustand zu erreichen. Die Verformung lag im Bereich zwischen 18 und 35 mm und liegt damit weit über dem Theoriewert von 10 bis 12,5 mm (4 bis 5 ‰ der Wandhöhe). Da bei diesem Versuch nicht verdichtet wurde, konnte sich die starke Kohäsion nicht aufbauen und das Hinterfüllungsmaterial rutschte nach.

Bei Versuch 5 liegt der Theoriewert in beiden Fällen nah an den Messwerten. Die theoretischen Werte werden dabei nicht überschritten. Es gibt bei voller Anschütthöhe eine gute Übereinstimmung hinsichtlich der horizontalen Gesamtkrafteinwirkung von 100 %. Die Erddruckfigur ist theoriegemäß annähernd gleichverteilt. Unter zusätzlicher Auflast ergibt sich die Übereinstimmung zu 96 %, wobei sich eine deutliche Konzentration der Lastverteilung im oberen Wandbereich einstellt. Es handelte sich um eine relativ weiche Wandausführung, die den Belastungen nicht widerstehen konnte. Die Ausführung war damit hinreichend verformbar, um den aktiven Zustand zu erreichen. Die Verformung lag im Bereich zwischen 10 und 35 mm und liegt damit über dem Theoriewert von 10 bis 12,5 mm (4 bis 5 ‰ der Wandhöhe). Da bei diesem Versuch nicht verdichtet

wurde, konnte sich die starke Kohäsion nicht aufbauen und das Hinterfüllungsmaterial rutschte nach. Auf Grund des etwas steiferen Wandaufbaus ergaben sich im Vergleich zu Versuch 4 noch etwas stärkere Krafteinwirkungen und die Last auf halber Wandhöhe sank nicht so stark ab.

Insgesamt war aber eine sehr gute Übereinstimmung von theoretischen Werten und Messwerten hinsichtlich der Erdruckgröße, mit und ohne Auflast, festzustellen.

Bei den Versuchen 1 bis 3 wurde maschinell verdichtet. Im Folgenden sollen die in den Versuchen gemessenen Erddrücke aus Verdichtung den theoretischen Berechnungen gegenüber gestellt und ausgewertet werden – dies für den Fall voller Anschütthöhe von 2,7 m sowie zusätzlicher Verdichtung. Die folgende Tabelle 46 stellt die gemessenen Erddrücke [kN/m] der Einzelversuche (Anhang 16.17) den theoretischen Vorberechnungen (Abschnitt 5.4.2.3, [kN/m]) gegenüber und gibt die jeweiligen Verhältnisse an. Bei allen Versuchen liegen die Messwerte deutlich unterhalb des theoretisch ermittelten Wertes – im Bereich von 50 %. Ursächlich dafür ist, dass die Tiefenwirkung des verwendeten Verdichtungsgerätes, entgegen der Theorie, nicht zwei Meter betrug. Der relevante Verdichtungserddruck konnte lediglich bis zu einer Tiefe von rund einem Meter registriert werden. Es ist zu bemerken, dass das verwendete Gerät mit 160 kg Gewicht noch zu den leichteren gehört und damit sicher geringere Tiefenwirkungen erzielt als ein Gerät mit 250 kg Eigengewicht.

Tabelle 46 Gegenüberstellung von theoretischem Verdichtungserddruck mit Messwerten

	2,7 m Hinterfüllung und Verdichtung		
	Messung	***Theorie***	***Verhältnis***
Versuch 1	7,4	12,9	0,57
Versuch 2	4,9	12,9	0,38
Versuch 3	6,2	12,9	0,48

5.4.9 Zusammenfassung Erddruckgroßversuch

Zusammenfassend lässt sich für die durchgeführten Erddruckversuche festhalten:

- Das gesamte Verhalten aller untersuchten Wände ist stark vom Einfluss der Verformungen und dem sich damit ändernden Erddruck geprägt. Grundsätzlich kommt es durch schon geringe Verformungen zu sehr deutlichen Kraftrückgängen. Bei verdichtetem Boden reichen dabei schon Verformungen von 0,5 - 1 mm aus. Für unverdichteten Boden wurden dafür etwas größere Werte von 2 - 4 mm festgestellt.
- Ab einer Anschüttungshöhe von ca. 1,2 - 1,5 m kommt es zunehmend zu relevanten Verformungen. Die Wände entziehen sich der Belastung und der in dem Bereich anliegende Erddruck nimmt wieder ab.
- Es zeigt sich ein zweiachsiger Lastabtrag an den Versuchswänden. Der Lastabtrag erfolgt vertikal über die Bogenwirkung, horizontal über die Biegefestigkeit des Mauerwerkes bzw. die erhöhte Biegefestigkeit durch textilbewehrte Lagerfugen. Die wesentliche Plattenverformungsarbeit erfolgt innerhalb der Eckbereiche der Mauerwerkswand. In diesen Bereichen wird der wesentliche Anteil der einwirkenden Kräfte durch die Mauerwerkswand aufgenommen.
- Ein wesentlicher Faktor bleibt auch bei textilbewehrtem Mauerwerk unter geringer Auflast die vertikale Biegefestigkeit. Die Deckenplatte wird nach oben gedrückt und es besteht mit zunehmender Belastung die Gefahr, dass es zum Durchschlagen kommt.

- Rissbildung erfolgt meist in Fugenbereichen (Stoß- und Lagerfugen). Bei den Versuchen mit Kalksandsteinen wurden ausschließlich solche Rissbilder festgestellt. Bei textilbewehrten Porenbeton kann es zum Reißen von Steinen kommen.
- Es ergibt sich an den Wänden ein Verformungsbild, welches am Bogenmodell angelehnt ist. Dies zeigt sich als Kippen zweier Mauerwerksplatten um die entstehenden Gelenke des Dreigelenkbogens (oben, unten und Mitte). Allerdings findet sich der mittlere Gelenkpunkt nicht in der geometrischen Mitte der Mauerwerkswand, sondern nach oben verschoben. Dieser Umstand ist mit der lagenweisen Hinterfüllung (und Verdichtung) begründet. Im Bereich der schräg verlaufenden Bruchlinien tritt die horizontale Tragwirkung hinzu. Es ergibt sich damit insgesamt ein plattenartiges Tragverhalten. Die Bruchlinien beginnen grob in den Ecken und pflanzen sich schräg bis zum horizontal liegenden Hauptriss fort.
- Durch die Wechselwirkung aus Hinterfüllung (Verdichtung) und Verformung kommt es an den Wänden zu einer sich verlagernden Belastung. Die Belastung beginnt zunächst im unteren Wandbereich und nimmt auf Grund der Verformungen mit zunehmender Anschüttungshöhe ab. Somit verlagert sich der angreifende Kraftschwerpunkt über den Versuchsverlauf immer weiter nach oben, wodurch sich auch der Verformungsschwerpunkt an den Versuchswänden immer weiter nach oben verlagert. Dieser Sachverhalt ist bei den Versuchen mit verdichteter Hinterfüllung deutlich stärker ausgeprägt.
- Es lagen gute Verbundbedingungen Mörtel-Textil-Stein an den Versuchswänden vor.
- 36,5 cm starke, textilbewehrte Kellerwände können problemlos den Einwirkungen aus Erddruck, auch unter geringer Auflast, ausgesetzt werden.
- Wenn der Füllsand einer rel. intensiven Verdichtung unterzogen wurde, verfestigte er sich stark. Daher kommt es mit dann noch zunehmender Anschüttung nicht zu einem Nachrutschen des Hinterfüllungsmaterials im unteren und mittleren Bereich der Versuchswände. Einen starken Einfluss hat dabei die im leicht feuchten Sand entstandene Kohäsion. Diese Scheinkohäsion (Zusammenhalt zwischen den Sandkörnern durch Kapillarkräfte) entstand stark in den verdichteten Bereichen. Die Verdichtungswirkung des verwendeten Rüttlers war unterdessen nicht so stark (tiefreichend), um über den gesamten Versuchsablauf hin bis zu den unteren Bodenschichten zu gelangen und damit die Kohäsionskräfte aufzuheben. Insgesamt zeigte sich eine enorme Verfestigung des Hinterfüllungsmaterials. Erst nach Abtrocknung wurden die Kräfte gelöst.
- Der gemessene Erddruck unterliegt deutlichen Schwankungen. Es zeigten sich unterschiedliche Verläufe der Erddruckfigur. Je nach Wandsteifigkeit, Anschüttungshöhe und Verdichtungsgrad ergaben sich annähernd dreieckförmige, gleichverteilte oder konkave Verläufe des Erddrucks. Die gemessenen Erddrücke entsprachen dabei unter voller Anschüttungshöhe der Größe nach denen der Erddrucktheorie.
- Es stellt sich bei verdichteter Hinterfüllung schon bei sehr geringen Verformungen der aktive Erddruck ein.
- Auch ohne Verdichtung stellt sich der aktive Erddruck ein. Die erforderlichen Verformungen sind dabei deutlich größer als beim verdichteten Fall. Diese Anwendung ist aber auf Grund der Gebrauchstauglichkeit der Außenanlagen nicht zu empfehlen.
- Es wurden bei der Verdichtung Spitzenwerte gemessen, die in etwa dem theoretischen Ansatz des verwendeten Gerätes entsprechen. Die Verdichtungsspitzen wirken aber nur kurzfristig und bauen sich schnell wieder ab.

- Der Einfluss des verwendeten Verdichtungsgerätes (160 kg) auf die unteren Wandbereiche nimmt mit zunehmender Anschüttungshöhe ab. Mit dem verwendeten Gerät konnte eine relevante Einflusstiefe von rund einem Meter festgestellt werden.
- Verformungen am Mauerwerk ergeben sich stärker, wenn verdichtet wird.
- Langes und starkes Verdichten wirkt sich ungünstig auf die Lagerfugen in dem betroffenen Bereich aus. Die Vibrationen lösen den Verbund zwischen Mörtel, Stein und Textil.
- Bis zu einer Höhe der Anschüttung von 1,5 m ergaben sich an den Versuchswänden sehr geringe Verformungen. Eine Teilhinterfüllung von Kellermauerwerk, um die Grundlage für eine Absturzsicherung zu legen, ist damit als prinzipiell unproblematisch einzuschätzen.
- Der Einfluss von aufgebrachten Auflasten beschränkt sich auf den oberen Wandbereich.
- Sehr dicke Versuchswände lassen sich mit dem Aufbau nicht prüfen, da nicht in den Versagenszustand hinein geprüft werden kann. Dafür ist eine maschinelle Belastung erforderlich.
- Der ebenfalls untersuchte, unverdichtete Fall der Hinterfüllung ist eher theoretischer Natur. Das Nachrutschen sollte bei den Versuchen provoziert werden, um höheren Erddruck zu erhalten. Das entspricht aber nicht mehr der Realität, wo normalerweise verdichtet wird.
- Die genutzte charakteristische Bemessung nach DIN EN 1996-1-1 [1] liefert gut angenäherte Werte für die Plattenbiegefestigkeit und liegt charakteristisch auf der sicheren Seite. Unter Nutzung von Bemessungswerten für Einwirkungen und Widerstände ist daher das Versagen einer damit nachgewiesenen Wand ausgeschlossen. Dies gilt für bewehrte und unbewehrte Mauerwerkswände gleichermaßen.
- Mit Entnahme der Hinterfüllung kommt es zur nahezu vollständigen Rückverformung der Versuchswände. Das Wandeigengewicht und die Auflast übt eine der Verformung entgegengesetzte Kraft aus und strebt danach, sich in die Ausgangsposition zurück zu verformen.
- Für die untersuchten geringen Wanddicken von 17,5 cm, ohne Stoßfugenvermörtelung, konnte eine Tragfähigkeitserhöhung von geschätzt 50 – 80 % erreicht werden. Auf Grund der nicht steuerbaren Krafteinwirkung (Absenkung der einwirkenden Kraft nach Verformung der Wand) kann es sich hier nur um eine Schätzung handeln. Da die Kraft nicht beliebig erhöht werden konnte, war außerdem der Bruchzustand nicht immer zu erreichen. Insoweit könnte auch eine größere Erhöhung der Tragfähigkeit erreicht worden sein. Hinzu kommt, dass auf Grund sich ändernder Einflüsse (Eigenfeuchte des Sandes, Verdichtungsgrad, Verformungsneigung der Wand) keine vergleichbaren Einwirkungen zwischen den Versuchen vorlagen.
- Der reale Erddruck ist als Lasteinleitung zur Ermittlung von definierten Tragfähigkeiten nicht gut geeignet. Hierfür kommt eher eine maschinelle, steuerbare Einrichtung in Frage.

Folgerungen für das weitere Vorgehen und die Bemessung:

- Die Berechnung der Biegetragfähigkeit mittels Biegemomentkoeffiziententabellen nach DIN EN 1996-1-1 [1] liefert gut angenäherte, auf der sicheren Seite liegende, Werte und kann für die Bemessung herangezogen werden. Der zweiachsige Lastabtrag erfolgt in vertikaler Richtung durch die Bogenwirkung, horizontal durch bewehrte Lagerfugen (bzw. herkömmliche Biegefestigkeiten der Wand).

- Da sich die Erddruckfigur auf Grund der Durchbiegung in Wandmitte, von Dreieck- über Gleichverteilung bis hin zu konkavem Verlauf ändert, ist es sinnvoll und richtig von einem gleichverteilten Ansatz des Erddrucks für die Bemessung von Kellermauerwerk auszugehen.
- Die gemessenen Erddrücke und zugehörigen Verformungen sowie die grundsätzliche Verformungsneigung der Wände zeigen, dass für die Bemessung vom aktiven Erddruckzustand gemäß der gültigen Erddrucktheorie ausgegangen werden kann.
- Es muss verdichtet werden. Eine kurze Verdichtung ist zweckmäßig, um den Boden zu verfestigen. Dieser erhält dadurch einen höheren Reibungswinkel, was den Erddruck senkt. Außerdem wird die Gebrauchstauglichkeit erhöht, da nachträglichen Bodensenkungen vorgebeugt wird. Kohäsion sollte für die Bemessung nicht berücksichtigt werden und als stille Reserve verbleiben.
- Da während der Verdichtung die temporär (baut sich schnell wieder ab) stärksten Kräfte gemessen wurden und sich die eingetragenen Vibrationen als am schädlichsten für das Mauerwerk herausgestellt haben, sollte die Bemessung von Kellerwänden auch daran orientiert werden. Dabei sollten für den vorliegenden Fall geringer Biegetragfähigkeiten keine zu schweren Geräte gewählt werden. Mit dem hier genutzten Gerät (160 kg, 15 kN/m² Belastung) wurden gute Verdichtungsergebnisse erreicht. Es sollte versucht werden, einen möglichst genauen Ansatz der Bemessungslast in Tiefen- und Breitenwirkung zu ermitteln. Außerdem sollte die Verdichtung als außergewöhnlicher Fall betrachtet und die Einwirkung mit 1,0 angesetzt werden. Dies alles, da für die Bemessung für den vorliegenden Fall geringer Biegefestigkeiten sonst nur schwer nachweisbare Werte herauskommen würden. Alternativ kommt noch immer eine leichte Verdichtung mit Geräten ≤ 100 kg in Betracht, um die Einwirkungen möglichst gering zu halten.
- Verdichtung erzeugt auf Grund der dynamischen Einwirkungen (Vibration) strukturelle Zerstörungen am Mörtel (Verbund wird zerstört). Darum sollten die Verdichtungszeiten möglichst kurz gehalten werden.
- Im Kellerwandbereich mit geringen Auflasten ist die Nutzung von möglichst schwerem Mauerwerk als vorteilhaft zu bewerten.
- Auf Grund der Unschärfen in der Belastung durch Erddruck müssen weitere Versuche mit Airbags (folgender Abschnitt 5.5) durchgeführt werden.

5.5 Großversuche an Ausfachungswänden

5.5.1 Vorbemerkungen

Bei den Versuchen mit realem Erddruck zeigte sich, dass die Lasteinleitung in einem solchen realitätsnahen Fall durchaus problematisch zu realisieren ist. Zum einen unterscheiden sich die Eigenschaften des Verfüllsandes zwischen den Versuchen auf Grund von Eigenfeuchte, was zu Abweichungen zwischen den Versuchen führen kann. Zum anderen zeigte sich, dass die einwirkende Kraft stark von der Verformung der Versuchswand abhing. Die Versuchswände entzogen sich der Belastung und die einwirkende Kraft sank. Danach baute sich je nach Versuchsanlage nicht wieder der volle Erddruck auf. Dies war besonders bei den verdichteten Versuchen der Fall. Auch ist, selbst bei aller Genauigkeit und Sorgfalt der Erddruckmessung, eine gewisse Unschärfe nicht auszuschließen, da die Messstellen nur punktuell angeordnet werden können und die Zwischenbereiche linear verbunden werden. Auf Grund dieser Tatsachen unterschieden sich die gemessenen Kraftverläufe der Versuche zum Teil deutlich voneinander. Ebenfalls problematisch war die Tatsache, dass es nicht möglich war, die Lasteinleitung beliebig zu

erhöhen, um den gewünschten Grenzzustand der Tragfähigkeit definiert erreichen zu können. Die Steigerung der Auflasten mittels Betonblocksteinen unterlag einer geometrischen Begrenzung.

Aus diesem Grund wurde zusätzlich ein Versuchsaufbau, basierend auf dem geschlossenen Luftdrucksystem, entwickelt und für die Versuche herangezogen (Luftkissenversuch). Mit diesem Versuchsaufbau ist es möglich eine genau definierte, gleichverteilte Flächenlast auf die Versuchswände aufzubringen. Die einwirkende Kraft lässt sich dabei grundsätzlich beliebig steigern und sehr genau messen. Somit wurden alle vorhandenen Unschärfen ausgeschaltet und eine definierte Krafteinleitung sowie Kraftmessung möglich. Der Versuchsaufbau entspricht damit zwar eher dem Anwendungsfall einer windbelasteten Mauerwerksausfachungswand, lässt aber auch weitere Rückschlüsse auf die Mauerwerkskellerwände zu. Dies insbesondere dann, wenn vereinfacht von einer gleichmäßigen Kraftverteilung des Erddrucks ausgegangen werden kann (siehe Abschnitt 5.4.8).

5.5.2 Aufbau und Ablauf Luftkissenversuch

5.5.2.1 Großversuchsaufbau Luftkissenversuch

Bild 174, Bild 175 und Bild 176 zeigen den Versuchsaufbau. Der Versuchsrahmen besteht aus oberen und unteren Längsträgern (400 x 220 mm Hohlkastenprofile, Blechdicke 14 mm, Nr. 1) mit einer Gesamtlänge von 7,25 m, welche konstruktionsbedingt in der Mitte gestoßen sind. Die seitliche Abgrenzung erfolgt über 3,2 m lange, baugleiche Hohlkastenprofile (Stützen, Nr. 2). Die Verbindung der Profile erfolgt mit je 6 Stück M12 Schrauben. So ergibt sich ein Versuchsfeld von rund 6 x 3 m (Bild 177 links). Die vordefinierten Bohrungen ermöglichen unterschiedliche Versuchsfeldgrößen von: ein Feld rund 6 x 3 m, ein Feld rund 4,5 x 3 m, zwei Felder rund 3 x 3 m oder zwei Felder rund 1,5 x 3 m. Für den Aufbau von 2 gleichzeitigen Versuchsfeldern sind zusätzliche Stützen vorgesehen. Der untere Längsträger ist auf 7 Fußträgern HEB 160 (Nr. 3) aufgelagert und mit je 4 Schrauben M12 verbunden. Die Fußträger sind fest mit der Stahlbetonbodenplatte verschraubt.

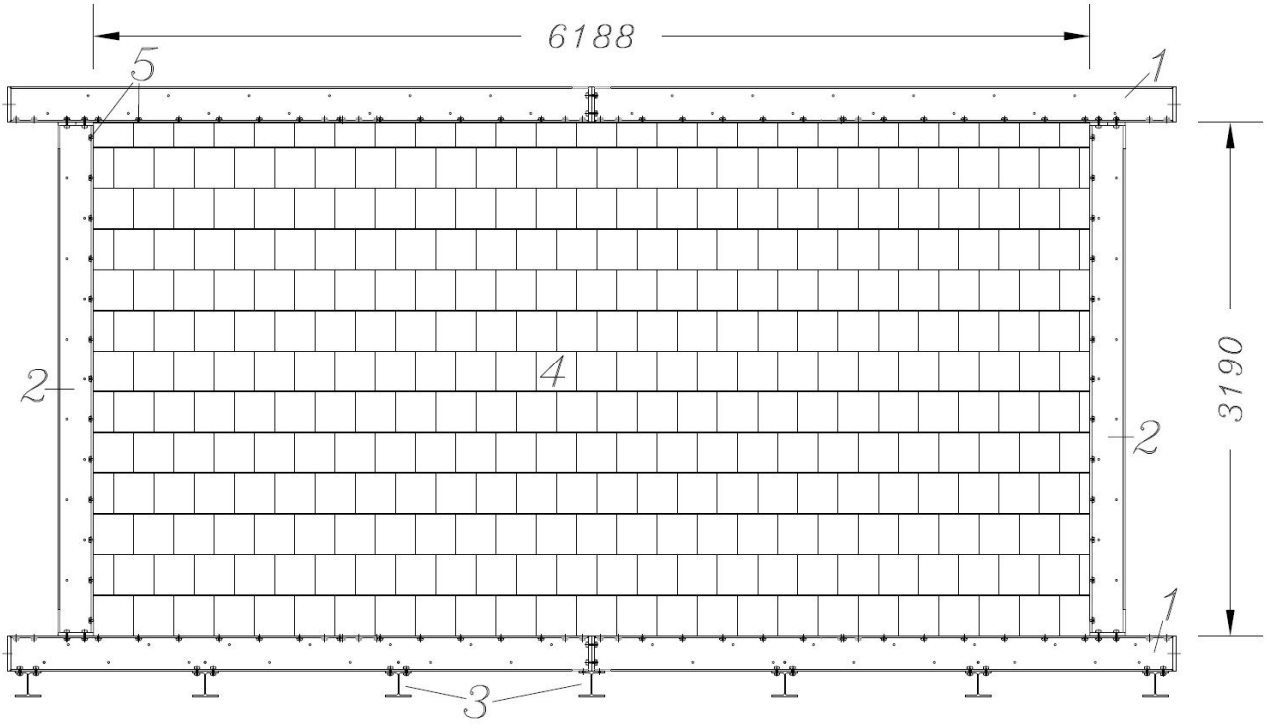
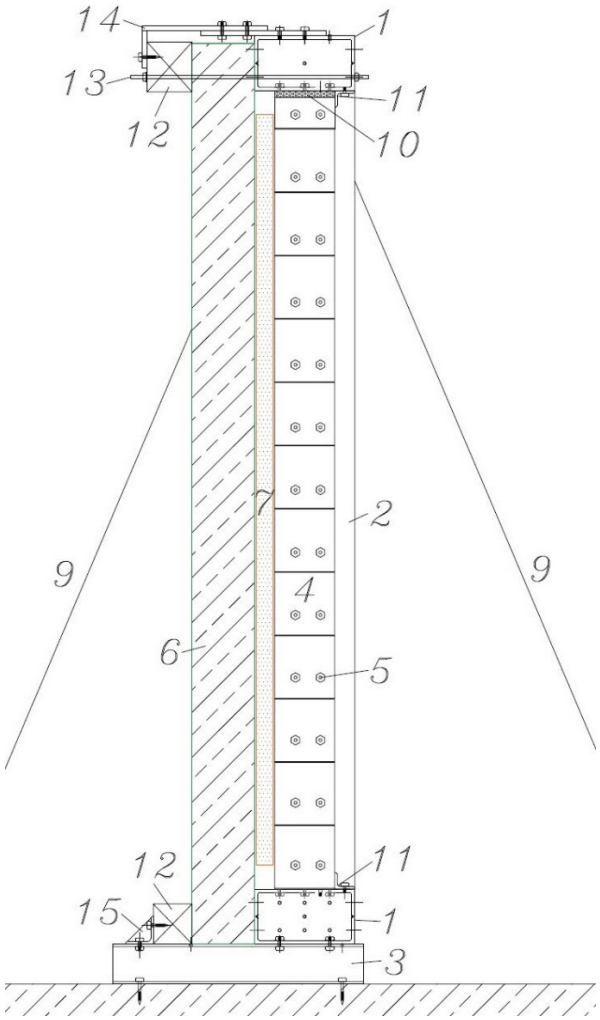


Bild 174 Vorderansicht und Bezeichnungen Prüfrahmen Luftkissenversuch



01 Längsträger Kastenprofil 400 x 220 mm
02 Stützen Kastenprofil 400 x 220 mm
03 Fußträger HEB 160
04 Mauerwerksprüfwand
05 Gewindebohrungen, umlaufend zur Befestigung von Anbauteilen
06 Reaktionswand aus Spannbetonplatten Typ V5/250-163-II
07 Kunststoffluftkissen
08 Einlassöffnungen an Luftkissen
09 Abspannungen Stab d12 zur Sicherung der Standsicherheit
10 Weicheinlage
11 Vordere Schubwinkel 65 mm
12 Lastverteilungsbalken Holz 180 x 200 mm
13 Durchankerung Gewindestab d12
14 Oberer Haltewinkel
15 Hintere Schubwinkel 110 mm mit Aussteifungsblechen

Bild 175 Querschnitt und Bezeichnungen Prüfrahmen Luftkissenversuch

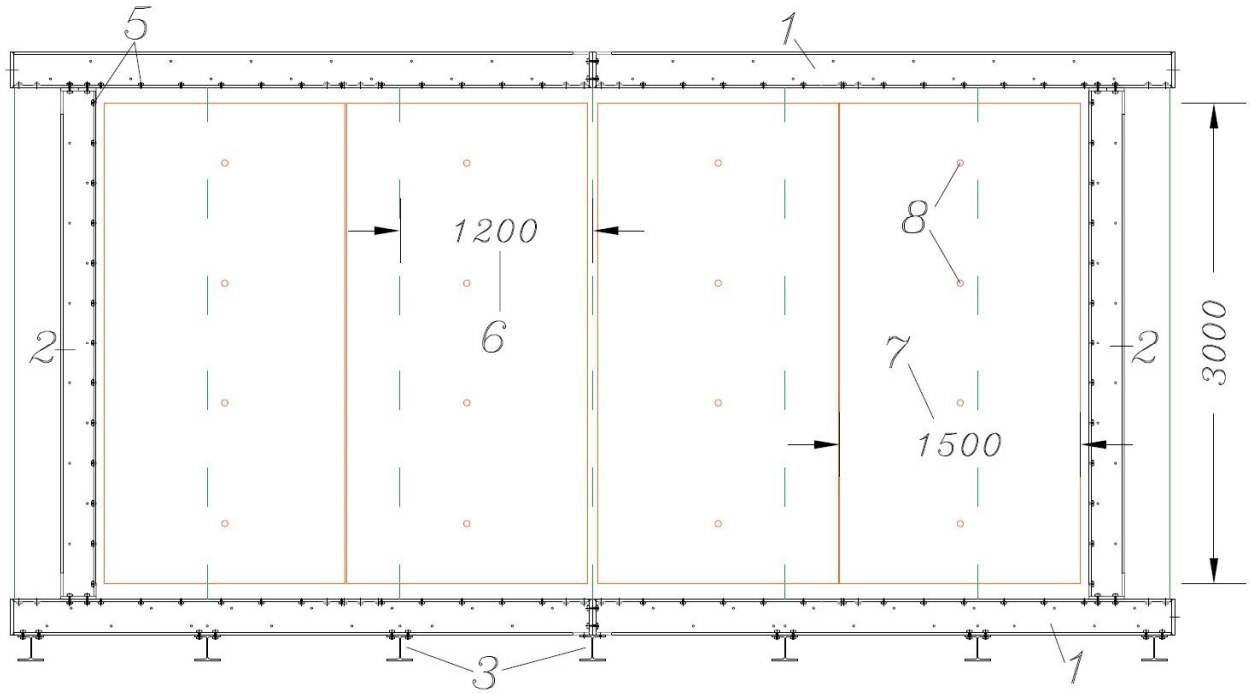


Bild 176 Ansicht und Bezeichnungen Prüfrahmen mit Luftkissen und Reaktionswand

Der obere Längsträger ist an beiden Stirnseiten mit schräg abgehenden Abspannungen (Stab d12, Nr. 9) verbunden und sichert den Aufbau zusätzlich gegen Umkippen. Die Abspannungen sind wiederum fest mit der Bodenplatte verschraubt. An den Kastenprofilen sind umlaufend an den Innenseiten vordefinierte Gewindebohrungen (Nr. 5) mit einem Abstand von 25 cm angeordnet, um zusätzliche Abbauteile (Schubwinkel, Befestigungsschienen, etc.) anbringen zu können. Der rückseitige Abschluss wird mittels 6 Spannbetonplatten (Bild 177, Mitte) vom Typ V5/250-163-II (Nr. 6) realisiert (Datenblatt siehe Anhang 16.28). Die gewählte Spannbetonplatte ermöglicht in Spannrichtung eine Biegetragfähigkeit von bis zu 189,8 kNm/m sowie eine Querkrafttragfähigkeit von bis zu 90,4 kN/m. Daraus ergibt sich bei einer Plattenspannweite von 3,4 m eine theoretische Maximalbelastbarkeit des Systems von 53 kN/m² durch Querkraft. Damit ist diese Höchstbelastbarkeit mehr als hinreichend für die durchzuführenden Plattenbiegeversuche am Mauerwerk. Hinsichtlich reiner Biegetragfähigkeit wäre sogar eine Belastung von bis zu 131 kN/m² möglich. Die Spannbetonplatten sind auf Grund der kurzen Spannweite sehr steif und verformen sich nur marginal.



Bild 177 Aufbau Versuchsrahmen Luftkissenversuche

Als Lager der Reaktionswand dienen Kanthölzer 180 x 200 mm (Nr. 12), welche im unteren Bereich durch Winkel 110 mm (Nr. 15) gehalten werden. Die Winkel sind durch je 2 Schrauben M12 mit den Fußträgern verbunden und zusätzlich durch Stege ausgesteift. Im oberen Bereich ergibt sich die Lagerung zum einen durch einen am Längsträger angeschraubten Haltewinkel (Nr. 14) und zum anderen mittels mehrerer durchgeankerter Gewindestäbe d12 (Nr. 13). An der Reaktionswand sind 4 Kunststoffluftkissen angebracht (Nr. 7), welche über jeweils 4 Einlassöffnungen verfügen (Nr. 8). Über diese Einlassöffnungen können die Luftkissen homogen mit Druckluft befüllt werden. Entsprechend der Luftkissenanordnung werden Druckluftschläuche durch Bohrungen in den Spannbetonplatten (Bild 177 rechts) hindurchgeführt und an den Luftkissen angeschlossen. Vor die Luftkissen wird dann die eigentliche Mauerwerksversuchswand (Nr. 4) eingemauert und an Ober- sowie Unterseite mittels eines mit dem Rahmen verschraubten Schubwinkels 65 mm (Nr. 11) gehalten. Da der definierte Fall ohne zusätzliche Auflast geprüft werden soll, bildet den oberen Abschluss der Versuchswand eine Weicheinlage (Nr. 10), um so die Ausbildung eines Druckbogens im Mauerwerk zu vermeiden.

5.5.2.2 Lasteinleitung Luftkissenversuch

Die Belastung basiert auf dem Prinzip des geschlossenen Luftdrucksystems. Damit lassen sich sehr starke, gleichmäßige, flächige Belastungen realisieren. Grundlage dafür ist, dass die Reaktionswand eine höhere Tragfähigkeit aufweist als die eigentliche Versuchswand. Dies ist bei den verwendeten Spannbetonplatten, im Vergleich zu den untersuchten Mauerwerkswänden, problemlos gegeben. Da der aufgebaute Druck verformungsunabhängig ist, bleiben auch entstehende Durchbiegungen der Reaktionswand ohne Einfluss auf die Versuchsergebnisse. Herkömmliche Kompressoren können einen Druck von bis zu 10 bar aufbauen. Da ein Druck von einem bar bereits einer Flächen-

last von 100 kN/m² entspricht, ist diese Leistung mehr als hinreichend. Das Bild 178 zeigt den prinzipiellen Aufbau des geschlossenen Luftdrucksystems.

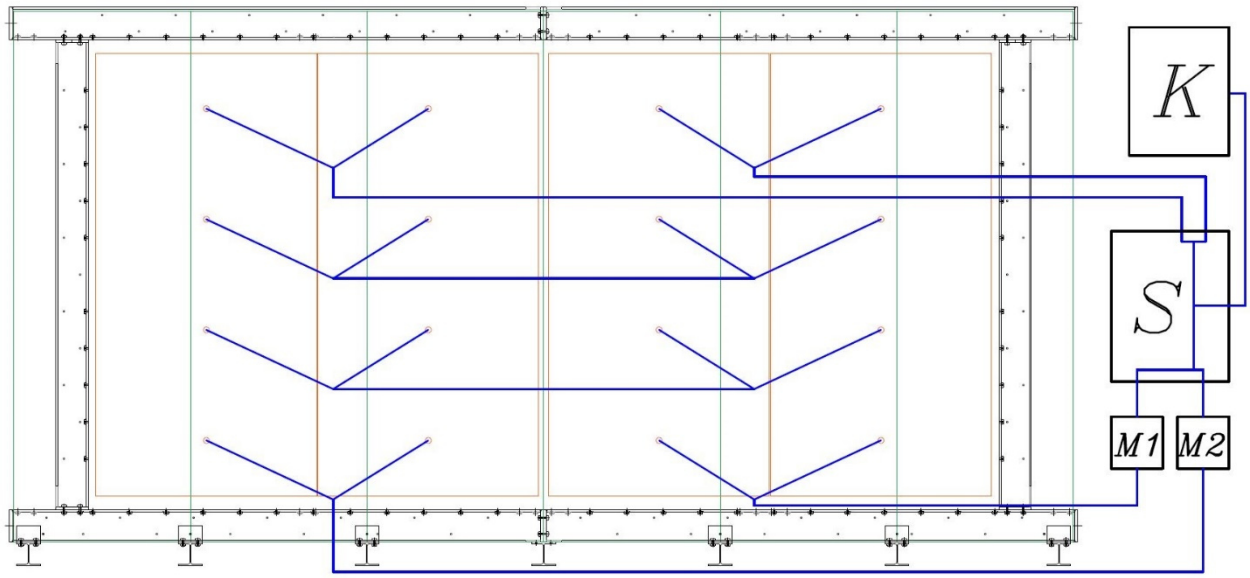


Bild 178 Druckluftsystem für Luftkissenversuche

Über den Kompressor (K) liegt Druckluft an. Mittels der Steuerung (S) kann die durch den Kompressor anliegende Druckluft in der gewünschten Dosierung dem System zugeführt werden. Auf diese Art kann der Luftdruck im System je nach Bedarf erhöht bzw. abgesenkt werden. Die Zuführung zum Kreislauf erfolgt über zwei Druckluftschläuche, welche an den oberen Öffnungen der Luftkissen angeschlossen sind. Dafür werden die Druckluftschläuche durch die Spannbetonplatten mit den Luftkissen verbunden. Das Bild 179 (rechts) zeigt die Anordnung der Druckschläuche im hinteren Bereich des Versuchsaufbaus.



Bild 179 Anordnung Luftkissen und Drucksystem für Luftkissenversuche

An den unteren Öffnungen der Luftkissen sind die Druckluftschläuche angeordnet, die wieder zur Steuerung zurücklaufen und den Kreislauf damit schließen. Die beiden mittleren Verbindungsbereiche der Luftkissen dienen der besseren und schnelleren Luftdruckverteilung zwischen den Luftkissen. So sind alle Luftkissen mehrfach miteinander verbunden und eine Gleichverteilung des anliegenden Luftdrucks sichergestellt. Am Ende der beiden Rückläufer sind zwei Druckluftsensoren (M1 und M2) angeordnet, über die der Druckluftverlauf mitgeschrieben werden kann. Da es sich um ein geschlossenes System handelt, müssen die Sensoren grundsätzlich den gleichen Wert anzeigen. Der zweite Sensor ist daher als Kontrollmessung bzw. Redundanz zu interpretieren. Mittels Luftdruckzuführung werden die zu Beginn vollständig entleerten Luftkissen (Bild 179, links) kontinuierlich befüllt. So übt das System einen gleichmäßigen Druck in alle Richtungen aus. Die

Reaktionswand kann widerstehen und die Versuchswand wird dem entsprechend erforderlichen Druck ausgesetzt. Die durch die Luftkissen erreichbare Ausdehnungsgröße ist dabei hinreichend dimensioniert, um auch entsprechend große Verformungen der Versuchswand herbeizuführen.

5.5.2.3 Messtechnik und Steuerung der Luftkissenversuche

Steuerung:

Das Bild 180 (links) zeigt die verwendete Steuerung. Auf der linken Seite ist der Druckanschluss zum Kompressor erkennbar. Hier wurde der anliegende Druck auf 2 bar herunter geregelt. Oben links ist der Rücklauf mit den beiden Druckmesssensoren angebracht, oben rechts der Druckluft-zulauf mit Messanzeige. Innerhalb des Steuergerätes befindet sich ein weiterer Luftdrucksensor, über welchem der gewünschte Druck automatisch durch Ein- und Auslassventile geregelt werden kann. Alternativ ist eine manuelle Steuerung der Ein- und Auslassventile möglich.

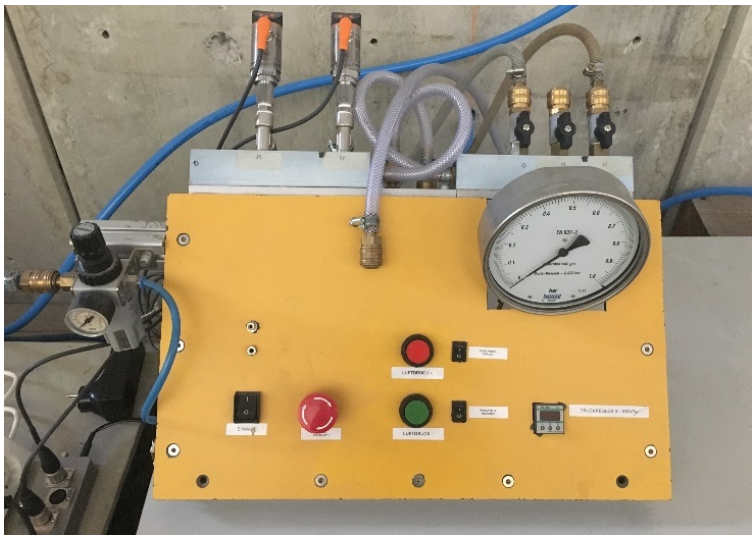




Bild 180 Steuerung und elektronische Drucksensoren

Druckmesstechnik:

Zur messtechnischen Begleitung sowie Aufzeichnung des Druckverlaufes wurden zwei baugleiche, elektronische Drucksensoren der Firma ifm electronic genutzt (Bild 180, rechts). Das verwendete Modell PN3597 verfügt über den für diesen Versuchsaufbau günstigen Messbereich von 0 bis 1 bar.

Es ist eine langsame, statische Belastung erforderlich.

Belastungsart:	Kraftsteuerung
Belastungsgeschwindigkeit:	~ 4 mbar/min entspricht 0,4 kN/m²/min
Belastungsregime:	Rampe
Messfrequenz:	5 Hz

Verformungsmessung:

Auch für den hier vorliegenden Versuch wurden die Verformungsmessungen mittels des Vic-3D 12 Mpx Bildkorrelationssystems für große Sichtfelder der Firma isi-sys durchgeführt. Dieses System ist in der Lage, dreidimensionale Verformungen sowie Dehnungen an großen Bereichen (600 mm – 4000 mm) zu messen (siehe Abschnitt 5.4.2.4). Auch hier ist es hinreichend, einen halben Wandbereich zu messen und die Ergebnisse als achsensymmetrisch zu betrachten. Es ergibt sich so ein Messbereich von ca. 3 x 3 Metern. Der erforderliche Systemabstand zur Messfläche betrug rund 4,5 m. Das Bild 181 zeigt den Einsatz des Messsystems am Versuchsaufbau.



Bild 181 Bildkorellationsmesssystem bei Luftkissenversuchsaufbau

5.5.2.4 Aufbau der Versuchswand

Für die Herstellung des Versuchsaufbaus waren die folgenden, grundsätzlichen Arbeitsschritte erforderlich. Dabei differiert der Ablauf je nachdem, ob mit oder ohne Textil geprüft werden sollte:

1. Herstellung der Mauerwerksversuchswand (siehe Bild 182):
    a. Aufmauerung der ersten Steinschicht auf einer besandeten Bitumenbahn in Dünnbettmörtel, Stoßfugen wurden immer unvermörtelt ausgeführt.
    b. Aufbringen einer Dünnbettmörtelschicht auf den Steinoberseiten mittels Zahnkelle. (Bild 182, oben, links)
    c. Einlegen des durchlaufenden Bewehrungstextils (nicht bei den unbewehrten Vergleichswänden, Bild 182, oben, Mitte links).
    d. Einlegen der seitlichen Mauerwerksanker (Bild 182, oben, Mitte links).
    e. Eindrücken des Textils mittels Glättkelle in den Dünnbettmörtel (nicht bei den unbewehrten Vergleichswänden, Bild 182, oben, Mitte rechts).
    f. Aufbringen einer weiteren Dünnbettmörtelschicht auf der Textiloberseite mittels Zahnkelle (nicht bei den unbewehrten Vergleichswänden, Bild 182, oben, rechts).
    g. Aufsetzen der folgenden Steinschicht in den Dünnbettmörtel. Das Verlegen der Mauersteine erfolgte per Hand (Bild 182, unten, links).
    h. Insgesamt wurden so 12 Steinschichten mit einer jeweiligen Höhe von 250 mm aufgemauert und damit eine Gesamthöhe der Mauerwerkswand von rund 3 m erreicht (Bild 182, unten, rechts).
2. Ausführung der weiteren notwendigen Kleinarbeiten am Versuchsaufbau:
    a. Anbringen der verschraubten Schubwinkel an Ober- und Unterseite (Bild 182, unten, rechts). Solche mechanischen Maßnahmen lassen sich baupraktisch z. B. durch bauliche Versätze oder die Einarbeitung von Dornen realisieren. Für die erfolgten Untersuchungen wurde vereinfacht auf die Winkel zurückgegriffen.
    b. Weißen der Mauerwerksinnenseite und Auftragen der Speckles (Bild 182, unten, Mitte).



Bild 182 Herstellung der Versuchswände (Bsp. 24cm KS, bewehrt)

5.5.2.5 Realisierung von Wandanschlüssen

Es wurde bereits dargestellt, dass der obere und untere Wandanschluss unter normalen Umständen baupraktisch leicht durch bauliche Maßnahmen wie Versätze, Dorne oder andere Einrichtungen, durch welche die Schubkräfte aufgenommen werden können, hergestellt werden kann. Im Falle eines gewöhnlichen Mauerwerkes wird außerdem die seitliche Lagerung durch im Verband gemauerte Ecken oder angeschlossene Aussteifungswände realisiert.

Im vorliegenden Versuch, welcher dem Prinzip einer Ausfachungswand entspricht, kann dies so nicht erfolgen. In diesem Fall muss die Ausfachungswand an die vorhandene Ausfachungsbegrenzung angeschlossen werden. Dies sind in der Regel Stahlbetonstützen, Stahlbetonriegel und Stahlbetondecken oder Stahlstützen bzw. Stahlträger. Der untere Wandanschluss kann auch hier mittels baulicher Versätze, Schubwinkel oder Schubdornen realisiert werden. Wobei für den innen liegenden Einsatz (innerhalb der Mauerwerkswand) speziell ausgesparte Steine erforderlich sind. Ähnlich stellt sich der Sachverhalt am oberen Wandanschluss dar. Es kommen bauliche Versätze oder Schubwinkel (Schubleisten) in Frage. Ein innen liegender Einsatz (innerhalb der Mauerwerkswand) stellt sich in dem Fall jedoch als problematisch dar, da dies die eingeschränkten Platzverhältnisse der letzten Steinschicht nicht zulassen. Eine weitere Möglichkeit stellt prinzipiell auch der Ansatz über die Haftscherfestigkeit des Mörtels dar. Am Mauerwerksfuß kann dabei zusätzlich die vorhandene Eigenlast der Wand angesetzt werden. Am Mauerwerkskopf muss dafür allerdings eine rel. genaue Einmauerung und Vermörtelung erfolgen, was sich baupraktisch als schwierig darstellen sollte. Eine aufwendige Möglichkeit dafür stellt das nachträgliche Einspritzen von Mörtel am Mauerwerkskopf dar. Ob eine solch genaue Ausführung der letzten Stein- und Mörtelschicht baupraktisch überhaupt ausführbar und auch wirtschaftlich wäre, ist allerdings fraglich. Für hohe Lasten wie Erddruck wäre es ohnehin nicht möglich, bei geringen Auflasten die Schubkräfte rein über die Haftscherfestigkeit abzutragen. Da aber Ausfachungswände in der Regel

vor allem einer Horizontalbelastung durch Wind ausgesetzt werden, wäre es aber, je nach Stärke des zu erwartenden Windlastfalls, prinzipiell möglich. Für den Fall einer Horizontalbelastung durch Wind muss die Tragfähigkeit (Biegung und Schub) allerdings auch in zwei Richtungen sichergestellt sein. Da in der Regel starker Winddruck sowie Windsog gleichermaßen auftreten können, muss die Tragfähigkeit der Wand nach innen und außen gewährleistet werden. Somit muss der Anschluss von Wandfuß und Wandkopf je nach vorliegendem Fall und Bedarf angepasst sein.

Ähnliche Überlegungen müssen für die beiden seitlichen Wandbegrenzungen angestellt werden. Hier muss zum einen die Aufnahme der anliegenden Schubkräfte über mechanische Maßnahmen sichergestellt sein. Dies lässt sich prinzipiell auf unterschiedliche Arten gewährleisten. Auch hier lassen sich über bauliche Maßnahmen Versätze einarbeiten, über welche dann die Schubkräfte aufgenommen werden können. Weiterhin können auch hier Schubwinkel bzw. Schubleisten zum Einsatz kommen. Bei Nutzung von Stahlstützen ergibt sich die Möglichkeit, direkt in den Freiraum gegenüberliegender Flansche bei I- oder C-Profilen hineinzumauern. Eine weitere Möglichkeit stellt die Nutzung von vorgefertigten Verankerungssystemen (Schienen und Mauerwerksanker) dar.

Hinzu kommt für bewehrtes Mauerwerk, neben der Querkrafttragfähigkeit, das notwendige Erfordernis einer hinreichenden Verankerung der anliegenden Zugkräfte. Dies kann zum einen über eine ausreichende Verankerungslänge der Biegezugbewehrung im Auflager gewährleistet werden, wodurch aber rel. große Auflager erforderlich würden. Das wäre ohne größeren Aufwand nur bei dem Prinzip der Einmauerung in Stahlprofile zu gewährleisten. Weitere Möglichkeiten bestehen dafür ohne größeren Aufwand nicht. Eine weitere Möglichkeit ergibt sich über die vorgefertigten Verankerungssysteme (Schienen und Mauerwerksanker), welche sowohl Quer- als auch Zugkräfte aufnehmen können. Aus diesem Grund fiel die Wahl für das vorliegende Projekt auf ein vorgefertigtes Verankerungssystem, bestehend aus Schienen und Mauerwerksankern.

Ein Hersteller solcher Verankerungslösungen ist die Fa. Halfen. Das Bild 183 zeigt unterschiedliche Lösungen für die seitliche Verankerung von Mauerwerk aus deren Produktkatalog.

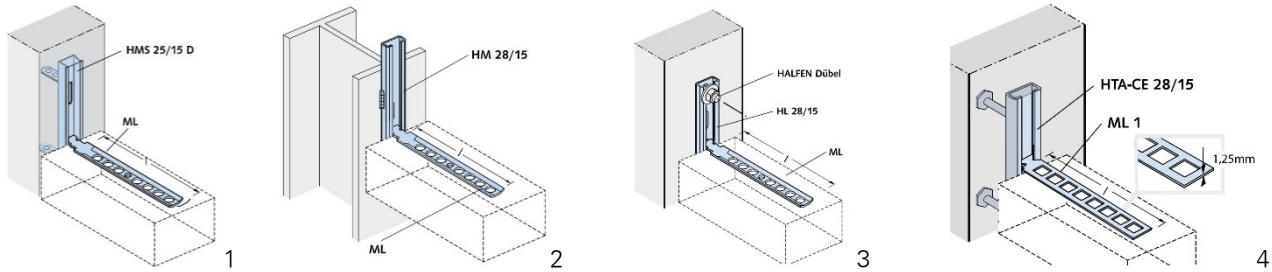


Bild 183 Einbauvarianten von Halfenschienen mit Mauerankern (aus [110])

Das Grundprinzip ist eine an der Begrenzung befestigte T-Nut-Schiene und zugehörige Maueranker mit einem T-Kopf. Der Maueranker wird um 90° verdreht in die Schiene eingeführt und in die Endposition um 90° zurück gedreht. Dadurch können sowohl Quer- als auch Zugkräfte übertragen werden. Bild 183-1 zeigt das Prinzip mit Dellenankern. Diese werden bereits vor dem Betonieren an der Schalung befestigt. Durch Zurückbiegen der Verankerung entsteht nach der Betonage Kraftschluss. Durch diesen Vorgang liegt die Schiene oberflächengleich mit der Betonoberfläche. Der dargestellte Anker ist ein ML-Anker. Dieser wird auf Grund seiner Bauhöhe für Mauerwerk mit Normalmörtel verwendet. Für Dünnbettmauerwerk kommt der wesentlich flachere ML-1-Anker zum Einsatz (Bild 183-4, Ausführung der Schiene mit Ankerköpfen). Der Unterschied zwischen den Ankern ist die geometrische Ausführung sowie die Lastaufnahmefähigkeit, welche bei den robusteren ML-Ankern etwas höher liegt. Gemeinsam sind bei beiden Mauerankerarten regelmäßige Aussparungen im Anker, welche die Verbundeigenschaften der Mauerwerksanker erhöhen sollen. Bild 183-2 stellt die Ausführung des Systems mittels Schweißvorgang am bestehenden Stahltragwerk dar. Außerdem gibt es die Möglichkeit des Anschraubens der Schienen an das vorhandene Tragwerk mittels Dübeln und Schrauben (Bild 183-3). Damit lässt sich das System prinzipiell überall befestigen. Für den vorliegenden Versuch war dieses Prinzip am sinnvollsten zu

nutzen. Zur Anwendung kam das System aus Halfenschiene HL 28/15 und Maueranker ML1-185. Die Schienen wurden dafür direkt an den vorhandenen Gewindebohrungen des Stahlrahmens festgeschraubt (Bild 184, links). Die mittlere Darstellung zeigt eine Nahaufnahme dieser seitlichen Verankerungslösung. So wurde der Wandanschluss seitlich mit den Mauerwerksankern und an der Ober- sowie Unterseite mittels Winkeln realisiert (Bild 184, rechts).



Bild 184 Ausführung der Wandanschlüsse beim Versuchsaufbau Ausfachungswand

Praktisch erfolgte der Einbau der Maueranker ML-1 lagenweise. Zunächst wurde auf eine neue Steinschicht der Dünnbettmörtel aufgebracht. In den Dünnbettmörtel hinein wurden die Mauerwerksanker verlegt (Bild 185, links). Für die unbewehrten Vergleichsversuche wurde daran anschließend weiterer Mörtel im Verankerungsbereich aufgetragen und abschließend die neue Steinreihe verlegt. Diese Vorgehensweise stellt sicher, dass an Ober- und Unterseite der Maueranker ausreichend Mörtel vorhanden ist, um einen guten Verbund zu erreichen.

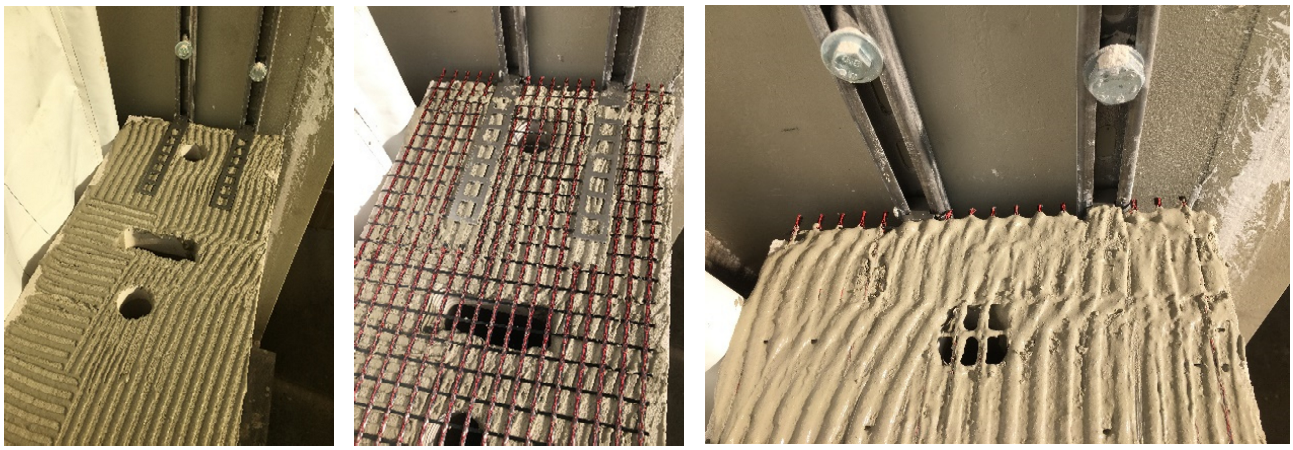


Bild 185 Einbau Halfenschiene HL 28/15 und Maueranker ML1

Für den textilbewehrten Fall wird direkt nach den Ankern das Textil ebenfalls in die erste Lage Dünnbettmörtel eingebracht und angedrückt (Bild 185, Mitte). Es entsteht so ein Überlappungsbereich zwischen Textil und Mauerwerksankern von ca. 17 cm. Es ist zu empfehlen, für die Mauerwerksanker Aussparungen im Textil (wie dargestellt) vorzusehen, da die sonst entstehende Lagerfuge im Überlappungsbereich rel. stark (rund 4 mm) ausgeführt werden müsste, was zusätzlich zu Unebenheiten im Mauerwerksaufbau führen kann. Daran anschließend wird die zweite Schicht Dünnbettmörtel mit der Zahnkelle aufgetragen, worin die folgende Steinschicht verlegt wird. Dieser Vorgang wird je nach gewünschter Anzahl von bewehrten Lagerfugen wiederholt. Im

vorliegenden Fall wurden alle verfügbaren Lagerfugen textilbewehrt ausgeführt und mit Maueranken an die seitliche Ausfachungsbegrenzung angeschlossen.

Das Bild 186 zeigt die Anordnung und Kraftrichtungen des verwendeten Verankerungssystems prinzipiell – links als Anschlussdarstellung mit einbetonierter Schiene und ML-Anker, rechts den verwendeten Maueranker ML1. Es handelt sich um einen gelenkigen Anschluss, welcher Querkräfte ($F_{Q,Ed}$) sowie Zugkräfte ($F_{Z,Ed}$) aufnehmen kann.

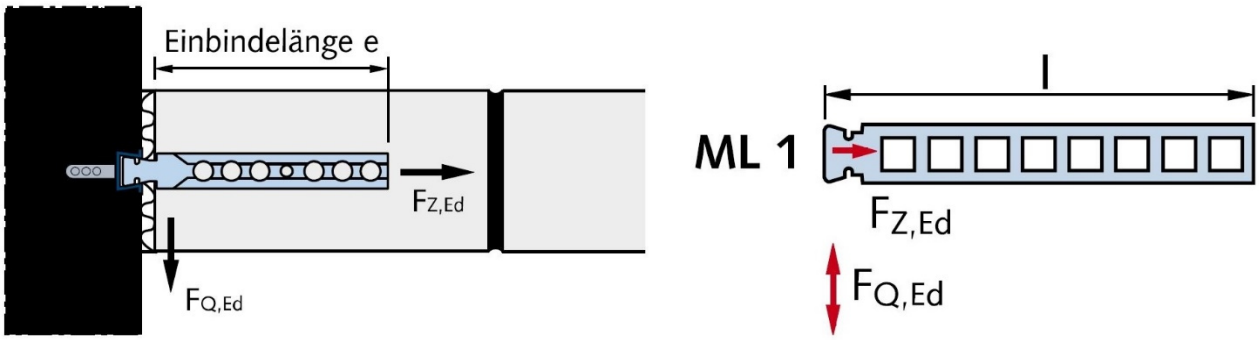


Bild 186 Einbauprinzip, Kraftdefinition Halfenschiene und Maueranker ML1 (aus [110])

Für den verwendeten Maueranker ML1 werden vom Hersteller die folgenden Widerstände angegeben. Für die Zugkraft dürfen je Anker maximal 2,5 kN und für die Querkraft je Anker maximal 1,4 kN angesetzt werden (siehe Datenblatt Anhang 16.29). Diese Werte liegen jeweils unterhalb der maximalen Schienentragfähigkeit. Es handelt sich dabei um abgeminderte Bemessungswerte.

Nach Auskunft der technischen Abteilung von Halfen ist hinzuzufügen, dass diese Werte aus einem von diesem Anwendungsfall abweichenden Tastaufbau stammen, bei welchem die Werte im Vergleich ungünstiger ausfallen. Der zur Feststellung der Ankertragfähigkeit genutzte Aufbau entsprach dem Anwendungsfall einer Mauerwerksvorsatzschale mit geringerer Einbindelänge der Anker und einem Abstand der anzubindenden Wand zur Schiene. Durch die geringere Einbindetiefe können dabei nur geringere Zugkräfte aufgenommen werden. Besonders ungünstig ist dieser Aufbau für den Querkraftwiderstand. Durch den sich aus dem Abstand der Vorsatzschale ergebenden Hebelarm entsteht ein die Schiene angreifendes Biegemoment, wodurch diese zusätzlich stark belastet wird und damit die maximale Quertragfähigkeit stark einschränkt. Unter Nutzung des vorliegenden Versuchsaufbaus wird der Anker aber auf voller Länge in den Mörtel eingebunden und es ist eine nur sehr geringe Exzentrizität vorhanden. Darum ist es, auch nach Bewertung der techn. Abteilung von Halfen, realistisch, von der maximalen Schienentragfähigkeit auszugehen. Diese liegt für die Zugkraft je Anker bei maximal 3,0 kN und für die Querkraft je Anker bei maximal 4,0 kN. Anhand der Werte wird deutlich, dass besonders die aufnehmbare Querkraft durch den Abstand deutlich abgemindert wurde. Allerdings liegen für diese Darstellungen keine Prüfergebnisse seitens des Herstellers vor. Mit dem vorliegenden Versuchsaufbau kann dieser Sachverhalt auch nicht ausfüllend bewertet werden, da dieser auf die Untersuchung der maximalen Biegetragfähigkeit ausgelegt wurde. Daher war in erster Linie wichtig, für die erwarteten horizontalen Kräfte sicherzustellen, dass die seitliche Verankerung und Quertragfähigkeit, mit den verfügbaren Mitteln, gewährleistet werden kann.

Anhand von Vorberechnungen und Abschätzungen wurde ein etwa erreichbarer Wert für die Horizontallast von 10 kN/m² für den Versuchsaufbau ermittelt. Für diesen Wert mussten die vorhandenen Anschlüsse mindestens ausgelegt sein.

Die dafür anliegenden Querkräfte lassen sich mit Hilfe der Tafeln in Anhang 16.3 ermitteln. Bei dem Versuchsaufbau kann grundsätzlich davon ausgegangen werden, dass alle Ränder frei drehbar gelagert sind (Fall 1b in Anhang 16.3). Eine eventuell vorhandene (Teil-) Einspannung am Wandfuß wird auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt. Da bei dem Versuch vollständig auf

Auflasten verzichtet wird, müsste sich die (Teil-) Einspannung rein auf Grund des Eigengewichtes der Wand einstellen. Für die seitliche Auflagerkraft wird nicht der punktuelle Spitzenwert angesetzt, sondern vereinfacht ein verschmierter Wert von 80 % des Spitzenwertes:

$$V_{k,oben} = V_{k,unten} = 0{,}5 \cdot F_d \cdot h = 0{,}5 \cdot 10 \cdot 3 = 15\ kN/m$$

$$V_{k,Seite} = 0{,}5 \cdot F_d \cdot h \cdot 0{,}8 = 0{,}5 \cdot 10 \cdot 3 \cdot 0{,}8 = 12\ kN/m$$

$$F_k = V_k \cdot 1{,}4 + N_{Ed} \geq 0{,}5 \cdot V_{Ed} \qquad (21)$$

$$F_k = 12 \cdot 1{,}4 = 16{,}8\ kN/m > 6{,}0\ kN/m = 0{,}5 \cdot V_{Ed}$$

Die oberen und unteren Querkräfte werden zuverlässig durch die angeschraubten Winkel aufgenommen. Die seitlichen Quer- sowie die Zugkräfte müssen dagegen durch das Verankerungssystem aufgenommen werden. Geht man von den Werten aus der Zulassung aus, ergibt sich durch Querkraft eine Ankeranzahl von 12 / 1,4 = 8,6 Stück/m und auf Grund von Zugkraft eine Ankeranzahl von 16,8 / 2,5 = 6,7 Stück/m. Geht man dagegen von den vermutlich realistischeren Werten aus, ergibt sich durch Querkraft eine Ankeranzahl von 12 / 4 = 3,0 Stück/m und auf Grund von Zugkraft eine Ankeranzahl von 16,8 / 3 = 5,6 Stück/m.

Wegen der Unschärfen beim Materialwiederstand sowie der nicht genau qualifizierbaren Tragfähigkeit der Mauerwerkswände wurde entschieden, zwei Ankerreihen je Anschlussseite zu verwenden, um die Tragfähigkeit für die Versuche sicherzustellen. Daraus ergibt sich eine hinreichende Mauerankeranzahl von 8 Stück/m auf jeder Seite.

Bei einer hinreichenden Tragfähigkeit gegenüber der Querkraft stellt das Ankersystem auch eine interessante Alternative für den oberen Anschluss bei Ausfachungswänden dar. Die Anker könnten dafür regelmäßig innerhalb der Stoßfugen angeordnet und vermörtelt werden. Für den Anschluss der Anker müsste eine Ankerschiene angebracht bzw. einbetoniert werden. Diese Vorgehensweise wäre auch bei den eingeschränkten Platzverhältnissen der letzten Steinschicht möglich.

5.5.2.6 Versuchsprogramm Luftkissenversuch

Die Versuche wurden an textilbewehrten sowie herkömmlichen unbewehrten Kalksandsteinversuchswänden durchgeführt. Als Textil wurde erneut das SG025 gewählt, da die Kleinversuche bei diesem am günstigsten ausgefallen sind. Die Probemauern wurden mit dem zugehörigen Dünnbettmörtel ohne Vermörtelung der Stoßfugen hergestellt. Tabelle 47 zeigt die wesentlichen Eigenschaften der durchgeführten Versuche.

Tabelle 47 Versuchsprogramm Ausfachungswände

Nr.	Stein	RDK	SFK	Mörtel	Textil	Wandgröße	Stoßfugen	Wanddicke
6	KS	1,4	12	Silka DM	ohne	3 x 6 m	unvermörtelt	24 cm
7	KS	1,4	12	Silka DM	SG025	3 x 6 m	unvermörtelt	24 cm

Somit entsprechen die Materialeigenschaften der Versuche grundsätzlich denen aus den Erddruckversuchen. Die wesentlichen Abweichungen ergeben sich aus der größeren Wanddicke von 24 cm, der Lasteinleitung und den Lagerungsbedingungen der Versuchswand. Grundsätzlich ist aber durch die gleichartige Wahl der verwendeten Materialien ein prinzipieller Vergleich der Großversuche „Erddruck“ und „Ausfachungswand“ möglich.

5.5.2.7 Versuchsablauf Luftkissenversuch

Insgesamt handelte es sich um einen aufwendigen Versuchsablauf, der mehrere Stunden Zeit in Anspruch nahm. Für den Gesamtablauf war immer ein halber Tag anzusetzen, wobei die Einrichtung und Kalibrierung des Bildkorrelationssystems an der zu messenden Versuchswand die meiste Zeit in Anspruch nahm. Der Versuch selbst dauerte rund 60 Minuten.

5.5.3 Versuch-6 KS-Mw 24 cm ohne Textil

5.5.3.1 Herstellung und Ablauf Versuch 6

Die Versuchswand wurde am 28.06.2018 hergestellt und am 12.07.2018 geprüft, d. h. 14 Tage (~ 2 Wochen) nach der Errichtung.

Für die Herstellung der 24 cm dicken KS-Versuchswand mit herkömmlicher Lagerfuge und unvermörtelten Stoßfugen wurden rund 6 Stunden benötigt. Dafür kamen ein professioneller Maurer sowie ein Hilfsarbeiter zum Einsatz. Es gab bei diesem Versuchsaufbau einen deutlichen zeitlichen Mehraufwand, um die Steine passgenau für den Rahmen zurecht zu schneiden (seitlicher und oberer Abschluss). Damit kann der ermittelte Zeitbedarf nur als grober Anhalt dienen. Zusätzlicher Aufwand wurde durch die Ausführung der seitlichen Mauerwerksverankerung erzeugt. Das Einlegen der Anker selbst stellte dabei keinen wesentlichen Mehraufwand dar. Problematisch waren die Verankerungsschienen, welche untypischerweise mit Schrauben befestigt werden mussten (dem Versuchsaufbau geschuldet, in der Praxis wären solche Schienen einbetoniert oder angeschweißt). Auf Grund dieser Tatsache wurde es erforderlich, die Steine teilweise auszuklinken, damit ein lückenloser Einbau erfolgen konnte. Bei den verwendeten Steinen (~ 24 kg) ist Handvermauerung möglich und wurde auch durchgeführt. Damit beträgt die Herstellungszeit / der Arbeitszeitrichtwert für die 6 m x 3 m große Wandfläche ca. 0,33 h/m² bei zwei Arbeitern ohne Versetzgerät. Die Herstellung erfolgte mit Maurer- und Zahnkelle, d. h. ohne Mörtelschlitten. Das Vorgehen bei der Herstellung entsprach dem Standardvorgehen beim Mauern mit Dünnbettmörtel und muss nicht näher erläutert werden.



Bild 187 Großversuch-6 KS-Mw 24 cm unbewehrt

Materialeinsatz

- 310 Steine KS L-R P 8DF 12-1,6 mit den Abmessung 248 x 240 x 248 mm, dies entspricht 16 Kalksandsteinen je Quadratmeter. (Der obere Abschluss wurde mit kleinformatigen KS-Mauersteinen realisiert)
- 3 Säcke a 20 kg Silka Secure Dünnbettmörtel, dies entspricht rund 3,3 kg je Quadratmeter Wandfläche. (Da die grundlegenden Kleinversuche mit diesem Mörtel erfolgt sind, musste auch für die Großversuche dieser Mörtel verwendet werden, da sich die Dünnbettmörtel verschiedener Hersteller zum Teil deutlich in ihrer Zusammensetzung unterscheiden. Die verwendeten Steine dagegen können von beliebigen Herstellern verwendet werden, da deren Aufbau und Steinoberflächen grundsätzlich gleich sind.)
- Keine Textileinlage.

Ausgangssituation zu Versuchsbeginn

Die Ausgangssituation der Mauerwerkswand ist auf Bild 188 dargestellt, links als deutlich überhöhte dreidimensionale Darstellung, rechts als zweidimensionale Darstellung mit Bezeichnung des Achsensystems. Dieses Achsensystem entspricht der allgemein üblichen Bezeichnung und alle im Verlauf der Ausführungen zu dem Versuch beschriebenen Abbildungen beziehen sich darauf.

Auf der dreidimensionalen Darstellung sind sehr genau die einzelnen Steine, deren Position sowie die allgemeine Wandform zu erkennen. Es wird deutlich, dass trotz genauer baupraktischer Ausführung mit Richtscheit, Wasserwaage und Maurerschnur eine gewisse Unebenheit nicht vermeidbar ist. Im vorliegenden Fall beträgt die größte Abweichung rund 10 mm und liegt damit im Toleranzbereich. Es lässt sich als leichte Einbauchung in der Wandmitte interpretieren. Für den Versuchsablauf ist die vorliegende Unebenheit ohne Bedeutung, da sich die Messungen an der Wand auf deren Ausgangszustand beziehen.

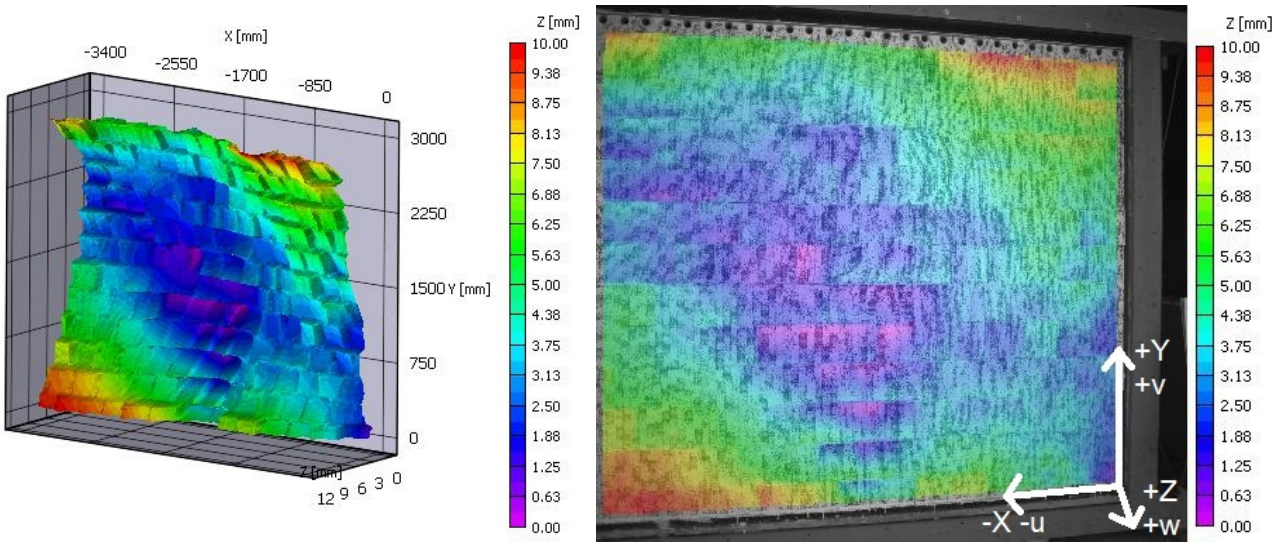


Bild 188 Ausgangssituation am Großversuch 6

Versuchsablauf

Am Versuchstag wurde bis 12:00 Uhr die erforderliche Messtechnik installiert und kalibriert. Der Versuch selbst lief von 12:00 Uhr bis 13:00 Uhr für einen Zeitraum von einer Stunde.

Vom Ausgangszustand beginnend wurden über den gesamten Versuchszeitraum von einer Stunde die Reaktionen der Versuchswand auf die einwirkende Kraft gemessen. Die Kraftmessung erfolgte dabei mit einer Frequenz von 5 Hz und Verformungsmessungen mit einer Frequenz von 2 Hz.

5.5.3.2 Ergebnisse aus Durchführung von Versuch 6

Die visuelle Ergebnisdarstellung der Versuchsergebnisse findet sich im Anhang 16.21. Das folgende Bild 192 (Seite 240) zeigt den vollständigen Versuchsverlauf in Form der Kraft-Verformungskurve.

Bis zu einer Lasteinwirkung von 1,5 kN/m² ist keine nennenswerte Reaktion der Versuchswand festzustellen (siehe Bild 373 auf Seite 471).

Auch bei einer Last von 2,0 kN/m² ist nur eine sehr geringe Verformung von 0,6 mm feststellbar. Außerdem kommt es zu wenig relevanten Zugdehnungen am Wandkopf, anscheinend lag an der Stelle eine schlecht ausgeführte Lagerfuge vor (siehe Bild 374 auf Seite 471).

Ab einer Lasteinwirkung von 2,5 kN/m² kommt es zu relevanten Verformungen von 2,9 mm etwas oberhalb der Wandmitte bei einer Wandhöhe von 2 m. Außerdem kommt es zu deutlichen Dehnungen im Bereich der 8. Lagerfuge (Bild 375 auf Seite 471). In dem Bereich wurde die Haftzugfestigkeit der Lagerfuge bereits überschritten und es liegt ein Mikroriss vor, das Bruchgeräusch konnte deutlich vernommen werden. Die Lastaufnahmefähigkeit ist bei der Versuchswand damit auch fast erreicht, der Anstieg der Kraft-Verformungskurve flacht sich ab.

Bei einer anliegenden Verformung von 5 mm beträgt die aufgebrachte Last ca. 2,7 kN/m². Das Verformungsmaximum liegt im gleichen Bereich (Bild 376 auf Seite 472). Außerdem zeichnen sich bereits erste leichte, schräg in Richtung der Wandecken verlaufende, Dehnungen ab.

Es folgt eine weitere leichte Erhöhung der Krafteinwirkung bis auf den relevanten Maximalwert von 2,85 kN/m², gefolgt von einem lokalen Bruch und leichtem Kraftabfall. Mit Vergrößerung der Verformung kommt es dabei zunehmend zu den typischen, schräg verlaufenden Bruchlinien in Richtung der Wandecken. Dies wird begleitet von deutlich wahrnehmbaren Bruchgeräuschen. Nach Erreichen der Maximaltragfähigkeit kann die aufnehmbare Kraft auch mit zunehmender Verformung nur unwesentlich weiter erhöht werden. Jede weitere Erhöhung der Krafteinwirkung führt zu einem lokalen Versagen, einhergehend mit einem Kraftabfall. So kann auch mit zunehmender Verformung nur der in etwa gleich hohe Tragfähigkeitswert erreicht werden. Das Bild 377 auf der Seite 472 zeigt die Messwerte bei einer Verformung von 10 mm. Das Verformungsmaximum ist an der gleichen Stelle verblieben. Die Dehnungen weisen die typischen treppenartigen Bruchlinien nach, welche in etwa entlang der vorhandenen Fugen entstehen. Die vorliegenden Bruchlinien verlaufen hier typisch in die Ecken hinein. Der Riss in der 8. Lagerfuge hat sich weiter vergrößert und ist nunmehr auch ohne Hilfsmittel erkennbar.

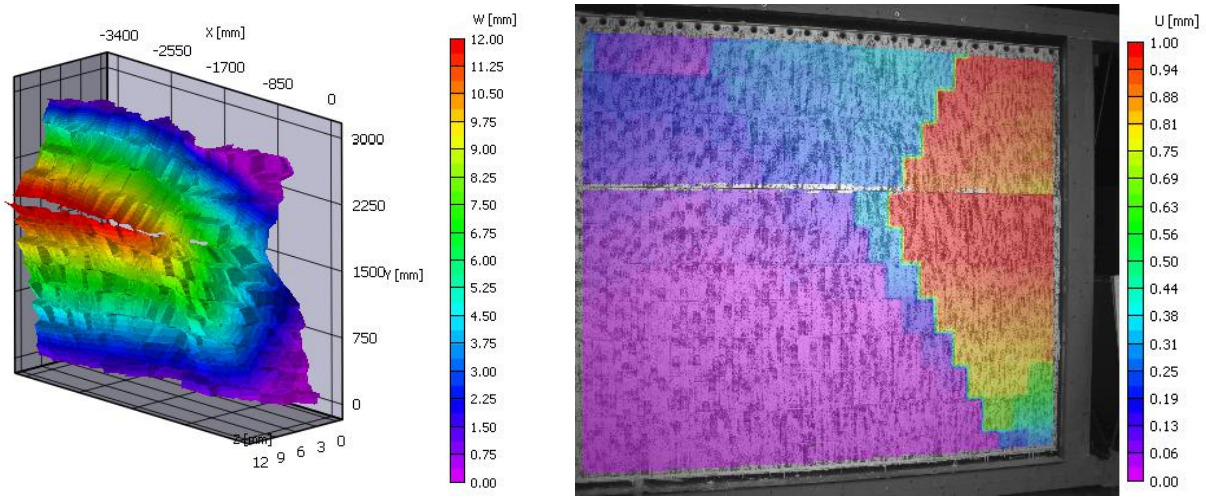


Bild 189 Verformung und Bruchflächen bei 13 mm Verformung (Versuch 6)

Ein relevanter Verformungszustand ist bei rund 13 mm erreicht. Hier wird der übliche Grenzwert der Gebrauchstauglichkeit l / 250 überschritten (3200 / 250 = 12,8). Wie das Bild 378 auf der Seite 472 zeigt, gibt es bis dahin keine wesentlichen Änderungen am Verhalten der Versuchswand. Die

vorhandenen Risse und Dehnungen verstärken sich weiter, die aufnehmbare Kraft liegt im gleichen Bereich. Das Bild 189 (links) zeigt die dreidimensionale Verformungsdarstellung für diesen Fall. Gut erkennbar ist, dass die Anschlüsse an dem Rahmen ihre Funktion erfüllen. Dies gilt besonders für den seitlichen Anschluss durch die Maueranker. Es kommt zu keinen wesentlichen Verformungen in z-Richtung in diesen Bereichen. Bild 189 (rechts) zeigt die bis dahin entstandenen Bruchflächen.

Die Verformungen in Richtung u sowie v werden für den Fall von z = 13 mm auf dem Bild 379 (auf Seite 473) dargestellt. Die Verformung u resultiert dabei im Wesentlichen aus der Verdrehung der seitlichen Bruchfläche. Die Verformung v resultiert aus dem Verformungsvorgang, wodurch die obere und untere Bruchfläche einer Schrägstellung unterworfen werden und damit einer geometrischen Verlängerung unterliegen.

Bei einer Verformung von 15 mm sind keine Änderungen am Verhalten der Versuchswand festzustellen (Bild 380 auf Seite 473). Das Verformungsmaximum liegt weiterhin auf der Höhe 2 m und die 8. Lagerfuge öffnet sich zunehmend. Auch die schräg verlaufenden Risse verstärken sich. Der Risswinkel beträgt dabei im unteren Wandbereich ca. 60° in Richtung der eingespannten Seite (Wandfuß). Dabei verlaufen die Risse durch die vorhandenen Fugen hindurch. Im oberen Wandbereich beträgt der Risswinkel ca. 55° und verläuft grob durch die Schwachstellen aus Stoß- und anliegenden Lagerfugen. Insgesamt stellt sich hier ein annähernd ideal, theoretisches Bruchbild an der Wand ein.

Mit zunehmender Verformung über 20 mm (Bild 381), 25 mm (Bild 382), 30 mm (Bild 383) bis hin zu 40 mm (Bild 384) sind keine wesentlichen Änderungen festzustellen. Das Maximum der Verformung liegt weiterhin auf einer Höhe von 2 m. Hinzu kommen weitere, schräg in Richtung der Ecken verlaufende Bruchlinien. Es werden somit weitere Bereiche am Lastabtrag beteiligt. Versagt ein lokal besonders stark belasteter Bereich, kommt es zunächst zu einem Kraftabfall sowie einer stärkeren Verformung. Danach wird die Tragfunktion von einem bis zu dem Zeitpunkt noch geringer belasteten Bereich übernommen. Anschließend kann sich eine in etwa wieder gleich hohe Kraft aufbauen, bis auch dieser Bereich versagt. Tendenziell gibt es über den gesamten Versuchszeitraum einen leichten Kraftanstieg, der Maximalwert liegt bei rund 3,8 kN/m². Die wesentliche Lastaufnahme erfolgt im Bereich der Bruchlinien, wo eine ausreichende Verformung anliegt, um die Biegetragwiderstände des Materials zu aktivieren. In den großen Bruchflächen selbst werden dagegen kaum Kräfte aufgenommen. Die Bruchflächen bleiben in ihrer Form annähernd erhalten und werden keiner Verformung unterworfen, weshalb auch keine Biegetragwiederstände aktiviert werden können. Der Verlauf der Bruchlinien folgt dabei immer den vordefinierten Schwachstellen im Mauerwerk, d. h. den unvermörtelten Stoßfugen sowie den zugehörigen Lagerfugen. Es ergibt sich so eine treppenartige Bruchlinie. Rissverläufe durch Steine waren auf Grund der hohen Steinzugfestigkeit nicht feststellbar.

Abschließend wird der Zustand bei einer Verformung von 50 mm dargestellt (Bild 385 und Bild 386). Das prinzipielle Verhalten der Versuchswand hat sich weiter fortgesetzt, das Maximum der Verformung liegt auf einer Höhe von 2 m. Es ist eine Vielzahl von Bruchlinien feststellbar, welche tendenziell vom horizontalen Hauptriss aus in Richtung der Ecken verlaufen. Dazu passend stellen sich auch die Verformungen u sowie v dar. Beim vorliegenden Versuch kam es insgesamt annähernd zum Idealbild der Bruchlinienanordnung. Der abschließende Verformungszustand wird auf Bild 190 dargestellt. Es lassen sich gut der verformte Endzustand sowie die entstandenen Bruchflächen erkennen. Die Randanschlüsse haben optimal funktioniert.

Bei einer Verformung von rund 50 mm in z-Richtung wurde der Versuch (wie alle anderen Luftkissenversuche) abgebrochen, da ein vollständiges Versagen der Versuchswand ab diesem Zeitpunkt zunehmend wahrscheinlicher wurde und eine in sich zusammenstürzende Wand lediglich den Versuchsaufbau beschädigt hätte. Weitere Erkenntnisse waren nicht zu erwarten, die Maximaltragfähigkeit wurde bereits zu einem viel früheren Zeitpunkt erreicht. Die Versuchswand wurde also bis über die Grenze ihrer Tragfähigkeit hinaus belastet und in den Bruchzustand hineingeführt.

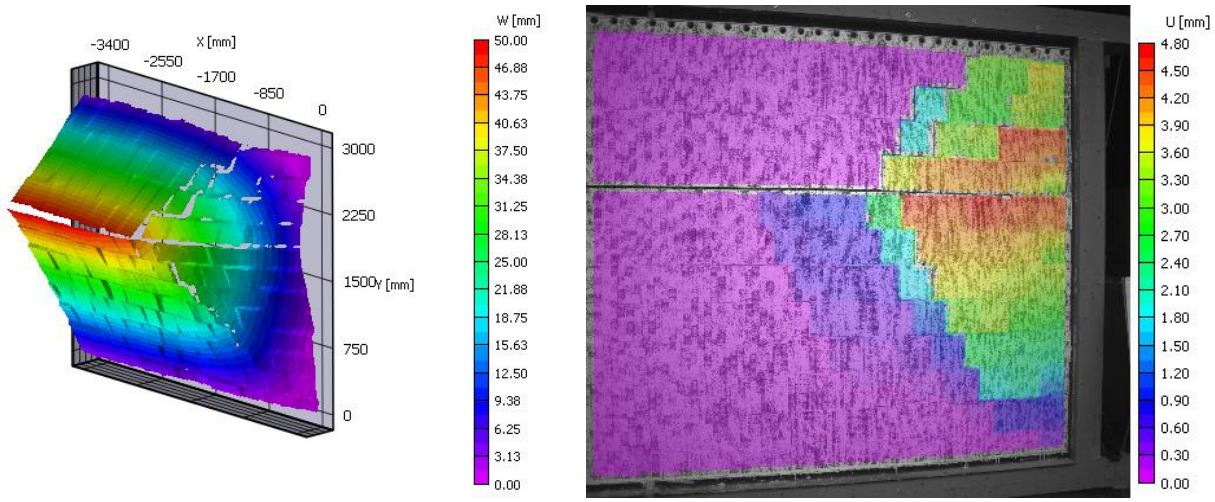


Bild 190 Verformung und Bruchflächen bei 50 mm Verformung (Versuch 6)

Nach Abschluss des Versuchs wurde die anliegende Kraft auf 0 zurück gefahren. Damit einhergehend kam es zur nahezu vollständigen Rückverformung der Versuchswand. Dies war bei allen untersuchten Versuchsaufbauten der Fall. Das Eigengewicht der Bruchflächen übt einen der Verformung entgegengesetzten Druck aus und strebt danach, sich in die Ausgangsposition zurück zu verformen. Dies gelingt nahezu vollständig. Es verbleibt eine geringe Verformung von wenigen Millimetern in z-Richtung. Bei dem vorliegenden Versuch 6 wurde exemplarisch auch dieser Abschlusszustand nach Rückverformung mittels Bildkorellation dokumentiert. Das Bild 191 stellt diesen Zustand dar. Rechts wird der geometrische Endzustand gezeigt, links ist erkennbar, dass die verbleibende Verformung im Vergleich zum Ausgangszustand gerade noch 3,2 mm beträgt.

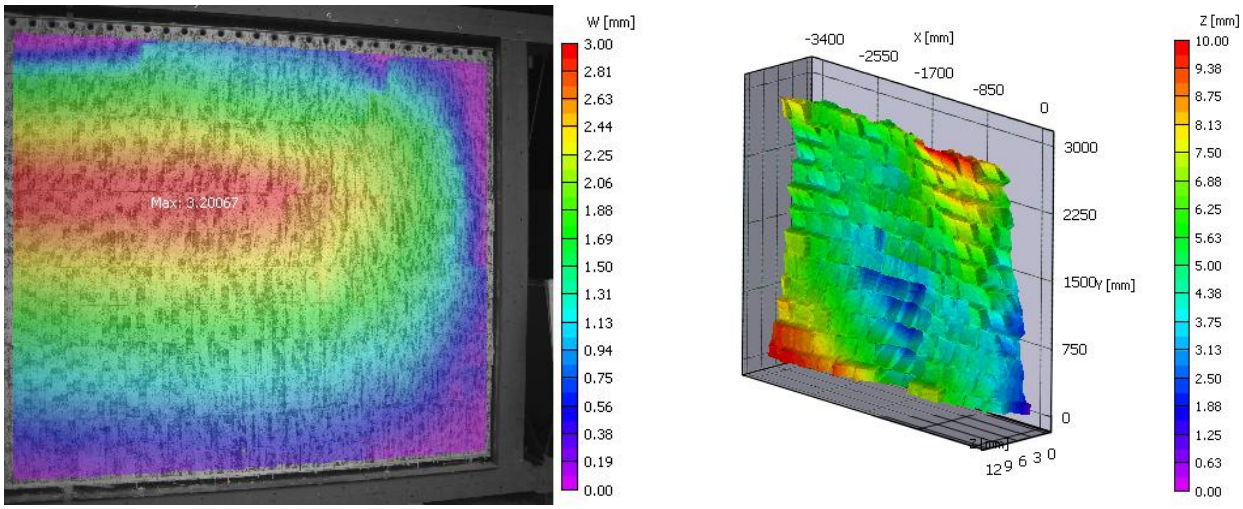


Bild 191 Endzustand Versuch 6, links w, rechts Z

Das folgende Bild 192 zeigt den vollständigen Versuchsverlauf als Kraft-Verformungskurve. Es gibt einen zunächst recht steilen Anstieg bis ca. 2,3 kN/m². An der Stelle kam es zum Haftzugversagen der 8. Lagerfuge, begleitet von einem deutlichen Kraftabfall. Ab diesem Zeitpunkt liegt an der Stelle ein annähernd abgeschlossener Riss vor. Mit etwas geringerer Steigung setzt sich daran anschließend der Kraftanstieg bis zu seinem relevanten Maximalwert von 2,85 kN/m² fort. An dieser Stelle kommt es dann zu einem erkennbaren leichten Versagen der Versuchswand. Die lokale Biegetragfähigkeit in horizontaler Richtung wird auf Grund von Haftscherversagen überschritten und es kommt zum Bruch. Daran anschließend übernimmt ein anderer Wandbereich diese Tragfunktion bis auch dieser zum Bruch gebracht wird. Die erreichbare Kraft bleibt ab dem Zeitpunkt für einen längeren Zeitraum mit zunehmender Verformung annähernd gleich hoch, wobei ein tendenzieller Anstieg bis hin zum globalen Maximalwert von 3,8 kN/m² festzustellen ist.

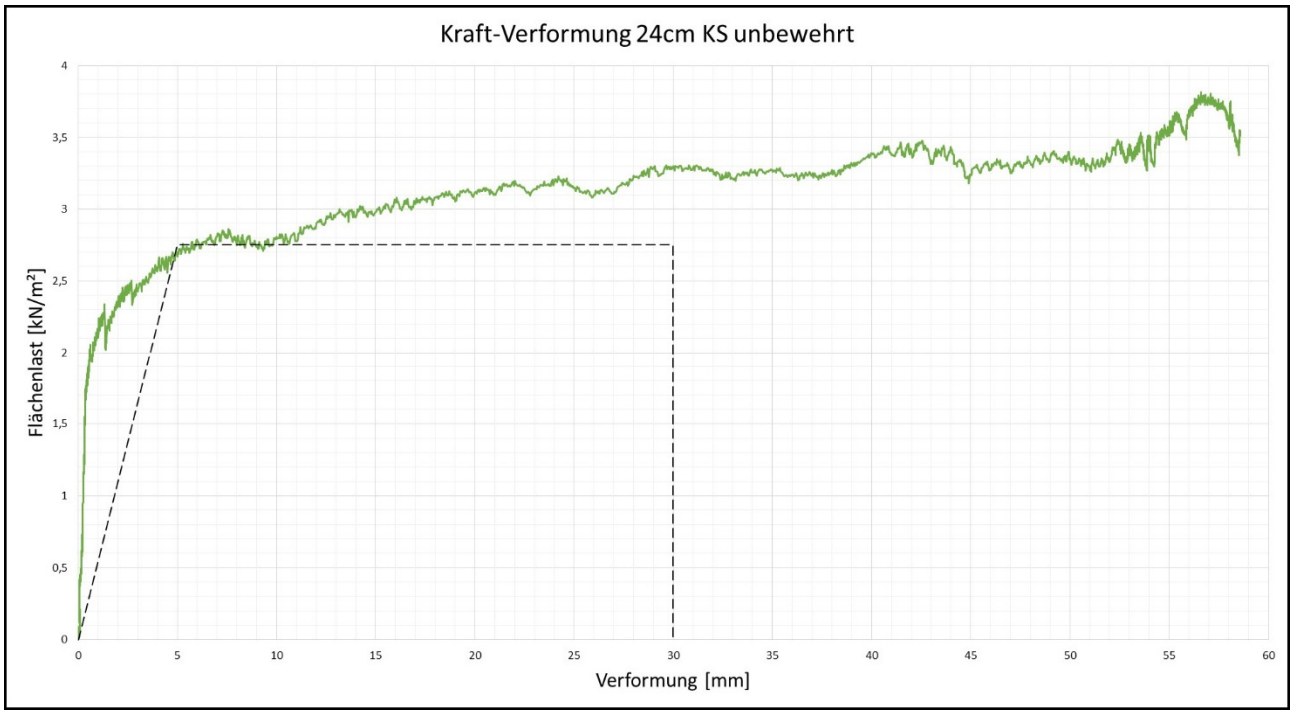


Bild 192 Kraft-Verformungsverlauf Großversuch 6, KS 24 cm unbewehrt

Für die weiteren charakteristischen Betrachtungen kann für den vorliegenden Versuch von dem auf Bild 192 dargestellten, idealisierten Verlauf für die Kraft-Verformungskurve ausgegangen werden. Dieser Verlauf beschreibt das tatsächliche Verhalten in sehr guter Näherung. Es wurde für den idealisierten Verlauf eine bilineare Funktion angesetzt. Dabei verläuft die Funktion regelmäßig unterhalb der Hochpunkte des Versuchsverlaufs.

Die Verlaufsfunktion des Biegetragverhaltens der Versuchswand (B) in Abhängigkeit von der Verformung (u) wird durch folgende Glg. (86) beschrieben:

$$B = \begin{pmatrix} 0{,}55 \cdot u & \text{für } 0\ mm \leq u \leq 5\ mm \\ 2{,}75 & \text{für } 5\ mm < u \leq 50\ mm \end{pmatrix} \quad (86) \quad .$$

5.5.3.3 Ergebnisse aus Rückbau von Versuch 6

Nach Abschluss der Versuchsdurchführung wurde die Versuchswand lagenweise rückgebaut, um weitere mögliche Erkenntnisse aus dem Versuch gewinnen zu können.



Bild 193 Rückbau Versuch 6

Das Bild 193 zeigt Abbildungen des Versuchsrückbaus. Es zeigt sich, dass die Maueranker starken Kräften ausgesetzt waren, welche zu Deformationen am Ankerkopf geführt haben. Durch das sich am Auflager verdrehende Mauerwerk mussten die Maueranker dieser Verdrehung folgen und wurden auf Grund der Behinderung innerhalb der Schiene einer Verformung unterzogen. Es handelt sich dabei lediglich um Deformationen (Verdrehungen), die Anker verfügen noch über ihre volle Tragfähigkeit. Es wurden zum Teil abgeplatzte Mörtelbereiche festgestellt. Trotzdem verfügt diese Stein-Anker-Mörtel-Kombination über ein gutes Verbundverhalten. Die Schiene selbst wurde an keiner Stelle in Mitleidenschaft gezogen. Es waren keine Deformationen oder Beschädigungen feststellbar.

Bezüglich des restlichen Aufbaus konnten keine weiteren besonderen Erkenntnisse gewonnen werden. Die Kalksandsteine versagten, insoweit nachvollziehbar, an keiner Stelle auf Druck. Es wurden an der gesamten Versuchswand keine beschädigten Steine vorgefunden.

5.5.3.4 Nachrechnung von Versuch 6

Zwecks Überprüfung von Theorie und Versuch soll im Folgenden die Berechnung der Biegetragfähigkeit für unbewehrtes Mauerwerk mit aktuell verfügbaren Nachweismöglichkeiten aus DIN EN 1996-1-1 [1] dargestellt werden. Relevante Rechenwerte werden aus Anhang 16.1 sowie Anhang 16.2 entnommen. Die Nachrechnung basiert auf charakteristischen Werten.

Es handelt sich um ein unbewehrtes Mauerwerk aus Kalksandlochsteinen KSL 12 (250 x 240 x 250), vermauert mit Dünnbettmörtel, ohne Stoßfugenvermörtelung. Insgesamt lassen sich damit die folgenden Eingangsparameter festhalten:

- f_{st} 15 N/mm² mittlere Mindestdruckfestigkeit Stein
- f_{vk0} 0,22 N/mm² Haftscherfestigkeit Dünnbettmörtel
- h 3 m Wandhöhe
- l 6 m Wandlänge
- t 240 mm Wanddicke
- l_{ol} 125 mm Überbindemaß
- h_u 250 mm Steinhöhe

Der Wert für f_{xk1} wird direkt nach DIN EN 1996-1-1 [1] angesetzt. Dieser beträgt für den vorliegenden Fall 0,2 N/mm² (Tabelle 2 Abschnitt 3.3.6.1). Nach nationalem Anhang darf dieser Wert in Deutschland allerdings nicht verwendet werden. Eine Ausnahme gilt nur, wenn die Wände aus Planelementen bestehen und nur durch zeitweise einwirkende Lasten rechtwinklig zur Oberfläche beansprucht werden (z. B. durch Wind).

Der Wert für f_{xk2} [N/mm²] ergibt sich aus der folgenden Glg. (27):

$$f_{xk2} = min\begin{pmatrix} (0{,}5 \cdot f_{vk0} + 0{,}6 \cdot \sigma_d) \cdot \frac{l_{ol}}{h_u} \\ 0{,}5 \cdot f_{bt,cal} \leq 0{,}7 \end{pmatrix} \tag{27}$$

$$f_{xk2} = min\begin{pmatrix} (0{,}5 \cdot 0{,}22 + 0{,}6 \cdot 0) \cdot \frac{125}{250} = 0{,}055 \\ 0{,}5 \cdot 0{,}026 \cdot 15 = 0{,}195 < 0{,}7 \end{pmatrix} = 0{,}055$$

Unter Berücksichtigung, dass es für die Abminderung von f_{vk0} für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen keinen rechnerischen Grund gibt und gem. DIN EN 1996-1-1 [1] für f_{xk2} ein Wert von 0,3 N/mm² (Tabelle 2) angegeben ist, kann für die hier erfolgende charakteristische Nachrechnung von f_{xk2} = 0,11 N/mm² ausgegangen werden. Bei dem hier verwendeten Verfahren ist ein

Verhältniswert von vertikaler zu horizontaler Biegefestigkeit von größer 1 (μ = 1) nicht vorgesehen. Darum wird die hier relativ geringe Abweichung der Biegefestigkeitswerte zueinander von 0,09 N/mm² vereinfacht als verschmiert betrachtet ([0,2+0,11] / 2 = 0,155). Daher wird im Folgenden vereinfacht mit rund $f_{xk1} = f_{xk2} = 0{,}155$ N/mm² gerechnet.

Das elastische Widerstandsmoment je Höhen- / Längeneinheit der Wand (Z) ergibt sich zu:

$$Z = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{1 \cdot 0{,}24^2}{6} = 0{,}0096\ m^3/m$$

Der Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes ergibt sich aus Glg. (29):

$$M_{Rki} = f_{xki} \cdot Z \tag{29}$$

$$M_{Rk1} = M_{Rk2} = 155\ kN/m^2 \cdot 0{,}0096\ m^3/m = 1{,}49\ kNm\ /m$$

Das Verhältnis der Biegefestigkeiten des Mauerwerks senkrecht zueinander ergibt sich nach Gleichung (34) zu:

$$\mu = {f_{xk1}}/{f_{xk2}} = {0{,}155}/{0{,}155} = 1 \tag{34}$$

Bei dem Versuchsaufbau kann grundsätzlich davon ausgegangen werden, dass alle Ränder frei drehbar gelagert sind. Eine eventuell vorhandene (Teil-) Einspannung am Wandfuß wird auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt. Da bei dem Versuch vollständig auf Auflasten verzichtet wird, müsste sich die (Teil-) Einspannung rein auf Grund des Eigengewichtes der Wand einstellen. Mit h / l = 3m / 6m = 0,5 und μ = 1 kann aus Tabelle 84 (Fall E, Anhang 16.2) der Wert von 0,018 für den Momentenbeiwert α_2 abgelesen werden.

Der Momentenbeiwert α_1 ergibt sich damit gem. Glg. (33) zu:

$$\alpha_1 = \alpha_2 \cdot \mu = 0{,}018 \cdot 1{,}0 = 0{,}018 \tag{33}$$

Die Versuchswand des hier nachzurechnenden Versuches konnte einer Flächenlast von 2,75 kN/m² widerstehen (siehe Glg. (86)). Daher wird diese Referenzlast für die Berechnung herangezogen.

M_{Ek1} und M_{Ek2} werden mit Gleichung (31) und Gleichung (32) berechnet:

$$M_{Ek1} = \alpha_1 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 = 0{,}018 \cdot 2{,}75 \cdot 6^2 = 1{,}78\ kNm\ /m \tag{31}$$

$$M_{Ek2} = \alpha_2 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 = 0{,}018 \cdot 2{,}75 \cdot 6^2 = 1{,}78\ kNm\ /m \tag{32}$$

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss Glg. (28) erfüllt sein:

$$M_{Ek} \leq M_{Rk} \tag{28}$$

$$\frac{M_{Ek1}}{M_{Rk1}} = \frac{M_{Ek2}}{M_{Rk2}} = \frac{1{,}78}{1{,}49} = 1{,}2$$

Das Ergebnis zeigt, dass der Versuchswert rund 20 % oberhalb des charakteristisch berechneten, theoretischen Wertes liegt. Die Berechnung liegt damit auf der sicheren Seite. Die Abweichung von Theorie und Modell ist insgesamt aber als sehr gering zu bewerten. Ein möglicher Einfluss-parameter, auf Grund dessen die Bemessung leicht abweicht, ist, dass die Werte für die Haftscherfestigkeit in der Realität vermutlich etwas höher liegen als die theoretisch angesetzten. Damit kann festgestellt werden, dass die hier verwendete theoretische Berechnung in sehr guter Näherung die Realität abbildet und für einen Nachweis mit Bemessungswerten angewendet werden kann.

Die maximal rechnerische Flächenlast lässt sich über die umgestellte Gleichung (31), unter Ansatz des aufnehmbaren Momentes, berechnen und liegt bei rund 2,3 kN/m²:

$$M_{Ek1} = \alpha_1 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 \tag{31}$$

$$W_{Ed} = \frac{M_{Rk1}}{\alpha_1 \cdot l^2} = \frac{1{,}49}{0{,}018 \cdot 6^2} =$$

5.5.3.5 Zusammenfassung Versuch 6

Zusammenfassend lässt sich für Versuch 6 festhalten:

- Ab einer Lasteinwirkung von 2,25 kN/m² kommt es zu relevanten Verformungen.
- Es wird ein Maximalwert von 2,85 kN/m² bei einer Verformung von 8 mm erreicht.
- Die maximal rechnerische Flächenlast liegt bei rund 2,3 kN/m².
- Die Biegetragfähigkeit bleibt über einen längeren Zeitraum konstant. Versagt ein lokal besonders stark belasteter Bereich, kommt es zunächst zu einem Kraftabfall sowie einer stärkeren Verformung, danach wird die Tragfunktion von einem bis zu dem Zeitpunkt noch geringer belasteten Bereich übernommen. Anschließend kann sich eine in etwa wieder gleich hohe Kraft aufbauen, bis auch dieser Bereich versagt.
- Die wesentliche Lastaufnahme erfolgt im Bereich der Bruchlinien, wo eine ausreichende Verformung anliegt, um die Biegetragwiderstände des Materials zu aktivieren.
- Der Verlauf der Bruchlinien folgt immer den vordefinierten Schwachstellen im Mauerwerk, d. h. den unvermörtelten Stoßfugen sowie den zugehörigen Lagerfugen. Es ergibt sich so eine treppenartige Bruchlinie, beginnend am horizontalen Hauptriss grob in Richtung der Wandecken hinein verlaufend.
- Mit Kraftentlastung kommt es zur nahezu vollständigen Rückverformung der Versuchswand. Das Eigengewicht der Bruchflächen übt eine der Verformung entgegengesetzte Kraft aus und strebt danach, sich in die Ausgangsposition zurück zu verformen.
- Die seitlichen Anschlüsse durch die HALFEN-Maueranker funktionieren sehr gut. Alle anliegenden Querkräfte wurden aufgenommen und es kam zu keinen Verschiebungen der seitlichen Auflager.
- Der Versuchswert liegt rund 20 % oberhalb des charakteristischen Rechenwertes. Die Berechnung liegt damit auf der sicheren Seite. Hinsichtlich des Maximalwertes liegt die Sicherheit sogar bei 50 %. Damit kann festgestellt werden, dass die hier verwendete theoretische Berechnung in sehr guter Näherung die Realität abbildet und für einen Nachweis mit Bemessungswerten angewendet werden kann.

5.5.4 Versuch-7 KS-Mw 24 cm mit Textil

5.5.4.1 Herstellung und Ablauf Versuch 7

Die Versuchswand wurde am 31.07.2018 hergestellt und am 14.08.2018 geprüft, d. h. 14 Tage (~ 2 Wochen) nach der Errichtung.

Für die Herstellung der 24 cm dicken KS-Versuchswand mit textilbewehrter Lagerfuge und unvermörtelten Stoßfugen wurden rund 6,75 Stunden benötigt. Dafür kamen ein professioneller Maurer sowie ein Hilfsarbeiter zum Einsatz. Es gab bei diesem Versuchsaufbau einen deutlichen zeitlichen Mehraufwand, um die Steine passgenau für den Rahmen zurecht zu schneiden (seitlicher

und oberer Abschluss). Damit kann der ermittelte Zeitbedarf nur als grober Anhalt dienen. Zusätzlicher Aufwand wurde durch die Ausführung der seitlichen Mauerwerksverankerung erzeugt. Das Einlegen der Anker selbst stellte dabei keinen wesentlichen Mehraufwand dar. Problematisch waren die Verankerungsschienen, welche untypischerweise mit Schrauben befestigt werden mussten (dem Versuchsaufbau geschuldet, in der Praxis wären solche Schienen einbetoniert oder angeschweißt). Auf Grund dieser Tatsache wurde es erforderlich, die Steine teilweise auszuklinken, damit ein lückenloser Einbau erfolgen konnte. Bei den verwendeten Steinen (~ 24 kg) ist Handvermauerung gerade noch möglich und wurde auch durchgeführt. Damit beträgt die Herstellungszeit / der Arbeitszeitrichtwert für die 6 m x 3 m große Wandfläche ca. 0,37 h/m² bei zwei Arbeitern ohne Versetzgerät. Die Herstellung erfolgte mit Maurer- und Zahnkelle, d. h. ohne Mörtelschlitten. Es ergibt sich somit eine zeitliche Erhöhung im direkten Vergleich zum unter 5.5.3 beschriebenen, geometriegleichen Versuch ohne textile Einlage von 6,75 h / 6 h ~ 1,13. Somit beträgt der zeitliche Mehraufwand etwa 13 % und resultiert aus der zusätzlichen Arbeitsleistung, das Textil einzulegen sowie eine weitere Dünnbettmörtelschicht aufzutragen. Auch bei Herstellung dieser Wand gilt im Falle einer textilen Einlage, dass immer eine komplette Bahn von Steinen direkt gelegt werden muss. Das im Mauerwerksbau übliche Hochmauern von zwei Seiten und nachträglicher Ausmauerung entlang einer Schnur kann so nicht erfolgen und bedeutet einen zusätzlichen geringen Mehraufwand an Arbeitszeit. Die Herstellung der textilbewehrten Mauerwerkswand (siehe Bild 194) erfolgte analog zum unter 5.4.3 beschriebenen Versuch.

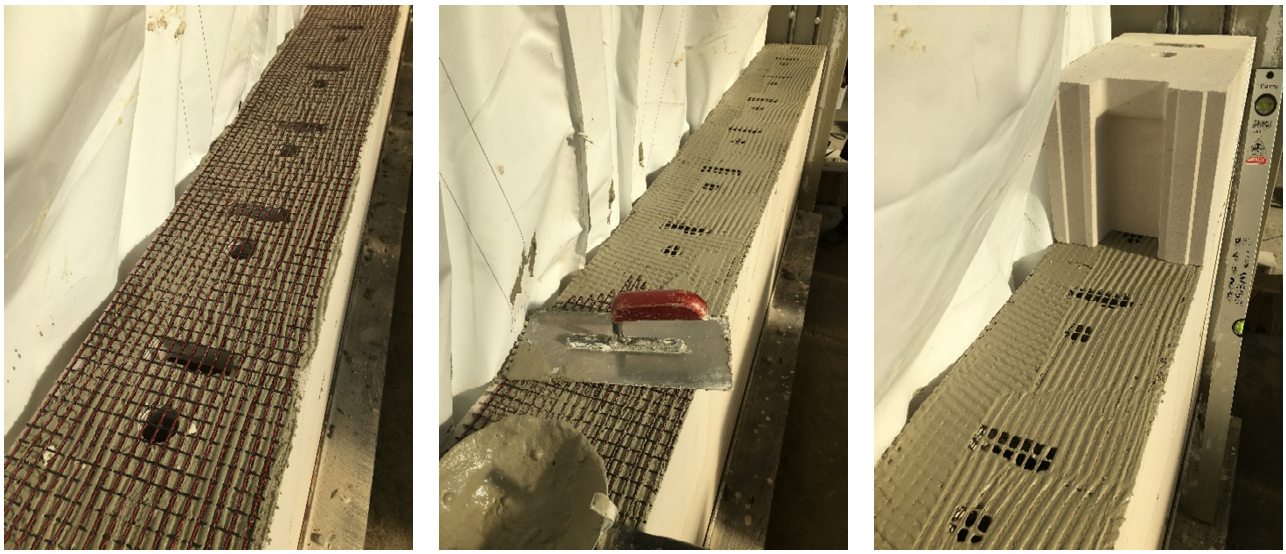


Bild 194 Aufbau Großversuch-7 KS-Mw 24 cm bewehrt

Materialeinsatz

- 310 Steine KS L-R P 8DF 12-1,6 mit den Abmessung 248 x 240 x 248 mm, dies entspricht 16 Kalksandsteinen je Quadratmeter. (Der obere Abschluss wurde mit gesägten Steinen des gleichen Formates realisiert).
- 6 Säcke a 20 kg Silka Secure Dünnbettmörtel, dies entspricht rund 3,3 kg je Quadratmeter Wandfläche. (Da die grundlegenden Kleinversuche mit diesem Mörtel erfolgt sind, musste auch für die Großversuche dieser Mörtel verwendet werden, da sich die Dünnbettmörtel verschiedener Hersteller zum Teil deutlich in ihrer Zusammensetzung unterscheiden. Die verwendeten Steine dagegen können von beliebigen Herstellern verwendet werden, da deren Aufbau und Steinoberflächen grundsätzlich gleich sind.)
- 16,5 m² Bewehrungstextil CFK SitGrid025, das entspricht 0,92 m² je Quadratmeter Wandfläche. Das Textil wurde auf fast der gesamten Steinbreite mit nur geringem Seitenabstand zur Wandoberfläche auf einer Breite von 23 cm verlegt. Es wurde für den Versuch auf einen größeren Randabstand verzichtet, um bei dem rel. dünnen Mauerwerk

ein Maximum an Bewehrungsquerschnitt zur Verfügung zu haben. So soll der Unterschied zum unbewehrten Versuch so deutlich wie möglich herausgestellt werden. Welcher Randabstand später auf Grund von Sicherheitsüberlegungen festgelegt wird, spielt für die hier erfolgten Untersuchungen keine Rolle.

Ausgangssituation zu Versuchsbeginn

Die Ausgangssituation der Mauerwerkswand ist auf Bild 195 dargestellt, links als deutlich überhöhte dreidimensionale Darstellung, rechts als zweidimensionale Darstellung mit Bezeichnung des Achsensystems. Dieses Achsensystem entspricht der allgemein üblichen Bezeichnung und alle im Verlauf der Ausführungen zu dem Versuch beschriebenen Abbildungen beziehen sich darauf.

Auf der dreidimensionalen Darstellung sind sehr genau die einzelnen Steine, deren Position sowie die allgemeine Wandform zu erkennen. Es wird deutlich, dass trotz genauer baupraktischer Ausführung mit Richtscheit, Wasserwaage und Maurerschnur eine gewisse Unebenheit nicht vermeidbar ist. Im vorliegenden Fall beträgt die größte Abweichung rund 8 mm und liegt damit im Toleranzbereich. Es lässt sich als leichte Einbauchung in der Wandmitte interpretieren. Für den Versuchsablauf ist die vorliegende Unebenheit ohne Bedeutung, da sich die Messungen an der Wand auf deren Ausgangszustand beziehen.

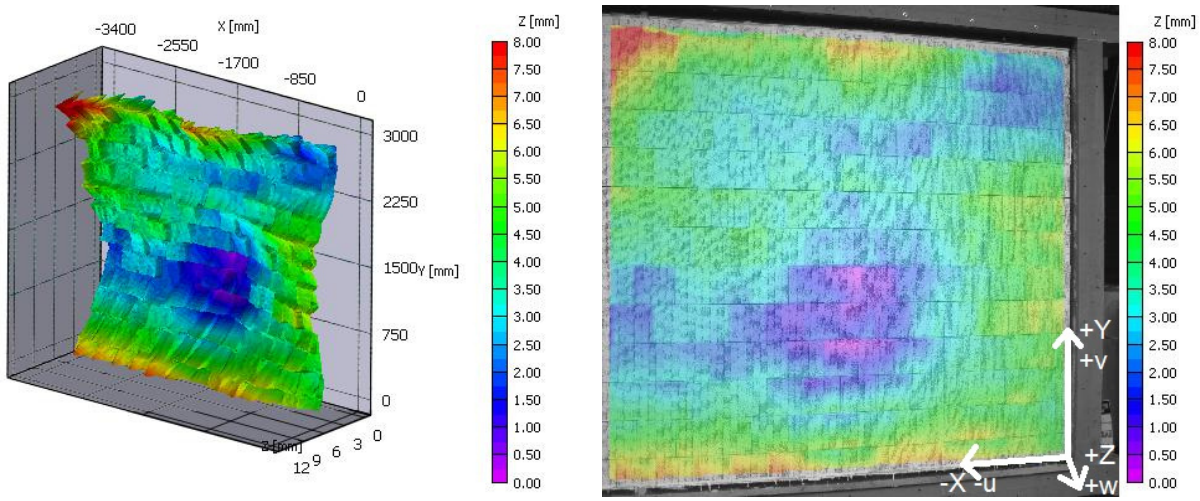


Bild 195 Ausgangssituation am Großversuch 7

Versuchsablauf

Am Versuchstag wurde bis 12:30 Uhr die erforderliche Messtechnik installiert und kalibriert. Der Versuch selbst lief von 12:30 Uhr bis 13:30 Uhr für einen Zeitraum von einer Stunde.

Vom Ausgangszustand beginnend wurden über den gesamten Versuchszeitraum von einer Stunde die Reaktionen der Versuchswand auf die einwirkende Kraft gemessen. Die Kraftmessung erfolgte dabei mit einer Frequenz von 5 Hz und Verformungsmessungen mit einer Frequenz von 2 Hz.

5.5.4.2 Ergebnisse aus Durchführung von Versuch 7

Die visuelle Darstellung der Versuchsergebnisse findet sich im Anhang 16.22. Das Bild 199 (auf Seite 248) zeigt den vollständigen Versuchsverlauf in Form der Kraft-Verformungskurve.

Bereits bei einer Lasteinwirkung von 1,5 kN/m² sind innerhalb der 8. Lagerfuge deutliche Dehnungen zu erkennen. Die Verformung liegt bei rund 0,7 mm (siehe Bild 388 auf Seite 476). Hier wurde vermutlich die Lagerfuge etwas unsauber ausgeführt, weshalb es zum rel. frühzeitigen Haftzugversagen gekommen ist. Dafür spricht auch der Verlauf der Kraft-Verformungskurve, welche bei einem Belastungswert von ca. 1,0 kN/m² einen leichten Knick beschreibt. Für die allgemeine

Versuchsdurchführung spielt dieser Umstand aber keine Rolle, da sich die Lagerfuge ohnehin geöffnet hätte. Die untersuchte Biegetragfähigkeit wird nicht beeinflusst.

Ab einer Lasteinwirkung von 2,5 kN/m² kommt es zu relevanten Verformungen von 1,6 mm oberhalb der Wandmitte bei einer Wandhöhe von 2 m. Die Dehnungen im Bereich der 8. Lagerfuge vergrößern sich weiter (Bild 390 auf Seite 476).

Danach setzt sich dieses Verhalten bis zu einer Belastung von 4,5 kN/m² unverändert fort (Bild 391, Bild 392, Bild 393, Bild 394). Die Verformung vergrößert sich auf 5,1 mm. Das Maximum der Verformung liegt weiterhin an derselben Stelle. Der Riss innerhalb der 8. Lagerfuge vergrößert sich weiter und ist bereits ohne Hilfsmittel erkennbar.

Ab einer Lasteinleitung von 5,0 kN/m² (Bild 395 auf Seite 478) sind zunehmend Rissentwicklungen in Richtung der Wandecken feststellbar, welche am Hauptriss ihren Ursprung haben. Der Risswinkel beträgt dabei im unteren Wandbereich ca. 60° in Richtung des Wandfußes. Im oberen Wandbereich beträgt der Risswinkel ca. 45°. Das Maximum der Verformung liegt weiterhin auf einer Höhe von 2 m und beträgt rund 6,8 mm. Im oberen Wandbereich kommt es in der Wandecke zur Öffnung weiterer Lagerfugen.

Bei den Darstellungsstufen 5,5 kN/m² (Bild 396 auf Seite 478) und 6,0 kN/m²(Bild 397 auf Seite 479) setzt sich das Verhalten der Wand unverändert fort. Das Maximum der Verformung liegt weiterhin auf einer Höhe von 2 m und beträgt rund 11,4 mm.

Ein relevanter Verformungszustand ist bei rund 13 mm erreicht. Hier wird der übliche Grenzwert der Gebrauchstauglichkeit l / 250 überschritten (3200 / 250 = 12,8). Im vorliegenden Fall beträgt die anliegende Last dabei 6,2 kN/m² bei einer Verformung von rund 12,8 mm (Bild 398, Seite 479). Es gibt bis dahin keine wesentlichen Änderungen am Verhalten der Versuchswand. Die vorhandenen Risse und Dehnungen verstärken sich weiter. Es kommt zu zusätzlichen Dehnungen in den Wandecken. Das Bild 196 (links) zeigt die dreidimensionale Verformungsdarstellung für diesen Fall. Gut erkennbar ist, dass die Anschlüsse an dem Rahmen ihre Funktion erfüllen. Dies gilt besonders für den seitlichen Anschluss durch die Maueranker. Es kommt zu keinen Verformungen in z-Richtung in diesen Bereichen. Bild 196 (rechts) zeigt gut erkennbar die bis dahin entstandenen Bruchflächen.

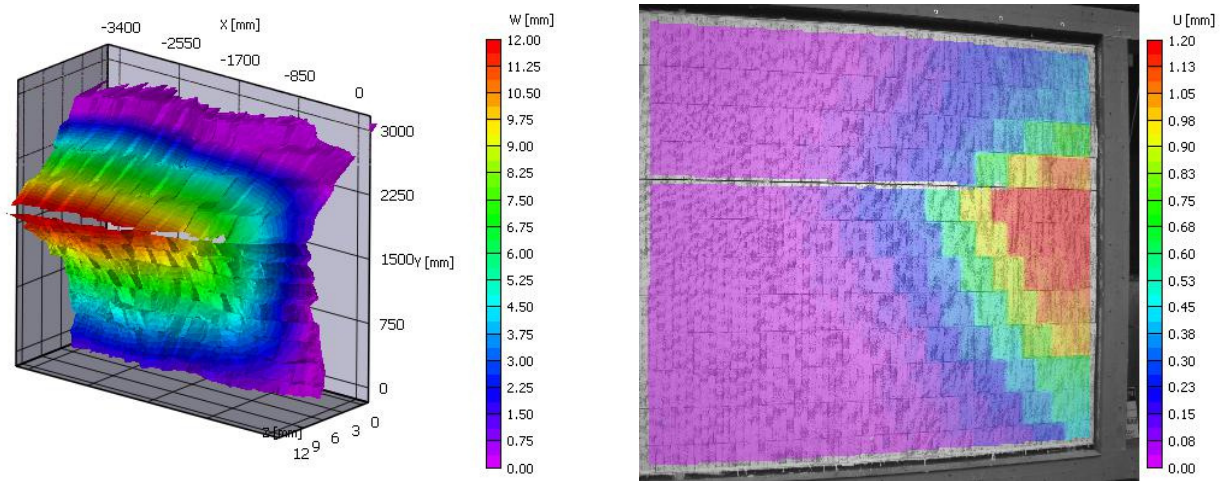


Bild 196 Verformung und Bruchflächen bei 13 mm (Versuch 7)

Die Verformungen in Richtung u sowie v werden für den Fall von z = 12,8 mm auf dem Bild 399 (auf Seite 479) dargestellt. Die Verformung u resultiert dabei im Wesentlichen aus der Verdrehung der seitlichen Bruchfläche. Die Verformung v resultiert aus dem Verformungsvorgang, wodurch die obere und untere Bruchfläche einer Schrägstellung unterworfen werden und damit einer geometrischen Verlängerung unterliegen.

Mit zunehmendem Lasteintrag über 6,5 kN/m² (Bild 400) und 7,0 kN/m² (Bild 401) sind keine wesentlichen Änderungen festzustellen. Das Maximum der Verformung liegt weiterhin auf einer

Höhe von 2 m und liegt bei 7,0 kN/m² bei rund 20 mm. Hinzu kommen weitere, schräg in Richtung der Ecken verlaufende Bruchlinien. Es werden somit weitere Bereiche stärker am Lastabtrag beteiligt. Die wesentliche Lastaufnahme erfolgt dabei im Bereich der Bruchlinien, wo eine ausreichende Verformung anliegt, um die Biegetragwiderstände des Materials zu aktivieren. In den großen Bruchflächen selbst werden dagegen kaum Kräfte aufgenommen. Die Bruchflächen bleiben in ihrer Form annähernd erhalten und werden keiner Verformung unterworfen, weshalb auch keine Biegetragwiederstände aktiviert werden können. Weiterhin kann festgehalten werden, dass es durch die Bewehrungseinlage zu einer stärkeren Verteilung der Bruchlinien gekommen ist. Größere Bereiche werden am Lastabtrag beteiligt. Es kann hier eher von einem Bruchbereich ausgegangen werden. Bis zu dem Zeitpunkt kam es noch zu keinem direkten Versagen in Form eines deutlich messbaren Kraftabfalls. Allerdings flacht sich der Verlauf der Kraft-Verformungskurve rel. stark ab.

In der Folge steigt die Lastaufnahme noch leicht bis zu ihrem globalen Maximalwert von 7,35 kN/m² an. Die Verformung beträgt da bereits rund 28 mm. Kurz danach kommt es zum Verbundversagen, begleitet von einem sehr deutlichen Kraftabfall und einem Bruchgeräusch. Bild 402 auf Seite 480 stellt den Zustand bei der Verformung von 25 mm kurz vor dem Bruch dar. Der Verlauf der Bruchlinien folgt dabei im Wesentlichen den vordefinierten Schwachstellen im Mauerwerk, d. h. den unvermörtelten Stoßfugen sowie den zugehörigen Lagerfugen. Der Risswinkel beträgt im unteren Wandbereich ca. 60° in Richtung der eingespannten Seite (Wandfuß). Im oberen Wandbereich beträgt der Risswinkel ca. 45°. Insgesamt stellt sich hier ein annähernd ideal, theoretisches Bruchbild an der Wand ein.

Nach dem Bruch bei 28 mm kann die Tragfähigkeit nicht mehr wesentlich erhöht werden und verläuft auch unter noch zunehmender Verformung bei einem Wert von rund 5,4 kN/m².

Abschließend wird der Zustand bei einer Verformung von 50 mm dargestellt (Bild 405 und Bild 406). Das prinzipielle Verhalten der Versuchswand hat sich weiter fortgesetzt. Das Maximum der Verformung liegt auf einer Höhe von 2 m. Es ist eine Vielzahl von Bruchlinien feststellbar, welche tendenziell vom horizontalen Hauptriss aus in Richtung der Ecken verlaufen. Dazu passend stellen sich auch die Verformungen u sowie v dar. Der abschließende Verformungszustand wird auf dem Bild 197 dargestellt. Es lassen sich der verformte Endzustand sowie die entstandenen Bruchflächen gut erkennen. Die Randanschlüsse haben optimal funktioniert.

Bei einer Verformung von rund 50 mm in z-Richtung wurde der Versuch (wie alle anderen Luftkissenversuche) abgebrochen, da ein vollständiges Versagen der Versuchswand ab diesem Zeitpunkt zunehmend wahrscheinlicher wurde und eine in sich zusammenstürzende Wand lediglich den Versuchsaufbau beschädigt hätte. Weitere Erkenntnisse waren nicht zu erwarten. Die Maximaltragfähigkeit wurde erreicht. Die Versuchswand wurde also bis über die Grenze ihrer Tragfähigkeit hinaus belastet und in den Bruchzustand hineingeführt.

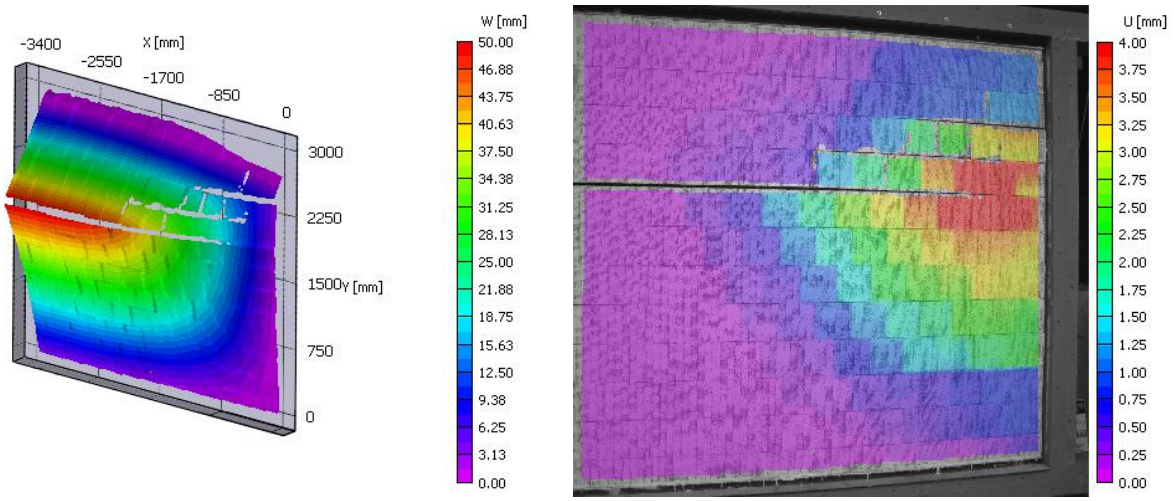


Bild 197 Verformung und Bruchflächen bei 50 mm Verformung (Versuch 7)

Nach Abschluss des Versuchs wurde die anliegende Kraft auf null zurück gefahren. Damit einhergehend kam es zur nahezu vollständigen Rückverformung der Versuchswand. Dies war bei allen untersuchten Versuchsaufbauten der Fall. Das Eigengewicht der Bruchflächen übt einen, der Verformung entgegengesetzten, Druck aus und strebt danach, sich in die Ausgangsposition zurück zu verformen. Dies gelingt nahezu vollständig. Es verbleibt eine geringe Verformung von wenigen Millimetern in z-Richtung. Bei dem vorliegenden Versuch 7 wurde exemplarisch auch dieser Abschlusszustand nach Rückverformung mittels Bildkorellation dokumentiert. Das Bild 198 stellt diesen Zustand dar. Rechts wird der geometrische Endzustand gezeigt, links ist erkennbar, dass die verbleibende Verformung im Vergleich zum Ausgangszustand gerade noch 4,7 mm beträgt.

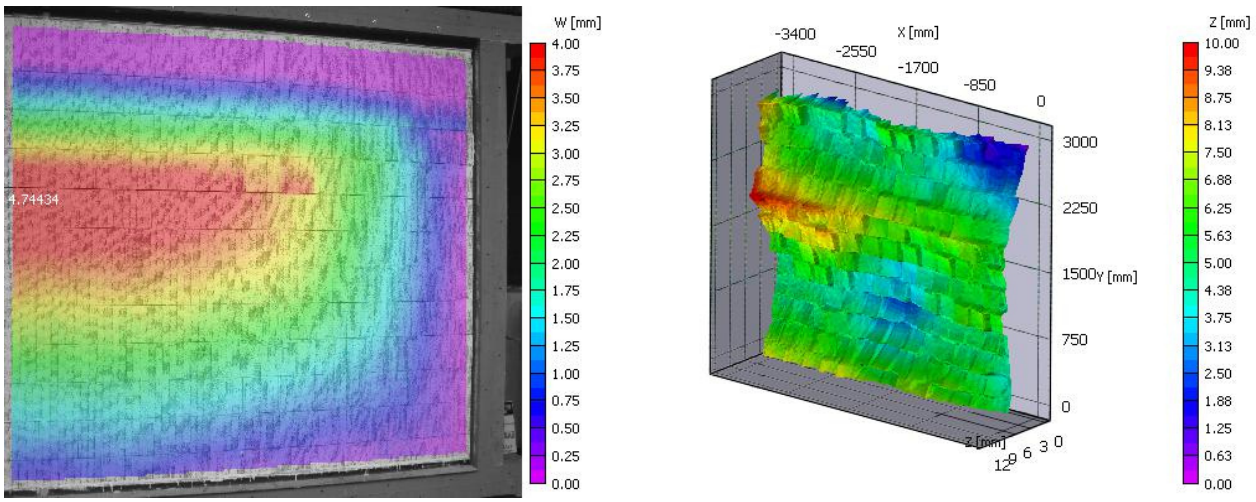


Bild 198 Endzustand Versuch 7, links w, rechts Z

Das folgende Bild 199 zeigt den vollständigen Versuchsverlauf als Kraft-Verformungskurve.

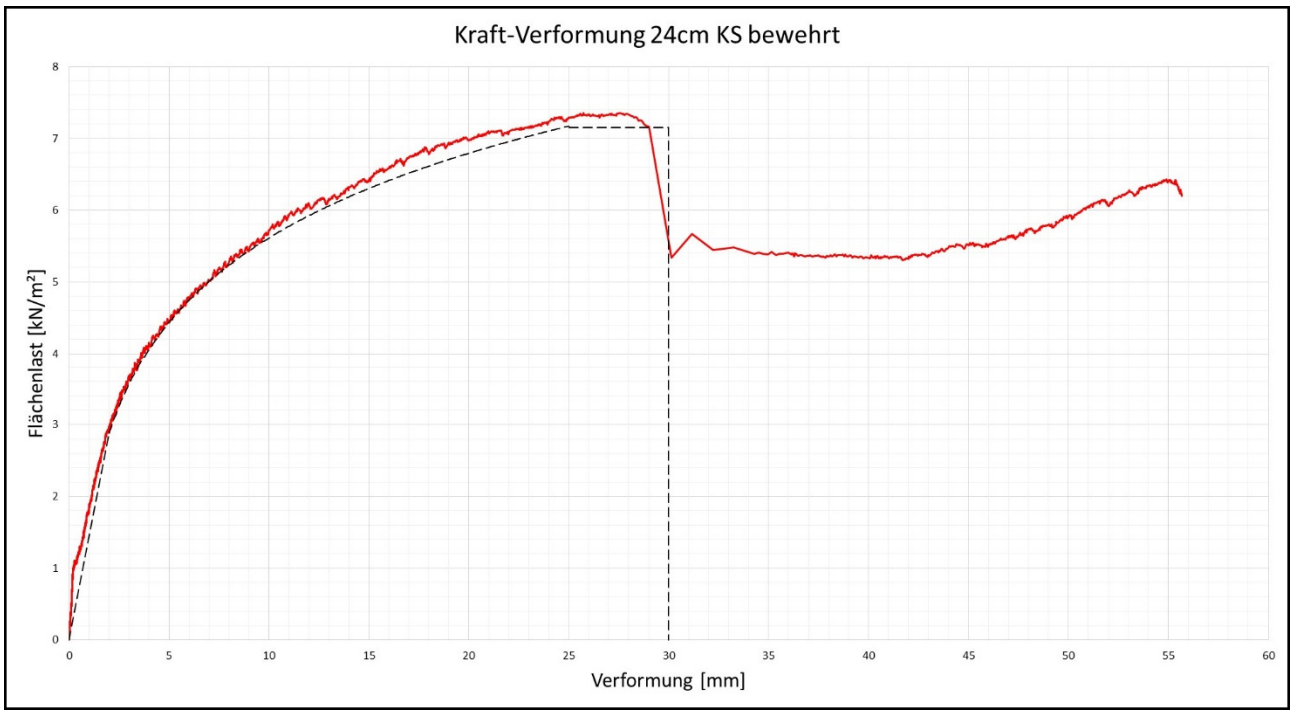


Bild 199 Kraft-Verformungsverlauf Großversuch 7, KS 24 cm bewehrt

Es gibt einen zunächst steilen Anstieg bis ca. 1,0 kN/m². An der Stelle kam es bereits zum Haftzugversagen der 8. Lagerfuge, ohne einem deutlichen Kraftabfall. Dafür sind Ausführungsdefizite innerhalb der 8. Lagerfuge die wahrscheinlichste Erklärung. Grundsätzlich hätte sich eher ein Startbild

wie bei Versuch 6 ergeben müssen. Für den Versuch selbst spielt dieser Umstand aber eine unwesentliche Rolle, da ohnehin die Öffnung der Lagerfuge stattfinden musste, um überhaupt die horizontale Biegetragfähigkeit der Wand zu aktivieren. Danach setzt sich die Kurve etwas flacher fort und beschreibt einen relativ stetigen Verlauf mit kontinuierlich abnehmendem Anstieg. Bis zu einer Last von 7,35 kN/m² wird diesem Verlauf gefolgt. Danach kommt es zur abrupten Versagenserscheinung und deutlichem Kraftabfall. Das Versagen erfolgte auf Grund von Verbundauflösung zwischen den Materialien. Der Verlauf stabilisiert sich anschließend bei rund 5,4 kN/m², kann aber im Folgenden nur noch unwesentlich an Tragkraft zulegen.

Für die weiteren charakteristischen Betrachtungen kann für den vorliegenden Versuch von dem auf Bild 199 dargestellten, idealisierten Verlauf für die Kraft-Verformungskurve ausgegangen werden. Dieser Verlauf beschreibt das tatsächliche Verhalten in sehr guter Näherung. Es wurde für den idealisierten Verlauf eine ln-Funktion angesetzt. Dabei verläuft die Funktion regelmäßig unterhalb der Hochpunkte des Versuchsverlaufs.

Die Verlaufsfunktion des Biegetragverhaltens der Versuchswand (B) in Abhängigkeit von der Verformung (u) wird durch folgende Glg. (87) beschrieben:

$$B = \begin{pmatrix} 1{,}45 \cdot u & \text{für } 0\ mm \leq u \leq 2\ mm \\ 1{,}7 \cdot \ln(u) + 1{,}7 & \text{für } 2\ mm < u \leq 25\ mm \\ 7{,}15 & \text{für } 25\ mm < u \leq 30\ mm \end{pmatrix} \quad (87) \quad .$$

5.5.4.3 Ergebnisse aus Rückbau von Versuch 7

Nach Abschluss der Versuchsdurchführung wurde die Versuchswand lagenweise rückgebaut, um weitere mögliche Erkenntnisse aus dem Versuch gewinnen zu können. Der Rückbau gestaltete sich allerdings durch das noch zum Großteil fest eingebettete Textil sehr schwierig. Das Bild 200 zeigt einige Darstellungen des ungestörten Verbunds, welcher bis auf wenige Ausnahmen an den Lagerfugen der Versuchswand festzustellen war.



Bild 200 Einbettung des Textils nach Rückbau Versuch 7

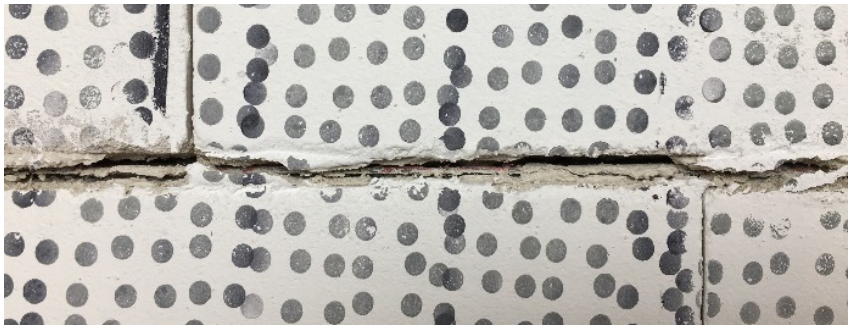


Bild 201 Verbundauflösungen in Lagerfugen des Versuchsaufbaus 7

Lokal waren aber auch Stellen festzustellen, an welchen der Verbund zwischen Mörtel, Textil und Stein zerstört wurde, wie es auf Bild 201 dargestellt ist. Solche Verbundzerstörungen wurden vor allem in Zonen der höher beanspruchten Wandbereiche angetroffen, d. h. im Wesentlichen dort, wo eine stark ausgeprägte Bruchlinie festzustellen war. In Bereichen mit großräumigerer Verteilung der Bruchlinien war dagegen keine Verbundauflösung feststellbar. Auch innerhalb der eigentlichen Bruchflächen waren keine Verbundauflösungen erkennbar.

Bezüglich der seitlichen Verankerung stellt sich wie schon beim Versuch ohne textile Einlage ein sehr gutes Gesamtbild dar. Das folgende Bild 202 zeigt die seitliche Mauerwerksverankerung nach Versuchsrückbau.



Bild 202 Verankerung Versuch 7 nach Rückbau

Es zeigt sich, dass die Maueranker starken Kräften ausgesetzt waren, welche zu deutlichen Deformationen am Ankerkopf geführt haben. Durch das sich am Auflager verdrehende Mauerwerk mussten die Maueranker dieser Verdrehung folgen und wurden auf Grund der Behinderung innerhalb der Schiene einer Verformung unterzogen. Es handelt sich dabei lediglich um Deformationen (Verdrehungen). Die Anker verfügen noch über ihre volle Tragfähigkeit. Ebenfalls feststellbar ist, dass die Anker noch immer voll in die Mörtelmatrix eingebunden sind. Die Übergreifung von Textil und Maueranker hat gut die Funktion erfüllt. Somit verfügt diese Stein-Anker-Mörtel-Textil-Kombination über ein gutes Verbundverhalten. Die Schiene selbst wurde an keiner Stelle in Mitleidenschaft gezogen. Es waren keine Deformationen oder Beschädigungen feststellbar.

Bezüglich des restlichen Aufbaus konnten keine weiteren besonderen Erkenntnisse gewonnen werden. Die Kalksandsteine versagten, insoweit nachvollziehbar, an keiner Stelle auf Druck.

5.5.4.4 Nachrechnung von Versuch 7

Zwecks Überprüfung von Theorie und Versuch soll im Folgenden die Berechnung der Biegetragfähigkeit für textilbewehrtes Mauerwerk mit aktuell verfügbaren Nachweismöglichkeiten aus DIN EN 1996-1-1 [1], ergänzt um den im Abschnitt 6 entwickelten Ansatz für textilbewehrtes Mauerwerk, dargestellt werden. Relevante Rechenwerte werden aus Anhang 16.1, Anhang 16.2, Anhang 16.4, Anhang 16.8 und Anhang 16.9 entnommen. Die Nachrechnung basiert auf charakteristischen Werten.

Es handelt sich um ein textilbewehrtes Mauerwerk (SG 025) aus Kalksandsteinen KSL12 (250 x 240 x 250), vermauert mit Dünnbettmörtel, ohne Stoßfugenvermörtelung. Da jede Lagerfuge bewehrt ausgeführt wurde, kann auf Grund der Steinhöhe von 25 cm mit 4 bewehrten Lagerfugen je Meter gerechnet werden. Das Textil wurde mit einem nur geringen Randabstand von 5 mm in den Lagerfugen verlegt.

Der Wert für f_{xk1} wird direkt nach DIN EN 1996-1-1 [1] angesetzt. Dieser beträgt für den vorliegenden Fall 0,20 N/mm² (Tabelle 2 Abschnitt 3.3.6.1). Nach nationalem Anhang darf dieser Wert in Deutschland allerdings nicht verwendet werden. Eine Ausnahme gilt nur, wenn die Wände aus Planelementen bestehen und nur durch zeitweise einwirkende Lasten rechtwinklig zur Oberfläche beansprucht werden (z. B. durch Wind).

Der für eine textile Lagerfugenbewehrung angepasste, charakteristische Wert der Biegefestigkeit mit Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen $f_{xk2,app}$ wurde aus der Tabelle 108 (Anhang 16.9) entnommen. Die dort dargestellten Werte basieren auf den durchgeführten Kleinversuchen und wurden anhand der im Abschnitt 6 hergeleiteten Gleichungen berechnet.

Insgesamt lassen sich damit die folgenden Eingangsparameter festhalten:

- f_{st} 15 N/mm² mittlere Mindestdruckfestigkeit Stein
- f_{xk1} 0,20 N/mm² ch. Biegefestigkeit (vertikal)
- $f_{xk2,app}$ 0,68 N/mm² angepasste ch. Biegefestigkeit (horizontal)
- h 3 m Wandhöhe
- l 6 m Wandlänge
- t 240 mm Wanddicke
- l_{ol} 125 mm Überbindemaß
- h_u 250 mm Steinhöhe

Das elastische Widerstandsmoment je Höhen- / Längeneinheit der Wand (Z) ergibt sich zu:

$$Z = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{1 \cdot 0{,}24^2}{6} = 0{,}0096\ m^3/m$$

Der Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes ergibt sich aus Glg. (29):

$$M_{Rki} = f_{xki} \cdot Z \tag{29}$$

$$M_{Rk1} = 200\ kN/m^2 \cdot 0{,}0096\ m^3/m = 1{,}92\ kNm\ /m$$

$$M_{Rk2} = 680\ kN/m^2 \cdot 0{,}0096\ m^3/m = 6{,}53\ kNm\ /m$$

Das Verhältnis der Biegefestigkeiten des Mauerwerks senkrecht zueinander ergibt sich nach Gleichung (34) zu:

$$\mu = {f_{xk1}}\Big/{f_{xk2,app}} = {0{,}20}/{0{,}68} = 0{,}294 \tag{34}$$

Bei dem Versuchsaufbau kann grundsätzlich davon ausgegangen werden, dass alle Ränder frei drehbar gelagert sind. Eine eventuell vorhandene (Teil-) Einspannung am Wandfuß wird auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt. Da bei dem Versuch vollständig auf Auflasten verzichtet wird, müsste sich die (Teil-) Einspannung rein auf Grund des Eigengewichtes der Wand einstellen. Mit h / l = 3m / 6m = 0,5 und μ = 0,3 kann aus Tabelle 84 (Fall E, Anhang 16.2) der Wert von 0,038 für den Momentenbeiwert α_2 abgelesen werden.

Der Momentenbeiwert α_1 ergibt sich damit gem. Glg. (33) zu:

$$\alpha_1 = \alpha_2 \cdot \mu = 0{,}038 \cdot 0{,}294 = 0{,}0112 \tag{33}$$

Die Versuchswand des hier nachzurechnenden Versuches konnte einer relevanten Flächenlast von 6,1 kN/m² widerstehen (siehe Glg. (88), Abschnitt 5.5.5). Daher wird diese Referenzlast für die Berechnung herangezogen.

M_{Ek1} und M_{Ek2} werden mit Gleichung (31) und Gleichung (32) berechnet:

$$M_{Ek1} = \alpha_1 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 = 0{,}0112 \cdot 6{,}1 \cdot 6^2 = 2{,}46\ kNm\ /m \quad (31)$$

$$M_{Ek2} = \alpha_2 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 = 0{,}0380 \cdot 6{,}1 \cdot 6^2 = 8{,}35\ kNm\ /m \quad (32)$$

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss Glg. (28) erfüllt sein:

$$M_{Ek} \leq M_{Rk} \quad (28)$$

$$\frac{M_{Ek1}}{M_{Rk1}} = \frac{2{,}46}{1{,}92} = 1{,}28 = \frac{M_{Ek2}}{M_{Rk2}} = \frac{8{,}35}{6{,}53}$$

Die maximal rechnerische Flächenlast lässt sich über die umgestellte Gleichung (31), unter Ansatz des aufnehmbaren Momentes, berechnen. Sie liegt bei rund 4,75 kN/m², was einer rechnerisch annähernden Verdopplung gegenüber dem unbewehrten Versuch entspricht:

$$M_{Ek1} = \alpha_1 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 \quad (31)$$

$$W_{Ed} = \frac{M_{Rk1}}{\alpha_1 \cdot l^2} = \frac{1{,}92}{0{,}0112 \cdot 6^2} = 4{,}75 \frac{kN}{m^2}$$

Das Ergebnis zeigt, dass der Versuchswert rund 28 % oberhalb des ch. berechneten, theoretischen Wertes liegt. Die Berechnung liegt damit auf der sicheren Seite. Die Abweichung von Theorie und Modell ist insgesamt als moderat zu bewerten. Ein möglicher Einflussparameter, auf Grund dessen die Bemessung abweicht, ist, dass es zu Kraftumlagerungen im Bereich der Druckzone kommt, die den Ansatz des Biegefestigkeitswertes für den Fall vermörtelter Stoßfugen erlauben würde. Es kommt zur Umverteilung der Kräfte in Bereiche, bei welchen eine ausreichende Druckzone vorhanden ist. Außerdem werden die Stoßfugen beim Übergang in den Zustand II zunehmend geschlossen. Dies wird umso eher erreicht, desto genauer auf lückenloses Verlegen der Mauersteine geachtet wird, was bei den Versuchsmauern der Fall war. Setzt man für $f_{xk2,app}$ den höheren Wert für vermörtelte Stoßfugenausführung von 0,92 N/mm² an, wird der folgende Ablauf erreicht:

$$M_{Rk1} = 200\ kN/m^2 \cdot 0{,}0096\ m^3/m = 1{,}92\ kNm\ /m \quad (29)$$

$$M_{Rk2} = 920\ kN/m^2 \cdot 0{,}0096\ m^3/m = 8{,}83\ kNm\ /m$$

$$\mu = {f_{xk1}}/{f_{xk2,app}} = {0{,}20}/{0{,}92} = 0{,}22 \quad (34)$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 \cdot \mu = 0{,}045 \cdot 0{,}22 = 0{,}0098 \quad (33)$$

$$M_{Ek1} = \alpha_1 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 = 0{,}0098 \cdot 6{,}1 \cdot 6^2 = 2{,}15\ kNm\ /m \quad (31)$$

$$M_{Ek2} = \alpha_2 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 = 0{,}0450 \cdot 6{,}1 \cdot 6^2 = 9{,}88\ kNm\ /m \quad (32)$$

$$\frac{M_{Ek1}}{M_{Rk1}} = \frac{2{,}15}{1{,}92} = 1{,}12 = \frac{M_{Ek2}}{M_{Rk2}} = \frac{9{,}88}{8{,}83} \quad (28)$$

Die maximal rechnerische Flächenlast lässt sich über die umgestellte Gleichung (31), unter Ansatz des aufnehmbaren Momentes, berechnen. Sie liegt bei rund 5,4 kN/m², was einer rechnerisch annähernden Verdopplung gegenüber dem unbewehrten Versuch entspricht:

$$M_{Ek1} = \alpha_1 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 \quad (31)$$

$$W_{Ed} = \frac{M_{Rk1}}{\alpha_1 \cdot l^2} = \frac{1{,}92}{0{,}0098 \cdot 6^2} = 5{,}4 \frac{kN}{m^2}$$

Das Ergebnis zeigt, dass der Versuchswert noch rund 12 % oberhalb des charakteristisch berechneten, theoretischen Wertes liegt. Die Berechnung liegt damit noch immer auf der sicheren Seite und der Ansatz der Biegefestigkeit für vermörtelte Stoßfugen kann in Betracht gezogen werden. Die Abweichung von Theorie und Modell ist insgesamt nur noch als gering zu bewerten.

Damit kann festgestellt werden, dass die hier verwendete, theoretische Berechnung in guter Näherung die Realität abbildet und für einen Nachweis mit Bemessungswerten angewendet werden kann. Die Sicherheiten sind dabei hoch, da die charakteristische Bemessung noch immer deutlich unterhalb der im Versuch erreichten Werte liegt. Wobei der gewählte Ansatz von 6,1 kN/m² immer noch deutlich unterhalb der tatsächlich erreichten Tragfähigkeitswerte gelegen ist. Mit Ansatz von Bemessungswerten ergibt sich damit ein Nachweis, für den die Versagenswahrscheinlichkeit gegen null geht.

5.5.4.5 Zusammenfassung Versuch 7

Zusammenfassend lässt sich für Versuch 7 festhalten:

- Ab einer Lasteinwirkung von 2,75 kN/m² kommt es zu relevanten Verformungen.
- Es wird ein Maximalwert von 7,35 kN/m² bei einer Verformung von 28 mm erreicht.
- Die maximal rechnerische Flächenlast liegt bei rund 4,75 kN/m², was einer rechnerisch annähernden Verdopplung gegenüber dem unbewehrten Versuch entspricht.
- Die wesentliche Lastaufnahme erfolgt im Bereich der Bruchlinien, wo eine ausreichende Verformung anliegt, um die Biegetragwiderstände des Materials zu aktivieren.
- Der Verlauf der Bruchlinien folgt den vordefinierten Schwachstellen im Mauerwerk aus unvermörtelten Stoßfugen sowie den zugehörigen Lagerfugen. Es ergibt sich eine treppenartige Bruchlinie, beginnend am horizontalen Hauptriss grob in Richtung der Wandecken hinein verlaufend.
- Durch die Bewehrungseinlage kommt es zu einer stärkeren Verteilung der Bruchlinien. Es werden größere Bereiche am Lastabtrag beteiligt.
- Es lagen insgesamt gute Verbundbedingungen Mörtel-Textil-Stein an der Versuchswand vor. Lokal waren aber auch Stellen festzustellen, an welchen der Verbund zerstört wurde. Solche Verbundauflösungen wurden vor allem in Zonen der höher beanspruchten Wandbereiche angetroffen, d. h. im Wesentlichen dort, wo eine stark ausgeprägte Bruchlinie festzustellen war.
- Mit Kraftentlastung kommt es zur nahezu vollständigen Rückverformung der Versuchswand. Das Eigengewicht der Bruchflächen übt eine der Verformung entgegengesetzte Kraft aus und strebt danach, sich in die Ausgangsposition zurück zu verformen.
- Die seitlichen Anschlüsse durch die HALFEN-Maueranker funktionieren sehr gut. Alle anliegenden Querkräfte sowie Zugkräfte wurden aufgenommen und es kam zu keinen Verschiebungen der seitlichen Auflager.
- Der Versuchswert liegt rund 28 % oberhalb des charakteristischen Rechenwertes. Die Berechnung liegt damit auf der sicheren Seite. Hinsichtlich des Maximalwertes liegt die Sicherheit sogar bei 55 %.
- Ein möglicher Einflussparameter, auf Grund dessen die Bemessung abweicht, ist, dass es zu Kraftumlagerungen im Bereich der Druckzone kommt, die den Ansatz des Biegefestigkeitswertes für den Fall vermörtelter Stoßfugen erlauben würde. Es kommt zur Umverteilung der Kräfte in Bereiche, bei welchen eine ausreichende Druckzone vorhanden ist. Außerdem werden die Stoßfugen beim Übergang in den Zustand II zunehmend geschlossen. Der Versuchswert liegt dann rund 12 % oberhalb des charakteristischen

Rechenwertes. Die Berechnung liegt damit noch immer auf der sicheren Seite. Hinsichtlich des Maximalwertes liegt die Sicherheit noch bei 35 %.

- Insgesamt kann festgestellt werden, dass die hier verwendete theoretische Berechnung in guter Näherung die Realität abbildet und für einen Nachweis mit Bemessungswerten angewendet werden kann. Die Sicherheiten sind dabei sehr hoch, da die charakteristische Bemessung noch immer deutlich unterhalb der im Versuch erreichten Werte liegt. Unter Nutzung von Bemessungswerten für Einwirkungen und Widerstände ist daher das Versagen einer so nachgewiesenen Wand ausgeschlossen.

5.5.5 Auswertung der Verankerung

Die Eignung der seitlichen Verankerung mittels des HALFEN-Systems wurde grundsätzlich bei allen vier durchgeführten Luftkissenversuchen festgestellt. Es wurde dabei die Aufnahme der Querkräfte und im Fall der textilbewehrten Versuchswände auch die der Zugkräfte vollständig sichergestellt. Es zeigte sich, dass die Maueranker starken Kräften ausgesetzt waren, welche zu deutlichen Deformationen am Ankerkopf geführt haben. Durch das sich am Auflager verdrehende Mauerwerk mussten die Maueranker dieser Verdrehung folgen und wurden auf Grund der Behinderung innerhalb der Schiene einer Verformung unterzogen. Es handelt sich dabei lediglich um Deformationen (Verdrehungen). Die Anker verfügten noch über ihre volle Tragfähigkeit. Ebenfalls feststellbar war, dass die Anker noch immer voll in die Mörtelmatrix eingebunden waren. Die Übergreifung von Textil und Maueranker hat seine Funktion gut erfüllt. Somit verfügen die untersuchten Stein-Anker-Mörtel-Textil-Kombinationen über ein gutes Verbundverhalten. Die Schiene selbst wurde an keiner Stelle in Mitleidenschaft gezogen. Es waren keine Deformationen oder Beschädigungen feststellbar.

Die maximal eingetragene Flächenlast betrug dabei erwartungsgemäß nicht mehr als 10 kN/m², im globalen Maximalfall wurden 8,9 kN/m² gemessen. Ausgehend davon, dass auf Grund der maximalen Biegetragfähigkeit mit einer charakteristischen Flächenlast von rund 6 kN/m² für den untersuchten Fall ausgegangen werden muss, kann die zu verwendende Ankeranzahl dementsprechend angepasst werden.

Die dafür anliegenden Querkräfte lassen sich mit Hilfe der Tafeln in Anhang 16.3 ermitteln. Bei dem Versuchsaufbau kann grundsätzlich davon ausgegangen werden, dass alle Ränder frei drehbar gelagert sind (Fall 1b in Anhang 16.3). Eine eventuell vorhandene (Teil-) Einspannung am Wandfuß wird auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt. Da bei dem Versuch vollständig auf Auflasten verzichtet wird, müsste sich die (Teil-) Einspannung rein auf Grund des Eigengewichtes der Wand einstellen. Für die seitliche Auflagerkraft wird nicht der punktuelle Spitzenwert angesetzt, sondern vereinfacht ein verschmierter Wert von 80 % des Spitzenwertes.

$$V_{k,oben} = V_{k,unten} = 0{,}5 \cdot F_d \cdot h = 0{,}5 \cdot 6 \cdot 3 = 9{,}0\ kN/m$$

$$V_{k,Seite} = 0{,}5 \cdot F_d \cdot h \cdot 0{,}8 = 0{,}5 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 0{,}8 = 7{,}2\ kN/m$$

$$F_k = V_k \cdot 1{,}4 + N_{Ed} \geq 0{,}5 \cdot V_{Ed} \qquad (21)$$

$$F_k = 7{,}2 \cdot 1{,}4 = 10{,}1\ kN/m > 3{,}6\ kN/m = 0{,}5 \cdot V_{Ed}$$

Die oberen und unteren Querkräfte wurden zuverlässig durch die angeschraubten Winkel aufgenommen. Die seitlichen Quer- sowie die Zugkräfte müssen dagegen durch das Verankerungssystem aufgenommen werden. Geht man von den Werten aus der Zulassung aus, ergibt sich auf Grund von Querkraft eine Ankeranzahl von 7,2 / 1,4 = 5,1 Stück/m und auf Grund von Zugkraft eine Ankeranzahl von 10,1 / 2,5 = 4 Stück/m. Geht man dagegen von den vermutlich realistischeren Werten aus, ergibt sich auf Grund von Querkraft eine Ankeranzahl von 7,2 / 4 = 1,8 Stück/m und auf Grund von Zugkraft eine Ankeranzahl von 10,1 / 3 = 3,4 Stück/m.

Für den Fall wäre es daher charakteristisch hinreichend, mit einer Ankerzahl von 4 Stück/m zu arbeiten, vorausgesetzt, die günstigen, realistischeren Werte können bestätigt werden. In dem Fall müsste nur noch eine Reihe Verankerungsschienen vorgesehen werden.

Da die hinreichende Querkrafttragfähigkeit des Verankerungssystems grundsätzlich nachwiesen wurde, stellt das System durchaus eine Alternative für den oberen Wandanschluss bei Ausfachungswänden dar. Die Anker könnten dafür regelmäßig innerhalb der Stoßfugen angeordnet und vermörtelt werden. So würde z. B. im Fall von Kalksandsteinen alle 25 cm ein Anker oder ein Ankerpaar angeordnet werden, um die angreifenden Querkräfte aufzunehmen. Für den Anschluss der Anker müsste eine Ankerschiene im Bereich des Wandkopfes angebracht bzw. einbetoniert werden. Diese Vorgehensweise wäre auch bei den eingeschränkten Platzverhältnissen der letzten Steinschicht problemlos möglich. Für den hier vorliegenden Fall einer maximal angreifenden Flächenlast von 6,0 kN/m² ergibt sich eine angemessene Ankeranzahl zur Aufnahme der entsprechenden Querkräfte. Geht man von den Werten aus der Zulassung aus, ergibt sich eine Ankeranzahl von 9,0 / 1,4 = 6,4 Stück/m. Geht man dagegen von den vermutlich realistischeren Werten aus, ergibt sich eine Ankeranzahl von 9,0 / 4 = 2,3 Stück/m.

Damit eine sinnvolle Anwendung dieser Verankerung möglich ist, muss allerdings noch eine normierte Überprüfung der tatsächlichen Tragfähigkeit für den vorgesehenen Fall erfolgen. Die Anwendung der bisher angegebenen Bemessungswerte würde sonst zu unwirtschaftlicher Nutzung führen. Es müssten Kleinversuchsreihen durchgeführt werden, die dem tatsächlichen Anwendungsfall entsprechen. Dies wäre der Fall einer Einarbeitung der Anker längs der Lagerfuge, mit einem nur geringen Abstand der Wand zur Ankerschiene. Diese Versuche müssten in hinreichender Anzahl für unterschiedliche Materialkombinationen geplant sein. Anhand der Versuchsergebnisse können Bemessungswerte definiert und zur Verfügung gestellt werden. Anhand der hier durchgeführten Großversuche lässt sich nur die prinzipielle Wirksamkeit des Verankerungssystems bestätigen. Die Versuche waren auf die genaue Bestimmung der Biegetragfähigkeit der Versuchswand ausgelegt. Die seitliche Verankerung konnte somit nicht in den Bruchzustand hineingeführt werden.

5.5.6 Vergleich der Versuche

Das Bild 203 zeigt die Kraft-Verformungsverläufe der Versuche 6 und 7.

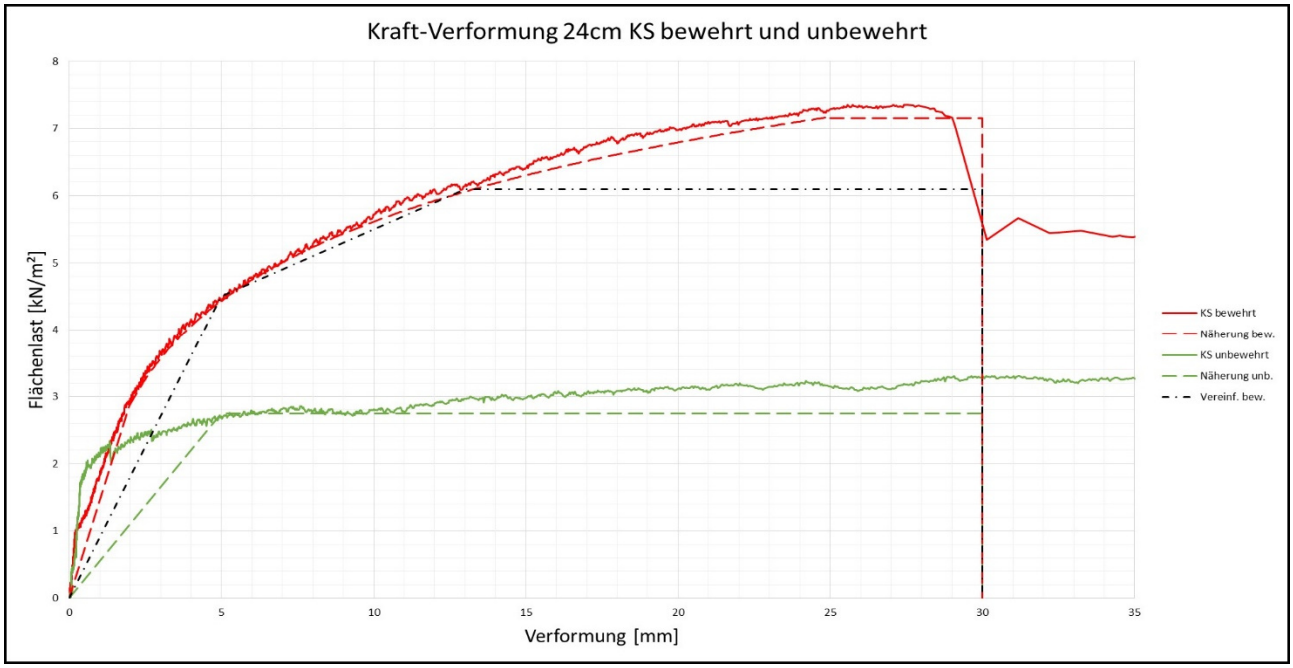


Bild 203 Kraft-Verformungsverlauf, KS 24 cm, bewehrt und unbewehrt

Die Verlaufsfunktion des Biegetragverhaltens der Versuchswand 6 in Abhängigkeit von der Verformung (u) wird durch folgende Glg. (86) beschrieben:

$$B_6 = \begin{pmatrix} 0{,}55 \cdot u & \text{für } 0\ mm \leq u \leq 5\ mm \\ 2{,}75 & \text{für } 5\ mm < u \leq 30\ mm \end{pmatrix} \quad (86)$$

Die Verlaufsfunktion des Biegetragverhaltens der Versuchswand 7 in Abhängigkeit von der Verformung (u) wird durch folgende Glg. (87) beschrieben:

$$B_7 = \begin{pmatrix} 1{,}45 \cdot u & \text{für } 0\ mm \leq u \leq 2\ mm \\ 1{,}7 \cdot \ln(u) + 1{,}7 & \text{für } 2\ mm < u \leq 25\ mm \\ 7{,}15 & \text{für } 25\ mm < u \leq 30\ mm \end{pmatrix} \quad (87)$$

Die Kraft-Verformungskurven der beiden Versuche verlaufen zu Beginn relativ gleich, erst ab einer Verformung von rund 1,5 mm bei einer Kraft von rund 2,2 kN/m² trennen sich die Verläufe. Die textile Bewehrung entfaltet erst mit zunehmender Verformung ihre volle Wirksamkeit, wodurch deutlich größere Kräfte aufgenommen werden können und die Kraft-Verformungskurve weiter ansteigt (mit abnehmendem Anstieg). Der Verlauf für den unbewehrten Versuch geht ab dem Moment in den horizontal verlaufenden Ast über. Es liegen keine weiteren Tragreserven vor.

Da die genaue Beschreibung für den textilbewehrten Versuch 7 als ln-Funktion (Glg. (87)) etwas unhandlich ist, wird eine weitere Vereinfachung in Form einer trilinearen Funktion (88) eingeführt:

$$B_7 = \begin{pmatrix} 0{,}9 \cdot u & \text{für } 0\ mm \leq u \leq 5\ mm \\ 0{,}20 \cdot \mathrm{u} + 3{,}50 & \text{für } 5\ mm < u \leq 13\ mm \\ 6{,}10 & \text{für } 13\ mm < u \leq 30\ mm \end{pmatrix} \quad (88) \quad .$$

Die folgende Tabelle 48 wertet beide Versuche über die Funktionen (87) und (88) für den relevanten Bereich bis 15 mm Verformung aus und vergleicht die erreichbaren Lastaufnahmefähigkeiten für eine jeweilige Verformung. Anhand der ansetzbaren Verläufe ergibt sich für den ersten Bereich bis 5 mm Verformung eine Erhöhung für den textilbewehrten Fall von rund 64 %. Danach kommt für den unbewehrten Versuch keine weitere Traglasterhöhung hinzu und der prozentuale Abstand zwischen bewehrtem und unbewehrtem Versuch steigt kontinuierlich weiter an. Bis zur Verformung von rund 13 mm wird so ein prozentualer Abstand von rund 120 % erreicht.

Tabelle 48 Prozentualer Vergleich der Lastaufnahmefähigkeit V6 und V7

Verf. [mm]	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***	***10***	***11***	***12***	***13***	***14***	***15***
V 6 [kN/m²]	0,6	1,1	1,7	2,2	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8
V 7 [kN/m²]	0,9	1,8	2,7	3,6	4,5	4,7	4,9	5,1	5,3	5,5	5,7	5,9	6,1	6,1	6,1
Erhöhung [%]	64	64	64	64	64	71	78	85	93	100	107	115	122	122	122

Mit dem maximal erreichbaren Abstand von 120 % zeigt sich, dass die unter 5.3.1.15 errechneten Tragfähigkeitserhöhungen (~ 1000 %) für den einaxialen Fall nicht unmittelbar auch für den zweiaxialen Fall gelten können. Hier spielt die Biegetragfähigkeit in vertikaler Richtung, insbesondere bei langen Spannweiten der Wände, weiterhin eine entscheidende Rolle. Hier gilt es daher nach wie vor, alle verfügbaren Kapazitäten, welche die vertikale Biegetragfähigkeit verbessern, vorzusehen und rechnerisch anzusetzen.

Insgesamt konnte aber mehr als eine Verdopplung der Tragfähigkeit durch die textile Einlage erreicht werden – dies gerade für den Fall ohne Auflasten. Insofern zusätzlich noch geringe Auflasten hinzu treten, können hohe Tragfähigkeiten der Wände erwartet werden.

5.5.7 Zusammenfassung der Luftkissenversuche

Die wesentlichen Ergebnisse aus allen durchgeführten Versuchen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Ab einer Lasteinwirkung von 2,0 kN/m² kommt es bei unbewehrten Wänden zu relevanten Verformungen (~ 2 mm). Für textilbewehrte Versuche liegt der Wert bei 2,5 kN/m².
- Es zeigt sich ein zweiachsiger Lastabtrag an den Versuchswänden. Die wesentliche Lastaufnahme erfolgt im Bereich der Bruchlinien, wo eine ausreichende Verformung anliegt, um die Biegetragwiderstände des Materials zu aktivieren.
- Die eingelegte textile Bewehrung sorgt für eine großflächigere Verteilung der Bruchlinien. Es kann dabei eher von Bruchbereichen ausgegangen werden.
- Rissbildungen erfolgen meist in Fugenbereichen (Stoß- und Lagerfugen). Bei den Versuchen mit Kalksandsteinen wurden ausschließlich solche Rissbilder festgestellt.
- Es lagen gute Verbundbedingungen Mörtel-Textil-Stein an den Versuchswänden vor. Lokal waren aber auch Stellen festzustellen, an welchen der Verbund zerstört wurde. Solche Verbundauflösungen wurden vor allem in Zonen der höher beanspruchten Wandbereiche angetroffen, d. h. im Wesentlichen dort wo eine stark ausgeprägte Bruchlinie lag.
- Die Übergreifung von Textil und Maueranker hat seine Funktion erfüllt. Somit verfügen die untersuchten Stein-Anker-Mörtel-Textil-Kombinationen über gutes Verbundverhalten.
- Der Einfluss der Stoßfugenvermörtelung wird mit zunehmender Verformung geringer. Es kommt zur Umverteilung der Kräfte in Bereiche, bei welchen eine ausreichende Druckzone vorhanden ist. Außerdem werden die Stoßfugen beim Übergang in den Zustand II zunehmend geschlossen. Wesentlicher Einflussparameter ist dabei die Genauigkeit der Ausführung. Es ist erforderlich, die Mauersteine maximal anliegend zu verlegen und keine unnötigen Lücken einzubauen.
- Die prinzipielle Eignung der seitlichen Verankerung mittels des HALFEN-Systems wurde festgestellt. Es wurde dabei die Aufnahme der Querkräfte und im Fall der textilbewehrten Versuchswände auch die der Zugkräfte vollständig sichergestellt. Eine Anwendung des Systems für den vorliegenden Fall bedarf allerdings noch der Verifizierung durch Kleinversuche hinsichtlich belastbarer Bemessungswerte.
- Da für das HALFEN-System eine hinreichende Querkrafttragfähigkeit grundsätzlich nachgewiesen wurde, stellt das System auch eine Alternative für den oberen Wandanschluss bei Ausfachungswänden dar. Die Anker könnten dafür regelmäßig innerhalb der Stoßfugen angeordnet und vermörtelt werden. Damit ließe sich ein relativ einfacher Anschluss des Wandkopfes auch unter geringen Platzverhältnissen sicherstellen.
- Die Kraft-Verformungskurven der unbewehrten und textilbewehrten Versuche verlaufen zu Beginn relativ gleich, erst ab einer Verformung von rund 2 mm trennen sich die Verläufe deutlich. Die textile Bewehrung entfaltet erst mit zunehmender Verformung ihre volle Wirksamkeit, wodurch in der Folge deutlich größere Kräfte aufgenommen werden können.
- Die Kraft-Verformungskurven der unbewehrten Versuche verlaufen annähernd gleich. Einem relativ steilen Anstieg folgt ein zügiger Übergang in den horizontalen Verlauf. Die erreichte Tragkraft ist bei beiden Versuchen ebenfalls annähernd gleich hoch. Die Biegetragfähigkeit bleibt über einen längeren Zeitraum konstant. Versagt ein lokal besonders stark belasteter Bereich, kommt es zunächst zu einem Kraftabfall sowie einer stärkeren Verformung. Danach wird die Tragfunktion von einem bis zu dem Zeitpunkt noch geringer belasteten Bereich übernommen. Anschließend kann sich eine in etwa wieder gleich hohe Kraft aufbauen, bis auch dieser Bereich versagt.

- Mit Kraftentlastung kommt es zur nahezu vollständigen Rückverformung der Versuchswände. Das Eigengewicht der Bruchflächen übt eine der Verformung entgegengesetzte Kraft aus und strebt danach, sich in die Ausgangsposition zurück zu verformen.
- Die Biegetragfähigkeit in vertikaler Richtung spielt weiterhin eine entscheidende Rolle. Hier gilt es daher nach wie vor, alle verfügbaren Kapazitäten, welche die vertikale Biegetragfähigkeit verbessern, vorzusehen und rechnerisch anzusetzen.
- Insgesamt konnte etwas mehr als eine Verdopplung der Tragfähigkeit durch die textile Einlage erreicht werden. – dies gerade für den Fall ohne Auflasten. Insofern zusätzlich noch Auflasten hinzu treten, können noch höhere Tragfähigkeiten der Wände erreicht werden.
- Die Berechnung der Biegetragfähigkeit mittels Biegemomentkoeffiziententabellen nach DIN EN 1996-1-1 [1] liefert gut angenäherte, auf der sicheren Seite liegende Werte und kann für die Bemessung herangezogen werden. Die Sicherheiten sind dabei sehr hoch, da die charakteristische Bemessung noch immer deutlich unterhalb der im Versuch erreichten Werte liegt. Unter Nutzung von Bemessungswerten für Einwirkungen und Widerstände ist daher das Versagen einer so nachgewiesenen Wand ausgeschlossen.

5.6 Versuchsbegleitende Prüfungen / Untersuchungen

5.6.1 Steinabmessungen

Die Bestimmung der Steinmaße ist in DIN EN 772-16 [31] geregelt. Es ist dafür eine Mindestanzahl von sechs Probekörpern erforderlich. Die Maße sind möglichst genau (Messschieber) mit einer Fehlertoleranz von 0,1 mm zu bestimmen. Das Bild 204 zeigt die für den vorliegenden Fall zu verwendenden Messstellen. Zusätzlich zu den dargestellten Abmessungen wurden die Tiefe sowie der Lochdurchmesser von nicht vollständig durch den Mauerstein hindurchgehenden Löchern bestimmt.

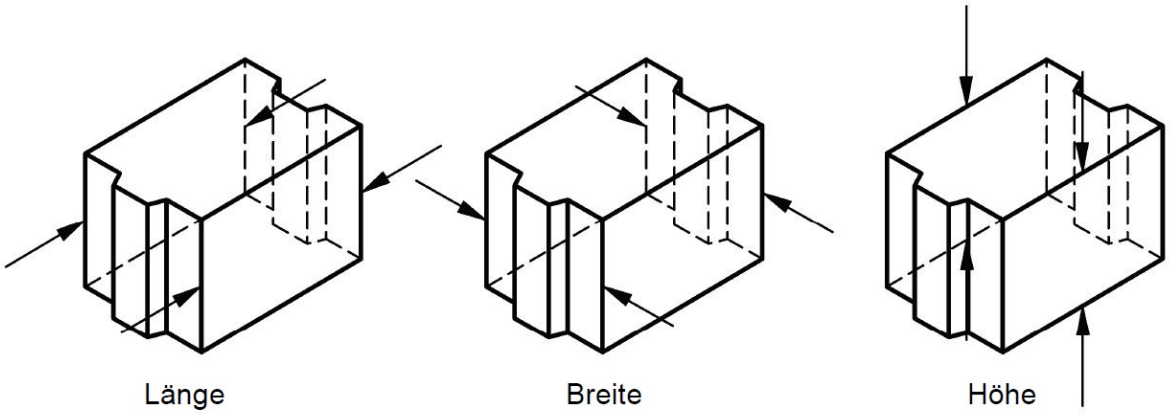


Bild 204 Messstellen für Steinabmessungen (aus [31])

5.6.1.1 Steinabmessungen Kalksandsteine

Die Tabelle 49 zeigt die ermittelten Abmessungen für die KS-Kimmsteine 248x300x125 20-2. Diese Steinart wurde für alle Kleinversuche mit Kalksandstein genutzt. Die Steine weisen nicht durchgehende Grifflöcher auf der Steinoberseite auf. Zur Bestimmung der horizontalen Druckfestigkeit wurden Nut und Feder der Steine abgesägt. Weiterhin wurde die Oberfläche abgeschliffen. Die nach dem Säge- bzw. Schleifvorgang ermittelten Abmessungen sind in der Tabelle 50 dargestellt.

Tabelle 49 Abmessungen KS-Kimmsteine 248x300x125 20-2 [mm]

Nr.	Länge			Breite			Höhe			Loch-tiefe	Loch-Ø
	1	2	ø	1	2	ø	1	2	ø		
1	250,0	249,0	249,5	300,0	301,0	300,5	125,0	126,0	125,5	55,0	35,0
2	250,0	250,0	250,0	301,0	299,0	300,0	125,0	125,0	125,0	56,0	35,5
3	251,0	250,0	250,5	300,0	301,0	300,5	126,0	125,0	125,5	55,5	36,0
4	251,0	250,0	250,5	300,0	301,0	300,5	125,0	124,0	124,5	56,0	35,0
5	249,0	250,0	249,5	299,0	301,0	300,0	124,0	124,0	124,0	55,5	36,5
6	250,0	249,0	249,5	300,0	300,0	300,0	124,0	124,0	124,0	56,0	35,5

Tabelle 50 Abmessungen KS-Kimmst. 248x300x125 20-2, gesägt, hor. Druckfestigkeit [mm]

Nr.	Länge			Breite			Höhe			Loch-tiefe	Loch-Ø
	1	2	ø	1	2	ø	1	2	ø		
1	238,0	237,5	237,8	301,0	300,0	300,5	126,0	125,0	125,5	55,5	36,0
2	236,8	237,0	236,9	301,0	299,0	300,0	125,0	125,0	125,0	56,0	35,0
3	237,3	236,9	237,1	300,0	300,0	300,0	124,0	124,0	124,0	55,5	36,5
4	239,5	239,2	239,4	301,0	300,0	300,5	124,0	124,0	124,0	55,5	35,0
5	238,5	238,2	238,4	299,0	301,0	300,0	125,0	126,0	125,5	56,0	35,5
6	237,6	237,2	237,4	301,0	300,0	300,5	124,0	125,0	124,5	55,5	36,0

Zur Herstellung der KS-Mauerwerkswand für den Großversuchsaufbau 1 (Erddruckversuch) wurden großformatige KS-R-P 248x365x248 20-2 genutzt, deren ermittelte Abmessungen sind in Tabelle 51 angegeben. Die Steine weisen nicht durchgehende Grifflöcher auf der Steinoberseite auf.

Tabelle 51 Abmessungen KS-R-P 248x365x248 20-2 [mm]

Nr.	Länge			Breite			Höhe			Loch-tiefe	Loch-Ø
	1	2	ø	1	2	ø	1	2	ø		
1	251,0	250,0	250,5	365,1	365,0	365,5	249,0	249,0	249,0	75,0	35,0
2	251,0	250,0	250,5	365,0	365,0	365,0	248,5	248,5	248,5	75,5	36,5
3	249,0	250,0	249,5	365,0	365,0	365,0	248,5	248,5	248,5	74,5	36,5
4	250,0	249,0	249,5	364,0	365,0	364,5	249,5	248,5	249,0	75,0	36,0
5	250,0	250,0	250,0	365,0	365,0	365,0	248,0	249,0	248,5	75,0	35,5
6	251,0	250,0	250,5	365,0	361,0	365,5	248,0	249,0	248,5	75,5	36,0

Zur Herstellung der Kalksandstein-Mauerwerkswände für die Großversuchsaufbauten 2 und 3 (Erddruckversuche) wurden großformatige KS-L-R-P 248x175x248 12-1.6 genutzt, deren ermittelte Abmessungen sind in Tabelle 52 angegeben. Die Steine weisen zwei durchgehende Grifflöcher auf (Durchmesser 44 mm). Außerdem gibt es auf der Steinunterseite 7 (1 x groß, 6 x klein) nicht durchgehende Löcher zur Gewichtsreduzierung. Zur Bestimmung der horizont. Druckfestigkeit wurden Nut und Feder der Steine abgesägt, weiterhin wurde die Oberfläche abgeschliffen (Tabelle 53).

Tabelle 52 Abmessungen KS-L-R-P 248x175x248 12-1.6 [mm]

Nr.	Länge			Breite			Höhe			Loch-tiefe groß	Loch-ø groß	Loch-tiefe klein	Loch-ø klein
	1	2	ø	1	2	ø	1	2	ø				
1	248,5	248,9	248,7	175,5	175,3	175,4	248,1	247,8	248,0	235,5	50,0	240,0	43,5
2	248,2	248,4	248,3	175,4	175,5	175,5	247,6	247,6	247,6	236,0	50,0	239,5	45,5
3	249,0	249,1	249,1	175,3	175,6	175,5	248,2	248,7	248,5	235,5	50,5	239,5	44,0
4	249,1	248,8	249,0	175,3	175,1	175,2	249,0	249,3	249,2	235,0	50,5	240,0	43,0
5	248,6	248,2	248,4	176,4	176,1	176,3	247,6	247,9	247,8	235,0	50,0	240,5	43,5
6	248,1	248,2	248,2	175,4	175,2	175,3	248,5	247,7	248,1	235,0	50,0	240,0	44,0

Tabelle 53 Abmessungen KS-L-R-P 248x175x248 12-1.6 gesägt, hor. Druckfestigkeit [mm]

Nr.	Länge			Breite			Höhe			Loch-tiefe groß	Loch-ø groß	Loch-tiefe klein	Loch-ø klein
	1	2	ø	1	2	ø	1	2	ø				
1	235,1	234,9	235,0	175,4	175,5	175,5	247,6	247,6	247,6	235,0	50,0	240,5	43,5
2	235,0	235,0	235,0	175,3	175,6	175,5	249,0	249,3	249,2	235,0	50,0	240,0	44,0
3	234,8	234,9	234,9	175,3	175,1	175,2	247,6	247,9	247,8	235,0	50,5	240,0	43,0
4	235,1	235,0	235,1	176,4	176,1	176,3	249,0	249,3	249,2	235,0	50,0	240,5	43,5
5	235,0	235,0	235,0	175,4	175,5	175,5	247,6	247,6	247,6	236,0	50,0	239,5	45,5
6	234,8	234,9	234,9	175,3	175,1	175,2	248,2	248,7	248,5	235,5	50,5	239,5	44,0

Zur Herstellung der Kalksandstein-Mauerwerkswände für die Großversuchsaufbauten 6 und 7 (Airbagversuche) wurden großformatige KS-L-R-P 248x240x248 12-1.4 genutzt, deren ermittelte Abmessungen sind in Tabelle 54 angegeben. Die Steine weisen ein durchgehendes Griffloch auf (Durchmesser 50 mm). Außerdem gibt es auf der Steinunterseite 7 (5 x groß, 2 x klein) nicht durchgehende Löcher zur Gewichtsreduzierung. Zur Bestimmung der horizontalen Druckfestigkeit wurden Nut und Feder der Steine abgesägt. Weiterhin wurde die Oberfläche abgeschliffen. Die nach dem Säge- bzw. Schleifvorgang ermittelten Abmessungen sind in der Tabelle 55 dargestellt.

Tabelle 54 Abmessungen KS-L-R-P 248x240x248 12-1.4 [mm]

Nr.	Länge			Breite			Höhe			Loch-tiefe groß	Loch-ø groß	Loch-tiefe klein	Loch-ø klein
	1	2	ø	1	2	ø	1	2	ø				
1	249,2	248,3	248,8	240,2	239,4	239,8	248,0	248,0	248,0	231,0	50,0	235,0	37,0
2	248,2	249,0	248,6	239,0	239,1	239,1	249,3	248,2	248,8	230,5	50,0	235,0	36,5
3	249,0	248,8	248,9	239,1	239,8	239,5	248,2	249,0	248,6	230,5	50,5	234,5	36,5
4	248,3	248,2	248,3	240,0	239,2	239,6	248,0	248,1	248,1	230,5	50,5	235,0	36,0
5	248,9	249,0	249,0	239,8	239,2	239,5	248,0	248,0	248,0	231,0	50,5	235,0	37,0
6	249,0	249,0	249,0	240,0	239,8	239,9	248,3	248,1	248,2	230,0	50,0	234,5	36,5

Tabelle 55 Abmessungen KS-L-R-P 248x240x248 12-1.4 gesägt, hor. Druckfestigkeit [mm]

Nr.	Länge			Breite			Höhe			Loch-tiefe groß	Loch-ø groß	Loch-tiefe klein	Loch-ø klein
	1	2	ø	1	2	ø	1	2	ø				
1	234,8	234,9	234,9	239,0	239,1	239,1	248,0	248,0	248,0	230,5	50,0	235,0	36,5
2	235,1	235,0	235,1	239,1	239,8	239,5	248,3	248,1	248,2	230,5	50,5	234,5	36,5
3	235,0	235,0	235,0	239,8	239,2	239,5	248,0	248,0	248,0	230,5	50,5	235,0	36,0
4	235,1	235,0	235,1	240,0	239,8	239,9	248,3	248,1	248,2	231,0	50,5	235,0	37,0
5	235,0	235,0	235,0	239,8	239,2	239,5	248,2	249,0	248,6	230,5	50,0	235,0	36,5
6	234,8	234,9	234,9	240,0	239,8	239,9	248,0	248,1	248,1	230,5	50,5	234,5	36,5

5.6.1.2 Steinabmessungen Porenbetonsteine

Für die Kleinversuche mit Porenbeton wurde PP4 499x365x249 4-0.50 genutzt. Abweichende Formate mussten aus dem Grundformat gesägt werden. Die ermittelten Abmessungen der grundformatigen Steine werden in Tabelle 56 dargestellt. Für die Herstellung der Biegebalken wurden die Steine in halber Höhe gesägt. Es ergaben sich die in Tabelle 57 dargestellten Abmessungen. Zur Prüfung der vertikalen Druckfestigkeit wurden die Steine auf halbe Länge gesägt. Die sich ergebenden Abmessungen werden in Tabelle 58 dargestellt. Die darauf folgende Tabelle 59 zeigt die Abmessungen der Prüfsteine für die horizontale Druckfestigkeit. Dafür wurden Nut, Feder und Grifflöcher abgesägt. Die Porenbetonsteine weisen keine nicht durchgehenden Löcher auf.

Tabelle 56 Abmessungen PP4 499x365x249 4-0.50 [mm]

Nr.	Länge			Breite			Höhe		
	1	2	ø	1	2	ø	1	2	ø
1	498,5	499,5	499,0	364,0	365,0	364,5	247,0	248,0	247,5
2	499,0	500,0	499,5	364,0	366,0	365,0	248,0	248,0	248,0
3	499,0	499,0	499,0	364,0	365,0	364,5	247,0	247,0	247,0
4	499,5	498,5	499,0	364,0	364,0	364,0	250,0	248,0	249,0
5	500,0	498,0	499,0	362,0	364,0	363,0	250,0	248,0	249,0
6	498,5	499,5	499,0	364,0	362,0	363,0	248,0	244,0	246,0

Tabelle 57 Abmessungen halbhoch gesägte PP4 499x365x249 4-0.50 [mm]

Nr.	Länge			Breite			Höhe		
	1	2	ø	1	2	ø	1	2	ø
1	499,5	498,5	499,0	364,0	365,0	364,5	122,0	122,0	122,0
2	500,0	498,0	499,0	364,0	366,0	365,0	122,5	122,5	122,5
3	499,5	498,5	499,0	364,0	364,0	364,0	122,0	122,0	122,0
4	500,0	498,0	499,0	362,0	364,0	363,0	123,5	122,5	123,0
5	498,5	499,5	499,0	364,0	365,0	364,5	123,5	122,5	123,0
6	499,0	500,0	499,5	364,0	366,0	365,0	122,5	120,5	121,5

Tabelle 58 Steinabmessungen PP4 499x365x249 4-0.50 für vertikale Druckfestigkeit [mm]

Nr.	Länge			Breite			Höhe		
	1	2	ø	1	2	ø	1	2	ø
1	250,0	248,0	249,0	362,0	364,0	363,0	248,0	248,0	248,0
2	247,0	246,0	246,5	364,0	365,0	364,5	242,0	245,0	243,5
3	244,0	246,0	245,0	363,0	365,0	364,0	243,0	247,0	245,0
4	246,0	248,0	247,0	364,0	362,0	363,0	246,0	247,0	246,5
5	246,0	245,0	245,5	364,0	366,0	365,0	248,0	244,0	246,0
6	244,0	246,0	245,0	364,0	365,0	364,5	248,0	246,0	247,0

Tabelle 59 Steinabmessungen PP4 499x365x249 4-0.50 für horizontale Druckfestigkeit [mm]

Nr.	Länge			Breite			Höhe		
	1	2	ø	1	2	ø	1	2	ø
1	283,0	284,0	283,5	363,0	364,0	363,5	249,0	247,0	248,0
2	283,0	285,0	284,0	364,0	365,0	364,5	250,0	248,0	249,0
3	284,0	283,0	283,5	364,0	365,0	364,5	248,0	249,0	248,5
4	285,0	282,0	283,5	362,0	362,0	362,0	247,0	247,0	247,0
5	287,0	285,0	286,0	362,0	364,0	363,0	248,0	248,0	248,0
6	280,0	280,0	280,0	364,0	364,0	364,0	247,0	248,0	247,5

Zur Herstellung der Porenbeton-Mauerwerkswände für die Großversuchsaufbauten 4 und 5 (Erddruckversuche) wurden großformatige PP4 599x175x249 4-0.50 genutzt. Deren ermittelte Abmessungen sind in Tabelle 60 angegeben. Die Steine weisen keine nicht durchgehenden Grifflöcher auf. Zur Bestimmung der Druckfestigkeit wurden die Steine gesägt und geschliffen. Für die Bestimmung der vertikalen Druckfestigkeit wurden die Steine halbiert (Tabelle 61). Für die Bestimmung der horizontalen Druckfestigkeit wurden die Steine halbiert und Grifflöcher abgeschnitten, abschließend wurden die Seiten geschliffen (Tabelle 62).

Tabelle 60 Steinabmessungen PP4 599x175x249 4-0.50 [mm]

Nr.	Länge			Breite			Höhe		
	1	2	ø	1	2	ø	1	2	ø
1	599,2	598,1	598,7	175,0	175,1	175,1	250,7	250,9	250,8
2	598,3	598,8	598,6	174,2	174,0	174,1	250,2	249,3	249,8
3	599,8	600,6	600,2	174,8	175,0	174,9	250,0	250,2	250,1
4	598,2	598,7	598,5	175,0	175,0	175,0	249,8	250,0	249,9
5	599,0	599,7	599,4	175,1	175,0	175,1	248,2	248,8	248,5
6	599,8	599,2	599,5	174,3	174,8	174,6	249,8	249,7	249,8

Tabelle 61 Steinabmessungen PP4 599x175x249 4-0.50 für vertikale Druckfestigkeit [mm]

Nr.	Länge			Breite			Höhe		
	1	2	ø	1	2	ø	1	2	ø
1	297,4	297,6	297,5	174,2	174,0	174,1	249,8	250,0	249,9
2	297,0	297,1	297,1	174,8	175,0	174,9	248,2	248,8	248,5
3	301,2	301,0	301,1	175,0	175,0	175,0	248,2	248,8	248,5
4	294,6	294,4	294,5	175,0	175,1	175,1	249,8	249,7	249,8
5	298,0	298,0	298,0	174,2	174,0	174,1	250,2	249,3	249,8
6	297,3	297,2	297,3	175,0	175,0	175,0	250,0	250,2	250,1

Tabelle 62 Steinabmessungen PP4 599x175x249 4-0.50 für horizontale Druckfestigkeit [mm]

Nr.	Länge			Breite			Höhe		
	1	2	ø	1	2	ø	1	2	ø
1	200,1	200,0	200,1	174,2	174,0	174,1	248,2	248,8	248,5
2	199,8	199,8	199,8	175,0	175,0	175,0	249,8	249,7	249,8
3	201,1	201,2	201,2	174,2	174,0	174,1	249,8	249,7	249,8
4	199,7	199,8	199,8	175,0	175,0	175,0	249,8	249,7	249,8
5	201,4	201,2	201,3	175,0	175,0	175,0	248,2	248,8	248,5
6	200,4	200,4	200,4	174,2	174,0	174,1	250,2	249,3	249,8

5.6.1.3 Steinabmessungen Hochlochziegel

Für die Versuche mit Hochlochziegeln wurde nur der von Werk aus auf halbe Höhe gesägte EDER XP 10 10DF 200x365x249 10-0,7 genutzt. Die Tabelle 63 und Tabelle 64 zeigen die ermittelten Abmessungen. Zur Ermittlung der horizontalen Steindruckfestigkeit mussten die Hochlochziegel abgeglichen werden. Die sich ergebenden Abmessungen sind in Tabelle 65 dargestellt.

Tabelle 63 Steinabmessungen Hochlochziegel 1 [mm]

Nr.	Länge			Breite			Höhe		
	1	2	ø	1	2	ø	1	2	ø
1	202,6	203,1	202,9	367,0	366,0	366,5	121,6	121,1	121,3
2	202,8	202,3	202,6	365,0	364,0	364,5	120,8	121,0	120,9
3	201,8	202,6	202,2	367,0	366,0	366,5	121,7	121,8	121,8
4	203,0	202,8	202,9	368,0	366,0	367,0	122,2	123,0	122,6
5	202,9	202,8	202,8	367,0	366,0	366,5	123,6	123,6	123,6
6	202,9	202,9	202,9	368,0	366,0	367,0	122,4	122,8	122,6

Tabelle 64 Steinabmessungen Hochlochziegel 2 [mm]

Nr.	Außenwand				Stege				Mindest-Stegdickensumme	
	1	2	3	ø	1	2	3	ø	Sichtfläche	Stirnfläche
1	8,3	8,1	6,3	7,6	3,0	4,0	4,0	3,7	131,0	26,8
2	8,8	7,7	9,9	8,8	4,0	4,3	4,2	4,1	130,3	27,3
3	7,9	7,0	8,1	7,7	3,9	3,8	3,8	3,8	130,9	26,8
4	6,4	8,0	8,1	7,5	3,9	3,2	4,8	4,0	132,1	26,8
5	7,9	9,1	6,8	7,9	3,9	3,2	4,8	4,0	132,1	27,8
6	8,6	7,4	9,2	8,4	3,6	4,1	3,6	3,8	131,2	26,5

Bei HLz ist zusätzlich die Mindest-Stegdickensumme von Sichtfläche zu Sichtfläche sowie von Stirnfläche zu Stirnfläche zu bestimmen. Außerdem ist die Dicke der Außenwandungen und Stege an drei verschiedenen Stellen je Stein zu ermitteln. Bild 205 zeigt das Messprinzip der Stegdickensummen.

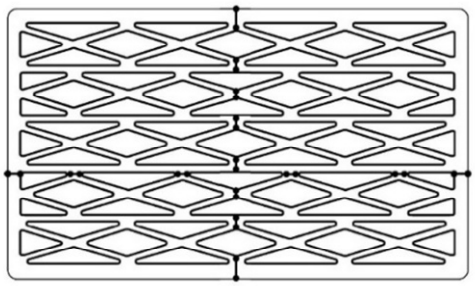


Bild 205 Prinzip Mindest-Stegdickensumme (aus [31])

Tabelle 65 Abmessungen HLz für horizontale Druckfestigkeit [mm]

Nr.	Länge			Breite			Höhe		
	1	2	ø	1	2	ø	1	2	ø
1	209,5	210,5	210,0	368,0	366,0	367,0	120,8	121,0	120,9
2	211,5	212,5	212,0	367,0	366,0	366,5	121,7	121,8	121,8
3	211,0	211,0	211,0	368,0	366,0	367,0	122,2	123,0	122,6
4	210,0	209,0	209,5	367,0	366,0	366,5	123,6	123,6	123,6
5	211,0	211,0	211,0	367,0	366,0	366,5	121,6	121,1	121,3
6	210,0	209,0	209,5	368,0	366,0	367,0	120,8	121,0	120,9

5.6.2 Steindruckfestigkeitsversuche

5.6.2.1 Versuchsaufbau Steindruckfestigkeitsversuche

Das Prüfverfahren zur Bestimmung der Steindruckfestigkeiten von Mauersteinen ist in der DIN EN 772-1: 2011-07: Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 1: Bestimmung der Steindruckfestigkeit [28] geregelt. Steindruckversuche wurden in der auf Bild 206 dargestellten WPM-Maschine im Otto-Mohr-Labor durchgeführt.



Bild 206 WPM-Prüfmaschine für Steindruckversuche

5.6.2.2 Versuchsprogramm Steindruckfestigkeitsversuche

Die folgende Tabelle 66 und Tabelle 67 zeigen alle durchgeführten Steindruckversuche, die dafür erforderliche Konditionierung, Oberflächenbehandlung, Prüfkörperabmessungen (l/b/h [mm]), Prüfgeschwindigkeit [(N/mm²)/s], Formfaktor (d) und Äquivalenzfaktor.

Tabelle 66 *Versuchsprogramm der Steindruckfestigkeitsversuche (Kleinversuche)*

Nr.	***Versuch Geschw.***	***Stein***	***Konditionierung Abmessungen***	***Behandlung Oberfläche***	***A [mm²]***	***d***	***Äquivalenz-faktor (ÄF)***
1	D1-Vertikal v = 0,3	KS	Ofentrocken 250/300/125	-	75000	0,85	0,8
2	D1-Horizontal v = 0,3	KS	Ofentrocken 125/300/240	Sägen Schleifen	37500	1,40	0,8
3	D2-Vertikal v = 0,05	HLz	Lufttrocken 200/365/123	Schleifen	73000	0,90	1,0
4	D2-Horizontal v = 0,05	HLz	Lufttrocken 123/365/210	Abgleichen	44895	1,30	1,0
5	D3-Vertikal v = 0,05	PB	6% Feuchte 248/365/248	-	90520	1,15	1,0
6	D3-Horizontal v = 0,05	PB	6% Feuchte 248/365/285	Sägen Schleifen	90520	1,15	1,0

Tabelle 67 Versuchsprogramm der Steindruckfestigkeitsversuche (Großversuche)

Nr.	Versuch Geschw.	Stein	Konditionierung Abmessungen	Behandlung Oberfläche	A [mm²]	d	Äquivalenz-faktor (ÄF)
7	D4-Vertikal v = 0,3	KS	Ofentrocken 240/250/250	-	60000	1,15	0,8
8	D4-Horizontal v = 0,3	KS	Ofentrocken 240/250/235	Sägen Schleifen	60000	1,15	0,8
9	D5-Vertikal v = 0,3	KS	Ofentrocken 175/250/250	-	43750	1,30	0,8
10	D5-Horizontal v = 0,3	KS	Ofentrocken 175/250/235	Sägen Schleifen	43750	1,30	0,8
11	D7-Vertikal v = 0,05	PB	6% Feuchte 175/300/250	Sägen	52500	1,30	1,0
12	D7-Horizontal v = 0,05	PB	6% Feuchte 175/250/200	Sägen Schleifen	43750	1,20	1,0

5.6.2.3 Prüfkörperherstellung Steindruckfestigkeitsversuche

Die Prüfkörperherstellung beschränkte sich im Wesentlichen auf die Herstellung einer ebenen Oberfläche der Steine, damit die Druckplatten der Prüfmaschine ordnungsgemäß anliegen. Bei den Prüfkörpern für die vertikale Druckrichtung wurden nur die HLz einer leichten Ebenschleifung der relevanten Oberflächen unterzogen. Bei KS und PB war kein Schleifen erforderlich. Da alle untersuchten Steine in Wandlängsrichtung Nut und Feder aufweisen, war für die relevante horizontale Steindruckfestigkeit erhöhter Aufwand für die Prüfkörperherstellung erforderlich. Von den KS-Steinen wurden Nut und Feder abgesägt und die Oberflächen anschließend abgeschliffen (Bild 207, links). Das Gleiche wurde für die PB-Prüfkörper (Bild 207, Mitte) durchgeführt. Die HLz konnten auf Grund der Steggeometrie nicht gesägt werden. Darum war das Abgleichen beider relevanten Steinoberflächen (mit Pagel TF 10) erforderlich (Bild 207, rechts).

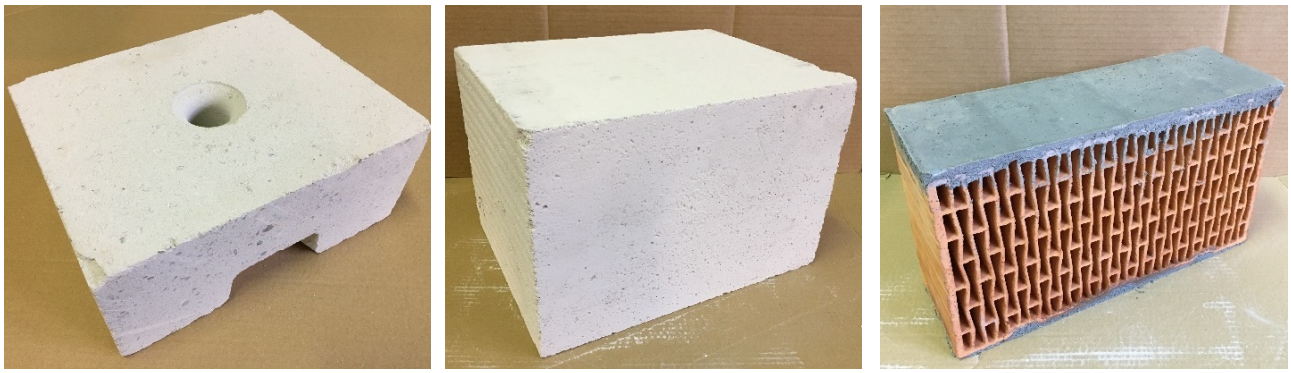


Bild 207 Prüfkörper für horizontale Steindruckfestigkeit (Beispiele)

5.6.2.4 Konditionierung der Steindruckprüfkörper

Kalksandsteinprobekörper: Die Prüfkörper wurden bei 105 °C im Trocknungsofen bis zur Massekonstanz getrocknet. Die Massekonstanz wurde erreicht, als bei den Probekörpern bei zwei aufeinanderfolgenden Wägungen mit mindestens 24 Stunden Abstand der Masseverlust zwischen den Wägungen weniger als 0,2 % der Gesamtmasse betrug (vgl. [28]). Die Probekörper wurden vor

der Prüfung wieder auf Umgebungstemperatur abkühlen gelassen. Die Protokolle der Konditionierung werden im Anhang 16.13 dargestellt.

Hochlochziegelprobekörper: Die Prüfkörper wurden mindestens 14 Tage im Labor bei mehr als 15 °C und einer Luftfeuchtigkeit kleiner als 65 % gelagert (vgl. [28]). Bei den abschließenden, aufeinanderfolgenden Wägungen im Abstand von 24 Stunden betrug der Masseverlust der Steine gerade ~ 0,03 %, womit die Masse-konstanz erreicht wurde.

Porenbetonprobekörper: Die Prüfkörper sind auf einen Feuchtegehalt von 6 % (± 2 %) Masseanteil einzustellen (vgl. [28]). Dafür wurde ein Referenzprobekörper bis zur Massekonstanz bei 105 °C im Trocknungsofen getrocknet. Die ermittelte Trockenrohdichte (ρ_d) für den Porenbeton betrug 0,4714 g/cm³. Die Probekörper wurden mehrere Wochen unter Laborbedingungen trocken gelagert und vor der Prüfung einer Wägung unterzogen. Anhand der theoretischen Trockenmasse und der bestimmten realen Masse wurde abschließend der Feuchtegehalt der Prüfkörper bestimmt. Da alle Prüfkörper einen Feuchtegehalt zwischen 6,5 und 7,0 % aufwiesen, erfüllten alle die Bedingung. Die Protokolle der Konditionierung werden im Anhang 16.13 dargestellt.

5.6.2.5 Ergebnisse der Steindruckfestigkeitsversuche

Die Druckfestigkeit ergibt sich gem. Glg. (89) als Quotient aus Bruchlast und Prüfkörperfläche und ist als einfacher Mittelwert aus allen Versuchen in eine mittlere Druckfestigkeit umzurechnen:

$$f = {}^{F_{Bruch}}/_{A} \quad (89) \quad .$$

Die bei der Prüfung ermittelte mittlere Druckfestigkeit ($f_{p,\emptyset}$) ist in eine äquivalente Druckfestigkeit für den lufttrockenen Zustand umzurechnen. Die entsprechenden Äquivalenzfaktoren (ÄF) sind in Tabelle 66 angegeben. Um die normierte Druckfestigkeit f_b zu erhalten, wird die Druckfestigkeit der Mauersteine in lufttrockenem Zustand mit dem Formfaktor (d) multipliziert (Glg. (90)). Die Ergebnisse der Steindruckprüfungen lassen sich für die Steine der Kleinversuche aus der Tabelle 68 und für die Steine der Großversuche aus der Tabelle 69 entnehmen.

$$f_b = f_{p,\emptyset} \cdot d \cdot \text{ÄF} \quad (90) \quad .$$

Tabelle 68 Ergebnisse der Steindruckfestigkeitsversuche (Kleinversuche)

Nr.	Bruchlast / Druckfestigkeit						Ø	f_b
	[kN] / [N/mm²]							
1	3158,8	3406,8	3477,4	3294,0	3276,1	3210,3	3303,9	2246,7
	42,12	45,42	46,37	43,92	43,68	42,80	44,05	**29,96**
2	595,5	640,7	691,5	713,2	637,3	692,6	661,8	741,2
	15,88	17,09	18,44	19,02	16,99	18,47	17,65	**19,77**
3	734,2	716,5	673,2	769,1	791,6	780,6	744,2	669,8
	10,06	9,82	9,22	10,54	10,84	10,69	10,19	**9,18**
4	94,1	60,4	83,3	96,1	104,6	89,4	88,0	114,4
	2,10	1,35	1,86	2,14	2,33	1,99	1,96	**2,55**
5	403,1	395,0	384,4	370,7	377,9	388,9	386,7	444,7
	4,45	4,36	4,25	4,10	4,17	4,30	4,27	**4,91**
6	243,2	308,0	303,9	311,1	304,3	327,5	-	-
	3,74	3,40	3,36	3,44	3,36	3,62	3,49	**4,01**

Beim Versuch Nr. 6 wurde der Probekörper 1 kurz vor Versuchsbeginn beschädigt. Die beschädigte Stelle wurde abgesägt und es ergab sich damit eine zu den restlichen Versuchen abweichende Probekörperfläche von 65.000 mm². Das Ergebnis des Druckversuchs zeigt, dass der erzielte Wert der Druckspannungen für Probekörper 1 im nahen Bereich zu den restlichen Probekörpern der Versuchsreihe Nr. 6 liegt.

Kalksandsteinprobekörper (Nr. 1 und 2) KS-Kimmstein 248x300x125 20-2.0:

Der Kalksandstein wird mit einer Druckfestigkeitsklasse 20 angegeben. Damit muss er gemäß der Tabelle 77 in Abschnitt 3.3.8.1 eine mittlere Mindeststeindruckfestigkeit (f_{st}) von 25 N/mm² aufweisen. Dieser Mindestwert wurde durch die durchgeführten Versuche (~30 N/mm²) übertroffen und damit bestätigt. Die Werte beziehen sich dabei auf die vertikale Belastungsrichtung. Der ermittelte Wert für die hier besonders relevante horizontale Steindruckfestigkeit ($f_{st,h}$) beträgt dagegen 19,8 N/mm² und liegt damit rund 34 % unterhalb der vertikalen Belastungsrichtung.

Hochlochziegelprobekörper (3 und 4) EDER XP 10 10DF 200x365x249 10-0,7:

Der durch den Hersteller angegebene Wert für die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit liegt bei 2,4 N/mm². Der durch die durchgeführten Versuche (~9,2 N/mm²) ermittelte Wert der Steindruckfestigkeit passt zu dieser Angabe. Die Werte beziehen sich dabei auf die vertikale Belastungsrichtung. Der ermittelte Wert für die hier besonders relevante horizontale Steindruckfestigkeit ($f_{st,h}$) beträgt rund 2,6 N/mm² und liegt damit rund 72 % unterhalb der vertikalen Belastungsrichtung. Diese deutlich geringere Druckfestigkeit in horizontaler Richtung war auch zu erwarten, da die Stege in dieser Belastungsrichtung zwar durchgängig angeordnet sind (vgl. Bild 33) aber seitlich nicht stark ausgesteift werden.

Porenbetonprobekörper (Nr. 5 und 6) PP4 499x365x249 4-0.50:

Der Porenbetonstein wird mit einer Druckfestigkeitsklasse 4 angegeben. Damit muss er gemäß der Tabelle 77 in Abschnitt 3.3.8.1 eine mittlere Mindeststeindruckfestigkeit (f_{st}) von 5 N/mm² aufweisen. Dieser Mindestwert wurde durch die durchgeführten Versuche (~4,9 N/mm²) knapp bestätigt. Die Werte beziehen sich dabei auf die vertikale Belastungsrichtung. Der ermittelte Wert für die hier besonders relevante horizontale Steindruckfestigkeit ($f_{st,h}$) beträgt dagegen 4,0 N/mm² und liegt damit rund 18 % unterhalb der vertikalen Belastungsrichtung.

Tabelle 69 *Ergebnisse der Steindruckfestigkeitsversuche (Großversuche)*

Nr.	***Bruchlast / Druckfestigkeit***						***ø***	***f_b***
	[kN] / [N/mm²]							
7	1140,5	1181,0	1171,6	1188,5	1152,2	1178,9	1168,8	1075,3
	19,01	19,68	19,53	19,81	19,20	19,65	19,48	**17,92**
8	475,5	479,3	498,3	520,0	539,0	487,0	499,8	459,8
	7,93	7,99	8,30	8,67	8,98	8,12	8,33	**7,66**
9	720,0	756,0	682,6	693,9	726,4	704,2	713,8	742,4
	16,46	17,28	15,60	15,86	16,60	16,10	16,32	**16,97**
10	300,7	309,5	370,7	317,1	354,8	344,0	332,8	346,1
	6,87	7,08	8,47	7,25	8,11	7,86	7,61	**7,91**
11	234,8	227,2	224,8	222,4	238,4	242,2	231,6	301,1
	4,47	4,33	4,28	4,24	4,54	4,61	4,41	**5,74**
12	140,6	153,5	133,9	141,1	163,0	157,7	148,3	178,0
	3,21	3,51	3,06	3,23	3,72	3,60	3,39	**4,07**

Kalksandsteinprobekörper (Nr. 7 und 8) KS-L-R-P 248x240x248 12-1.4:

Der Kalksandstein wird mit einer Druckfestigkeitsklasse 12 angegeben. Damit muss er gemäß der Tabelle 77 in Abschnitt 3.3.8.1 eine mittlere Mindeststeindruckfestigkeit (f_{st}) von 15 N/mm² aufweisen. Dieser Mindestwert wurde durch die durchgeführten Versuche (17,9 N/mm²) übertroffen und damit bestätigt. Die Werte beziehen sich dabei auf die vertikale Belastungsrichtung. Der ermittelte Wert für die hier besonders relevante horizontale Steindruckfestigkeit ($f_{st,h}$) beträgt dagegen 7,7 N/mm² und liegt damit rund 57,2 % unterhalb der vertikalen Belastungsrichtung.

Kalksandsteinprobekörper (Nr. 9 und 10) KS-L-R-P 248x175x248 12-1.6:

Der Kalksandstein wird mit einer Druckfestigkeitsklasse 12 angegeben. Damit muss er gemäß der Tabelle 77 in Abschnitt 3.3.8.1 eine mittlere Mindeststeindruckfestigkeit (f_{st}) von 15 N/mm² aufweisen. Dieser Mindestwert wurde durch die durchgeführten Versuche (~17 N/mm²) übertroffen und damit bestätigt. Die Werte beziehen sich dabei auf die vertikale Belastungsrichtung. Der ermittelte Wert für die hier besonders relevante horizontale Steindruckfestigkeit ($f_{st,h}$) beträgt dagegen 7,9 N/mm² und liegt damit rund 53,4 % unterhalb der vertikalen Belastungsrichtung.

Porenbetonprobekörper (Nr. 11 und 12) PP4 599x175x249 4-0.50:

Der Porenbetonstein wird mit einer Druckfestigkeitsklasse 4 angegeben. Damit muss er gemäß der Tabelle 77 in Abschnitt 3.3.8.1 eine mittlere Mindeststeindruckfestigkeit (f_{st}) von 5 N/mm² aufweisen. Dieser Mindestwert wurde durch die durchgeführten Versuche (~5,7 N/mm²) bestätigt. Die Werte beziehen sich dabei auf die vertikale Belastungsrichtung. Der ermittelte Wert für die hier besonders relevante horizontale Steindruckfestigkeit ($f_{st,h}$) beträgt dagegen 4,1 N/mm² und liegt damit rund 29,1 % unterhalb der vertikalen Belastungsrichtung.

5.6.3 Mörtelversuche

Die Durchführung von Druckfestigkeits- und Biegezugfestigkeitsprüfungen für Mauermörtel ist in der DIN EN 1015-11: 2007-05: Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 11: Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel [37] geregelt. Dafür werden je Versuch 3 Probekörper 160/40/40 mm hergestellt und zunächst einer Biegezugprüfung unterzogen. Mit den sich ergebenden 6 Bruchstücken werden daraufhin Druckfestigkeitsprüfungen durchgeführt. Es wurden bei jeder Probekörperherstellung für Kleinversuche (Biegeversuche, Auszugversuche, Haftscherfestigkeitsversuche) Mörtelproben genommen und nach 28 Tagen geprüft. Die zusammengefassten Ergebnisse sind in Tabelle 70 und Tabelle 71 dargestellt. Die detaillierten geprüften Werte werden im Anhang 16.16 gezeigt.

Tabelle 70 Ergebnisse der Mörteldruckfestigkeitsprüfungen 28d

Nr.	***für Stein***	***Mörtel***	***Druckfestigkeit***					***ø***
			[N/mm²]					
1	KS	Silka DM	15,9	13,6	11,5	12,8	11,7	**13,10**
2	HLz	Maxit 900D DM	15,4	-	-	-	-	**15,40**
3	KS	Pagel TF10	77,7	76,0	-	-	-	**76,85**
4	PB	Ytong DM	12,7	13,5	-	-	-	**13,10**

Tabelle 71 Ergebnisse der Mörtelbiegezugfestigkeitsprüfungen 28d

Nr.	für Stein	Mörtel	Biegezugfestigkeit [N/mm²]					ø
1	KS	Silka DM	3,50	2,83	2,95	3,02	3,13	**3,09**
2	HLz	Maxit 900D DM	2,15	-	-	-	-	**2,15**
3	KS	Pagel TF10	5,38	6,52	-	-	-	**5,95**
4	PB	Ytong DM	3,03	2,91	-	-	-	**2,97**

Da die Mauerwerksgroßversuche bereits nach 14 Tagen Standzeit durchgeführt wurden, mussten auch die jeweiligen Mörtelproben mit einem Alter von 14 Tagen geprüft werden. Die zusammengefassten Ergebnisse sind in Tabelle 72 und Tabelle 73 dargestellt. Bei Versuch 1 wurde noch mit einem zeitlichen Abstand zwischen Herstellung und Prüfung von 21 Tagen gearbeitet, weshalb auch die Mörtelproben erst nach 21 Tagen geprüft wurden. Die Werte dieser Proben sind in den Tabellen grau dargestellt und nicht in der Durchschnittswertberechnung enthalten. Die Entnahme der Mörtelproben erfolgte immer parallel zur Herstellung der Versuchswände. Im Anhang 16.16 werden die detaillierten geprüften Werte gezeigt.

Tabelle 72 Ergebnisse der Mörteldruckfestigkeitsprüfungen 14d

Nr.	für Stein	Mörtel	Druckfestigkeit [N/mm²]					ø
1	KS	Silka DM	12,7	11,5	12,6	13,4	12,3	**12,45**
2	PB	Ytong DM	11,1	12,5			-	**11,80**

Tabelle 73 Ergebnisse der Mörtelbiegezugfestigkeitsprüfungen 14d

Nr.	für Stein	Mörtel	Biegezugfestigkeit [N/mm²]					ø
1	KS	Silka DM	2,96	3,05	2,98	2,89	2,88	**2,95**
2	PB	Ytong DM	2,74	2,82			-	**2,78**

5.6.4 Prüfungen am Hinterfüllungsmaterial

Zur genauen Beschreibung des einwirkenden Erddrucks ist es erforderlich, die physikalischen Eigenschaften des Hinterfüllungsmaterials, wie z. B. Reibungswinkel, Kohäsion, Dichte, Einbaudichte und Einbaufeuchte zu kennen. Die wesentlichen Untersuchungen wurden im Labor des Fachbereichs Geotechnik an der HTW Dresden durchgeführt [92].

5.6.4.1 Grundeigenschaften

Es handelt sich um einen gewaschenen 0/2 Füllsand aus der Kiesgrube Ottendorf-Okrilla mit wenigen Feinanteilen. Der Sand zeichnet sich durch eine besonders rollige Körnung aus, welche nicht für eine Herstellung von Beton zur Anwendung kommen darf und daher lediglich zum Verfüllen angeboten wird. Insoweit entspricht dieses Verfüllgut der praktischen Realität. Einige wesentliche Grundeigenschaften werden bereits durch den Anbieter zur Verfügung gestellt. Die den Sand

beschreibende Sieblinie kann dem Anhang 16.23 entnommen werden und stammt aus einer Siebanalyse vom 18.05.17 der Fa. Euroquarz GmbH. Weitere Eigenschaften sind:

- Mittelkorn (rechnerisch): 0,985 mm
- Theor. spez. Oberfläche: 34.513 cm²/g
- Ungleichförmigkeitsgrad: 3,01 %
- Gleichmäßigkeitsgrad: 37,12 %
- Körnungsziffer: 2,39
- Krümmungszahl: 1,76

Die unverdichtete Wichte des Sandes wird mit rund 1,5 g/cm³ angegeben.

5.6.4.2 Bestimmung der Einbausituation

Für die Beschreibung des anliegenden Erddrucks während der Versuche ist es wichtig, die genaue Einbausituation zu erfassen. Relevant sind dafür insbesondere die Einbaudichte und Einbaufeuchte des Sandes.

Die Einbaudichte weicht von der eigentlichen Dichte des Sandes ab, da für den Versuch eine Verdichtung mittels Rüttelplatte erfolgte. Die Einbaudichte hat aber einen wesentlichen Einfluss auf den Reibungswinkel des Sandes, welcher mit zunehmender Dichte ebenfalls zunimmt. Zur Bestimmung dieser wird ein Densitometerversuch herangezogen (Abbildung des Densitometers in Anhang 16.29 auf Seite 499). Der Densitometer arbeitet nach dem Ballonverfahren zur Bestimmung der Dichte von Boden gem. DIN 18125-2 [47]. Das Verfahren eignet sich für bindige und nichtbindige Böden, in denen sich Gruben ausheben lassen, die von selbst stehen. Die Oberfläche der zu untersuchenden Bodenschicht ist dafür zunächst eben abzugleichen, darauf wird der Grundring aufgelegt. Anschließend wird der Boden innerhalb des Ringes mindestens 50 mm tief ausgehoben. Dieser erste Aushub kann beseitigt werden. Auf den Grundring wird danach das mit Wasser gefüllte Densitometer gestellt. Der Gerätekolben ist dabei so weit hochgezogen, dass sich der innenliegende Gummiballon nicht einklemmt. Danach drückt man den Kolben nach unten, bis das Wasser in der hohlen Kolbenstange in den Bereich zwischen den beiden Messmarken (Bild 208, Mitte rechts) gestiegen ist. Mittels eines oben angebrachten Ventils lässt sich bei Überschreitung der oberen Messmarke der Wasserstand im Messbereich wieder absenken. An der Kolbenstange wird dann die Anfangsstellung h_0 am Nonius (Bild 208, rechts) abgelesen. Anschließend wird der Kolben wieder nach oben gezogen. Nach Abnehmen des Densitometers vom Grundring wird dann der Boden unterhalb des Loches in der Grundplatte so ausgehoben, dass eine Höhlung mit möglichst senkrechten Wänden entsteht. Die Lochtiefe sollte dann ca. 20 cm betragen (Bild 208, links). Die entnommene Masse ist sorgfältig in einen Eimer zu füllen und dieser zu verschließen. Dabei ist darauf zu achten, dass alles, was entnommen wurde, auch in den Eimer gelangt.



Bild 208 Probennahme und Densitometerversuch

Daraufhin wird der Densitometer wieder auf den Grundring gestellt und der Kolben wie bereits beschrieben nach unten gedrückt (Bild 208, Mitte links). Abschließend kann die Endstellung h_1 am Nonius abgelesen werden. Das Volumen der genommenen Probe V_{Probe} entspricht dem Wasservolumen, welches der Kolben zwischen den beiden Ablesungen h_0 und h_1 verdrängt hat. Es ergibt sich einfach als Produkt der Kolbenfläche A_K mit der Differenz der beiden Ablesungen h_1 und h_0 (gem. Glg. (91)). Die Einbaudichte (ρ_E) ergibt sich als Quotient aus Volumen und Masse (Glg. (92)).

$$V_{Probe} = A_K \cdot (h_1 - h_0) \quad (91) \quad .$$

$$\rho_E = m_{Probe}/V_{Probe} \quad (92) \quad .$$

Neben der Einbaudichte spielt die Einbaufeuchte eine entscheidende Rolle für die Beschreibung der Einbausituation. Die tatsächlich vorhandene Einbaufeuchte hat einen wesentlichen Einfluss auf die tatsächlich vorhandene Kohäsion. Dafür werden die Proben aus dem Densitometerversuch einer Analyse auf den Wassergehalt hin unterzogen. Daher ist es wichtig, die Proben im Zeitraum zwischen Entnahme und Prüfung in einem dicht verschlossenen Eimer aufzubewahren. Die Proben werden einer Anfangswägung im noch feuchten Zustand unterzogen (m_{Probe}). Daran anschließend werden sie im Ofen bei 105°C getrocknet, bis die gesamte Feuchtigkeit entwichen ist. Nach der Trocknung werden die Proben im Trockenzustand (m_d) einer erneuten Wägung unterzogen. Der Wassergehalt der Probe (w) ergibt sich nach Glg. (93):

$$w = {(m_{Probe} - m_d)}\Big/{(m_d - Tara)} \quad (93) \quad .$$

Für die durchgeführten Erddruckversuche auf das textilbewehrte Kellermauerwerk wurden mehrere Proben aus unterschiedlichen Einbaulagen (0,5 m; 1,6 m; 2,7 m) genommen. Dies erfolgte sowohl bei den verdichteten als auch bei den unverdichteten Versuchen. Die vollständige Auswertung der Densitometerversuche wird im Anhang 16.24 dargestellt. Die zusammengefassten Ergebnisse lassen sich für die Großversuche der folgenden Tabelle 74 entnehmen. Die Trockendichte (ρ_d) ergibt sich dabei analog zu Glg. (92). Allerdings als Quotient aus Feuchtvolumen und Trockenmasse.

Tabelle 74 Einbaudichte und Einbauwassergehalt Großversuche 1 bis 5

Versuch	Verdichtung	w [%]	ρ_E [g/cm³]	ρ_d [g/cm³]
Großversuch 1	Verdichtet	3,23	1,830	1,773
Großversuch 2	Verdichtet	3,12	1,791	1,737
Großversuch 3	Verdichtet	2,79	1,755	1,707
Großversuch 4	Unverdichtet	2,65	1,550	1,510
Großversuch 5	Unverdichtet	2,14	1,501	1,469

Tabelle 74 zeigt, dass der Wassergehalt des verwendeten Materials kontinuierlich abgenommen hat. Dies war auch zu erwarten, da das Material keiner Bewitterung ausgesetzt war und so abtrocknen konnte. Begünstigt wurde der Sachverhalt durch das häufige Umlagern des Materials im Rahmen der Versuchsdurchführung. Die verdichteten Proben wiesen im Vergleich zu den unverdichteten Proben erwartungsgemäß eine deutlich höhere Einbau- sowie Trockendichte auf. Da bei allen Versuchen das gleiche Verdichtungsgerät verwendet wurde, lassen sich die leichten Abweichungen der Einbaudichte der Versuche zueinander (Abnahme von Einbaudichte und Trockendichte mit abnehmenden Wassergehalt) vor allem mit dem sinkenden Wassergehalt erklären, welcher deutlich unterhalb des Proctorwassergehaltes für Sand liegt.

5.6.4.3 Bestimmung von Reibungswinkel und Kohäsion

Zur Berechnung des anliegenden Erddrucks sind die Werte für Reibungswinkel und Kohäsion von herausragender Bedeutung. Mittels Direktscherversuchen nach DIN 18137-3 [46] als Rahmenscherversuch wurden diese Werte für das Hinterfüllungsmaterial bestimmt. Dafür werden Bodenproben mit der ermittelten Einbaudichte und Einbaufeuchte in ein definiertes Rahmenschergerät (Prinzipaufbau gem. Bild 209, links) eingebracht und einer Tangentialkraft (T) unterworfen. Aus vorhandener Fläche und Scherkraft lässt sich die vorhandene Scherspannung (τ) ermitteln. Der Versuch wird bei unterschiedlich starken Normalkräften (N), welche in der Scherfläche eine Normalspannung (σ_N) erzeugen, durchgeführt. Als Ergebnis steht die Mobilisierung der Scherspannungen über den Scherweg (s_t) bei unterschiedlich starken Normalspannungen (Bild 209, rechts). An diesem Diagramm lassen sich Scherspannungen für den Bruchzustand (Scherspannung am Peak), Gleitzustand (abfallende Scherspannungen) und Restwert (verbleibende Scherfestigkeit bei annähernd horizontalem Verlauf) bei unterschiedlich starken Normalspannungen ablesen. Die relevanten Werte werden abschließend in einem τ-σ_N-Diagramm aufgetragen und statistisch mittels Trendlinienverlauf ausgewertet. Anhand des Verlaufs der Trendlinie (Bruchgerade) lassen sich anschließend die Werte Für Reibungswinkel (φ) und Kohäsion (c) bestimmen (Bild 209, links).

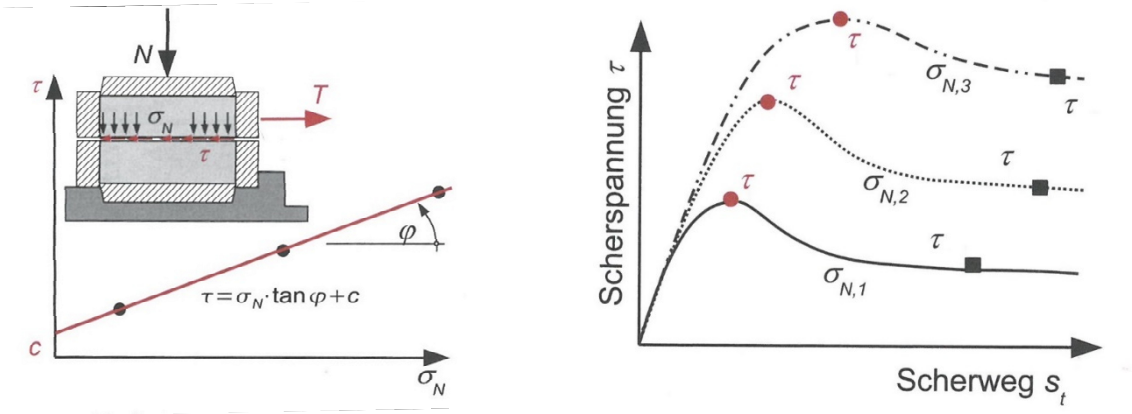


Bild 209 Prinzip Rahmenscherversuch (aus [55])

Das Bruchkriterium nach MOHR-COULOMB ist gem. Glg. (94) definiert [55]:

$$\tau = \sigma_N \cdot tan\varphi + c \qquad (94)$$.

Somit ergibt sich der Reibungswinkel als Arkustangens aus dem Anstieg (m) der Bruchgerade (gem. Glg. (95)). Die Kohäsion entspricht dem Schnittpunt der Bruchgerade mit der τ-Achse.

$$\varphi = tan^{-1}(m) = tan^{-1}((\tau - c)/\sigma_N) \qquad (95)$$.

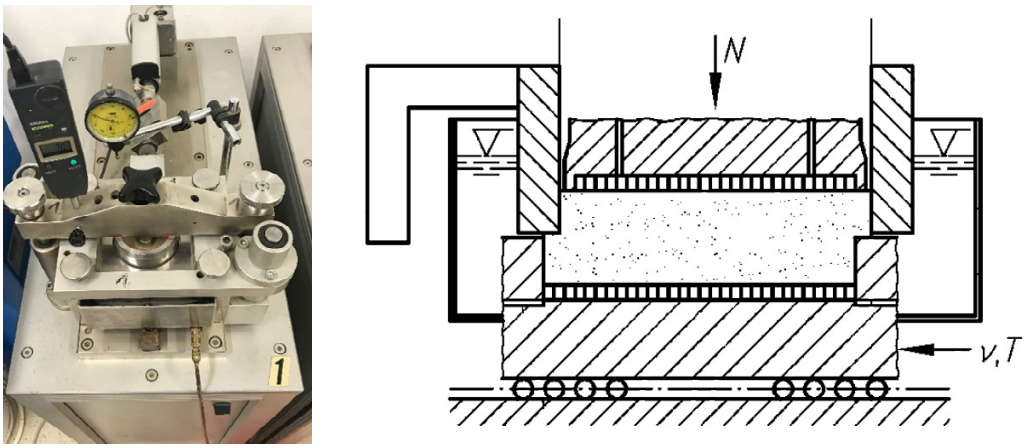


Bild 210 Verwendetes Rahmenschergerät (links) und Prinzipschnitt (rechts, aus [46])

Es wurden Rahmenscherversuche für die verdichtete Lagerung (mittels Rüttelplatte) und für die unverdichtete, lockere Lagerung am Füllsand, Sorte 123, durchgeführt.

Im Anhang 16.23 auf der Seite 487 sind die relevanten Ergebnisse für den Versuch mit verdichteter Lagerung dargestellt. Die Versuchsdurchführung erfolgte gem. Tabelle 74 mit einer Einbaudichte von 1,76 g/cm³ und einem Wassergehalt von rund 3,2 %. Das τ-s_t-Diagramm zeigt typische Verläufe für einen dicht gelagerten Sand. Somit ergeben sich der dargestellte Verlauf des τ-σ_N-Diagramms und ein ausgewerteter Reibungswinkel von 43,4° sowie eine Kohäsion von 7,3 kN/m². Dabei wurde der Versuch bei σ_N = 100 kN/m² für die Ermittlung der Trendlinie unberücksichtigt gelassen, da dieser deutlich zu niedrig außerhalb des Trends fällt.

Im Anhang 16.23 auf der Seite 489 sind die relevanten Ergebnisse für den Versuch mit lockerer, unverdichteter Lagerung dargestellt. Die Versuchsdurchführung erfolgte mit einer geringen Einbaudichte von 1,52 g/cm³ und einem Wassergehalt von rund 3,4 %. Das τ-s_t-Diagramm zeigt typische Verläufe für einen locker gelagerten Sand. Es sind keine Hochpunkte festzustellen. Die maximale Scherfestigkeit entspricht somit der Restscherfestigkeit. Es ergeben sich damit der dargestellte Verlauf des τ-σ_N-Diagramms und ein ausgewerteter Reibungswinkel von 35,0° sowie eine Kohäsion von 5,3 kN/m².

Das folgende Bild 211 zeigt zusammenfassend die Auswertung der Rahmenscherversuche für dichte und lockere Lagerung am Sand, Sorte 123.

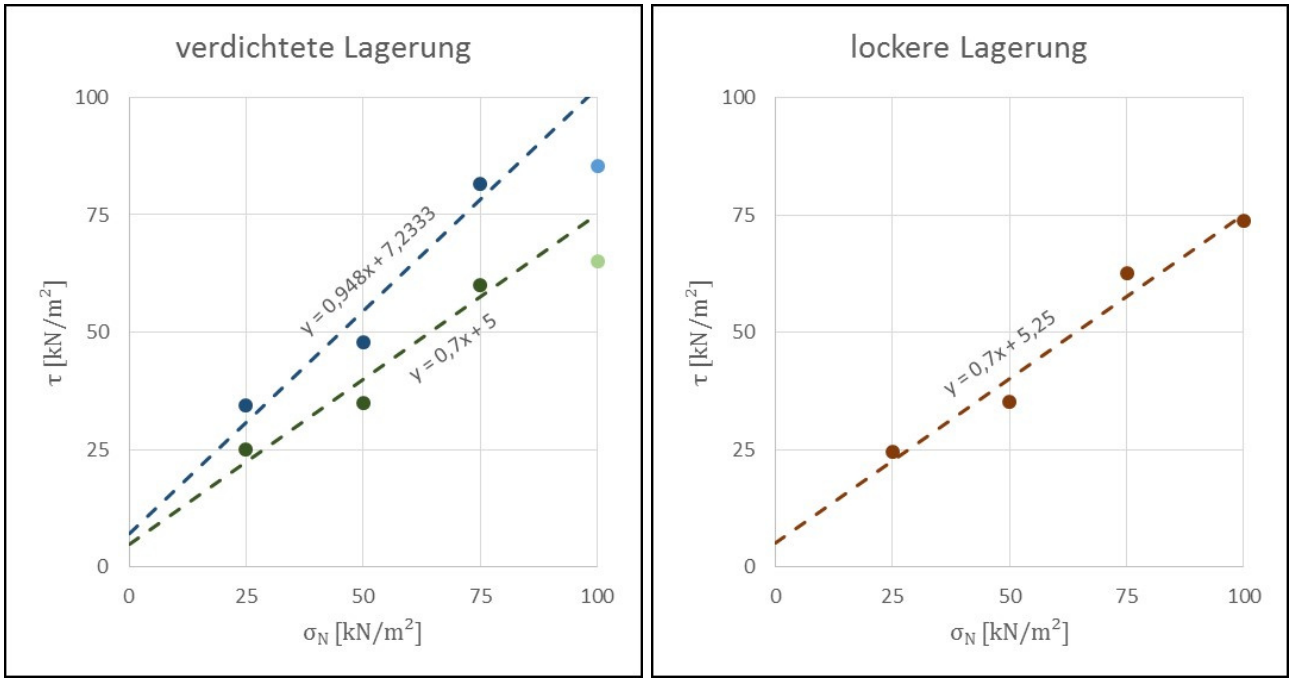


Bild 211 Auswertung von Rahmenscherversuchen für verdichtete und lockere Lagerung Füllsand, Sorte 123

Die blaue Trendlinie beschreibt die Bruchgerade für den maximalen Reibungswinkel bei verdichteter Lagerung. Die Ermittlung erfolgte dabei ebenfalls unter Nichtberücksichtigung des Wertes bei σ_N = 100 kN/m². Die grüne Trendlinie beschreibt zusätzlich den Residualwert (Restwert) beim Versuch mit dichter Lagerung (nach dem Bruch). Dieser Restwert entspricht erwartungsgemäß etwa den Ergebnissen aus dem Versuch mit lockerer Lagerung, welcher mittels der braunen Trendlinie beschrieben wird. Im Fall lockerer Lagerung entspricht der Maximalwert dem Restwert, womit die dargestellte Bruchlinie beide Fälle beschreibt.

Ergebniszusammenfassung für Sand, Sorte 123

Effektiver Reibungswinkel bei dichter Lagerung:	~ 43,5°
Effektive Kohäsion bei dichter Lagerung:	~ 7,0 kN/m²
Residualer Reibungswinkel bei dichter Lagerung:	~ 35,0°
Residuale Kohäsion bei dichter Lagerung:	~ 5,0 kN/m²
Effektiver Reibungswinkel bei lockerer Lagerung:	~ 35,0°
Effektive Kohäsion bei lockerer Lagerung:	~ 5,0 kN/m²
Residualer Reibungswinkel bei lockerer Lagerung:	~ 35,0°
Residuale Kohäsion bei lockerer Lagerung:	~ 5,0 kN/m²

Es zeigt sich offensichtlich die Tatsache, dass sich Reibungswinkel und Kohäsion mit zunehmender Einbaudichte deutlich erhöhen und damit einhergehend die Erddruckkraft abnimmt.

5.6.5 Verarbeitung, Herstellung und Anwendung textilbewehrter Mauerwerke

Bei der Herstellung der Klein- und Großversuche mit textiler Einlage wurden die folgenden Erkenntnisse bezüglich Herstellung, Verarbeitung und Anwendung gewonnen:

- Durch die textile Bewehrung kommt eine zusätzliche Komponente in die Lagerfugen hinein, wodurch sich die Anwendung leicht verkompliziert, was jedoch handhabbar ist. Bei der Herstellung selbst ergibt sich kaum ein zusätzlicher Einfluss, lediglich ein etwas ungenaueres Verlegen der einzelnen Steine kann Folge des zusätzlichen Textils in der Lagerfuge sein. Eine möglichst genaue Herstellung der ersten Steinlage ist daher auch bei textilbewehrtem Mauerwerk von entscheidendem Vorteil, da dadurch der Arbeitsablauf in den höheren Schichten wesentlich erleichtert wird. Andererseits kann durch die etwas dickere Lagerfuge doch noch ein gewisser Ausgleich der höher gelegenen Steinschichten erfolgen.
- Der zeitliche Mehraufwand für die Ausführung mit textiler Bewehrung, im Vergleich zu einem unbewehrten Mauerwerk sonst gleicher Bauart, beträgt rund 13 %.
- Das Bewehrungstextil muss aus konstruktiven Gründen immer auf der annähernd gesamten Steindicke verlegt werden, da es sonst zu einem wackeligen Aufbau kommen kann. Ein Verzicht auf das Textil im Bereich der Druckzone ist daher nicht zu empfehlen. Aus einsparungstechnischen Gründen könnte aber der Bewehrungsquerschnitt im Bereich der Druckzone reduziert werden, allerdings nur bezüglich der Anzahl sonst gleich großer Rovings. Die Textilhöhe muss auf der gesamten Breite gleich bleiben.
- Es ist günstig, eine eher flache Textilgeometrie zu wählen.
- Es entsteht eine deutliche Mehrmenge (annähernde Verdopplung) an Dünnbettmörtel.
- Mehrkosten für den Aufbau sind vor allem von den jeweiligen Textilpreisen abhängig.

6 Nachweisvorschlag für textilbewehrtes Mauerwerk

6.1 Vorbemerkungen

Für eine oberflächige Anwendung von textiler Bewehrung könnte man sich an der Bemessung von Verstärkungen mit textiler Bewehrung und Feinbeton orientieren. Es wäre auch vorstellbar, dass diese Technologie in Sonderfällen zum Einsatz kommen könnte. Gerade bei bestehenden Bauwerken ist es im Nachhinein nur schwer möglich, eine Bewehrung in das vorhandene Mauerwerk einzuarbeiten. In solchen Fällen könnte auch im Innenbereich eine Verstärkungsschicht aus Textilbeton oder textilbewehrtem Mörtel auf die Mauerwerksoberfläche aufgebracht werden, die Hafteigenschaften des TF 10 Feinbetons wären auch für diese Anwendung sehr gut geeignet. Auf diese Art ergäbe sich über die textile Bewehrung eine Zugzone und das vorhandene Mauerwerk würde den Druckbereich darstellen. Zum Schutz gegen Schlitzen müsste entweder die Nutzung des Gebäudes eingeschränkt oder bauliche Schutzmaßnahmen (z. B. Verblendung aus Mauerwerk oder Gipskarton) ergriffen werden.

Für den hier vorliegenden Fall einer textilen Bewehrung in der Lagerfuge liegt dagegen eine andere Situation vor, die auch eines gesonderten Nachweises bedarf. Auf Grund ihrer Lage im Bauteil beteiligt sich die Bewehrung über die Bauteildicke mit unterschiedlich starkem Anteil an der Zugkraftübernahme. Außen mit maximalem Anteil beginnend wird sich dieser in Richtung Bauteilinnerem zunehmend vermindern und abschließend zu null werden. Nur in der Zugzone liegende Bewehrungsquerschnitte können auch Zugkräfte übernehmen und das auch nur, wenn eine hinreichend starke Zugdehnung der Bewehrung erfolgt.

6.2 Grundlagen bewehrtes Mauerwerk

Das unter 3.3.2 erläuterte Verfahren stellt die Grundlage für die Bemessung dar. Dafür werden die Nachweisgleichungen des Verfahrens in der Folge näher betrachtet. Das folgende Bild 212 zeigt die Zusammenhänge im bewehrten Mauerwerksquerschnitt.

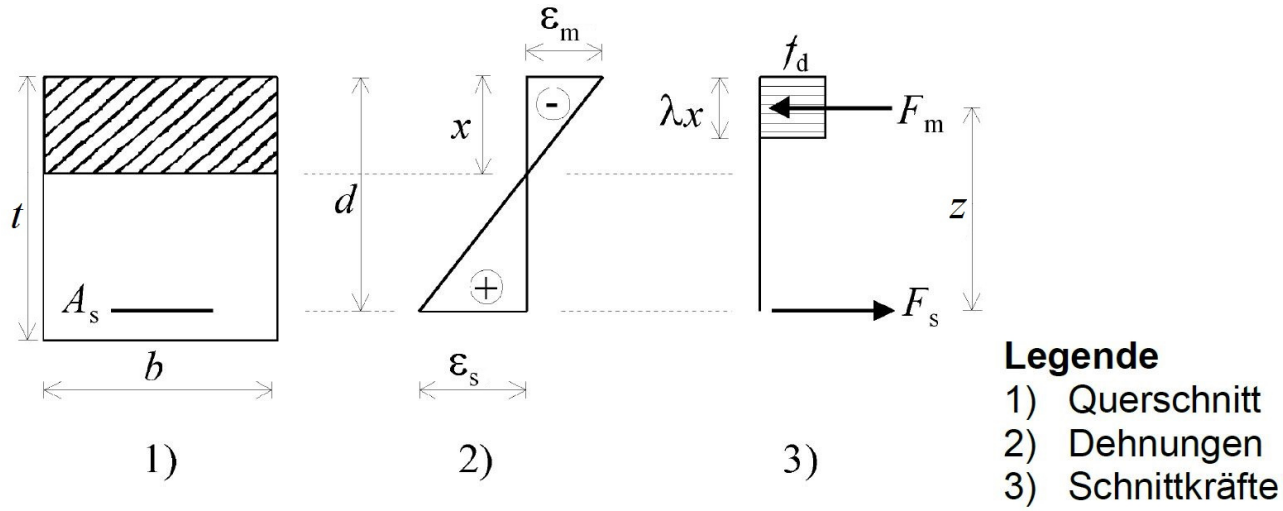


Bild 212 bewehrtes Mauerwerk, rechteckiger Spannungsblock

Gemäß DIN EN 1996-1-1 [1] muss im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Bemessungswert der auf das bewehrte Mauerwerksbauteil einwirkenden Kraft E_d kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Bauteilwiderstandes R_d sein (Glg. (11)):

$$E_d \leq R_d \qquad (11)$$

Die Grundbedingung des Gleichgewichtes der Kräfte im bewehrten Querschnitt stellt sich dabei gem. Gleichung (96) dar:

$$M_{Rd} = F_s \cdot z = F_m \cdot z \quad (96) \quad .$$

Der Faktor z beschreibt die Größe des inneren Hebelarmes und kann mit der folgenden Glg. (97) errechnet werden:

$$z = d - \frac{\lambda \cdot x}{2} = k_z \cdot d \quad (97) \quad .$$

Der Faktor x beschreibt die Größe der Druckzone innerhalb der Nutzhöhe (d) des Querschnitts und kann mittels Umstellung der Gleichung (97) mit der folgenden Gleichung (98) errechnet werden:

$$x = \frac{2 \cdot (d - z)}{\lambda} = d - y = k_x \cdot d \quad (98) \quad .$$

Der Faktor y beschreibt die Größe der Zugzone innerhalb der Nutzhöhe (d) des Querschnitts und kann mit der folgenden Gleichung (99) errechnet werden:

$$y = d - x = d - \frac{2 \cdot (d - z)}{\lambda} = k_y \cdot d \quad (99) \quad .$$

Der Faktor k_x beschreibt den Anteil der Druckzone (x) an der gesamten Nutzhöhe (d) des Querschnitts und kann mit der folgenden Gleichung (100) errechnet werden:

$$k_x = \frac{x}{d} = 1 - k_y = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_s + \varepsilon_m} = \frac{2 \cdot (1 - k_z)}{\lambda} \quad (100) \quad .$$

Der Faktor k_y beschreibt den Anteil der Zugzone (y) an der gesamten Nutzhöhe (d) des Querschnitts und kann mit der folgenden Gleichung (101) errechnet werden:

$$k_y = \frac{y}{d} = 1 - k_x = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_s + \varepsilon_m} \quad (101) \quad .$$

Der Faktor k_z beschreibt die anteilige Größe des inneren Hebelarmes (z) bezogen auf die gesamte Nutzhöhe (d) des Querschnitts und kann mit der folgenden Gleichung (102) errechnet werden:

$$z = d - \frac{\lambda \cdot x}{2}$$

$$k_z \cdot d = d - \frac{\lambda}{2} \cdot d \cdot k_x$$

$$k_z = 1 - \frac{\lambda}{2} \cdot k_x \quad (102) \quad .$$

Für den Standardfall eines einfach bewehrten Rechteckquerschnitts darf bei reiner Biegung das aufnehmbare Bemessungsmoment (M_{Rd}) gem. DIN EN 1996-1-1 [1] nach Gleichung (13) aus dem verwendeten Bewehrungsquerschnitt (A_s), der Bemessungszugfestigkeit des Stahls (f_{yd}) sowie dem Hebelarm der inneren Kräfte (z) bestimmt werden.

$$M_{Rd} = F_s \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot z \quad (13)$$

Bei Wänden mit vorgefertigter Lagerfugenbewehrung, die zur Erhöhung der Tragfähigkeit bei Plattenbeanspruchung dient, darf eine erhöhte Biegefestigkeit $f_{xd2,app}$ durch Gleichsetzen des aufnehmbaren Biegemomentes des bewehrten Lagerfugenbereiches (Glg. (13)) mit einem unbewehrten Bereich der gleichen Dicke (Glg. (29)) verwendet werden. Es ergibt sich Glg. (35), welche sich auf einen Meter Mauerwerkslänge bezieht.

$$M_{Rd} = f_{xd} \cdot Z \quad mit \quad Z = \frac{b \cdot t^2}{6} \quad (29)$$

$$A_s \cdot f_{yd} \cdot z = f_{xd} \cdot \frac{b \cdot t^2}{6}$$

$$\frac{6 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot z}{b \cdot t^2} = f_{xd} \qquad b = 1\,m$$

$$f_{xd2,app} = \frac{6 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot z}{t^2} \tag{35}$$

Die Bemessungszugfestigkeit des Stahls ergibt sich gem. Gleichung (22) (gem. Abschnitt 3.3.4.2) aus der ch. Streckgrenze des Stahls (f_{yk}) sowie dem Teilsicherheitsbeiwert (γ_S).

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500 \frac{N}{mm^2}}{1{,}15} = 435 \frac{N}{mm^2} \tag{22}$$

Der innere Hebelarm darf gem. DIN EN 1996-1-1 [1] nach Gleichung (12) bestimmt werden, unter der Annahme, dass gleichzeitig die maximale Druck- sowie Zugkraft im Querschnitt erreicht wird.

$$z = d \cdot \left(1 - 0{,}5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_d}\right) \leq 0{,}95 \cdot d \tag{12}$$

Durch die zusätzliche Bedingung 0,95d (k_z = 0,95) wird sichergestellt, dass immer eine ausreichend große Druckzone am Mauerwerk zur Verfügung steht. Sonst könnte sich bei hohen Mauerwerksfestigkeiten bzw. geringem Bewehrungsgrad rechnerisch eine sehr kleine Druckzone (k_x strebt gegen 0) in Verbindung mit einem sehr großen inneren Hebelarm (k_z strebt gegen 1) einstellen. Diese Bedingung gilt abweichend zum Stahlbetonbau, bei welchem auch die Bemessung mit einem k_z-Wert von bis zu 0,99 möglich ist. Die Begrenzung für Mauerwerk muss erfolgen, da dieses nicht so homogen aufgebaut ist (Lochsteine, Stoß- und Lagerfugen, Fehlstellen in Steinen oder Fugen, etc.) wie die Druckzone des Stahlbetons.

Die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerkes (f_d) ergibt sich gemäß Gleichung (103):

$$f_d = 0{,}85 \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \tag{103}$$.

Die Bestimmungsgleichung für z lässt sich wie folgt aus dem Gleichgewicht der Kräfte (96) herleiten:

$$M_{Rd} = F_s \cdot z = F_m \cdot z$$

$$F_s = F_m$$

$$A_s \cdot f_{yd} = \lambda \cdot x \cdot f_d \cdot b$$

$$A_s \cdot f_{yd} = \lambda \cdot \frac{2 \cdot (d - z)}{\lambda} \cdot f_d \cdot b$$

$$0{,}5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_d \cdot b} = d - z$$

$$z = d - 0{,}5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_d \cdot b}$$

$$z = d \cdot \left(1 - 0{,}5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_d}\right) \leq 0{,}95 \tag{12}$$

Die außerdem zu erfüllenden Gleichungen (14) bzw. (15) begrenzen das aufnehmbare Bemessungsmoment hinsichtlich eines Druckversagens des jeweiligen Mauerwerkes.

$M_{Rd} \leq 0{,}4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$ für Steine der Gr. 1 außer Leichtbeton (14)

$M_{Rd} \leq 0{,}3 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$ für Steine der Gr. 2-4 und Leichtbeton der Gr. 1 (15)

Die Gleichungen (14) bzw. (15) lassen sich wie folgt herleiten:

$$M_{Rd} = F_m \cdot z = (\lambda \cdot x \cdot b \cdot f_d) \cdot \left(d - \frac{\lambda}{2} \cdot x\right)$$

$$M_{Rd} = (\lambda \cdot k_x \cdot d \cdot b \cdot f_d) \cdot \left(d - \frac{\lambda}{2} \cdot k_x \cdot d\right)$$

$$M_{Rd} = \left(\lambda \cdot \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_s + \varepsilon_m} \cdot d \cdot b \cdot f_d\right) \cdot \left(d - \frac{\lambda}{2} \cdot \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_s + \varepsilon_m} \cdot d\right)$$

$$M_{Rd} = \lambda \cdot \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_s + \varepsilon_m} \cdot (1 - \frac{\lambda}{2} \cdot \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_s + \varepsilon_m}) \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \quad (104)\ .$$

$$M_{Rd} = \lambda \cdot k_x \cdot (1 - \frac{\lambda}{2} \cdot k_x) \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{Rd} = \lambda \cdot k_x \cdot k_z \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 = \mu \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \quad (105)\ .$$

Die maximale Bruchdehnung von Mauerwerk ist auf 3,5 ‰ bei Steinen der Gr. 1 (außer Leichtbeton) und 2,0 ‰ bei Steinen der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) festgelegt.

Als untere Grenze für die Stahldehnung wird dessen Fließgrenze angesetzt, unterhalb derer auch die Bemessungszugfestigkeit sinkt. Die Dehnung an der Fließgrenze ergibt sich dabei gem. Bild 7 (Abschnitt 3.3.4.2) aus folgender Gleichung (106):

$$\varepsilon_{fs} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435\ N/mm^2}{200.000\ N/mm^2} \cdot 1000 = 2{,}175\ ‰ \quad (106)\ .$$

Für Steine der Gr. 1 (außer Leichtbeton) kann ein parabolisch-rechteckiger Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie angesetzt werden. Der λ-Wert für diesen Verlauf kann annähernd mit 0,8 angenommen werden und in Gleichung (104) eingesetzt ergibt sich:

$$M_{Rd,lim} = 0{,}8 \cdot \frac{3{,}5}{2{,}175 + 3{,}5} \cdot (1 - \frac{0{,}8}{2} \cdot \frac{3{,}5}{2{,}175 + 3{,}5}) \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{Rd,lim} = 0{,}37 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \sim 0{,}4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

Für Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) kann ein parabolischer Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie angesetzt werden. Der λ-Wert für diesen Verlauf kann annähernd mit 0,67 angenommen werden und in Gleichung (104) eingesetzt ergibt sich:

$$M_{Rd,lim} = 0{,}67 \cdot \frac{2{,}0}{2{,}175 + 2{,}0} \cdot (1 - \frac{0{,}67}{2} \cdot \frac{2{,}0}{2{,}175 + 2{,}0}) \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{Rd,lim} = 0{,}27 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \sim 0{,}3 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

Unter Anwendung der dargestellten Nachweisformeln ist damit insgesamt eine sehr einfache Biegebemessung beim bewehrten Mauerwerk möglich. Es ist weiterhin aber zusätzlich darauf zu achten, dass die Zugdehnung der Bewehrung nicht 10 ‰ überschreiten sollte.

Nachteil an dem Verfahren ist, dass der Bewehrungsquerschnitt eine Eingangsgröße darstellt. Das heißt, es müssen unter Umständen mehrere Bewehrungsquerschnitte geprüft werden, um das für die Bemessung erforderliche M_{Rd} zu erhalten. Dieser Umstand spielt für den bisherigen Anwendungsfall des bewehrten Mauerwerkes eine geringere Rolle, da nur wenige unterschiedliche Bewehrungsquerschnitte möglich sind. Trotzdem kann es auch zweckmäßig sein, mit

Bemessungstafeln wie im Textilbetonbau (gem. Abschnitt 3.5) zu arbeiten. Damit kann ein erforderlicher Bewehrungsquerschnitt anhand eines gewünschten M_{Rd} direkt errechnet werden. Ein weiterer Vorteil ist, dass mit einer Bemessungstafel auch der ansteigende Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie der Stahlbewehrung nutzbar wird. Zusätzlich ist es mit Bemessungstafeln einfacher möglich, die zugehörigen Dehnungszustände direkt aus dem Bemessungsfall abzulesen und es entfällt eine zusätzliche Überprüfung der Dehnungsgrenzwerte.

Für textile Bewehrung aus Carbon- oder Glasfasern beschreibt die Spannungs-Dehnungs-Linie für die Bemessung, anders als Stahlbewehrung, einen ansteigenden Verlauf (Abschnitt 3.5.3). Damit wird eine Nutzung von Bemessungstafeln unumgänglich, da für jeden Dehnungszustand unterhalb der maximalen Textildehnung ein anderer Wert für die Bemessungsspannung anzusetzen ist.

Es werden in der Folge Formeln zur Erstellung solcher Bemessungstafeln hergeleitet. Bei Erstellung der Bemessungstafeln wird von einem möglichst genauen Materialmodell ausgegangen.

Für Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) wird ein parabolischer Verlauf der Spannungs- Dehnungs-Linie (ε_{mu}=2,0‰) angesetzt (vgl. Abschnitt 3.3.4.1). Der Verlauf der Spannungs- Dehnungslinie entspricht dabei derer, die auch beim Beton zwischen 0 und 2‰ Dehnung zu Grunde gelegt wird (vgl. Abschnitt 3.3.4.3). Das folgende Bild 213 zeigt die prinzipiellen Zusammenhänge für diesen Anwendungsfall.

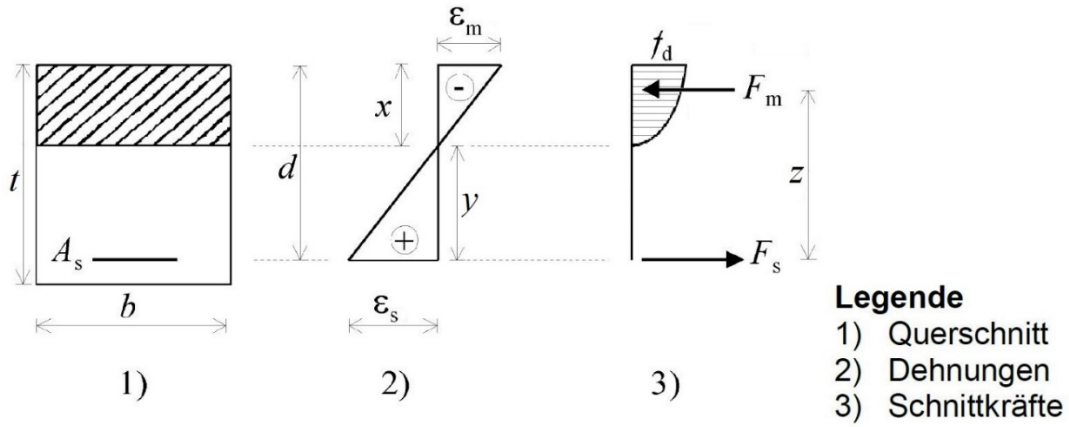


Bild 213 bewehrtes Mauerwerk, parabolischer Spannungsblock

Für den parabolischen Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie des Mauerwerkes ergibt sich ausgehend von Glg. (25) die folgende Glg. (107):

$$\sigma_m = f_d \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{mu}}\right)^2\right] \qquad \text{für } 0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu}$$

$$\sigma_m = f_d \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_m}{2{,}0}\right)^2\right] = f_d \cdot [\varepsilon_m - 0{,}25 \cdot \varepsilon_m^2] \qquad \text{für } 0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 2{,}0 \qquad (107)$$

Um den Fülligkeitswert des Spannungsblocks α_R zu erhalten, muss zunächst über den Funktionsverlauf von (107) integriert werden. Der Beiwert beschreibt das Verhältnis der Spannungsfläche bezogen auf das durch x und f_d begrenzte Rechteck.

$$\int_0^{\varepsilon_m} (\varepsilon_m - 0{,}25 \cdot \varepsilon_m^2) d\varepsilon_m = \left[-\frac{\varepsilon_m^3}{12} + \frac{\varepsilon_m^2}{2}\right]_0^{\varepsilon_m} = \frac{\varepsilon_m^2}{2} - \frac{\varepsilon_m^3}{12}$$

Bezogen auf die anliegende Dehnung ergibt sich α_R damit gem. Glg. (108):

$$\alpha_R = \frac{\frac{\varepsilon_m^2}{2} - \frac{\varepsilon_m^3}{12}}{\varepsilon_m} = \frac{\varepsilon_m}{2} - \frac{\varepsilon_m^2}{12} = \frac{6 \cdot \varepsilon_m}{12} - \frac{\varepsilon_m^2}{12} = \frac{\varepsilon_m \cdot (6 - \varepsilon_m)}{12} \qquad \text{für } 0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 2{,}0 \qquad (108)$$

Im geometrischen Schwerpunkt des anliegenden Spannungsblocks liegt die Spannungsresultierende F_m. Die genaue Position ist erforderlich zur Bestimmung des inneren Hebelarmes und kann mittels folgender Integration aus Glg. (107) errechnet werden:

$$0 = \int_0^{\varepsilon_m} \left((\varepsilon_m - 0{,}25 \cdot \varepsilon_m^2) \cdot (\varepsilon_m - x_s) \right) d\varepsilon_m$$

$$0 = \int_0^{\varepsilon_m} (\varepsilon_m^2 - \varepsilon_m \cdot x_s - 0{,}25 \cdot \varepsilon_m^3 + 0{,}25 \cdot \varepsilon_m^2 \cdot x_s) d\varepsilon_m$$

$$0 = \left[-\frac{\varepsilon_m^4}{16} + \frac{\varepsilon_m^3}{12} \cdot x_s + \frac{\varepsilon_m^3}{3} - \frac{\varepsilon_m^2}{2} \cdot x_s \right]_0^{\varepsilon_m} \quad \rightarrow \quad 0 = -\frac{\varepsilon_m^4}{16} + \frac{\varepsilon_m^3}{12} \cdot x_s + \frac{\varepsilon_m^3}{3} - \frac{\varepsilon_m^2}{2} \cdot x_s$$

$$\frac{\varepsilon_m^4}{16} - \frac{\varepsilon_m^3}{3} = \frac{\varepsilon_m^3}{12} \cdot x_s - \frac{\varepsilon_m^2}{2} \cdot x_s \quad \rightarrow \quad \frac{3 \cdot \varepsilon_m^4}{48} - \frac{16 \cdot \varepsilon_m^3}{48} = \left(\frac{\varepsilon_m^3}{12} - \frac{6 \cdot \varepsilon_m^2}{12} \right) \cdot x_s$$

$$\frac{3 \cdot \varepsilon_m^4 - 16 \cdot \varepsilon_m^3}{48} \cdot \frac{12}{\varepsilon_m^3 - 6 \cdot \varepsilon_m^2} = x_s \quad \rightarrow \quad \frac{3 \cdot \varepsilon_m^4 - 16 \cdot \varepsilon_m^3}{4 \cdot \varepsilon_m^3 - 24 \cdot \varepsilon_m^2} = x_s$$

$$\frac{3 \cdot \varepsilon_m^2 - 16 \cdot \varepsilon_m}{4 \cdot \varepsilon_m - 24} = x_s \quad \rightarrow \quad \frac{\varepsilon_m \cdot (3 \cdot \varepsilon_m - 16)}{4 \cdot (\varepsilon_m - 6)} = x_s$$

Der auf x bezogene Randabstand der Resultierenden (k_a) ergibt sich damit gem. folgender Glg. (109):

$$k_a = \frac{\varepsilon_m - x_s}{\varepsilon_m} = \frac{\varepsilon_m - \frac{\varepsilon_m \cdot (3 \cdot \varepsilon_m - 16)}{4 \cdot (\varepsilon_m - 6)}}{\varepsilon_m} = 1 - \frac{3 \cdot \varepsilon_m - 16}{4 \cdot \varepsilon_m - 24}$$

$$k_a = \frac{4 \cdot \varepsilon_m - 24 - 3 \cdot \varepsilon_m + 16}{4 \cdot \varepsilon_m - 24} = \frac{\varepsilon_m - 8}{4 \cdot \varepsilon_m - 24} = \frac{8 - \varepsilon_m}{24 - 4 \cdot \varepsilon_m}$$

$$k_a = \frac{8 - \varepsilon_m}{4 \cdot (6 - \varepsilon_m)} \quad f\ddot{u}r\ 0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 2{,}0 \qquad (109)$$

Abweichend zur Gleichung (102) ergibt sich der Faktor k_z damit nach folgender Glg. (110):

$$k_z = 1 - k_a \cdot k_x \qquad (110)$$

Für Steine der Gr. 1 (außer Leichtbeton) wird ein parabolisch-rechteckiger Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie (ε_{m1}=2,0‰; ε_{mu}=3,5‰) angesetzt (vgl. Abschnitt 3.3.4.1). Die Dehnungswerte als auch der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie entsprechen dabei derer, die auch beim Beton zu Grunde gelegt werden (vgl. Abschnitt 3.3.4.3). Das folgende Bild 214 zeigt die prinzipiellen Zusammenhänge für diesen Anwendungsfall:

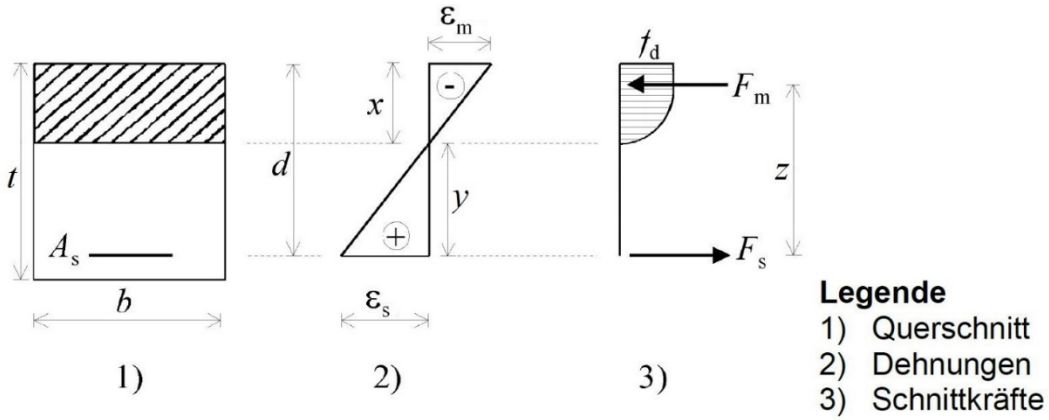


Bild 214 bewehrtes Mauerwerk, parabolisch-rechteckiger Spannungsblock

Für den parabolisch-rechteckigen Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie des Mauerwerkes ergibt sich ausgehend von Glg. (25) die folgende Glg.(111):

$$\sigma_m = f_d \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{m1}}\right)^2\right] \qquad für\ 0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{m1}$$

$$\sigma_m = f_d \qquad für\ \varepsilon_{m1} \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu}$$

$$\sigma_m = f_d \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_m}{2{,}0}\right)^2\right] = f_d \cdot [\varepsilon_m - 0{,}25 \cdot \varepsilon_m^2] \qquad für\ 0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{m1} = 2{,}0 \qquad (111)$$

$$\sigma_m = f_d \qquad für\ \varepsilon_{m1} = 2{,}0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 3{,}5$$

Für den Dehnungsbereich zwischen 0 und 2 ‰ entspricht der Verlauf dem der Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1). Die Gleichungen dafür wurden bereits hergeleitet. Abweichend stellt sich der Bereich zwischen 2 und 3,5 ‰ dar und wird in der Folge hergeleitet.

Um den Fülligkeitswert α_R dafür zu erhalten, muss zunächst über den Funktionsverlauf von Glg. (111) integriert werden. Der Beiwert beschreibt hier ebenfalls das Verhältnis der Spannungsfläche bezüglich des durch x und f_d begrenzten Rechtecks.

$$\int_0^{\varepsilon_{m1}} (\varepsilon_m - 0{,}25 \cdot \varepsilon_m^2) d\varepsilon_m + \int_{\varepsilon_{m1}}^{\varepsilon_m} 1\, d\varepsilon_m = \int_0^2 (\varepsilon_m - 0{,}25 \cdot \varepsilon_m^2) d\varepsilon_m + \int_2^{\varepsilon_m} 1\, d\varepsilon_m$$

$$\left[-\frac{\varepsilon_m^3}{12} + \frac{\varepsilon_m^2}{2}\right]_0^2 + [\varepsilon_m]_2^{\varepsilon_m} = -\frac{2^3}{12} + \frac{2^2}{2} + \varepsilon_m - 2 = \frac{4}{3} + \varepsilon_m - 2$$

Bezogen auf die anliegende Dehnung ergibt sich α_R damit gem. Glg.(112):

$$\alpha_R = \frac{\frac{4}{3} + \varepsilon_m - 2}{\varepsilon_m} = \frac{3 \cdot \frac{4}{3} + 3 \cdot \varepsilon_m - 3 \cdot 2}{3 \cdot \varepsilon_m} = \frac{3 \cdot \varepsilon_m - 2}{3 \cdot \varepsilon_m} \quad für\ \varepsilon_{m1} = 2{,}0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 3{,}5 \qquad (112)$$

Der auf x bezogene Randabstand der Resultierenden (k_a) ergibt sich gem. folgender Glg. (113):

$$k_a = \frac{\sum A_i \cdot x_{s,i}}{\varepsilon_m \cdot \sum A_i} \qquad (113)$$

Der Flächeninhalt für den parabolischen Teil (Bereich zwischen 0 und 2 ‰) wird wie folgt festgelegt:

$$A_{0-2} = \int_0^2 (\varepsilon_m - 0{,}25 \cdot \varepsilon_m^2) d\varepsilon_m = \left[-\frac{\varepsilon_m^3}{12} + \frac{\varepsilon_m^2}{2}\right]_0^2 = -\frac{2^3}{12} + \frac{2^2}{2} = \frac{4}{3}$$

Der Hebelarm für den parabolischen Teil kann wie folgt festgelegt werden:

$$x_{s,0-2} = \varepsilon_m - \frac{\varepsilon_m \cdot (3 \cdot \varepsilon_m - 16)}{4 \cdot (\varepsilon_m - 6)} = 2 - \frac{2 \cdot (3 \cdot 2 - 16)}{4 \cdot (2 - 6)} = \frac{3}{4}$$

Mit den festgesetzten Werten für den Bereich zwischen 0 und 2 ‰ ergibt sich damit:

$$k_a = \frac{\sum A_i \cdot x_{s,i}}{\varepsilon_m \cdot \sum A_i} = \frac{A_{2-\varepsilon_m} \cdot x_{s,2-\varepsilon_m} + A_{0-2} \cdot x_{s,0-2}}{\varepsilon_m \cdot (A_{2-\varepsilon_m} + A_{0-2})}$$

$$k_a = \frac{(\varepsilon_m - 2) \cdot \frac{(\varepsilon_m - 2)}{2} + \frac{4}{3} \cdot \left[(\varepsilon_m - 2) + \frac{3}{4}\right]}{\varepsilon_m \cdot \left[(\varepsilon_m - 2) + \frac{4}{3}\right]} = \frac{\frac{\varepsilon_m^2}{2} - \frac{2 \cdot \varepsilon_m}{3} + \frac{1}{3}}{\varepsilon_m^2 - \frac{2 \cdot \varepsilon_m}{3}}$$

$$k_a = \frac{\frac{\varepsilon_m}{2} - \frac{2}{3} + \frac{1}{3 \cdot \varepsilon_m}}{\varepsilon_m - \frac{2}{3}} \qquad für\ \varepsilon_{m1} = 2{,}0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 3{,}5 \qquad (114)$$

Für die Bemessung mit Bemessungstafeln bieten sich unter anderem dimensionslose Verfahren, wie das μ-Verfahren, an. Als Eingangsgröße dient in dem Fall das bezogene Moment μ_{Ed} (siehe Anhang 16.7). Grundlage dafür stellt die Bedingung (96) dar:

$$M_{Rd} = F_s \cdot z = F_m \cdot z \tag{96}$$

Damit kann die Gleichung (115) für μ_{Ed} wie folgt hergeleitet werden:

$$M_{Ed} = F_m \cdot z = x \cdot b \cdot f_d \cdot \alpha_R \cdot z = k_x \cdot d \cdot b \cdot f_d \cdot \alpha_R \cdot k_z \cdot d$$

$$\frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d} = k_x \cdot \alpha_R \cdot k_z = \mu_{Ed}$$

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d} = k_x \cdot \alpha_R \cdot k_z \tag{115}$$.

Die bezogene Mauerwerksdruckkraft entspricht auch dem Bewehrungsgrad ω gem. Glg. (116) und ergibt sich zu:

$$\frac{F_s}{d \cdot b \cdot f_d} = \frac{F_m}{d \cdot b \cdot f_d} = \omega$$

$$\omega = \frac{F_m}{d \cdot b \cdot f_d} = \frac{x \cdot b \cdot f_d \cdot \alpha_R}{d \cdot b \cdot f_d} = \frac{k_x \cdot d \cdot b \cdot f_d \cdot \alpha_R}{d \cdot b \cdot f_d} = k_x \cdot \alpha_R$$

$$\omega = k_x \cdot \alpha_R = \frac{\mu_{Ed}}{k_z} \tag{116}$$.

Die erforderliche Bewehrung kann abschließend mit der Glg. (117) errechnet werden:

$$F_s = F_m = \omega \cdot d \cdot b \cdot f_d$$

$$A_s = \frac{F_s}{\sigma_s} = \frac{\omega \cdot d \cdot b \cdot f_d}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot d \cdot b \cdot f_d}{\sigma_s} \tag{117}$$.

Bei Wänden mit vorgefertigter Lagerfugenbewehrung, die zur Erhöhung der Tragfähigkeit bei Plattenbeanspruchung dient, gilt weiterhin die Gleichung (35), welche sich auf einen Meter Mauerwerkslänge bezieht.

$$f_{xd2,app} = \frac{6 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot z}{t^2} \tag{35}$$

Zusammenfassend sind im Folgenden die für die Erstellung der Bemessungstafeln relevanten Bestimmungsgleichungen erneut dargestellt:

$$\alpha_R = \frac{\varepsilon_m \cdot (6 - \varepsilon_m)}{12} \qquad \text{für } 0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 2{,}0 \tag{108}$$

$$k_a = \frac{8 - \varepsilon_m}{4 \cdot (6 - \varepsilon_m)} \qquad \text{für } 0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 2{,}0 \tag{109}$$

$$\alpha_R = \frac{3 \cdot \varepsilon_m - 2}{3 \cdot \varepsilon_m} \qquad \text{für } \varepsilon_{m1} = 2{,}0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 3{,}5 \tag{112}$$

$$k_a = \frac{\frac{\varepsilon_m}{2} - \frac{2}{3} + \frac{1}{3 \cdot \varepsilon_m}}{\varepsilon_m - \frac{2}{3}} \qquad \text{für } \varepsilon_{m1} = 2{,}0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 3{,}5 \tag{114}$$

$$k_x = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_s + \varepsilon_m} \quad (100)$$

$$k_z = 1 - k_a \cdot k_x \quad (110)$$

$$\mu_{Ed} = k_x \cdot \alpha_R \cdot k_z \quad (115)$$

$$\omega = k_x \cdot \alpha_R \quad (116)$$

Tafel 1a für Steine der Gr. 1 (außer Leichtbeton) mit Stahlbewehrung

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=2,0‰; ε_s=10,0‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{2{,}0}{2{,}0 + 10{,}0} = 0{,}167 \quad (100)$$

$$k_z = 1 - \frac{8 - 2{,}0}{4 \cdot (6 - 2{,}0)} \cdot 0{,}167 = 0{,}938 \quad (110)$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}167 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} \cdot 0{,}938 = 0{,}104 \quad (115)$$

$$\omega = 0{,}167 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} = 0{,}111 \quad (116)$$

Die Werte zwischen ε_m=0‰ und ε_m=2,0‰ bei ε_s=10,0‰ werden mit den selben Glg. bestimmt. Dabei muss solange der Wert für ε_m angepasst werden, bis für μ_{Ed} ein rundes Ergebnis erreicht wird.

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=3,5‰; ε_s=10,0‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{3{,}5}{3{,}5 + 10{,}0} = 0{,}259 \quad (100)$$

$$k_z = 1 - \frac{\frac{3{,}5}{2} - \frac{2}{3} + \frac{1}{3 \cdot 3{,}5}}{3{,}5 - \frac{2}{3}} \cdot 0{,}259 = 0{,}892 \quad (110)$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}259 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} \cdot 0{,}892 = 0{,}187 \quad (115)$$

$$\omega = 0{,}259 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} = 0{,}210 \quad (116)$$

Die Werte zwischen ε_m=2,0‰ und ε_m=3,5‰ bei ε_s=10,0‰ sowie die Werte zwischen ε_s=10,0‰ und ε_s=2,17‰ bei ε_m=3,5‰ werden mit den gleichen Formeln bestimmt. Dabei muss solange der Wert für ε_m bzw. ε_s angepasst werden, bis für μ_{Ed} ein rundes Ergebnis erreicht wird.

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=3,5‰; ε_s=2,17‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{3{,}5}{3{,}5 + 2{,}17} = 0{,}617 \quad (100)$$

$$k_z = 1 - \frac{\frac{3{,}5}{2} - \frac{2}{3} + \frac{1}{3 \cdot 3{,}5}}{3{,}5 - \frac{2}{3}} \cdot 0{,}617 = 0{,}743 \quad (110)$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}617 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} \cdot 0{,}743 = 0{,}371 \quad (115)$$

$$\omega = 0{,}617 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} = 0{,}499 \quad (116)$$

Die vollständige Bemessungstafel 1a kann dem Anhang 16.8 entnommen werden. Bemessungsgrenzen gibt es zum einen bei μ_{Ed}=0,07; um die Bedingung $k_z \leq 0{,}95$ weiterhin einzuhalten. Zum anderen bei μ_{Ed}=0,37; bei einer Stahldehnung von ε_s=2,17‰.

Tafel 1b für Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) mit Stahlbewehrung

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=2,0‰; ε_s=10,0‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{2{,}0}{2{,}0 + 10{,}0} = 0{,}167 \tag{100}$$

$$k_z = 1 - \frac{8 - 2{,}0}{4 \cdot (6 - 2{,}0)} \cdot 0{,}167 = 0{,}938 \tag{110}$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}167 \cdot \frac{3 \cdot 2{,}0 - 2}{3 \cdot 2{,}0} \cdot 0{,}938 = 0{,}104 \tag{115}$$

$$\omega = 0{,}167 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} = 0{,}111 \tag{116}$$

Die Werte werden für alle Dehnungszustände mit den gleichen Formeln bestimmt. Dabei muss solange der Wert für ε_m bzw. ε_s angepasst werden, bis für μ_{Ed} ein rundes Ergebnis erreicht wird.

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=2,0‰; ε_s=2,17‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{2{,}0}{2{,}0 + 2{,}17} = 0{,}479 \tag{100}$$

$$k_z = 1 - \frac{8 - 2{,}0}{4 \cdot (6 - 2{,}0)} \cdot 0{,}479 = 0{,}820 \tag{110}$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}479 \cdot \frac{3 \cdot 2{,}0 - 2}{3 \cdot 2{,}0} \cdot 0{,}820 = 0{,}262 \tag{115}$$

$$\omega = 0{,}479 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} = 0{,}319 \tag{116}$$

Die vollständige Bemessungstafel 1b kann dem Anhang 16.8 entnommen werden. Bemessungsgrenzen gibt es zum einen bei μ_{Ed}=0,07; um die Bedingung $k_z \leq 0{,}95$ weiterhin einzuhalten. Zum anderen bei μ_{Ed}=0,26; bei einer Stahldehnung von ε_s=2,17‰.

6.3 Nachweis eines textilen CFK-Zugbandes im Mauerwerk

Im nächsten Schritt soll hier zunächst die Herleitung für den Nachweis eines textilen Zugbandes innerhalb der Lagerfuge erfolgen. Das folgende Bild 215 zeigt den einfachen Anwendungsfall mit rechteckigem Spannungsblock.

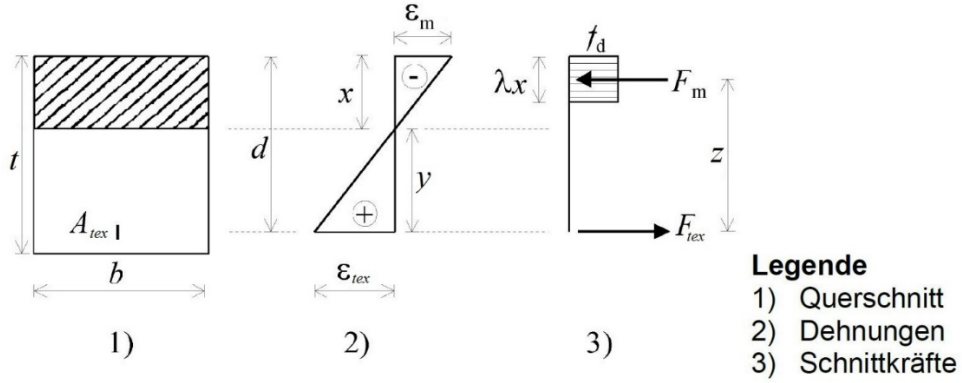


Bild 215 Nachweis CFK-Textilzugband, rechteckiger Spannungsblock

Ein solches Zugband könnte beispielsweise aus 5 Rovings bestehen und innerhalb der Zugzone des Querschnittes in der Lagerfuge eingearbeitet sein. Nach Möglichkeit könnten dafür auch zusätzliche Aussparungen in speziellen Formsteinen vorgesehen werden. So wären auch mehrere Lagen textiler Zugbänder übereinander realisierbar. Auf Grund der gleichen Einbausituation ergeben sich keine wesentlichen Unterschiede zum Nachweis der Stahlbewehrung gem. Abschnitt 6.2 und die meisten Nachweisgleichungen behalten ihre Gültigkeit.

Zunächst gilt wieder die Grundbedingung, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Bemessungswert der auf das bewehrte Mauerwerksbauteil einwirkenden Kraft E_d kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Bauteilwiderstandes R_d sein muss (Glg. (11)).

$$E_d \leq R_d \tag{11}$$

Für den Standardfall eines einfach bewehrten Rechteckquerschnitts darf bei reiner Biegung auch hier das aufnehmbare Bemessungsmoment (M_{Rd}) gem. angepasster Gleichung (13) aus dem verwendeten Bewehrungsquerschnitt (A_{tex}), der Bemessungszugfestigkeit des Textilwerkstoffs ($f_{td,tex}$) sowie dem Hebelarm der inneren Kräfte (z) gem. folgender Glg. (118) bestimmt werden:

$$M_{Rd} = F_{tex} \cdot z = A_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z \qquad \text{für } \varepsilon_{tex} = 7{,}5 \tag{118}$$.

Bei Wänden mit vorgefertigter Lagerfugenbewehrung, die zur Erhöhung der Tragfähigkeit bei Plattenbeanspruchung dient, darf eine erhöhte Biegefestigkeit $f_{xd2,app}$ durch Gleichsetzen des aufnehmbaren Biegemomentes des bewehrten Lagerfugenbereiches mit einem unbewehrten Bereich der gleichen Dicke verwendet werden. Es ergibt sich folgende aus Glg. (35) angepasste Glg. (119), welche sich auf einen Meter Mauerwerkslänge bezieht:

$$f_{xd2,app} = \frac{6 \cdot A_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z}{t^2} \qquad \text{für } \varepsilon_{tex} = 7{,}5 \tag{119}$$.

Der innere Hebelarm kann hier mit der angepassten Gleichung (12) durch Gleichung (120) bestimmt werden, unter der Annahme, dass gleichzeitig die maximale Druck- sowie Zugkraft im Querschnitt erreicht wird.

$$z = d \cdot \left(1 - 0{,}5 \cdot \frac{A_{tex} \cdot f_{td,tex}}{b \cdot d \cdot f_d}\right) \leq 0{,}95 \cdot d \tag{120}$$.

Auch hier sollte die Bedingung 0,95d (k_z = 0,95) eingehalten werden. Grundsätzlich können diese Gleichungen aber nur für den Fall ε_{tex}=7,5‰ gelten, da die Bemessungszugfestigkeit linear abfällt.

Die Begrenzung für Steine der Gr. 1 (außer Leichtbeton) ergibt sich damit gem. Gleichung (104) zu:

$$M_{Rd,lim} = 0{,}8 \cdot \frac{3{,}5}{7{,}5 + 3{,}5} \cdot (1 - \frac{0{,}8}{2} \cdot \frac{3{,}5}{7{,}5 + 3{,}5}) \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{Rd,lim} = 0{,}22 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

Die Begrenzung für Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) ergibt sich damit gem. Gleichung (104) zu:

$$M_{Rd,lim} = 0{,}67 \cdot \frac{2{,}0}{7{,}5 + 2{,}0} \cdot (1 - \frac{0{,}67}{2} \cdot \frac{2{,}0}{7{,}5 + 2{,}0}) \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{Rd,lim} = 0{,}13 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

Damit ist die Anwendung dieser Gleichungen deutlich eingeschränkt und es muss für eine sinnvolle Bemessung mit Bemessungstafeln gearbeitet werden.

Wie die Gleichungen (100) und (105) zeigen, erreicht der Faktor μ unter Anwendung des Grenzwertes 0,95d bereits einen Wert von 0,095 und liegt damit nahe an 0,22 bzw. 0,13.

$$k_x = \frac{2 \cdot (1 - k_z)}{\lambda} = \frac{2 \cdot (1 - 0{,}95)}{2/3} = 0{,}15 \quad (100)$$

$$\mu = \lambda \cdot k_x \cdot k_z = \frac{2}{3} \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}95 = 0{,}095 \quad (105)$$

$$k_x = \frac{2 \cdot (1 - k_z)}{\lambda} = \frac{2 \cdot (1 - 0{,}95)}{0{,}8} = 0{,}125 \quad (100)$$

$$\mu = \lambda \cdot k_x \cdot k_z = 0{,}8 \cdot 0{,}125 \cdot 0{,}95 = 0{,}095 \quad (105)$$

Für die Erstellung der Bemessungstafeln können die gleichen Formeln (100), (108), (109), (110), (112), (114), (115) und (116) aus Abschnitt 6.2 herangezogen werden.

Für die Bemessung mit den Bemessungstafeln gilt Glg. (115) unverändert sowie die aus Glg. (117) angepasste Glg. (121).

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d} \quad (115)$$

$$A_{tex} = \frac{\omega \cdot d \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex}} \quad (121) \ .$$

Bei Wänden mit vorgefertigter Lagerfugenbewehrung, gilt die Gleichung (122), welche sich auf einen Meter Mauerwerkslänge bezieht. Es muss berücksichtigt werden, dass die Bemessungszugfestigkeit mit sinkender Textildehnung ebenfalls sinkt.

$$f_{xd2,app} = \frac{6 \cdot A_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z}{t^2} \quad (122) \ .$$

Tafel 2a für Steine der Gr. 1 (außer Leichtbeton) mit CFK-Zugband

Das folgende Bild 216 zeigt die prinzipiellen Zusammenhänge für diesen Anwendungsfall.

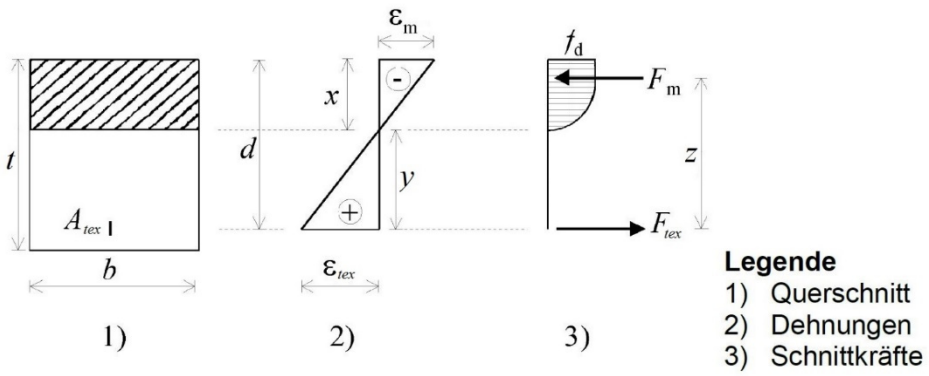


Bild 216 Nachweis CFK-Textilzugband, parabolisch-rechteckiger Spannungsblock

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=2,0‰; ε_{tex}=7,5‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{2{,}0}{2{,}0 + 7{,}5} = 0{,}211 \quad (100)$$

$$k_z = 1 - \frac{8 - 2{,}0}{4 \cdot (6 - 2{,}0)} \cdot 0{,}211 = 0{,}921 \quad (110)$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}211 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} \cdot 0{,}921 = 0{,}129 \quad (115)$$

$$\omega = 0{,}211 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} = 0{,}140 \quad (116)$$

Die Werte zwischen ε_m=0‰ und ε_m=2,0‰ bei ε_{tex}=7,5‰ werden mit den gleichen Formeln bestimmt. Dabei muss solange der Wert für ε_m angepasst werden, bis für μ_{Ed} ein rundes Ergebnis erreicht wird.

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=3,5‰; ε_{tex}=7,5‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{3{,}5}{3{,}5 + 7{,}5} = 0{,}318 \tag{100}$$

$$k_z = 1 - \frac{\frac{3{,}5}{2} - \frac{2}{3} + \frac{1}{3 \cdot 3{,}5}}{3{,}5 - \frac{2}{3}} \cdot 0{,}318 = 0{,}868 \tag{110}$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}318 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} \cdot 0{,}868 = 0{,}223 \tag{115}$$

$$\omega = 0{,}318 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} = 0{,}258 \tag{116}$$

Die Werte zwischen ε_m=2,0‰ und ε_m=3,5‰ bei ε_{tex}=7,5‰ sowie die Werte zwischen ε_{tex}=7,5‰ und ε_{tex}=3,0‰ bei ε_m=3,5‰ werden mit den gleichen Formeln bestimmt. Dabei muss solange der Wert für ε_m bzw. ε_{tex} angepasst werden, bis für μ_{Ed} ein rundes Ergebnis erreicht wird.

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=3,5‰; ε_{tex}=3,0‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{3{,}5}{3{,}5 + 3{,}0} = 0{,}538 \tag{100}$$

$$k_z = 1 - \frac{\frac{3{,}5}{2} - \frac{2}{3} + \frac{1}{3 \cdot 3{,}5}}{3{,}5 - \frac{2}{3}} \cdot 0{,}538 = 0{,}776 \tag{110}$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}538 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} \cdot 0{,}776 = 0{,}338 \tag{115}$$

$$\omega = 0{,}538 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} = 0{,}436 \tag{116}$$

Die vollständige Bemessungstafel 2a kann dem Anhang 16.8 entnommen werden. Bemessungsgrenzen gibt es zum einen bei μ_{Ed}=0,06; um die Bedingung $k_z \leq 0{,}95$ weiterhin einzuhalten. Zum anderen bei μ_{Ed}=0,34; bei einer Textildehnung von ε_{tex}=3,0‰.

Tafel 2b für Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) mit CFK-Zugband

Das folgende Bild 217 zeigt die prinzipiellen Zusammenhänge für diesen Anwendungsfall:

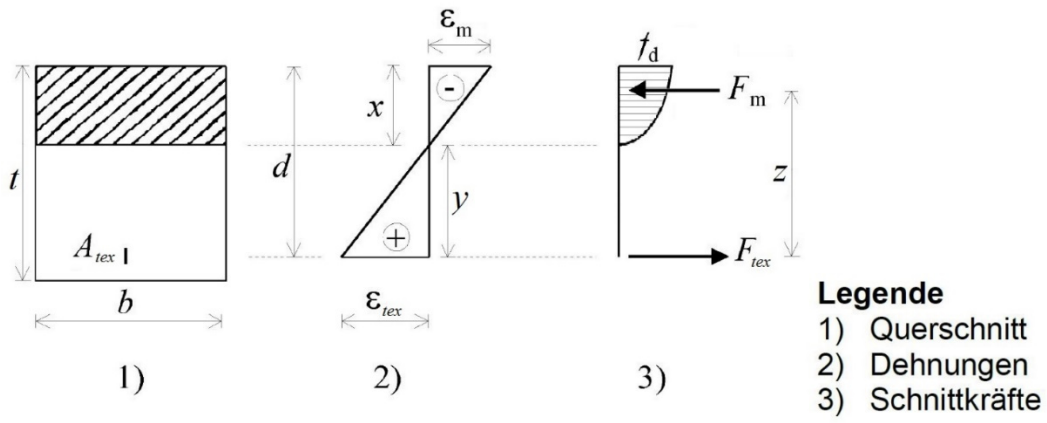


Bild 217 Nachweis CFK-Textilzugband, parabolischer Spannungsblock

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=2,0‰; ε_{tex}=7,5‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{2{,}0}{2{,}0 + 7{,}5} = 0{,}211 \tag{100}$$

$$k_z = 1 - \frac{8 - 2{,}0}{4 \cdot (6 - 2{,}0)} \cdot 0{,}211 = 0{,}921 \tag{110}$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}211 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} \cdot 0{,}921 = 0{,}129 \tag{115}$$

$$\omega = 0{,}211 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} = 0{,}140 \tag{116}$$

Die Werte werden für alle Dehnungszustände mit den gleichen Formeln bestimmt. Dabei muss solange der Wert für ε_m bzw. ε_{tex} angepasst werden, bis für μ_{Ed} ein rundes Ergebnis erreicht wird.

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=2,0‰; ε_{tex}=3,0‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{2{,}0}{2{,}0 + 3{,}0} = 0{,}400 \tag{100}$$

$$k_z = 1 - \frac{8 - 2{,}0}{4 \cdot (6 - 2{,}0)} \cdot 0{,}400 = 0{,}850 \tag{110}$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}400 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} \cdot 0{,}850 = 0{,}227 \tag{115}$$

$$\omega = 0{,}400 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} = 0{,}267 \tag{116}$$

Die vollständige Bemessungstafel 2b kann dem Anhang 16.8 entnommen werden. Bemessungsgrenzen gibt es zum einen bei μ_{Ed}=0,06; um die Bedingung $k_z \leq 0{,}95$ weiterhin einzuhalten. Zum anderen bei μ_{Ed}=0,23; bei einer Textildehnung von ε_{tex}=3,0‰.

6.4 Nachweis von CFK-Textilbewehrten Mauerwerk

In diesem Abschnitt erfolgt die Herleitung für den Nachweis einer vollständigen textilen CFK-Bewehrung innerhalb der Lagerfuge. Das folgende Bild 218 zeigt den vereinfachten Ansatz mit rechteckigem Spannungsblock. Auf Grund der flächigen Einbausituation des Bewehrungstextils innerhalb der Lagerfuge ergeben sich wesentliche Unterschiede zu den bisher erfolgten Nachweisen.

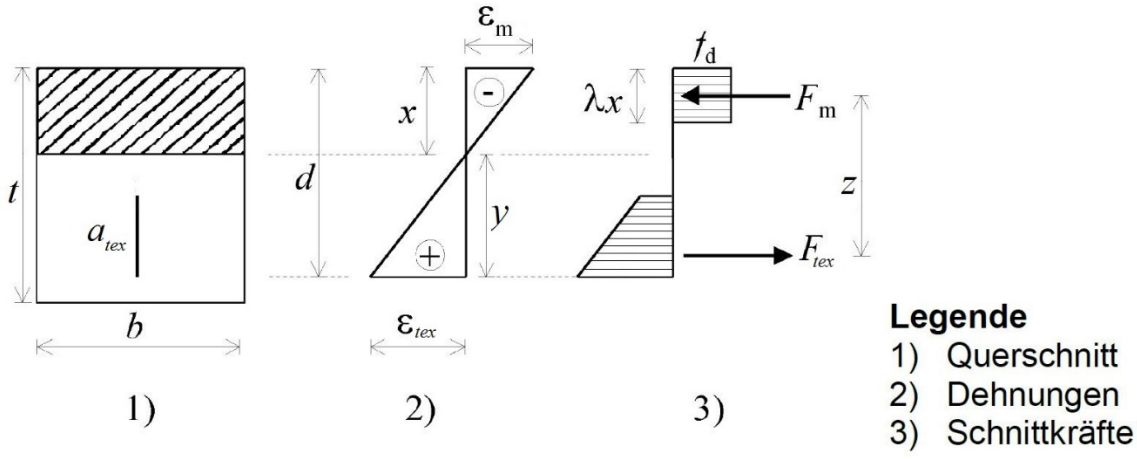


Bild 218 Nachweis Textile CFK-Bewehrung, rechteckiger Spannungsblock

Zunächst gilt wieder die Grundbedingung, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Bemessungswert der auf das bewehrte Mauerwerksbauteil einwirkenden Kraft E_d kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Bauteilwiderstandes R_d sein muss (Glg. (11)).

$$E_d \leq R_d \tag{11}$$

Für den Grenzfall einer maximalen Textilranddehnung von ε_{tex}=7,5‰ lässt sich eine allgemeine Nachweisgleichung gem. Abschnitt 3.3.2 herleiten. Da unterhalb dieser Dehnung die Bemessungsspannung sinkt, ist die Beschränkung auf diesen Dehnungszustand erforderlich, alternativ können auch Bemessungstafeln herangezogen werden. Die Textildehnung nimmt vom Maximalwert in Richtung Spannungsnulllinie linear fallend ab. Damit sinkt ebenfalls linear fallend die ansetzbare Bemessungsspannung. Unterer Grenzwert ist dabei die Textildehnung $\varepsilon_{und,tex}$=3,0‰ mit einer ansetzbaren Bemessungsspannung von 307 N/mm² (vgl. Abschnitt 3.5.3). Oberer Grenzwert ist die Textildehnung $\varepsilon_{u,tex}$=7,5‰ mit einer ansetzbaren Bemessungsspannung von 769 N/mm².

Der bezogene Anteil des Textils ($h_{tex,b}$) an y beträgt für den vorliegenden Fall 60 % und lässt sich allgemein gem. Gleichung (123) errechnen:

$$h_{tex,b} = \frac{\varepsilon_{u,tex} - \varepsilon_{und,tex}}{\varepsilon_{u,tex}} = \frac{7{,}5 - 3{,}0}{7{,}5} = 0{,}60 \tag{123}$$.

Der Flächenanteil des Textils an der Zugzone α_{tex} kann nun mittels bezogenem Flächeninhalt des Trapezes gem. folgender Gleichung (124) festgelegt werden:

$$\alpha_{tex} = \frac{(\varepsilon_{u,tex} + \varepsilon_{und,tex}) \cdot h_{tex,b} \cdot 0{,}5}{\varepsilon_{u,tex}} = \frac{(7{,}5 + 3{,}0) \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}5}{7{,}5} = 0{,}42 \tag{124}$$.

Zur Bestimmung des Hebelarmes ist der bezogene Randabstand k_{tex} der Spannungsresultierenden F_{tex} zum freien Rand erforderlich. Dieser lässt sich als bezogener Schwerpunkt des Trapezes gem. der folgenden Gleichung (125) bestimmen:

$$k_{tex} = \frac{h_{tex,b} \cdot (\varepsilon_{u,tex} + 2 \cdot \varepsilon_{und,tex})}{3 \cdot (\varepsilon_{u,tex} + \varepsilon_{und,tex})} = \frac{0{,}6 \cdot (7{,}5 + 2 \cdot 3{,}0)}{3 \cdot (7{,}5 + 3{,}0)} \approx 0{,}25 = \frac{1}{4} \tag{125}$$.

Der Randabstand der Spannungsresultierenden beträgt demnach rund 0,25y.

Die Grundbedingung des Gleichgewichtes der Kräfte muss auch im textilbewehrten Querschnitt erhalten bleiben und stellt sich dabei gem. abgewandelter Glg. (96) nach Glg. (126) dar:

$$M_{Rd} = F_s \cdot z = F_m \cdot z \tag{96}$$

$$M_{Rd} = F_{tex} \cdot z = F_m \cdot z \tag{126}$$.

Der Faktor z beschreibt hier ebenfalls die Größe des inneren Hebelarmes und kann mit der folgenden Gleichung (127) errechnet werden:

$$z = d - \frac{\lambda \cdot x}{2} - 0{,}25 \cdot y = d - \frac{\lambda \cdot x}{2} - \frac{d - x}{4} = k_z \cdot d \qquad \text{für} \quad \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \tag{127}$$.

Der Faktor x beschreibt die Größe der Druckzone innerhalb der Nutzhöhe (d) des Querschnitts und kann mittels Umstellung der Gleichung (127) mit der folgenden Gleichung (128) errechnet werden:

$$x = \frac{3 \cdot d - 4 \cdot z}{2 \cdot \lambda - 1} = d - y = k_x \cdot d \qquad \text{für} \quad \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \tag{128}$$.

Der Faktor y beschreibt die Größe der Zugzone innerhalb der Nutzhöhe (d) des Querschnitts und kann mit der folgenden Gleichung (129) errechnet werden:

$$y = d - x = d - \frac{3 \cdot d - 4 \cdot z}{2 \cdot \lambda - 1} = k_y \cdot d \qquad \text{für} \quad \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \tag{129}$$.

Der Faktor k_x beschreibt den Anteil der Druckzone (x) an der gesamten Nutzhöhe (d) des Querschnitts und kann mit der folgenden Gleichung (130) errechnet werden:

$$k_x = \frac{x}{d} = 1 - k_y = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{tex} + \varepsilon_m} \quad (130) \ .$$

Der Faktor k_y beschreibt den Anteil der Zugzone (y) an der gesamten Nutzhöhe (d) des Querschnitts und kann mit der folgenden Gleichung (131) errechnet werden:

$$k_y = \frac{y}{d} = 1 - k_x = \frac{\varepsilon_{tex}}{\varepsilon_{tex} + \varepsilon_m} \quad (131) \ .$$

Der Faktor k_z beschreibt die anteilige Größe des inneren Hebelarmes (z) bezogen auf die gesamte Nutzhöhe (d) des Querschnitts und kann mit der folgenden Gleichung (132) errechnet werden:

$$z = d - \frac{\lambda \cdot x}{2} - \frac{d - x}{4}$$

$$k_z \cdot d = d - \frac{\lambda}{2} \cdot d \cdot k_x - \frac{d - d \cdot k_x}{4}$$

$$k_z = 1 - \frac{\lambda}{2} \cdot k_x - \frac{1 - k_x}{4} \qquad \text{für} \quad \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \quad (132) \ .$$

Für den Standardfall eines einfach bewehrten Rechteckquerschnitts kann damit bei reiner Biegung das aufnehmbare Bemessungsmoment in Anlehnung an Gleichung (13) gem. der folgenden Gleichung (133) bestimmt werden:

$$M_{Rd} = F_{tex} \cdot z = A_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z = 0{,}42 \cdot y \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z = 0{,}42 \cdot (d - x) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z \quad (133) \ .$$

$$M_{Rd} = 0{,}42 \cdot \left(d - \frac{3 \cdot d - 4 \cdot z}{2 \cdot \lambda - 1}\right) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z \qquad \text{für} \quad \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰$$

Bei Wänden mit vorgefertigter Lagerfugenbewehrung, die zur Erhöhung der Tragfähigkeit bei Plattenbeanspruchung dient, darf eine erhöhte Biegefestigkeit $f_{xd2,app}$ durch Gleichsetzen des aufnehmbaren Biegemomentes des bewehrten Lagerfugenbereiches (Glg. (133)) mit einem unbewehrten Bereich der gleichen Dicke (Glg. (29)) verwendet werden. Es ergibt sich Glg. (134), welche sich auf einen Meter Mauerwerkslänge bezieht.

$$0{,}42 \cdot y \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z = f_{xd} \cdot \frac{b \cdot t^2}{6}$$

$$\frac{6 \cdot 0{,}42 \cdot y \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z}{b \cdot t^2} = f_{xd} \qquad mit \ b = 1 \ m$$

$$f_{xd2,app} = \frac{2{,}52 \cdot y \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z}{t^2} \qquad \text{für} \quad \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \quad (134) \ .$$

Die Bemessungszugfestigkeit der textilen Bewehrung ergibt sich gem. Glg. (69) (Abschnitt 3.5.3) zu 769 N/mm².

Die für die Bemessung erforderliche Bestimmungsgleichung für z (135) lässt sich wie folgt aus dem Gleichgewicht der Kräfte (126) herleiten:

$$M_{Rd} = F_{tex} \cdot z = F_m \cdot z$$

$$F_{tex} = F_m$$

$$0{,}42 \cdot (d - x) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} = \lambda \cdot x \cdot f_d \cdot b$$

$$0{,}42 \cdot (d - \frac{3 \cdot d - 4 \cdot z}{2 \cdot \lambda - 1}) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} = \lambda \cdot \frac{3 \cdot d - 4 \cdot z}{2 \cdot \lambda - 1} \cdot f_d \cdot b$$

$$\left(d - \frac{3 \cdot d}{2 \cdot \lambda - 1} + \frac{4 \cdot z}{2 \cdot \lambda - 1}\right) \cdot 42 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} = \left(\frac{3 \cdot d}{2 \cdot \lambda - 1} - \frac{4 \cdot z}{2 \cdot \lambda - 1}\right) \cdot \lambda \cdot f_d \cdot b \cdot 100$$

$$\left(\frac{3 \cdot d}{2 \cdot \lambda - 1} - d\right) \cdot 42 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \frac{3 \cdot d}{2 \cdot \lambda - 1} \cdot \lambda \cdot f_d \cdot b \cdot 100 =$$

$$\frac{4 \cdot z}{2 \cdot \lambda - 1} \cdot 42 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \frac{4 \cdot z}{2 \cdot \lambda - 1} \cdot \lambda \cdot f_d \cdot b \cdot 100$$

$$3 \cdot d \cdot \left(\left(\frac{1}{2 \cdot \lambda - 1} - \frac{1}{3}\right) \cdot 42 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \frac{1}{2 \cdot \lambda - 1} \cdot \lambda \cdot f_d \cdot b \cdot 100\right) =$$

$$z \cdot \frac{4}{2 \cdot \lambda - 1} \cdot \left(42 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + 100 \cdot b \cdot f_d \cdot \lambda\right)$$

$$3 \cdot d \cdot \left(\left(\frac{42}{2 \cdot \lambda - 1} - 14\right) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \frac{100}{2 \cdot \lambda - 1} \cdot \lambda \cdot f_d \cdot b\right) \cdot \frac{2 \cdot \lambda - 1}{4} =$$

$$z \cdot \left(42 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + 100 \cdot b \cdot f_d \cdot \lambda\right)$$

$$3 \cdot d \cdot \left(\left(\frac{42}{4} - \frac{14 \cdot (2 \cdot \lambda - 1)}{4}\right) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \frac{100}{4} \cdot \lambda \cdot f_d \cdot b\right) = z \cdot \left(42 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + 100 \cdot b \cdot f_d \cdot \lambda\right)$$

$$3 \cdot d \cdot \left(\left(\frac{42 - 28 \cdot \lambda + 14)}{4}\right) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + 25 \cdot \lambda \cdot f_d \cdot b\right) = z \cdot \left(42 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + 100 \cdot b \cdot f_d \cdot \lambda\right)$$

$$3 \cdot d \cdot \left((14 - 7 \cdot \lambda) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + 25 \cdot \lambda \cdot f_d \cdot b\right) = z \cdot \left(42 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + 100 \cdot b \cdot f_d \cdot \lambda\right)$$

$$3 \cdot d \cdot \left(25 \cdot b \cdot f_d \cdot \lambda - 7 \cdot a_{tex} \cdot (\lambda - 2) \cdot f_{td,tex}\right) = z \cdot \left(42 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + 100 \cdot b \cdot f_d \cdot \lambda\right)$$

$$z = \frac{3 \cdot d \cdot (25 \cdot b \cdot f_d \cdot \lambda - 7 \cdot a_{tex} \cdot (\lambda - 2) \cdot f_{td,tex})}{42 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + 100 \cdot b \cdot f_d \cdot \lambda} \qquad \text{für } \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \qquad (135)$$.

Die Bedingung 0,95d ($k_z \leq 0{,}95$) kann in der Form nicht weiterhin sinnvoll verwendet werden, da sich im vorliegenden Fall, durch die Verschiebung der Zugspannungsresultierenden in Richtung Spannungsnulllinie, für k_z immer Werte deutlich kleiner 0,95 ergeben. Zur Begrenzung der rechnerischen Druckzonengröße muss daher ein anderer Ansatz gewählt werden. Dafür soll an der Stelle ein einfacher Vergleichsansatz herangezogen werden. Bei dem in Abschnitt 6.2 erläuterten Grundverfahren für bewehrtes Mauerwerk kann k_z gem. Glg. (102) vereinfacht berechnet werden. Unter einem Ansatz für k_z von 0,95 und einem vereinfacht angesetzten Wert für λ von 0,8 ergibt sich ein Wert für k_x von 0,125. Das bedeutet, die Druckzonenhöhe muss rund 1/8 der verfügbaren Nutzhöhe (d) betragen. Dieser Wert soll hier vereinfacht als Begrenzung gewählt werden. Setzt man diesen Grenzwert ($k_x = 0{,}125$) in die für den vorliegenden Fall textiler Bewehrung in der Lagerfuge hergeleitete Bestimmungsgleichung für k_z (132) ein, so ergibt sich dieser zu einem angepassten Grenzwert von 0,73d ($k_z \leq 0{,}73$).

$$k_z = 1 - \frac{\lambda}{2} \cdot k_x \qquad (102)$$

$$k_x = \frac{(1 - k_z) \cdot 2}{\lambda} = \frac{(1 - 0{,}95) \cdot 2}{0{,}8} = \frac{1}{8} = 0{,}125$$

$$k_z = 1 - \frac{\lambda}{2} \cdot k_x - \frac{1 - k_x}{4} \qquad (132)$$

$$k_z = 1 - \frac{0{,}8}{2} \cdot 0{,}125 - \frac{1 - 0{,}125}{4} = 0{,}73$$

Für Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) ergibt sich analog unter einem Ansatz für k_z von 0,95 und einem hierbei vereinfacht angesetzten Wert für λ von 0,67 ein Wert für k_z von 0,15. Das bedeutet, die Druckzonenhöhe muss rund 3/20 der verfügbaren Nutzhöhe (d) betragen. Dieser Wert soll hier vereinfacht als Begrenzung gewählt werden. Setzt man diesen Grenzwert (k_x = 0,15) in die für den vorliegenden Fall textiler Bewehrung in der Lagerfuge hergeleitete Bestimmungsgleichung für k_z (132) ein, so ergibt sich dieser zu einem angepassten Grenzwert von 0,74d ($k_z \leq 0{,}74$).

$$k_z = 1 - \frac{\lambda}{2} \cdot k_x \tag{102}$$

$$k_x = \frac{(1 - k_z) \cdot 2}{\lambda} = \frac{(1 - 0{,}95) \cdot 2}{0{,}67} = \frac{3}{20} = 0{,}15$$

$$k_z = 1 - \frac{\lambda}{2} \cdot k_x - \frac{1 - k_x}{4} \tag{132}$$

$$k_z = 1 - \frac{0{,}67}{2} \cdot 0{,}15 - \frac{1 - 0{,}15}{4} = 0{,}74$$

Die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerkes (f_d) ergibt sich gemäß Gleichung (103):

$$f_d = 0{,}85 \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \tag{103}$$

Da die hergeleiteten Bemessungsformeln nur für den Dehnungszustand ε_{tex}=7,5‰ zugelassen werden können, ist es sinnvoll, direkt für diesen Zustand eine Begrenzung des aufnehmbaren Momentes anzugeben. Dies lässt sich gem. der folgenden Ausführungen realisieren:

$$M_{Rd} = F_m \cdot z = (\lambda \cdot x \cdot b \cdot f_d) \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} - \frac{d - x}{4}\right)$$

$$M_{Rd} = (\lambda \cdot k_x \cdot d \cdot b \cdot f_d) \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot k_x \cdot d}{2} - \frac{d - k_x \cdot d}{4}\right)$$

$$M_{Rd} = (\lambda \cdot k_x \cdot d \cdot b \cdot f_d) \cdot d \cdot \left(1 - \frac{\lambda \cdot k_x}{2} - \frac{1 - k_x}{4}\right)$$

$$M_{Rd} = \lambda \cdot k_x \cdot b \cdot f_d \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\lambda \cdot k_x}{2} - \frac{1 - k_x}{4}\right)$$

$$M_{Rd} = \lambda \cdot \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{tex} + \varepsilon_m} \cdot (1 - \frac{\lambda}{2} \cdot \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{tex} + \varepsilon_m} - \frac{1 - \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{tex} + \varepsilon_m}}{4}) \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \tag{136}$$

$$M_{Rd} = \lambda \cdot k_x \cdot (1 - \frac{\lambda}{2} \cdot k_x - \frac{1 - k_x}{4}) \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{Rd} = \lambda \cdot k_x \cdot k_z \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 = \mu \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \tag{137}$$

Die maximale Bruchdehnung von Mauerwerk ist auf 3,5 ‰ bei Steinen der Gr. 1 (außer Leichtbeton) und 2,0 ‰ bei Steinen der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) festgelegt.

Für Steine der Gr. 1 (außer Leichtbeton) kann ein parabolisch-rechteckiger Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie angesetzt werden. Der λ-Wert für diesen Verlauf kann annähernd mit 0,8 angenommen werden und in Gleichung (136) eingesetzt ergibt sich:

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}8 \cdot \frac{3{,}5}{7{,}5 + 3{,}5} \cdot (1 - \frac{0{,}8}{2} \cdot \frac{3{,}5}{7{,}5 + 3{,}5} - \frac{1 - \frac{3{,}5}{7{,}5 + 3{,}5}}{4}) \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}179 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \sim 0{,}18 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

Für Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) kann ein parabolischer Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie angesetzt werden. Der λ-Wert für diesen Verlauf kann annähernd mit 0,67 angenommen werden und in Gleichung (136) eingesetzt ergibt sich:

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}67 \cdot \frac{2{,}0}{7{,}5+2{,}0} \cdot \left(1 - \frac{0{,}67}{2} \cdot \frac{2{,}0}{7{,}5+2{,}0} - \frac{1-\frac{2{,}0}{7{,}5+2{,}0}}{4}\right) \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}103 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \sim 0{,}10 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

Damit ist die Anwendung dieser Gleichungen deutlich eingeschränkt. Wie die Gleichung (105) zeigt, erreicht der Faktor μ unter Anwendung des Grenzwertes 0,74d bzw. 0,73d bereits einen Wert von 0,074 bzw. 0,073 und liegt damit nahe an 0,10 bzw. 0,18.

$$\mu = \lambda \cdot k_x \cdot k_z = \frac{2}{3} \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}74 = 0{,}074 \qquad (105)$$

$$\mu = \lambda \cdot k_x \cdot k_z = 0{,}8 \cdot 0{,}125 \cdot 0{,}73 = 0{,}073 \qquad (105)$$

Zusammengefasst ergeben sich damit unter Berücksichtigung der Gleichungen (133), (134), (135) und (136) in Verbindung mit den zugehörigen Dehnungen und λ-Werten die folgenden Gleichungen zur Bemessung von CFK-textilbewehrten Mauerwerk für ε_{tex}=7,5‰:

<u>Für Steine der Gr. 1 (außer Leichtbeton):</u>

Das aufnehmbare Bemessungsmoment errechnet sich gem. Glg. (138):

$$M_{Rd} = 0{,}42 \cdot \left(\frac{20 \cdot z}{3} - 4 \cdot d\right) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z \qquad für \;\; \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \qquad (138)$$

Der Hebelarm der inneren Kräfte errechnet sich gem. Glg. (139):

$$z = \frac{3 \cdot d \cdot \left(50 \cdot b \cdot f_d + 21 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex}\right)}{5 \cdot \left(21 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + 40 \cdot b \cdot f_d\right)} \leq 0{,}73 \cdot d \qquad für \;\; \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \qquad (139)$$

Begrenzung des aufnehmbaren Bemessungsmomentes errechnet sich gem. Glg. (140):

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}18 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \qquad für \;\; \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \qquad (140)$$

Erhöhte Biegefestigkeit bei Lagerfugenbewehrung errechnet sich gem. Glg.(141):

$$f_{xd2,app} = \frac{2{,}52 \cdot \left(\frac{20 \cdot z}{3} - 4 \cdot d\right) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z}{t^2} \qquad für \;\; \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \qquad (141)$$

<u>Für Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1):</u>

Das aufnehmbare Bemessungsmoment errechnet sich gem. Glg. (142):

$$M_{Rd} = 0{,}42 \cdot (12 \cdot z - 8 \cdot d) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z \qquad für \;\; \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \qquad (142)$$

Der Hebelarm der inneren Kräfte errechnet sich gem. Glg. (143):

$$z = \frac{3 \cdot d \cdot (50 \cdot b \cdot f_d + 28 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex})}{2 \cdot (63 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + 100 \cdot b \cdot f_d)} \leq 0{,}74 \cdot d \qquad für \;\; \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \qquad (143)$$

Begrenzung des aufnehmbaren Bemessungsmomentes errechnet sich gem. Glg. (144):

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}10 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \qquad für \;\; \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \qquad (144)$$

Erhöhte Biegefestigkeit bei Lagerfugenbewehrung errechnet sich gem. Glg. (145):

$$f_{xd2,app} = \frac{2{,}52 \cdot (12 \cdot z - 8 \cdot d) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z}{t^2} \qquad \text{für} \quad \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \tag{145}$$

Unter Anwendung der dargestellten Nachweisformeln ((138) - (145)) ist damit eine Biegebemessung beim CFK-textilbewehrten Mauerwerk für den Grenzwert 7,5 ‰ Textilranddehnung unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Steingruppen möglich. Der Vorteil liegt dabei weiterhin in der etwas einfacheren Anwendung der Nachweisformeln im Vergleich zu Bemessungstafeln, wobei die hier vorliegenden Nachweisformeln bereits deutlich komplexer sind als diejenigen des gewöhnlichen bewehrten Mauerwerkes und sich dieser Vorteil damit deutlich relativiert. Durch die Begrenzung auf eine Textilranddehnung von 7,5 ‰ wird immer die volle Textiltragfähigkeit ausgenutzt, was bezüglich Kostenüberlegungen einen weiteren Vorteil darstellt. Im Verbundbaustoff „textilbewehrtes Mauerwerk" stellt das Textil immerhin mit deutlichem Abstand den kostenintensivsten Materialbestanteil dar. Die Textilausnutzung kann man aber auch unter geschickter Nutzung von Bemessungstafeln gewährleisten.

Nachteil an dem Verfahren ist ebenfalls, dass der Bewehrungsquerschnitt eine Eingangsgröße darstellt. Das heißt, es müssen unter Umständen mehrere Bewehrungsquerschnitte geprüft werden, um das für die Bemessung erforderliche M_{Rd} zu erhalten.

Für textile Bewehrung aus Carbon- oder Glasfasern beschreibt die Spannungs-Dehnungs-Linie für die Bemessung einen ansteigenden Verlauf. Damit wird eine Nutzung von Bemessungstafeln unumgänglich, insofern das gesamte Bemessungsspektrum genutzt werden soll, da für jeden Dehnungszustand unterhalb der maximalen Textilranddehnung ein anderer Wert für die Bemessungsspannung anzusetzen ist.

Insgesamt ist die Anwendbarkeit der vorliegenden Gleichungen eingeschränkt und es muss für eine sinnvolle Bemessung mit Bemessungstafeln gearbeitet werden. Für die Erstellung der Bemessungstafeln können die Formeln (108), (109), (112) und (114) (Abschnitt 6.2) sowie die Gleichungen (124), (125), (130) und (131) aus dem vorliegenden Abschnitt herangezogen werden.

Abweichend zur Gleichung (132) ergibt sich der Faktor k_z jetzt nach folgender Glg. (146):

$$k_z = 1 - k_a \cdot k_x - k_{tex} \cdot k_y \tag{146}$$

Für die Bemessung mit Bemessungstafeln bietet sich auch hier das dimensionslose μ-Verfahren an. Als Eingangsgröße dient das bezogene Moment μ_{Ed}. Grundlage dafür stellt die Bedingung (126) dar:

$$M_{Rd} = F_{tex} \cdot z = F_m \cdot z \tag{126}$$

Damit gilt die Gleichung (115) für μ_{Ed} weiterhin:

$$M_{Ed} = F_m \cdot z = x \cdot b \cdot f_d \cdot \alpha_R \cdot z = k_x \cdot d \cdot b \cdot f_d \cdot \alpha_R \cdot k_z \cdot d$$

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d} = k_x \cdot \alpha_R \cdot k_z \tag{115}$$

Die Bestimmungsgleichung für den Bewehrungsgrad ω gem. Glg. (116) behält ebenfalls Gültigkeit:

$$\frac{F_{tex}}{d \cdot b \cdot f_d} = \frac{F_m}{d \cdot b \cdot f_d} = \omega$$

$$\omega = \frac{F_m}{d \cdot b \cdot f_d} = \frac{x \cdot b \cdot f_d \cdot \alpha_R}{d \cdot b \cdot f_d} = \frac{k_x \cdot d \cdot b \cdot f_d \cdot \alpha_R}{d \cdot b \cdot f_d} = k_x \cdot \alpha_R$$

$$\omega = k_x \cdot \alpha_R = \frac{\mu_{Ed}}{k_z} \tag{116}$$

Die erforderliche Bewehrung a_{tex} kann abschließend mit der Glg. (147) errechnet werden:

$$F_{tex} = F_m = \omega \cdot d \cdot b \cdot f_d$$

$$A_{tex} = a_{tex} \cdot k_y \cdot d \cdot \alpha_{tex} = \frac{F_{tex}}{\sigma_{tex}} = \frac{\omega \cdot d \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex}}$$

$$a_{tex} = \frac{\omega \cdot d \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex} \cdot k_y \cdot d \cdot \alpha_{tex}} = \frac{\omega \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex} \cdot k_y \cdot \alpha_{tex}} \quad (147) \ .$$

Bei Wänden mit vorgefertigter Lagerfugenbewehrung, die zur Erhöhung der Tragfähigkeit bei Plattenbeanspruchung dient, gilt hier die aus Glg. (134) angepasste Glg. (148), welche sich auf einen Meter Mauerwerkslänge bezieht. Es muss berücksichtigt werden, dass der Flächenanteil des Textils an der Zugzone und die Bemessungszugfestigkeit mit sinkender Textildehnung ebenfalls sinken.

$$f_{xd2,app} = \frac{6 \cdot \alpha_{tex} \cdot y \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z}{t^2} \quad (148) \ .$$

Zusammenfassend sind im Folgenden die für die Erstellung der Bemessungstafeln relevanten Bestimmungsgleichungen erneut dargestellt:

$$\alpha_R = \frac{\varepsilon_m \cdot (6 - \varepsilon_m)}{12} \qquad f\ddot{u}r\ 0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 2{,}0 \quad (108)$$

$$k_a = \frac{8 - \varepsilon_m}{4 \cdot (6 - \varepsilon_m)} \qquad f\ddot{u}r\ 0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 2{,}0 \quad (109)$$

$$\alpha_R = \frac{3 \cdot \varepsilon_m - 2}{3 \cdot \varepsilon_m} \qquad f\ddot{u}r\ \varepsilon_{m1} = 2{,}0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 3{,}5 \quad (112)$$

$$k_a = \frac{\frac{\varepsilon_m}{2} - \frac{2}{3} + \frac{1}{3 \cdot \varepsilon_m}}{\varepsilon_m - \frac{2}{3}} \qquad f\ddot{u}r\ \varepsilon_{m1} = 2{,}0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 3{,}5 \quad (114)$$

$$\alpha_{tex} = \frac{(\varepsilon_{u,tex} + \varepsilon_{und,tex}) \cdot \frac{\varepsilon_{u,tex} - \varepsilon_{und,tex}}{\varepsilon_{u,tex}} \cdot 0{,}5}{\varepsilon_{u,tex}} = \frac{(\varepsilon_{u,tex} + 3{,}0) \cdot \frac{\varepsilon_{u,tex} - 3{,}0}{\varepsilon_{u,tex}}}{2 \cdot \varepsilon_{u,tex}} \quad (124)$$

$$k_{tex} = \frac{\frac{\varepsilon_{u,tex} - \varepsilon_{und,tex}}{\varepsilon_{u,tex}} \cdot (\varepsilon_{u,tex} + 2 \cdot \varepsilon_{und,tex})}{3 \cdot (\varepsilon_{u,tex} + \varepsilon_{und,tex})} = \frac{\frac{\varepsilon_{u,tex} - 3{,}0}{\varepsilon_{u,tex}} \cdot (\varepsilon_{u,tex} + 6{,}0)}{3 \cdot (\varepsilon_{u,tex} + 3{,}0)} \quad (125)$$

$$k_x = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{tex} + \varepsilon_m} \quad (130)$$

$$k_y = \frac{\varepsilon_{tex}}{\varepsilon_{tex} + \varepsilon_m} \quad (131)$$

$$k_z = 1 - k_a \cdot k_x - k_{tex} \cdot k_y \quad (146)$$

$$\mu_{Ed} = k_x \cdot \alpha_R \cdot k_z \quad (115)$$

$$\omega = k_x \cdot \alpha_R \quad (116)$$

$$a_{tex} = \frac{\omega \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex} \cdot k_y \cdot \alpha_{tex}} = \frac{\omega_{tex} \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex}} \qquad mit\ \omega_{tex} = \frac{\omega}{k_y \cdot \alpha_{tex}} \quad (147)$$

Tafel 3a für Steine der Gr. 1 (außer Leichtbeton) mit CFK-Textiler Lagerfugenbewehrung

Das folgende Bild 219 zeigt die prinzipiellen Zusammenhänge für diesen Anwendungsfall:

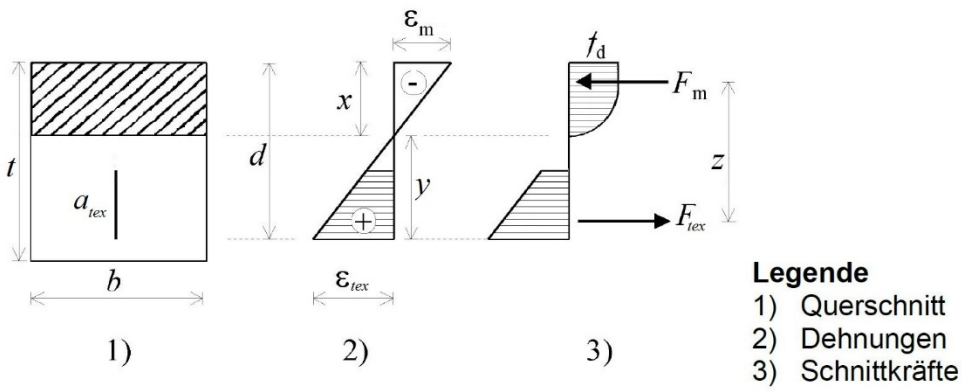


Bild 219 Nachweis Textile CFK-Bewehrung, parabolisch-rechteckiger Spannungsblock

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=2,0‰; ε_{tex}=7,5‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{2{,}0}{2{,}0 + 7{,}5} = 0{,}211 \quad (130)$$

$$k_y = \frac{7{,}5}{2{,}0 + 7{,}5} = 0{,}789 \quad (131)$$

$$k_z = 1 - \frac{8 - 2{,}0}{4 \cdot (6 - 2{,}0)} \cdot 0{,}211 - \frac{\frac{7{,}5 - 3{,}0}{7{,}5} \cdot (7{,}5 + 6{,}0)}{3 \cdot (7{,}5 + 3{,}0)} \cdot 0{,}789 = 0{,}718 \quad (146)$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}211 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} \cdot 0{,}718 = 0{,}10 \quad (115)$$

$$\omega = 0{,}211 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} = 0{,}140 \quad (116)$$

$$\alpha_{tex} = \frac{(7{,}5 + 3{,}0) \cdot \frac{7{,}5 - 3{,}0}{7{,}5}}{2 \cdot 7{,}5} = 0{,}42 \quad (124)$$

$$\omega_{tex} = \frac{0{,}14}{0{,}789 \cdot 0{,}42} = 0{,}423 \quad (147)$$

Die Werte zwischen ε_m=0‰ und ε_m=2,0‰ bei ε_{tex}=7,5‰ werden mit den gleichen Formeln bestimmt. Dabei muss solange der Wert für ε_m angepasst werden, bis für μ_{Ed} ein rundes Ergebnis erreicht wird.

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=3,5‰; ε_{tex}=7,5‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{3{,}5}{3{,}5 + 7{,}5} = 0{,}318 \quad (130)$$

$$k_y = \frac{7{,}5}{3{,}5 + 7{,}5} = 0{,}682 \quad (131)$$

$$k_z = 1 - \frac{\frac{3{,}5}{2} - \frac{2}{3} + \frac{1}{3 \cdot 3{,}5}}{3{,}5 - \frac{2}{3}} \cdot 0{,}318 - \frac{\frac{7{,}5 - 3{,}0}{7{,}5} \cdot (7{,}5 + 6{,}0)}{3 \cdot (7{,}5 + 3{,}0)} \cdot 0{,}682 = 0{,}692 \quad (146)$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}318 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} \cdot 0{,}692 = 0{,}178 \quad (115)$$

$$\omega = 0{,}318 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} = 0{,}258 \quad (116)$$

$$\alpha_{tex} = \frac{(7{,}5 + 3{,}0) \cdot \frac{7{,}5 - 3{,}0}{7{,}5}}{2 \cdot 7{,}5} = 0{,}42 \quad (124)$$

$$\omega_{tex} = \frac{0{,}258}{0{,}682 \cdot 0{,}42} = 0{,}90 \quad (147)$$

Die Werte zwischen ε_m=2,0‰ und ε_m=3,5‰ bei ε_{tex}=7,5‰ sowie die Werte zwischen ε_{tex}=7,5‰ und ε_{tex}=3,0‰ bei ε_m=3,5‰ werden mit den gleichen Formeln bestimmt. Dabei muss solange der Wert für ε_m bzw. ε_{tex} angepasst werden, bis für μ_{Ed} ein rundes Ergebnis erreicht wird.

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=3,5‰; ε_{tex}=3,0‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{3{,}5}{3{,}5 + 3{,}0} = 0{,}538 \quad (130)$$

$$k_y = \frac{3{,}0}{3{,}5 + 3{,}0} = 0{,}462 \quad (131)$$

$$k_z = 1 - \frac{\frac{3{,}5}{2} - \frac{2}{3} + \frac{1}{3 \cdot 3{,}5}}{3{,}5 - \frac{2}{3}} \cdot 0{,}538 - \frac{\frac{3{,}0 - 3{,}0}{3{,}0} \cdot (3{,}0 + 6{,}0)}{3 \cdot (3{,}0 + 3{,}0)} \cdot 0{,}462 = 0{,}776 \quad (146)$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}538 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} \cdot 0{,}776 = 0{,}338 \quad (115)$$

$$\omega = 0{,}538 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} = 0{,}436 \quad (116)$$

$$\alpha_{tex} = \frac{(3{,}0 + 3{,}0) \cdot \frac{3{,}0 - 3{,}0}{3{,}0}}{2 \cdot 3{,}0} = 0 \quad (124)$$

Die vollständige Bemessungstafel 3a kann dem Anhang 16.8 entnommen werden. Bemessungsgrenzen gibt es zum einen bei μ_{Ed}=0,04; um die Bedingung $k_x \geq 0{,}125$ einzuhalten. Zum anderen bei μ_{Ed}=0,34; bei einer Textildehnung von ε_{tex}=3,0‰.

<u>Tafel 3b für Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) mit CFK-Textiler Bewehrung</u>

Das folgende Bild 220 zeigt die prinzipiellen Zusammenhänge für diesen Anwendungsfall:

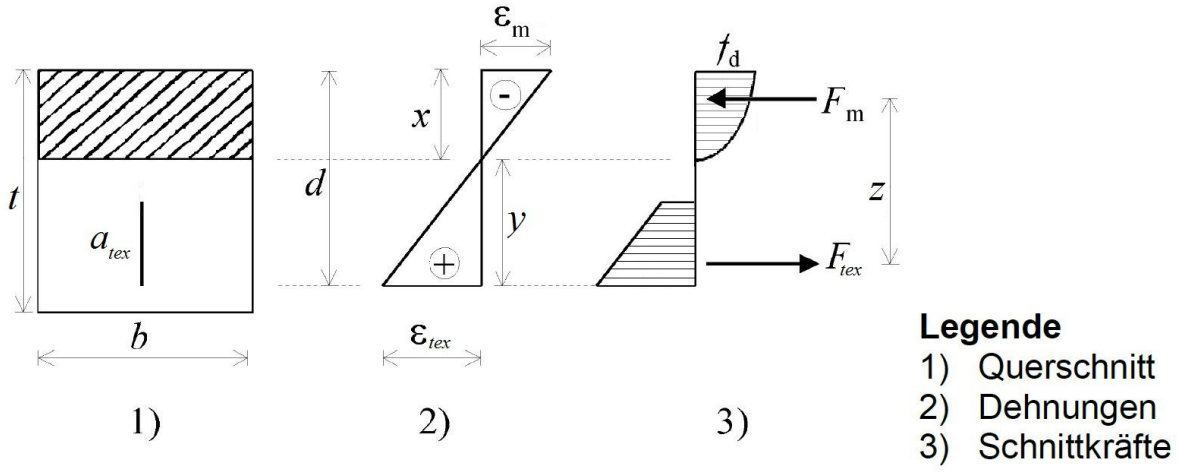


Bild 220 Nachweis Textile CFK-Bewehrung, parabolischer Spannungsblock

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=2,0‰; ε_{tex}=7,5‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{2{,}0}{2{,}0 + 7{,}5} = 0{,}211 \quad (130)$$

$$k_y = \frac{7{,}5}{2{,}0 + 7{,}5} = 0{,}789 \quad (131)$$

$$k_z = 1 - \frac{8 - 2{,}0}{4 \cdot (6 - 2{,}0)} \cdot 0{,}211 - \frac{\frac{7{,}5 - 3{,}0}{7{,}5} \cdot (7{,}5 + 6{,}0)}{3 \cdot (7{,}5 + 3{,}0)} \cdot 0{,}789 = 0{,}718 \quad (146)$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}211 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} \cdot 0{,}718 = 0{,}10 \quad (115)$$

$$\omega = 0{,}211 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} = 0{,}140 \quad (116)$$

$$\alpha_{tex} = \frac{(7{,}5 + 3{,}0) \cdot \frac{7{,}5 - 3{,}0}{7{,}5}}{2 \cdot 7{,}5} = 0{,}42 \quad (124)$$

$$\omega_{tex} = \frac{0{,}14}{0{,}789 \cdot 0{,}42} = 0{,}423 \quad (147)$$

Die Werte zwischen ε_m=0‰ und ε_m=2,0‰ bei ε_{tex}=7,5‰ werden mit den gleichen Formeln bestimmt. Dabei muss solange der Wert für ε_m angepasst werden, bis für μ_{Ed} ein rundes Ergebnis erreicht wird.

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=2,0‰; ε_{tex}=3,0‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{2{,}0}{2{,}0 + 3{,}0} = 0{,}400 \quad (130)$$

$$k_y = \frac{3{,}0}{2{,}0 + 3{,}0} = 0{,}600 \quad (131)$$

$$k_z = 1 - \frac{8 - 2{,}0}{4 \cdot (6 - 2{,}0)} \cdot 0{,}400 - \frac{\frac{3{,}0 - 3{,}0}{3{,}0} \cdot (3{,}0 + 6{,}0)}{3 \cdot (3{,}0 + 3{,}0)} \cdot 0{,}600 = 0{,}850 \quad (146)$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}400 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} \cdot 0{,}850 = 0{,}227 \quad (115)$$

$$\omega = 0{,}400 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} = 0{,}267 \quad (116)$$

$$\alpha_{tex} = \frac{(3{,}0 + 3{,}0) \cdot \frac{3{,}0 - 3{,}0}{3{,}0}}{2 \cdot 3{,}0} = 0 \quad (124)$$

Die vollständige Bemessungstafel 3b kann dem Anhang 16.8 entnommen werden. Bemessungsgrenzen gibt es zum einen bei μ_{Ed}=0,04; um die Bedingung $k_x \geq 0{,}125$ einzuhalten. Zum anderen bei μ_{Ed}=0,23; bei einer Textildehnung von ε_{tex}=3,0‰.

6.5 Nachweis eines textilen GFK-Zugbandes im Mauerwerk

Für den Nachweis eines GFK-Zugbandes lassen sich im Wesentlichen die Gleichungen aus Abschnitt 6.3 verwenden. Ein solches Zugband könnte beispielsweise aus 4 Rovings bestehen und innerhalb der Zugzone des Querschnittes in der Lagerfuge eingearbeitet sein. Nach Möglichkeit könnten dafür auch zusätzliche Aussparungen in speziellen Formsteinen vorgesehen werden. So wären auch mehrere Lagen textiler Zugbänder übereinander realisierbar. Das folgende Bild 221 zeigt

den einfachen Anwendungsfall mit rechteckigem Spannungsblock. Auf Grund der gleichen Einbausituation ergeben sich keine wesentlichen Unterschiede zum Nachweis der Stahlbewehrung gem. Abschnitt 6.2 und die meisten Nachweisgleichungen behalten ihre Gültigkeit.

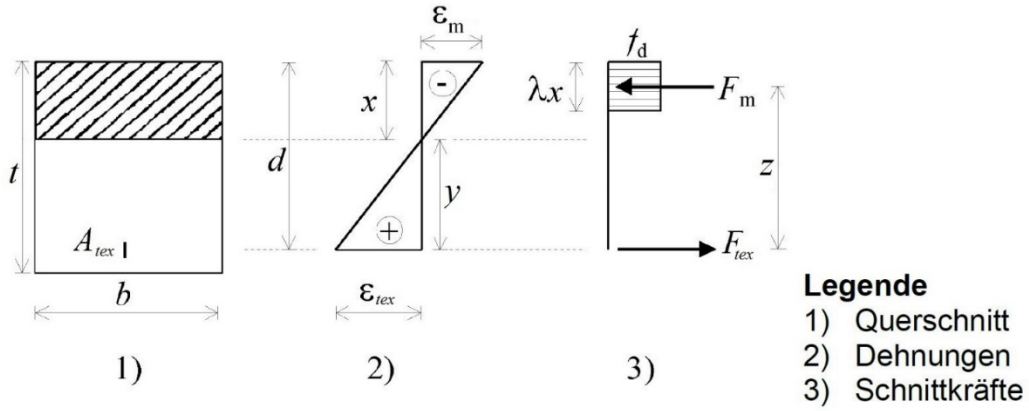


Bild 221 Nachweis GFK-Textilzugband, rechteckiger Spannungsblock

Zunächst gilt wieder die Grundbedingung, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Bemessungswert der auf das bewehrte Mauerwerksbauteil einwirkenden Kraft E_d kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Bauteilwiderstandes R_d sein muss (Glg. (11)).

$$E_d \leq R_d \tag{11}$$

Für den Standardfall eines einfach bewehrten Rechteckquerschnitts darf bei reiner Biegung auch hier das aufnehmbare Bemessungsmoment (M_{Rd}) gem. angepasster Gleichung (13) aus dem verwendeten Bewehrungsquerschnitt (A_{tex}), der Bemessungszugfestigkeit des Textilwerkstoffs ($f_{td,tex}$) sowie dem Hebelarm der inneren Kräfte (z) gem. folgender Glg. (149) bestimmt werden:

$$M_{Rd} = F_{tex} \cdot z = A_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z \qquad \text{für } \varepsilon_{tex} = 15\ ‰ \tag{149}$$.

Bei Wänden mit vorgefertigter Lagerfugenbewehrung darf eine erhöhte Biegefestigkeit $f_{xd2,app}$ verwendet werden. Es ergibt sich folgende aus Glg. (119) angepasste Glg. (150), welche sich auf einen Meter Mauerwerkslänge bezieht:

$$f_{xd2,app} = \frac{6 \cdot A_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z}{t^2} \qquad \text{für } \varepsilon_{tex} = 15\ ‰ \tag{150}$$.

Der innere Hebelarm kann hier mit der angepassten Gleichung (12) durch Gleichung (120) bestimmt werden, unter der Annahme, dass gleichzeitig die maximale Druck- sowie Zugkraft im Querschnitt erreicht wird:

$$z = d \cdot \left(1 - 0{,}5 \cdot \frac{A_{tex} \cdot f_{td,tex}}{b \cdot d \cdot f_d}\right) \leq 0{,}95 \cdot d \tag{120}$$

Auch hier sollte die Bedingung 0,95d (k_z = 0,95) eingehalten werden. Grundsätzlich können diese Gleichungen aber nur für den Fall ε_{tex}=15 ‰ gelten, da die Bemessungszugfestigkeit linear abfällt.

Die Begrenzung für Steine der Gr. 1 (außer Leichtbeton) ergibt sich damit gem. Gleichung (104) zu:

$$M_{Rd,lim} = 0{,}8 \cdot \frac{3{,}5}{15 + 3{,}5} \cdot (1 - \frac{0{,}8}{2} \cdot \frac{3{,}5}{15 + 3{,}5}) \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{Rd,lim} = 0{,}14 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

Die Begrenzung für Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) ergibt sich damit gem. Gleichung (104) zu:

$$M_{Rd,lim} = 0{,}67 \cdot \frac{2{,}0}{15 + 2{,}0} \cdot (1 - \frac{0{,}67}{2} \cdot \frac{2{,}0}{15 + 2{,}0}) \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{Rd,lim} = 0{,}075 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

Damit ist die Anwendung dieser Gleichungen noch stärker eingeschränkt als bei dem CFK-Zugband, für Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) gar nicht anwendbar. Wie die Gleichungen (100) und (105) zeigen, erreicht der Faktor μ unter Anwendung des Grenzwertes 0,95d bereits einen Wert von 0,095 und liegt damit oberhalb von 0,075 und nahe an 0,14.

$$k_x = \frac{2 \cdot (1 - k_z)}{\lambda} = \frac{2 \cdot (1 - 0{,}95)}{2/3} = 0{,}15 \qquad (100)$$

$$\mu = \lambda \cdot k_x \cdot k_z = \frac{2}{3} \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}95 = 0{,}095 \qquad (105)$$

$$k_x = \frac{2 \cdot (1 - k_z)}{\lambda} = \frac{2 \cdot (1 - 0{,}95)}{0{,}8} = 0{,}125 \qquad (100)$$

$$\mu = \lambda \cdot k_x \cdot k_z = 0{,}8 \cdot 0{,}125 \cdot 0{,}95 = 0{,}095 \qquad (105)$$

Daher muss für eine sinnvolle Bemessung auch mit Bemessungstafeln gearbeitet werden.

Für die Erstellung der Bemessungstafeln können die gleichen Formeln (100), (108), (109), (110), (112), (114), (115) und (116) aus Abschnitt 6.2 herangezogen werden.

Für die Bemessung mit den Bemessungstafeln gilt Glg. (115) unverändert sowie die aus Glg. (117) angepasste Glg. (121).

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d} \qquad (115)$$

$$A_{tex} = \frac{\omega \cdot d \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex}} \qquad (121)$$

Bei Wänden mit vorgefertigter Lagerfugenbewehrung, die zur Erhöhung der Tragfähigkeit bei Plattenbeanspruchung dient, gilt die Gleichung (122), welche sich auf einen Meter Mauerwerkslänge bezieht. Es muss berücksichtigt werden, dass die Bemessungszugfestigkeit mit sinkender Textildehnung ebenfalls sinkt.

$$f_{xd2,app} = \frac{6 \cdot A_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z}{t^2} \qquad (122)$$

<u>Tafel 4a für Steine der Gr. 1 (außer Leichtbeton) mit GFK-Zugband</u>

Das folgende Bild 222 zeigt die prinzipiellen Zusammenhänge für diesen Anwendungsfall:

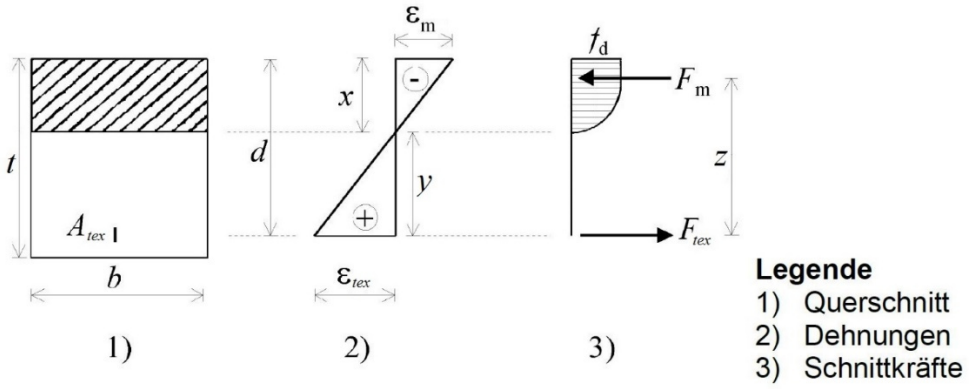


Bild 222 Nachweis GFK-Textilzugband, parabolisch-rechteckiger Spannungsblock

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=2,0‰; ε_{tex}=15‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{2{,}0}{2{,}0 + 15} = 0{,}118 \quad (100)$$

$$k_z = 1 - \frac{8 - 2{,}0}{4 \cdot (6 - 2{,}0)} \cdot 0{,}118 = 0{,}956 \quad (110)$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}118 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} \cdot 0{,}956 = 0{,}075 \quad (115)$$

$$\omega = 0{,}118 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} = 0{,}079 \quad (116)$$

Die Werte zwischen ε_m=0‰ und ε_m=2,0‰ bei ε_{tex}=15‰ werden mit den gleichen Formeln bestimmt. Dabei muss solange der Wert für ε_m angepasst werden, bis für μ_{Ed} ein rundes Ergebnis erreicht wird.

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=3,5‰; ε_{tex}=15‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{3{,}5}{3{,}5 + 15} = 0{,}189 \quad (100)$$

$$k_z = 1 - \frac{\frac{3{,}5}{2} - \frac{2}{3} + \frac{1}{3 \cdot 3{,}5}}{3{,}5 - \frac{2}{3}} \cdot 0{,}189 = 0{,}921 \quad (110)$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}189 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} \cdot 0{,}921 = 0{,}141 \quad (115)$$

$$\omega = 0{,}189 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} = 0{,}153 \quad (116)$$

Die Werte zwischen ε_m=2,0‰ und ε_m=3,5‰ bei ε_{tex}=15‰ sowie die Werte zwischen ε_{tex}=15‰ und ε_{tex}=3,0‰ bei ε_m=3,5‰ werden mit den gleichen Formeln bestimmt. Dabei muss solange der Wert für ε_m bzw. ε_{tex} angepasst werden, bis für μ_{Ed} ein rundes Ergebnis erreicht wird.

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=3,5‰; ε_{tex}=3,0‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{3{,}5}{3{,}5 + 3{,}0} = 0{,}538 \quad (100)$$

$$k_z = 1 - \frac{\frac{3{,}5}{2} - \frac{2}{3} + \frac{1}{3 \cdot 3{,}5}}{3{,}5 - \frac{2}{3}} \cdot 0{,}538 = 0{,}776 \quad (110)$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}538 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} \cdot 0{,}776 = 0{,}338 \quad (115)$$

$$\omega = 0{,}538 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} = 0{,}436 \quad (116)$$

Die vollständige Bemessungstafel 4a kann dem Anhang 16.8 entnommen werden. Bemessungsgrenzen gibt es zum einen bei μ_{Ed}=0,08; um die Bedingung $k_z \leq 0{,}95$ weiterhin einzuhalten. Zum anderen bei μ_{Ed}=0,34; bei einer Textildehnung von ε_{tex}=3,0‰.

Tafel 4b für Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) mit GFK-Zugband

Das folgende Bild 223 zeigt die prinzipiellen Zusammenhänge für diesen Anwendungsfall:

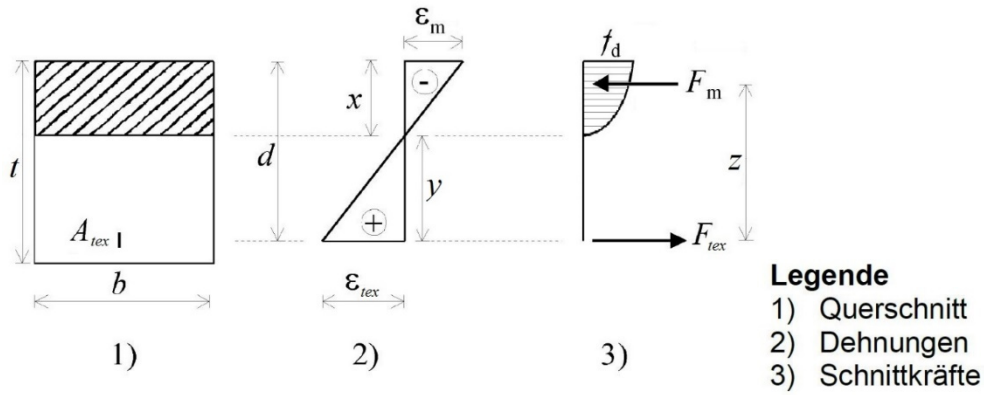


Bild 223 Nachweis GFK-Textilzugband, parabolischer Spannungsblock

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=2,0‰; ε_{tex}=15‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{2{,}0}{2{,}0 + 15} = 0{,}118 \tag{100}$$

$$k_z = 1 - \frac{8 - 2{,}0}{4 \cdot (6 - 2{,}0)} \cdot 0{,}118 = 0{,}956 \tag{110}$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}118 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} \cdot 0{,}956 = 0{,}075 \tag{115}$$

$$\omega = 0{,}118 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} = 0{,}079 \tag{116}$$

Die Werte werden für alle Dehnungszustände mit den gleichen Formeln bestimmt. Dabei muss solange der Wert für ε_m bzw. ε_{tex} angepasst werden, bis für μ_{Ed} ein rundes Ergebnis erreicht wird.

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=2,0‰; ε_{tex}=3,0‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{2{,}0}{2{,}0 + 3{,}0} = 0{,}400 \tag{100}$$

$$k_z = 1 - \frac{8 - 2{,}0}{4 \cdot (6 - 2{,}0)} \cdot 0{,}400 = 0{,}850 \tag{110}$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}400 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} \cdot 0{,}850 = 0{,}227 \tag{115}$$

$$\omega = 0{,}400 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} = 0{,}267 \tag{116}$$

Die vollständige Bemessungstafel 4b kann dem Anhang 16.8 entnommen werden. Bemessungsgrenzen gibt es zum einen bei μ_{Ed}=0,08; um die Bedingung $k_z \leq 0{,}95$ weiterhin einzuhalten. Zum anderen bei μ_{Ed}=0,23; bei einer Textildehnung von ε_{tex}=3,0‰.

6.6 Nachweis von GFK-Textilbewehrten Mauerwerk

In diesem Abschnitt erfolgt die Herleitung für den Nachweis einer vollständigen textilen GFK-Bewehrung innerhalb der Lagerfuge. Das folgende Bild 224 zeigt den vereinfachten Ansatz mit rechteckigem Spannungsblock:

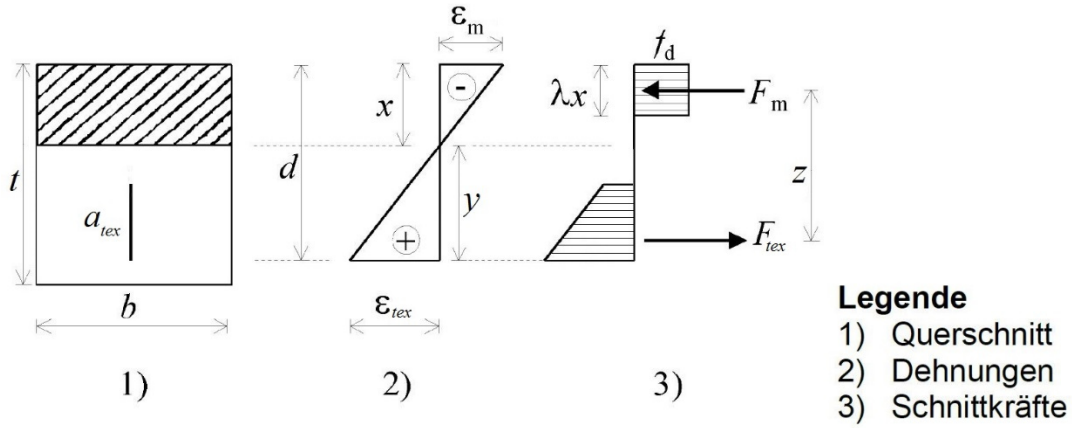


Bild 224 Nachweis Textile GFK-Bewehrung, rechteckiger Spannungsblock

Zunächst gilt wieder die Grundbedingung, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Bemessungswert der auf das bewehrte Mauerwerksbauteil einwirkenden Kraft E_d kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Bauteilwiderstandes R_d sein muss (Glg. (11)).

$$E_d \leq R_d \tag{11}$$

Für den Grenzfall einer maximalen Textilranddehnung von ε_{tex}=15‰ lässt sich eine allgemeine Nachweisgleichung gem. Abschnitt 3.3.2 herleiten. Da unterhalb dieser Dehnung die Bemessungsspannung sinkt, ist die Beschränkung auf diesen Dehnungszustand erforderlich, alternativ können auch Bemessungstafeln herangezogen werden (siehe folgende Ausführungen). Die Textildehnung nimmt vom Maximalwert in Richtung Spannungsnulllinie linear fallend ab. Damit sinkt ebenfalls linear fallend die ansetzbare Bemessungsspannung. Unterer Grenzwert ist dabei die Textildehnung $\varepsilon_{und,tex}$=3,0‰ mit einer ansetzbaren Bemessungsspannung von 71 N/mm² (vgl. Abschnitt 3.5.3), oberer Grenzwert ist die Textildehnung $\varepsilon_{u,tex}$=15‰ mit einer ansetzbaren Bemessungsspannung von 357 N/mm².

Der bezogene Anteil des Textils ($h_{tex,b}$) an y beträgt für den vorliegenden Fall 80 % und lässt sich allgemein gem. Gleichung (123) errechnen:

$$h_{tex,b} = \frac{\varepsilon_{u,tex} - \varepsilon_{und,tex}}{\varepsilon_{u,tex}} = \frac{15{,}0 - 3{,}0}{15{,}0} = 0{,}80 \tag{123}$$

Der Flächenanteil des Textils an der Zugzone α_{tex} kann nun mittels bezogenem Flächeninhalt des Trapezes gem. folgender Gleichung (124) festgelegt werden:

$$\alpha_{tex} = \frac{(\varepsilon_{u,tex} + \varepsilon_{und,tex}) \cdot h_{tex,b} \cdot 0{,}5}{\varepsilon_{u,tex}} = \frac{(15{,}0 + 3{,}0) \cdot 0{,}80 \cdot 0{,}5}{15{,}0} = 0{,}48 \tag{124}$$

Zur Bestimmung des Hebelarmes ist der bezogene Randabstand k_{tex} der Spannungsresultierenden F_{tex} zum freien Rand erforderlich. Dieser lässt sich als bezogener Schwerpunkt des Trapezes gem. der folgenden Gleichung (125) bestimmen:

$$k_{tex} = \frac{h_{tex,b} \cdot (\varepsilon_{u,tex} + 2 \cdot \varepsilon_{und,tex})}{3 \cdot (\varepsilon_{u,tex} + \varepsilon_{und,tex})} = \frac{0{,}80 \cdot (15{,}0 + 2 \cdot 3{,}0)}{3 \cdot (15{,}0 + 3{,}0)} = 0{,}31 \approx \frac{1}{3} \tag{125}$$

Der Randabstand der Spannungsresultierenden beträgt demnach rund 1/3y.

Die Grundbedingung des Gleichgewichtes gilt gem. Glg. (126):

$$M_{Rd} = F_{tex} \cdot z = F_m \cdot z \tag{126}$$

Der Faktor z beschreibt hier ebenfalls die Größe des inneren Hebelarmes und kann mit der folgenden Gleichung (151) errechnet werden:

$$z = d - \frac{\lambda \cdot x}{2} - 0{,}33 \cdot y = d - \frac{\lambda \cdot x}{2} - \frac{d - x}{3} = k_z \cdot d \qquad \text{für } \varepsilon_{tex} = 15‰ \tag{151}$$

Der Faktor x beschreibt die Größe der Druckzone innerhalb der Nutzhöhe (d) des Querschnitts und kann mittels Umstellung der Gleichung (151) mit der folgenden Gleichung (152) errechnet werden:

$$x = \frac{4 \cdot d - 6 \cdot z}{3 \cdot \lambda - 2} = d - y = k_x \cdot d \qquad \text{für } \varepsilon_{tex} = 15‰ \tag{152}$$

Der Faktor y beschreibt die Größe der Zugzone innerhalb der Nutzhöhe (d) des Querschnitts und kann mit der folgenden Gleichung (153) errechnet werden:

$$y = d - x = d - \frac{4 \cdot d - 6 \cdot z}{3 \cdot \lambda - 2} = k_y \cdot d \qquad \text{für } \varepsilon_{tex} = 15‰ \tag{153}$$

Der Faktor k_x beschreibt den Anteil der Druckzone (x) an der gesamten Nutzhöhe (d) des Querschnitts und kann mit der Gleichung (130) errechnet werden:

$$k_x = \frac{x}{d} = 1 - k_y = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{tex} + \varepsilon_m} \tag{130}$$

Der Faktor k_y beschreibt den Anteil der Zugzone (y) an der gesamten Nutzhöhe (d) des Querschnitts und kann mit der Gleichung (131) errechnet werden:

$$k_y = \frac{y}{d} = 1 - k_x = \frac{\varepsilon_{tex}}{\varepsilon_{tex} + \varepsilon_m} \tag{131}$$

Der Faktor k_z beschreibt die anteilige Größe des inneren Hebelarmes (z) bezogen auf die gesamte Nutzhöhe (d) des Querschnitts und kann mit der folgenden Gleichung (154) errechnet werden:

$$z = d - \frac{\lambda \cdot x}{2} - \frac{d - x}{3}$$

$$k_z \cdot d = d - \frac{\lambda}{2} \cdot d \cdot k_x - \frac{d - d \cdot k_x}{3}$$

$$k_z = 1 - \frac{\lambda}{2} \cdot k_x - \frac{1 - k_x}{3} \qquad \text{für } \varepsilon_{tex} = 15‰ \tag{154}$$

Für den Standardfall eines einfach bewehrten Rechteckquerschnitts kann damit bei reiner Biegung das aufnehmbare Bemessungsmoment in Anlehnung an Gleichung (13) gem. der folgenden Gleichung (155) bestimmt werden:

$$M_{Rd} = F_{tex} \cdot z = A_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z = 0{,}48 \cdot y \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z = 0{,}48 \cdot (d - x) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z \tag{155}$$

$$M_{Rd} = 0{,}48 \cdot \left(d - \frac{4 \cdot d - 6 \cdot z}{3 \cdot \lambda - 2}\right) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z \qquad \text{für } \varepsilon_{tex} = 15‰$$

Bei Wänden mit vorgefertigter Lagerfugenbewehrung, kann eine erhöhte Biegefestigkeit $f_{xd2,app}$ durch Gleichsetzen des aufnehmbaren Biegemomentes des bewehrten Lagerfugenbereiches (Glg. (155)) mit einem unbewehrten Bereich der gleichen Dicke (Glg. (29)) verwendet werden. Es ergibt sich Glg. (156), welche sich auf einen Meter Mauerwerkslänge bezieht:

$$0{,}48 \cdot y \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z = f_{xd} \cdot \frac{b \cdot t^2}{6}$$

$$\frac{6 \cdot 0{,}48 \cdot y \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z}{b \cdot t^2} = f_{xd} \qquad mit\ b = 1\ m$$

$$f_{xd2,app} = \frac{2{,}88 \cdot y \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z}{t^2} \qquad \text{für } \varepsilon_{tex} = 15‰ \tag{156}$$

Die Bemessungszugfestigkeit der textilen Bewehrung ergibt sich gem. Glg. (69) (Abschnitt 3.5.3) zu 357 N/mm².

Die für die Bemessung erforderliche Bestimmungsgleichung für z (157) lässt sich wie folgt aus dem Gleichgewicht der Kräfte (126) herleiten:

$$M_{Rd} = F_{tex} \cdot z = F_m \cdot z$$

$$F_{tex} = F_m$$

$$0{,}48 \cdot (d - x) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} = \lambda \cdot x \cdot f_d \cdot b$$

$$0{,}48 \cdot \left(d - \frac{4 \cdot d - 6 \cdot z}{3 \cdot \lambda - 2}\right) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} = \lambda \cdot \frac{4 \cdot d - 6 \cdot z}{3 \cdot \lambda - 2} \cdot f_d \cdot b$$

$$\left(d - \frac{4 \cdot d}{3 \cdot \lambda - 2} + \frac{6 \cdot z}{3 \cdot \lambda - 2}\right) \cdot 48 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} = \left(\frac{4 \cdot d}{3 \cdot \lambda - 2} - \frac{6 \cdot z}{3 \cdot \lambda - 2}\right) \cdot \lambda \cdot f_d \cdot b \cdot 100$$

$$\left(\frac{4 \cdot d}{3 \cdot \lambda - 2} - d\right) \cdot 48 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \frac{4 \cdot d}{3 \cdot \lambda - 2} \cdot \lambda \cdot f_d \cdot b \cdot 100 =$$

$$\frac{6 \cdot z}{3 \cdot \lambda - 2} \cdot 48 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \frac{6 \cdot z}{3 \cdot \lambda - 2} \cdot \lambda \cdot f_d \cdot b \cdot 100$$

$$4 \cdot d \cdot \left(\left(\frac{1}{3 \cdot \lambda - 2} - \frac{1}{4}\right) \cdot 48 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \frac{1}{3 \cdot \lambda - 2} \cdot \lambda \cdot f_d \cdot b \cdot 100\right) =$$

$$z \cdot \frac{6}{3 \cdot \lambda - 2} \cdot (48 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \lambda \cdot f_d \cdot b \cdot 100)$$

$$4 \cdot d \cdot \left(\left(\frac{48}{3 \cdot \lambda - 2} - 12\right) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \frac{100}{3 \cdot \lambda - 2} \cdot \lambda \cdot f_d \cdot b\right) \cdot \frac{3 \cdot \lambda - 2}{6} =$$

$$z \cdot \left(48 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \lambda \cdot f_d \cdot b \cdot 100\right)$$

$$4 \cdot d \cdot \left(\left(\frac{48}{6} - \frac{12 \cdot (3 \cdot \lambda - 2)}{6}\right) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \frac{100}{6} \cdot \lambda \cdot f_d \cdot b\right) = z \cdot \left(48 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \lambda \cdot f_d \cdot b \cdot 100\right)$$

$$4 \cdot d \cdot \left(\left(\frac{48 - 36 \cdot \lambda + 24}{6}\right) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \frac{100}{6} \cdot \lambda \cdot f_d \cdot b\right) = z \cdot \left(48 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \lambda \cdot f_d \cdot b \cdot 100\right)$$

$$2 \cdot \frac{3}{2} \cdot d \cdot \left((12 - 6 \cdot \lambda) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \frac{100}{6} \cdot \lambda \cdot f_d \cdot b\right) = z \cdot \left(48 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \lambda \cdot f_d \cdot b \cdot 100\right) \cdot \frac{3}{4}$$

$$2 \cdot d \cdot (25 \cdot \lambda \cdot f_d \cdot b - 9 \cdot (\lambda - 2) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex}) = z \cdot \left(36 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + \lambda \cdot f_d \cdot b \cdot 75\right)$$

$$z = \frac{2 \cdot d \cdot (25 \cdot b \cdot f_d \cdot \lambda - 9 \cdot a_{tex} \cdot (\lambda - 2) \cdot f_{td,tex})}{36 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + 75 \cdot b \cdot f_d \cdot \lambda} \qquad f\ddot{u}r \quad \varepsilon_{tex} = 15‰ \qquad (157)$$.

Die Bedingung 0,95d ($k_z \leq 0{,}95$) kann in der Form nicht weiterhin sinnvoll verwendet werden, da sich im vorliegenden Fall durch die Verschiebung der Zugspannungsresultierenden in Richtung Spannungsnulllinie für k_z immer Werte deutlich kleiner 0,95 ergeben. Zur Begrenzung der rechnerischen Druckzonengröße muss daher ein anderer Ansatz gewählt werden. Dafür soll an der Stelle ein einfacher Vergleichsansatz herangezogen werden. Bei dem in Abschnitt 6.2 erläuterten Grundverfahren für bewehrtes Mauerwerk kann k_z gem. Glg. (102) vereinfacht berechnet werden. Unter einem Ansatz für k_z von 0,95 und einem vereinfacht angesetzten Wert für λ von 0,8 ergibt sich ein Wert für k_x von 0,125. Das bedeutet, die Druckzonenhöhe muss rund 1/8 der verfügbaren Nutzhöhe (d) betragen. Dieser Wert soll hier vereinfacht als Begrenzung gewählt werden. Setzt man diesen Grenzwert (k_x = 0,125) in die für den vorliegenden Fall textiler GFK-Bewehrung in der

Lagerfuge hergeleitete Bestimmungsgleichung für k_z (154) ein, so ergibt sich dieser zu einem angepassten Grenzwert von 0,66d ($k_z \leq 0{,}66$):

$$k_z = 1 - \frac{\lambda}{2} \cdot k_x \tag{102}$$

$$k_x = \frac{(1 - k_z) \cdot 2}{\lambda} = \frac{(1 - 0{,}95) \cdot 2}{0{,}8} = \frac{1}{8} = 0{,}125$$

$$k_z = 1 - \frac{\lambda}{2} \cdot k_x - \frac{1 - k_x}{3} \tag{154}$$

$$k_z = 1 - \frac{0{,}8}{2} \cdot 0{,}125 - \frac{1 - 0{,}125}{3} = 0{,}66$$

Für Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) ergibt sich analog unter einem Ansatz für k_z von 0,95 und einem hierbei vereinfacht angesetzten Wert für λ von 0,67 ein Wert für k_z von 0,15. Das bedeutet, die Druckzonenhöhe muss rund 3/20 der verfügbaren Nutzhöhe (d) betragen. Dieser Wert soll hier vereinfacht als Begrenzung gewählt werden. Setzt man diesen Grenzwert (k_x = 0,15) in die für den vorliegenden Fall textiler GFK-Bewehrung in der Lagerfuge hergeleitete Gleichung für k_z (154) ein, so ergibt sich dieser zu einem angepassten Grenzwert von 0,67d ($k_z \leq 0{,}67$):

$$k_z = 1 - \frac{\lambda}{2} \cdot k_x \tag{102}$$

$$k_x = \frac{(1 - k_z) \cdot 2}{\lambda} = \frac{(1 - 0{,}95) \cdot 2}{0{,}67} = \frac{3}{20} = 0{,}15$$

$$k_z = 1 - \frac{\lambda}{2} \cdot k_x - \frac{1 - k_x}{3} \tag{154}$$

$$k_z = 1 - \frac{0{,}67}{2} \cdot 0{,}15 - \frac{1 - 0{,}15}{3} = 0{,}67$$

Die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerkes (f_d) ergibt sich gemäß Gleichung (103):

$$f_d = 0{,}85 \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \tag{103}$$

Da die hergeleiteten Bemessungsformeln nur für den Dehnungszustand ε_{tex}=15‰ zugelassen werden können, ist es sinnvoll, direkt für diesen Zustand eine Begrenzung des aufnehmbaren Momentes anzugeben. Dies lässt sich gem. der folgenden Ausführungen realisieren:

$$M_{Rd} = F_m \cdot z = (\lambda \cdot x \cdot b \cdot f_d) \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} - \frac{d - x}{3}\right)$$

$$M_{Rd} = (\lambda \cdot k_x \cdot d \cdot b \cdot f_d) \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot k_x \cdot d}{2} - \frac{d - k_x \cdot d}{3}\right)$$

$$M_{Rd} = (\lambda \cdot k_x \cdot d \cdot b \cdot f_d) \cdot d \cdot \left(1 - \frac{\lambda \cdot k_x}{2} - \frac{1 - k_x}{3}\right)$$

$$M_{Rd} = \lambda \cdot k_x \cdot b \cdot f_d \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\lambda \cdot k_x}{2} - \frac{1 - k_x}{3}\right)$$

$$M_{Rd} = \lambda \cdot \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{tex} + \varepsilon_m} \cdot \left(1 - \frac{\lambda}{2} \cdot \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{tex} + \varepsilon_m} - \frac{1 - \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{tex} + \varepsilon_m}}{3}\right) \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \tag{158}$$

$$M_{Rd} = \lambda \cdot k_x \cdot \left(1 - \frac{\lambda}{2} \cdot k_x - \frac{1 - k_x}{3}\right) \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{Rd} = \lambda \cdot k_x \cdot k_z \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 = \mu \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \tag{137}$$

Die maximale Bruchdehnung von Mauerwerk ist auf 3,5 ‰ bei Steinen der Gr. 1 (außer Leichtbeton) und 2,0 ‰ bei Steinen der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) festgelegt.

Für Steine der Gr. 1 (außer Leichtbeton) kann ein parabolisch-rechteckiger Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie angesetzt werden. Der λ-Wert für diesen Verlauf kann annähernd mit 0,8 angenommen werden und in Gleichung (158) eingesetzt ergibt sich:

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}8 \cdot \frac{3{,}5}{15+3{,}5} \cdot \left(1 - \frac{0{,}8}{2} \cdot \frac{3{,}5}{15+3{,}5} - \frac{1 - \frac{3{,}5}{15+3{,}5}}{3} \right) \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}099 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \sim 0{,}10 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

Für Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) kann ein parabolischer Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie angesetzt werden. Der λ-Wert für diesen Verlauf kann annähernd mit 0,67 angenommen werden und in Gleichung (158) eingesetzt ergibt sich:

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}67 \cdot \frac{2{,}0}{15+2{,}0} \cdot \left(1 - \frac{0{,}67}{2} \cdot \frac{2{,}0}{15+2{,}0} - \frac{1 - \frac{2{,}0}{15+2{,}0}}{3} \right) \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}053 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \sim 0{,}05 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

Damit ist die Anwendung dieser Gleichungen noch stärker eingeschränkt als bei dem CFK-Textil, für Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) gar nicht anwendbar. Wie die Gleichung (105) zeigt, erreicht der Faktor μ unter Anwendung des Grenzwertes 0,67d bzw. 0,66d bereits einen Wert von 0,067 bzw. 0,066 und liegt damit oberhalb von 0,05 und nahe an 0,10.

$$\mu = \lambda \cdot k_x \cdot k_z = \frac{2}{3} \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}67 = 0{,}067 \qquad (105)$$

$$\mu = \lambda \cdot k_x \cdot k_z = 0{,}8 \cdot 0{,}125 \cdot 0{,}66 = 0{,}066 \qquad (105)$$

Zusammengefasst ergeben sich damit unter Berücksichtigung der Gleichungen (155), (156), (157) und (158) in Verbindung mit den zugehörigen Dehnungen die folgenden Gleichungen zur Bemessung von GFK-textilbewehrten Mauerwerk für ε_{tex}=15‰:

<u>Für Steine der Gr. 1 (außer Leichtbeton):</u>

Das aufnehmbare Bemessungsmoment errechnet sich gem. Glg. (159):

$$M_{Rd} = 0{,}48 \cdot (15 \cdot z - 9 \cdot d) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z \qquad für \;\; \varepsilon_{tex} = 15‰ \qquad (159)\;.$$

Der Hebelarm der inneren Kräfte errechnet sich gem. Glg. (160):

$$z = \frac{2 \cdot d \cdot (50 \cdot b \cdot f_d + 27 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex})}{15 \cdot (6 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + 10 \cdot b \cdot f_d)} \leq 0{,}66 \cdot d \qquad für \;\; \varepsilon_{tex} = 15‰ \qquad (160)\;.$$

Begrenzung des aufnehmbaren Bemessungsmomentes errechnet sich gem. Glg. (161):

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}10 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \qquad für \;\; \varepsilon_{tex} = 15‰ \qquad (161)\;.$$

Erhöhte Biegefestigkeit bei Lagerfugenbewehrung errechnet sich gem. Glg. (162):

$$f_{xd2,app} = \frac{2{,}88 \cdot (15 \cdot z - 9 \cdot d) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z}{t^2} \qquad für \;\; \varepsilon_{tex} = 15‰ \qquad (162)\;.$$

Für Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1):

Für diese Steine ist in Verbindung mit dem GFK-Textil in dieser Form keine Bemessung möglich.

Unter Anwendung der dargestellten Nachweisformeln ((159) - (162)) ist damit eine Biegebemessung beim GFK-textilbewehrten Mauerwerk für den Grenzwert 15 ‰ Textilranddehnung für Steine der Gruppe 1 (außer Leichtbeton) möglich. Der Vorteil liegt dabei weiterhin in der etwas einfacheren Anwendung der Nachweisformeln im Vergleich zu Bemessungstafeln, wobei die hier vorliegenden Nachweisformeln bereits deutlich komplexer sind als diejenigen des gewöhnlichen bewehrten Mauerwerkes und sich dieser Vorteil damit deutlich relativiert. Durch die Begrenzung auf eine Textilranddehnung von 15 ‰ wird immer die volle Textiltragfähigkeit ausgenutzt, was bezüglich Kostenüberlegungen einen weiteren Vorteil darstellt. Im Verbundbaustoff „textilbewehrtes Mauerwerk" stellt das Textil immerhin mit deutlichem Abstand den kostenintensivsten Materialbestandteil dar. Die Textilausnutzung kann man aber auch unter geschickter Nutzung von Bemessungstafeln gewährleisten.

Nachteil an dem Verfahren ist ebenfalls, dass der Bewehrungsquerschnitt eine Eingangsgröße darstellt. Das heißt, es müssen unter Umständen mehrere Bewehrungsquerschnitte geprüft werden, um das für die Bemessung erforderliche M_{Rd} zu erhalten.

Für textile Bewehrung aus Carbon- oder Glasfasern beschreibt die Spannungs-Dehnungs-Linie für die Bemessung einen ansteigenden Verlauf. Damit wird eine Nutzung von Bemessungstafeln unumgänglich, insofern das gesamte Bemessungsspektrum genutzt werden soll, da für jeden Dehnungszustand unterhalb der maximalen Textilranddehnung ein anderer Wert für die Bemessungsspannung anzusetzen ist.

Insgesamt ist die Anwendbarkeit der vorliegenden Gleichungen eingeschränkt und es muss für eine sinnvolle Bemessung mit Bemessungstafeln gearbeitet werden. Für die Erstellung der Bemessungstafeln können die Formeln (108), (109), (112) und (114) (Abschnitt 6.2) sowie die Gleichungen (124), (125), (130) und (131) aus dem vorliegenden Abschnitt herangezogen werden.

Der Faktor k_z ergibt sich nach folgender Glg. (146):

$$k_z = 1 - k_a \cdot k_x - k_{tex} \cdot k_y \tag{146}$$

Für die Bemessung mit Bemessungstafeln bietet sich auch hier das dimensionslose μ-Verfahren an. Als Eingangsgröße dient das bezogene Moment μ_{Ed}. Grundlage dafür stellt die Bedingung (126) dar:

$$M_{Rd} = F_{tex} \cdot z = F_m \cdot z \tag{126}$$

Damit gilt die Gleichung (115) für μ_{Ed} weiterhin:

$$M_{Ed} = F_m \cdot z = x \cdot b \cdot f_d \cdot \alpha_R \cdot z = k_x \cdot d \cdot b \cdot f_d \cdot \alpha_R \cdot k_z \cdot d$$

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d} = k_x \cdot \alpha_R \cdot k_z \tag{115}$$

Die Bestimmungsgleichung für den Bewehrungsgrad ω gem. Glg. (116) behält ebenfalls Gültigkeit:

$$\frac{F_{tex}}{d \cdot b \cdot f_d} = \frac{F_m}{d \cdot b \cdot f_d} = \omega$$

$$\omega = \frac{F_m}{d \cdot b \cdot f_d} = \frac{x \cdot b \cdot f_d \cdot \alpha_R}{d \cdot b \cdot f_d} = \frac{k_x \cdot d \cdot b \cdot f_d \cdot \alpha_R}{d \cdot b \cdot f_d} = k_x \cdot \alpha_R$$

$$\omega = k_x \cdot \alpha_R = \frac{\mu_{Ed}}{k_z} \tag{116}$$

Die erforderliche Bewehrung a_{tex} kann mit der Glg. (147) errechnet werden:

$$F_{tex} = F_m = \omega \cdot d \cdot b \cdot f_d$$

$$A_{tex} = a_{tex} \cdot k_y \cdot d \cdot \alpha_{tex} = \frac{F_{tex}}{\sigma_{tex}} = \frac{\omega \cdot d \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex}}$$

$$a_{tex} = \frac{\omega \cdot d \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex} \cdot k_y \cdot d \cdot \alpha_{tex}} = \frac{\omega \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex} \cdot k_y \cdot \alpha_{tex}} \quad (147)$$

Bei Wänden mit vorgefertigter Lagerfugenbewehrung, die zur Erhöhung der Tragfähigkeit bei Plattenbeanspruchung dient, gilt auch hier die angepasste Glg. (148), welche sich auf einen Meter Mauerwerkslänge bezieht. Es muss berücksichtigt werden, dass der Flächenanteil des Textils an der Zugzone und die Bemessungszugfestigkeit mit sinkender Textildehnung ebenfalls sinken.

$$f_{xd2,app} = \frac{6 \cdot \alpha_{tex} \cdot y \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z}{t^2} \quad (148)$$

Zusammenfassend sind im Folgenden die für die Erstellung der Bemessungstafeln relevanten Bestimmungsgleichungen erneut dargestellt:

$$\alpha_R = \frac{\varepsilon_m \cdot (6 - \varepsilon_m)}{12} \qquad f\ddot{u}r\ 0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 2{,}0 \quad (108)$$

$$k_a = \frac{8 - \varepsilon_m}{4 \cdot (6 - \varepsilon_m)} \qquad f\ddot{u}r\ 0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 2{,}0 \quad (109)$$

$$\alpha_R = \frac{3 \cdot \varepsilon_m - 2}{3 \cdot \varepsilon_m} \qquad f\ddot{u}r\ \varepsilon_{m1} = 2{,}0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 3{,}5 \quad (112)$$

$$k_a = \frac{\frac{\varepsilon_m}{2} - \frac{2}{3} + \frac{1}{3 \cdot \varepsilon_m}}{\varepsilon_m - \frac{2}{3}} \qquad f\ddot{u}r\ \varepsilon_{m1} = 2{,}0 \le \varepsilon_m \le \varepsilon_{mu} = 3{,}5 \quad (114)$$

$$\alpha_{tex} = \frac{(\varepsilon_{u,tex} + \varepsilon_{und,tex}) \cdot \frac{\varepsilon_{u,tex} - \varepsilon_{und,tex}}{\varepsilon_{u,tex}} \cdot 0{,}5}{\varepsilon_{u,tex}} = \frac{(\varepsilon_{u,tex} + 3{,}0) \cdot \frac{\varepsilon_{u,tex} - 3{,}0}{\varepsilon_{u,tex}}}{2 \cdot \varepsilon_{u,tex}} \quad (124)$$

$$k_{tex} = \frac{\frac{\varepsilon_{u,tex} - \varepsilon_{und,tex}}{\varepsilon_{u,tex}} \cdot (\varepsilon_{u,tex} + 2 \cdot \varepsilon_{und,tex})}{3 \cdot (\varepsilon_{u,tex} + \varepsilon_{und,tex})} = \frac{\frac{\varepsilon_{u,tex} - 3{,}0}{\varepsilon_{u,tex}} \cdot (\varepsilon_{u,tex} + 6{,}0)}{3 \cdot (\varepsilon_{u,tex} + 3{,}0)} \quad (125)$$

$$k_x = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{tex} + \varepsilon_m} \quad (130)$$

$$k_y = \frac{\varepsilon_{tex}}{\varepsilon_{tex} + \varepsilon_m} \quad (131)$$

$$k_z = 1 - k_a \cdot k_x - k_{tex} \cdot k_y \quad (146)$$

$$\mu_{Ed} = k_x \cdot \alpha_R \cdot k_z \quad (115)$$

$$\omega = k_x \cdot \alpha_R \quad (116)$$

$$a_{tex} = \frac{\omega \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex} \cdot k_y \cdot \alpha_{tex}} = \frac{\omega_{tex} \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex}} \qquad mit\ \omega_{tex} = \frac{\omega}{k_y \cdot \alpha_{tex}} \quad (147)$$

Tafel 5a für Steine der Gr. 1 (außer Leichtbeton) mit GFK-Textiler Lagerfugenbewehrung

Das folgende Bild 225 zeigt die prinzipiellen Zusammenhänge für diesen Anwendungsfall:

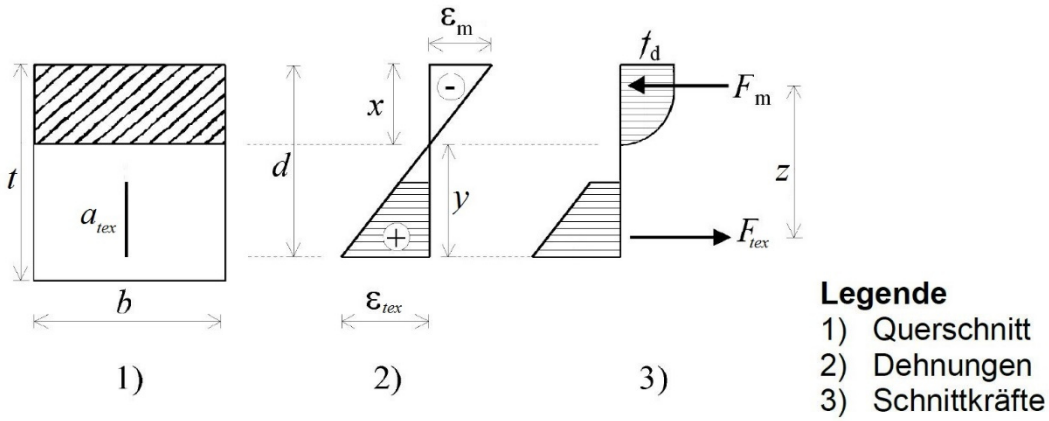


Bild 225 Nachweis Textile GFK-Bewehrung, parabolisch-rechteckiger Spannungsblock

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=2,0‰; ε_{tex}=15‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{2{,}0}{15{,}0 + 2{,}0} = 0{,}118 \quad (130)$$

$$k_y = \frac{15{,}0}{15{,}0 + 2{,}0} = 0{,}882 \quad (131)$$

$$k_z = 1 - \frac{8 - 2{,}0}{4 \cdot (6 - 2{,}0)} \cdot 0{,}118 - \frac{\frac{15{,}0 - 3{,}0}{15{,}0} \cdot (15{,}0 + 6{,}0)}{3 \cdot (15{,}0 + 3{,}0)} \cdot 0{,}882 = 0{,}681 \quad (146)$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}118 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} \cdot 0{,}681 = 0{,}053 \quad (115)$$

$$\omega = 0{,}118 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} = 0{,}078 \quad (116)$$

$$\alpha_{tex} = \frac{(15{,}0 + 3{,}0) \cdot \frac{15{,}0 - 3{,}0}{15{,}0}}{2 \cdot 15{,}0} = 0{,}48 \quad (124)$$

$$\omega_{tex} = \frac{0{,}078}{0{,}882 \cdot 0{,}48} = 0{,}185 \quad (147)$$

Die Werte zwischen ε_m=0‰ und ε_m=2,0‰ bei ε_{tex}=15‰ werden mit den gleichen Formeln bestimmt. Dabei muss solange der Wert für ε_m angepasst werden, bis für μ_{Ed} ein rundes Ergebnis erreicht wird.

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=3,5‰; ε_{tex}=15‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{3{,}5}{15{,}0 + 3{,}5} = 0{,}189 \quad (130)$$

$$k_y = \frac{15{,}0}{15{,}0 + 3{,}5} = 0{,}811 \quad (131)$$

$$k_z = 1 - \frac{\frac{3{,}5}{2} - \frac{2}{3} + \frac{1}{3 \cdot 3{,}5}}{3{,}5 - \frac{2}{3}} \cdot 0{,}189 - \frac{\frac{15{,}0 - 3{,}0}{15{,}0} \cdot (15{,}0 + 6{,}0)}{3 \cdot (15{,}0 + 3{,}0)} \cdot 0{,}811 = 0{,}669 \quad (146)$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}189 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} \cdot 0{,}669 = 0{,}102 \quad (115)$$

$$\omega = 0{,}189 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} = 0{,}153 \quad (116)$$

$$\alpha_{tex} = \frac{(15{,}0 + 3{,}0) \cdot \frac{15{,}0 - 3{,}0}{15{,}0}}{2 \cdot 15{,}0} = 0{,}48 \quad (124)$$

$$\omega_{tex} = \frac{0{,}153}{0{,}811 \cdot 0{,}48} = 0{,}394 \quad (147)$$

Die Werte zwischen ε_m=2,0‰ und ε_m=3,5‰ bei ε_{tex}=15‰ sowie die Werte zwischen ε_{tex}=15‰ und ε_{tex}=3,0‰ bei ε_m=3,5‰ werden mit den gleichen Formeln bestimmt. Dabei muss solange der Wert für ε_m bzw. ε_{tex} angepasst werden, bis für μ_{Ed} ein rundes Ergebnis erreicht wird.

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=3,5‰; ε_{tex}=3,0‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{3{,}5}{3{,}0 + 3{,}5} = 0{,}538 \quad (130)$$

$$k_y = \frac{3{,}0}{3{,}0 + 3{,}5} = 0{,}462 \quad (131)$$

$$k_z = 1 - \frac{\frac{3{,}5}{2} - \frac{2}{3} + \frac{1}{3 \cdot 3{,}5}}{3{,}5 - \frac{2}{3}} \cdot 0{,}538 - \frac{\frac{3{,}0 - 3{,}0}{3{,}0} \cdot (3{,}0 + 6{,}0)}{3 \cdot (3{,}0 + 3{,}0)} \cdot 0{,}462 = 0{,}776 \quad (146)$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}538 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} \cdot 0{,}776 = 0{,}338 \quad (115)$$

$$\omega = 0{,}538 \cdot \frac{3 \cdot 3{,}5 - 2}{3 \cdot 3{,}5} = 0{,}436 \quad (116)$$

$$\alpha_{tex} = \frac{(3{,}0 + 3{,}0) \cdot \frac{3{,}0 - 3{,}0}{3{,}0}}{2 \cdot 3{,}0} = 0 \quad (124)$$

Die vollständige Bemessungstafel 5a kann dem Anhang 16.8 entnommen werden. Bemessungsgrenzen gibt es zum einen bei μ_{Ed}=0,06; um die Bedingung $k_x \geq 0{,}125$ einzuhalten. Zum anderen bei μ_{Ed}=0,34; bei einer Textildehnung von ε_{tex}=3,0‰.

Tafel 5b für Steine der Gruppen 2-4 (und Leichtbeton der Gr. 1) mit GFK-Textiler Bewehrung

Das folgende Bild 226 zeigt die prinzipiellen Zusammenhänge für diesen Anwendungsfall:

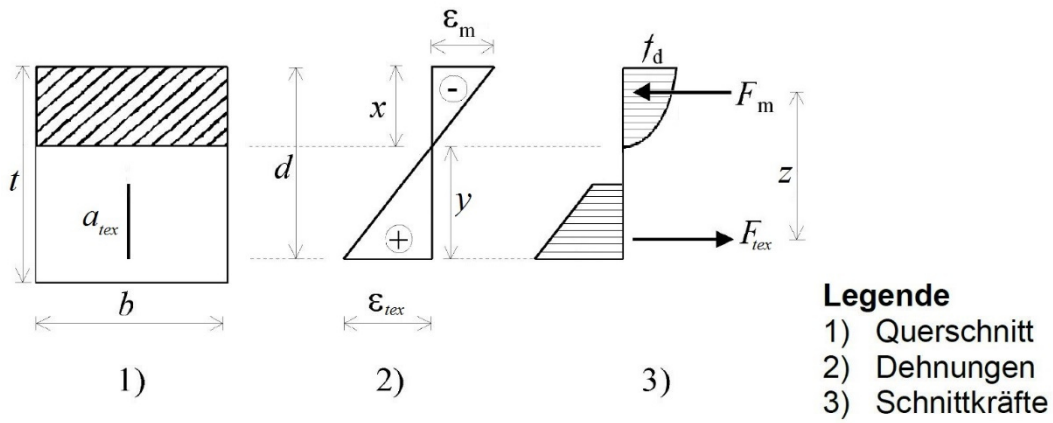


Bild 226 Nachweis Textile GFK-Bewehrung, parabolischer Spannungsblock

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=2,0‰; ε_{tex}=15‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{2{,}0}{15{,}0 + 2{,}0} = 0{,}118 \quad (130)$$

$$k_y = \frac{15{,}0}{15{,}0 + 2{,}0} = 0{,}882 \quad (131)$$

$$k_z = 1 - \frac{8 - 2{,}0}{4 \cdot (6 - 2{,}0)} \cdot 0{,}118 - \frac{\frac{15{,}0 - 3{,}0}{15{,}0} \cdot (15{,}0 + 6{,}0)}{3 \cdot (15{,}0 + 3{,}0)} \cdot 0{,}882 = 0{,}681 \quad (146)$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}118 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} \cdot 0{,}681 = 0{,}053 \quad (115)$$

$$\omega = 0{,}118 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} = 0{,}078 \quad (116)$$

$$\alpha_{tex} = \frac{(15{,}0 + 3{,}0) \cdot \frac{15{,}0 - 3{,}0}{15{,}0}}{2 \cdot 15{,}0} = 0{,}48 \quad (124)$$

$$\omega_{tex} = \frac{0{,}078}{0{,}882 \cdot 0{,}48} = 0{,}185 \quad (147)$$

Die Werte zwischen ε_m=0‰ und ε_m=2,0‰ bei ε_{tex}=15‰ werden mit den gleichen Formeln bestimmt. Dabei muss solange der Wert für ε_m angepasst werden, bis für μ_{Ed} ein rundes Ergebnis erreicht wird.

Die erforderlichen Werte für den Grenzfall ε_m=2,0‰; ε_{tex}=3,0‰ können wie folgt bestimmt werden:

$$k_x = \frac{2{,}0}{2{,}0 + 3{,}0} = 0{,}400 \quad (130)$$

$$k_y = \frac{3{,}0}{2{,}0 + 3{,}0} = 0{,}600 \quad (131)$$

$$k_z = 1 - \frac{8 - 2{,}0}{4 \cdot (6 - 2{,}0)} \cdot 0{,}400 - \frac{\frac{3{,}0 - 3{,}0}{3{,}0} \cdot (3{,}0 + 6{,}0)}{3 \cdot (3{,}0 + 3{,}0)} \cdot 0{,}600 = 0{,}850 \quad (146)$$

$$\mu_{Ed} = 0{,}400 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} \cdot 0{,}850 = 0{,}227 \quad (115)$$

$$\omega = 0{,}400 \cdot \frac{2{,}0 \cdot (6 - 2{,}0)}{12} = 0{,}267 \quad (116)$$

$$\alpha_{tex} = \frac{(3{,}0 + 3{,}0) \cdot \frac{3{,}0 - 3{,}0}{3{,}0}}{2 \cdot 3{,}0} = 0 \quad (124)$$

Die vollständige Bemessungstafel 5b kann dem Anhang 16.8 entnommen werden. Bemessungsgrenzen gibt es zum einen bei μ_{Ed}=0,06; um die Bedingung $k_x \geq 0{,}125$ einzuhalten. Zum anderen bei μ_{Ed}=0,23; bei einer Textildehnung von ε_{tex}=3,0‰.

6.7 Nachweis von textilbewehrten Mauerwerk mit Zugbandverstärkung

Eine weitere Einsatzmöglichkeit von textiler Bewehrung ist die Einarbeitung eines Bewehrungstextils in die Lagerfugen, wie unter Abschnitt 6.4 und 6.6 dargestellt wurde. Zusätzlich könnte ein textiles Zugband als Verstärkung vorgesehen werden. Ein solches Zugband könnte beispielsweise aus 5 Rovings bestehen und innerhalb der Zugzone des Querschnittes in einer zusätzlichen Aussparung in speziellen Formsteinen eingebracht werden. So wären auch mehrere Lagen textiler

Zugbänder übereinander realisierbar. Eine Bemessung unter Berücksichtigung der Wechselwirkungen der Bewehrungen zueinander wäre, insbesondere da der Hebelarm der inneren Kräfte bei der textilen Lagerfugenbewehrung variabel gelegen ist, sehr aufwendig und praktisch kaum noch umsetzbar. Da die Beteiligung der Bewehrungsquerschnitte in Richtung der Nulllinie ohnehin abnimmt und sich die Masse der wirksamen Bewehrung in dem Fall damit am Wandäußeren konzentriert, sollte ein fester Hebelarm in dem Bereich definiert werden. Der Bewehrungsanteil der Lagerfugenbewehrung und des Zugbandes werden gleichzeitig berücksichtigt. Damit kann die Bemessung unter Nutzung der in den Abschnitten 6.3 oder 6.5 dargestellten Bemessungsmöglichkeiten durchgeführt werden. Als sinnvolle ansetzbare Länge für das Bewehrungstextil in der Lagerfuge kann mit der 1,5 -fachen Zugbandbreite gerechnet werden. Die Position des Hebelarmes muss unter Berücksichtigung der jeweiligen Bewehrungsanteile zwischen Lagerfugenbewehrung und Zugband ausgemittelt werden. Damit ergibt sich eine einfache Möglichkeit der Berücksichtigung eines zusätzlichen Zugbandes. Die Bemessung liegt dabei auf der sicheren Seite und es verbleiben rechnerische Reserven durch den unberücksichtigten Bewehrungsanteil des Lagerfugentextils in Wandmitte. Da die wesentliche Übernahme von Biegezugkräften durch die äußeren Bereiche gewährleistet wird, ist der unberücksichtigte Anteil ohnehin nicht so wesentlich. Das folgende Bild 227 zeigt exemplarisch den Anwendungsfall mit Steinen der Gruppe 1:

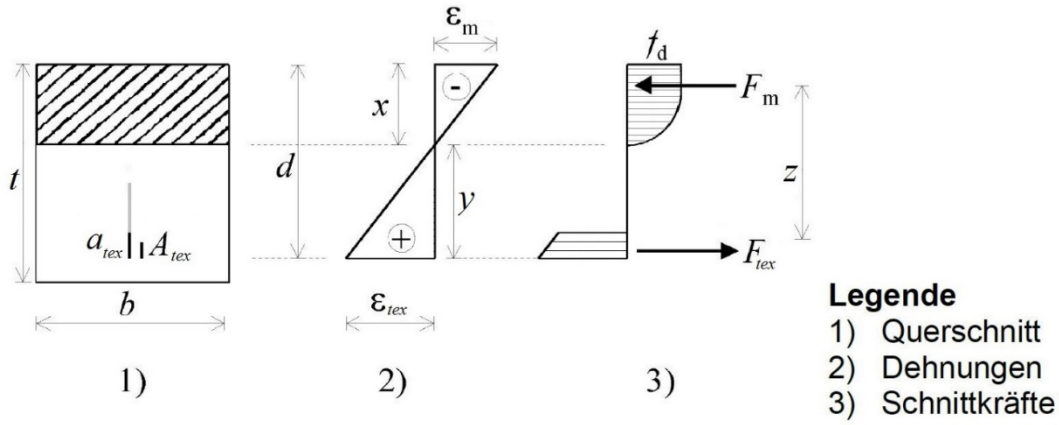


Bild 227 Nachweis textilbewehrtes Mw mit Zugbandverstärkung, Steine Gr. 1

Dieser vereinfachte Ansatz berücksichtigt die inneren Anteile des Lagerfugentextils nicht. Daher wäre grundsätzlich zu diskutieren, ob sich diese Anwendung überhaupt lohnt. Sollte der dafür notwendige Aufwand der Realisierung von Steinaussparungen in Nutform innerhalb der Zugzone tatsächlich realisiert werden, wäre zu überlegen, ob es dann nicht sinnvoller ist, mehrfache Lagen von textilen Zugbändern in die Aussparungen einzubringen und auf die Anwendung des Lagerfugentextils ganz zu verzichten. Es muss weiterhin diskutiert werden, ob es in dem Fall anwendungstechnisch überhaupt noch sinnvoll ist, textile Zugbänder in Aussparungen einzubringen. Sollte es Aussparungen in den Steinen geben, wäre auch die Anwendung von CFK- bzw. GFK-Bewehrungsstäben mit geringem Durchmesser vorstellbar. In den vergangenen Jahren wurden beim Einsatz solcher Bewehrungsstäbe einige Fortschritte erreicht. Notwendige Voraussetzung ist eine hinreichende Verbundfestigkeit des eingesetzten Mauermörtels. Ebenfalls notwendig wären die bereits angesprochenen, herstellerseitigen Aussparungen im Stein, da solche Bewehrungsstäbe nicht in Dünnbettmauerwerk einsetzbar sind, welches aber den Schwerpunkt der Anwendung im heutigen Neubau mit Mauerwerk darstellt. Unter Nutzung solcher Bewehrungsstäbe wäre die Korrosionsproblematik ebenfalls nicht gegeben. Kostenseitig müsste betrachtet werden, ob sich diese Vorgehensweise im Vergleich zu Edelstahlbewehrung oder textilen Zugbändern lohnt.

6.8 Abgleich Modell mit Versuch

Für die Bewertung der Richtigkeit des vorliegenden Nachweisvorschlages werden die Biegekleinversuche unter Vermörtelung mit TF 10 herangezogen, da dabei die besten Verbundbedingungen vorlagen und im Nachweismodell grundsätzlich von perfekten Verbund ausgegangen wird. Außerdem konnten nur bei den Versuchen mit TF 10 tatsächlich relevante Schadensbilder, wie Steindruck- und Textilzugversagen, beobachtet werden.

Zur Vergleichsberechnung dienen die geometrischen Daten der geprüften Biegeträger sowie die charakteristischen Kennwerte der verwendeten Materialien. Die verwendeten Steine entsprechen der Gruppe 1 (Vollsteine).

Die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge ergibt sich gem. Glg. (37), aus der geprüften Steindruckfestigkeit in Steinlängsrichtung von 19,77 N/mm² (Abschnitt 5.6.2.5) und den Beiwerten gem. Anhang 16.1.

$$f_k = 0{,}5 \cdot K \cdot f_{st,l}^{\alpha} \cdot f_m^{\beta} \tag{37}$$

$$f_k = 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 19{,}77^{0{,}8} \cdot 1 = 4{,}35\ N/mm^2$$

Insgesamt lassen sich damit die folgenden Eingangsparameter festhalten:

- f_k 4,35 N/mm² ch. Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge
- $f_{tk,tex}$ 1550 N/mm² ch. Zugfestigkeit Textil
- a_{tex} 141 mm²/m Textilquerschnittsfläche
- b 250 mm Querschnittsbreite
- t 300 mm Wanddicke
- d 265 mm Nutzhöhe Textil (d = t – 35 mm)

Der Hebelarm der inneren Kräfte errechnet sich gem. Glg. (139):

$$z = \frac{3 \cdot d \cdot \left(50 \cdot b \cdot f_d + 21 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex}\right)}{5 \cdot \left(21 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + 40 \cdot b \cdot f_d\right)} \leq 0{,}73 \cdot d \tag{139}$$

$$z = \frac{3 \cdot 265 \cdot \left(50 \cdot 250 \cdot 4{,}35 + 21 \cdot \frac{141}{1000} \cdot 1550\right)}{5 \cdot \left(21 \cdot \frac{141}{1000} \cdot 1550 + 40 \cdot 250 \cdot 4{,}35\right)} = 195\ mm$$

Die Begrenzung 0,73d ist für die Nachrechnung nicht relevant.

Das aufnehmbare ch. Moment errechnet sich gem. Glg. (138):

$$M_{Rd} = 0{,}42 \cdot \left(\frac{20 \cdot z}{3} - 4 \cdot d\right) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z \tag{138}$$

$$M_{Rd} = 0{,}42 \cdot \left(\frac{20 \cdot 195}{3} - 4 \cdot 265\right) \cdot \frac{141}{1000} \cdot 1550 \cdot 195 = 4.295.819\ Nmm = 4{,}3\ kNm$$

Die Begrenzung des aufnehmbaren ch. Momentes errechnet sich gem. Glg. (140):

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}18 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \tag{140}$$

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}18 \cdot 4{,}35 \cdot 250 \cdot 265^2 = 13.746.544\ Nmm = 13{,}7\ kNm$$

Da das errechnete M_{Rd} mit 4,3 kNm kleiner ist als der Wert für $M_{Rd,lim,tex}$ mit 13,7 kNm, muss der errechnete Wert für die maximale Textildehnung von 7,5 ‰ gelten und kann verwendet werden, da die zugrunde gelegte ch. Textilzugfestigkeit von 1550 N/mm² auch erreicht wird.

Die erhöhte Biegefestigkeit bei Lagerfugenbewehrung ergibt sich unter Berücksichtigung von vier bewehrten Lagerfugen je Meter Mauerwerkswand gem. Glg.(141):

$$f_{xd2,app} = \frac{2{,}52 \cdot \left(\frac{20 \cdot z}{3} - 4 \cdot d\right) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z}{t^2} \tag{141}$$

$$f_{xd2,app} = \frac{2{,}52 \cdot \left(\frac{20 \cdot 195}{3} - 4 \cdot 265\right) \cdot \frac{4 \cdot 141}{1000} \cdot 1550 \cdot 0{,}195}{300^2} = 1{,}145\ N/mm^2$$

Vergleicht man den errechneten, charakteristischen Wert des aufnehmbaren Biegemomentes von 4,3 kNm mit den durchgeführten Versuchen, lässt sich eine sehr gute Übereinstimmung von Modell und Versuch feststellen. Das aufgezeigte Verfahren ist für einen Nachweis geeignet.

Bei der Ausführung mit unvermörtelten Stoßfugen konnte im Versuch ein Maximalwert von 4,8 kNm erreicht werden und liegt damit nahe am errechneten Wert von 4,3 kNm. Der Versuchswert liegt rund 12 % oberhalb des Rechenwertes. Insoweit liegt das Nachweismodell auf der sicheren Seite. Bis zur Trägerverformung von 10 mm konnte allerdings nur ein Wert von 3,2 kNm erreicht werden und beträgt damit rund 75 % des Rechenwertes.

Die Ausführung mit vermörtelten Stoßfugen erzielte im Versuch einen Maximalwert von 6,9 kNm und liegt damit deutlich oberhalb des errechneten Wertes von 4,3 kNm. Der Versuchswert liegt rund 60 % oberhalb des Rechenwertes. Bis zur Trägerverformung von 10 mm konnte hier bereits ein Wert von 4,7 kNm erreicht werden und liegt damit noch rund 10 % oberhalb des Rechenwertes. Durch den optimalen Verbund in Verbindung mit den geschlossenen Stoßfugen sind damit die besten Ergebnisse erreichbar. Ursächlich für die Unterschiede zwischen vermörtelter und unvermörtelter Stoßfugenausführung ist das noch erforderliche, partielle Schließen der Stoßfugen, welches mit einem Kraftabfall einhergeht und größere Verformungen und lokale Verbundschädigungen bis zum Erreichen der Maximaltragfähigkeit hervorruft.

6.9 Nachrechnung und Kalibrierung der Biegekleinversuche

Im Abschnitt 6.8 wurde bereits aufgezeigt, dass das Nachweismodell geeignet ist, wobei im Modell grundsätzlich von perfekten Verbund ausgegangen wird. Allerdings herrschen nicht bei allen untersuchten Materialkombinationen gleiche Verbundbedingungen vor, so dass eine zusätzliche Anpassung erforderlich wird. Dafür werden zunächst die Rechenwerte aus dem Nachweismodell für die untersuchten Materialkombinationen ermittelt. So kann auch die Anwendung weiterer Nachweismöglichkeiten demonstriert werden.

Für die Materialkombination, Kalksandstein und Kohlefasertextil (SG 025), gelten die bereits im Abschnitt 6.8 ermittelten Tragfähigkeitswerte.

Ermittlung für Kalksandstein (Vollstein) und Glasfasertextil (SG 200):

Insgesamt lassen sich die folgenden Eingangsparameter festhalten:

- f_k 4,35 N/mm² ch. Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge
- $f_{tk,tex}$ 1200 N/mm² ch. Zugfestigkeit Textil
- a_{tex} 106 mm²/m Textilquerschnittsfläche
- b 250 mm Querschnittsbreite
- t 300 mm Wanddicke
- d 265 mm Nutzhöhe Textil (d = t – 35 mm)

Der Hebelarm der inneren Kräfte errechnet sich gem. Glg. (160):

$$z = \frac{2 \cdot d \cdot (50 \cdot b \cdot f_d + 27 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex})}{15 \cdot (6 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + 10 \cdot b \cdot f_d)} \leq 0{,}66 \cdot d \qquad für \;\; \varepsilon_{tex} = 15‰ \tag{160}$$

$$z = \frac{2 \cdot 265 \cdot (50 \cdot 250 \cdot 4{,}35 + 27 \cdot \frac{106}{1000} \cdot 1200)}{15 \cdot (6 \cdot \frac{106}{1000} \cdot 1200 + 10 \cdot 250 \cdot 4{,}35)} = 175{,}5 \; mm$$

Die Begrenzung 0,66 d ist für die Nachrechnung nicht relevant.

Das aufnehmbare, charakteristische Moment errechnet sich gem. Glg. (159):

$$M_{Rk} = 0{,}48 \cdot (15 \cdot z - 9 \cdot d) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z \qquad für \;\; \varepsilon_{tex} = 15‰ \tag{159}$$

$$M_{Rk} = 0{,}48 \cdot (15 \cdot 175{,}5 - 9 \cdot 265) \cdot \frac{106}{1000} \cdot 1200 \cdot 175{,}5 = 2.652.044 \; Nmm = 2{,}65 \; kNm$$

Die Begrenzung des aufnehmbaren, charakteristischen Momentes errechnet sich gem. Glg. (161):

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}10 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \qquad für \;\; \varepsilon_{tex} = 15‰ \tag{161}$$

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}10 \cdot 4{,}35 \cdot 250 \cdot 265^2 = 7.636.969 \; Nmm = 7{,}64 \; kNm$$

Da das errechnete M_{Rd} mit 2,65 kNm kleiner ist als der Wert für $M_{Rd,lim,tex}$ mit 7,64 kNm, muss der errechnete Wert für die maximale Textildehnung von 15 ‰ gelten und kann verwendet werden, da die zugrunde gelegte ch. Textilzugfestigkeit von 1200 N/mm² auch erreicht wird.

Die erhöhte Biegefestigkeit bei Lagerfugenbewehrung ergibt sich unter Berücksichtigung von vier bewehrten Lagerfugen je Meter Mauerwerkswand gem. Glg. (162):

$$f_{xd2,app} = \frac{2{,}88 \cdot (15 \cdot z - 9 \cdot d) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z}{t^2} \qquad für \;\; \varepsilon_{tex} = 15‰ \tag{162}$$

$$f_{xd2,app} = \frac{2{,}88 \cdot (15 \cdot 175{,}5 - 9 \cdot 265) \cdot \frac{4 \cdot 106}{1000} \cdot 1200 \cdot 0{,}1755}{300^2} = 0{,}71 \; N/mm^2$$

<u>Ermittlung für Hochlochziegel und Kohlefasertextil (SG25):</u>

Die verwendeten Steine entsprechen der Gruppe 3 (Lochsteine). Die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge ergibt sich gem. Glg. (37), aus der geprüften Steindruckfestigkeit in Steinlängsrichtung von 2,55 N/mm² (Abschnitt 5.6.2.5) und den Beiwerten gem. Anhang 16.1.

$$f_k = 0{,}5 \cdot K \cdot f_{st,l}^{\alpha} \cdot f_m^{\beta} \tag{37}$$

$$f_k = 0{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot 2{,}55^{0{,}605} \cdot 10^{0{,}189} = 0{,}95 \; N/mm^2$$

Insgesamt lassen sich damit die folgenden Eingangsparameter festhalten:

- f_k 0,95 N/mm² ch. Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge
- $f_{tk,tex}$ 1550 N/mm² ch. Zugfestigkeit Textil
- a_{tex} 141 mm²/m Textilquerschnittsfläche
- b 250 mm Querschnittsbreite
- t 365 mm Wanddicke
- d 330 mm Nutzhöhe Textil (d = t – 35 mm)

Der Hebelarm der inneren Kräfte errechnet sich gem. (143):

$$z = \frac{3 \cdot d \cdot (50 \cdot b \cdot f_d + 28 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex})}{2 \cdot (63 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + 100 \cdot b \cdot f_d)} \leq 0{,}74 \cdot d \qquad \text{für} \quad \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \tag{143}$$

$$z = \frac{3 \cdot 330 \cdot (50 \cdot 250 \cdot 0{,}95 + 28 \cdot \frac{141}{1000} \cdot 1550)}{2 \cdot (63 \cdot \frac{141}{1000} \cdot 1550 + 100 \cdot 250 \cdot 0{,}95)} = 237{,}4\ mm$$

Die Begrenzung 0,74d ist für die Nachrechnung nicht relevant.

Das aufnehmbare, charakteristische Moment errechnet sich gem. Glg. (142):

$$M_{Rd} = 0{,}42 \cdot (12 \cdot z - 8 \cdot d) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z \qquad \text{für} \quad \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \tag{142}$$

$$M_{Rd} = 0{,}42 \cdot (12 \cdot 237{,}4 - 8 \cdot 330) \cdot \frac{141}{1000} \cdot 1550 \cdot 237{,}4 = 4.549.999\ Nmm = 4{,}55\ kNm$$

Die Begrenzung des aufnehmbaren, ch. Momentes errechnet sich gem. Glg. (144):

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}10 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \qquad \text{für} \quad \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \tag{144}$$

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}10 \cdot 0{,}95 \cdot 250 \cdot 330^2 = 2.586.375\ Nmm = 2{,}59\ kNm$$

Da das errechnete M_{Rd} mit 4,55 kNm größer ist als der Wert für $M_{Rd,lim,tex}$ mit 2,59 kNm, muss der errechnete Wert unterhalb der maximalen Textildehnung von 7,5 ‰ liegen und kann daher nicht verwendet werden. Die zugrunde gelegte ch. Textilzugfestigkeit von 1550 N/mm² wird nicht erreicht. Es muss mit den Bemessungstafeln gearbeitet werden.

Bei Nutzung der Gleichungen (142) bis (144) wird aus einem vorhandenen Bewehrungsquerschnitt das aufnehmbare Biegemoment berechnet. Dies ist im Fall von Bemessungstafeln so nicht möglich. Bei Nutzung der Bemessungstafeln wird über das aufzunehmende Biegemoment ein erforderlicher Bewehrungsquerschnitt errechnet. Somit muss, um aus einem vorgegebenen Querschnitt der Bewehrung das aufnehmbare Biegemoment zu berechnen, eine iterative Annäherung an das gewünschte Ergebnis stattfinden. Zu variierender Eingangsparameter ist dabei das Biegemoment. Als Ergebnis steht der zum Biegemoment gehörige Bewehrungsquerschnitt.

Für den vorliegenden Fall wurde iterativ ein Biegemoment von 3,42 kNm herausgearbeitet.

Mit Gleichung (115) wird μ_{Ed} bestimmt:

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d} \tag{115}$$

$$\mu_{Ed} = \frac{3.420.000}{330^2 \cdot 250 \cdot 0{,}95} = 0{,}132$$

Mit dem Wert μ_{Ed} können aus der Tafel 3b (Tabelle 102; Seite 391; Anhang 16.8) die erforderlichen Werte abgelesen werden. Um ein möglichst genaues Ergebnis zu erhalten, wurden hier die Ablesewerte für 0,132 zwischen den Werten 0,13 und 0,14 linear interpoliert. Im Falle einer späteren Bemessung würde der nächstgrößere Ablesewert für μ_{Ed} (0,14) für die Ablesung der Eingangswerte gewählt. Die abgelesenen interpolierten Werte betragen:

- ω_{tex} 0,6815
- σ_{tex} 1147,4 N/mm² = 568 N/mm² x 2,02
- α_{tex} 0,3535
- k_y 0,7350

- k_z 0,7487

Der erforderliche Bewehrungsquerschnitt a_{tex} wird mit der Glg. (147) errechnet:

$$a_{tex} = \frac{\omega_{tex} \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex}} \tag{147}$$

$$a_{tex} = \frac{0{,}6815 \cdot 250 \cdot 0{,}95}{1147{,}4} = 0{,}1411 \frac{mm^2}{mm} = 141{,}1 \frac{mm^2}{m}$$

Der berechnete Bewehrungsquerschnitt entspricht damit genau dem vorhandenen Textilquerschnitt von 141 mm²/m.

Die erhöhte Biegefestigkeit bei Lagerfugenbewehrung ergibt sich unter Berücksichtigung von vier bewehrten Lagerfugen je Meter Mauerwerkswand gem. Glg. (148):

$$f_{xd2,app} = \frac{6 \cdot \alpha_{tex} \cdot y \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z}{t^2} \tag{148}$$

$$f_{xd2,app} = \frac{6 \cdot 0{,}3535 \cdot 0{,}735 \cdot 330 \cdot \frac{4 \cdot 141}{1000} \cdot 1147{,}4 \cdot \frac{0{,}7487 \cdot 330}{1000}}{365^2} = 0{,}62\ N/mm^2$$

Ermittlung für Porenbetonsteine und Kohlefasertextil (SG25):

Die verwendeten Steine entsprechen der Gruppe 1 (Vollsteine), werden aber gem. Abschnitt 3.3.4.1 mit einer maximal erreichbaren Dehnung von 2 ‰ berechnet. Die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge ergibt sich gem. Glg. (37), aus der geprüften Steindruckfestigkeit in Steinlängsrichtung von 4,01 N/mm² (Abschnitt 5.6.2.5) und den Beiwerten gem. Anhang 16.1.

$$f_k = 0{,}5 \cdot K \cdot f_{st,l}^{\alpha} \cdot f_m^{\beta} \tag{37}$$

$$f_k = 0{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot 4{,}01^{0{,}76} = 1{,}29\ N/mm^2$$

Insgesamt lassen sich damit die folgenden Eingangsparameter festhalten:

- f_k 1,29 N/mm² ch. Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge
- $f_{tk,tex}$ 1550 N/mm² ch. Zugfestigkeit Textil
- a_{tex} 141 mm²/m Textilquerschnittsfläche
- b 250 mm Querschnittsbreite
- t 365 mm Wanddicke
- d 330 mm Nutzhöhe Textil (d = t – 35 mm)

Der Hebelarm der inneren Kräfte errechnet sich gem. (143):

$$z = \frac{3 \cdot d \cdot (50 \cdot b \cdot f_d + 28 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex})}{2 \cdot (63 \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} + 100 \cdot b \cdot f_d)} \leq 0{,}74 \cdot d \qquad \text{für } \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \tag{143}$$

$$z = \frac{3 \cdot 330 \cdot (50 \cdot 250 \cdot 1{,}29 + 28 \cdot \frac{141}{1000} \cdot 1550)}{2 \cdot (63 \cdot \frac{141}{1000} \cdot 1550 + 100 \cdot 250 \cdot 1{,}29)} = 239{,}3\ mm$$

Die Begrenzung 0,74d ist für die Nachrechnung nicht relevant.

Das aufnehmbare, ch. Moment errechnet sich gem. Glg. (142):

$$M_{Rd} = 0{,}42 \cdot (12 \cdot z - 8 \cdot d) \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z \qquad \text{für } \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \tag{142}$$

$$M_{Rd} = 0{,}42 \cdot (12 \cdot 239{,}3 - 8 \cdot 330) \cdot \frac{141}{1000} \cdot 1550 \cdot 239{,}3 = 5.087.230\ Nmm = 5{,}09\ kNm$$

Die Begrenzung des aufnehmbaren, ch. Momentes errechnet sich gem. Glg. (144):

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}10 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \qquad \text{für } \varepsilon_{tex} = 7{,}5‰ \tag{144}$$

$$M_{Rd,lim,tex} = 0{,}10 \cdot 1{,}29 \cdot 250 \cdot 330^2 = 3.512.025\ Nmm = 3{,}51\ kNm$$

Da das errechnete M_{Rd} mit 5,09 kNm größer ist als der Wert für $M_{Rd,lim,tex}$ mit 3,51 kNm, muss der errechnete Wert unterhalb der maximalen Textildehnung von 7,5 ‰ liegen und kann daher nicht verwendet werden. Die zugrunde gelegte ch. Textilzugfestigkeit von 1550 N/mm² wird nicht erreicht. Es muss mit den Bemessungstafeln gearbeitet werden.

Bei Nutzung der Gleichungen (142) bis (144) wird aus einem vorhandenen Bewehrungsquerschnitt das aufnehmbare Biegemoment berechnet. Dies ist im Fall von Bemessungstafeln so nicht möglich. Bei Nutzung der Bemessungstafeln wird über das aufzunehmende Biegemoment ein erforderlicher Bewehrungsquerschnitt errechnet. Somit muss, um aus einem vorgegebenen Querschnitt der Bewehrung das aufnehmbare Biegemoment zu berechnen, eine iterative Annäherung an das gewünschte Ergebnis stattfinden. Zu variierender Eingangsparameter ist dabei das Biegemoment. Als Ergebnis steht der zum Biegemoment gehörige Bewehrungsquerschnitt.

Für den vorliegenden Fall wurde iterativ ein Biegemoment von 4,20 kNm herausgearbeitet.

Mit Gleichung (115) wird μ_{Ed} bestimmt:

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d} \tag{115}$$

$$\mu_{Ed} = \frac{4.200.000}{330^2 \cdot 250 \cdot 1{,}29} = 0{,}12$$

Mit dem Wert μ_{Ed} können aus der Tafel 3b (Tabelle 102; Seite 391; Anhang 16.8) die erforderlichen Werte abgelesen werden. Die Ablesewerte betragen:

- ω_{tex} 0,565
- σ_{tex} 1279 N/mm² = 633 N/mm² x 2,02
- α_{tex} 0,382
- k_y 0,756
- k_z 0,736

Der erforderliche Bewehrungsquerschnitt a_{tex} wird mit der Glg. (147) errechnet:

$$a_{tex} = \frac{\omega_{tex} \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex}} \tag{147}$$

$$a_{tex} = \frac{0{,}565 \cdot 250 \cdot 1{,}29}{1279} = 0{,}1425 \frac{mm^2}{mm} = 142{,}5 \frac{mm^2}{m}$$

Der berechnete Bewehrungsquerschnitt entspricht damit annähernd dem vorhandenen Textilquerschnitt von 141 mm²/m.

Die erhöhte Biegefestigkeit bei Lagerfugenbewehrung ergibt sich unter Berücksichtigung von vier bewehrten Lagerfugen je Meter Mauerwerkswand gem. Glg. (148):

$$f_{xd2,app} = \frac{6 \cdot \alpha_{tex} \cdot y \cdot a_{tex} \cdot f_{td,tex} \cdot z}{t^2} \quad (148)$$

$$f_{xd2,app} = \frac{6 \cdot 0{,}382 \cdot 0{,}756 \cdot 330 \cdot \frac{4 \cdot 141}{1000} \cdot 1279 \cdot \frac{0{,}736 \cdot 330}{1000}}{365^2} = 0{,}75\ N/mm^2$$

Die zusammengefassten Ergebnisse der Berechnungswerte sowie die zugehörigen Versuchsergebnisse und das entsprechende Verhältnis werden in der Tabelle 75 dargestellt.

Tabelle 75 Vergleich Biegeversuchsergebnisse mit Rechenwerten

Nummer	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***
Berechneter Wert [kNm]	4,30	4,30	2,65	4,30	4,30	3,42	4,20	4,20
Versuchswert bei 10mm [kNm]	2,20	3,20	1,70	3,20	4,70	2,10	3,30	4,50
Verhältnis bei 10mm	0,51	0,74	0,64	0,74	1,09	0,61	0,79	1,07
Versuchswert Max [kNm]	2,60	3,20	2,20	4,80	6,90	3,10	3,30	4,50
Verhältnis Max	0,61	0,74	0,83	1,12	1,61	0,91	0,79	1,07
Faktor gewählt	**0,55**	**0,75**	**0,65**	**0,80**	**1,00**	**0,65**	**0,80**	**1,00**

Für alle durchgeführten Versuche gilt, dass diese auf Grund des Aufbaus als Biegebalken hinsichtlich der realen Wandtragfähigkeit Reserven aufweisen. So werden z. B. keine positiven Verbundeinflüsse auf Grund von Auflast berücksichtigt. Außerdem entsprach die punktuelle Lasteinleitung nicht der flächigen Realität, bei welcher die Einwirkungen homogener auf das Bauteil aufgebracht werden. Hinzu kommt außerdem, dass die in der Tabelle 75 dargestellten Versuchswerte anhand der vereinfachten Funktionen der Versuchsverläufe ermittelt wurden und darum unterhalb der tatsächlichen Werte liegen. Daher ist eine leichte Überbewertung der gewählten Faktoren vertretbar.

Zu 1: Bei den Versuchen mit Kalksandsteinen (SFK 20), Silka Secure DM, CFK-Textil SG025 und unvermörtelten Stoßfugen konnten die rechnerischen Maximaltragfähigkeiten nicht erreicht werden. Die Begrenzung der Tragfähigkeit erfolgte auf Grund von Verbundversagen, dies begünstigt durch unvermörtelte Stoßfugen. Durch die offenen Stoßfugen muss mehr Verformung erreicht werden, um die Biegetragfähigkeit des Verbundsystems zu aktivieren. Insgesamt wurde weder die Steindruckfestigkeit noch die Textilzugfestigkeit ausgenutzt. Daher ist ein zusätzlicher Gesamtabminderungsfaktor für diese Materialkombination in Höhe von **0,55** für den Verbund festzulegen. Als relevant wird dabei der errechnete Verhältniswert knapp über Erreichen der Gebrauchstauglichkeitsgrenze gewählt. Bezüglich des Grenzzustandes der Gesamttragfähigkeit wird die Sicherheit damit zusätzlich erhöht.

Zu 2: Auch bei den Versuchen mit Kalksandsteinen (SFK 20), Silka Secure DM, CFK-Textil SG025 und vermörtelten Stoßfugen konnten die rechnerischen Maximaltragfähigkeiten nicht erreicht werden. Die Begrenzung der Tragfähigkeit erfolgte auf Grund von Verbundversagen, wobei etwas höhere Werte im Vergleich zur unvermörtelten Stoßfugenausführung erreicht werden konnten. Insgesamt wurde aber weder die Steindruckfestigkeit noch die Textilzugfestigkeit ausgenutzt. Daher ist ein zusätzlicher Gesamtabminderungsfaktor für diese Materialkombination in Höhe von **0,75** für den Verbund festzulegen. Als relevant wird dabei der errechnete Verhältniswert bei Erreichen der Gebrauchstauglichkeitsgrenze gewählt, welcher aber ohnehin gleich dem Verhältniswert der Maximaltragfähigkeit ist.

Zu 3: Bei den Versuchen mit Kalksandsteinen (SFK 20), Silka Secure DM, GFK-Textil SG200 und unvermörtelten Stoßfugen konnten die rechnerischen Maximaltragfähigkeiten nicht erreicht werden. Die Begrenzung der Tragfähigkeit erfolgte auf Grund von Verbundversagen, dies begünstigt durch unvermörtelte Stoßfugen. Durch die offenen Stoßfugen muss mehr Verformung erreicht werden, um die Biegetragfähigkeit des Verbundsystems zu aktivieren. Zusätzlich waren bis zum Erreichen der maximalen Textilzugfestigkeit, auf Grund des deutlich geringeren E-Moduls des Glasfasertextils, sehr große Verformungen erforderlich. Somit wurde der Verbund mit zunehmender Verformung immer stärker zerstört und die maximale Textilzugfestigkeit wurde meist nicht ausgenutzt. Lediglich bei Versuch 2 fand ein Textilriss statt. Hier wurde ein deutlich höherer maximaler Versuchswert von 2,77 kNm erreicht. Dieser liegt damit auch bereits oberhalb des theoretisch bestimmten Rechenwertes von 2,65 kNm. Bei diesem Versuch 2 konnte der Verbund länger aufrechterhalten werden, was letztendlich zum Textilriss führte. Die Steindruckfestigkeit wurde nicht überschritten. Da es sich aber um einen im Vergleich deutlich herausgehobenen Versuch gehandelt hat und dafür außerdem Verformungen erforderlich sind, die weit oberhalb der Gebrauchstauglichkeit liegen, ist ein zusätzlicher Gesamtabminderungsfaktor für diese Materialkombination in Höhe von **0,65** für den Verbund festzulegen. Als relevant wird dabei der errechnete Verhältniswert knapp über Erreichen der Gebrauchstauglichkeitsgrenze gewählt. Bezüglich des Grenzzustandes der Gesamttragfähigkeit wird die Sicherheit damit zusätzlich deutlich erhöht.

Zu 4: Bei den Versuchen mit Kalksandsteinen (SFK 20), Pagel TF10, CFK-Textil SG025 und unvermörtelten Stoßfugen konnten die rechnerischen Maximaltragfähigkeiten erreicht werden. Die Begrenzung der Tragfähigkeit erfolgte auf Grund von Textilriss und Steindruckversagen. Zum geringen Teil war Verbundversagen festzustellen, begünstigt durch die unvermörtelt ausgeführten Stoßfugen. Durch die offenen Stoßfugen muss mehr Verformung erreicht werden, um die Biegetragfähigkeit des Verbundsystems zu aktivieren. Daher ist ein zusätzlicher Gesamtabminderungsfaktor für diese Materialkombination in Höhe von **0,8** für den Verbund festzulegen, allerdings nur aus Gebrauchstauglichkeitsüberlegungen. Grundsätzlich stimmen Versuch und Theorie hier aber überein. Bezüglich des Grenzzustandes der Gesamttragfähigkeit wird die Sicherheit damit zusätzlich deutlich erhöht. Die Festlegung für diese Materialkombination ist allerdings eher theoretischer Natur, da der Pagel TF10 Feinbeton so nicht als Dünnbettmörtel zum Einsatz kommen wird.

Zu 5: Bei den Versuchen mit Kalksandsteinen (SFK 20), Pagel TF10, CFK-Textil SG025 und vermörtelten Stoßfugen konnten die rechnerischen Maximaltragfähigkeiten erreicht werden. Die Begrenzung der Tragfähigkeit erfolgte auf Grund von Textilriss und Steindruckversagen. Daher ist kein zusätzlicher Gesamtabminderungsfaktor erforderlich, Versuch und Theorie stimmen überein. Die Festlegung für diese Materialkombination ist allerdings eher theoretischer Natur, da der Pagel TF10 Feinbeton so nicht als Dünnbettmörtel zum Einsatz kommen wird.

Zu 6: Bei den Versuchen mit Hochlochziegeln (SFK 10), Maxit 900D DM, CFK-Textil SG025 und unvermörtelten Stoßfugen konnten die rechnerischen Maximaltragfähigkeiten nicht vollständig erreicht werden. Die Begrenzung der Tragfähigkeit erfolgte meist auf Grund von Verbundversagen, dies begünstigt durch unvermörtelte Stoßfugen. Durch die offenen Stoßfugen muss mehr Verformung erreicht werden, um die Biegetragfähigkeit des Verbundsystems zu aktivieren. Zum Teil konnte aber auch Steindruckversagen festgestellt werden. Textilzugversagen lag nicht vor, was auch rechnerisch nicht möglich sein kann, da das Textil innerhalb dieser Materialkombination nicht ausgelastet wird. Insoweit kann auch nur Steindruckversagen bzw. Verbundversagen auftreten. Bei Versuch 3 fand bereichsweises Steindruckversagen statt. Hier wurde ein deutlich höherer maximaler Versuchswert von 3,71 kNm erreicht. Dieser liegt damit auch bereits oberhalb des theoretisch bestimmten Rechenwertes von 3,42 kNm. Bei diesem Versuch 3 konnte der Verbund länger aufrechterhalten werden, was letztendlich zum Steindruckversagen führte. Da es sich aber um einen im Vergleich deutlich herausgehobenen Versuch gehandelt hat und dafür außerdem Verformungen erforderlich sind, die weit oberhalb der Gebrauchstauglichkeit liegen, ist ein zusätzlicher Gesamtabminderungsfaktor für diese Materialkombination in Höhe von **0,65** für den

Verbund festzulegen. Als relevant wird dabei der errechnete Verhältniswert knapp über dem Erreichen der Gebrauchstauglichkeitsgrenze gewählt. Bezüglich des Grenzzustandes der Gesamttragfähigkeit wird die Sicherheit damit zusätzlich deutlich erhöht.

Zu 7: Bei den Versuchen mit Porenbetonsteinen (SFK 4), Ytong DM, CFK-Textil SG025 und unvermörtelten Stoßfugen konnten die rechnerischen Maximaltragfähigkeiten nicht erreicht werden. Die Begrenzung der Tragfähigkeit erfolgte auf Grund von Verbundversagen, dies begünstigt durch unvermörtelte Stoßfugen. Durch die offenen Stoßfugen muss mehr Verformung erreicht werden, um die Biegetragfähigkeit des Verbundsystems zu aktivieren. Textilzugversagen lag nicht vor, was auch rechnerisch nicht möglich sein kann, da das Textil innerhalb dieser Materialkombination nicht ausgelastet wird. Insoweit kann auch nur Steindruckversagen bzw. Verbundversagen auftreten. Daher ist ein zusätzlicher Gesamtabminderungsfaktor für diese Materialkombination in Höhe von **0,8** für den Verbund festzulegen. Als relevant wird dabei der errechnete Verhältniswert knapp über dem Erreichen der Gebrauchstauglichkeitsgrenze gewählt, welcher aber ohnehin gleich dem Verhältniswert der Maximaltragfähigkeit ist.

Zu 8: Bei den Versuchen mit Porenbetonsteinen (SFK 4), Ytong DM, CFK-Textil SG025 und vermörtelten Stoßfugen konnten die rechnerischen Maximaltragfähigkeiten erreicht werden. Die Begrenzung der Tragfähigkeit erfolgte auf Grund von Steindruck- und bereichsweisen Verbundversagen. Textilzugversagen lag nicht vor, was auch rechnerisch nicht möglich sein kann, da das Textil innerhalb dieser Materialkombination nicht ausgelastet wird. Insoweit kann auch nur Steindruckversagen bzw. Verbundversagen auftreten. Alle Einzelversuche übertrafen im Maximalwert, welcher gleichzeitig den Grenzwert für die Gebrauchstauglichkeit darstellt, den rechnerischen Wert der Maximaltragfähigkeit. Daher ist kein zusätzlicher Gesamtabminderungsfaktor erforderlich, Versuch und Theorie stimmen überein.

Da der aufgezeigte Ablauf rel. aufwendig und damit in der Praxis nur schwer anwendbar ist, empfiehlt es sich für konkrete Stein-Mörtel-Textil-Kombinationen, eine Auswertung der Werte für $f_{xk2,app}$ durchzuführen. Dafür muss jeder Fall separat durchgerechnet und mittels der entsprechenden Gleichungen der Wert für $f_{xk2,app}$ bestimmt werden. Dies wurde für die hier durchgeführten Versuche (Abschnitt 5.3.1) mittels der im Abschnitt 6 hergeleiteten Gleichungen durchgeführt. Anhang 16.9 zeigt die errechneten Werte der angepassten Biegefestigkeiten mit Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge für textilbewehrte Mauerwerke. Dabei wird für jeden Fall der charakteristische Wert $f_{xk2,app}$ sowie der abgeminderte Bemessungswert $f_{xd2,app}$ dargestellt.

Da der vorhandene Hebelarm der inneren Kräfte eine nicht zu vernachlässigende Komponente darstellt, variieren die Werte der Biegefestigkeiten je nach verwendeter Wanddicke. Dieser Einfluss nimmt mit zunehmender Wanddicke allerdings deutlich ab. Trotzdem ist die Differenzierung auch an der Stelle durchaus noch sinnvoll. Die dargestellten Werte schließen alle genormten Wanddicken von 115 mm bis 490 mm ein.

Für die dargestellten Biegefestigkeiten wurde von einem Mauerwerk mit einer Steinhöhe von 250 mm ausgegangen, wobei jede Lagerfuge als bewehrt angesetzt ist. Diese Steinhöhe stellt den Regelfall heutiger Anwendungen dar. Daraus ergeben sich 4 bewehrte Lagerfugen je Meter Mauerwerkswand. Sollte eine andere Anordnung der textilen Bewehrung vorgesehen werden, sind die Werte mittels folgender Glg. (163) anzupassen:

$$f_{xd2,app,a} = \frac{250}{h_{Bew}} \cdot f_{xd2,app} \qquad h_{Bew} \ldots . Abstand\ der\ Textileinlagen\ in\ [mm] \tag{163}$$

Zusätzlich gibt es eine Unterscheidung nach vorhandenem Randabstand. Einerseits ist es auf Grund der Einschlitzproblematik häufig sicher erforderlich, dass die Textileinlage mit ausreichendem Randabstand in die Lagerfuge eingelegt wird. Dafür sind die Werte mit einem Randabstand des Bewehrungstextils von 35 mm aufgeführt. Andererseits gibt es auch Fälle, bei denen diese Beschränkung nicht herangezogen werden muss, da die Wände evtl. zusätzlich verkleidet bzw. gedämmt werden oder sonstige Gründe vorliegen, die eine Einschlitzung zuverlässig verhindern. In

dem Fall kann die Textileinlage durchaus mit einem Randabstand von 5 mm in die Lagerfuge eingebracht werden. Die dadurch zusätzlich aktivierten Tragfähigkeiten sind dabei nicht unerheblich (siehe Tabellen in Anhang 16.9). Da die Textileinlagen keiner Korrosion unterliegen, ist aus technischer Sicht auch kein größerer Randabstand erforderlich.

Außerdem erfolgt eine Unterscheidung in Mauerwerk mit vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen. Wobei sich allerdings im Abschnitt 5.5 gezeigt hat, dass der Einfluss der Stoßfugenvermörtelung bei Wänden mit zunehmender Verformung geringer wird. Es kommt zur Umverteilung der Kräfte in Bereiche, bei welchen eine ausreichende Druckzone vorhanden ist. Außerdem werden die Stoßfugen beim Übergang in den Zustand II zunehmend geschlossen. Wesentlicher Einflussparameter ist dabei die Genauigkeit der Ausführung, es ist erforderlich die Mauersteine maximal knirsch zu verlegen und keine unnötigen Lücken einzubauen.

Tabelle 107 zeigt die Werte für ungelochte Kalksandsteine mit hoher Druckfestigkeit, welche innerhalb der Kleinversuchsreihen geprüft wurden. Es wird nach den geprüften Kombinationen, Dünnbettmörtel mit SG25, Dünnbettmörtel mit SG200 sowie TF10 mit SG25 differenziert – jeweils unterschieden nach Ausführung mit vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen. Grundlage dafür waren die durchgeführten Kleinversuche. Für die Kombination KS mit Dünnbettmörtel und SG200 sowie vermörtelten Stoßfugen wurde allerdings keine separater Kleinversuch durchgeführt. Die Berechnungen basieren auf den bei den restlichen Kleinversuchen ermittelten Erhöhungen der Biegefestigkeit auf Grund von Stoßfugenvermörtelung. Die Werte sind daher als Abschätzung zu interpretieren und werden grau dargestellt. Grundsätzlich sollten die Werte aber auf Basis von Versuchen bestätigt werden.

Tabelle 108 zeigt die Werte für gelochte Kalksandsteine (KSL) mit mittlerer Druckfestigkeit. Dafür wurden keine separaten Biegekleinversuche durchgeführt und die Werte daher als Rechenwerte in grau dargestellt. Die Berechnung erfolgte mit den entsprechenden Gleichungen unter Berücksichtigung der geringeren Steindruckfestigkeit längs zur Lagerfuge. Es wurden die gleichen Abminderungsfaktoren wie für die untersuchten KS-Vollsteine genutzt, da keine wesentlichen Änderungen des Verhaltens durch die KSL-Steine zu erwarten sind. Grundsätzlich sollten die Werte aber auf Basis von Versuchen bestätigt werden.

Tabelle 109 zeigt die Werte für PB der Festigkeitsklasse 4, welche innerhalb der Kleinversuchsreihen geprüft wurden. Es wird die geprüfte Kombination, Dünnbettmörtel mit SG25, dargestellt, unterschieden nach Ausführung mit vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen. Grundlage dafür waren die durchgeführten Kleinversuche.

Tabelle 110 zeigt die Werte für PB der Festigkeitsklasse 8. Dafür wurden keine separaten Biegekleinversuche durchgeführt und die Werte daher als Rechenwerte in grau dargestellt. Die Berechnung erfolgte mit den entsprechenden Gleichungen unter Berücksichtigung der höheren Steindruckfestigkeit längs zur Lagerfuge. Es wurden die gleichen Abminderungsfaktoren wie für die untersuchten Porenbetonsteine genutzt, da keine wesentlichen Änderungen des Verhaltens durch die etwas stärkeren Steine zu erwarten sind. Grundsätzlich sollten die Werte aber auf Basis von Versuchen bestätigt werden.

Tabelle 111 zeigt die Werte für Hochlochziegel mit sehr geringer Steindruckfestigkeit längs zur Lagerfuge, welche innerhalb der Kleinversuchsreihen geprüft wurden. Es wird die geprüfte Kombination, Dünnbettmörtel mit SG25 und unvermörtelten Stoßfugen, dargestellt. Grundlage dafür waren die durchgeführten Kleinversuche. Für die Kombination, Dünnbettmörtel und SG25 sowie vermörtelten Stoßfugen, wurde allerdings kein separater Kleinversuch durchgeführt. Die Berechnungen basieren auf den bei den restlichen Kleinversuchen ermittelten Erhöhungen der Biegefestigkeit auf Grund von Stoßfugenvermörtelung. Die Werte sind daher als Abschätzung zu interpretieren und werden grau dargestellt. Grundsätzlich sollten die Werte aber auf Basis von Versuchen bestätigt werden.

Anhand dieser dargestellten Werte der angepassten Biegefestigkeiten mit Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge für textilbewehrte Mauerwerke ist in Verbindung mit der Variante aus Abschnitt 3.3.6 eine relativ einfache Biegebemessung für textilbewehrte Mauerwerkswände möglich.

6.10 Zusammenfassung

Es wurde eine Reihe unterschiedlicher Bemessungsfälle dargestellt und hergeleitet. Dabei wird unterschieden, ob es sich um ein textiles Zugband oder eine vollflächige Lagerfugenbewehrung handelt. Ferner wurde die Kombination aus Lagerfugenbewehrung und Zugbandverstärkung erläutert. Wesentliches Unterscheidungsmerkmal dabei ist vor allem das verwendete Textilmaterial (GFK oder CFK) und die genutzte Steingruppe. Für den Fall der vollen Textilausnutzung (Erreichen der maximalen Textildehnung) wurden einfache Bemessungsgleichungen, basierend auf den bisherigen Nachweisen für bewehrtes Mauerwerk gem. DIN EN 1996-1-1 [1], hergeleitet. Die jeweiligen Bemessungsformeln werden in den entsprechenden Abschnitten dargestellt. Für den allgemeinen Fall wurden Bemessungstafeln und dazugehörige Gleichungen hergeleitet, diese werden geschlossen im Anhang 16.8 aufgeführt.

Bei der Herleitung der Bemessungsgleichungen und Bemessungstafeln wurde von optimalem Verbund ausgegangen. Anhand der Kleinversuche mit TF 10 als Mauermörtel, welcher sehr gute Verbundeigenschaften aufweist, wurde die Richtigkeit der Bemessungsgleichungen praktisch nachgewiesen.

Bei hohen Steindruck- und Textilzugfestigkeiten ist, unter Nutzung von herkömmlichen Dünnbettmörtel, allerdings das Verbundversagen sehr wahrscheinlich. Dies zeigten auch die durchgeführten Kleinversuche. Daher müssen die unter optimalen Verbund errechneten Werte abgemindert werden, um diesem Sachverhalt Rechnung zu tragen. Die Tabelle 75 zeigt Abminderungswerte für hier geprüfte Kombinationen. Bei deutlichen Abweichungen (Textilgeometrie, Mörtel, SFK) muss eine separate Untersuchung erfolgen.

Da der aufgezeigte Ablauf rel. aufwendig ist und damit in der Praxis nur schwer anwendbar, empfiehlt es sich für konkrete Stein-Mörtel-Textil-Kombinationen, Werte der Biegefestigkeiten im Versuch zu ermitteln und die Rechenwerte daran zu kalibrieren. Diese kalibrierten Werte können dann für die Bemessung zur Verfügung gestellt werden. Im Anhang 16.9 werden die, anhand der hier durchgeführten Kleinversuche, kalibrierten Biegefestigkeiten dargestellt.

7 Praktisches Anwendungsbeispiel textilbewehrte Kellerwand

Gegeben sei ein einfacher Kellergrundriss eines Einfamilienhauses mit der lichten Raumhöhe von 2,5 m und den lichten Innenmaßen 6 m x 6 m (Es handelt sich dabei um einen kleinen Gebäudegrundriss, was aber prinzipiell egal ist, da auch bei größeren Gebäudegrundrissen nicht wesentlich größere Räume im Keller hergestellt werden. Hinzu kommen in solchen Fällen weitere Aussteifungswände. Daher kann mittels des hier vorgestellten Beispiels auch auf größere Gebäudegrundrisse rückgeschlossen werden.). Es ist eine einachsig gespannte Stahlbetondecke aus Halbfertigteilen mit einer Dicke von 20 cm vorgesehen. Die Kellerwände werden von außen zunächst abgedichtet und anschließend mittels verwitterungsfesten Kunststoffplatten gedämmt. Der Keller soll auf voller Höhe (2,5 m) mit Sand hinterfüllt werden. Der Reibungswinkel des Sandes beträgt 35° und die Wichte 16 KN/m³. Die Verdichtung soll mit einem mittelschweren Verdichtungsgerät ≤ 250 kg erfolgen. Die Hinterfüllung soll erfolgen, ohne das Lasten der aufgehenden Geschosse vorhanden sind, um zeitnah eine geeignete Absturzsicherung während des Bauzustandes herstellen zu können. Die Wanddicke beträgt 24 cm und soll aus schweren Kalksandsteinen KSP-20-2,0 bestehen. Da die vertikale Tragfähigkeit auch für das textilbewehrte Mauerwerk eine entscheidende Rolle spielt, kann auf den Ansatz des Mauereigengewichtes nicht verzichtet

werden. Zur weiteren Erhöhung der Tragfähigkeit muss auf das besonders schwere Mauerwerk zurückgegriffen werden. Es handelt sich um ein textilbewehrtes Mauerwerk (SG025) aus Kalksandsteinen (250x240x250), vermauert mit Dünnbettmörtel, ohne Stoßfugenvermörtelung. Jede Lagerfuge wird bewehrt. Das Textil wird zum Schutz vor Einschlitzen auf der Wandinnenseite mit 35 mm Randabstand verlegt.

Da die Decke nur einachsig spannt, müssen zwei Fälle separat untersucht werden. Zum einen die Wand 1, unterhalb des günstigen, langen Deckeneinflusses von halber Deckenspannweite. Zum anderen Wand 2, mit den geringeren Auflasten durch das Längsauflagern der Deckenplatte mit einem üblichen Ansatz des Lasteinzugs von einem Meter.

Der Wert für f_{xk1} wird unter Ansatz des Bogenmodells je nach vorhandener Auflast errechnet.

Der für eine textile Lagerfugenbewehrung angepasste Bemessungswert der Biegefestigkeit mit Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen $f_{xd2,app}$ wurde aus der Tabelle 107 (Anhang 16.9) entnommen. Die dort dargestellten Werte basieren auf den durchgeführten Kleinversuchen und wurden anhand der im Abschnitt 6 hergeleiteten Gleichungen berechnet.

Insgesamt lassen sich damit bisher die folgenden Eingangsparameter festhalten:

- f_{xd1} Bemessungsbiegefestigkeit vertikal nach Bogenmodell (Auflastabhängig)
- $f_{xd2,app}$ 0,28 N/mm² Bemessungsbiegefestigkeit (horizontal, 35 mm Randabstand)
- h 2,50 m Wandhöhe
- h_e 2,50 m Anschüttungshöhe der Hinterfüllung
- l 6,25 m Wandlänge (lichtes Maß + 2 x t / 2)
- t 240 mm Wanddicke
- d 0,20 m Deckenstärke
- γ_e 16 KN/m³ Wichte des Bodens
- γ_{Mw} 20 KN/m³ Wichte des Mauerwerks
- γ_B 25 KN/m³ Wichte des Stahlbetons
- p_v 5,0 kN/m² räumlich unbegrenzte Oberflächenlast Gelände
- φ 35,0° Reibungswinkel des Bodens

Für die Einwirkungen ergeben sich die folgenden Werte:

Die Wand- und Geländeneigung betragen 0°, die Kohäsion wird auf der sicheren Seite zu 0 gesetzt und der Wandreibungswinkel ergibt sich zu 17,5° (weniger rau; φ / 2 gem. Tabelle 94, Anhang 16.5). Auf Grund des verformungsfähigen Mauerwerkes kann vom aktiven Erddruckzustand ausgegangen werden (Tabelle 92 im Anhang 16.5, die erf. Verformung beträgt rund 2.500 mm x 0,001 = 2,5 mm). Der Erddruckbeiwert ergibt sich damit zu 0,235. Daraus resultiert am Wandkopf ein ch. Erddruck von 1,2 kN/m² (Bemessung 1,8 kN/m²) und am Wandfuß von 10,6 kN/m² (Bemessung 14,4 kN/m²). Die charakteristische Gesamtkrafteinwirkung beträgt 15,4 kN/m (Bemessung 21,3 kN/m).

Der Beiwert für den horizontalen Erddruckanteil aus Bodeneigengewicht wird mit Glg. (44) ermittelt:

$$K_{agh} = \left[\frac{\cos(35-0)}{\cos(0)\cdot\left(1+\sqrt{\frac{\sin(35+17{,}5)\cdot\sin(35-0)}{\cos(0-0)\cdot\cos(0+17{,}5)}}\right)}\right]^2 = 0{,}235 = K_{aph} \tag{44}$$

Der horizontale Erddruck ergibt sich an Ober- und Unterseite der Kellerwand nach Glg. (38):

$$e_a = \gamma \cdot z \cdot K_{agh} + p_v \cdot K_{aph} \tag{38}$$

$$e_{aok} = 0 + 5 \cdot 0{,}235 = 1{,}175\ kN/m^2$$

$$e_{aod} = 0 + 5 \cdot 0{,}235 \cdot 1{,}5 = 1{,}763\ kN/m^2$$

$$e_{auk} = 16 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}235 + 5 \cdot 0{,}235 = 10{,}575\ kN/m^2$$

$$e_{aud} = 16 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}235 \cdot 1{,}35 + 5 \cdot 0{,}235 \cdot 1{,}5 = 14{,}45\ kN/m^2$$

Die horizontale Kraftresultierende ergibt sich aus der Integration der Trapezflächen über die Wandhöhe:

$$E_{ahk} = 2{,}5 \cdot (1{,}175 + 10{,}575)/2 = 14{,}7\ kN/m$$

$$E_{ahd} = 2{,}5 \cdot (1{,}763 + 14{,}450)/2 = 20{,}3\ kN/m$$

Der Vertikalanteil errechnet sich gemäß Glg. (40):

$$E_{avk} = 14{,}7 \cdot \tan(0 + 17{,}5) = 4{,}6\ kN/m \tag{40}$$

$$E_{avd} = 20{,}3 \cdot \tan(0 + 17{,}5) = 6{,}4\ kN/m$$

Die Gesamtkrafteinwirkungen lassen sich damit wie folgt bestimmen:

$$E_{ak} = \sqrt{14{,}7^2 + 4{,}6^2} = 15{,}4\ kN/m$$

$$E_{ad} = \sqrt{20{,}3^2 + 6{,}4^2} = 21{,}3\ kN/m$$

Der Angriffspunkt der Gesamtkrafteinwirkung liegt dabei etwa im Trapezschwerpunkt:

$$h_{SP} = \frac{2{,}5 \cdot (10{,}575 + 2 \cdot 1{,}175)}{3 \cdot (10{,}575 + 1{,}175)} = 0{,}92\ m$$

Verdichtungserddruck

Aus Tabelle 93 im Anhang 16.5 kann für ein Verdichtungsgerät ≤ 250 kg für den vorliegenden Fall eine ch. Einwirkung von e_{vh} = 15 kN/m² bei einer Wirktiefe von z_a = 2 m abgelesen werden.

Der Beiwert für den horizontalen Erddruckanteil aus Bodeneigengewicht für den passiven Erddruck K_{pgh} errechnet sich für dem Sonderfall $\alpha = \beta = \delta p = 0$ gem. Glg. (67):

$$K_{pgh} = \frac{1 + \sin 35}{1 - \sin 35} = 3{,}69 \tag{67}$$

Mittels Glg. (66) kann z_p berechnet werden:

$$z_p = \frac{15}{16 \cdot 3{,}69} = 0{,}254\ m \tag{66}$$

Der charakteristische Erddruck ohne Geländeauflasten ergibt sich zu einem dreieckigen Verlauf (siehe Bild 228, rechts, blauer Anteil). Der horizontale Erddruck berechnet sich an der Unterseite der Kellerwand nach Glg. (41):

$$e_{auk} = 16 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}235 = 9{,}4\ kN/m^2 \tag{41}$$

Die horizontale Kraftresultierende aus dem Erddruck ergibt sich aus der Integration der Dreieckfläche über die Wandhöhe:

$$E_{ahk} = 2{,}5 \cdot 9{,}4/2 = 11{,}7\ kN/m$$

Der horizontale Erddruck bei z = 2 m errechnet nach Glg. (41):

$$e_{ak} = 16 \cdot 2 \cdot 0{,}235 = 7{,}52\ kN/m^2 \qquad (41)$$

Der zusätzliche Kraftanteil aus Verdichtung (siehe Bild 228, rechts, roter Anteil) wird auf den Erddruckanteil aufgerechnet. Der Anteil aus Verdichtung errechnet als Flächeninhalt des Verdichtungsbereichs. Damit ergibt sich die Gesamtkraft als Summe aus Erddruck und Verdichtung.

$$E_{vhk} = 2 \cdot 15 - 2 \cdot \frac{7{,}52}{2} - 15 \cdot \frac{0{,}254}{2} + 11{,}7 = 32{,}2\ kN/m$$

Verteilt auf die Wandhöhe ergibt sich damit folgende Flächenlast:

$$e_{vhk} = \frac{32{,}2}{2{,}5} = 12{,}9\ kN/m^2$$

Vereinfachte Verteilung

Auf Grund der erwarteten Durchbiegung in Wandmitte kann vereinfacht der gleichverteilte Ansatz des Erddrucks für die Bemessung herangezogen werden. Es ergeben sich damit die folgenden Werte:

$$e_{ak} = (1{,}175 + 10{,}575)/2 = 5{,}9\ kN/m^2$$

$$e_{ad} = (1{,}763 + 14{,}45)/2 = 8{,}1\ kN/m^2$$

Zusammenfassend ergibt sich:

- 5,9 kN/m² charakteristischer Erddruck
- 8,1 kN/m² Bemessungserddruck
- 12,9 kN/m² Verdichtungserddruck mit mittelschweren Verdichtungsgerät ≤ 250 kg

Das folgende Bild 228 zeigt unterschiedliche Erddruckzustände. Links die charakteristische Trapezlast, in der Mitte der gleichverteilte charakteristische Ansatz und rechts der charakteristische Verdichtungserddruck (ohne Oberflächenlast Gelände).

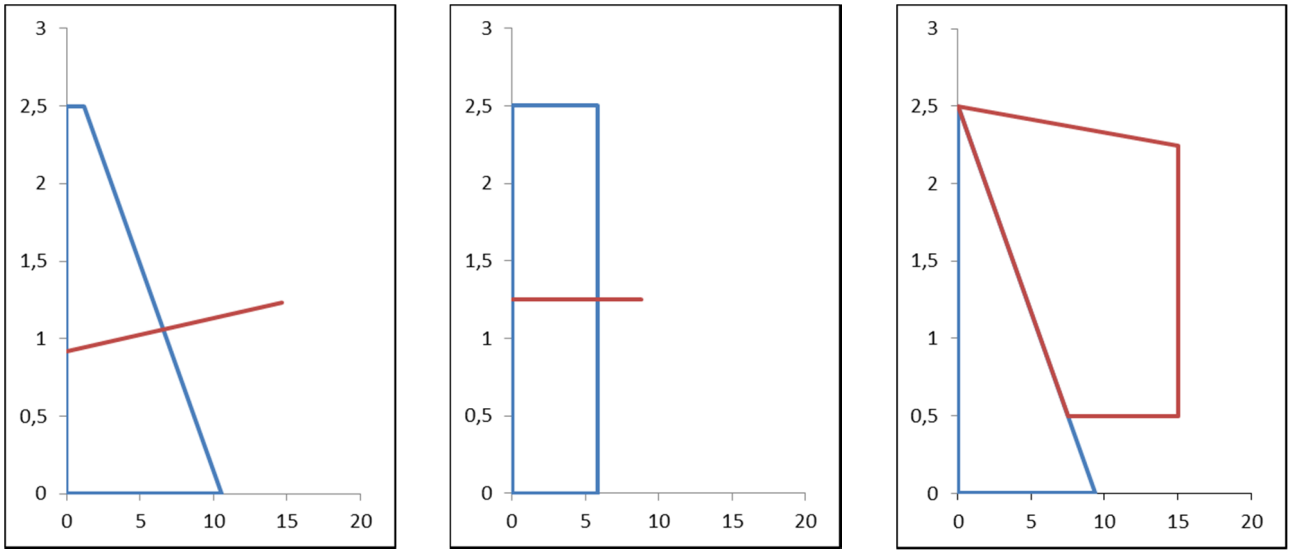


Bild 228 Erddruck zu Berechnungsbeispiel „Kellerwände“

Das elastische Widerstandsmoment je Höhen- / Längeneinheit der Wand (Z) ergibt sich zu:

$$Z = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{1 \cdot 0{,}24^2}{6} = 0{,}0096\ m^3/m$$

Nachweis für Wand 1:

Es wird vereinfacht die Biegefestigkeit durch die Bogenwirkung in halber Wandhöhe errechnet. Die Normalkraft in Wandmitte beträgt für Wand 1:

$$N = 3\ m\ \cdot 0{,}2\ m \cdot 25\frac{kN}{m^3} + 1{,}25\ m \cdot 0{,}24\ m \cdot 20\frac{kN}{m^3} = 21\frac{kN}{m}$$

Damit ergibt sich die Biegefestigkeit gem. Glg. (8) zu:

$$f_{xk1} = \frac{N \cdot 5{,}4}{t} = \frac{0{,}021 \cdot 5{,}4}{0{,}24} = 0{,}4725\ N/mm^2 \qquad (8)$$

Der Bemessungswert ergibt sich zu:

$$f_{xd1} = \frac{f_{xk}}{1{,}5} = \frac{0{,}4725}{1{,}5} = 0{,}315\frac{N}{mm^2} \qquad Ansatz\colon 0{,}28\frac{N}{mm^2}$$

Der Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes ergibt sich aus Glg. (29):

$$M_{Rdi} = f_{xdi} \cdot Z \qquad (29)$$

$$M_{Rd1} = 280\ kN/m^2 \cdot 0{,}0096\ m^3/m = 2{,}69\ kNm\ /m$$

$$M_{Rd2} = 280\ kN/m^2 \cdot 0{,}0096\ m^3/m = 2{,}69\ kNm\ /m$$

Das Verhältnis der Biegefestigkeiten des Mauerwerks senkrecht zueinander ergibt sich nach Gleichung (34) zu:

$$\mu = {f_{xd1}}/{f_{xd2,app}} = {0{,}28}/{0{,}28} = 1{,}0 \qquad (34)$$

Auf Grund des Aufbaus können sowohl die Seitenränder der Wand, als auch der Wandfuß als eingespannt betrachtet werden. Der Wandkopf wird als gelenkig angenommen. Mit h / l = 0,4 und μ = 1,0 kann aus Tabelle 87 (Fall H, Anhang 16.2) der Wert von 0,008 für den Momentenbeiwert α_2 abgelesen werden.

Der Momentenbeiwert α_1 ergibt sich damit gem. Glg. (33) zu:

$$\alpha_1 = \alpha_2 \cdot \mu = 0{,}008 \cdot 1{,}0 = 0{,}008 \qquad (33)$$

M_{Ed1} und M_{Ed2} werden mit Gleichung (31) und Gleichung (32) berechnet:

$$M_{Ed1} = \alpha_1 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 = 0{,}008 \cdot 8{,}1 \cdot 6{,}25^2 = 2{,}53\ kNm\ /m \qquad (31)$$

$$M_{Ed2} = \alpha_2 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 = 0{,}008 \cdot 8{,}1 \cdot 6{,}25^2 = 2{,}53\ kNm\ /m \qquad (32)$$

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss Glg. (28) erfüllt sein:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \qquad (28)$$

$$\frac{M_{Ed1}}{M_{Rd1}} = \frac{2{,}53}{2{,}69} = 0{,}94 = \frac{2{,}53}{2{,}69} = \frac{M_{Ed2}}{M_{Rd2}}$$

Der Nachweis ist mit 94 % Auslastung erfüllt. Wand 1 kann also so hergestellt werden und hält von Beginn an (ohne Auflasten der aufgehenden Geschosse) den Belastungen aus Erddruck stand.

Die Verdichtung mit einem mittelschweren Gerät kann hier allerdings nicht nachgewiesen werden. Die Verdichtung sollte also mit einem sehr leichten Gerät erfolgen, welches keine stärkeren Belastungen erzeugt als die gerade nachgewiesenen. Abhängig von erzeugter Horizontallast und Tiefenwirkung kann eine Gesamtbelastung errechnet und für den Nachweis herangezogen werden. Alternativ kann der Kellerbereich für den Zeitraum der Verdichtung temporär ausgesteift werden.

Nachweis für Wand 2:

Es wird vereinfacht die Biegefestigkeit durch die Bogenwirkung in halber Wandhöhe errechnet. Die Normalkraft in Wandmitte beträgt für Wand 2:

$$N = 1\,m\ \cdot 0{,}2\,m \cdot 25\frac{kN}{m^3} + 1{,}25\,m \cdot 0{,}24\,m \cdot 20\frac{kN}{m^3} = 11\frac{kN}{m}$$

Damit ergibt sich die Biegefestigkeit gem. Glg. (8) zu:

$$f_{xk1} = \frac{N \cdot 5{,}4}{t} = \frac{0{,}011 \cdot 5{,}4}{0{,}24} = 0{,}2475\ N/mm^2 \qquad (8)$$

Der Bemessungswert ergibt sich zu:

$$f_{xd1} = \frac{f_{xk}}{1{,}5} = \frac{0{,}2475}{1{,}5} = 0{,}17\frac{N}{mm^2} \qquad (8)$$

Der Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes ergibt sich aus Glg. (29):

$$M_{Rdi} = f_{xdi} \cdot Z \qquad (29)$$

$$M_{Rd1} = 170\ kN/m^2 \cdot 0{,}0096\,m^3/m = 1{,}63\ kNm\ /m$$

$$M_{Rd2} = 280\ kN/m^2 \cdot 0{,}0096\,m^3/m = 2{,}69\ kNm\ /m$$

Das Verhältnis der Biegefestigkeiten des Mauerwerks senkrecht zueinander ergibt sich nach Gleichung (34) zu:

$$\mu = {f_{xd1}}/{f_{xd2,app}} = {0{,}17}/{0{,}28} = 0{,}61 \qquad (34)$$

Auf Grund des Aufbaus können sowohl die Seitenränder der Wand, als auch der Wandfuß als eingespannt betrachtet werden. Der Wandkopf wird als gelenkig angenommen. Mit h / l = 0,4 und μ = 0,61 kann aus Tabelle 87 (Fall H, Anhang 16.2) der Wert von 0,011 für den Momentenbeiwert α_2 abgelesen werden.

Der Momentenbeiwert α_1 ergibt sich damit gem. Glg. (33) zu:

$$\alpha_1 = \alpha_2 \cdot \mu = 0{,}011 \cdot 0{,}61 = 0{,}0067 \qquad (33)$$

M_{Ed1} und M_{Ed2} werden mit Gleichung (31) und Gleichung (32) berechnet:

$$M_{Ed1} = \alpha_1 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 = 0{,}0067 \cdot 8{,}1 \cdot 6{,}25^2 = 2{,}12\ kNm\ /m \qquad (31)$$

$$M_{Ed2} = \alpha_2 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 = 0{,}0110 \cdot 8{,}1 \cdot 6{,}25^2 = 3{,}48\ kNm\ /m \qquad (32)$$

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss Glg. (28) erfüllt sein:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \qquad (28)$$

$$\frac{M_{Ed1}}{M_{Rd1}} = \frac{2{,}12}{1{,}63} = 1{,}30 = \frac{3{,}48}{2{,}69} = \frac{M_{Ed2}}{M_{Rd2}}$$

Der Nachweis geht mit 30 % Überschreitung erwartungsgemäß nicht auf. Betrachtet man den Bauzustand als außergewöhnliche Situation, könnte man mit dem ch. Wert 5,9 kN/m² nachweisen.

In dem Fall ergibt sich der Nachweis zu:

$$M_{Ek1} = \alpha_1 \cdot W_{Ek} \cdot l^2 = 0{,}0067 \cdot 5{,}9 \cdot 6{,}25^2 = 1{,}54\ kNm\ /m \quad (31)$$

$$M_{Ek2} = \alpha_2 \cdot W_{Ek} \cdot l^2 = 0{,}0110 \cdot 5{,}9 \cdot 6{,}25^2 = 2{,}54\ kNm\ /m \quad (32)$$

$$\frac{M_{Ek1}}{M_{Rd1}} = \frac{1{,}54}{1{,}63} = 0{,}95 = \frac{2{,}54}{2{,}69} = \frac{M_{Ek2}}{M_{Rd2}}$$

In dem Fall geht der Nachweis mit 95 % Auslastung auf. Es könnte also für den Bauzustand als außergewöhnliche Situation bemessen werden. Damit könnte die Wand hinterfüllt und die Absturzsicherung hergestellt werden. Im Rahmen des Baus müssten dann aber auf jeden Fall weitere Auflasten durch die aufgehenden Geschosse auf diese Kellerwand aufgebracht werden, um den Bemessungszustand nach Fertigstellung nachzuweisen.

Die Verdichtung mit einem mittelschweren Gerät kann hier allerdings nicht nachgewiesen werden. Die Verdichtung sollte also mit einem sehr leichten Gerät erfolgen, welches keine stärkeren Belastungen erzeugt als die gerade nachgewiesenen. Abhängig von erzeugter Horizontallast und Tiefenwirkung kann eine Gesamtbelastung errechnet und für den Nachweis herangezogen werden. Alternativ kann der Kellerbereich für den Zeitraum der Verdichtung temporär ausgesteift werden.

Der Nachweis von 24 cm dicken Kellerwänden mit geringer Auflast ist also auch trotz eingearbeitetem Textil noch immer nur schwer erfüllbar.

Im Folgenden wird daher der Nachweis für 30 cm dicke Kellerwände mit den gleichen Ausgangsbedingungen geführt. Die Momentenbeiwerte DIN EN 1996-1-1 [1] gelten eigentlich nur für Wanddicken bis 25 cm. Da aber auch bei 30 cm dicken Mauerwerk kaum ein anderes Verhalten zu erwarten ist, werden die Werte auch für diesen Grenzfall genutzt.

Der für eine textile Lagerfugenbewehrung angepasste Bemessungswert der Biegefestigkeit mit Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen $f_{xd2,app}$ wurde aus der Tabelle 107 (Anhang 16.9) entnommen und beträgt für 30 cm dickes Mauerwerk dieser Ausführungsart 0,30 N/mm².

Das elastische Widerstandsmoment je Höhen- / Längeneinheit der Wand (Z) ergibt sich zu:

$$Z = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{1 \cdot 0{,}3^2}{6} = 0{,}015\ m^3/m$$

Nachweis für Wand 1: Es wird vereinfacht die Biegefestigkeit durch die Bogenwirkung in halber Wandhöhe errechnet. Die Normalkraft in Wandmitte beträgt für Wand 1:

$$N = 3\ m\ \cdot 0{,}2\ m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} + 1{,}25\ m \cdot 0{,}3\ m \cdot 20 \frac{kN}{m^3} = 22{,}5 \frac{kN}{m}$$

Damit ergibt sich die Biegefestigkeit gem. Glg. (8) zu:

$$f_{xk1} = \frac{N \cdot 5{,}4}{t} = \frac{0{,}0225 \cdot 5{,}4}{0{,}3} = 0{,}405\ N/mm^2 \quad (8)$$

Der Bemessungswert ergibt sich zu:

$$f_{xd1} = \frac{f_{xk}}{1{,}5} = \frac{0{,}405}{1{,}5} = 0{,}27 \frac{N}{mm^2}$$

Der Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes ergibt sich aus Glg. (29):

$$M_{Rdi} = f_{xdi} \cdot Z \quad (29)$$

$$M_{Rd1} = 270\ kN/m^2 \cdot 0{,}015\ m^3/m = 4{,}0\ kNm\ /m$$

$$M_{Rd2} = 300\ kN/m^2 \cdot 0{,}015\ m^3/m = 4{,}5\ kNm\ /m$$

Das Verhältnis der Biegefestigkeiten des Mauerwerks senkrecht zueinander ergibt sich nach Gleichung (34) zu:

$$\mu = {f_{xd1}}/{f_{xd2,app}} = {0{,}27}/{0{,}30} = 0{,}9 \quad (34)$$

Auf Grund des Aufbaus können sowohl die Seitenränder der Wand, als auch der Wandfuß als eingespannt betrachtet werden. Der Wandkopf wird als gelenkig angenommen. Mit h / l = 0,4 und μ = 0,9 kann aus Tabelle 87 (Fall H, Anhang 16.2) der Wert von 0,009 für den Momentenbeiwert α_2 abgelesen werden.

Der Momentenbeiwert α_1 ergibt sich damit gem. Glg. (33) zu:

$$\alpha_1 = \alpha_2 \cdot \mu = 0{,}009 \cdot 0{,}9 = 0{,}008 \quad (33)$$

Es wird der ch. Verdichtungserddruck angesetzt, als außergewöhnliche Bemessungssituation. So ergeben sich M_{Ek1} und M_{Ek2} mit Gleichung (31) und Gleichung (32):

$$M_{Ek1} = \alpha_1 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 = 0{,}008 \cdot 12{,}9 \cdot 6{,}25^2 = 4{,}0\ kNm\ /m \quad (31)$$

$$M_{Ek2} = \alpha_2 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 = 0{,}009 \cdot 12{,}9 \cdot 6{,}25^2 = 4{,}5\ kNm\ /m \quad (32)$$

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss Glg. (28) erfüllt sein:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (28)$$

$$\frac{M_{Ed1}}{M_{Rk1}} = \frac{4{,}0}{4{,}0} = 1{,}0 = \frac{4{,}5}{4{,}5} = \frac{M_{Ed2}}{M_{Rk2}}$$

Der Nachweis ist mit 100 % Auslastung erfüllt. Es ist unter Ansatz des Verdichtungserddrucks als außergewöhnliche Situation also auch möglich, den Verdichtungserddruck nachzuweisen – ohne zusätzliche Auflasten aus aufgehenden Geschossen oder temporären Aussteifungen.

Nachweis für Wand 2:

Es wird vereinfacht die Biegefestigkeit durch die Bogenwirkung in halber Wandhöhe errechnet. Die Normalkraft in Wandmitte beträgt für Wand 2:

$$N = 1\ m\ \cdot 0{,}2\ m \cdot 25\frac{kN}{m^3} + 1{,}25\ m \cdot 0{,}3\ m \cdot 20\frac{kN}{m^3} = 12{,}5\frac{kN}{m}$$

Damit ergibt sich die Biegefestigkeit gem. Glg. (8) zu:

$$f_{xk1} = \frac{N \cdot 5{,}4}{t} = \frac{0{,}0125 \cdot 5{,}4}{0{,}3} = 0{,}225\ N/mm^2 \quad (8)$$

Der Bemessungswert ergibt sich zu:

$$f_{xd1} = \frac{f_{xk}}{1{,}5} = \frac{0{,}225}{1{,}5} = 0{,}15\frac{N}{mm^2}$$

Der Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes ergibt sich aus Glg. (29):

$$M_{Rdi} = f_{xdi} \cdot Z \quad (29)$$

$$M_{Rd1} = 150\ kN/m^2 \cdot 0{,}015\ m^3/m = 2{,}25\ kNm\ /m$$
$$M_{Rd2} = 300\ kN/m^2 \cdot 0{,}015\ m^3/m = 4{,}50\ kNm\ /m$$

Das Verhältnis der Biegefestigkeiten des Mauerwerks senkrecht zueinander ergibt sich nach Gleichung (34) zu:

$$\mu = {f_{xd1}}/{f_{xd2,app}} = {0{,}15}/{0{,}30} = 0{,}5 \quad (34)$$

Auf Grund des Aufbaus können sowohl die Seitenränder der Wand, als auch der Wandfuß als eingespannt betrachtet werden. Der Wandkopf wird als gelenkig angenommen. Mit h / l = 0,4 und μ = 0,5 kann aus Tabelle 87 (Fall H, Anhang 16.2) der Wert von 0,013 für den Momentenbeiwert α_2 abgelesen werden.

Der Momentenbeiwert α_1 ergibt sich damit gem. Glg. (33) zu:

$$\alpha_1 = \alpha_2 \cdot \mu = 0{,}013 \cdot 0{,}5 = 0{,}0065 \quad (33)$$

M_{Ed1} und M_{Ed2} werden mit Gleichung (31) und Gleichung (32) berechnet:

$$M_{Ed1} = \alpha_1 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 = 0{,}0065 \cdot 8{,}1 \cdot 6{,}25^2 = 2{,}06\ kNm\ /m \quad (31)$$

$$M_{Ed2} = \alpha_2 \cdot W_{Ed} \cdot l^2 = 0{,}0130 \cdot 8{,}1 \cdot 6{,}25^2 = 4{,}11\ kNm\ /m \quad (32)$$

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss Glg. (28) erfüllt sein:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (28)$$

$$\frac{M_{Ed1}}{M_{Rd1}} = \frac{2{,}06}{2{,}25} = 0{,}91 = \frac{4{,}11}{4{,}50} = \frac{M_{Ed1}}{M_{Rd1}}$$

Der Nachweis ist mit 91 % Auslastung erfüllt. Wand 2 kann also so hergestellt werden und hält von Beginn an (ohne Auflasten der aufgehenden Geschosse) den Belastungen aus Erddruck stand.

Die Verdichtung mit einem mittelschweren Gerät kann hier allerdings nicht nachgewiesen werden. Die Verdichtung sollte also mit einem sehr leichten Gerät erfolgen, welches keine stärkeren Belastungen erzeugt als die gerade nachgewiesenen. Abhängig von erzeugter Horizontallast und Tiefenwirkung kann eine Gesamtbelastung errechnet und für den Nachweis herangezogen werden. Alternativ kann der Kellerbereich für den Zeitraum der Verdichtung temporär ausgesteift werden.

Durch das umfangreiche Nachweisbeispiel wurde aufgezeigt, dass mittels textilbewehrter Lagerfugen eine Vielzahl von Nachweisen im Kellerwandbereich möglich werden kann. Die Ausprägung hängt hier aber stark von der individuellen Ausführung und den Randbedingungen ab.

- Mit dem Anwendungsbeispiel wurde aufgezeigt, dass mittels textilbewehrter Lagerfugen eine deutliche Erhöhung der Biegetragfähigkeit horizontal belasteter Mauerwerkswände realisiert werden kann.
- Für erddruckbelastete Kellerwände wird es möglich sein, eine Vielzahl der relevanten Fälle im Einfamilienhausbau bzw. Wohnungsbau nachzuweisen. Hinzu kommt, dass auch der Nachweis ohne Auflasten der aufgehenden Geschosse möglich wird, was ein frühzeitiges Verfüllen der Baugrube und Herstellung einer Absturzsicherung möglich macht.
- Das Verdichten mit mittelschweren Gerät bleibt dagegen ohne nennenswerte Auflasten problematisch, kann aber auch nachgewiesen werden.
- Wichtig ist für den Nachweis, dass mit den genauen Erddruckwerten (Reibungswinkel, Wichte) gerechnet wird, da die Belastungen sonst evtl. zu stark angesetzt werden.
- Die Biegefestigkeit parallel zur Lagerfuge wurde durch die textile Einlage deutlich erhöht, allerdings spielt für den Nachweis auch die vertikale Biegetragfähigkeit weiterhin eine entscheidende Rolle.

8 Entwicklungsmöglichkeiten

Nach jetzigem Forschungsstand ließen sich mit den folgenden, aktuell noch nicht näher untersuchbaren, Entwicklungen bzw. Modifikationen positive Einflüsse für das textilbewehrte Mauerwerk herbeiführen:

- Entwicklung eines Spezialmörtels mit ähnlich guten Hafteigenschaften wie der Pagel TF10, aber mit günstigeren Verarbeitungseigenschaften bezüglich Mauerwerksbau. Dies wäre insbesondere für den Bereich Kellerwände unter Erddruck günstig, da dort auf Grund des hohen Lastangriffs möglichst viel Bewehrungsquerschnitt erforderlich ist.
- Einarbeitung unterschiedlicher Materialien (GFK und CFK) in einem Textil, z. B. in Kettrichtung das stärkere CFK und in Schussrichtung das kostengünstigere GFK (so z. B. bereits bei SITgrid029 [106]).
- Anpassung der Bewehrungsquerschnitte hinsichtlich optimaler Ausnutzung für den entsprechenden Anwendungsfall. Bei den durchgeführten Versuchen waren meistens andere Umstände (meist Verbundfestigkeit des Mörtels) als begrenzender Faktor festzustellen. Damit ist die Nutzung der teuren Textile nicht effizient. Es bedarf also der Querschnittsanpassung für die jeweilige Mörtel-Textil-Stein-Kombination.
- Eine Verringerung des Bewehrungsquerschnittes für geringere Belastungen, wie z. B. Wind wäre aus Wirtschaftlichkeitsüberlegungen sinnvoll. Alternativ könnte auch nur jede zweite Lagerfuge bewehrt ausgeführt werden.
- Anpassung der Bewehrung in Schussrichtung als zusätzliche Schubbewehrung. Untersuchungen dahingehend müssten allerdings noch erfolgen.
- Entwicklung von Steinen mit Aussparungen für ein Zugband. In diesen Aussparungen könnte z. B. ein 3D-Textil als Zugband (z. B. ähnlich SITgrid031 [107]) in TF10 eingebettet werden und würde so die Hauptlast aus Biegung abtragen. Dafür kommen alternativ auch Kohlefaserstäbe oder Glasfaserstäbe mit geringerem Durchmesser in Frage. Für die eigentliche Lagerfuge könnte dann ein normaler Dünnbettmörtel zur Anwendung kommen.
- Entwicklung von Steinen mit verfüllbaren Mörteltaschen im Stoßfugenbereich, um die Vorteile der vermörtelten Stoßfuge (höhere Biegetragfähigkeit) nutzen zu können.
- Entwicklung von Steinen mit planmäßigen Vertiefungen im Bereich der Lagerfugen (ähnlich den verwendeten Hochlochziegeln), um so den Verbund zwischen Mörtel und Stein bei Biegung zu verbessern.
- Die textile Bewehrung hat sicher auch in Wandlängsrichtung positive Einflüsse. Untersuchungen hinsichtlich Erdbebenwirkung und Aussteifungsscheiben könnte positive Erkenntnisse bringen.
- Versuche mit geringer Abbindezeit des Mörtels von 7 Tagen, um auch frühere Belastungen zu approximieren. (Prinzipiell muss etwas Zeit gelassen werden bis der Mörtel in den Kellerwänden abgebunden ist, um die Biegetragfähigkeit sicherzustellen bevor die Hinterfüllung erfolgt. Es müssen ab Herstellung das Mauerwerks aber ohnehin noch viele Arbeiten erfolgen, bevor hinterfüllt werden kann, so z. B. Deckenherstellung, Abdichtung des Mauerwerks. Windbelastete Ausfachungswände müssen für einige Zeit ausgesteift werden).

9 Weitere Schritte

Im Rahmen des Forschungsprojektes war es nicht möglich, alle relevante Aspekte ausschöpfend zu behandeln. Es wurden aber die wichtigsten Grundlagen gelegt. Wichtige weitere Schritte sind:

- Überprüfung der durchgeführten Kleinversuche und Durchführung weiterer Versuchsreihen, zur Bestätigung der Ergebnisse und Schaffung einer Datenbasis von Biegefestigkeiten f_{xk} für unterschiedliche Stein-Mörtel-Textil-Kombinationen, am besten mit RILEM-Prüfkörpern.
- Hersteller sollten bestenfalls geprüfte Kombinationen aus Mörtel-Stein-Textil hinsichtlich Biegefestigkeit untersuchen und zur Zulassung bringen.
- Die Anwendbarkeit der relevanten Passagen zur Biegefestigkeit aus DIN EN 1996-1-1 [1] muss auch innerhalb Deutschlands realisiert werden. Dahingehend muss in den entsprechenden Ausschüssen und Gremien diskutiert werden.
- Die Biegemomentkoeffiziententabellen müssen hinsichtlich ihrer Gültigkeit auch für dickere Wände (> 25 cm) bewertet werden.

10 Gesamtzusammenfassung

Im Projekt wurde die Biegefestigkeit von in der Lagerfuge bewehrtem Dünnbettmauerwerk untersucht. Dabei wurde eine Vielzahl unterschiedlicher Materialien in die Untersuchungen einbezogen (Abschnitt 5.2). Es kam das Kohlefasertextil SG 025 und das alkaliresistente Glasfasertextil SG 200 zum Einsatz. Als Mauersteine wurden unterschiedliche Formate der Steinarten Kalksandstein, Porenbeton und Hochlochziegel in die Betrachtungen einbezogen. Die normalen Dünnbettmörtel der Steinhersteller sowie ein hochfester Feinbeton TF 10 fungierten als Mörtel.

Als Grundlage für die geplanten Großversuche wurde zu Beginn des Forschungsvorhabens eine Vielzahl von Kleinversuchen durchgeführt. Neben den standardmäßigen, versuchsbegleitenden Prüfungen (Steindruckfestigkeiten, Mörtelfestigkeiten) wurden Biegeversuche, Textilauszugsversuche und Haftscherfestigkeitsversuche durchgeführt.

Die Biegeversuche wurden in Form von bewehrten Biegebalken geplant (Abschnitt 5.3.1). Grundlage dafür ist ein repräsentativer Ausschnitt aus dem Mauerwerk, mit einer Zugzone (eine bewehrte Lagerfuge) und einer Druckzone (jeweils eine halbe Steinhöhe ober- und unterhalb der Lagerfuge). Um diese Geometrie darstellen zu können, wurden Biegeträger aus halbhohen Steinen mit einer dazwischen liegenden textilbewehrten Lagerfuge hergestellt. Zur Gewährleistung der Mauerwerksmechanik wurden die Steine versetzt vermauert. Die Versuche wurden als 4-Punkt-Biegeversuch durchgeführt. Bei allen Versuchskörpern mit textiler Bewehrung konnten sehr deutliche Erhöhungen der einaxialen Biegetragfähigkeit (Biegefestigkeit mit einer Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen) im Vergleich zu unbewehrtem Mauerwerk erreicht werden. Je nach verwendeter Materialkombination zeigten sich Erhöhungen um das Fünf- bis Zehnfache. Als begrenzende Faktoren hinsichtlich der Biegefestigkeit von Mauerwerk konnten vor allem die Haftscherfestigkeit, Haftfestigkeit und Verbundfestigkeit des Dünnbettmörtels identifiziert werden.

Angelehnt an DIN EN 846-2 [33] wurden Textilauszugsversuche (Abschnitt 5.3.2) zur Bestimmung der charakteristischen Verbundfestigkeit an einer Vielzahl von Materialkombinationen durchgeführt. Dafür wurden Versuche mit und ohne Auflast angesetzt. Es ließen sich bei allen untersuchten Materialkombinationen gute bis sehr gute Verbundfestigkeiten nachweisen. Für die, im Rahmen dieses Forschungsprojektes, untersuchten Auflasten wurden keine signifikanten Einflüsse auf die Auszugfestigkeiten festgestellt.

Die Bestimmung der Haftscherfestigkeit wurde nach DIN EN 1052-3 [21] durchgeführt (Abschnitt 5.3.3). Für die Versuche wurde das Verfahren B ohne Seitenlast gewählt. Es ist keine Trennschichtwirkung durch die verwendeten Textileinlagen eingetreten. Bei allen durchgeführten Versuchen wurde der übliche Wert der Haftscherfestigkeit für Dünnbettmörtel von 0,22 N/mm² erreicht oder übertroffen.

Nach Abschluss der Kleinversuche folgten Untersuchungen am realitätsgetreuen Mauerwerk.

Es wurden Großversuche an textilbewehrtem Kellermauerwerk (2,5 m x 6 m) durchgeführt und der Belastung aus Erddruck ausgesetzt (Abschnitt 5.4). Die Versuche umfassten dabei unterschiedliche Wanddicken mit und ohne textiler Einlage. Es zeigte sich ein zweiachsiger Lastabtrag an den Versuchswänden. Der Lastabtrag erfolgt vertikal über die Bogenwirkung, horizontal über die Biegefestigkeit des Mauerwerkes bzw. die erhöhte Biegefestigkeit durch textilbewehrte Lagerfugen. Ein wesentlicher Faktor bleibt auch bei textilbewehrtem Mauerwerk unter geringer Auflast die vertikale Biegefestigkeit, um eine entsprechende zweiaxiale Biegetragwirkung (Plattentragwirkung) erreichen zu können.

Das gesamte Verhalten der untersuchten Wände wurde dabei stark vom Einfluss der Verformungen und dem sich damit ändernden Erddruck geprägt. Grundsätzlich kommt es durch schon geringe Verformungen zu sehr deutlichen Kraftrückgängen. Der gemessene Erddruck unterlag insgesamt deutlichen Schwankungen. Es zeigten sich unterschiedliche Verläufe der Erddruckfigur. Je nach Wandsteifigkeit, Anschüttungshöhe und Verdichtungsgrad ergaben sich annähernd dreieckförmige, gleichverteilte oder konkave Verläufe des Erddrucks. Die gemessenen Erddrücke entsprachen dabei unter voller Anschüttungshöhe der Größe nach denen der Erddrucktheorie. Es stellt sich bei verdichteter Hinterfüllung schon bei sehr geringen Verformungen der aktive Erddruck ein. Auch ohne Verdichtung stellt sich dieser ein. Die erforderlichen Verformungen sind dabei deutlich größer als beim verdichteten Fall. Es wurde während der Versuche deutlich, dass der reale Erddruck als Lasteinleitung zur Ermittlung von definierten Tragfähigkeiten nicht gut geeignet ist. Hierfür kommt eher eine maschinelle, steuerbare Einrichtung in Frage.

Auf Grund der Unschärfen mittels Belastung durch Erddruck, sowie der nicht planmäßigen Steuerbarkeit bzw. beliebiger Lasterhöhbarkeit, wurden weitere Versuche mit maschineller Lasteinleitung (Luftdruckkissen) durchgeführt (Abschnitt 5.5). Diese Luftkissenversuche entsprechen dabei dem Anwendungsfall von Ausfachungsmauerwerk unter Windlasten am ehesten. Da aber für den Erddruck von einem über die Höhe gleichverteilten Lastangriff für die Bemessung ausgegangen werden kann, sind die Luftkissenversuche auch auf diesen Fall übertragbar. Der Versuchsaufbau basiert auf einem geschlossenen Luftdrucksystem. Es ist damit möglich, eine genau definierte, gleichverteilte Flächenlast auf die Versuchswände aufzubringen. Die einwirkende Kraft lässt sich dabei grundsätzlich beliebig steigern und sehr genau messen. Es zeigte sich ein zweiachsiger Lastabtrag an den Versuchswänden. Die textile Bewehrung entfaltet mit zunehmender Verformung ihre volle Wirksamkeit, wodurch in der Folge deutlich größere Kräfte aufgenommen werden können. Die wesentliche Lastaufnahme erfolgt im Bereich der Bruchlinien, wo eine ausreichende Verformung anliegt, um die Biegetragwiderstände des Materials zu aktivieren.

Alle Versuche wurden auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit hin untersucht, die Begrenzung der Biegefestigkeiten erfolgte allerdings hinsichtlich von Gebrauchstauglichkeitsansprüchen. Das heißt, die ermittelten charakteristischen Maximalwerte für Biegefestigkeiten entsprechen denjenigen bei gerade noch vorhandener Gebrauchstauglichkeit. Unter Berücksichtigung, dass für Nachweise ohnehin abgeminderte Bemessungswerte zum Einsatz kommen ist daher eine Überschreitung sowohl der Tragfähigkeit als auch der Gebrauchstauglichkeit auszuschließen.

Die Versuche erfolgten an einfachen Mauerwerkswänden ohne zusätzliche Aufbauten wie z. B. Putz oder Abdichtungen. Für Untersuchungen der Tragfähigkeit ist dies vollumfänglich hinreichend. Wesentliche Einflüsse aus weiteren Aufbauten wie Putz oder Abdichtungen sind nicht zu erwarten.

Einflüsse auf die Tragfähigkeit ergeben sich vor allem aus den tatsächlich vorhandenen Auflasten und den praktisch ausgeführten Einspannungen der Wandseiten. Diese Parameter werden aber im Nachweis berücksichtigt. Es gilt daher, diese genau zu erfassen und der Bemessung zu Grunde zu legen.

Anhand der durchgeführten Versuche konnten Bemessungsansätze entwickelt werden.

Es wurden auf Grundlage von Spannungs-Dehnungs-Beziehungen eine Reihe unterschiedlicher Bemessungsformeln und Bemessungstafeln für relevante Bemessungsfälle erstellt, die für die praktische Anwendung zur Verfügung gestellt werden können (Abschnitt 6). Anhand der durchgeführten Kleinversuchsreihen konnten damit kalibrierte Biegefestigkeiten parallel zur Lagerfuge für unterschiedliche Wanddicken berechnet werden. Die Berechnung der Biegetragfähigkeit erfolgt dann, auf Grundlage dieser Biegefestigkeiten parallel zur Lagerfuge, mittels Biegemomentkoeffiziententabellen nach DIN EN 1996-1-1 [1].

Es hat sich gezeigt, dass ein gleichverteilter Ansatz der Flächenlast für die Nachweise zweckmäßig und hinreichend ist. Praktisch kann also aus einem entsprechenden Belastungsfall durch Wind oder Erddruck ein gleichverteilter Flächenlastangriff ermittelt und der Bemessung zugrunde gelegt werden. Insofern spielt es für den Nachweis keine Rolle, ob ein anderes Erdmaterial als das hier verwendete zum Einsatz kommen soll. Die Ermittlung der Flächenlast muss aber nach der gültigen Erddrucktheorie erfolgen. Ob die Wand den Einwirkungen dann widerstehen kann, ergibt sich aus der Bemessung anhand der gewählten Eingangsparameter.

Weiterhin wurde ein volldiskretes FE-Modell mittels der Simulationssoftware ANSYS erstellt (Abschnitt 4.3). Die Lager- und Stoßfugen wurden dafür mit dem nicht-linearen Kontakt „reibungsbehaftet“ simuliert, d. h. ein Aufklaffen der Fugen wird möglich. Innerhalb der Lagerfugen wurde die textile Bewehrung berücksichtigt.

Ein mit Textil bewehrtes Mauerwerk verursacht rund 20 bis 25 % Mehrkosten im Vergleich zu gleichartigem, unbewehrtem Mauerwerk, bei Ausführung mit 4 Bewehrungslagen je Meter Mauerwerkshöhe. Für eine Ausführung mit 2 Bewehrungslagen je Meter Mauerwerkshöhe kann eine Erhöhung von rund 10 bis12 % angesetzt werden. Der wesentliche Kostenerhöhungsfaktor sind die zusätzlichen Materialkosten, hervorgerufen durch die Bewehrungstextile (Abschnitt 4.5).

Es hat sich gezeigt, dass die Vielzahl möglicher Eingangsparameter wie Steinfestigkeit, Steingruppe, Steinoberfläche, Mörtelart, Textilmaterial, Textilgeometrie oder Stoßfugenausführung Einfluss auf die erreichbare Tragfähigkeit einer in der Lagerfuge textilbewehrten Mauerwerkswand hat. Für Kalksandstein- und Porenbetonmauerwerk konnten Lösungen erarbeitet und ein Bemessungsalgorithmus aufgezeigt werden. Das hier dargestellte Vorgehen ist auf andere Kombinationsfälle von Materialien übertragbar, wenn die dazu relevanten Biegefestigkeiten im Versuch ermittelt werden.

Die Berechnung der Biegetragfähigkeit mittels Biegemomentkoeffiziententabellen nach DIN EN 1996-1-1 [1] liefert gut angenäherte, auf der sicheren Seite liegende Werte und kann für die Bemessung herangezogen werden. Die Sicherheiten sind dabei sehr hoch, da die charakteristische Bemessung noch immer deutlich und mit ausreichendem Abstand unterhalb der im Versuch erreichten Werte liegt. Unter Nutzung von Bemessungswerten für die Einwirkungen und die Widerstände ist daher das Versagen einer so nachgewiesenen Wand mit der heute üblichen Sicherheitsmarge auszuschließen.

Grundsätzlich konnte nachgewiesen werden, dass die Biegefestigkeiten für den Fall geringer Auflasten mit textiler Bewehrung in der Lagerfuge mindestens verdoppelt werden können.

Das Forschungsvorhaben leistet einen wichtigen Beitrag zur Lösung jahrelang schwelender Problempunkte, und zwar der Kellerwand mit geringer Auflast und der Ausfachungswand mit hoher Windbeanspruchung.

11 Symbolverzeichnis

A	Belastete horizontale Bruttoquerschnittsfläche einer Wand	[m²]
	Scherfläche	
	Fläche allgemein	
A_K	Kolbenfläche am Densitometer	[cm²]
A_{Tex}	Querschnittsfläche der textilen Bewehrung	[mm²]
A_i	Querschnittsfläche eines Prüfkörpers parallel zu den Lagerfugen (Haftscherfestigkeitsversuche)	[mm²]
A_s	Querschnittsfläche der Zugbewehrung	[mm²]
$A_{s,erf}$	Rechnerisch erforderliche Querschnittsfläche Bewehrung	[mm²]
$A_{s,vorh}$	Vorhandene Querschnittsfläche der Bewehrung	[mm²]
$\ddot{A}F$	Äquivalenzfaktor zur Umrechnung in die äquivalente Druckfestigkeit für den lufttrockenen Zustand	[-]
B	Biegemoment	[kNm]
B_K	Bogenkraft	[kN]
E	Elastizitätsmodul	[N/mm²]
	Erddruckkraft	[kN/m]
E_0	Erdruhedruckkraft	[kN/m]
E_a	Aktive Erddruckkraft	[kN/m]
E_{a*}	Mindesterddruck	[kN/m]
E_{ach}	Horizontale aktive Erddruckkraft durch Kohäsion	[kN/m]
$E_{ach\vartheta}$	Kohäsionsanteil in Abhängigkeit vom Gleitflächenwinkel	[kN/m]
E_{agh}	Horizontale aktive Erddruckkraft durch Eigengewicht	[kN/m]
$E_{ah\vartheta}$	Horizontale Erddruckkraft in Abhängigkeit vom Gleitflächenwinkel	[kN/m]
E_{ah}^{r}	Räumliche Erddruckkraft	[kN/m]
E_{aph}	Horizontale aktive Erddruckkraft durch Auflast	[kN/m]
E_{aVh}	Horizontalanteil einer vertikalen Liniengeländeauflast	[kN/m]
E_s	Elastizitätsmodul Stahl	[N/mm²]
E_{tex}	Elastizitätsmodul Textil	[N/mm²]
F_{Bruch}	Prüfkörperbruchlast bei Prüfung der Steindruckfestigkeit	[kN]
F_{Ed}	Randzugkraft am Endauflager	[kN/m]
F_{Zug}	Zugkraft der Prüfmaschine	[kN]
$F_{i,max}$	Höchstwert der Scherkraft	[N]
F_m	Druckkraft im Mauerwerk	[kN]
F_s	Zugkraft im Stahl	[kN]
$F_{Z,Ed}$	Bemessungszugkraft	[kN]

$F_{Q,Ed}$	Bemessungsquerkraft	[kN]
G	Eigenlast des Gleitkeils	[kN/m]
K	Konstante zur Bestimmung der ch. Mauerwerksdruckfestigkeit	[-]
K_{0gh}	Beiwert für den horizontalen Erdruhedruckanteil aus Bodeneigengewicht	[-]
K_{0ph}	Erdruhedruckbeiwert für den horizontalen Anteil aus großflächigen Gleichlasten	[-]
K_{ach}	Beiwert für horizontalen aktiven Erddruckanteil aus Kohäsion	[-]
K_{agh}	Beiwert für horizontalen aktiven Erddruckanteil aus Bodeneigengewicht	[-]
K_{agh*}	Beiwert für Mindesterddruck	[-]
K_{aph}	Beiwert für horizontalen aktiven Erddruckanteil aus großflächigen Gleichlasten	[-]
K_{pgh}	Beiwert für horizontalen passiven Erddruckanteil aus Bodeneigengewicht	[-]
M_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden Momentes	[kNm]
M_G	Moment durch Eigengewicht	[kNm]
M_{Rd}	Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes	[kNm]
$M_{Rd,10mm}$	Aufnehmbares Moment bei 10 mm Verformung	[kNm]
$M_{Rd,max}$	Maximal aufnehmbares Moment	[kNm]
$M\%$	Masseprozent	[%]
N	Normalkraft	[kN]
N_{Ed}	Bemessungswert der Normalkraft	[kN]
$N_{Ed,max}$	Bemessungswert der größten vertikalen Belastung der Wand in halber Höhe der Anschüttung	[kN]
$N_{Ed,min}$	Bemessungswert der kleinsten vertikalen Belastung der Wand in halber Höhe der Anschüttung	[kN]
N_{ad}	Bemessungswert des Bogenschubes	[kN]
P_i	Punkte im Korrelationskoordinatensystem	[mm]
T	Tangentialkraft	[kN]
$Tara$	Gewicht eines Probegefäßes bei der Wägung zur Bestimmung des Wassergehaltes einer Bodenprobe	[g]
$T_{bk,tex}$	Charakteristische Wert der auf die Garnlängsrichtung bezogenen Verbundfestigkeit eines Garns in Kettrichtung der im Dünnbettmörtel eingebundenen Textilbewehrung	[N/mm]
V	Vertikale Linienlast als Geländeauflast	[kN/m]
V_{Ed}	Querkraft am Endauflager	[kN/m]
V_{Probe}	Volumen der Bodenprobe beim Densitometerversuch	[cm³]
W_{Ed}	Bemessungswert der Querlast je Flächeneinheit	[kN/m²]

X	Koordinatensystem Versuchswandlänge	[mm]
Y	Koordinatensystem Versuchswandhöhe	[mm]
Z	Koordinatensystem Versuchswand aus der Ebene	[mm]
	Elastisches Widerstandsmoment je Höhen- oder Längeneinheit	[m³/m]
a	Abstand der Hinterseite einer begrenzten Auflast zur Wand	[m]
a_l	Versatzmaß	[m]
a_{Tex}	Querschnittsfläche der textilen Bewehrung	[mm²/m]
b	Breite	[m]
	Wandbreite	
b_c	Abstand zwischen aussteifenden Querwänden oder anderen aussteifenden Elementen	[m]
b_{Mw}	Mauerwerksbreite / Wandbreite	[m]
b_p	Breite der Geländeauflast	[m]
b_r	Länge einer Ersatzstreifenlast	[m]
c	Kohäsion	[kN/m²]
$cot\alpha$	Neigung der Schubbewehrung	[-]
$cot\theta$	Neigung der Betondruckstrebe	[-]
	Neigung der Druckstrebe im Mauerwerk	
d	Nutzhöhe des Querschnitts	[m]
	Formfaktor zur Ermittlung der normierten Steindruckfestigkeit	[-]
	Deckenstärke	[m]
e	Dehnung	[%]
	Einbindelänge bei Mauerankern	[mm]
	Erddruckkraft	[kN/m²]
e_{0gh}	Horizontaler Erdruhedruckanteil aus Bodeneigengewicht	[kN/m²]
e_{0ph}	Horizontaler Erdruhedruckanteil aus großflächigen Gleichlasten	[kN/m²]
e_a	Aktiver Erddruck	[kN/m²]
e_{a*}	Mindesterddruck	[kN/m²]
e_{ac}	Aktiver Erddruck aus Kohäsion	[kN/m²]
e_{ach}	Horizontaler Erddruckanteil aus Kohäsion	[kN/m²]
e_{ag}	Aktiver Erddruck aus Eigengewicht	[kN/m²]
e_{agh}	Horizontaler Erddruckanteil aus Bodeneigengewicht	[kN/m²]
e_{ah}	Horizontalanteil aktiver Erddruck	[kN/m²]
e_{ah}^r	Räumlicher Erddruck in der Tiefe z	[kN/m²]
e_{ap}	Aktiver Erddruck aus Bodenauflast	[kN/m²]
e_{aph}	Horizontaler Erddruckanteil aus großflächigen Gleichlasten	[kN/m²]

e_{av}	Vertikalanteil aktiver Erddruck	[kN/m²]
e_o	Erddruckkraft oben	[kN/m²]
e_u	Erddruckkraft unten	[kN/m²]
e_{vh}	Verdichtungserddruck	[kN/m²]
f	Festigkeit	[N/mm²]
f_b	Normierte Druckfestigkeit eines Mauersteins	[N/mm²]
f_{bod}	Verbundfestigkeit der Bewehrung im Mauermörtel	[N/mm²]
$f_{bt,cal}$	Rechnerische Steinzugfestigkeit	[N/mm²]
f_{cd}	Bemessungsfestigkeit Beton	[N/mm²]
f_{ck}	Charakteristische Betonfestigkeit	[N/mm²]
f_d	Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerkes in Lastrichtung	[N/mm²]
f_k	Charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerkes in Lastrichtung	[N/mm²]
f_m	Druckfestigkeit des Mauermörtels	[N/mm²]
$f_{p,\emptyset}$	Mittlere Druckfestigkeit aus Versuchen	[N/mm²]
f_{st}	Mittlere Steindruckfestigkeit (vertikale Belastungsrichtung)	[N/mm²]
$f_{st,l}$	Mittlere Steindruckfestigkeit in Steinlängsrichtung	[N/mm²]
f_t	Zugfestigkeit	[N/mm²]
$f_{td,tex}$	Bemessungstextilzugfestigkeit	[N/mm²]
$f_{tk,tex}$	Charakteristische Textilzugfestigkeit	[N/mm²]
f_{tk}	Charakteristische Zugfestigkeit des Bewehrungsstahles	[N/mm²]
f_{vd}	Bemessungswert der Schubfestigkeit von Mauerwerk	[N/mm²]
f_{vk}	Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk	[N/mm²]
f_{vk0}	Charakteristische Haftscherfestigkeit von Mauerwerk ohne Auflast	[N/mm²]
f_{vo}	Mittelwert der Anfangsscherfestigkeit	[N/mm²]
f_{voi}	Scherfestigkeit einer Einzelprobe	[N/mm²]
f_{vok}	Charakteristische Anfangsscherfestigkeit	[N/mm²]
f_{xd}	Bemessungswert der Biegefestigkeit der entsprechenden Biegerichtung	[N/mm²]
f_{xd1}	Bemessungswert der Biegefestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene parallel zu den Lagerfugen	[N/mm²]
f_{xd2}	Bemessungswert der Biegefestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen	[N/mm²]
$f_{xd1,app}$	Erhöhter Bemessungswert der Biegefestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene parallel zu den Lagerfugen	[N/mm²]
$f_{xd2,app}$	Erhöhter Bemessungswert der Biegefestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen	[N/mm²]

$f_{xd2,app,a}$	Erhöhter Bemessungswert der Biegefestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen mit angepasstem Abstand der Textileinlage	[N/mm²]
f_{xk1}	Charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene parallel zu den Lagerfugen	[N/mm²]
f_{xk2}	Charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen	[N/mm²]
$f_{xk2,tex}$	Charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen, textilbewehrt	[N/mm²]
$f_{xk2,tex,10mm}$	Charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen, textilbewehrt, bei 10mm Verformung	[N/mm²]
$f_{xk2,tex,max}$	Charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen, textilbewehrt, Maximalwert	[N/mm²]
f_{yd}	Bemessungszugfestigkeit des Bewehrungsstahles	[N/mm²]
f_{yk}	Nennstreckgrenze des Bewehrungsstahles	[N/mm²]
h	Höhe	[m]
h_0	Anfangsstellung für die Ablesung am Densitometer	[cm]
h_1	Endstellung für die Ablesung am Densitometer	[cm]
h_{Bew}	Abstand der Textileinlagen bei textilbewehrten Mauerwerk	[mm]
h_{Mw}	Lichte Höhe der Mauerwerkswand	[m]
h_e	Höhe der Anschüttung	[m]
h_u	Steinhöhe	[cm]
l	Länge der Wand	[cm]
l_a	Die Länge oder Höhe der Wand zwischen den Auflagern, die den Bogenschub aufnehmen können.	[m]
l_b	Verankerungslänge der Bewehrung	[mm]
l_{eff}	Effektive Spannweite	[m]
l_{ol}	Überbindemaß	[cm]
l_u	Steinlänge	[cm]
m	Anstieg der Bruchlinie	[-]
m_{Probe}	Masse der Bodenprobe beim Densitometerversuch	[g]
m_d	Trockenmasse	[g]
$n_{Ed,max}$	Bemessungswert der größten vertikalen Belastung der Wand in halber Höhe der Anschüttung	[kN/m]
$n_{Ed,min}$	Bemessungswert der kleinsten vertikalen Belastung der Wand in halber Höhe der Anschüttung	[kN/m]
p_v	Räumlich unbegrenzte Oberflächenlast Gelände	[kN/m²]
p_v'	Räumlich begrenzte Oberflächenlast Gelände	[kN/m²]

q_k	Charakteristischer Wert der Geländeauflast	[kN/m²]
r	Bogenstich	[mm]
s_{max}	Maximale Verformung	[mm]
s_t	Scherweg	[mm]
t	Wanddicke	[m]
t_c	Länge des Spannungsblocks	[mm]
$t_{ch,h}$	Ohne Nachweis zulässige Größe horizontaler bzw. schräger Schlitze und Aussparungen im Mauerwerk	[-]
$t_{ch,v}$	Ohne Nachweis zulässige Größe vertikaler Schlitze und Aussparungen im Mauerwerk	[-]
u	Verformung allgemein	[mm]
	Verformungen an der Versuchswand in X-Richtung	
v	Verformungen an der Versuchswand in Y-Richtung	[mm]
v	Belastungsgeschwindigkeit	[N/s]
		[mm/s]
v_h	Horizontale Verformung	[mm]
w	Verformungen an der Versuchswand in Z-Richtung	[mm]
w	Wassergehalt einer Bodenprobe	[%]
w_{Riss}	Rissdicke	[mm]
x	Abstand der Nulllinie / Druckzone	[m]
y	Zugzone	[m]
z	Hebelarm der inneren Kräfte	[m]
	Tiefe der Anschüttung von Geländeoberfläche	[m]
α	Konstante zur Bestimmung der ch. Mauerwerksdruckfestigkeit	[-]
	Wandneigung	[°]
α_1	Momentenbeiwert unter Berücksichtigung des Einspanngrades an den Rändern und dem Seitenverhältnis der Wand in Richtung f_{xk1}	[-]
α_2	Momentenbeiwert unter Berücksichtigung des Einspanngrades an den Rändern und dem Seitenverhältnis der Wand in Richtung f_{xk2}	[-]
$\alpha_{D,t}$	Abm. der Textilzugfestigkeit für Dauerhaftigkeit	[-]
$\alpha_{T,t}$	Abminderung der Textilzugfestigkeit für Temperatur	[-]
$\alpha_{t\infty,t}$	Abm. der Textilzugfestigkeit für Dauerstandverh.	[-]
β	Faktor zur Berücksichtigung des zweiachsigen Lastabtrages	[-]
	Konstante zur Bestimmung der ch. Mauerwerksdruckfestigkeit	[-]
γ	Wichte des Bodens	[kN/m³]
γ_B	Wichte des Stahlbetons	[kN/m³]
γ_e	Wichte des Bodens	[kN/m³]

γ_{Mw}	Wichte des Mauerwerks	[kN/m³]
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert Stahl	[-]
$\gamma_{tex,t}$	Teilsicherheitsbeiwert für die Textilzugfestigkeit	[-]
γ_{tex}	Gesamtsicherheitsbeiwert Bewehrungstextil	[-]
δ_a	Erddruckneigungswinkel	[°]
ε	Dehnung allgemein	[‰]
ε_c	Betondehnung	[‰]
ε_{c2}	Betondehnung beim Erreichen der Maximalfestigkeit	[‰]
ε_{cu2}	Betonbruchdehnung	[‰]
ε_m	Mauerwerksdehnung	[‰]
ε_{mu}	Grenzstauchung von Mauerwerk	[‰]
ε_s	Dehnung des Bewehrungsstahls	[‰]
$\varepsilon_{u,tex}$	Textilbruchdehnung	[‰]
ε_{ud}	Max. Bemessungsdehnung des Bewehrungsstahls	[‰]
ε_{uk}	Charakteristischer Wert der Stahldehnung bei Höchstlast	[‰]
$\varepsilon_{und,tex}$	Dehnung bei abgeschlossener Rissbildung	[‰]
θ	Drehwinkel am Wandfuß	[°]
ϑ_{ag}	Gleitflächenwinkel für den akt. Erddruck aus Bodeneigengewicht	[°]
μ_{agh}	Formbeiwert für den räumlichen aktiven Erddruck (Eigengewicht)	[-]
$\mu_{agh}^{(res)}$	Formbeiwert für den resultierenden aktiven Erddruck (Eigengewicht)	[-]
μ_{aph}	Formbeiwert für den räumlichen aktiven Erddruck (Geländeauflast)	[-]
$\mu_{aph}^{(res)}$	Formbeiwert für den resultierenden aktiven Erddruck (Geländeauflast)	[-]
λ	Querverteilungsbeiwert bei Kellerwandnachweis	[-]
ρ	Wichte	[kN/m³]
ρ_E	Einbaudichte	[g/cm³]
ρ_d	Trockendichte	[g/cm³]
ρ_e	Wichte der Anschüttung	[kN/m³]
σ	Spannung allgemein	[kN/m²]
σ_d	Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung rechtwinklig zur Lagerfuge im untersuchten Lastfall	[kN/m²]
σ_N	Normalspannung	[kN/m²]
σ_c	Spannung im Beton	[kN/m²]
$\sigma_{undd,tex}$	Bemessungsspannung bei abgeschlossener Rissbildung	[N/mm²]
$\sigma_{undk,tex}$	Spannung bei abgeschlossener Rissbildung	[N/mm²]
τ	Schubspannung	[kN/m²]

φ	Reibungswinkel des Bodens	[°]
$\emptyset$	Durchschnitt	[-]
	Durchmesser eines Bewehrungsstabes	[mm]
Δl	Längenänderung	[mm]
Δpl	Plastische Verformung	[mm]

12 Abkürzungsverzeichnis

Abm.	Abminderung
akt.	Aktiv
AL	Auflast
AR-Glas	Alkaliresistentes Glas
Auszugv.	Auszugversuch
bew.	Bewehrt
bzw.	beziehungsweise
Bem.	Bemessung
Bsp.	Beispiel
CFK	Kohlefaserkunststoff
ch.	Charakteristisch
d. h.	das heißt
DF	Dünnformat
DIN	Deutsche Industrienorm
DM	Dünnbettmörtel
DIBt	Deutsches Institut für Bautechnik
EC	Eurocode
ED	Erddruck
E-Modul	Elastizitätsmodul
EM	Einsteinmauerwerk
EN	Europäische Norm
EnEV	Energieeinsparverordnung
etc.	et cetera
evtl.	eventuell
Fa.	Firma
FE	Finite Elemente
FEM	Finite Elemente Methode
gem.	gemäß

Geschw.	Geschwindigkeit
GFK	Glasfaserkunststoff
Glg.	Gleichung
Gr.	Gruppe
HLz	Hochlochziegel
i.d.R.	in der Regel
IWA	Induktiver Wegaufnehmer
hor.	Horizontal
Kimmst.	Kimmstein
KS	Kalksandstein
mind.	Mindestens
max.	maximal
min.	minimal
Mpx	Megapixel
m.A.	mit Auflast
Mw	Mauerwerk
NA	Nationaler Anhang
NW	Nachweis
Nr.	Nummer
o.M.	ohne Maßstab
o.A.	ohne Auflast
OML	Otto-Mohr-Labor
P	Planstein
PB	Porenbeton
PK	Probekörper
PP	Porenbetonplanstein
R500	besandete Bitumendachbahn
RDK	Rohdichteklasse
rel.	relativ
SF	Stoßfuge
SFK	Steindruckfestigkeitsklasse
SITGrid 200 (SG200)	Glasfasertextilgewebe der Fa. V.FRAAS mit einer Bewehrungsfläche von 105 mm²/m
SITGrid 025 (SG025)	Kohlefasertextilgewebe der Fa. V.FRAAS mit einer Bewehrungsfläche von 141 mm²/m
spez.	Spezifisch
temp.	Temporär

Tab.	Tabelle
theor.	Theoretisch
TF10	Pagel/Tudalit-Feinbeton zur Anwendung mit Textile
u. a.	unter anderem
unverm.	Unvermörtelt
uSF	Unvermörtelte Stoßfuge
V	Verlust (Masseverlust)
V	Versuch
vgl.	vergleiche
Verd.	Verdichtung
verm.	vermörtelt
Vers.-Nr.	Versuchsnummer
vSF	Vermörtelte Stoßfuge
WBS	Wohnungsbauserie
z. B.	zum Beispiel

13 Literaturverzeichnis

[1] DIN EN 1996-1-1: 2013-02: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Deutsche Fassung EN 1996-1-1:2005. NABau im DIN, Berlin 2013

[2] DIN EN 1996-1-1/NA: 2012-05: Nationaler Anhang. National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. NABau im DIN, Berlin 2012

[3] DIN EN 1996-1-1/NA/A1: 2014-03: Nationaler Anhang. National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Änderung A1. NABau im DIN, Berlin 2014

[4] DIN EN 1996-1-1/NA/A2: 2015-01: Nationaler Anhang. National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Änderung A2. NABau im DIN, Berlin 2015

[5] DIN EN 1996-3: 2010-12: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrtes Mauerwerk; Dt. Fassung EN 1996-3:2006+AC:2009. NABau im DIN, Berlin 2010

[6] DIN EN 1996-3/NA: 2012-01: Nationaler Anhang. National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten. NABau im DIN, Berlin 2012

[7] DIN EN 1990: 2010-12: Grundlagen der Tragwerksplanung

[8] DIN EN 1990/NA: 2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung

[9] DIN EN 1991-1-1: 2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1 Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau

[10] DIN EN 1991-1-1/NA: 2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1 Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau

[11] DIN EN 1991-1-2: 2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke

[12] DIN EN 1991-1-2/NA: 2015-09: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke

[13] DIN EN 1991-1-4: 2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten

[14] DIN EN 1991-1-4/NA: 2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten

[15] DIN EN 1991-1-6: 2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen, Einwirkungen während der Bauausführung

[16] DIN EN 1991-1-6/NA: 2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen, Einwirkungen während der Bauausführung

[17] DIN EN 1991-1-7: 2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen

[18] DIN EN 1991-1-7/NA: 2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen

[19] DIN EN 1052-1: 1998-12: Prüfverfahren für Mauerwerk, Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit

[20] DIN EN 1052-2: 1999-10: Prüfverfahren für Mauerwerk, Teil 2: Bestimmung der Biegezugfestigkeit

[21] DIN EN 1052-3: 2007-06: Prüfverfahren für Mauerwerk, Teil 3: Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit)

[22] DIN EN 1052-4: 2000-09: Prüfverfahren für Mauerwerk, Teil 4: Bestimmung der Scherfestigkeit bei einer Feuchtesperrschicht

[23] DIN EN 1052-5: 2005-06: Prüfverfahren für Mauerwerk, Teil 5: Bestimmung der Biegehaftzugfestigkeit

[24] DIN EN 771-1: 2015-11: Festlegungen für Mauersteine – Teil 1: Mauerziegel

[25] DIN EN 771-2: 2015-11: Festlegungen für Mauersteine – Teil 2: Kalksandsteine

[26] DIN EN 771-3: 2015-11: Festlegungen für Mauersteine – Teil 3: Mauersteine aus Beton

[27] DIN EN 771-4: 2015-11: Festlegungen für Mauersteine – Teil 4: Porenbetonsteine

[28] DIN EN 772-1: 2011-07: Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit

[29] DIN EN 772-10: 1999-04: Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 10: Bestimmung des Feuchtegehaltes von Kalksandsteinen und Mauersteinen aus Porenbeton

[30] DIN EN 772-13: 2000-09: Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 13: Bestimmung der Netto- und Brutto- Trockenrohdichte von Mauersteinen (außer Natursteinen)

[31] DIN EN 772-16: 2011-07: Prüfverfahren für Mauersteine – Teil 16: Bestimmung der Maße

[32] DIN EN 845-3: 2013-08: Festlegung für Ergänzungsbauteile für Mauerwerk – Teil3: Lagerfugenbewehrung aus Stahl

[33] DIN EN 846-2: 2000-08: Prüfverfahren für Ergänzungsbauteile für Mauerwerk – Teil 2: Bestimmung der Verbundfestigkeit vorgefertigter Lagerfugenbewehrung

[34] DIN EN 998-2: 1010-12: Festlegungen für Mörtel im Mauerwerksbau – Teil 2: Mauermörtel

[35] DIN EN 1015-2: 1998-12: Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 2: Probenahme von Mörteln und Herstellung von Prüfmörteln

[36] DIN EN 1015-3: 2004-06: Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 3: Bestimmung der Konsistenz von Frischmörtel (mit Ausbreittisch)

[37] DIN EN 1015-11: 2007-05: Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 11: Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel

[38] DIN 20000-401: 2017-01: Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 401: Regeln für die Verwendung von Mauerziegeln nach DIN EN 771-1:2015-11

[39] DIN 20000-402: 2017-01 Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 402: Regeln für die Verwendung von Kalksandsteinen nach DIN EN 771-2:2015-11

[40] DIN 20000-404: 2015-12 Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 404: Regeln für die Verwendung von Porenbetonsteinen nach DIN EN 771-4:2011-07

[41] DIN 4085: 2017-08: Baugrund - Berechnung des Erddrucks

[42] DIN 4085: 2011-12: Baugrund - Berechnung des Erddrucks – Beiblatt 1: Berechnungsbeispiele

[43] DIN EN 1992-1-1: 2011-01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

[44] DIN EN 1992-1-1/NA: 2011-01: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

[45] DIN 52 186: 1978-06: Prüfung von Holz, Biegeversuch

[46] DIN 18137-3: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, -Bestimmung der Scherfestigkeit-, Teil 3: Direkter Scherversuch, 2002

[47] DIN 18125-2: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, -Bestimmung der Dichte des Bodens-, Teil 2: Feldversuche, 1999

[48] DIN 18123: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, -Bestimmung der Korngrößenverteilung-, 1996

[49] DIN 18015-3: 2016-09: Elektrische Anlagen in Wohngebäuden - Teil 3: Leitungsführung und Anordnung der Betriebsmittel

[50] Ackermann, W.; Knobloch, C.: Gemauerte erddruckbelastete Kelleraußenwände sind nicht mehr standsicher. Der Sachverständige 11/2006, 33. Jg., S. 335 – 341

[51] Albert, A., et. al.: Bautabellen für Ingenieure, 21.Auflage, Bundesanzeiger Verlag GmbH, Köln 2014

[52] Brameshuber, W.; Saenger, D.: Längsdruckfestigkeit von Mauerwerk – Vereinfachter Berechnungsansatz, In: Mauerwerk 2, Heft 5, (2016), S. 369–380; Ernst & Sohn: Berlin.

[53] Broms, B.: Beräking av jordtryck mot källarväggar. Byggmästaren 3 (1970), S. 18 – 21

[54] Büttner, F. T.: Zur Dauerhaftigkeit polymergetränkter AR-Glas Bewehrungen in Textilbeton; Technische Hochschule Aachen; Fakultät Bauingenieurwesen, Dissertation, 2012

[55] Engel, J.; Lauer, C.: Einführung in die Boden- und Felsmechanik, Grundlagen und Berechnung, Fachbuchverlag Leipzig, Dresden Juli 2010

[56] Engel, J.; Al-Akel S.: Einführung in den Grund-, Erd- und Dammbau, Konstruktion, Bauverfahren, Nachweise, Fachbuchverlag Leipzig, Dresden Frühjahr 2012

[57] Frenzel, M.: Bemessung Textilbetonverstärkter Stahlbetonbauteile unter Biegebeanspruchung, Beton- und Stahlbetonbau Spezial (2015), S. 54-68, Ernst & Sohn: Berlin.

[58] Goris, A.: Stahlbetonbau-Praxis nach Eurocode 2, Band 1, Grundlagen, Bemessung, Beispiele, 4. Auflage, Beuth Verlag GmbH, Siegen März 2011

[59] Goris, A.: Stahlbetonbau-Praxis nach Eurocode 2, Band 2, Schnittgrößen, Gesamtstabilität, Bewehrung, Konstruktion, 4. Auflage, Beuth Verlag GmbH, Siegen März 2011

[60] Hoffmann, J.; Schöps, P.: Tragreserven bei Kellerwänden – Vergleich zwischen Norm und genauerer Berechnung mittels FEM, Mauerwerk 11 (2007), H. 3, S. 149–155

[61] Oswald, R.: Bauwerksabdichtung im Mauerwerksbau unter den Herausforderungen des Klimawandels. Mauerwerk 17 (2013) 5, S. 321 – 326

[62] Metschies, H.; Münich, J. Ch.: Verbesserung der Erdbebensicherheit von Mauerwerk durch textile Hybridbewehrungen mit integrierten hochdehnbaren Verstärkungen. AiF-Forschungsvorhaben. Sächsisches Textilforschungsinstitut e.V./Universität Karlsruhe 2008

[63] Scherer S.: Was ist Textilbeton? Eine kurze Einführung in das Thema, Beton und Stahlbetonbau Spezial (2015), S. 4-6, Ernst & Sohn: Berlin.

[64] Seidel, A.: Entwicklung eines Berechnungsmodells für das Langzeitverhalten von Stahlbeton und textilbewehrtem Beton bei überwiegender Biegebeanspruchung, Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Dissertation, Juli 2009

[65] Vassilev, T.: Verformungsverhalten von Kellerwänden unter Berücksichtigung des tatsächlichen Materialverhaltens. Mauerwerk 11 (2007), H. 3, S. 142–148

[66] Vassilev, T.; Jäger, W.: Nachweis von Kellerwänden nach DIN 1053-100. Mauerwerk 11 (2007), H. 1, S.30–36

[67] Vassilev, T.; Jäger, W.: Numerische Simulation des Knickverhaltens von Mauerwerk. Bautechnik 81 (2004), H.6, S.461–467

[68] Vassilev, T.; Jäger, W.; Pflücke, T.: Nonlinear Transfer Matrix Model for the Assessment of Masonry Buckling Behavior. In: Proceedings of the British Masonry Society, No. 9 (Masonry), London, November 2002, published by the Society Stoke-on-Trent, pp. 512–517

[69] Jäger, W.; Baier, G.: Simplified Design of Reinforced Masonry under Consideration of Real Material Properties. In: Proceedings of the Ninth North American Masonry Conference, Clemson, South Carolina, USA, June 1–4 2003, published by the Masonry Society, 2003, S. 272–283

[70] Jäger, W.; Vassilev, T.; Hoffmann, J.; Schöps, P.: Unreinforced masonry basement walls - A comparison of theoretical design approaches and numerical simulations. In: Proceedings of the 14th International Brick & Block Masonry Conference. The University of Newcastle, Sydney/Australia 2008. Eds. M. Masia, Y. Totoev, A. Page and H. Sugo. Book of abstracts, S. 68. Full paper: Electronic supplement to the Book of Abstracts. Paper No. 189

[71] Jäger, W.; Baier, G.; Schöps, P.: Bewehrtes Mauerwerk nach dem überarbeiteten Eurocode 6, Teil 1-1. Mauerwerk 8 (2004), H. 1, S. 11–18

[72] Jäger, W.: Tragfähigkeit von normalkraftbeanspruchten Wänden unter geringer Auflast. In: Mauerwerk-Kalender 40 (2015). Hrsg. W. Jäger. Ernst & Sohn: Berlin. S. 471 – 475

[73] Jäger, W.; Vassilev, T.; Pflücke, T.: Ein neues Materialgesetz zur wirklichkeitsnahen Beschreibung des Baustoffverhaltens von Mauerwerk. Mauerwerk 8 (2004), H. 4, S. 159–165

[74] Jäger, W.: Anwendung des Grenzlastnachweises für Kellerwände nach dem neuen Sicherheitskonzept gemäß DIN 1053-100. Mauerwerk 11 (2007), H. 3, S.135–141

[75] Jäger, W.; Erler, M.; Kranzler, T.: Erddruckbelastete Kellerwände mit geringer Auflast, Mauerwerk 21 (2017), H. 2, S. 61-81

[76] Schmidt, U.; Brameshuber, W.: Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Biegetragfähigkeit von Mauerwerk. In: Mauerwerk-Kalender 38 (2013). Hrsg. W. Jäger. Ernst & Sohn: Berlin. S. 655 -687

[77] Mann, W.: Zug- und Biegefestigkeit von Mauerwerk – theoretische Grundlagen und Vergleich mit Versuchsergebnissen. In: Mauerwerk-Kalender 17 (1992), S. 601–207. Hrsg. P. Funk. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

[78] Meckelburg, L.: Erddruck auf Kellerwände. Bauzeitung 11 (1979), S. 607 – 609

[79] Meckelburg, L.: Berechnung des Erddruckes auf Kellerwände der WBS 70, Technische Universität Dresden, Fakultät für Bau-, Wasser und Forstwesen, Dissertation, 1978

[80] Hegger, J.; Will, N.; Curbach, M.; Jesse, F.: Tragverhalten von textilbewehrtem Beton - Verbund, Rissbildung und Tragverhalten. Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004) 6, S. 452-455

[81] Hegger, J.; Will, N.; Horstmann, M.; Voss, S.: Textilbewehrter Beton, Tragverhalten, Bemessung und Anwendung. Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007) 6, S. 362-370

[82] Ortlepp, R.: Untersuchungen zur Verbundverankerung textilbewehrter Feinbetonverstärkungsschichten. Dresden: Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Dissertation, 2007

[83] Mann, W., Bernhardt, G.: Rechnerischer Nachweis von ein- und zweiachsig gespannten gemauerten Wänden, insbesondere von Kellerwänden auf Erddruck. In: Mauerwerk-Kalender 9 (1984), S. 69 – 84. Hrsg. P. Funk. Ernst & Sohn: Berlin.

[84] Schubert, P., Meyer, U.: Spannungs-Dehnungs-Linien von Mauerwerk, In: Mauerwerk-Kalender 1992, S. 615–622; Ernst & Sohn: Berlin.

[85] Schubert, P.: Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk, Längsdruckfestigkeit von Mauerwerk und Mauersteinen. In: Mauerwerk-Kalender 2001, S. 75–88; Ernst & Sohn: Berlin.

[86] Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen, Mauermörtel und Putzen; In: Mauerwerk-Kalender 2010, S. 3–25; Ernst & Sohn: Berlin.

[87] Schubert, P., Graubohm, M.: Druckfestigkeit von Mauerwerk parallel zu den Lagerfugen, In: Mauerwerk 8, Heft 5, (2004), S. 198–208; Ernst & Sohn: Berlin.

[88] DIBt: Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung, Z-31.10-182, Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit TUDALIT (Textilbewehrter Beton), vom 30.11.2016

[89] Handbuch Arbeitsorganisation Bau, Mauerarbeiten mit großformatigen Steinen, Ausgabe 2009, Zeittechnik-Verlag GmbH, Neu-Isenburg.

[90] TUDAG Technische Universität Dresden AG: Die Planermappe – Verstärken mit Textilbeton nach abZ Z-31.10-182, November 2016, Dresden.

[91] Euroquarz GmbH: Protokoll zur Computergesteuerten Siebanalyse (ISO 2591) Sand 0/2 Sorte 123 des Kieswerkes Ottendorf-Okrilla, Nummer 2017-003121, vom 18.05.2017

[92] HTW Dresden, Geotechnik Labor, Laborauftrag 17_180: Prüfbericht der Durchführung von Rahmenscherversuchen, Densitometerdichtebestimmungen und Bestimmung des Wassergehaltes an übergebenen Bodenproben, Dresden 29.01.2018

[93] http://www.schlagmann.de/media/archive2/ziegel/datenblaetter/kellerziegel/DB-Kellerplan-T14.pdf, Webseite von Schlagmann Poroton, Produktdatenblatt zu Kellerplanziegel-T14, Zugriff am 25.08.2016.

[94] Graubner, C.-A.; Spengler M.: Randbedingungen des Vereinfachten Nachweises erddruckbelasteter Kelleraußenwände aus Mauerwerk, Forschungsbericht, Dezember 2007, Darmstadt.

[95] http://www.ziegel-eder.de/fileadmin/user_upload/PDF_s/Datenblatt_EDER_XP10.pdf; Webseite von EDER-Ziegelwerk; Produktdatenblatt für EDER XP10, Außenmauerwerk aus Planziegel, Wandstärke 36,5 cm; Zugriff am 13.09.2017

[96] https://www.ytong-silka.de/de/docs/z-171-540-bauaufsichtliche-zulassung-ytong-porenbeton-.pdf; Webseite von Ytong und Silka; Bauaufsichtliche Zulassung Z-17.1-540 Ytong Planblock PP4-0,50/4-0,55/6-0,60/6-0,65; Zugriff am 13.09.2017

[97] https://www.ytong-silka.de/de/docs/silka-kalksandstein-produktuebersicht-ost.pdf; Webseite von Ytong und Silka; Silka Produktübersicht, Region Ost; Zugriff am 13.09.2017

[98] https://www.ytong-silka.de/de/docs/technisches-datenblatt-silka-secure-duennbettmoertel-.pdf; Webseite von Ytong und Silka; Produktdatenblatt Silka Secure Dünnbettmörtel; Zugriff am 13.09.2017

[99] https://www.ytong-silka.de/de/docs/technisches-datenblatt-ytong-duennbettmoertel.pdf; Webseite von Ytong und Silka; Produktdatenblatt Ytong Dünnbettmörtel zum Verarbeiten von Porenbeton; Zugriff am 13.09.2017

[100] https://www.heidelbergerkalksandstein.de/system/files_force/assets/document/lieferprogramm_heidelberger_kalksandstein_3.2018.pdf; Webseite von Heidelberger Kalksandstein; Lieferprogramm Heidelberger Kalksandstein; Zugriff am 06.07.2018

[101] https://www.maxit.de/fileadmin/user_upload/Zielgruppen/6-1_Downloads/Flyer-und-Prospekte-Mauermoertel/2017/710100_maxit_mur_900_D.pdf; Webseite von Maxit; Produktdatenblatt Maxit mur 900D; Zugriff am 13.09.2017

[102] www.pagel.com/all/pdf/de/tf10_de.pdf; Webseite von Pagel; Produktdatenblatt von Pagel TF10 Feinbeton; Zugriff am 13.09.2017

[103] www.solutions-in-textile.com/sites/solutions-in-textile.com/files/pictures/zertifikate/sitgrid-025_0.pdf; Webseite von V.FRAAS; Produktdatenblatt SITGrid 025; Zugriff am 14.09.2017

[104] www.solutions-in-textile.com/sites/solutions-in-textile.com/files/pictures/zertifikate/tudalit_-bzt2.pdf; Webseite von V.FRAAS; Produktdatenblatt TUDALIT-BZT2; Zugriff am 14.09.2017

[105] www.solutions-in-textile.com/sites/solutions-in-textile.com/files/pictures/zertifikate/sitgrid-200.pdf; Webseite von V.FRAAS; Produktdatenblatt SITgrid200; Zugriff am 14.09.2017

[106] www.solutions-in-textile.com/sites/solutions-in-textile.com/files/pictures/zertifikate/sitgrid-029.pdf; Webseite von V.FRAAS; Produktdatenblatt SITgrid029; Zugriff am 14.09.2017

[107] www.solutions-in-textile.com/sites/solutions-in-textile.com/files/pictures/zertifikate/sitgrid-031.pdf; Webseite von V.FRAAS; Produktdatenblatt SITgrid031; Zugriff am 14.09.2017

[108] https://dms-technik.de/files/bau/KDG-PA_KDH-PA.pdf; Webseite von Preusser Messtechnik; Produktdatenblatt KDH-PA-200KPA; Zugriff am 20.10.2017

[109] https://www.heidelbergcement.de/system/files_force/assets/document/7a/f2/bele_variax_zusammenfassungtechnischedetailsvariax.pdf?download=1; Webseite von Heidelberg Cement; Produktdatenblatt Variax Spannbetonplatten; Zugriff am 06.09.2018

[110] https://www.halfen.com/de/797/produkte/verankerungstechnik/hms-maueranschlussschienen/produktinformationen/?category=2; Webseite von Halfen Produktinformationen Technik Halfenschienen; Zugriff am 10.09.2018

[111] https://shop.wackerneuson.com/estore/de/de/Verdichtung/Vibrationsplatten/Reversierbare-Vibrationsplatten/Vibrationsplatte/p/5000610035; Webseite von Wacker Neuson; Produktdatenblatt Vibrationsplatte DPU2540H; Zugriff am 14.09.2018

14 Abbildungsverzeichnis

Bild 1 Nachweis in halber Anschüttungshöhe nach dem vereinfachten und genaueren Verfahren gemäß DIN EN 1996-1-1 und DIN EN 1996-3 15

Bild 2 Bogenmodell gemäß DIN EN 1996-1-1 16

Bild 3 Geometrie des vereinfachten Bogentragwerkes und plastische Verformung einer Wandkante unter dem Spannungsblock (aus [72]) 17

Bild 4 Numerische Verfahren für den Nachweis von Kellerwänden 18

Bild 5 Bewehrtes Mauerwerk nach DIN EN 1996-1-1 18

Bild 6 Spannungs-Dehnungs-Linie für Mauerwerk bei Druckbeanspruchung aus [1] 21

Bild 7 Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie Bewehrungsstahl aus [43] 23

Bild 8 Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie Beton (aus [43]) 24

Bild 9 Bruchebenen bei Biegung von Mauerwerk gem. DIN EN 1996-1-1 25

Bild 10 Schnittkraftermittlung mit Biegemomentkoeffizienten (aus [1]) 27

Bild 11 Bezeichnungen bei der Ermittlung des aktiven Erddrucks (aus [41]) 34

Bild 12 Horizontale Verteilung einer begrenzten Auflast (aus [41]) 38

Bild 13 Theoretische Verteilung Verdichtungserddruck (aus [41]) 39

Bild 14 Prinzip Silodruck (aus [41]) 39

Bild 15 Modellierung des langfristigen Festigkeitsverlustes von polymergetränkten AR-Glas Bewehrungen mittels Schalenmodell mit variierender Rovinggeometrie, kalthärtender Epoxidharz [54] 42

Bild 16 Schichtenaufbau von Carbonbetonverstärkung (aus [90]) 44

Bild 17 Arbeitsablauf Carbonbetonverstärkung (aus [63]) 44

Bild 18 Materialkennlinien für textile CFK-Bewehrung (aus [88]) 45

Bild 19 Ausgangsmodell (Ausdruck aus DLUBAL, RFEM 5, o.M.) 49

Bild 20 Biegemomente am Ausgangsmodell (Flächenmodell) 50

Bild 21 Biegemomente am modifizierten Modell (Flächenmodell) 51
Bild 22 Modellierung in ANSYS; Horizontale Krafteinwirkung 51
Bild 23 Ergebnisse Kellermauerwerk ohne Bewehrung (Volumenmodell) 52
Bild 24 Horizontaler Lastabtrag im unbewehrten Mauerwerk (Volumenmodell) 53
Bild 25 Kellermauerwerk mit Textilbewehrung, Gesamtverformung, Schnitt 53
Bild 26 Verformungen in der Lagerfuge am Wandfuß 54
Bild 27 Modellierung textilbewehrte Kellerwand unter realem Erddruck 54
Bild 28 Verformungen textilbewehrte Kellerwand unter realem Erddruck im Detail 55
Bild 29 Spannungen in textilbewehrter Lagerfuge (halbe Modellhöhe) 55
Bild 30 Vertikale Tragrichtung (halbe Modellhöhe) 56
Bild 31 Prinzipielle optimale Textilform 57
Bild 32 XP 10 200x365x249 62
Bild 33 Lochbild EDER XP 10 62
Bild 34 PP4 499x365x249 4-0.50 63
Bild 35 KS-Kimmstein 248x300x125 20-2,0 63
Bild 36 KS-R P 248x365x248 20-2 64
Bild 37 KS L-R P 248x175x248 12-1.6 65
Bild 38 KS L-R P 248x240x248 12-1.4 66
Bild 39 CFK-Textil SITGrid 025 67
Bild 40 GFK-Textil SITGrid 200 67
Bild 41 Versuchsaufbau zur Prüfung der Biegezugfestigkeit von Mauerwerk, links mit Bruchebene parallel zur Lagerfuge, rechts mit Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge, nach DIN EN 1052-2 69
Bild 42 Abmessungen möglicher Probekörper für die Prüfung der Biegezugfestigkeit von Mauerwerk senkrecht zur Lagerfuge 69
Bild 43 Prinzipaufbau 4-Punkt-Biegeversuch (rechts aus [45]) 70
Bild 44 Textilbewehrter Biegebalken aus Hochlochziegeln 71
Bild 45 Textilbewehrter Biegebalken aus Kalksandstein 71
Bild 46 Textilbewehrter Biegebalken aus Porenbeton 71

Bild 47 Probekörperherstellung am Bsp. HLz 72
Bild 48 Handhabung der Biegebalken am Bsp. KS....73
Bild 49 Messtechnik bei Mw-Biegeversuch 74
Bild 50 Kraftverläufe am Biegebalken....76
Bild 51 Kraft-Verformungskurve zu KS-SilkaDM-SG025-unverm. SF (Nr.1) 76
Bild 52 Verformungen zu KS-SilkaDM-SG025-unverm. SF (Nr.1), Gesamt....77
Bild 53 Verformungen zu KS-SilkaDM-SG025-unverm. SF (Nr.1), Detail 77
Bild 54 1 Verbund zu KS-SilkaDM-SG025-unverm. SF (Nr.1)....78
Bild 55 2 Verbund zu KS-SilkaDM-SG025-unverm. SF (Nr.1)....78
Bild 56 Idealisierte Biegem.-Verformungskurve zu KS-SilkaDM-SG025-unverm. SF (Nr.1)....79
Bild 57 Kraft-Verformungskurve zu KS-SilkaDM-SG025-verm. SF....80
Bild 58 Verformungen zu KS-SilkaDM-SG025-verm. SF (Nr.2), Gesamt....80
Bild 59 Verformungen zu KS-SilkaDM-SG025-verm. SF (Nr.2), Detail 81
Bild 60 Verbund zu KS-SilkaDM-SG025-verm. SF (Nr.2)....81
Bild 61 Verbund zu KS-SilkaDM-SG025-verm. SF (Nr.2), Detail....82
Bild 62 Idealisierte Biegem.-Verformungskurve zu KS-SilkaDM-SG025-verm. SF (Nr.2) 82
Bild 63 Kraft-Verformungskurve zu KS-SilkaDM-SG200-unverm. SF....83
Bild 64 Verformungen zu KS-SilkaDM-SG200-unverm. SF (Nr.3), Gesamt....84
Bild 65 Verformungen zu KS-SilkaDM-SG200-unverm. SF (Nr.3), Detail 84
Bild 66 Versagen zu KS-SilkaDM-SG200-unverm. SF (Nr.3) 85
Bild 67 Verbund zu KS-SilkaDM-SG200-unverm. SF (Nr.3)....85
Bild 68 Idealisierte Biegem.-Verformungskurve zu KS-SilkaDM-SG200-unverm. SF (Nr.3)....86
Bild 69 Kraft-Verformungskurve zu KS-TF10-SG025-unverm. SF 87
Bild 70 Verformungen zu KS-TF10-SG025-unverm. SF (Nr.4), Gesamt 87
Bild 71 Verformungen zu KS-TF10-SG025-unverm. SF (Nr.4), Detail 88
Bild 72 1 - Versagen zu KS-TF10-SG025-unverm. SF (Nr.4) 88
Bild 73 2 - Versagen zu KS-TF10-SG025-unverm. SF (Nr.4) 89
Bild 74 Verbund zu KS-TF10-SG025-unverm. SF (Nr.4)....89

Bild 75 Idealisierte Biegem.-Verformungskurve zu KS-TF10-SG025-unverm. SF (Nr.4) 90
Bild 76 Kraft-Verformungskurve zu KS-TF10-SG025-verm. SF 91
Bild 77 Verformungen zu KS-TF10-SG025-verm. SF (Nr.5) 92
Bild 78 Versagen zu KS-TF10-SG025-verm. SF (Nr.5) 93
Bild 79 Verbund zu KS-TF10-SG025-verm. SF (Nr.5) 94
Bild 80 Idealisierte Biegemoment-Verformungskurve zu KS-TF10-SG025-verm. SF (Nr.5) 94
Bild 81 Kraft-Verformungskurve zu HLz-MaxitDM-SG025-unverm. SF 95
Bild 82 Verformungen zu HLz-MaxitDM-SG025-unverm. SF (Nr.6) 96
Bild 83 Druckversagen zu HLz-MaxitDM-SG025-unverm. SF (Nr.6) 97
Bild 84 Verbund zu HLz-MaxitDM-SG025-unverm. SF (Nr.6) 97
Bild 85 Idealisierte Biegem.-Verformungskurve HLz-MaxitDM-SG025-unverm. SF (Nr.6) 98
Bild 86 Kraft-Verformungskurve zu PB-YtongDM-SG025-unverm. SF 99
Bild 87 Verformungen zu PB-YtongDM-SG025-unverm. SF (Nr.7), Gesamt 99
Bild 88 Verformungen zu PB-YtongDM-SG025-unverm. SF (Nr.7), Detail 100
Bild 89 Versagen zu PB-YtongDM-SG025-unverm. SF (Nr.7) 100
Bild 90 Verbund zu PB-YtongDM-SG025-unverm. SF (Nr.7) 101
Bild 91 Idealisierte Biegem.-Verformungskurve PB-YtongDM-SG025-unverm. SF (Nr.7) 101
Bild 92 Kraft-Verformungskurve zu PB-YtongDM-SG025-verm. SF 102
Bild 93 Verformungen zu PB-YtongDM-SG025-verm. SF (Nr.8), Gesamt 103
Bild 94 Verformungen zu PB-YtongDM-SG025-verm. SF (Nr.8), Detail 103
Bild 95 Versagen zu PB-YtongDM-SG025-verm. SF (Nr.8) 104
Bild 96 Verbund zu PB-YtongDM-SG025-verm. SF (Nr.8) 105
Bild 97 Idealisierte Biegem.-Verformungskurve zu PB-YtongDM-SG025-verm.SF (Nr.8) 106
Bild 98 Biegeversuche mit unbewehrter Lagerfuge 107
Bild 99 Vollständiger Versuchsvergleich aller Biegeversuche 112
Bild 100 Versuchsvergleich aller Biegeversuche bis 3 mm Verformung 112
Bild 101 Auzugversuchaufbau nach DIN EN 846-2 (aus [33]) 118
Bild 102 Versuchsaufbau Auszugversuche mit und ohne Auflast 119

Bild 103 Prüftextile (links SG025; rechts SG200) 120
Bild 104 Prüfkörperherstellung Auszugversuche am Bsp. HLz 120
Bild 105 Verwendete Messtechnik für Auszugversuche 122
Bild 106 Kraft-Weg-Kurve zu HLz-MaxitDM-SG025-o.A., Auszugv. 123
Bild 107 Verbund zu HLz-MaxitDM-SG025 Auszugversuch 123
Bild 108 Kraft-Weg-Kurve zu HLz-MaxitDM-SG025-m.A., Auszugv. 124
Bild 109 Kraft-Weg-Kurve zu KS-SilkaDM-SG025-o.A., Auszugv. 124
Bild 110 Verbund zu KS-SilkaDM-SG025 Auszugversuch 125
Bild 111 Kraft-Weg-Kurve zu KS-SilkaDM-SG025-m.A.-1, Auszugv. 125
Bild 112 Kraft-Weg-Kurve zu KS-SilkaDM-SG025-m.A.-2, Auszugv. 126
Bild 113 Kraft-Weg-Kurve zu KS-TF10-SG025-o.A., Auszugv. 127
Bild 114 Verbund zu KS-TF10-SG025 Auszugversuch 127
Bild 115 Kraft-Weg-Kurve zu KS-TF10-SG025-m.A., Auszugv. 128
Bild 116 Kraft-Weg-Kurve zu KS-SilkaDM-SG200-o.A., Auszugv. 128
Bild 117 Verbund zu KS-SilkaDM-SG200-1 Auszugversuch 129
Bild 118 Kraft-Weg-Kurve zu KS-SilkaDM-SG200-m.A., Auszugv. 129
Bild 119 Verbund zu KS-SilkaDM-SG200-2 Auszugversuch 130
Bild 120 Kraft-Weg-Kurve zu KS-SilkaDM-SG025-o.A., Auszugv. 130
Bild 121 Verbund zu PB-YtongDM-SG025 Auszugversuch 131
Bild 122 Kraft-Weg-Kurve zu PB-YtongDM-SG025-m.A., Auszugv. 131
Bild 123 Versuchsaufbau Haftscherfestigkeit nach DIN EN 1052-3 133
Bild 124 Versuchsaufbau Haftscherfestigkeit 133
Bild 125 Prüfkörperherstellung Haftscherversuche am Bsp. KS 134
Bild 126 Bruchbild Haftscherversuch KS-SilkaDM-SG025 136
Bild 127 Bruchbild Haftscherversuch KS-SilkaDM-SG200 136
Bild 128 Bruchbild Haftscherversuch KS-SilkaDM-ohne Textil 137
Bild 129 Bruchbild Haftscherversuch KS-TF10-SG025 137
Bild 130 Bruchbild Haftscherversuch KS-TF10-ohne Textil 138

Bild 131 1 - Bruchbild Haftscherversuch PB-YtongDM-SG025....139
Bild 132 2 - Bruchbild Haftscherversuch PB-YtongDM-SG025....140
Bild 133 Bruchbild Haftscherversuch PB-YtongDM-ohne Textil....140
Bild 134 Versuchsaufbau von MECKELBURG....143
Bild 135 Schnitt Versuchsaufbau nach MECKELBURG (Auszug aus [79])....143
Bild 136 Versuchsaufbau nach MECKELBURG – Messtechnik....144
Bild 137 Großversuchsaufbau, Aufsicht, ohne Maßstab....144
Bild 138 Großversuchsaufbau, Schnitt A-A, ohne Maßstab....145
Bild 139 Großversuchsaufbau, Schnitt B-B, ohne Maßstab....145
Bild 140 Großversuchsaufbau Kellerwand....146
Bild 141 Details Großversuchsaufbau Kellerwand....147
Bild 142 Wandaußenseite (links); Schüttgutkammer (rechts)....148
Bild 143 Lasteinleitung in Versuchswand....150
Bild 144 Messstellenplan Großversuchsaufbau Kellerwand....154
Bild 145 Erddruckmessgeber....155
Bild 146 IWA-Messung Widerlager....155
Bild 147 Prinzipielle Anwendung Bildkorrelationssystem....156
Bild 148 Bildkorrelationsmessung am Versuchsaufbau....158
Bild 149 1 - Herstellung der Versuchswände (Bsp. 36,5cm KS, bewehrt)....159
Bild 150 2 - Herstellung der Versuchswände (Bsp. 36,5cm KS, bewehrt)....160
Bild 151 Ablauf des Großversuchs....161
Bild 152 Aufbau Großversuch-1 KS-Mw 36,5 cm bewehrt....162
Bild 153 Ausgangssituation am Großversuch 1....162
Bild 154 Endzustand am Großversuch 1....165
Bild 155 Gesamtkraftverlauf Versuch 1 [kN/m]....168
Bild 156 Hinterfüllungsmaterial nach Versuchsrückbau Versuch 1....168
Bild 157 Aufbau Großversuch-2 KS-Mw 17,5 cm unbewehrt....170
Bild 158 Ausgangssituation am Großversuch 2....171

Bild 159 Endzustand am Großversuch 2 176
Bild 160 Gesamtkraftverlauf Versuch 2 [kN/m] 179
Bild 161 Aufbau Großversuch-3 KS-Mw 17,5 cm textilbewehrt 182
Bild 162 Ausgangssituation am Großversuch-3 183
Bild 163 Endzustand am Großversuch 3 188
Bild 164 Gesamtkraftverlauf Versuch 3 [kN/m] 191
Bild 165 Aufbau Großversuch-4 PB-Mw 17,5 cm unbewehrt 194
Bild 166 Ausgangssituation am Großversuch-4 195
Bild 167 Endzustand; Bruchzustand am Großversuch 4 199
Bild 168 Bruchsituation am Großversuch 4 200
Bild 169 Gesamtkraftverlauf Versuch 4 [kN/m] 202
Bild 170 Aufbau Großversuch-5 PB-Mw 17,5 cm textilbewehrt 205
Bild 171 Ausgangssituation am Großversuch-5 205
Bild 172 Endzustand am Großversuch 5 210
Bild 173 Gesamtkraftverlauf Versuch 5 [kN/m] 212
Bild 174 Vorderansicht und Bezeichnungen Prüfrahmen Luftkissenversuch 224
Bild 175 Querschnitt und Bezeichnungen Prüfrahmen Luftkissenversuch 225
Bild 176 Ansicht und Bezeichnungen Prüfrahmen mit Luftkissen und Reaktionswand 225
Bild 177 Aufbau Versuchsrahmen Luftkissenversuche 226
Bild 178 Druckluftsystem für Luftkissenversuche 227
Bild 179 Anordnung Luftkissen und Drucksystem für Luftkissenversuche 227
Bild 180 Steuerung und elektronische Drucksensoren 228
Bild 181 Bildkorellationsmesssystem bei Luftkissenversuchsaufbau 229
Bild 182 Herstellung der Versuchswände (Bsp. 24cm KS, bewehrt) 230
Bild 183 Einbauvarianten von Halfenschienen mit Mauerankern (aus [110]) 231
Bild 184 Ausführung der Wandanschlüsse beim Versuchsaufbau Ausfachungswand 232
Bild 185 Einbau Halfenschiene HL 28/15 und Maueranker ML1 232
Bild 186 Einbauprinzip, Kraftdefinition Halfenschiene und Maueranker ML1 (aus [110]) 233

Bild 187 Großversuch-6 KS-Mw 24 cm unbewehrt 235
Bild 188 Ausgangssituation am Großversuch 6 236
Bild 189 Verformung und Bruchflächen bei 13 mm Verformung (Versuch 6) 237
Bild 190 Verformung und Bruchflächen bei 50 mm Verformung (Versuch 6) 239
Bild 191 Endzustand Versuch 6, links w, rechts Z 239
Bild 192 Kraft-Verformungsverlauf Großversuch 6, KS 24 cm unbewehrt 240
Bild 193 Rückbau Versuch 6 240
Bild 194 Aufbau Großversuch-7 KS-Mw 24 cm bewehrt 244
Bild 195 Ausgangssituation am Großversuch 7 245
Bild 196 Verformung und Bruchflächen bei 13 mm (Versuch 7) 246
Bild 197 Verformung und Bruchflächen bei 50 mm Verformung (Versuch 7) 247
Bild 198 Endzustand Versuch 7, links w, rechts Z 248
Bild 199 Kraft-Verformungsverlauf Großversuch 7, KS 24 cm bewehrt 248
Bild 200 Einbettung des Textils nach Rückbau Versuch 7 249
Bild 201 Verbundauflösungen in Lagerfugen des Versuchsaufbaus 7 249
Bild 202 Verankerung Versuch 7 nach Rückbau 250
Bild 203 Kraft-Verformungsverlauf, KS 24 cm, bewehrt und unbewehrt 255
Bild 204 Messstellen für Steinabmessungen (aus [31]) 258
Bild 205 Prinzip Mindest-Stegdickensumme (aus [31]) 264
Bild 206 WPM-Prüfmaschine für Steindruckversuche 265
Bild 207 Prüfkörper für horizontale Steindruckfestigkeit (Beispiele) 266
Bild 208 Probennahme und Densitometerversuch 271
Bild 209 Prinzip Rahmenscherversuch (aus [55]) 273
Bild 210 Verwendetes Rahmenschergerät (links) und Prinzipschnitt (rechts, aus [46]) 273
Bild 211 Auswertung von Rahmenscherversuchen für verdichtete und lockere Lagerung Füllsand, Sorte 123 274
Bild 212 bewehrtes Mauerwerk, rechteckiger Spannungsblock 276
Bild 213 bewehrtes Mauerwerk, parabolischer Spannungsblock 280

Bild 214 bewehrtes Mauerwerk, parabolisch-rechteckiger Spannungsblock 281
Bild 215 Nachweis CFK-Textilzugband, rechteckiger Spannungsblock 285
Bild 216 Nachweis CFK-Textilzugband, parabolisch-rechteckiger Spannungsblock.....287
Bild 217 Nachweis CFK-Textilzugband, parabolischer Spannungsblock.....288
Bild 218 Nachweis Textile CFK-Bewehrung, rechteckiger Spannungsblock 289
Bild 219 Nachweis Textile CFK-Bewehrung, parabolisch-rechteckiger Spannungsblock.....297
Bild 220 Nachweis Textile CFK-Bewehrung, parabolischer Spannungsblock.....298
Bild 221 Nachweis GFK-Textilzugband, rechteckiger Spannungsblock 300
Bild 222 Nachweis GFK-Textilzugband, parabolisch-rechteckiger Spannungsblock.....301
Bild 223 Nachweis GFK-Textilzugband, parabolischer Spannungsblock.....303
Bild 224 Nachweis Textile GFK-Bewehrung, rechteckiger Spannungsblock 304
Bild 225 Nachweis Textile GFK-Bewehrung, parabolisch-rechteckiger Spannungsblock 311
Bild 226 Nachweis Textile GFK-Bewehrung, parabolischer Spannungsblock.....312
Bild 227 Nachweis textilbewehrtes Mw mit Zugbandverstärkung, Steine Gr. 1 314
Bild 228 Erddruck zu Berechnungsbeispiel „Kellerwände“ 328
Bild 229 Auflagerkräfte vierseitig gelagerter Platten (aus [51]) 377
Bild 230 Bemessungstafel für Textilbetonverstärkung 384
Bild 231 Bemessungstafel für Stahlbetonbiegebemessung 385
Bild 232 KS-SilkaDM-SitGrid25-SF unvermörtelt (Nr.1, Versuch B1-1) 399
Bild 233 KS-SilkaDM-SitGrid25-SF vermörtelt (Nr.2, Versuch B3-1) 399
Bild 234 KS-SilkaDM-SitGrid200-SF unvermörtelt (Nr.3, Versuch B1-2) 400
Bild 235 KS-PagelTF10-SitGrid25-SF unvermörtelt (Nr.4, Versuch B1-5).....400
Bild 236 KS-PagelTF10-SitGrid25-SF vermörtelt (Nr.5, Versuch B3-2).....401
Bild 237 HLz-MaxitDM-SitGrid25-SF unvermörtelt (Nr.6, Versuch B2-1).....401
Bild 238 PB-YtongDM-SitGrid25-SF unvermörtelt (Nr.7, Versuch B4-1).....402
Bild 239 PB-YtongDM-SitGrid25-SF vermörtelt (Nr.8, Versuch B4-2).....402
Bild 240 HLz-MaxitDM-SitGrid25-Auflast 0,0 N/mm² (Nr.1, Versuch A4-2) 403
Bild 241 HLz-MaxitDM-SitGrid25-Auflast 0,1 N/mm² (Nr.2, Versuch A4-1) 403

Bild 242 KS-SilkaDM-SitGrid25-Auflast 0,0 N/mm² (Nr.3, Versuch A1-4) 404
Bild 243 KS-SilkaDM-SitGrid25-Auflast 0,5 N/mm² (Nr.4, Versuch A1-1) 404
Bild 244 KS-SilkaDM-SitGrid25-Auflast 1,3 N/mm² (Nr.5, Versuch A3-4) 405
Bild 245 KS-Pagel TF10-SitGrid25-Auflast 0,0 N/mm² (Nr.6, Versuch A2-4) 405
Bild 246 KS-Pagel TF10-SitGrid25-Auflast 0,5 N/mm² (Nr.7, Versuch A2-1) 406
Bild 247 KS-SilkaDM-SitGrid200-Auflast 0,0 N/mm² (Nr.8, Versuch A1-5) 406
Bild 248 KS-SilkaDM-SitGrid200-Auflast 0,5 N/mm² (Nr.9, Versuch A1-2) 407
Bild 249 PB-YtongDM-SitGrid25-Auflast 0,0 N/mm² (Nr.10, Versuch A5-2) 407
Bild 250 PB-YtongDM-SitGrid25-Auflast 0,5 N/mm² (Nr.11, Versuch A5-1) 408
Bild 251 Ergebnisse zu Versuch H1-1 (Nr.1) 409
Bild 252 Ergebnisse zu Versuch H1-2 (Nr.2) 410
Bild 253 Ergebnisse zu Versuch H1-4 (Nr.3) 411
Bild 254 Ergebnisse zu Versuch H1-5 (Nr.4) 412
Bild 255 Ergebnisse zu Versuch H1-8 (Nr.5) 413
Bild 256 Ergebnisse zu Versuch H2-1 (Nr.6) 414
Bild 257 Ergebnisse zu Versuch H2-2 (Nr.7) 415
Bild 258 Ergebnisse Steindruckvers. KS-Kimmsteine-248x300x125 20-2 Vertikal (Nr.01) 418
Bild 259 Ergebnisse Steindruckvers. KS-Kimmsteine-248x300x125 20-2 Horizontal (Nr.02) 419
Bild 260 Ergebnisse Steindruckversuche XP 10 10DF 200x365x123 10-0,7 vertikal (Nr.03) 420
Bild 261 Ergebnisse Steindruckvers. XP 10 10DF 200x365x123 10-0,7 horizontal (Nr.04) 421
Bild 262 Ergebnisse Steindruckversuche PP4 499x365x249 4-0.50 Vertikal (Nr.05) 422
Bild 263 Ergebnisse Steindruckversuche PP4 499x365x249 4-0.50 Horizontal (Nr.06) 423
Bild 264 Bruchbild KS-Kimmsteine 248x300x125 20-2 vertikal 424
Bild 265 Bruchbild KS-Kimmsteine 248x300x125 20-2 horizontal 424
Bild 266 Bruchbild EDER XP 10 10DF 200x365x123 10-0,7 horizontal 424
Bild 267 Bruchbild PP4 499x365x249 4-0.50 vertikal 425
Bild 268 Bruchbild PP4 499x365x249 4-0.50 horizontal 425
Bild 269 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Maxit 900 D 426

Bild 270 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Silka DM 01 426
Bild 271 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Pagel TF 10 01 427
Bild 272 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Silka DM 02 427
Bild 273 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Silka DM 03 428
Bild 274 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Silka DM 04 428
Bild 275 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Pagel TF 10 02 429
Bild 276 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Silka DM 05 429
Bild 277 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Ytong DM 01 430
Bild 278 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Ytong DM 02 430
Bild 279 Ergebnisse Mörtelprüfung 21d Silka DM (Großversuch 1) 431
Bild 280 Ergebnisse Mörtelprüfung 14d Silka DM (Großversuch 2) 431
Bild 281 Ergebnisse Mörtelprüfung 14d Silka DM (Großversuch 3) 432
Bild 282 Ergebnisse Mörtelprüfung 14d Silka DM (Großversuch 6) 432
Bild 283 Ergebnisse Mörtelprüfung 14d Silka DM (Großversuch 7) 433
Bild 284 Ergebnisse Mörtelprüfung 14d Ytong DM (Großversuch 4) 433
Bild 285 Ergebnisse Mörtelprüfung 14d Ytong DM (Großversuch 5) 434
Bild 286 Erddruckkräfte alle Messdosen mittlere Reihe (V1) 435
Bild 287 Erddruckkräfte alle Messdosen äußere Reihe (V1) 436
Bild 288 Erddruckkräfte alle Messdosen (V1) 437
Bild 289 Erddruckverläufe mittlere Messreihe Großversuch 1 438
Bild 290 Erddruckverläufe äußere Messreihe Großversuch 1 438
Bild 291 Erddruckkräfte alle Messdosen mittlere Reihe (V2) 439
Bild 292 Erddruckkräfte alle Messdosen äußere Reihe (V2) 440
Bild 293 Erddruckkräfte alle Messdosen (V2) 441
Bild 294 Erddruckkräfte alle Messdosen mittlere Reihe (V3) 442
Bild 295 Erddruckkräfte alle Messdosen äußere Reihe (V3) 443
Bild 296 Erddruckkräfte alle Messdosen (V3) 444
Bild 297 Erddruckverläufe mittlere Messreihe Großversuch 2 445

Bild 298 Erddruckverläufe mittlere Messreihe Großversuch 3 445
Bild 299 Erddruckverläufe äußere Messreihe Großversuch 2 446
Bild 300 Erddruckverläufe äußere Messreihe Großversuch 3 446
Bild 301 Erddruckkräfte alle Messdosen mittlere Reihe (V4) 447
Bild 302 Erddruckkräfte alle Messdosen äußere Reihe (V4) 448
Bild 303 Erddruckkräfte alle Messdosen (V4) 449
Bild 304 Erddruckkräfte alle Messdosen mittlere Reihe (V5) 450
Bild 305 Erddruckkräfte alle Messdosen äußere Reihe (V5) 451
Bild 306 Erddruckkräfte alle Messdosen (V5) 452
Bild 307 Erddruckverläufe mittlere Reihe V4 (links) und V5 (rechts) 453
Bild 308 Erddruckverläufe äußere Reihe V4 (links) und V5 (rechts) 453
Bild 309 w bei Hinterfüllung von 1,25 m (links) und 1,5 m (rechts) 454
Bild 310 w bei Hinterfüllung von 1,75 m (links) und 2,0 m (rechts) 454
Bild 311 w bei Hinterfüllung von 2,25 m (links) und 2,5 m (rechts) 454
Bild 312 w bei 2,7 m (links) und nach Zusatzverdichtung (rechts) 454
Bild 313 Endzustand w (links) und Hauptzugdehnungen (rechts) 455
Bild 314 Endzustand u (links) und v (rechts) 455
Bild 315 Schnittdarstellungen von w des Anhangs 16.18 455
Bild 316 w bei 1 m Hinterfüllung V2 u. V3 456
Bild 317 w bei 1,25 m Hinterfüllung V2 u. V3 456
Bild 318 w bei 1,5 m Hinterfüllung V2 u. V3 456
Bild 319 Hauptzugdehnungen bei 1,5 m Hinterfüllung V2 u. V3 456
Bild 320 w bei 1,75 m Hinterfüllung V2 u. V3 457
Bild 321 Hauptzugdehnungen bei 1,75 m Hinterfüllung V2 u. V3 457
Bild 322 w bei 2 m Hinterfüllung V2 u. V3 457
Bild 323 Hauptzugdehnungen bei 2 m Hinterfüllung V2 u. V3 457
Bild 324 w bei 2,25 m Hinterfüllung V2 u. V3 458
Bild 325 Hauptzugdehnungen bei 2,25 m Hinterfüllung V2 u. V3 458

Bild 326 w bei 2,5 m Hinterfüllung V2 u. V3 458
Bild 327 Hauptzugdehnungen bei 2,5 m Hinterfüllung V2 u. V3 458
Bild 328 w bei 2,7 m Hinterfüllung V2 u. V3 459
Bild 329 Hauptzugdehnungen bei 2,7 m Hinterfüllung V2 u. V3 459
Bild 330 w nach Zusatzverdichtung V2 u. V3 459
Bild 331 Hauptzugdehnungen nach Zusatzverdichtung V2 u. V3 459
Bild 332 w Endzustand V2 u. V3 460
Bild 333 w Endzustand Isolinien V2 u. V3 460
Bild 334 u Endzustand V2 u. V3 460
Bild 335 v Endzustand V2 u. V3 460
Bild 336 Hauptzugdehnungen Endzustand V2 u. V3 461
Bild 337 Hauptrisse Endzustand V2 u. V3 461
Bild 338 Rissmessung Endzustand V2 u. V3 461
Bild 339 Horizontale Zugdehnung Endzustand V2 u. V3 461
Bild 340 Horizontale Druckdehnung Endzustand V2 u. V3 462
Bild 341 Vertikale Zugdehnung Endzustand V2 u. V3 462
Bild 342 Vertikale Druckdehnung Endzustand V2 u. V3 462
Bild 343 Schubdehnung Endzustand V2 u. V3 462
Bild 344 Richtung der Hauptdehnungen Endzustand V2 u. V3 463
Bild 345 Schnittdarstellungen von w des Anhangs 16.19 463
Bild 346 w bei 1,25 m Hinterfüllung V4 u. V5 464
Bild 347 Hauptzugdehnungen bei 1,25 m Hinterfüllung V4 u. V5 464
Bild 348 w bei 1,5 m Hinterfüllung V4 u. V5 464
Bild 349 Hauptzugdehnungen bei 1,5 m Hinterfüllung V4 u. V5 464
Bild 350 w bei 1,75 m Hinterfüllung V4 u. V5 465
Bild 351 Hauptzugdehnungen bei 1,75 m Hinterfüllung V4 u. V5 465
Bild 352 w bei 2,0 m Hinterfüllung V4 u. V5 465
Bild 353 Hauptzugdehnungen bei 2,0 m Hinterfüllung V4 u. V5 465

Bild 354 w bei 2,25 m Hinterfüllung V4 u. V5 466
Bild 355 Hauptzugdehnungen bei 2,25 m Hinterfüllung V4 u. V5 466
Bild 356 w bei 2,5 m Hinterfüllung V4 u. V5 466
Bild 357 Hauptzugdehnungen bei 2,5 m Hinterfüllung V4 u. V5 466
Bild 358 w bei 2,7 m Hinterfüllung V4 u. V5 467
Bild 359 Hauptzugdehnungen bei 2,7 m Hinterfüllung V4 u. V5 467
Bild 360 w Endzustand V4 u. V5 467
Bild 361 w Endzustand Isolinien V4 u. V5 467
Bild 362 u Endzustand V4 u. V5 468
Bild 363 v Endzustand V4 u. V5 468
Bild 364 Hauptzugdehnungen Endzustand V4 u. V5 468
Bild 365 Hauptrisse Endzustand V4 u. V5 468
Bild 366 Rissmessung Endzustand V4 u. V5 469
Bild 367 Horizontale Zugdehnung Endzustand V4 u. V5 469
Bild 368 Horizontale Druckdehnung Endzustand V4 u. V5 469
Bild 369 Vertikale Zugdehnung Endzustand V4 u. V5 469
Bild 370 Vertikale Druckdehnung Endzustand V4 u. V5 470
Bild 371 Schubdehnung Endzustand V4 u. V5 470
Bild 372 Schnittdarstellungen von w des Anhangs 16.20 470
Bild 373 Versuch 6; w Last 1,0 kN/m² links; w Last 1,5 kN/m² rechts 471
Bild 374 Versuch 6; Last 2,0 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts 471
Bild 375 Versuch 6; Last 2,5 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts 471
Bild 376 Versuch 6; Verformung 5 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts 472
Bild 377 Versuch 6; Verformung 10 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts 472
Bild 378 Versuch 6; Verformung 13 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts 472
Bild 379 Versuch 6; Verformung 13 mm; u links; v rechts 473
Bild 380 Versuch 6; Verformung 15 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts 473
Bild 381 Versuch 6; Verformung 20 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts 473

Bild 382 Versuch 6; Verformung 25 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts 474
Bild 383 Versuch 6; Verformung 30 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts 474
Bild 384 Versuch 6; Verformung 40 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts 474
Bild 385 Versuch 6; Verformung 50 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts 475
Bild 386 Versuch 6; Verformung 50 mm; u links; v rechts 475
Bild 387 Versuch 6; Verformung 50 mm; exy 475
Bild 388 Versuch 7; Last 1,5 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts 476
Bild 389 Versuch 7; Last 2,0 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts 476
Bild 390 Versuch 7; Last 2,5 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts 476
Bild 391 Versuch 7; Last 3,0 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts 477
Bild 392 Versuch 7; Last 3,5 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts 477
Bild 393 Versuch 7; Last 4,0 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts 477
Bild 394 Versuch 7; Last 4,5 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts 478
Bild 395 Versuch 7; Last 5,0 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts 478
Bild 396 Versuch 7; Last 5,5 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts 478
Bild 397 Versuch 7; Last 6,0 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts 479
Bild 398 Versuch 7; Verformung 13 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts 479
Bild 399 Versuch 7; Verformung 13 mm; u links; v rechts 479
Bild 400 Versuch 7; Last 6,5 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts 480
Bild 401 Versuch 7; Last 7,0 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts 480
Bild 402 Versuch 7; Verformung 25 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts 480
Bild 403 Versuch 7; Verformung 30 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts 481
Bild 404 Versuch 7; Verformung 40 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts 481
Bild 405 Versuch 7; Verformung 50 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts 481
Bild 406 Versuch 7; Verformung 50 mm; u links; v rechts 482
Bild 407 Versuch 7; Verformung 50 mm; exy 482
Bild 408 Sieblinie Füllsand 0/2 Sorte 123 485
Bild 409 Ergebnisse Rahmenscherversuch maschinell verdichteter Fall 487

Bild 410 Ergebnisse Rahmenscherversuch nicht verdichteter Fall....489
Bild 411 Zulässige Bruchbilder für Haftscherfestigkeitsversuche....490
Bild 412 Unzulässige Bruchbilder für Haftscherfestigkeitsversuche....490
Bild 413 Spannbetonplatte VARIAX V5/250 (aus [109])....494
Bild 414 Verdichtungsgerät DPU2540H (aus [111])....497
Bild 415 Verwendeter Densitometer (Abbildung links aus [55])....499

15 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1 Idealisierte Spannungs-Dehnungs-Linien nach [84]....22
Tabelle 2 Ausgewählte Werte f_{xk1} und f_{xk2} für Mauerwerk mit Dünnbettmörtel (aus [1])....25
Tabelle 3 Grenzwerte für $t_{ch,v}$ (Tabelle NA.19 aus [2]....28
Tabelle 4 Grenzwerte für $t_{ch,h}$ (Tabelle NA.20 aus [2]....29
Tabelle 5 Übersicht wesentlicher Faserarten (aus [64])....41
Tabelle 6 Maßgebende Rechenwerte für Erddruckfälle....48
Tabelle 7 Kostenvergleich Kalksandsteinmauerwerk textilbewehrt....58
Tabelle 8 Kostenvergleich Porenbetonmauerwerk textilbewehrt....59
Tabelle 9 Kostenvergleich Porenbetonmauerwerk stahlbewehrt....60
Tabelle 10 Versuchsprogramm der Biegeversuche....73
Tabelle 11 Messergebnisse der Biegeversuche....75
Tabelle 12 Vergleich zur Biegetragfähigkeit von unbewehrtem Mw....110
Tabelle 13 Versuchsprogramm der Auszugversuche....121
Tabelle 14 Ergebnisse der Auszugversuche....122
Tabelle 15 Versuchsprogramm Haftscherfestigkeitsversuche....134
Tabelle 16 Ergebnisse der Haftscherfestigkeitsversuche....135
Tabelle 17 Versuchsprogramm Großversuchsaufbau Kellerwand 1....148
Tabelle 18 Versuchsprogramm Großversuchsaufbau Kellerwand 2....149
Tabelle 19 Gesamtergebnisse der Verformungsmessung zu Versuch 1....165

Tabelle 20 Gesamtergebnisse der Erddruckmessung zu Versuch 1 167
Tabelle 21 Gesamtergebnisse der Verformungsmessung zu Versuch 2 [mm] 177
Tabelle 22 Gesamtergebnisse der Rissdickenmessung zu Versuch 2 [mm] 177
Tabelle 23 Gesamtergebnisse der Erddruckmessung zu Versuch 2 178
Tabelle 24 Gesamtergebnisse der Verformungsmessung zu Versuch 3 [mm] 188
Tabelle 25 Gesamtergebnisse der Rissdickenmessung zu Versuch 3 [mm] 189
Tabelle 26 Gesamtergebnisse der Erddruckmessung zu Versuch 3 190
Tabelle 27 Gesamtergebnisse der Verformungsmessung zu Versuch 4 [mm] 200
Tabelle 28 Gesamtergebnisse der Rissdickenmessung zu Versuch 4 [mm] 200
Tabelle 29 Gesamtergebnisse der Erddruckmessung zu Versuch 4 202
Tabelle 30 Gesamtergebnisse der Verformungsmessung zu Versuch 5 [mm] 210
Tabelle 31 Gesamtergebnisse der Rissdickenmessung zu Versuch 5 [mm] 211
Tabelle 32 Gesamtergebnisse der Erddruckmessung zu Versuch 5 212
Tabelle 33 Gegenüberstellung der Verformungsmessungen für Versuche 2 und 3 [mm] 215
Tabelle 34 Gegenüberstellung der Rissdickenmessung für Versuche 2 und 3 [mm] 215
Tabelle 35 Gegenüberstellung der Erddruckkräfte für Versuche 2 und 3 [kN/m] 215
Tabelle 36 Gegenüberstellung der Verformungsmessungen für Versuche 4 und 5 [mm] 216
Tabelle 37 Gegenüberstellung der Rissdickenmessung für Versuche 4 und 5 [mm] 216
Tabelle 38 Gegenüberstellung der Erddruckkräfte für Versuche 4 und 5 [kN/m] 216
Tabelle 39 Gegenüberstellung der Verformungsmessungen für Versuche 1 und 3 [mm] 217
Tabelle 40 Gegenüberstellung der Erddruckkräfte für Versuche 1 und 3 [kN/m] 217
Tabelle 41 Gegenüberstellung der Verformungsmessungen für Versuche 2 und 4 [mm] 217
Tabelle 42 Gegenüberstellung der Erddruckkräfte für Versuche 2 und 4 [kN/m] 218
Tabelle 43 Gegenüberstellung der Verformungsmessungen für Versuche 3 und 5 [mm] 218
Tabelle 44 Gegenüberstellung der Erddruckkräfte für Versuche 3 und 5 [kN/m] 218
Tabelle 45 Gegenüberstellung von theoretischem Erddruck mit Messwerten 218
Tabelle 46 Gegenüberstellung von theoretischem Verdichtungserddruck mit Messwerten 220
Tabelle 47 Versuchsprogramm Ausfachungswände 234

Tabelle 48 Prozentualer Vergleich der Lastaufnahmefähigkeit V6 und V7 256
Tabelle 49 Abmessungen KS-Kimmsteine 248x300x125 20-2 [mm] 259
Tabelle 50 Abmessungen KS-Kimmst. 248x300x125 20-2, gesägt, hor. Druckfestigkeit [mm] .259
Tabelle 51 Abmessungen KS-R-P 248x365x248 20-2 [mm] 259
Tabelle 52 Abmessungen KS-L-R-P 248x175x248 12-1.6 [mm] 260
Tabelle 53 Abmessungen KS-L-R-P 248x175x248 12-1.6 gesägt, hor. Druckfestigkeit [mm] 260
Tabelle 54 Abmessungen KS-L-R-P 248x240x248 12-1.4 [mm] 260
Tabelle 55 Abmessungen KS-L-R-P 248x240x248 12-1.4 gesägt, hor. Druckfestigkeit [mm] 261
Tabelle 56 Abmessungen PP4 499x365x249 4-0.50 [mm] 261
Tabelle 57 Abmessungen halbhoch gesägte PP4 499x365x249 4-0.50 [mm] 261
Tabelle 58 Steinabmessungen PP4 499x365x249 4-0.50 für vertikale Druckfestigkeit [mm] 262
Tabelle 59 Steinabmessungen PP4 499x365x249 4-0.50 für horizontale Druckfestigkeit [mm] 262
Tabelle 60 Steinabmessungen PP4 599x175x249 4-0.50 [mm] 262
Tabelle 61 Steinabmessungen PP4 599x175x249 4-0.50 für vertikale Druckfestigkeit [mm] 263
Tabelle 62 Steinabmessungen PP4 599x175x249 4-0.50 für horizontale Druckfestigkeit [mm] 263
Tabelle 63 Steinabmessungen Hochlochziegel 1 [mm] 263
Tabelle 64 Steinabmessungen Hochlochziegel 2 [mm] 264
Tabelle 65 Abmessungen HLz für horizontale Druckfestigkeit [mm] 264
Tabelle 66 Versuchsprogramm der Steindruckfestigkeitsversuche (Kleinversuche) 265
Tabelle 67 Versuchsprogramm der Steindruckfestigkeitsversuche (Großversuche) 266
Tabelle 68 Ergebnisse der Steindruckfestigkeitsversuche (Kleinversuche) 267
Tabelle 69 Ergebnisse der Steindruckfestigkeitsversuche (Großversuche) 268
Tabelle 70 Ergebnisse der Mörteldruckfestigkeitsprüfungen 28d 269
Tabelle 71 Ergebnisse der Mörtelbiegezugfestigkeitsprüfungen 28d 270
Tabelle 72 Ergebnisse der Mörteldruckfestigkeitsprüfungen 14d 270
Tabelle 73 Ergebnisse der Mörtelbiegezugfestigkeitsprüfungen 14d 270
Tabelle 74 Einbaudichte und Einbauwassergehalt Großversuche 1 bis 5 272
Tabelle 75 Vergleich Biegeversuchsergebnisse mit Rechenwerten 321

Tabelle 76 Rechenwerte für die Druckfestigkeit von Mauermörtel 373

Tabelle 77 Rechenwerte für f_{st} in Abhängigkeit der Druckfestigkeitsklasse (aus [2]) 373

Tabelle 78 Werte für die Haftscherfestigkeit f_{vk0} von Mauerwerk ohne Auflast 373

Tabelle 79 Werte für die rechnerische Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$ von Mauersteinen 373

Tabelle 80 Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von EM aus HLzA und HLzB 374

Tabelle 81 Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von EM aus KS-Plansteinen und KS-Planelementen mit Dünnbettmörtel 374

Tabelle 82 Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von EM aus PB mit DM 374

Tabelle 83 Biegemomentkoeffizienten Fall A 375

Tabelle 84 Biegemomentkoeffizienten Fall E 375

Tabelle 85 Biegemomentkoeffizienten Fall F 375

Tabelle 86 Biegemomentkoeffizienten Fall G 376

Tabelle 87 Biegemomentkoeffizienten Fall H 376

Tabelle 88 Biegemomentkoeffizienten Fall I 376

Tabelle 89 Umrechenfaktoren Steindruckfestigkeit (aus [86]) 378

Tabelle 90 Umrechenfaktoren Mauerwerksdruckfestigkeit 1 379

Tabelle 91 Umrechenfaktoren Mauerwerksdruckfestigkeit 2 380

Tabelle 92 Anhaltswerte der Wandbewegung für aktiven Erddruck und Erddruckverteilung 381

Tabelle 93 Ansätze des Verdichtungserddrucks 381

Tabelle 94 Wandreibungswinkel 382

Tabelle 95 Erddruckansatz in Abhängigkeit der Konstruktionsnachgiebigkeit 382

Tabelle 96 Größe und Verteilung des aktiven Erddruck aus begrenzten Auflasten 383

Tabelle 97 Tafel 1a Stahlbewehrung und Steine Gr.1 386

Tabelle 98 Tafel 1b Stahlbewehrung und Steine Gr.2-4 387

Tabelle 99 Tafel 2a CFK-Zugband und Steine Gr.1 388

Tabelle 100 Tafel 2b CFK-Zugband und Steine Gr.2-4 389

Tabelle 101 Tafel 3a CFK-Textil und Steine Gr.1 390

Tabelle 102 Tafel 3b CFK-Textil und Steine Gr.2-4 391

Tabelle 103 Tafel 4a GFK-Zugband und Steine Gr.1 392

Tabelle 104 Tafel 4b GFK-Zugband und Steine Gr.2-4 393

Tabelle 105 Tafel 5a GFK-Textil und Steine Gr.1 394

Tabelle 106 Tafel 5b GFK-Textil und Steine Gr.2-4 395

Tabelle 107 Werte $f_{xk2,app}$ und $f_{xd2,app}$ für KS 20 396

Tabelle 108 Werte $f_{xk2,app}$ und $f_{xd2,app}$ für KSL 12 397

Tabelle 109 Werte $f_{xk2,app}$ und $f_{xd2,app}$ für PP 4 398

Tabelle 110 Werte $f_{xk2,app}$ und $f_{xd2,app}$ für PP 8 398

Tabelle 111 Werte $f_{xk2,app}$ und $f_{xd2,app}$ für HLz 398

Tabelle 112 Konditionierung KS-Kimmsteine-248x300x125 20-2 Vertikal (Nr.01) 416

Tabelle 113 Konditionierung KS-Kimmsteine-248x300x125 20-2 Horizontal (Nr.02) 416

Tabelle 114 Konditionierung PP4 499x365x249 4-0.50 Vertikal (Nr.05) 416

Tabelle 115 PP4 499x365x249 4-0.50 Horizontal (Nr.06) 417

Tabelle 116 Einbaudichte und Einbauwassergehalt Großversuch 1 484

Tabelle 117 Einbaudichte und Einbauwassergehalt Großversuch 2 484

Tabelle 118 Einbaudichte und Einbauwassergehalt Großversuch 3 484

Tabelle 119 Einbaudichte und Einbauwassergehalt Großversuch 4 484

Tabelle 120 Einbaudichte und Einbauwassergehalt Großversuch 5 484

16 Anhang

16.1 Rechenwerte für Mauerwerk nach EC6 (aus [1], [2], [3])

Tabelle 76 Rechenwerte für die Druckfestigkeit von Mauermörtel

Mörtelgruppe nach DIN V 20000-412 oder DIN V 18580		Druckfestigkeit f_m N/mm²
Normalmauermörtel	II	2,5
	IIa	5,0
	III	10,0
	IIIa	20,0
Leichtmauermörtel	LM 21	5,0
	LM 36	5,0
Dünnbettmörtel	DM	10,0

Tabelle 77 Rechenwerte für f_{st} in Abhängigkeit der Druckfestigkeitsklasse (aus [2])

Druckfestigkeits-klasse der Mauersteine und Planelemente	2	4	6	8	10	12	16	20	28	36	48	60
Umgerechnete mittlere Mindestdruck-festigkeit f_{st} N/mm²	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	20,0	25,0	35,0	45,0	60,0	75,0

Tabelle 78 Werte für die Haftscherfestigkeit f_{vk0} von Mauerwerk ohne Auflast

f_{vk0} N/mm²					
Normalmauermörtel mit einer Festigkeit f_m N/mm²				Dünnbettmörtel (Lagerfugendicke 1 mm bis 3 mm)	Leichtmauer-mörtel
2,5	5	10	20		
0,08	0,18	0,22	0,26	0,22	0,18

Tabelle 79 Werte für die rechnerische Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$ von Mauersteinen

$f_{bt,cal}$ die rechnerische Steinzugfestigkeit. Es darf angenommen werden:

$f_{bt,cal} = 0{,}020 \cdot f_{st}$ für Hohlblocksteine

$f_{bt,cal} = 0{,}026 \cdot f_{st}$ für Hochlochsteine und Steine mit Grifflöchern oder Grifftaschen

$f_{bt,cal} = 0{,}032 \cdot f_{st}$ für Vollsteine ohne Grifflöcher oder Grifftaschen

$$f_{bt,cal} = \frac{0{,}082}{1{,}25} \cdot \frac{1}{0{,}7 + \left(\frac{f_{st}}{25}\right)^{0{,}5}} \cdot f_{st}$$ f_{st} in N/mm² für Porenbetonplansteine der Länge ≥ 498 mm und der Höhe ≥ 248 mm

f_{st} die umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeit (siehe Tabelle NA.3).

Tabelle 80 Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von EM aus HLzA und HLzB

Mittlere Steindruckfestigkeit N/mm²	Mörtelart	Parameter		
		K	α	β
$5,0 \leq f_{st} < 10,0$	NM II	0,68	0,605	0,189
	NM IIa			
	NM III	0,70		
$10,0 \leq f_{st} \leq 75,0$	NM II*	0,69	0,585	0,162
	NM IIa*	0,79		
	NM III			
	NM IIIa**			

* Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten f_{st} = 25 N/mm².

** Gilt nur für mittlere Steindruckfestigkeiten ≥ 12,5 N/mm².

Tabelle 81 Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von EM aus KS-Plansteinen und KS-Planelementen mit Dünnbettmörtel

Steinart		Mörtelart	Parameter		
			K	α	β
KS-Planelemente	KS-XL	DM*	1,70	0,630	---
	KS-XL-N, KS-XL-E	DM**	0,80	0,800	---
KS-Plansteine	KS-P	DM***			
	KS L-P	DM****	1,15	0,585	---

* Für mittlere Steindruckfestigkeiten f_{st} < 15,0 gelten die Werte für Plansteine KS-P. Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten f_{st} = 35 N/mm².

** Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten f_{st} = 35 N/mm².

*** Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten f_{st} = 45 N/mm².

**** Die Druckfestigkeit des Mauerwerks darf nicht größer angenommen werden als für Steinfestigkeiten f_{st} = 25 N/mm².

Tabelle 82 Parameter zur Ermittlung der Druckfestigkeit von EM aus PB mit DM

Steinart	Mittlere Steindruck-festigkeit N/mm²	Mörtelart	Parameter		
			K	α	β
Vollsteine aus Porenbeton	$2,5 \leq f_{st} < 5,0$	DM	0,90	0,76	-
	$5,0 \leq f_{st} \leq 10,0$		0,90	0,75	-

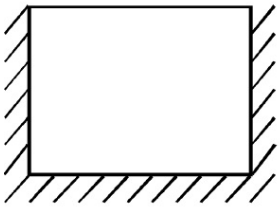
16.2 Biegemomentkoeffiziententabellen

für einschalige horizontal belastete Mauerwerkswandscheiben mit Wanddicken ≤ 250mm [1]

Tabelle 83 *Biegemomentkoeffizienten Fall A*

Auflagerbedingungen für die Wandränder

A

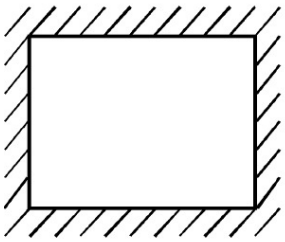


	h/l							
μ	**0,30**	**0,50**	**0,75**	**1,00**	**1,25**	**1,50**	**1,75**	**2,00**
1,00	0,031	0,045	0,059	0,071	0,079	0,085	0,090	0,094
0,90	0,032	0,047	0,061	0,073	0,081	0,087	0,092	0,095
0,80	0,034	0,049	0,064	0,075	0,083	0,089	0,093	0,097
0,70	0,035	0,051	0,066	0,077	0,085	0,091	0,095	0,098
0,60	0,038	0,053	0,069	0,080	0,088	0,093	0,097	0,100
0,50	0,040	0,056	0,073	0,083	0,090	0,095	0,099	0,102
0,40	0,043	0,061	0,077	0,087	0,093	0,098	0,101	0,104
0,35	0,045	0,064	0,080	0,089	0,095	0,100	0,103	0,105
0,30	0,048	0,067	0,082	0,091	0,097	0,101	0,104	0,107
0,25	0,050	0,071	0,085	0,094	0,099	0,103	0,106	0,109
0,20	0,054	0,075	0,089	0,097	0,102	0,105	0,108	0,111
0,15	0,060	0,080	0,093	0,100	0,104	0,108	0,110	0,113
0,10	0,069	0,087	0,098	0,104	0,108	0,111	0,113	0,115
0,05	0,082	0,097	0,105	0,110	0,113	0,115	0,116	0,117

Tabelle 84 *Biegemomentkoeffizienten Fall E*

Auflagerbedingungen für die Wandränder

E

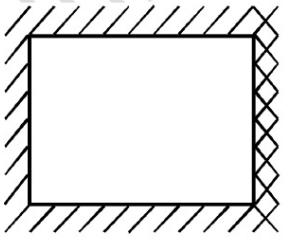


	h/l							
μ	**0,30**	**0,50**	**0,75**	**1,00**	**1,25**	**1,50**	**1,75**	**2,00**
1,00	0,008	0,018	0,030	0,042	0,051	0,059	0,066	0,071
0,90	0,009	0,019	0,032	0,044	0,054	0,062	0,068	0,074
0,80	0,010	0,021	0,035	0,046	0,056	0,064	0,071	0,076
0,70	0,011	0,023	0,037	0,049	0,059	0,067	0,073	0,078
0,60	0,012	0,025	0,040	0,053	0,062	0,070	0,076	0,081
0,50	0,014	0,028	0,044	0,057	0,066	0,074	0,080	0,085
0,40	0,017	0,032	0,049	0,062	0,071	0,078	0,084	0,088
0,35	0,018	0,035	0,052	0,064	0,074	0,081	0,086	0,090
0,30	0,020	0,038	0,055	0,068	0,077	0,083	0,089	0,093
0,25	0,023	0,042	0,059	0,071	0,080	0,087	0,091	0,096
0,20	0,026	0,046	0,064	0,076	0,084	0,090	0,095	0,099
0,15	0,032	0,053	0,070	0,081	0,089	0,094	0,098	0,103
0,10	0,039	0,062	0,078	0,088	0,095	0,100	0,103	0,106
0,05	0,054	0,076	0,090	0,098	0,103	0,107	0,109	0,110

Tabelle 85 *Biegemomentkoeffizienten Fall F*

Auflagerbedingungen für die Wandränder

F



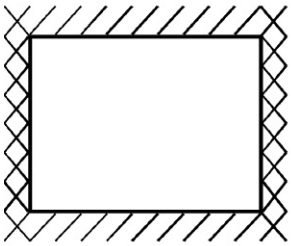
	h/l							
μ	**0,30**	**0,50**	**0,75**	**1,00**	**1,25**	**1,50**	**1,75**	**2,00**
1,00	0,008	0,016	0,026	0,034	0,041	0,046	0,051	0,054
0,90	0,008	0,017	0,027	0,036	0,042	0,048	0,052	0,055
0,80	0,009	0,018	0,029	0,037	0,044	0,049	0,054	0,057
0,70	0,010	0,020	0,031	0,039	0,046	0,051	0,055	0,058
0,60	0,011	0,022	0,033	0,042	0,048	0,053	0,057	0,060
0,50	0,013	0,024	0,036	0,044	0,051	0,056	0,059	0,062
0,40	0,015	0,027	0,039	0,048	0,054	0,058	0,062	0,064
0,35	0,016	0,029	0,041	0,050	0,055	0,060	0,063	0,066
0,30	0,018	0,031	0,044	0,052	0,057	0,062	0,065	0,067
0,25	0,020	0,034	0,046	0,054	0,060	0,063	0,066	0,069
0,20	0,023	0,037	0,049	0,057	0,062	0,066	0,068	0,070
0,15	0,027	0,042	0,053	0,060	0,065	0,068	0,070	0,072
0,10	0,032	0,048	0,058	0,064	0,068	0,071	0,073	0,074
0,05	0,043	0,057	0,066	0,070	0,073	0,075	0,077	0,078

nur für Forschungszwecke

Tabelle 86 *Biegemomentkoeffizienten Fall G*

Auflagerbedingungen für die Wandränder

G

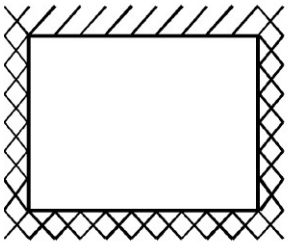


	h/l							
μ	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
0,90	0,008	0,015	0,023	0,029	0,034	0,038	0,041	0,043
0,80	0,008	0,016	0,024	0,031	0,035	0,039	0,042	0,044
0,70	0,009	0,017	0,026	0,032	0,037	0,040	0,043	0,045
0,60	0,010	0,019	0,028	0,034	0,038	0,042	0,044	0,046
0,50	0,011	0,021	0,030	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
0,40	0,013	0,023	0,032	0,038	0,042	0,045	0,047	0,049
0,35	0,014	0,025	0,033	0,039	0,043	0,046	0,048	0,050
0,30	0,016	0,026	0,035	0,041	0,044	0,047	0,049	0,051
0,25	0,018	0,028	0,037	0,042	0,046	0,048	0,050	0,052
0,20	0,020	0,031	0,039	0,044	0,047	0,050	0,052	0,054
0,15	0,023	0,034	0,042	0,046	0,049	0,051	0,053	0,055
0,10	0,027	0,038	0,045	0,049	0,052	0,053	0,055	0,057
0,05	0,035	0,044	0,050	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058

Tabelle 87 *Biegemomentkoeffizienten Fall H*

Auflagerbedingungen für die Wandränder

H

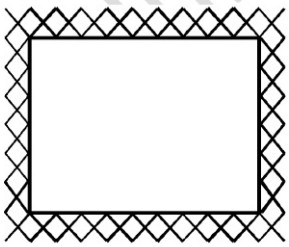


	h/l							
μ	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,005	0,011	0,018	0,024	0,029	0,033	0,036	0,039
0,90	0,006	0,012	0,019	0,025	0,030	0,034	0,037	0,040
0,80	0,006	0,013	0,020	0,027	0,032	0,035	0,038	0,041
0,70	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
0,60	0,008	0,015	0,024	0,030	0,035	0,038	0,041	0,043
0,50	0,009	0,017	0,025	0,032	0,036	0,040	0,043	0,045
0,40	0,010	0,019	0,028	0,034	0,039	0,042	0,045	0,047
0,35	0,011	0,021	0,029	0,036	0,040	0,043	0,046	0,047
0,30	0,013	0,022	0,031	0,037	0,041	0,044	0,047	0,049
0,25	0,014	0,024	0,033	0,039	0,043	0,046	0,048	0,051
0,20	0,016	0,027	0,035	0,041	0,045	0,047	0,049	0,052
0,15	0,019	0,030	0,038	0,043	0,047	0,049	0,051	0,053
0,10	0,023	0,034	0,042	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
0,05	0,031	0,041	0,047	0,051	0,053	0,055	0,056	0,056

Tabelle 88 *Biegemomentkoeffizienten Fall I*

Auflagerbedingungen für die Wandränder

I



	h/l							
μ	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,004	0,009	0,015	0,021	0,026	0,030	0,033	0,036
0,90	0,004	0,010	0,016	0,022	0,027	0,031	0,034	0,037
0,80	0,005	0,010	0,017	0,023	0,028	0,032	0,035	0,038
0,70	0,005	0,011	0,019	0,025	0,030	0,033	0,037	0,039
0,60	0,006	0,013	0,020	0,026	0,031	0,035	0,038	0,041
0,50	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
0,40	0,008	0,016	0,024	0,031	0,035	0,039	0,042	0,044
0,35	0,009	0,017	0,026	0,032	0,037	0,040	0,043	0,045
0,30	0,010	0,019	0,028	0,034	0,038	0,042	0,044	0,046
0,25	0,011	0,021	0,030	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
0,20	0,013	0,023	0,032	0,038	0,042	0,045	0,047	0,050
0,15	0,016	0,026	0,035	0,041	0,044	0,047	0,049	0,051
0,10	0,020	0,031	0,039	0,044	0,047	0,050	0,052	0,054
0,05	0,027	0,038	0,045	0,049	0,052	0,053	0,055	0,056

16.3 Auflagerkräfte vierseitig gelagerter Platten (aus [51])

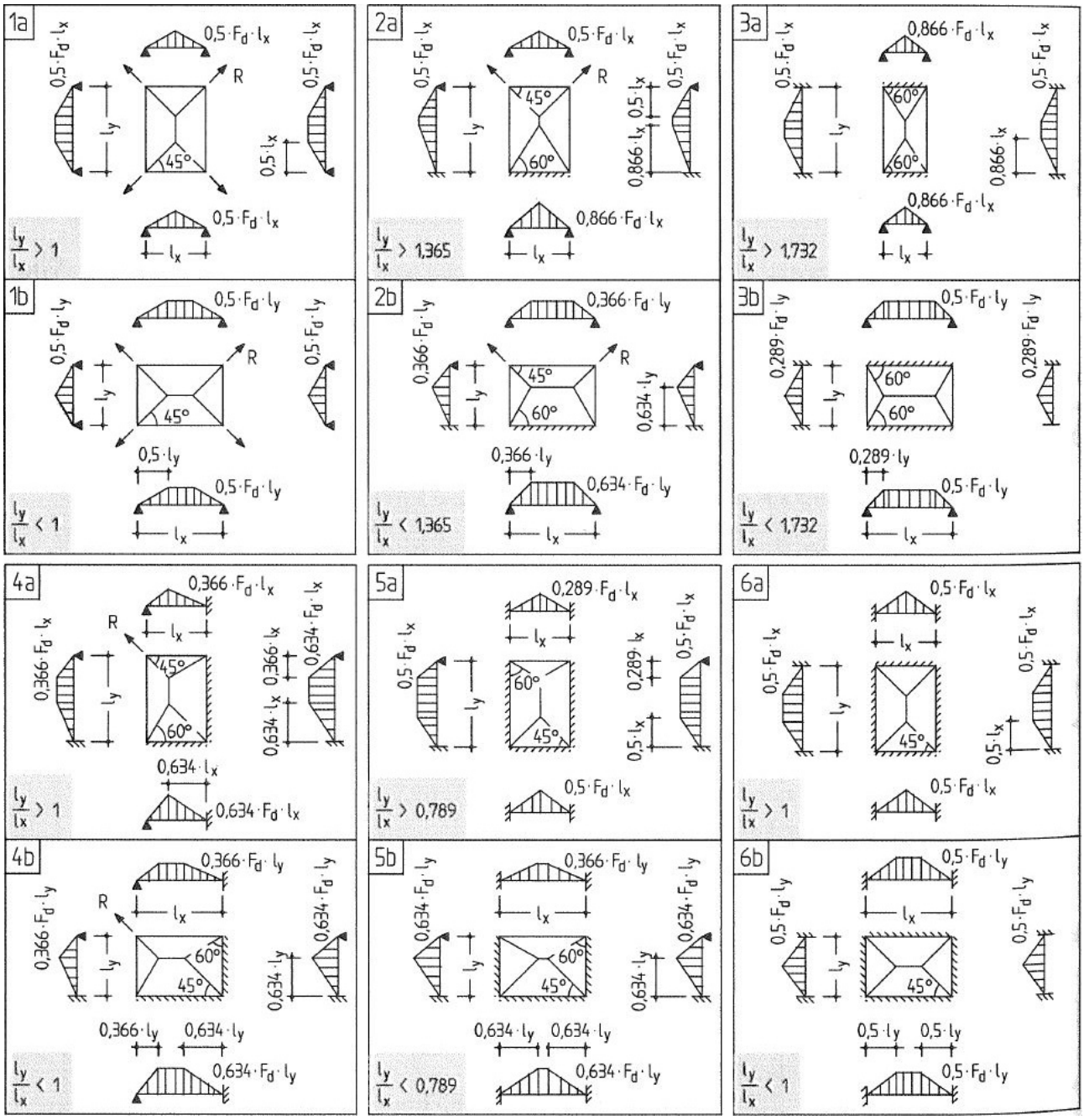


Bild 229 Auflagerkräfte vierseitig gelagerter Platten (aus [51])

16.4 Rechenwerte zur Ermittlung der horizontalen Mauerwerksdruckfestigkeit

Tabelle 89 *Umrechenfaktoren Steindruckfestigkeit (aus [86])*

Mauersteine; Druckfestigkeit in Richtung Steinlänge $\beta_{D,l}$, Steinbreite $\beta_{D,b}$ bezogen auf die Normdruckfestigkeit (mit Formfaktor) β_D, Auswertung vorliegender deutscher Versuchsergebnisse [2, 33, 37]
$\alpha_1 = \beta_{D,l}/\beta_D$ (oberer Tabellenteil), $\alpha_2 = \beta_{D,b}/\beta_D$ (unterer Tabellenteil)

Mauerstein	n	β_D Wertebereich N/mm²	a		
			$\bar{x}$	min x	max x
			–		
Mz	2	21,9/22,7	0,67	0,64	0,70
HLz[1)]	5	20…47	0,23	0,12	0,33
HLz[2)]	37	7,4…26,	0,18	0,05	0,39
KS	8	24,1…36,8	0,59	0,32	0,75
KS L	7	8,9…26,9	0,40	0,32	0,56
V	5	4,1…23,1	0,75	0,61	0,83
Vbl	5	2,7… 3,6	0,90	0,36	1,13
Hbl	12	2,5… 7,9	0,61	0,35	0,81
Hbn	1	15,8	0,46	–	–
PB, PP	15	2,3… 9,4	0,70	0,50	0,92
Mz	2	21,9/22,7	0,74	0,73	0,75
HLz	6	17,4…82,0	0,44	0,20	0,65
KS	2	24,1…31,4	0,69	0,56	0,83
KS L	2	8,9…26,9	0,67	0,55	0,79
PB, PP	2	3,5… 8,1	0,79	0,56	1,01

n: Anzahl der Versuchsserien; $\bar{x}$: Mittelwert; min x, max x: Kleinst-, Größtwert
1) Trockenrohdichte $\rho_d > 1{,}0$ kg/dm³
2) $\rho_d \leq 1{,}0$ kg/dm³

Tabelle 90 *Umrechenfaktoren Mauerwerksdruckfestigkeit 1*

Quelle	Lfd. Nr.	Mauersteine					Mauermörtel		Mauerwerk											
		Bezeichnung Maße (mm)	β_D	$\frac{\beta_{DL}}{\beta_D}$	$\frac{\beta_{DL(\lambda)}}{\beta_{D(\lambda)}}$	L	Art Gruppe	β_{HS}	Stoß-fugen	n	t	$\bar{\beta}_{D,P}$	$\frac{\beta_{D,P}}{\beta_{D,s}}$	$\frac{\beta_{D,P}}{cal\beta_{D,s}}$	E_P	$\varepsilon_{u,P}$	$\frac{E_P}{E_s}$	$\frac{E_P}{cal\ E_s}$	$\frac{E_P}{\beta_D}$
–	–	–	N/mm²	–	–	%	–	N/mm²	–	–	d	N/mm²	–	–	N/mm²	mm/m	–	–	–
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	1.1	KS12–1,8 240/115/113	17,2	KA	–	KA	NMII	0,04	vm	1	≥28	6,3	0,71	0,72	1200	3,5	0,32	0,28	190
	1.2									3		5,5	0,52	0,63	2030	3,4	0,52		369
3	1.3		24,1	0,65	0,79	8	NMIIa	KA		2	14	4,27		0,39	2880	1,89		0,52	674
2	1.4	KS20–1,8 240/115/71	26,1	0,96	(1,38)			0,46	um	3	18/19	0,62	–	0,04	7200	(0,13)	–	0,88	(11600)
3	2.1	PP2–0,5 499/250/249	3,48	0,84	1,01	0	DM	KA			14	2,34		0,84	1550	2,52		1,09	662
1	2.2	PP4–0,8 624/125/249[1]	5,0	KA	–			0,66		1	≥28	4,0	1,18	1,06	1700	2,6	0,74	0,89	425
3	2.3	PP6–0,7 499/250/249	8,09	0,58	0,76			KA	vm	3	14	3,57	–	0,63	[1790]	[3,5]	–	[0,63]	[501]
4	3.1	Vbl2–0,5 496/240/238	2,14	0,65	0,79	10	LM21	≥0,40[2]			25/28	1,73		0,92	1630	1,37		0,80	942
1	3.2	V8–1,6 240/115/113	10,3	KA	–	0	NMII	0,41		1	≥28	7,0	1,08	1,24	1800	4,6	0,33	0,34	257

1) Für Mauerwerkversuche auf 2DF verkleinert; 2) Bruch im Mauerstein; KA Keine Angaben; (...) nicht plausibel; [...] Große Streuung

Tabelle 91 *Umrechenfaktoren Mauerwerksdruckfestigkeit 2*

Quelle	Lfd. Nr.	Mauersteine					Mauermörtel		Mauerwerk											
		Bezeichnung Maße (mm)	β_D	$\frac{\beta_{DL}}{\beta_D}$	$\frac{\beta_{DL(\lambda)}}{\beta_{D(\lambda)}}$	L	Art Gruppe	β_{HS}	Stoß-fugen	n	t	$\bar{\beta}_{D,p}$	$\frac{\beta_{D,p}}{\beta_{D,s}}$	$\frac{\beta_{D,p}}{cal\beta_{D,s}}$	E_p	$\varepsilon_{u,p}$	$\frac{E_p}{E_s}$	$\frac{E_p}{cal\ E_s}$	$\frac{E_p}{\beta_D}$
–	–	–	N/mm²	–	–	%	–	N/mm²	–	–	d	N/mm²	–	–	N/mm²	mm/m	–	–	–
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	4.1	HlzA-8-1,4 240/115/113	16,5	KA	–	KA	NMIIa	0,15	vm	1	≥28	2,6	0,27	0,42	1900	2,3	0,37	0,38	731
3	4.2	HLzB-12-0,8 240/240/238	25,8	0,18	0,18	53			vm	3	14	1,56	–	0,16	3345[1]	2,26		0,29	2144
	4.3								um			1,13		0,12	[1400]	[5,26]		[0,16]	[1240]
5	4.4	HLz28-1,0 250/150/135	37,8	KA	–	41	NMIII		vm	1	29/55	3,5	0,37	0,22	KA	KA		–	–
3	5.1	KSL12-1,4 300/240/238	14,6	0,37	0,40	37	NMIIa		um	3	14	1,42	–		420	3,98	–	0,13	296
	5.2								vm			3,01		0,47	1370	2,98		0,42	455
	5.3						DM		um			2,21		0,24	280	4,45		0,06	127
	5.4						NMIII	KA				1,86		0,28	440	4,15		0,13	236
5	5.5	KSL12-1,6 250/245/135	21,5	KA	–	20			vm	1	≥28	7,50	0,71	0,62	KA	KA		–	–
3	5.6	KSL12-1,6 240/115/113	24,4	0,39	0,47	23	NMIIa			3	14	3,58	–	0,41	3670	1,87		0,83	1026
	6.1	2KHbl4-0,9 490/240/238	6,70	0,77	0,93	32						3,36		0,84	3590	1,60		0,81	1068
	6.2	3KHbl4-0,9 509/240/238 457/240/238[4]	5,93	0,72	0,86	26			um			1,79		0,49	3100	0,91		0,76	1732

1) n = 2, „Ausreißer" nicht berücksichtigt; 2) Für Prüfung β_{DL} Länge gekürzt; KA Keine Angaben; […] Große Streuung

16.5 Rechenwerte für die Erddruckberechnung (aus [41])

Tabelle 92 *Anhaltswerte der Wandbewegung für aktiven Erddruck und Erddruckverteilung*

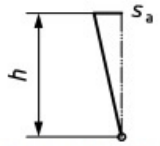
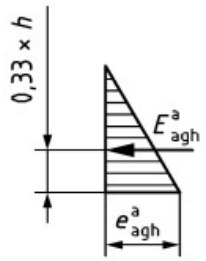
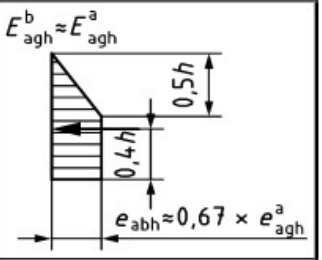
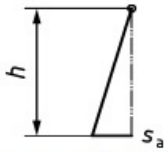
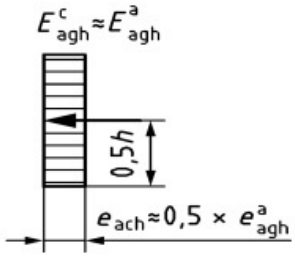
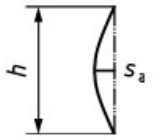
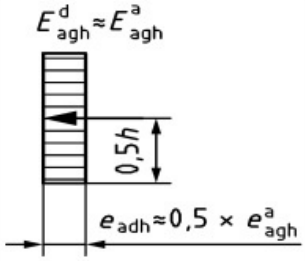
Art der Wandbewegung	**Erddruckkraft E_{agh}**		
	bezogene Wandbewegung s_a/h		**vereinfachte Erddruckverteilung**
	lockere Lagerung	**dichte Lagerung**	
 a) Drehung um den Wandfuß	0,004 bis 0,005	0,001 bis 0,002	
 b) Parallele Bewegung	0,002 bis 0,003	0,000 5 bis 0,001	
 c) Drehung um den Wandkopf	0,008 bis 0,01	0,002 bis 0,005	
 d) Durchbiegung	0,004 bis 0,005	0,001 bis 0,002	

Tabelle 93 *Ansätze des Verdichtungserddrucks*

Nachgiebigkeit der Wand	**Intensive Verdichtung** **Breite des zu verfüllenden Raumes B**		**Leichte Verdichtung mit Vibrationsplatten mit einer Betriebsmasse von** ≤ 250 kg
	$\leq 1{,}00$ m	$\geq 2{,}50$ m	
nachgiebig	$e_{vh} = 25$ kN/m^2	$z_a = 2{,}00$ m	$e_{vh} = 15$ kN/m^2 $z_a = 2{,}00$ m
unnachgiebig	$e_{vh} = 40$ kN/m^2	$e_{vh} = 25$ kN/m^2	$e_{vh} = 15$ kN/m^2
	für Zwischenwerte von B darf geradlinig interpoliert werden		

Tabelle 94 Wandreibungswinkel

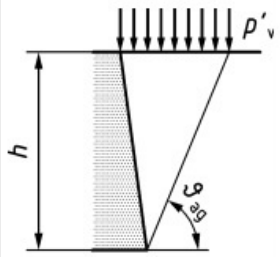
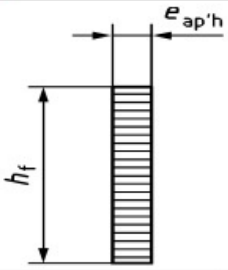
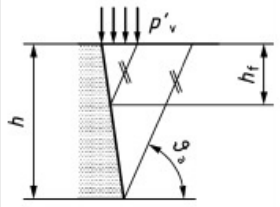
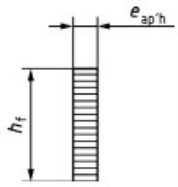
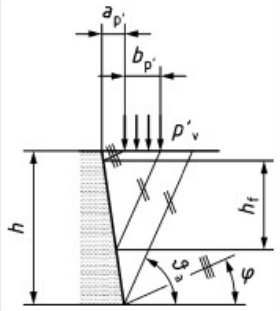
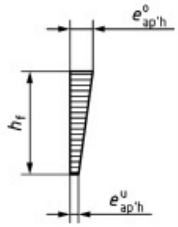
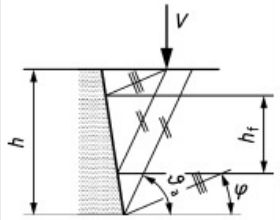
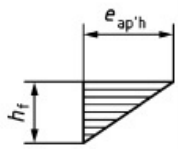
Beschaffenheit der Wandfläche	Wandreibungswinkel	
	gekrümmte Gleitflächen	ebene Gleitflächen
verzahnt z. B.: Der Wandbeton wird so eingebracht, dass eine Verzahnung mit dem angrenzenden Boden entsteht.[a]	φ'_k	$\frac{2}{3} \cdot \varphi'_k$
rau z. B.: Unbehandelte Oberflächen von Stahl, Beton, Holz oder Mauerwerk.	$\leq 27{,}5°$ $\leq \varphi'_k - 2{,}5°$	$\frac{2}{3} \cdot \varphi'_k$
weniger rau z. B.: Wandabdeckungen aus verwitterungsfesten, plastisch nicht verformbaren Kunststoffplatten.	$\frac{1}{2} \cdot \varphi'_k$	$\frac{1}{2} \cdot \varphi'_k$
glatt z. B.: Stark schmierige Hinterfüllung; Dichtungsschicht, die keine Schubkräfte übertragen kann.	0	0

[a] Gilt auch näherungsweise für wellenförmige eingerammte, eingerüttelte oder eingepresste Spundwände, da die Abwicklung der Wand länger ist als die Länge der Wandachse.

Tabelle 95 Erddruckansatz in Abhängigkeit der Konstruktionsnachgiebigkeit

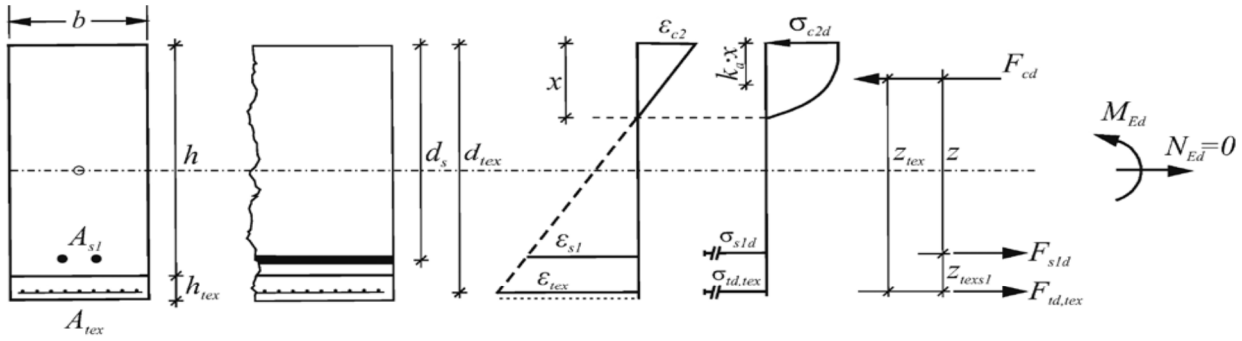
Zeile	Nachgiebigkeit der Stütz-konstruktion	Konstruktion (Beispiele)	Erddruckansatz
1	nachgiebig	Stützwände, die während ihrer gesamten Nutzungszeit geringe Verformungen in Richtung der Erddruckbelastung ausführen können und dürfen, z. B. Uferwände, auf Lockergestein gegründete Stützwände	aktiver Erddruck
2	wenig nachgiebig	Stützwände nach Zeile 1, bei denen während ihrer Nutzungszeit Verformungen in Richtung der Erddruckbelastung unerwünscht sind und die gegen den ungestörten Boden hergestellt worden sind.	erhöhter aktiver Erddruck $E'_{ah} = 0{,}75 \cdot E_{ah} + 0{,}25 \cdot E_{0h}$
3	annähernd unnachgiebig	Stützwände, die auf Grund ihrer Konstruktion unter der Erddruckbelastung anfänglich gering-fügig nachgeben, sich dann aber nicht mehr verformen können oder dürfen, z. B. Kellerwände und Stützwände, die in Bauwerke einbezogen sind und von diesen zusätzlich gestützt werden, Einwirkung auf die stehenden Schenkel von Winkelstützwänden.	erhöhter aktiver Erddruck im Normalfall: $E'_{ah} = 0{,}50 \cdot E_{ah} + 0{,}50 \cdot E_{0h}$ in Ausnahmefällen: $E'_{ah} = 0{,}25 \cdot E_{ah} + 0{,}75 \cdot E_{0h}$
4	unnachgiebig	Stützwände, die auf Grund ihrer Konstruktion weitgehend unnachgiebig sind, z. B. auf Festgestein gegründete Stützwände als ebene Systeme und auf Lockergestein gegründete Stützwände als räumliche Systeme, z. B. Brückenwiderlager mit biegesteif angeschlossenen Parallel-Flügelmauern.	erhöhter aktiver Erddruck $E'_{ah} = 0{,}25 \cdot E_{ah} + 0{,}75 \cdot E_{0h}$ in Ausnahmefällen bis Erdruhedruck

Tabelle 96 *Größe und Verteilung des aktiven Erddruck aus begrenzten Auflasten*

Zeile	Art der Auflast	Größe der Erddruckkraft E_{aVh} bzw. E_{aph}	vereinfachte Verteilung des Erddrucks bei Drehung der Wand um ihren Fuß[a]	
1		$E_{aph} = h \cdot e_{aph}$ e_{aph} nach 6.2.1, Gleichung (5)		
2		Bei einer Streifenlast ist $V = p'_v \cdot b$ $\vartheta_a \approx \vartheta_{ag}$: ϑ_{ag} nach Gleichung (8) E_{aVh} nach Gleichung (15)	$e^{o}_{ap'h} = e^{u}_{ap'h} = e_{ap'h}$	
			$e^{o}_{ap'h} = \frac{E_{aVh}}{h_f} \cdot \left(1 + \frac{a_{p'}}{a_{p'} + b_{p'}}\right)$ $e^{u}_{ap'h} = \frac{E_{aVh}}{h_f} \cdot \left(1 - \frac{a_{p'}}{a_{p'} + b_{p'}}\right)$	
3			$e_{ap'h} = \frac{2 \cdot E_{ap'h}}{h_f}$	

[a] Bei Wandbewegungen b), c) und d) nach Tabelle C.1 darf die Erddruckkraft E_{aVh} innerhalb des Wandbereichs h_f näherungsweise gleichmäßig verteilt angesetzt werden.

16.6 Bemessungstafel für Textilbetonverstärkung (aus [90])



$$\mu_{tex} = \frac{M_{Ed} + \sigma_{s1d} \cdot A_{s1} \cdot (d_{tex} - d_s)}{b \cdot d_{tex}^{\,2} \cdot f_{cd}}$$

B500, $\frac{d_{tex} - d_s}{d_{tex}} = 0{,}15$

μ_{tex} [-]	ω_{tex} [-]	$\xi_{tex} = \frac{x}{d_{tex}}$ [-]	$\zeta_{tex} = \frac{z_s}{d_{tex}}$ [-]	ε_{c2} [‰]	ε_{s1} [‰]	σ_{s1d} ** [N/mm²]	σ_{s1d} *** [N/mm²]	ε_{tex} [‰]	$\sigma_{td,tex}$ [N/mm²]	
0,01	0,010	0,05	0,83	-0,42	6,31	435	439	7,50	769	Textilversagen (wirtschaftlicher Bereich)
0,02	0,021	0,08	0,82	-0,61	6,28	435	439	7,50	769	
0,03	0,031	0,09	0,82	-0,77	6,26	435	439	7,50	769	
0,04	0,042	0,11	0,81	-0,91	6,24	435	439	7,50	769	
0,05	0,052	0,12	0,81	-1,04	6,22	435	439	7,50	769	
0,06	0,063	0,13	0,80	-1,16	6,20	435	439	7,50	769	
0,07	0,074	0,15	0,80	-1,28	6,18	435	439	7,50	769	
0,08	0,085	0,16	0,79	-1,40	6,16	435	439	7,50	769	
0,09	0,096	0,17	0,79	-1,52	6,15	435	439	7,50	769	
0,10	0,107	0,18	0,78	-1,64	6,13	435	439	7,50	769	
0,11	0,118	0,19	0,78	-1,76	6,11	435	439	7,50	769	
0,12	0,130	0,20	0,78	-1,88	6,09	435	439	7,50	769	
0,13	0,141	0,21	0,77	-2,01	6,07	435	438	7,50	769	
0,14	0,153	0,22	0,77	-2,14	6,05	435	438	7,50	769	
0,15	0,165	0,23	0,76	-2,28	6,03	435	438	7,50	769	
0,16	0,177	0,24	0,76	-2,42	6,01	435	438	7,50	769	
0,17	0,189	0,26	0,75	-2,57	5,99	435	438	7,50	769	
0,18	0,201	0,27	0,74	-2,73	5,97	435	438	7,50	769	
0,19	0,214	0,28	0,74	-2,89	5,94	435	438	7,50	769	
0,20	0,227	0,29	0,73	-3,06	5,92	435	438	7,50	769	
0,21	0,240	0,30	0,73	-3,24	5,89	435	438	7,50	769	
0,22	0,253	0,31	0,72	-3,43	5,86	435	438	7,50	769	
0,2235	0,258	0,32	0,72	-3,50	5,85	435	438	7,50	769	
0,23	0,266	0,33	0,71	-3,50	5,54	435	438	7,13	731	Betonversagen (unwirtschaftlicher Bereich)
0,24	0,280	0,35	0,71	-3,50	5,09	435	438	6,60	677	
0,25	0,295	0,36	0,70	-3,50	4,68	435	437	6,12	627	
0,26	0,309	0,38	0,69	-3,50	4,29	435	437	5,67	581	
0,27	0,324	0,40	0,68	-3,50	3,94	435	436	5,25	538	
0,28	0,339	0,42	0,68	-3,50	3,60	435	436	4,86	498	
0,29	0,355	0,44	0,67	-3,50	3,29	435	436	4,49	460	
0,30	0,371	0,46	0,66	-3,50	3,00	435	436	4,15	425	
0,31	0,387	0,48	0,65	-3,50	2,72	435	435	3,82	392	
0,32	0,404	0,50	0,64	-3,50	2,46	435	435	3,52	361	
0,33	0,421	0,52	0,63	-3,50	2,22	435	435	3,23	331	
0,3319	0,424	0,52	0,63	-3,50	2,17*	435	435	3,18	326	
0,34	0,439	0,54	0,62	-3,50	1,99	397	397	2,95	303	
0,35	0,458	0,57	0,61	-3,50	1,76	353	353	2,69	276	

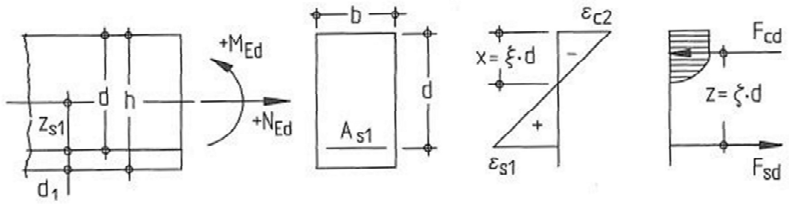
* Fließdehnung Betonstahl B500, **σ-ε-Linie mit horizontalem Ast, *** σ-ε-Linie mit geneigtem Ast

$$A_{tex} = \frac{1}{\sigma_{td,tex}} \cdot \left(\omega_{tex} \cdot b \cdot d_{tex} \cdot f_{cd} - \sigma_{s1d} \cdot A_{s1}\right)$$

Bild 230 Bemessungstafel für Textilbetonverstärkung

16.7 Bemessungstafel für Stahlbetonbiegebemessung (aus [58])

Tafel 5.3a Bemessungstafeln (μ_s-Tafeln) für Rechteckquerschnitte ohne Druckbewehrung; Beton C12/15 bis C50/60; Betonstahl B500 mit $\gamma_S = 1{,}15$



$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad \text{mit } M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_C$ (i. Allg. gilt $\alpha_{cc} = 0{,}85$)

μ_{Eds}	ω	$\xi = \frac{x}{d}$	$\zeta = \frac{z}{d}$	ε_{c2} in ‰	ε_{s1} in ‰	σ_{sd} [a] in MPa B500	σ_{sd}* [b] in MPa B500	
0,01	0,0101	0,030	0,990	–0,77	25,00	435	457	
0,02	0,0203	0,044	0,985	–1,15	25,00	435	457	
0,03	0,0306	0,055	0,980	–1,46	25,00	435	457	
0,04	0,0410	0,066	0,976	–1,76	25,00	435	457	
0,05	0,0515	0,076	0,971	–2,06	25,00	435	457	
0,06	0,0621	0,086	0,967	–2,37	25,00	435	457	
0,07	0,0728	0,097	0,962	–2,68	25,00	435	457	
0,08	0,0836	0,107	0,956	–3,01	25,00	435	457	
0,09	0,0946	0,118	0,951	–3,35	25,00	435	457	
0,10	0,1057	0,131	0,946	–3,50	23,29	435	455	
0,11	0,1170	0,145	0,940	–3,50	20,71	435	452	
0,12	0,1285	0,159	0,934	–3,50	18,55	435	450	
0,13	0,1401	0,173	0,928	–3,50	16,73	435	449	
0,14	0,1518	0,188	0,922	–3,50	15,16	435	447	
0,15	0,1638	0,202	0,916	–3,50	13,80	435	446	
0,16	0,1759	0,217	0,910	–3,50	12,61	435	445	
0,17	0,1882	0,232	0,903	–3,50	11,56	435	444	
0,18	0,2007	0,248	0,897	–3,50	10,62	435	443	
0,19	0,2134	0,264	0,890	–3,50	9,78	435	442	
0,20	0,2263	0,280	0,884	–3,50	9,02	435	441	
0,21	0,2395	0,296	0,877	–3,50	8,33	435	441	
0,22	0,2528	0,312	0,870	–3,50	7,71	435	440	
0,23	0,2665	0,329	0,863	–3,50	7,13	435	440	
0,24	0,2804	0,346	0,856	–3,50	6,60	435	439	
0,25	0,2946	0,364	0,849	–3,50	6,12	435	439	
0,26	0,3091	0,382	0,841	–3,50	5,67	435	438	
0,27	0,3239	0,400	0,834	–3,50	5,25	435	438	
0,28	0,3391	0,419	0,826	–3,50	4,86	435	437	
0,29	0,3546	0,438	0,818	–3,50	4,49	435	437	
0,30	0,3706	0,458	0,810	–3,50	4,15	435	437	
0,31	0,3869	0,478	0,801	–3,50	3,82	435	436	
0,32	0,4038	0,499	0,793	–3,50	3,52	435	436	
0,33	0,4211	0,520	0,784	–3,50	3,23	435	436	
0,34	0,4391	0,542	0,774	–3,50	2,95	435	436	
0,35	0,4576	0,565	0,765	–3,50	2,69	435	435	
0,36	0,4768	0,589	0,755	–3,50	2,44	435	435	
0,37	0,4968	0,614	0,745	–3,50	2,20	435	435	
0,38	0,5177	0,640	0,734	–3,50	1,97	395	395	unwirtschaftlicher Bereich
0,39	0,5396	0,667	0,723	–3,50	1,75	350	350	
0,40	0,5627	0,695	0,711	–3,50	1,54	307	307	

[a] Begrenzung der Stahlspannung auf $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S$ (horizontaler Ast der σ-ε-Linie)
[b] Begrenzung der Stahlspannung auf $f_{td,cal} = f_{tk,cal}/\gamma_S$ (geneigter Ast der σ-ε-Linie)

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$$

Bild 231 Bemessungstafel für Stahlbetonbiegebemessung

16.8 Bemessungstafeln für Mauerwerksbiegebemessung

Tafel 1a Stahlbewehrung und Steine Gr.1								
μ_{Ed}	ω	k_x	k_z	k_y	ε_m	ε_s	σ_s	σ_s*
0,010	0,010	0,046	0,984	0,954	0,48	10,00	435	443
0,020	0,021	0,066	0,977	0,934	0,71	10,00	435	443
0,030	0,031	0,082	0,972	0,918	0,89	10,00	435	443
0,040	0,041	0,095	0,967	0,905	1,05	10,00	435	443
0,050	0,052	0,108	0,962	0,892	1,21	10,00	435	443
0,060	0,063	0,120	0,957	0,880	1,36	10,00	435	443
0,070	**0,074**	**0,130**	**0,953**	**0,870**	**1,50**	**10,00**	**435**	**443**
0,080	0,084	0,142	0,948	0,858	1,65	10,00	435	443
0,090	0,095	0,152	0,944	0,848	1,79	10,00	435	443
0,100	0,107	0,162	0,939	0,838	1,94	10,00	435	443
0,104	**0,111**	**0,167**	**0,938**	**0,833**	**2,00**	**10,00**	**435**	**443**
0,110	0,118	0,173	0,935	0,827	2,09	10,00	435	443
0,120	0,129	0,184	0,930	0,816	2,25	10,00	435	443
0,130	0,141	0,194	0,925	0,806	2,41	10,00	435	443
0,140	0,152	0,205	0,919	0,795	2,58	10,00	435	443
0,150	0,164	0,216	0,914	0,784	2,76	10,00	435	443
0,160	0,176	0,228	0,908	0,772	2,95	10,00	435	443
0,170	0,188	0,239	0,902	0,761	3,14	10,00	435	443
0,180	0,201	0,251	0,896	0,749	3,35	10,00	435	443
0,187	**0,210**	**0,259**	**0,892**	**0,741**	**3,50**	**10,00**	**435**	**443**
0,190	0,213	0,264	0,890	0,736	3,50	9,78	435	442
0,200	0,226	0,280	0,884	0,720	3,50	9,02	435	442
0,210	0,240	0,296	0,877	0,704	3,50	8,33	435	441
0,220	0,253	0,312	0,870	0,688	3,50	7,71	435	440
0,230	0,267	0,329	0,863	0,671	3,50	7,13	435	440
0,240	0,280	0,347	0,856	0,653	3,50	6,60	435	439
0,250	0,295	0,364	0,849	0,636	3,50	6,12	435	439
0,260	0,309	0,382	0,841	0,618	3,50	5,67	435	438
0,270	0,324	0,400	0,834	0,600	3,50	5,25	435	438
0,280	0,339	0,419	0,826	0,581	3,50	4,85	435	438
0,290	0,355	0,438	0,818	0,562	3,50	4,49	435	437
0,300	0,371	0,458	0,809	0,542	3,50	4,14	435	437
0,310	0,387	0,478	0,801	0,522	3,50	3,82	435	437
0,320	0,404	0,499	0,793	0,501	3,50	3,52	435	436
0,330	0,421	0,520	0,784	0,480	3,50	3,23	435	436
0,340	0,439	0,543	0,774	0,457	3,50	2,95	435	436
0,350	0,458	0,565	0,765	0,435	3,50	2,69	435	435
0,360	0,477	0,589	0,755	0,411	3,50	2,44	435	435
0,370	0,497	0,614	0,745	0,386	3,50	2,20	435	435
0,371	**0,499**	**0,617**	**0,743**	**0,383**	**3,50**	**2,17**	**435**	**435**
0,380	0,518	0,640	0,734	0,360	3,50	1,97	394	394
0,390	0,540	0,667	0,723	0,333	3,50	1,75	350	350
0,400	0,563	0,694	0,711	0,306	3,50	1,54	308	308

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d}$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot d \cdot b \cdot f_d}{\sigma_s}$$

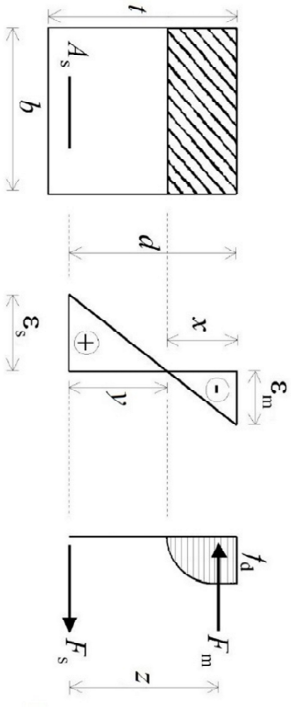
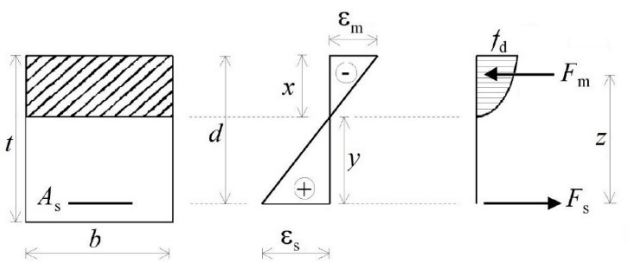


Tabelle 97 *Tafel 1a Stahlbewehrung und Steine Gr.1*

Tafel 1b Stahlbewehrung und Steine Gr.2-4								
μ_{Ed}	ω	k_x	k_z	k_y	ε_m	ε_s	σ_s	σ_s*
0,010	0,010	0,046	0,984	0,954	0,48	10,00	435	443
0,020	0,021	0,066	0,977	0,934	0,71	10,00	435	443
0,030	0,031	0,082	0,972	0,918	0,89	10,00	435	443
0,040	0,041	0,095	0,967	0,905	1,05	10,00	435	443
0,050	0,052	0,108	0,962	0,892	1,21	10,00	435	443
0,060	0,063	0,120	0,957	0,880	1,36	10,00	435	443
0,070	**0,074**	**0,130**	**0,953**	**0,870**	**1,50**	**10,00**	**435**	**443**
0,080	0,084	0,142	0,948	0,858	1,65	10,00	435	443
0,090	0,095	0,152	0,944	0,848	1,79	10,00	435	443
0,100	0,107	0,162	0,939	0,838	1,94	10,00	435	443
0,104	**0,111**	**0,167**	**0,938**	**0,833**	**2,00**	**10,00**	**435**	**443**
0,110	0,118	0,177	0,934	0,823	2,00	9,31	435	442
0,120	0,129	0,194	0,927	0,806	2,00	8,30	435	441
0,130	0,141	0,212	0,921	0,788	2,00	7,44	435	440
0,140	0,153	0,230	0,914	0,770	2,00	6,70	435	439
0,150	0,165	0,248	0,907	0,752	2,00	6,06	435	439
0,160	0,178	0,267	0,900	0,733	2,00	5,50	435	438
0,170	0,190	0,286	0,893	0,714	2,00	5,00	435	438
0,180	0,203	0,305	0,886	0,695	2,00	4,56	435	437
0,190	0,216	0,325	0,878	0,675	2,00	4,16	435	437
0,200	0,230	0,344	0,871	0,656	2,00	3,81	435	437
0,210	0,243	0,365	0,863	0,635	2,00	3,48	435	436
0,220	0,257	0,386	0,855	0,614	2,00	3,18	435	436
0,230	0,272	0,407	0,847	0,593	2,00	2,91	435	436
0,240	0,286	0,429	0,839	0,571	2,00	2,66	435	435
0,250	0,301	0,451	0,831	0,549	2,00	2,43	435	435
0,260	0,316	0,475	0,822	0,525	2,00	2,21	435	435
0,262	**0,319**	**0,479**	**0,820**	**0,521**	**2,00**	**2,17**	**435**	**435**
0,270	0,332	0,499	0,813	0,501	2,00	2,01	402	402
0,280	0,348	0,522	0,804	0,478	2,00	1,83	366	366
0,290	0,365	0,548	0,795	0,452	2,00	1,65	330	330
0,300	0,382	0,573	0,785	0,427	2,00	1,49	298	298

Tabelle 98 *Tafel 1b Stahlbewehrung und Steine Gr.2-4*

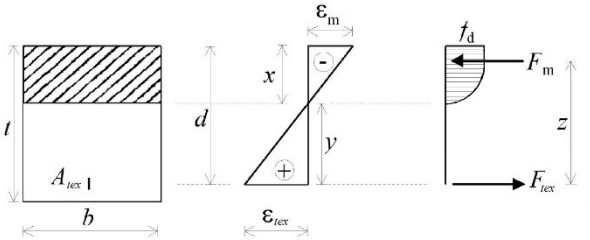
$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d} \qquad A_s = \frac{\omega \cdot d \cdot b \cdot f_d}{\sigma_s}$$



Tafel 2a CFK-Zugband und Steine Gr.1							
μ_{Ed}	ω	k_x	k_z	k_y	ε_m	ε_{tex}	σ_{tex}
0,010	0,010	0,053	0,982	0,947	0,42	7,50	769
0,020	0,021	0,075	0,974	0,925	0,61	7,50	769
0,030	0,031	0,093	0,968	0,907	0,77	7,50	769
0,040	0,042	0,108	0,962	0,892	0,91	7,50	769
0,050	0,052	0,122	0,957	0,878	1,04	7,50	769
0,060	**0,063**	**0,134**	**0,953**	**0,866**	**1,16**	**7,50**	**769**
0,070	0,074	0,147	0,948	0,853	1,29	7,50	769
0,080	0,085	0,157	0,944	0,843	1,40	7,50	769
0,090	0,096	0,169	0,939	0,831	1,52	7,50	769
0,100	0,107	0,179	0,935	0,821	1,64	7,50	769
0,110	0,118	0,190	0,930	0,810	1,76	7,50	769
0,120	0,130	0,200	0,926	0,800	1,88	7,50	769
0,129	**0,140**	**0,211**	**0,921**	**0,789**	**2,00**	**7,50**	**769**
0,130	0,141	0,211	0,921	0,789	2,01	7,50	769
0,140	0,153	0,222	0,916	0,778	2,14	7,50	769
0,150	0,165	0,233	0,910	0,767	2,28	7,50	769
0,160	0,177	0,244	0,905	0,756	2,42	7,50	769
0,170	0,189	0,255	0,900	0,745	2,57	7,50	769
0,180	0,201	0,267	0,894	0,733	2,73	7,50	769
0,190	0,214	0,278	0,888	0,722	2,89	7,50	769
0,200	0,227	0,290	0,882	0,710	3,06	7,50	769
0,210	0,240	0,302	0,876	0,698	3,24	7,50	769
0,220	0,253	0,314	0,870	0,686	3,43	7,50	769
0,223	**0,258**	**0,318**	**0,868**	**0,682**	**3,50**	**7,50**	**769**
0,230	0,267	0,329	0,863	0,671	3,50	7,13	731
0,240	0,280	0,347	0,856	0,653	3,50	6,60	676
0,250	0,295	0,364	0,849	0,636	3,50	6,12	627
0,260	0,309	0,382	0,841	0,618	3,50	5,67	581
0,270	0,324	0,400	0,834	0,600	3,50	5,25	538
0,280	0,339	0,419	0,826	0,581	3,50	4,85	497
0,290	0,355	0,438	0,818	0,562	3,50	4,49	460
0,300	0,371	0,458	0,809	0,542	3,50	4,14	424
0,310	0,387	0,478	0,801	0,522	3,50	3,82	391
0,320	0,404	0,499	0,793	0,501	3,50	3,52	361
0,330	0,421	0,520	0,784	0,480	3,50	3,23	331
0,338	**0,436**	**0,538**	**0,776**	**0,462**	**3,50**	**3,00**	**307**
0,340	0,439	0,543	0,774	0,457	3,50	2,95	302
0,350	0,458	0,565	0,765	0,435	3,50	2,69	276

Tabelle 99 *Tafel 2a CFK-Zugband und Steine Gr.1*

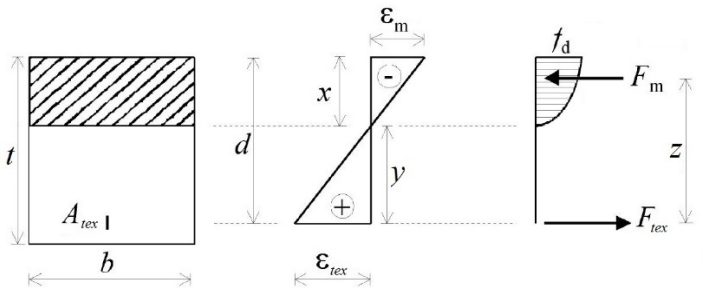
$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d} \qquad A_{tex} = \frac{\omega \cdot d \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex}}$$



Tafel 2b CFK-Zugband und Steine Gr.2-4							
μ_{Ed}	ω	k_x	k_z	k_y	ε_m	ε_{tex}	σ_{tex}
0,010	0,010	0,053	0,982	0,947	0,42	7,50	769
0,020	0,021	0,075	0,974	0,925	0,61	7,50	769
0,030	0,031	0,093	0,968	0,907	0,77	7,50	769
0,040	0,042	0,108	0,962	0,892	0,91	7,50	769
0,050	0,052	0,122	0,957	0,878	1,04	7,50	769
0,060	**0,063**	**0,134**	**0,953**	**0,866**	**1,16**	**7,50**	**769**
0,070	0,074	0,147	0,948	0,853	1,29	7,50	769
0,080	0,085	0,157	0,944	0,843	1,40	7,50	769
0,090	0,096	0,169	0,939	0,831	1,52	7,50	769
0,100	0,107	0,179	0,935	0,821	1,64	7,50	769
0,110	0,118	0,190	0,930	0,810	1,76	7,50	769
0,120	0,130	0,200	0,926	0,800	1,88	7,50	769
0,129	**0,140**	**0,211**	**0,921**	**0,789**	**2,00**	**7,50**	**769**
0,130	0,141	0,212	0,921	0,788	2,00	7,44	762
0,140	0,153	0,230	0,914	0,770	2,00	6,70	687
0,150	0,165	0,248	0,907	0,752	2,00	6,06	621
0,160	0,178	0,267	0,900	0,733	2,00	5,50	564
0,170	0,190	0,286	0,893	0,714	2,00	5,00	512
0,180	0,203	0,305	0,886	0,695	2,00	4,56	467
0,190	0,216	0,325	0,878	0,675	2,00	4,16	426
0,200	0,230	0,344	0,871	0,656	2,00	3,81	390
0,210	0,243	0,365	0,863	0,635	2,00	3,48	357
0,220	0,257	0,386	0,855	0,614	2,00	3,18	326
0,227	**0,267**	**0,400**	**0,850**	**0,600**	**2,00**	**3,00**	**307**
0,230	0,272	0,407	0,847	0,593	2,00	2,91	298
0,240	0,286	0,429	0,839	0,571	2,00	2,66	273
0,250	0,301	0,451	0,831	0,549	2,00	2,43	249
0,260	0,316	0,475	0,822	0,525	2,00	2,21	226
0,270	0,332	0,499	0,813	0,501	2,00	2,01	206
0,280	0,348	0,522	0,804	0,478	2,00	1,83	188
0,290	0,365	0,548	0,795	0,452	2,00	1,65	169
0,300	0,382	0,573	0,785	0,427	2,00	1,49	153

Tabelle 100 Tafel 2b CFK-Zugband und Steine Gr.2-4

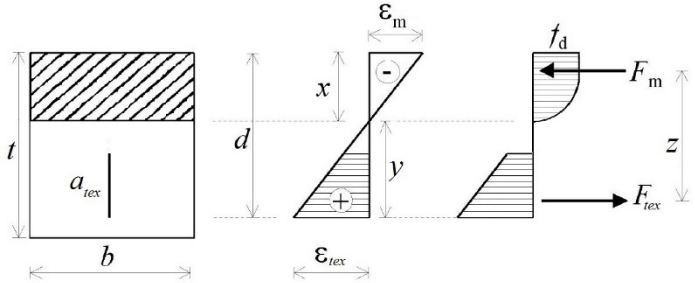
$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d} \qquad A_{tex} = \frac{\omega \cdot d \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex}}$$



Tafel 3a CFK-Textil und Steine Gr.1									
μ_{Ed}	ω	k_x	k_z	k_y	ε_m	ε_{tex}	a_{tex}	ω_{tex}	σ_{tex}
0,010	0,013	0,060	0,738	0,940	0,48	7,50	0,420	0,034	769
0,020	0,027	0,086	0,735	0,914	0,71	7,50	0,420	0,071	769
0,030	0,041	0,107	0,733	0,893	0,90	7,50	0,420	0,109	769
0,040	**0,055**	**0,125**	**0,731**	**0,875**	**1,07**	**7,50**	**0,420**	**0,149**	**769**
0,050	0,069	0,141	0,729	0,859	1,23	7,50	0,420	0,191	769
0,060	0,083	0,155	0,727	0,845	1,38	7,50	0,420	0,233	769
0,070	0,097	0,169	0,725	0,831	1,53	7,50	0,420	0,277	769
0,080	0,111	0,183	0,723	0,817	1,68	7,50	0,420	0,323	769
0,090	0,125	0,196	0,721	0,804	1,83	7,50	0,420	0,369	769
0,100	**0,140**	**0,211**	**0,718**	**0,789**	**2,00**	**7,50**	**0,420**	**0,423**	**769**
0,110	0,154	0,223	0,716	0,777	2,15	7,50	0,420	0,471	769
0,120	0,168	0,236	0,713	0,764	2,32	7,50	0,420	0,525	769
0,130	0,183	0,250	0,709	0,750	2,50	7,50	0,420	0,582	769
0,140	0,199	0,264	0,706	0,736	2,69	7,50	0,420	0,642	769
0,150	0,213	0,277	0,703	0,723	2,88	7,50	0,420	0,703	769
0,160	0,229	0,292	0,699	0,708	3,09	7,50	0,420	0,769	769
0,170	0,245	0,306	0,695	0,694	3,31	7,50	0,420	0,839	769
0,178	**0,258**	**0,318**	**0,692**	**0,682**	**3,50**	**7,50**	**0,420**	**0,900**	**769**
0,180	0,260	0,321	0,693	0,679	3,50	7,41	0,418	0,915	759
0,190	0,273	0,337	0,697	0,663	3,50	6,89	0,405	1,015	706
0,200	0,285	0,352	0,702	0,648	3,50	6,43	0,391	1,126	659
0,210	0,298	0,368	0,706	0,632	3,50	6,02	0,376	1,252	617
0,220	0,310	0,383	0,711	0,617	3,50	5,65	0,359	1,397	579
0,230	0,321	0,397	0,716	0,603	3,50	5,32	0,341	1,562	545
0,240	0,333	0,411	0,721	0,589	3,50	5,01	0,321	1,763	513
0,250	0,344	0,425	0,726	0,575	3,50	4,73	0,299	2,004	485
0,260	0,356	0,439	0,731	0,561	3,50	4,47	0,275	2,307	458
0,270	0,367	0,453	0,737	0,547	3,50	4,23	0,249	2,695	433
0,280	0,377	0,466	0,742	0,534	3,50	4,01	0,220	3,210	411
0,290	0,388	0,479	0,748	0,521	3,50	3,80	0,188	3,958	389
0,300	0,399	0,492	0,754	0,508	3,50	3,61	0,155	5,073	370
0,310	0,408	0,504	0,759	0,496	3,50	3,44	0,120	6,880	353
0,320	0,419	0,517	0,765	0,483	3,50	3,27	0,079	10,95	335
0,330	0,428	0,529	0,771	0,471	3,50	3,12	0,038	24,07	320
0,338	**0,436**	**0,538**	**0,776**	**0,462**	**3,50**	**3,00**	**0,000**	**x**	**307**
0,340	0,439	0,543	0,774	0,457	3,50	2,95	0,000	x	302
0,350	0,458	0,565	0,765	0,435	3,50	2,69	0,000	x	276

Tabelle 101 Tafel 3a CFK-Textil und Steine Gr.1

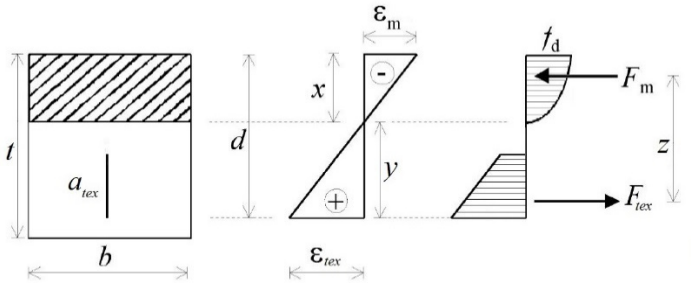
$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d} \qquad a_{tex} = \frac{\omega_{tex} \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex}}$$



Tafel 3b CFK-Textil und Steine Gr.2-4									
μ_{Ed}	ω	k_x	k_z	k_y	ε_m	ε_{tex}	α_{tex}	ω_{tex}	σ_{tex}
0,010	0,013	0,060	0,738	0,940	0,48	7,50	0,420	0,034	769
0,020	0,027	0,086	0,735	0,914	0,71	7,50	0,420	0,071	769
0,030	0,041	0,107	0,733	0,893	0,90	7,50	0,420	0,109	769
0,040	**0,055**	**0,125**	**0,731**	**0,875**	**1,07**	**7,50**	**0,420**	**0,149**	**769**
0,050	0,069	0,141	0,729	0,859	1,23	7,50	0,420	0,191	769
0,060	0,083	0,155	0,727	0,845	1,38	7,50	0,420	0,233	769
0,070	0,097	0,169	0,725	0,831	1,53	7,50	0,420	0,277	769
0,080	0,111	0,183	0,723	0,817	1,68	7,50	0,420	0,323	769
0,090	0,125	0,196	0,721	0,804	1,83	7,50	0,420	0,369	769
0,100	**0,140**	**0,211**	**0,718**	**0,789**	**2,00**	**7,50**	**0,420**	**0,423**	**769**
0,110	0,151	0,227	0,727	0,773	2,00	6,81	0,403	0,486	698
0,120	0,163	0,244	0,736	0,756	2,00	6,18	0,382	0,565	633
0,130	0,174	0,261	0,746	0,739	2,00	5,65	0,359	0,657	579
0,140	0,185	0,277	0,756	0,723	2,00	5,21	0,334	0,766	534
0,150	0,196	0,294	0,767	0,706	2,00	4,81	0,305	0,907	493
0,160	0,206	0,309	0,778	0,691	2,00	4,48	0,276	1,079	459
0,170	0,216	0,324	0,788	0,676	2,00	4,18	0,242	1,315	428
0,180	0,225	0,338	0,799	0,662	2,00	3,92	0,207	1,642	402
0,190	0,235	0,352	0,810	0,648	2,00	3,68	0,168	2,160	377
0,200	0,244	0,366	0,821	0,634	2,00	3,47	0,126	3,044	356
0,210	0,253	0,379	0,832	0,621	2,00	3,28	0,082	4,974	336
0,220	0,261	0,391	0,843	0,609	2,00	3,11	0,035	12,34	319
0,227	**0,267**	**0,400**	**0,850**	**0,600**	**2,00**	**3,00**	**0,000**	**x**	**307**
0,230	0,272	0,407	0,847	0,593	2,00	2,91	0,000	x	298
0,240	0,286	0,429	0,839	0,571	2,00	2,66	0,000	x	273

Tabelle 102 Tafel 3b CFK-Textil und Steine Gr.2-4

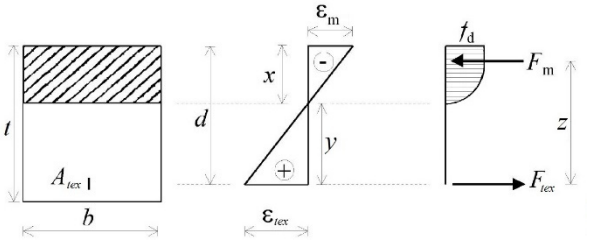
$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d} \qquad a_{tex} = \frac{\omega_{tex} \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex}}$$



Tafel 4a GFK-Zugband und Steine Gr.1							
μ_{Ed}	ω	k_x	k_z	k_y	ε_m	ε_{tex}	σ_{tex}
0,010	0,010	0,038	0,987	0,962	0,59	15,00	357
0,020	0,020	0,055	0,981	0,945	0,87	15,00	357
0,030	0,031	0,068	0,976	0,932	1,10	15,00	357
0,040	0,041	0,080	0,971	0,920	1,31	15,00	357
0,050	0,052	0,091	0,967	0,909	1,51	15,00	357
0,060	0,062	0,102	0,962	0,898	1,71	15,00	357
0,070	0,073	0,112	0,958	0,888	1,90	15,00	357
0,075	**0,079**	**0,118**	**0,956**	**0,882**	**2,00**	**15,00**	**357**
0,080	0,084	0,123	0,954	0,877	2,10	15,00	357
0,090	0,095	0,133	0,949	0,867	2,31	15,00	357
0,100	0,106	0,144	0,943	0,856	2,53	15,00	357
0,110	0,117	0,155	0,938	0,845	2,75	15,00	357
0,120	0,129	0,166	0,933	0,834	2,98	15,00	357
0,130	0,140	0,177	0,928	0,823	3,22	15,00	357
0,140	0,152	0,188	0,922	0,812	3,47	15,00	357
0,141	**0,153**	**0,189**	**0,921**	**0,811**	**3,50**	**15,00**	**357**
0,150	0,164	0,202	0,916	0,798	3,50	13,80	328
0,160	0,176	0,217	0,910	0,783	3,50	12,61	300
0,170	0,188	0,232	0,903	0,768	3,50	11,56	275
0,180	0,201	0,248	0,897	0,752	3,50	10,62	253
0,190	0,213	0,264	0,890	0,736	3,50	9,78	233
0,200	0,226	0,280	0,884	0,720	3,50	9,02	215
0,210	0,240	0,296	0,877	0,704	3,50	8,33	198
0,220	0,253	0,313	0,870	0,688	3,50	7,70	183
0,230	0,267	0,329	0,863	0,671	3,50	7,13	170
0,240	0,280	0,347	0,856	0,653	3,50	6,60	157
0,250	0,295	0,364	0,849	0,636	3,50	6,12	146
0,260	0,309	0,382	0,841	0,618	3,50	5,67	135
0,270	0,324	0,400	0,834	0,600	3,50	5,25	125
0,280	0,339	0,419	0,826	0,581	3,50	4,85	115
0,290	0,355	0,438	0,818	0,562	3,50	4,49	107
0,300	0,371	0,458	0,809	0,542	3,50	4,14	99
0,310	0,387	0,478	0,801	0,522	3,50	3,82	91
0,320	0,404	0,499	0,793	0,501	3,50	3,52	84
0,330	0,421	0,520	0,784	0,480	3,50	3,23	77
0,338	**0,436**	**0,538**	**0,776**	**0,462**	**3,50**	**3,00**	**71**
0,340	0,439	0,543	0,774	0,457	3,50	2,95	70
0,350	0,458	0,565	0,765	0,435	3,50	2,69	64

Tabelle 103 Tafel 4a GFK-Zugband und Steine Gr.1

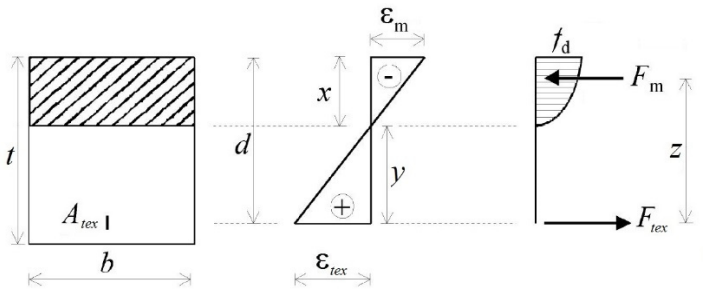
$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d} \qquad A_{tex} = \frac{\omega \cdot d \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex}}$$



Tafel 4b GFK-Zugband und Steine Gr.2-4							
μ_{Ed}	ω	k_x	k_z	k_y	ε_m	ε_{tex}	σ_{tex}
0,010	0,010	0,038	0,987	0,962	0,59	15,00	357
0,020	0,020	0,055	0,981	0,945	0,87	15,00	357
0,030	0,031	0,068	0,976	0,932	1,10	15,00	357
0,040	0,041	0,080	0,971	0,920	1,31	15,00	357
0,050	0,052	0,091	0,967	0,909	1,51	15,00	357
0,060	0,062	0,102	0,962	0,898	1,71	15,00	357
0,070	0,073	0,112	0,958	0,888	1,90	15,00	357
0,075	**0,079**	**0,118**	**0,956**	**0,882**	**2,00**	**15,00**	**357**
0,080	0,084	0,126	0,953	0,874	2,00	13,88	330
0,090	0,095	0,143	0,947	0,857	2,00	12,02	286
0,100	0,106	0,160	0,940	0,840	2,00	10,53	251
0,110	0,118	0,177	0,934	0,823	2,00	9,31	222
0,120	0,129	0,194	0,927	0,806	2,00	8,30	198
0,130	0,141	0,212	0,921	0,788	2,00	7,44	177
0,140	0,153	0,230	0,914	0,770	2,00	6,70	159
0,150	0,165	0,248	0,907	0,752	2,00	6,06	144
0,160	0,178	0,267	0,900	0,733	2,00	5,50	131
0,170	0,190	0,286	0,893	0,714	2,00	5,00	119
0,180	0,203	0,305	0,886	0,695	2,00	4,56	109
0,190	0,216	0,325	0,878	0,675	2,00	4,16	99
0,200	0,230	0,344	0,871	0,656	2,00	3,81	91
0,210	0,243	0,365	0,863	0,635	2,00	3,48	83
0,220	0,257	0,386	0,855	0,614	2,00	3,18	76
0,227	**0,267**	**0,400**	**0,850**	**0,600**	**2,00**	**3,00**	**71**
0,230	0,272	0,407	0,847	0,593	2,00	2,91	69
0,240	0,286	0,429	0,839	0,571	2,00	2,66	63
0,250	0,301	0,451	0,831	0,549	2,00	2,43	58
0,260	0,316	0,475	0,822	0,525	2,00	2,21	53
0,270	0,332	0,499	0,813	0,501	2,00	2,01	48
0,280	0,348	0,522	0,804	0,478	2,00	1,83	44
0,290	0,365	0,548	0,795	0,452	2,00	1,65	39
0,300	0,382	0,573	0,785	0,427	2,00	1,49	35

Tabelle 104 Tafel 4b GFK-Zugband und Steine Gr.2-4

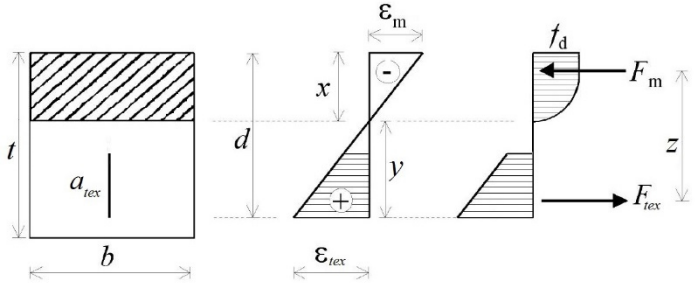
$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d} \qquad A_{tex} = \frac{\omega \cdot d \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex}}$$



Tafel 5a GFK-Textil und Steine Gr.1									
μ_{Ed}	ω	k_x	k_z	k_y	ε_m	ε_{tex}	a_{tex}	ω_{tex}	σ_{tex}
0,010	0,015	0,046	0,687	0,954	0,72	15,00	0,480	0,032	357
0,020	0,029	0,067	0,686	0,933	1,07	15,00	0,480	0,065	357
0,030	0,044	0,083	0,685	0,917	1,36	15,00	0,480	0,099	357
0,040	0,059	0,099	0,684	0,901	1,64	15,00	0,480	0,136	357
0,050	0,074	0,113	0,682	0,887	1,91	15,00	0,480	0,173	357
0,053	0,078	0,118	0,681	0,882	2,00	15,00	0,480	0,185	357
0,060	**0,089**	**0,127**	**0,680**	**0,873**	**2,19**	**15,00**	**0,480**	**0,212**	**357**
0,070	0,104	0,142	0,678	0,858	2,48	15,00	0,480	0,252	357
0,080	0,118	0,156	0,675	0,844	2,77	15,00	0,480	0,292	357
0,090	0,134	0,171	0,673	0,829	3,09	15,00	0,480	0,337	357
0,100	0,149	0,185	0,670	0,815	3,41	15,00	0,480	0,381	357
0,102	**0,153**	**0,189**	**0,669**	**0,811**	**3,50**	**15,00**	**0,480**	**0,394**	**357**
0,110	0,164	0,203	0,671	0,797	3,50	13,77	0,476	0,432	328
0,120	0,178	0,220	0,673	0,780	3,50	12,39	0,471	0,486	295
0,130	0,193	0,238	0,676	0,762	3,50	11,22	0,464	0,544	267
0,140	0,206	0,255	0,679	0,745	3,50	10,23	0,457	0,606	243
0,150	0,220	0,272	0,682	0,728	3,50	9,38	0,449	0,673	223
0,160	0,234	0,289	0,685	0,711	3,50	8,63	0,440	0,747	205
0,170	0,247	0,305	0,689	0,695	3,50	7,98	0,429	0,827	190
0,180	0,260	0,321	0,693	0,679	3,50	7,41	0,418	0,915	176
0,190	0,273	0,337	0,697	0,663	3,50	6,89	0,405	1,015	164
0,200	0,285	0,352	0,702	0,648	3,50	6,43	0,391	1,126	153
0,210	0,298	0,368	0,706	0,632	3,50	6,02	0,376	1,252	143
0,220	0,310	0,383	0,711	0,617	3,50	5,65	0,359	1,397	134
0,230	0,321	0,397	0,716	0,603	3,50	5,32	0,341	1,562	127
0,240	0,333	0,411	0,721	0,589	3,50	5,01	0,321	1,763	119
0,250	0,344	0,425	0,726	0,575	3,50	4,73	0,299	2,005	113
0,260	0,356	0,439	0,731	0,561	3,50	4,47	0,275	2,307	106
0,270	0,367	0,453	0,737	0,547	3,50	4,23	0,249	2,695	101
0,280	0,377	0,466	0,742	0,534	3,50	4,01	0,220	3,210	95
0,290	0,388	0,479	0,748	0,521	3,50	3,80	0,188	3,958	90
0,300	0,399	0,492	0,754	0,508	3,50	3,61	0,155	5,074	86
0,310	0,408	0,504	0,759	0,496	3,50	3,44	0,120	6,880	82
0,320	0,419	0,517	0,765	0,483	3,50	3,27	0,079	10,95	78
0,330	0,428	0,529	0,771	0,471	3,50	3,12	0,038	24,07	74
0,338	**0,436**	**0,538**	**0,776**	**0,462**	**3,50**	**3,00**	**0,000**	**x**	**71**
0,340	0,439	0,543	0,774	0,457	3,50	2,95	0,000	x	70

Tabelle 105 Tafel 5a GFK-Textil und Steine Gr.1

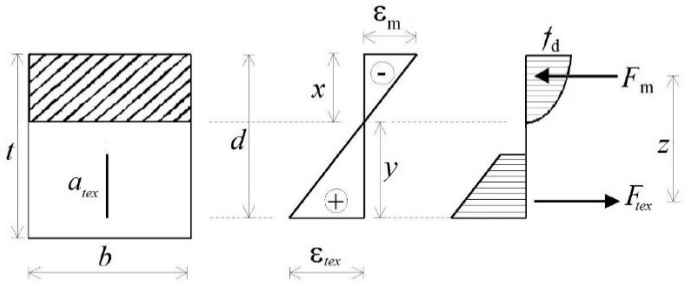
$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d} \qquad a_{tex} = \frac{\omega_{tex} \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex}}$$



Tafel 5b GFK-Textil und Steine Gr.2-4									
μ_{Ed}	ω	k_x	k_z	k_y	ε_m	ε_{tex}	α_{tex}	ω_{tex}	σ_{tex}
0,010	0,015	0,046	0,687	0,954	0,72	15,00	0,480	0,032	357
0,020	0,029	0,067	0,686	0,933	1,07	15,00	0,480	0,065	357
0,030	0,044	0,083	0,685	0,917	1,36	15,00	0,480	0,099	357
0,040	0,059	0,099	0,684	0,901	1,64	15,00	0,480	0,136	357
0,050	0,074	0,113	0,682	0,887	1,91	15,00	0,480	0,173	357
0,053	0,078	0,118	0,681	0,882	2,00	15,00	0,480	0,185	357
0,060	**0,088**	**0,131**	**0,685**	**0,869**	**2,00**	**13,23**	**0,474**	**0,212**	**315**
0,070	0,101	0,152	0,692	0,848	2,00	11,19	0,464	0,257	266
0,080	0,114	0,171	0,700	0,829	2,00	9,67	0,452	0,305	230
0,090	0,127	0,190	0,708	0,810	2,00	8,50	0,438	0,358	202
0,100	0,140	0,209	0,717	0,791	2,00	7,56	0,421	0,419	180
0,110	0,151	0,227	0,727	0,773	2,00	6,81	0,403	0,486	162
0,120	0,163	0,244	0,736	0,756	2,00	6,18	0,382	0,565	147
0,130	0,174	0,261	0,746	0,739	2,00	5,65	0,359	0,657	134
0,140	0,185	0,277	0,756	0,723	2,00	5,21	0,334	0,766	124
0,150	0,196	0,294	0,767	0,706	2,00	4,81	0,305	0,907	114
0,160	0,206	0,309	0,778	0,691	2,00	4,48	0,276	1,079	107
0,170	0,216	0,324	0,788	0,676	2,00	4,18	0,242	1,315	99
0,180	0,225	0,338	0,799	0,662	2,00	3,92	0,207	1,642	93
0,190	0,235	0,352	0,810	0,648	2,00	3,68	0,168	2,160	88
0,200	0,244	0,366	0,821	0,634	2,00	3,47	0,126	3,044	83
0,210	0,253	0,379	0,832	0,621	2,00	3,28	0,082	4,974	78
0,220	0,261	0,391	0,843	0,609	2,00	3,11	0,035	12,34	74
0,227	**0,267**	**0,400**	**0,850**	**0,600**	**2,00**	**3,00**	**0,000**	**x**	**71**
0,230	0,272	0,407	0,847	0,593	2,00	2,91	0,000	x	69

Tabelle 106 Tafel 5b GFK-Textil und Steine Gr.2-4

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot b \cdot f_d} \qquad a_{tex} = \frac{\omega_{tex} \cdot b \cdot f_d}{\sigma_{tex}}$$



16.9 Werte für Biegefestigkeiten von textilbewehrten Mauerwerk

Tabelle 107 Werte $f_{xk2,app}$ und $f_{xd2,app}$ für KS 20

Nr.	Stein	Mörtel	Textil	SF	Rand [mm]	Fall	Wanddicke [mm]						
							115	175	240	300	365	425	490
1	KS 20	DM	SG 25 4 St/m	uSF	35	fxk	0,39	0,52	0,59	0,63	0,66	0,68	0,70
						fxd	0,19	0,25	0,28	0,30	0,31	0,32	0,34
					5	fxk	0,74	0,76	0,78	0,78	0,79	0,79	0,79
						fxd	0,35	0,36	0,37	0,37	0,37	0,38	0,38
2	KS 20	DM	SG 25 4 St/m	vSF	35	fxk	0,53	0,71	0,80	0,86	0,90	0,93	0,95
						fxd	0,26	0,34	0,38	0,41	0,43	0,44	0,46
					5	fxk	1,01	1,04	1,06	1,07	1,07	1,08	1,08
						fxd	0,48	0,50	0,50	0,51	0,51	0,51	0,51
3	KS 20	DM	SG200 4 St/m	uSF	35	fxk	0,29	0,38	0,43	0,46	0,48	0,50	0,51
						fxd	0,08	0,10	0,12	0,13	0,13	0,14	0,14
					5	fxk	0,54	0,56	0,57	0,57	0,58	0,58	0,58
						fxd	0,15	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
4	KS 20	DM	SG200 4 St/m	vSF	35	fxk	0,37	0,49	0,56	0,60	0,63	0,65	0,66
						fxd	0,10	0,14	0,15	0,17	0,17	0,18	0,19
					5	fxk	0,71	0,73	0,74	0,75	0,75	0,76	0,76
						fxd	0,20	0,20	0,20	0,21	0,21	0,21	0,21
5	KS 20	TF10	SG 25 4 St/m	uSF	35	fxk	0,57	0,75	0,86	0,92	0,96	0,99	1,02
						fxd	0,27	0,36	0,41	0,44	0,46	0,47	0,49
					5	fxk	1,07	1,11	1,13	1,14	1,14	1,15	1,15
						fxd	0,51	0,53	0,54	0,54	0,54	0,55	0,55
6	KS 20	TF10	SG 25 4 St/m	vSF	35	fxk	0,71	0,94	1,07	1,15	1,20	1,24	1,27
						fxd	0,34	0,45	0,51	0,55	0,57	0,59	0,61
					5	fxk	1,34	1,39	1,41	1,42	1,43	1,44	1,44
						fxd	0,64	0,66	0,67	0,68	0,68	0,69	0,69

Tabelle 108 Werte $f_{xk2,app}$ und $f_{xd2,app}$ für KSL 12

Nr.	Stein	Mörtel	Textil	SF	Rand [mm]	Fall	Wanddicke [mm]						
							115	175	240	300	365	425	490
1	KSL12	DM	SG 25 4 St/m	uSF	35	fxk	0,34	0,45	0,52	0,55	0,58	0,59	0,61
						fxd	0,18	0,23	0,26	0,28	0,29	0,31	0,31
					5	fxk	0,65	0,67	0,68	0,68	0,69	0,69	0,69
						fxd	0,33	0,34	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
2	KSL12	DM	SG 25 4 St/m	vSF	35	fxk	0,47	0,62	0,71	0,75	0,79	0,81	0,83
						fxd	0,24	0,32	0,36	0,38	0,40	0,42	0,42
					5	fxk	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,94	0,95
						fxd	0,45	0,47	0,47	0,48	0,48	0,48	0,48
3	KSL12	DM	SG200 4 St/m	uSF	35	fxk	0,27	0,35	0,40	0,42	0,44	0,46	0,47
						fxd	0,08	0,10	0,12	0,13	0,13	0,14	0,14
					5	fxk	0,49	0,51	0,52	0,52	0,53	0,53	0,53
						fxd	0,15	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
4	KSL12	DM	SG200 4 St/m	vSF	35	fxk	0,36	0,45	0,52	0,55	0,58	0,60	0,61
						fxd	0,10	0,14	0,16	0,17	0,17	0,18	0,18
					5	fxk	0,65	0,67	0,68	0,68	0,69	0,69	0,69
						fxd	0,20	0,20	0,20	0,21	0,21	0,21	0,21
5	KSL12	TF10	SG 25 4 St/m	uSF	35	fxk	0,50	0,66	0,75	0,80	0,84	0,86	0,89
						fxd	0,26	0,34	0,38	0,41	0,43	0,44	0,45
					5	fxk	0,94	0,97	0,98	1,00	1,00	1,00	1,01
						fxd	0,48	0,50	0,50	0,51	0,51	0,51	0,52
6	KSL12	TF10	SG 25 4 St/m	vSF	35	fxk	0,62	0,82	0,94	1,00	1,05	1,08	1,11
						fxd	0,32	0,42	0,48	0,51	0,54	0,56	0,57
					5	fxk	1,18	1,22	1,23	1,25	1,25	1,26	1,26
						fxd	0,60	0,62	0,63	0,64	0,64	0,64	0,65

Tabelle 109 Werte $f_{xk2,app}$ und $f_{xd2,app}$ für PP 4

Nr.	Stein	Mörtel	Textil	SF	Rand [mm]	Fall	Wanddicke [mm]						
							115	175	240	300	365	425	490
1	PP 4	DM	SG 25 4 St/m	uSF	35	fxk	0,36	0,48	0,54	0,58	0,61	0,63	0,64
						fxd	0,18	0,24	0,27	0,29	0,30	0,31	0,32
					5	fxk	0,68	0,70	0,71	0,72	0,72	0,72	0,73
						fxd	0,34	0,35	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
2	PP 4	DM	SG 25 4 St/m	vSF	35	fxk	0,45	0,60	0,68	0,73	0,76	0,79	0,81
						fxd	0,23	0,30	0,34	0,36	0,38	0,39	0,40
					5	fxk	0,85	0,88	0,89	0,90	0,91	0,91	0,91
						fxd	0,43	0,44	0,45	0,45	0,45	0,45	0,46

Tabelle 110 Werte $f_{xk2,app}$ und $f_{xd2,app}$ für PP 8

Nr.	Stein	Mörtel	Textil	SF	Rand [mm]	Fall	Wanddicke [mm]						
							115	175	240	300	365	425	490
1	PP 8	DM	SG 25 4 St/m	uSF	35	fxk	0,41	0,54	0,61	0,65	0,69	0,71	0,72
						fxd	0,20	0,27	0,31	0,33	0,34	0,35	0,36
					5	fxk	0,77	0,79	0,81	0,81	0,82	0,82	0,82
						fxd	0,38	0,40	0,40	0,41	0,41	0,41	0,41
2	PP 8	DM	SG 25 4 St/m	vSF	35	fxk	0,53	0,70	0,80	0,85	0,90	0,92	0,94
						fxd	0,27	0,35	0,40	0,43	0,45	0,46	0,47
					5	fxk	1,00	1,04	1,05	1,06	1,07	1,07	1,08
						fxd	0,50	0,52	0,53	0,53	0,53	0,54	0,54

Tabelle 111 Werte $f_{xk2,app}$ und $f_{xd2,app}$ für HLz

Nr.	Stein	Mörtel	Textil	SF	Rand [mm]	Fall	Wanddicke [mm]						
							115	175	240	300	365	425	490
1	HLz	DM	SG 25 4 St/m	uSF	35	fxk	0,24	0,32	0,36	0,38	0,40	0,42	0,42
						fxd	0,12	0,16	0,18	0,19	0,20	0,21	0,21
					5	fxk	0,45	0,46	0,47	0,47	0,48	0,48	0,48
						fxd	0,22	0,23	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
2	HLz	DM	SG 25 4 St/m	vSF	35	fxk	0,31	0,41	0,47	0,50	0,53	0,54	0,55
						fxd	0,16	0,21	0,23	0,25	0,26	0,27	0,28
					5	fxk	0,59	0,61	0,62	0,62	0,62	0,63	0,63
						fxd	0,29	0,30	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31

16.10 Ergebnisse der Biegeversuche

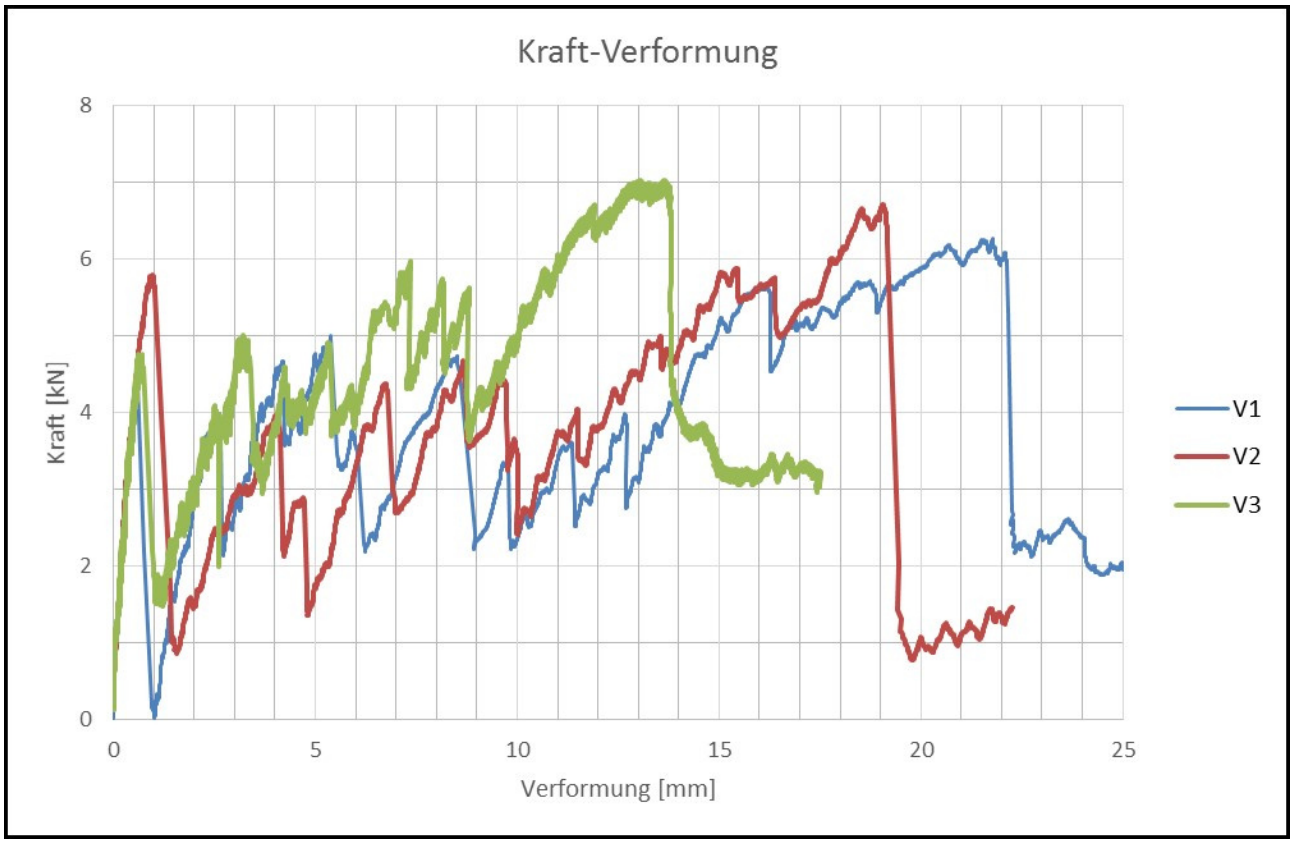


Bild 232 KS-SilkaDM-SitGrid25-SF unvermörtelt (Nr.1, Versuch B1-1)

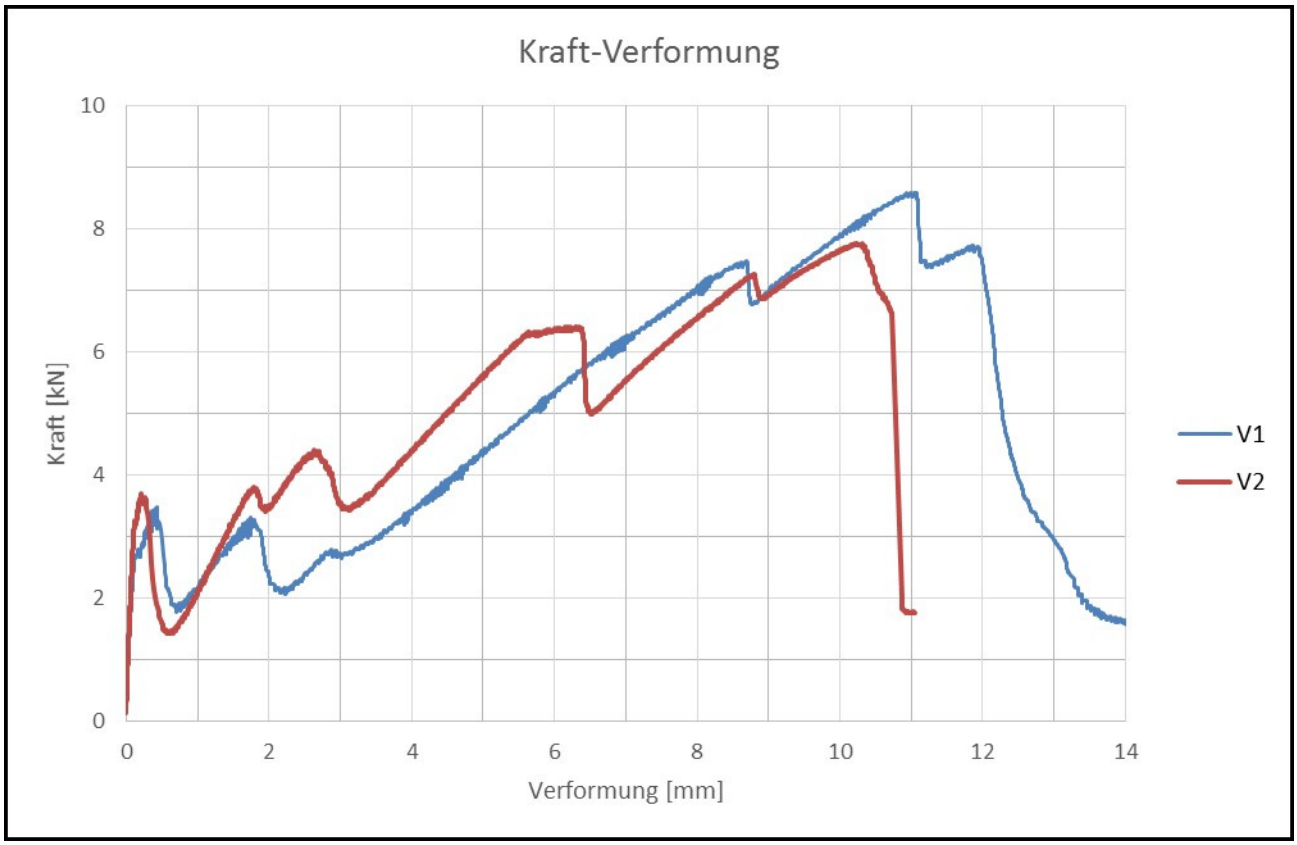


Bild 233 KS-SilkaDM-SitGrid25-SF vermörtelt (Nr.2, Versuch B3-1)

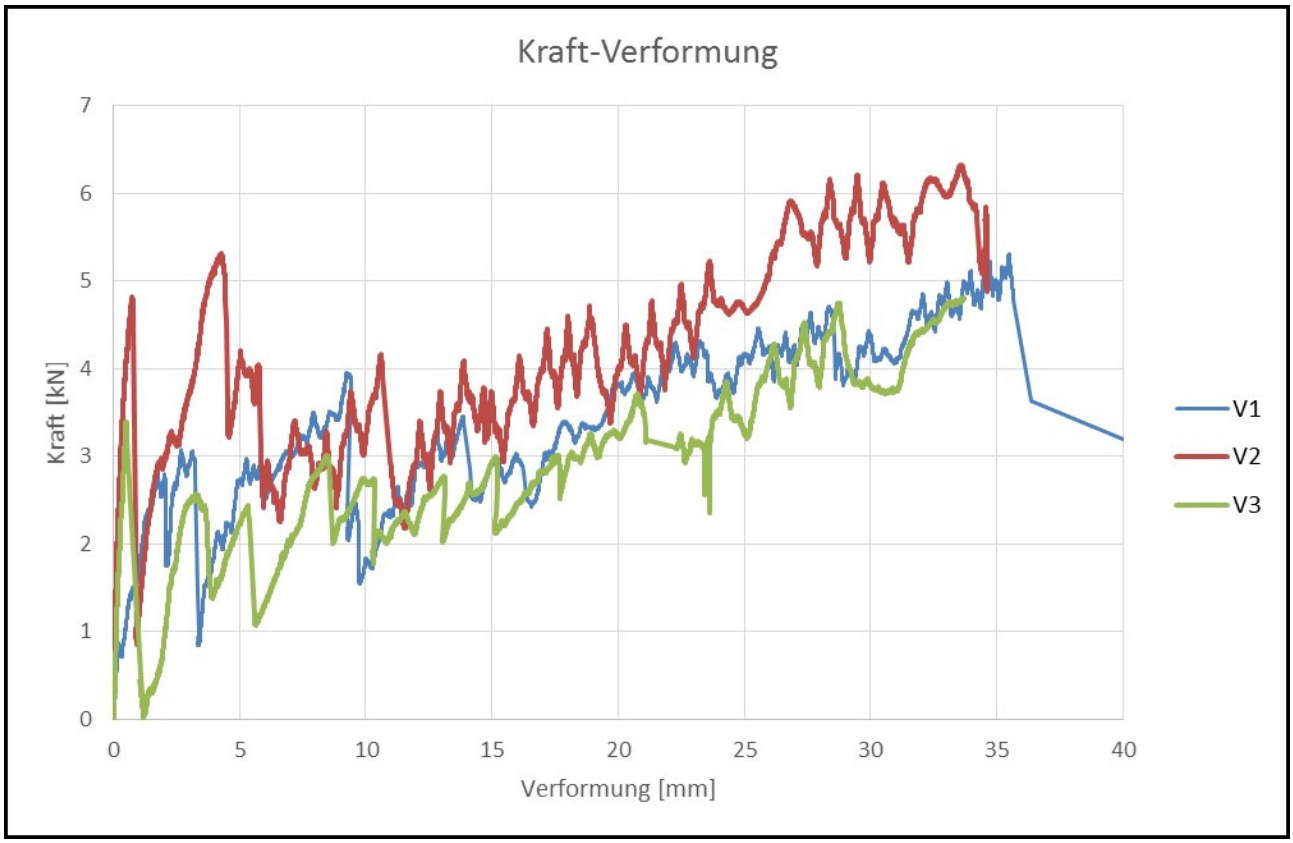


Bild 234 KS-SilkaDM-SitGrid200-SF unvermörtelt (Nr.3, Versuch B1-2)

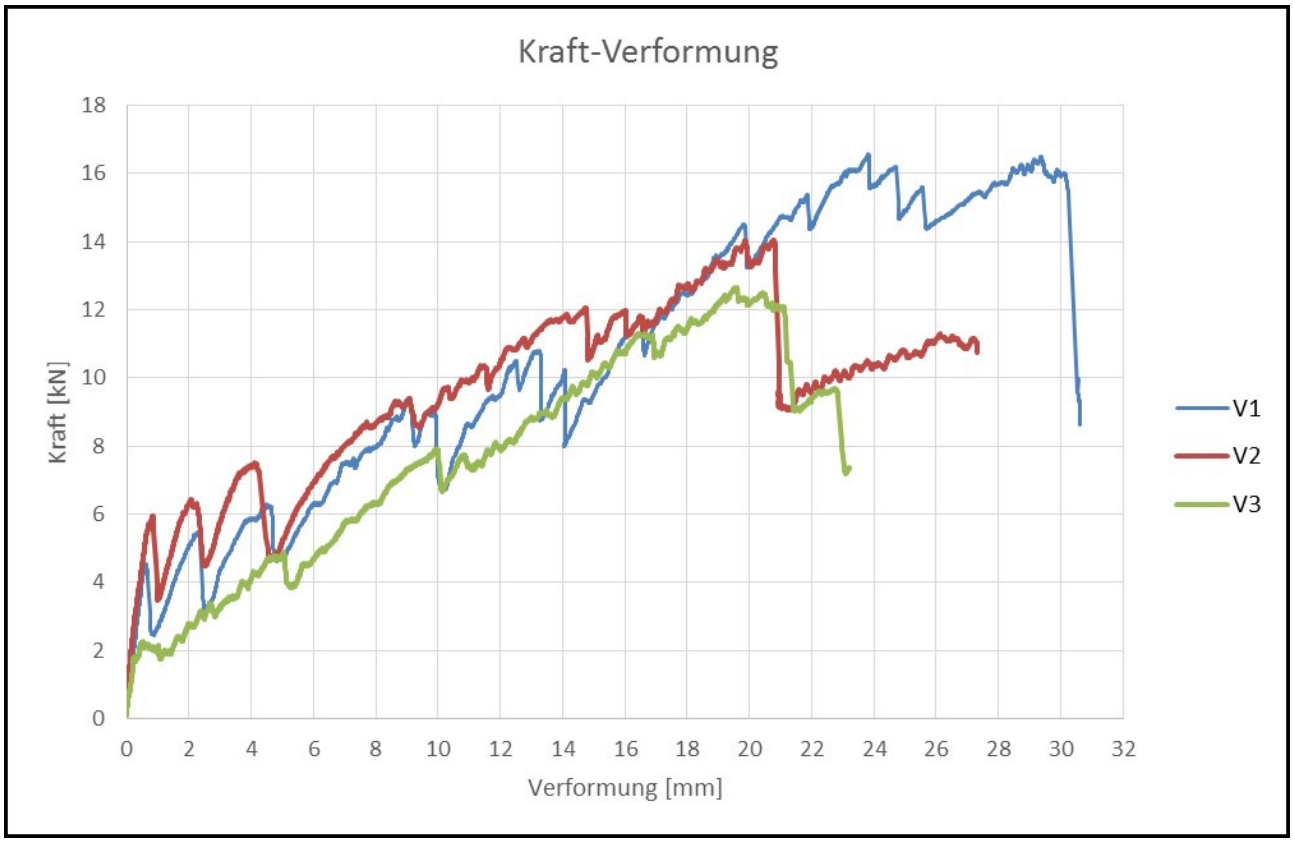


Bild 235 KS-PageITF10-SitGrid25-SF unvermörtelt (Nr.4, Versuch B1-5)

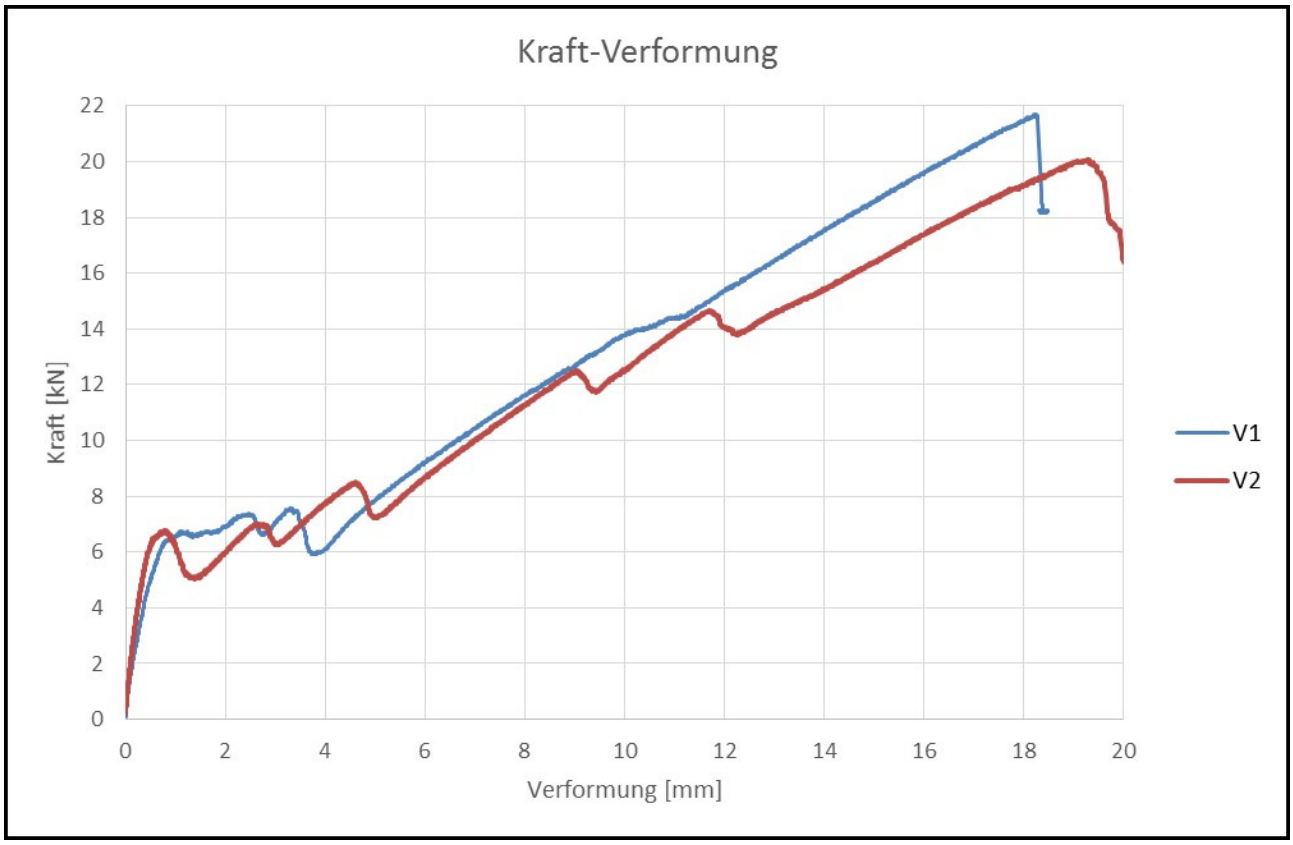


Bild 236 KS-PagelTF10-SitGrid25-SF vermörtelt (Nr.5, Versuch B3-2)

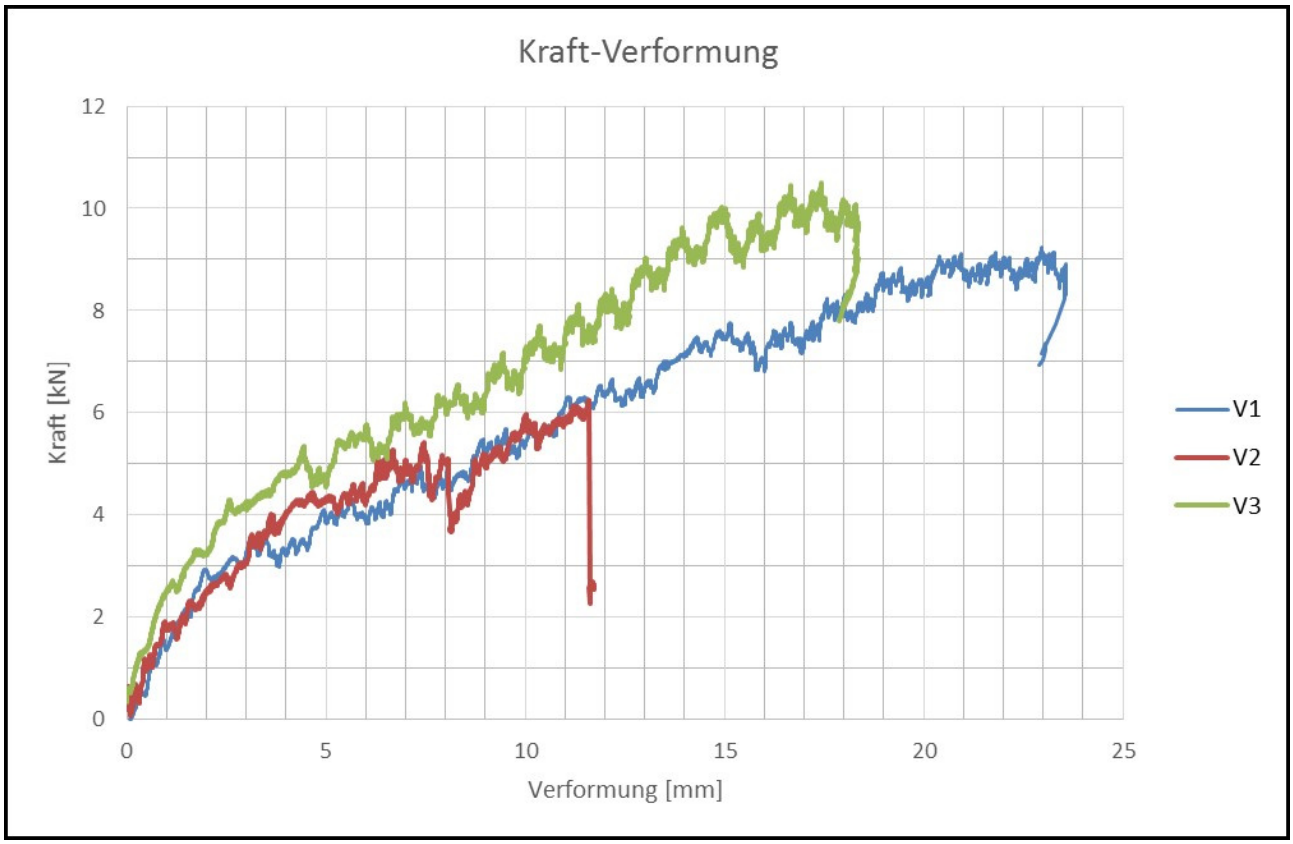


Bild 237 HLz-MaxitDM-SitGrid25-SF unvermörtelt (Nr.6, Versuch B2-1)

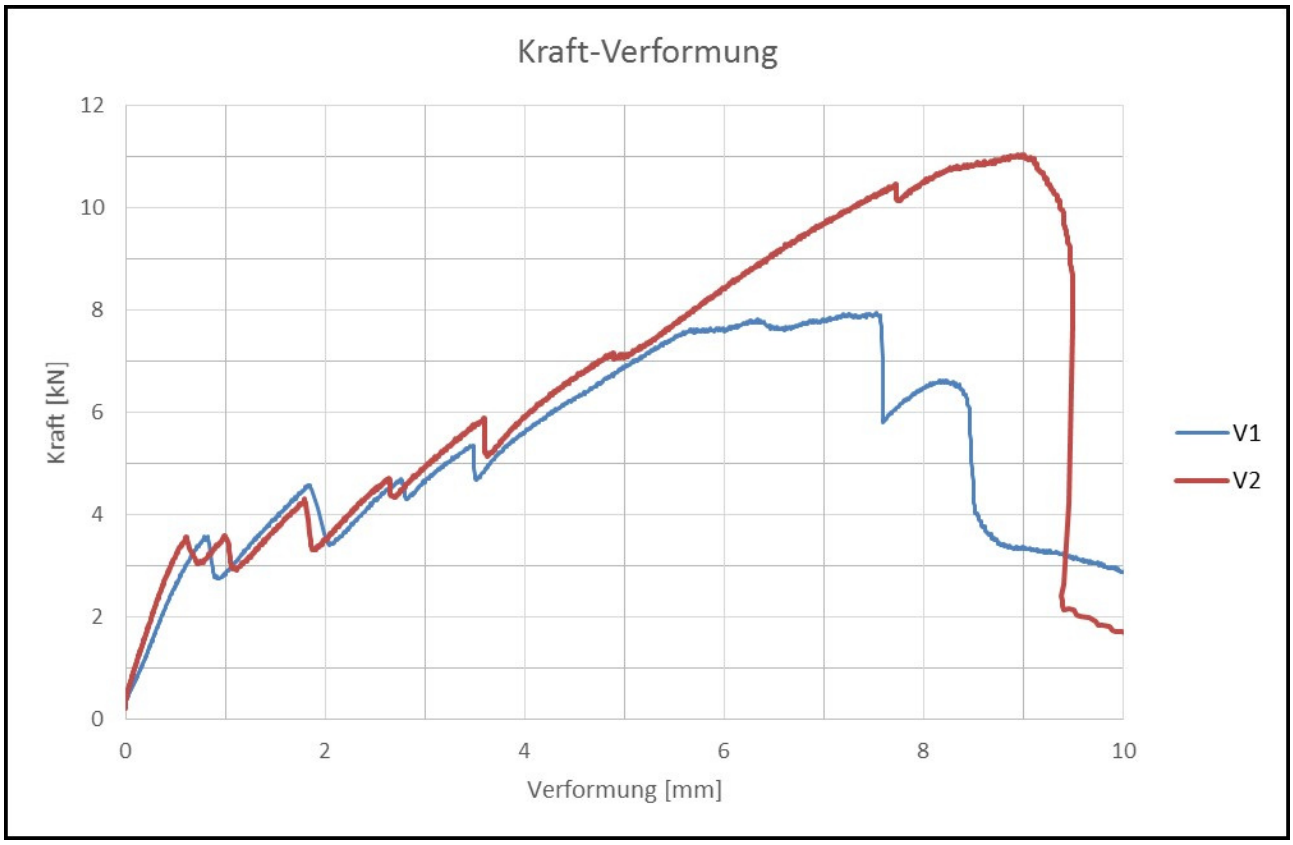


Bild 238 PB-YtongDM-SitGrid25-SF unvermörtelt (Nr.7, Versuch B4-1)

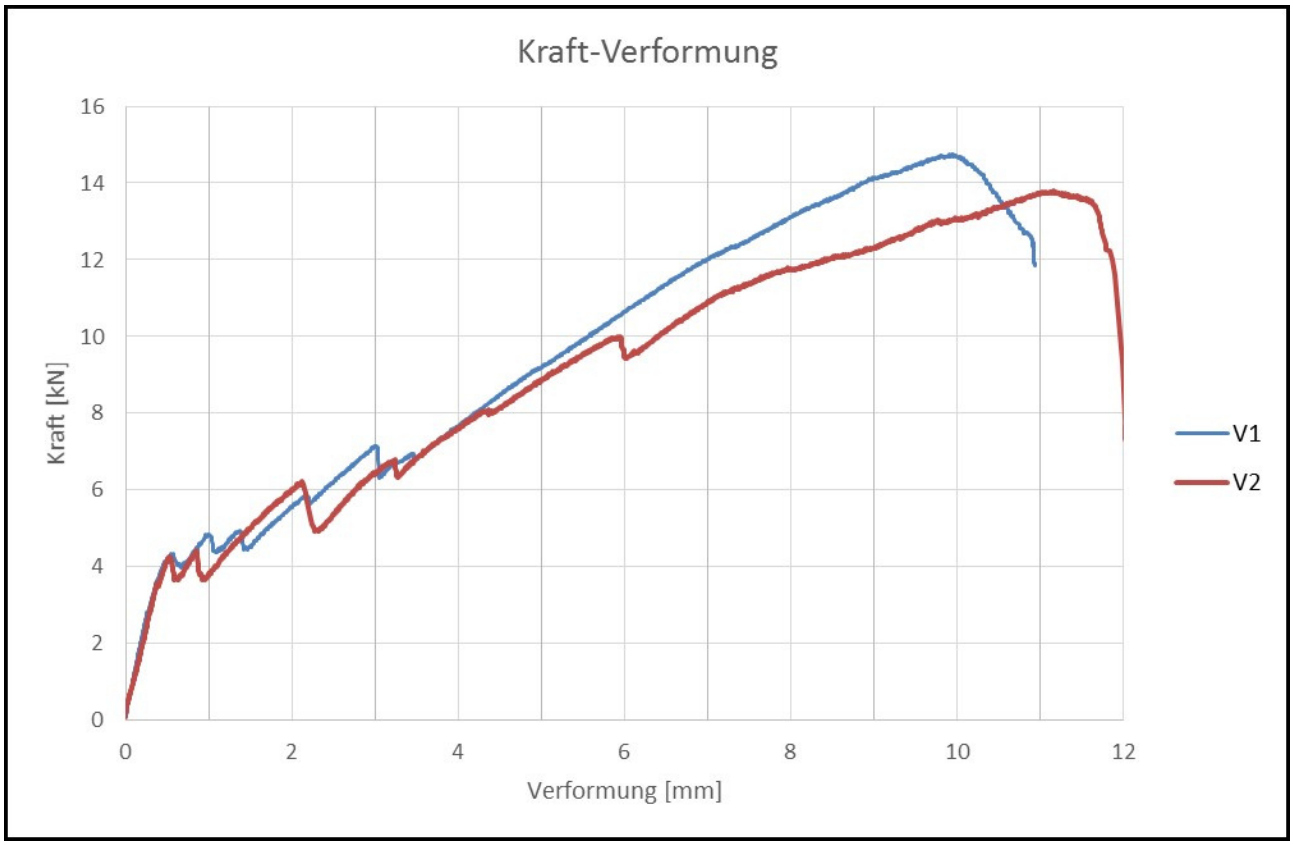


Bild 239 PB-YtongDM-SitGrid25-SF vermörtelt (Nr.8, Versuch B4-2)

16.11 Ergebnisse der Textilauszugversuche

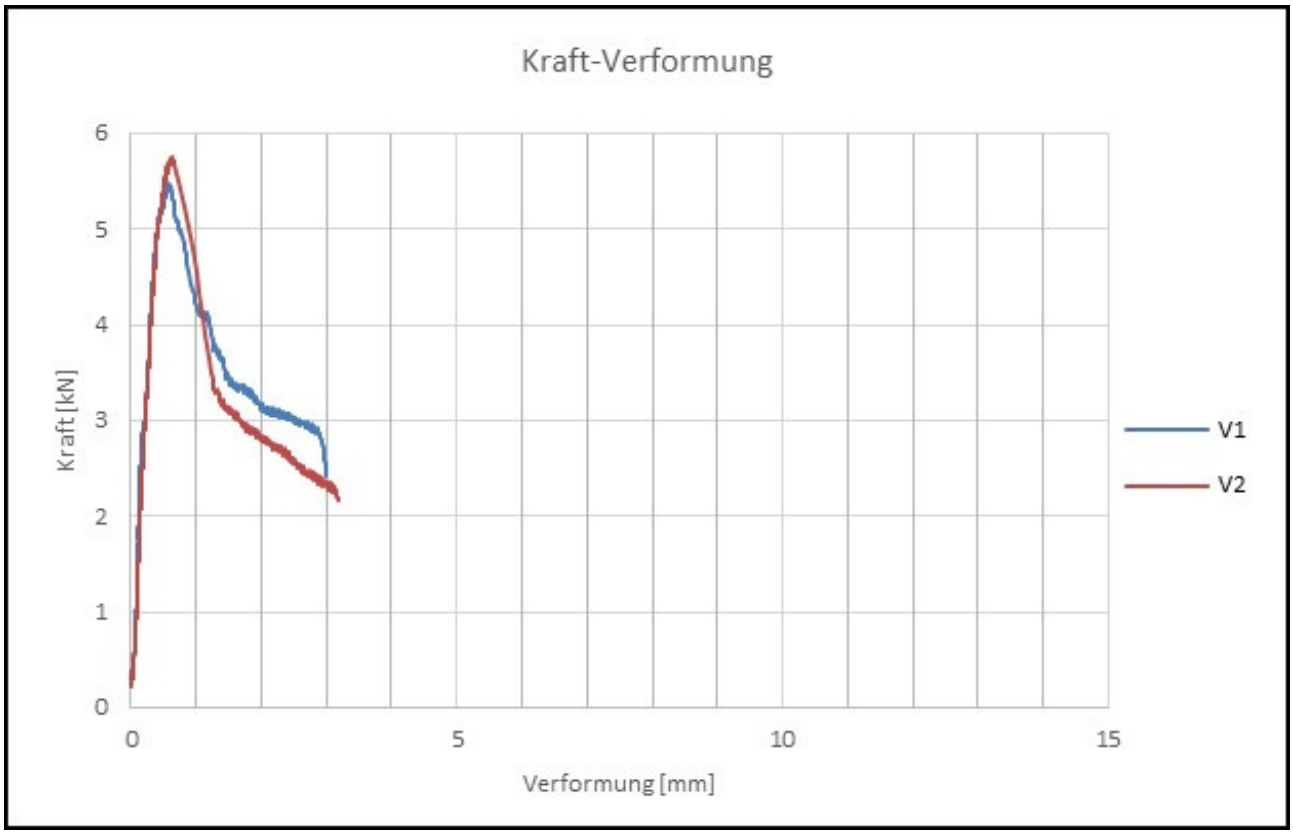


Bild 240 HLz-MaxitDM-SitGrid25-Auflast 0,0 N/mm² (Nr.1, Versuch A4-2)

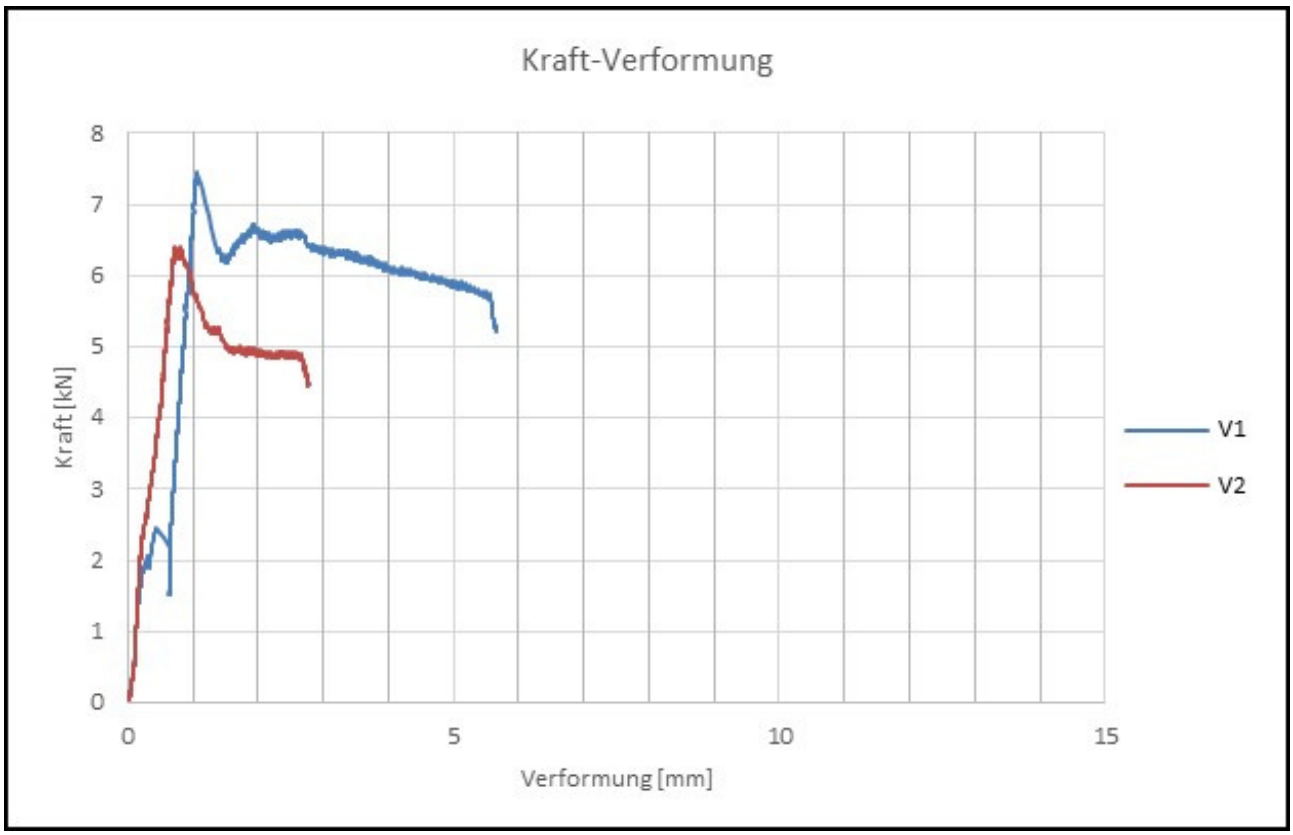


Bild 241 HLz-MaxitDM-SitGrid25-Auflast 0,1 N/mm² (Nr.2, Versuch A4-1)

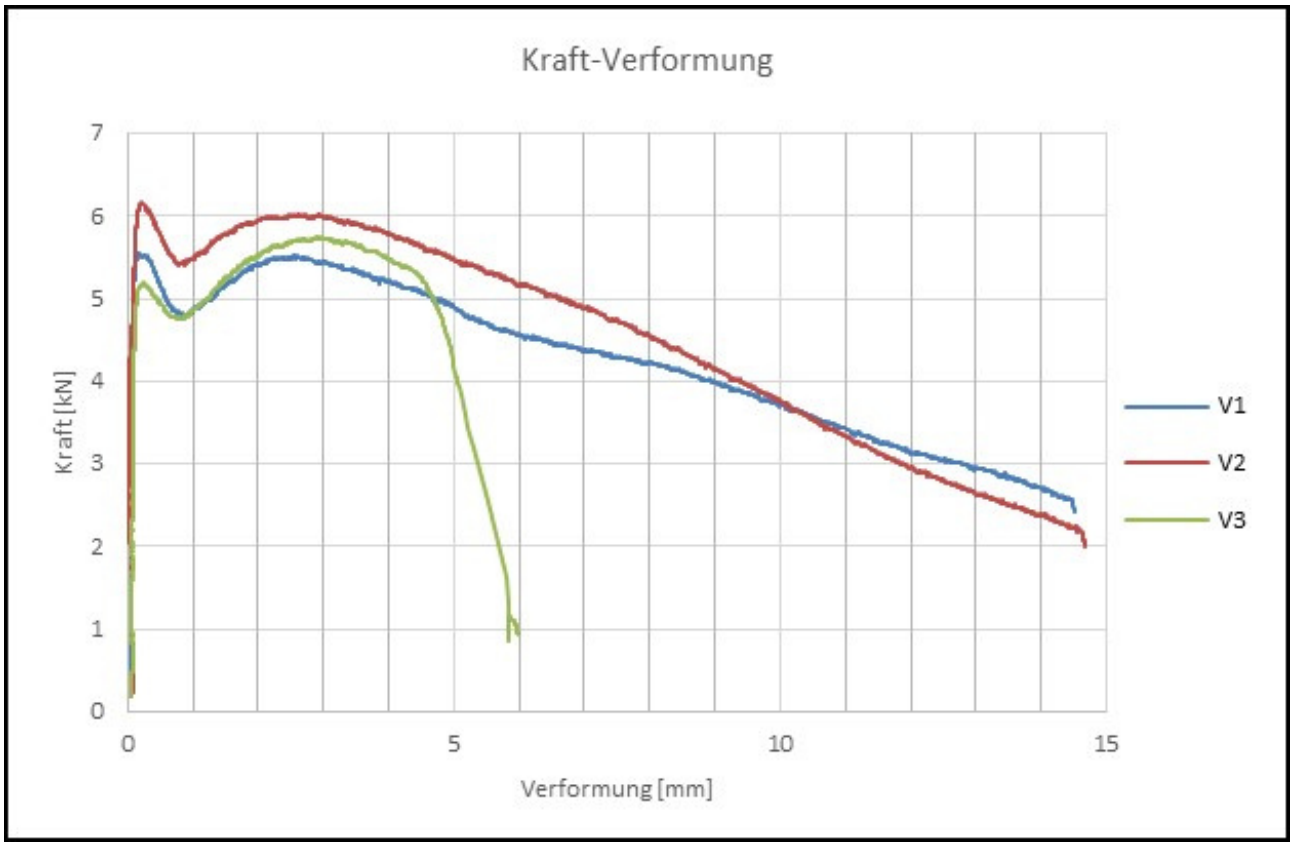


Bild 242 KS-SilkaDM-SitGrid25-Auflast 0,0 N/mm² (Nr.3, Versuch A1-4)

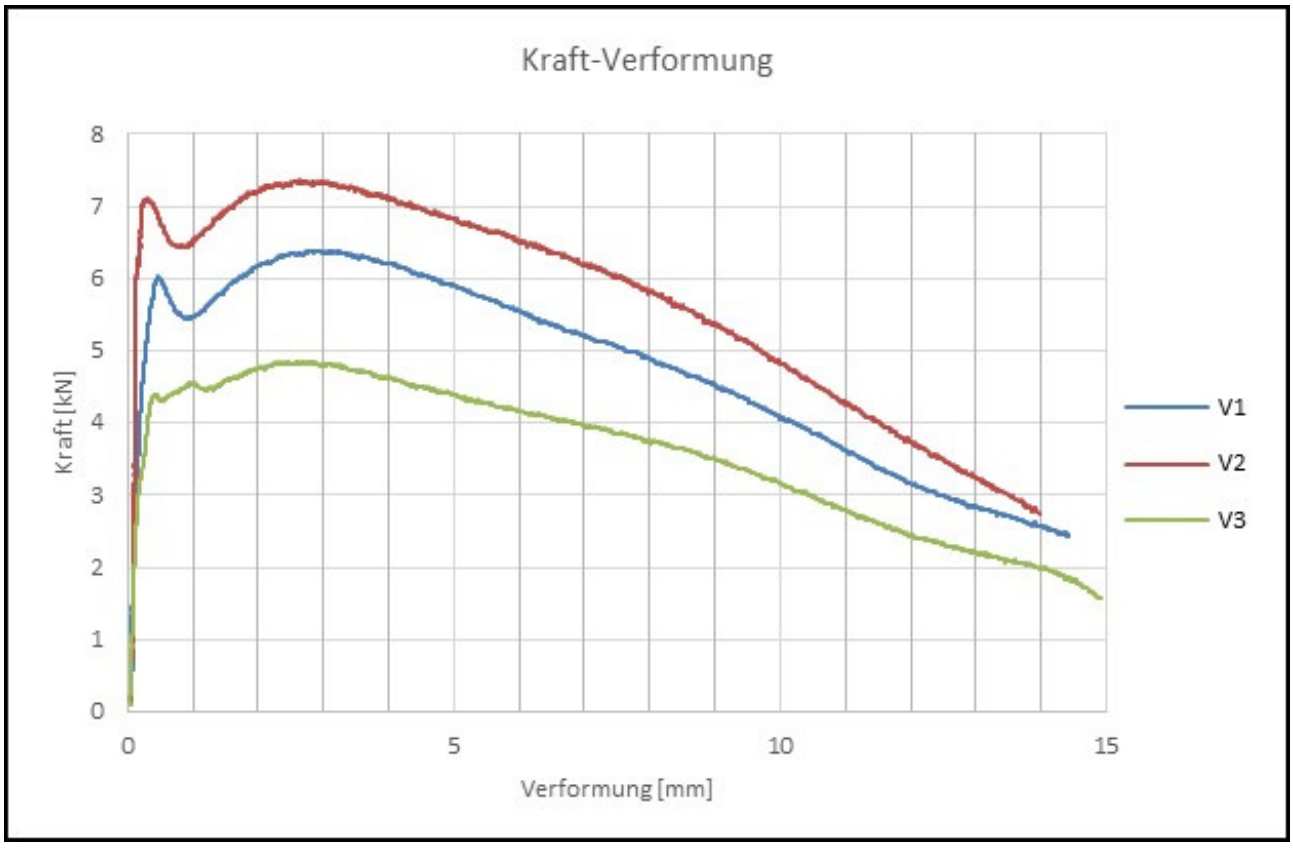


Bild 243 KS-SilkaDM-SitGrid25-Auflast 0,5 N/mm² (Nr.4, Versuch A1-1)

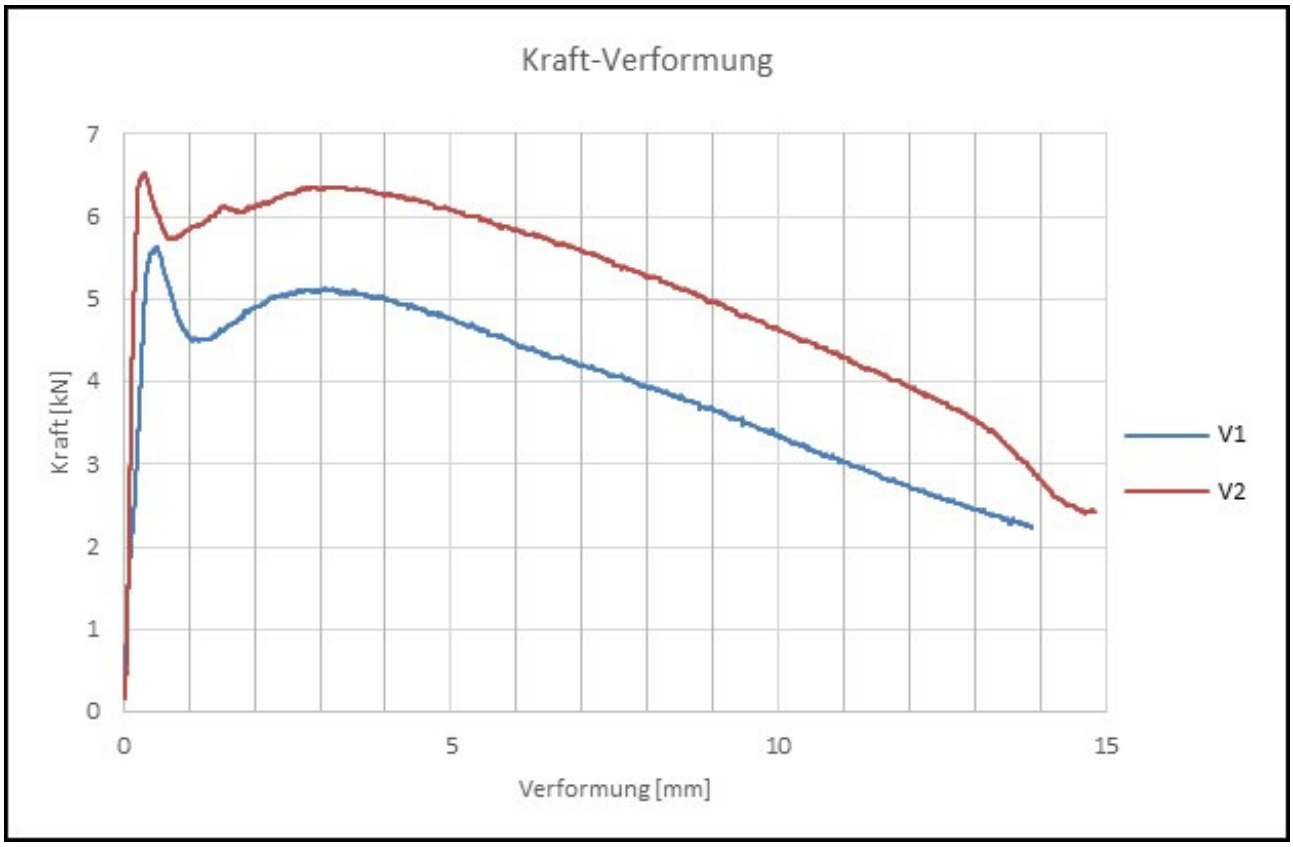


Bild 244 KS-SilkaDM-SitGrid25-Auflast 1,3 N/mm² (Nr.5, Versuch A3-4)

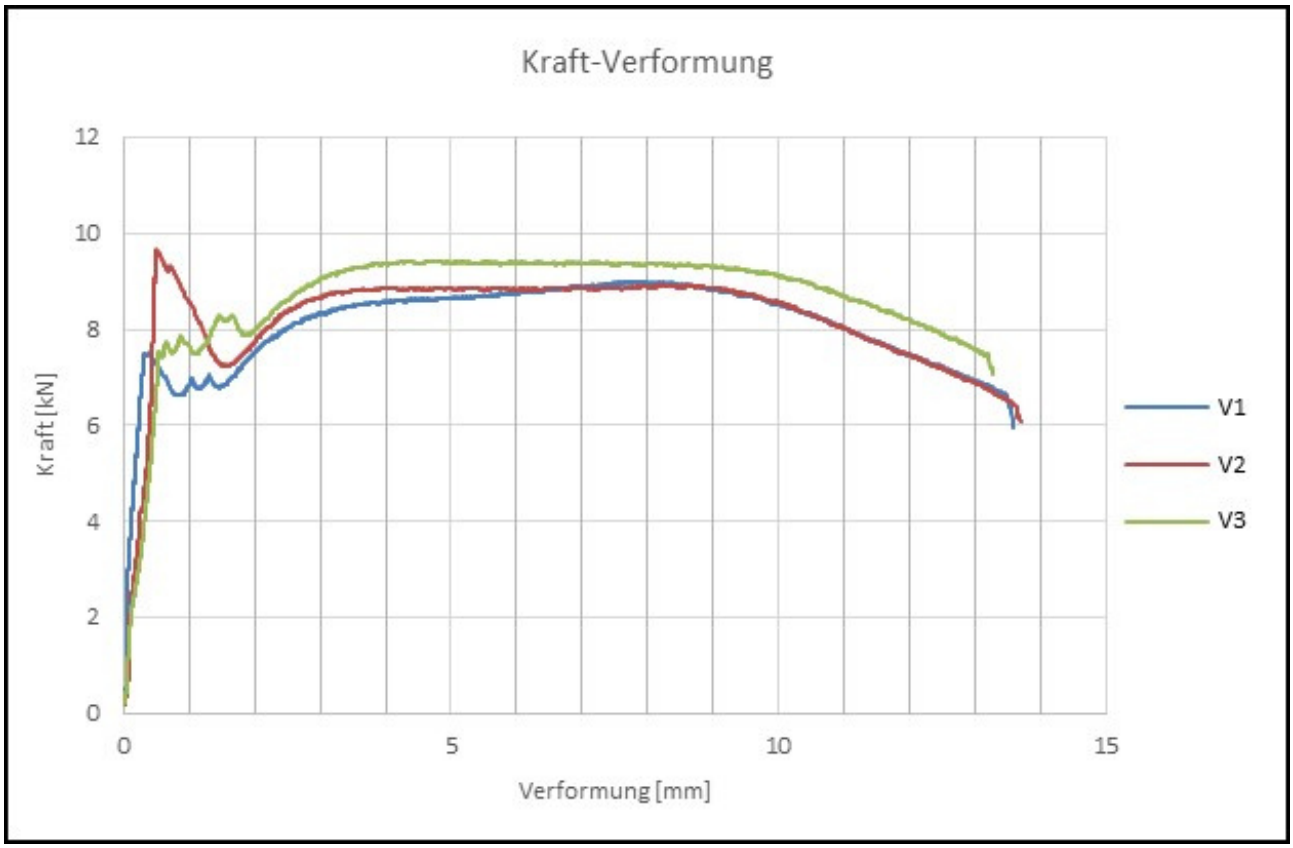


Bild 245 KS-Pagel TF10-SitGrid25-Auflast 0,0 N/mm² (Nr.6, Versuch A2-4)

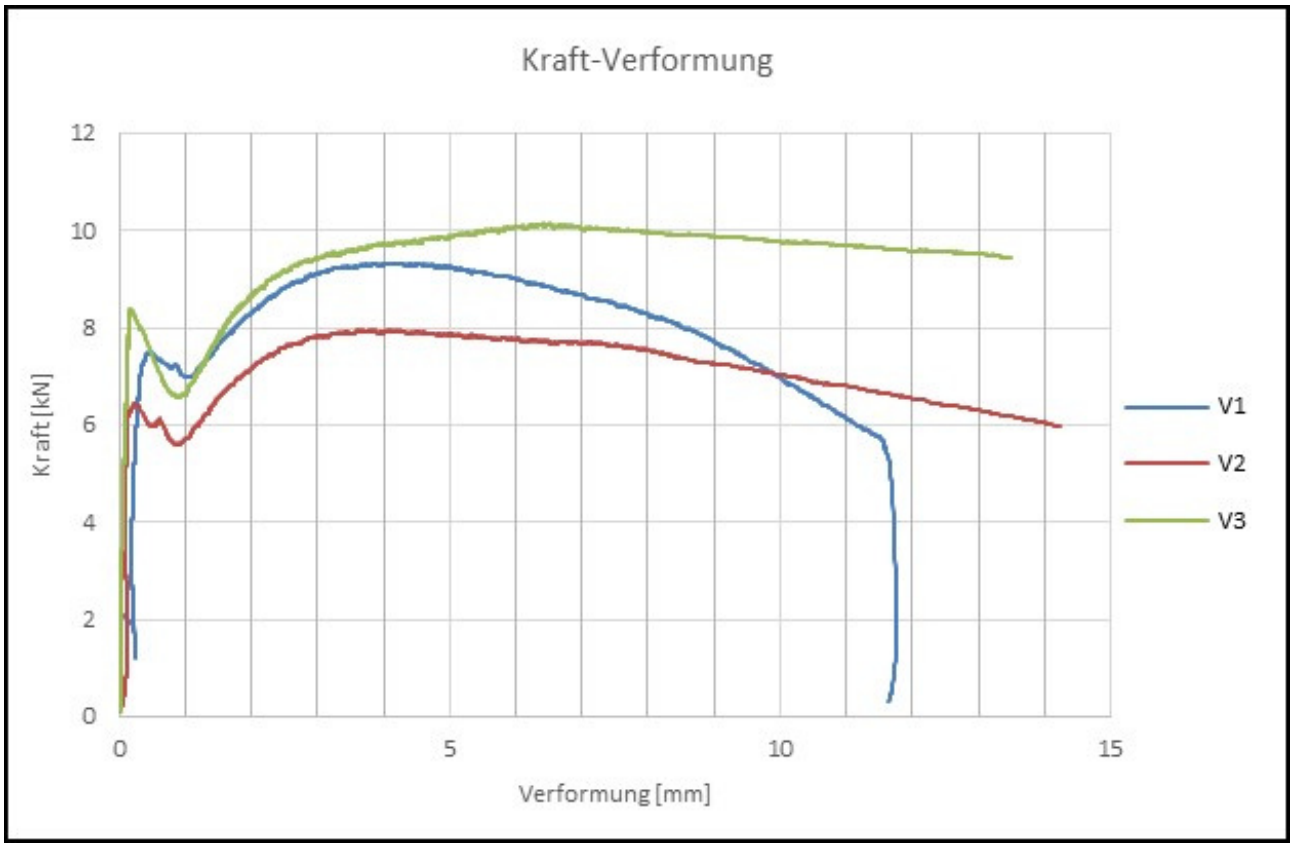


Bild 246 KS-Pagel TF10-SitGrid25-Auflast 0,5 N/mm² (Nr.7, Versuch A2-1)

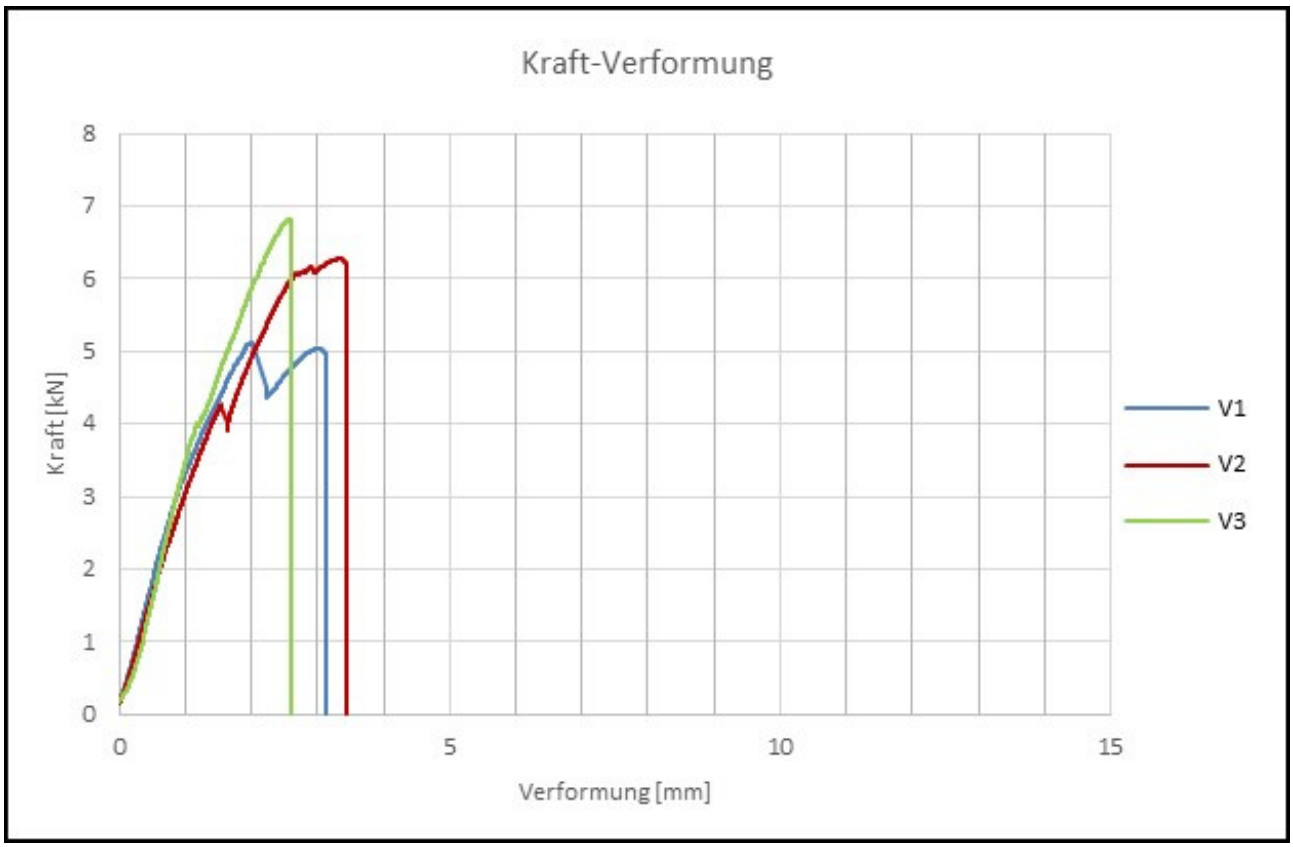


Bild 247 KS-SilkaDM-SitGrid200-Auflast 0,0 N/mm² (Nr.8, Versuch A1-5)

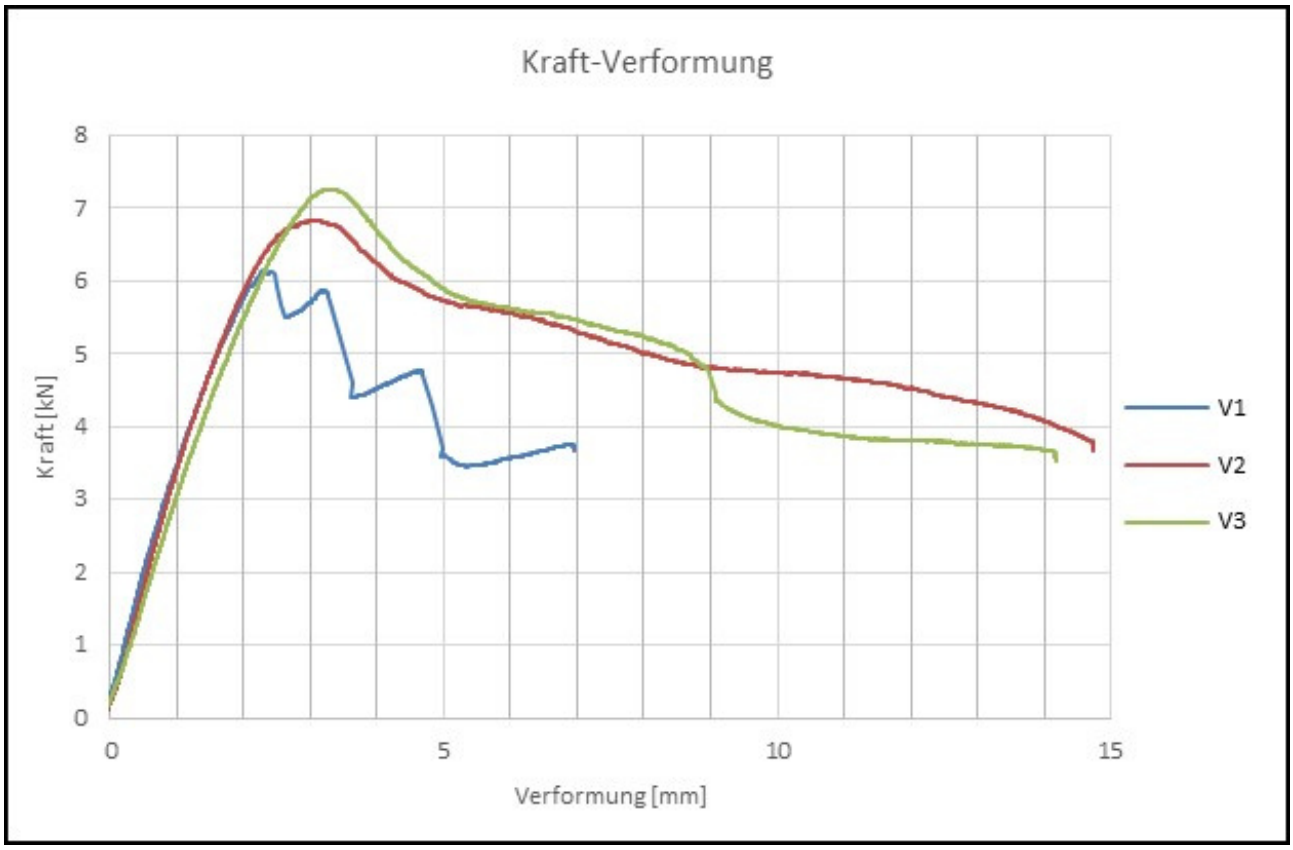


Bild 248 KS-SilkaDM-SitGrid200-Auflast 0,5 N/mm² (Nr.9, Versuch A1-2)

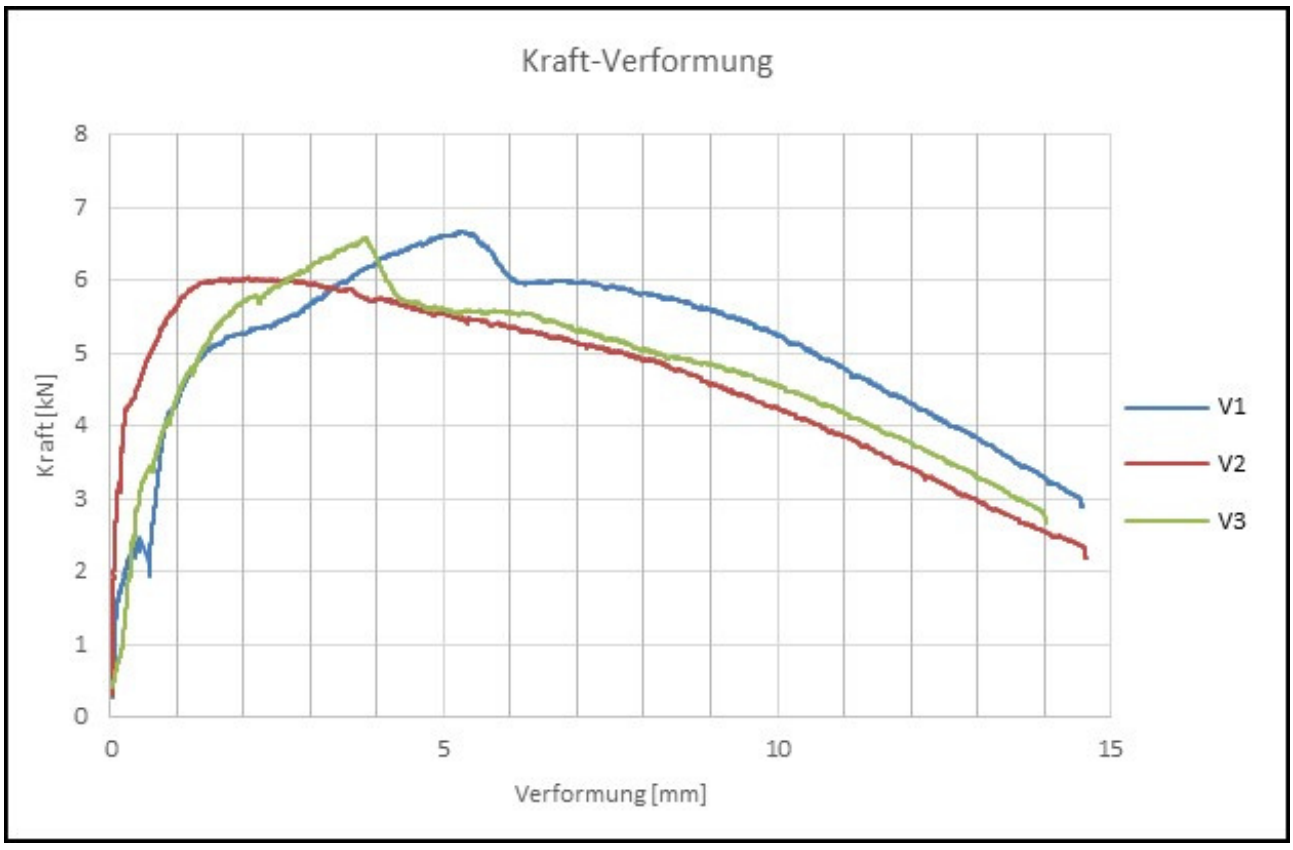


Bild 249 PB-YtongDM-SitGrid25-Auflast 0,0 N/mm² (Nr.10, Versuch A5-2)

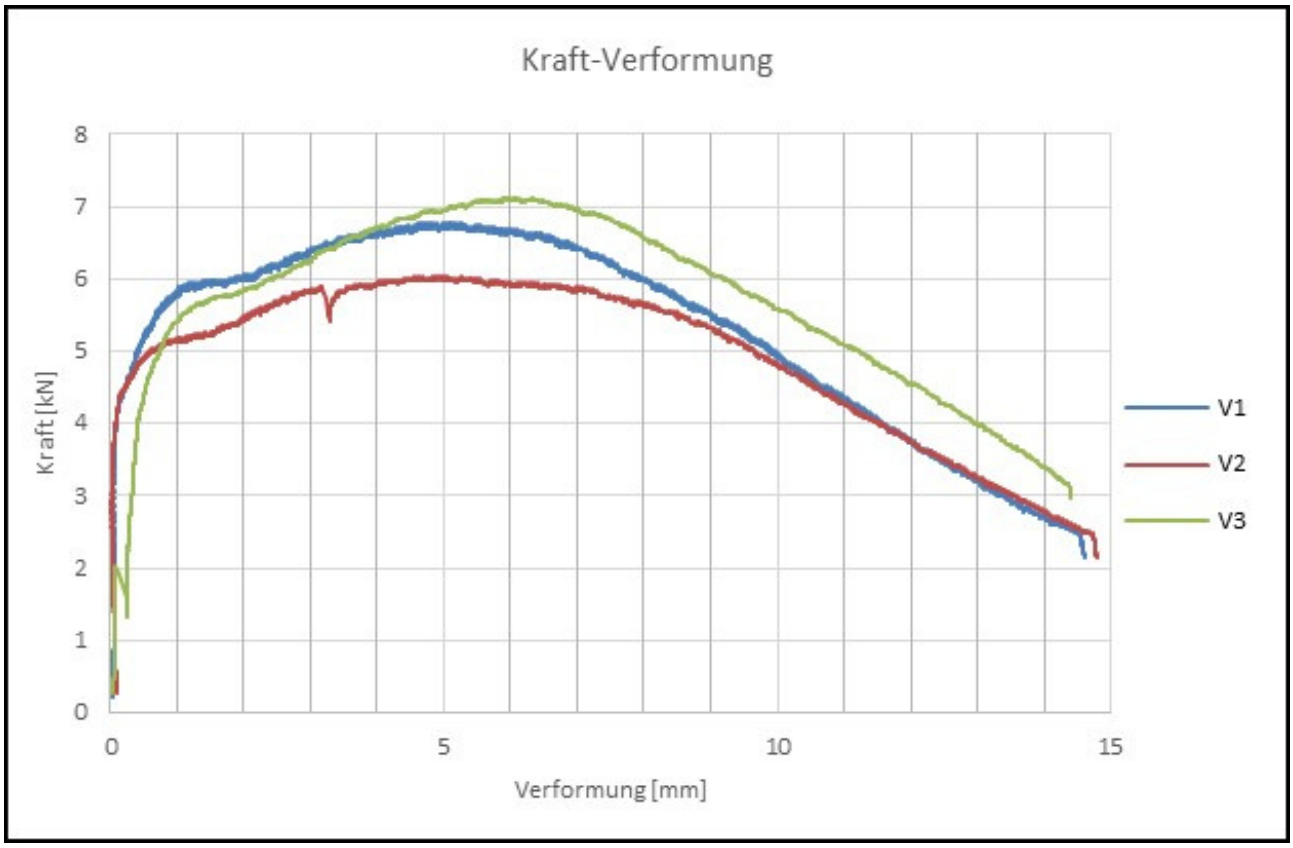


Bild 250 PB-YtongDM-SitGrid25-Auflast 0,5 N/mm² (Nr.11, Versuch A5-1)

16.12 Ergebnisse der Haftscherfestigkeitsversuche

OML-Projektnummer	:	2017_386-4
Projektname	:	Faserbewehrtes Kellermauerwerk
Auftraggeber	:	M. Erler
Herstelldatum	:	18.04.2017
Prüfdatum	:	19.05.2017
Prüfalter	:	31d
Serienbezeichnung	:	H1_1
Werkstoff	:	Faserbewehrtes Kellermauerwerk
Lagerung	:	Hallenlagerung
Prüfnorm	:	Haftscherfestigkeit nach DIN EN1052-3
Prüfgeschwindigkeit Serie	:	250 N/s
Prüfer	:	M. Liebe

Prüfergebnisse:

Legende	Probe	Prüfdatum	F_{max} N	dL bei F_{max} mm	F_{Bruch} N	Bemerkung Probe
	H1_1_1	19.05.2017	46000	1,1	46000	
	H1_1_2	19.05.2017	45700	1,0	45700	
	H1_1_3	19.05.2017	51800	1,2	51800	
	H1_1_4	19.05.2017	40700	0,9	40700	
	H1_1_5	19.05.2017	65900	1,2	65900	
	H1_1_6	19.05.2017	41800	1,0	41800	

Seriengrafik:

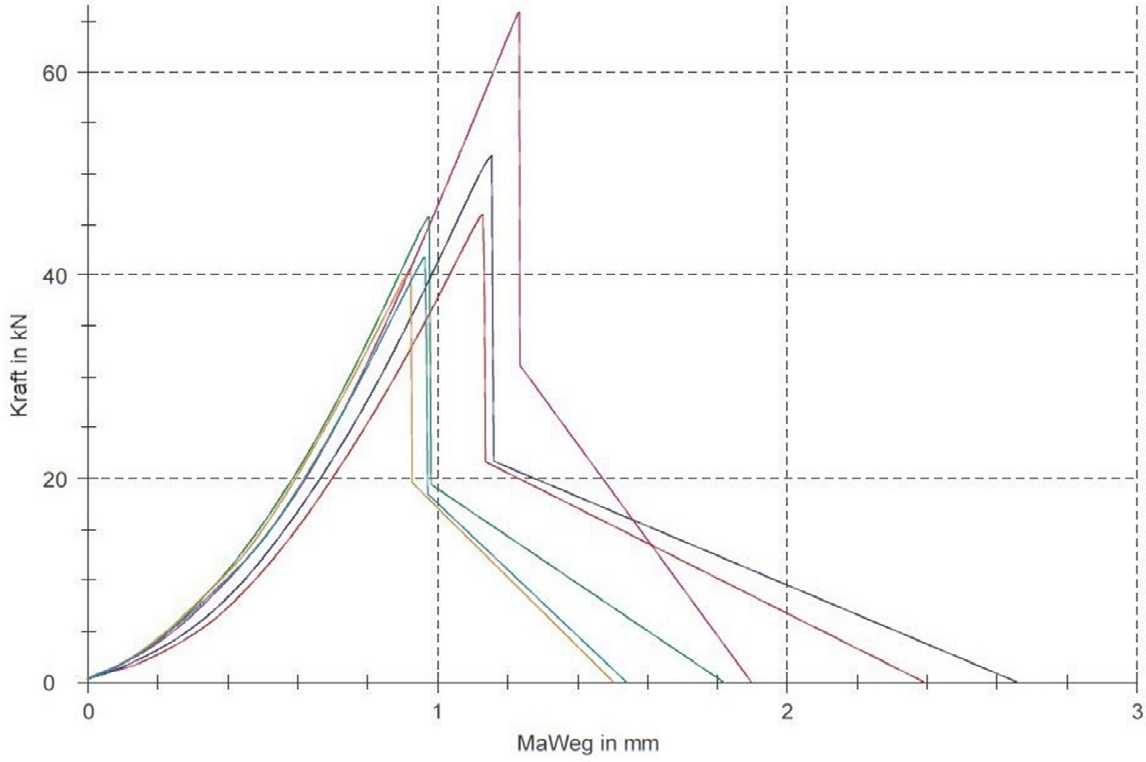


Bild 251 Ergebnisse zu Versuch H1-1 (Nr.1)

OML-Projektnummer	:	2017_386-4
Projektname	:	Faserbewehrtes Kellermauerwerk
Auftraggeber	:	M. Erler
Herstelldatum	:	18.04.2017
Prüfdatum	:	19.05.2017
Prüfalter	:	31d
Serienbezeichnung	:	H1_2
Werkstoff	:	Faserbewehrtes Kellermauerwerk
Lagerung	:	Hallenlagerung
Prüfnorm	:	Haftscherfestigkeit nach DIN EN1052-3
Prüfgeschwindigkeit Serie	:	250 N/s
Prüfer	:	M. Liebe

Prüfergebnisse:

Legende	Probe	Prüfdatum	F_{max} N	dL bei F_{max} mm	F_{Bruch} N	Bemerkung Probe
	H1_2_1	19.05.2017	58300	1,3	58300	
	H1_2_2	19.05.2017	47400	1,0	47300	
	H1_2_3	19.05.2017	56200	1,2	56200	
	H1_2_4	19.05.2017	41600	0,9	41600	
	H1_2_5	19.05.2017	53900	1,0	53900	
	H1_2_6	19.05.2017	58400	1,2	58400	

Seriengrafik:

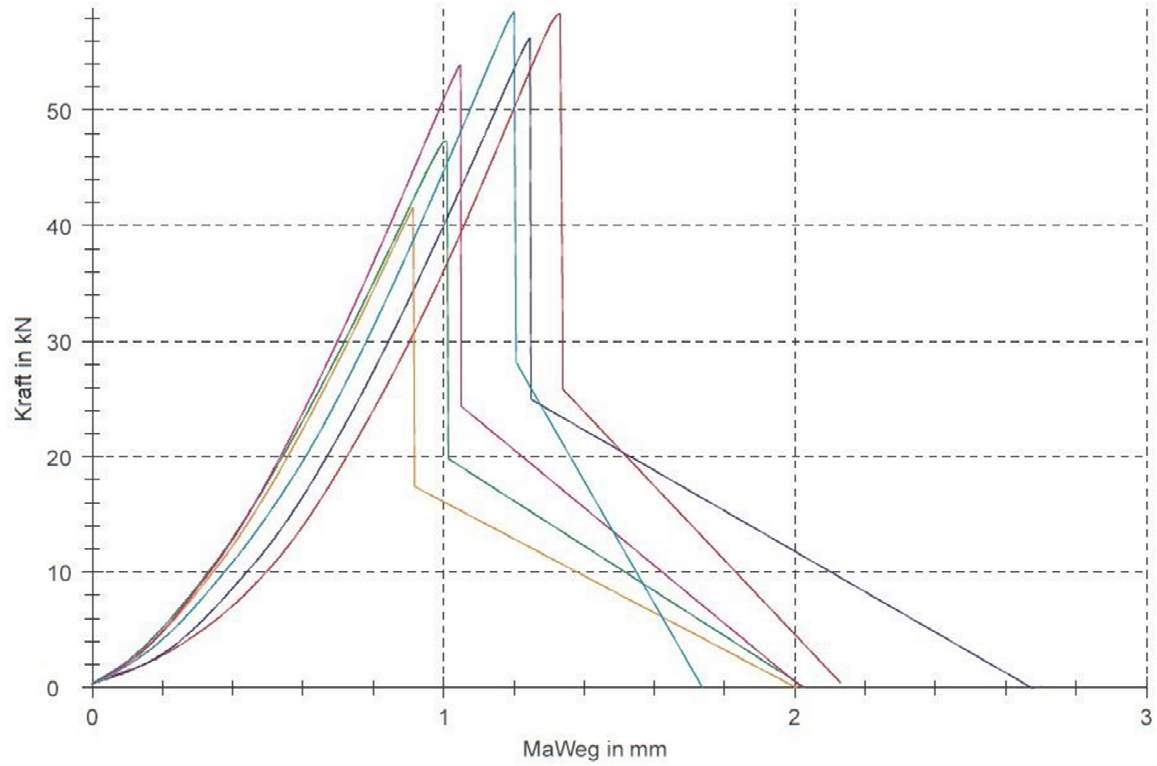


Bild 252 Ergebnisse zu Versuch H1-2 (Nr.2)

OML-Projektnummer	:	2017_386-4
Projektname	:	Faserbewehrtes Kellermauerwerk
Auftraggeber	:	M. Erler
Herstelldatum	:	18.04.2017
Prüfdatum	:	19.05.2017
Prüfalter	:	31d
Serienbezeichnung	:	H1_4
Werkstoff	:	Faserbewehrtes Kellermauerwerk
Lagerung	:	Hallenlagerung
Prüfnorm	:	Haftscherfestigkeit nach DIN EN1052-3
Prüfgeschwindigkeit Serie	:	250 N/s
Prüfer	:	M. Liebe

Prüfergebnisse:

Legende	Probe	Prüfdatum	F_{max} N	dL bei F_{max} mm	F_{Bruch} N	Bemerkung Probe
	H1_4_1	19.05.2017	46300	1,0	46300	
	H1_4_2	19.05.2017	39700	0,9	39700	
	H1_4_3	19.05.2017	48000	1,0	47900	
	H1_4_4	19.05.2017	39100	0,8	39100	
	H1_4_5	19.05.2017	43200	0,8	43200	
	H1_4_6	19.05.2017	49000	1,1	49000	

Seriengrafik:

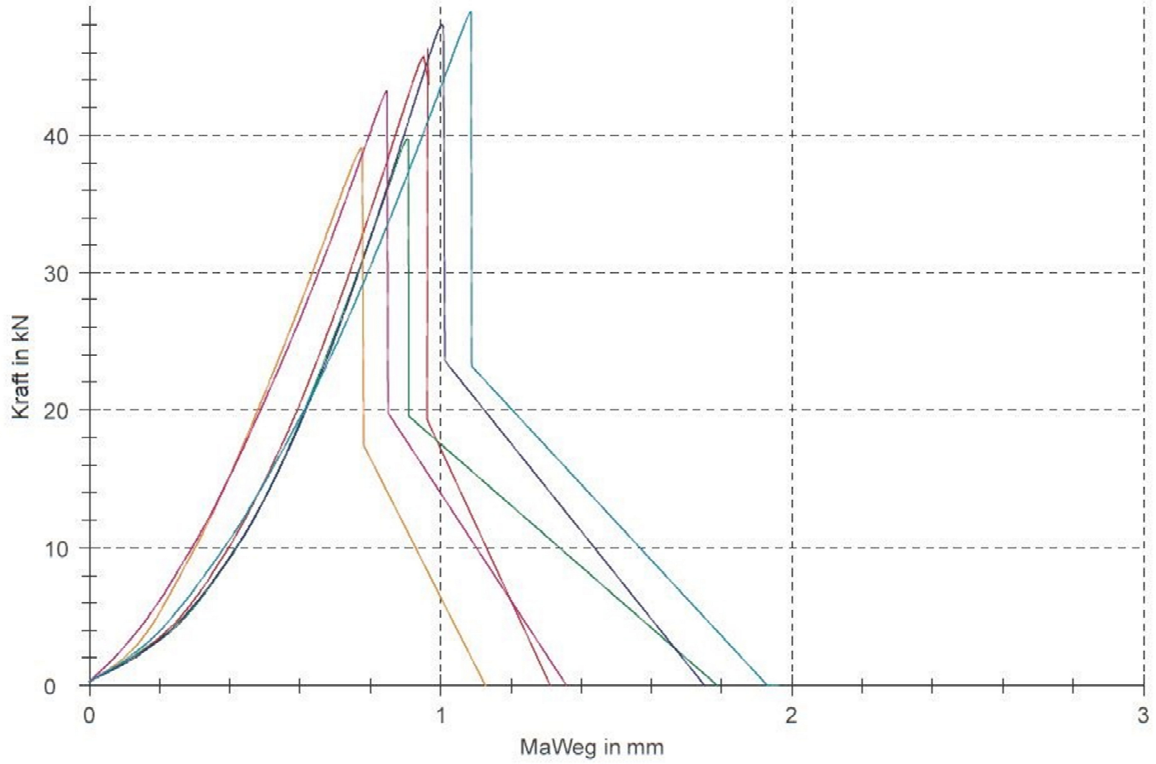


Bild 253 Ergebnisse zu Versuch H1-4 (Nr.3)

OML-Projektnummer	:	2017_386-4
Projektname	:	Faserbewehrtes Kellermauerwerk
Auftraggeber	:	M. Erler
Herstelldatum	:	23.05.2017
Prüfdatum	:	21.06.2017
Prüfalter	:	27d
Serienbezeichnung	:	H1_5
Werkstoff	:	Faserbewehrtes Kellermauerwerk
Lagerung	:	Hallenlagerung
Prüfnorm	:	Haftscherfestigkeit nach DIN EN1052-3
Prüfgeschwindigkeit Serie	:	250 N/s
Prüfer	:	M. Liebe

Prüfergebnisse:

Legende	Probe	Prüfdatum	F_{max} N	dL bei F_{max} mm	F_{Bruch} N	Bemerkung Probe
	H1_5_1	21.06.2017	118000	1,8	118000	
	H1_5_2	21.06.2017	174000	2,5	174000	
	H1_5_3	21.06.2017	117000	1,8	117000	
	H1_5_4	21.06.2017	88600	1,4	88600	PK schief gemauert

Seriengrafik:

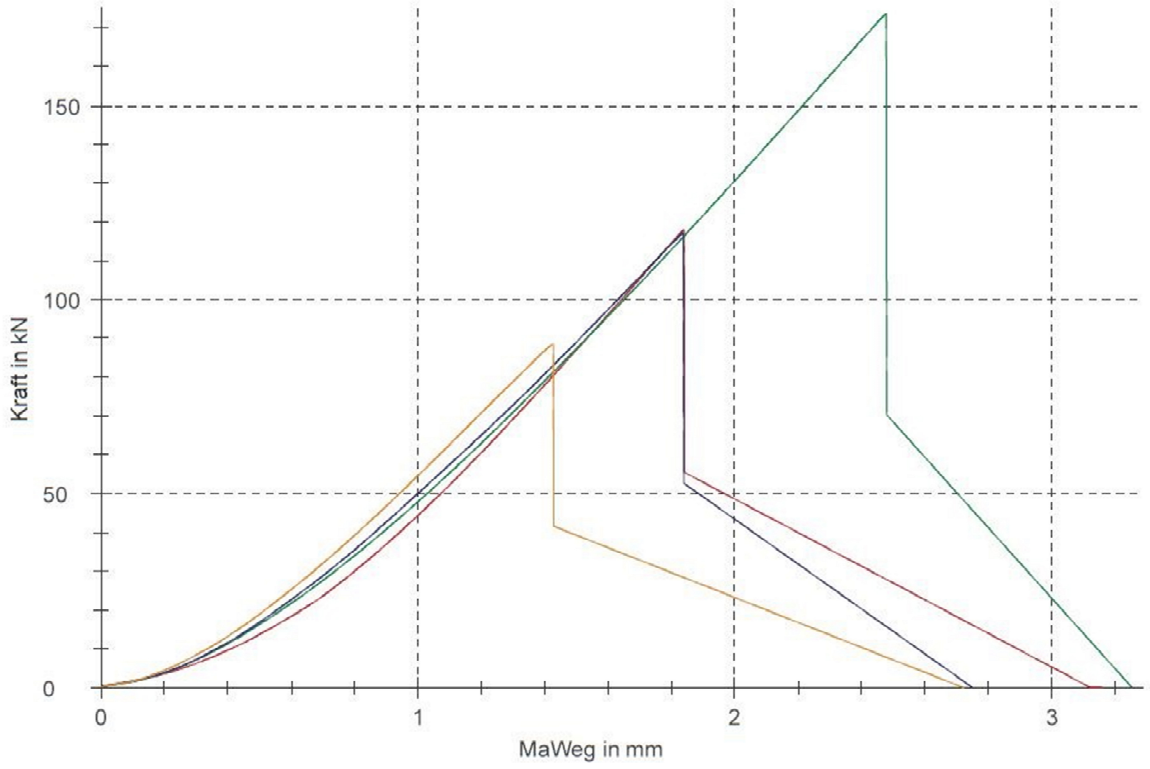


Bild 254 Ergebnisse zu Versuch H1-5 (Nr.4)

OML-Projektnummer	:	2017_386-4
Projektname	:	Faserbewehrtes Kellermauerwerk
Auftraggeber	:	M. Erler
Herstelldatum	:	23.05.2017
Prüfdatum	:	21.06.2017
Prüfalter	:	27d
Serienbezeichnung	:	H1_8
Werkstoff	:	Faserbewehrtes Kellermauerwerk
Lagerung	:	Hallenlagerung
Prüfnorm	:	Haftscherfestigkeit nach DIN EN1052-3
Prüfgeschwindigkeit Serie	:	250 N/s
Prüfer	:	M. Liebe

Prüfergebnisse:

Legende	Probe	Prüfdatum	F_{max} N	dL bei F_{max} mm	F_{Bruch} N	Bemerkung Probe
	H1_8_1	21.06.2017	4310	0,2	4310	Pk schief gemauert
	H1_8_2	21.06.2017	103000	1,6	103000	
	H1_8_3	21.06.2017	75400	1,7	75400	Pk schief gemauert
	H1_8_4	21.06.2017	-9,91	0,1	-	Pk beim Einbau gebrochen

Seriengrafik:

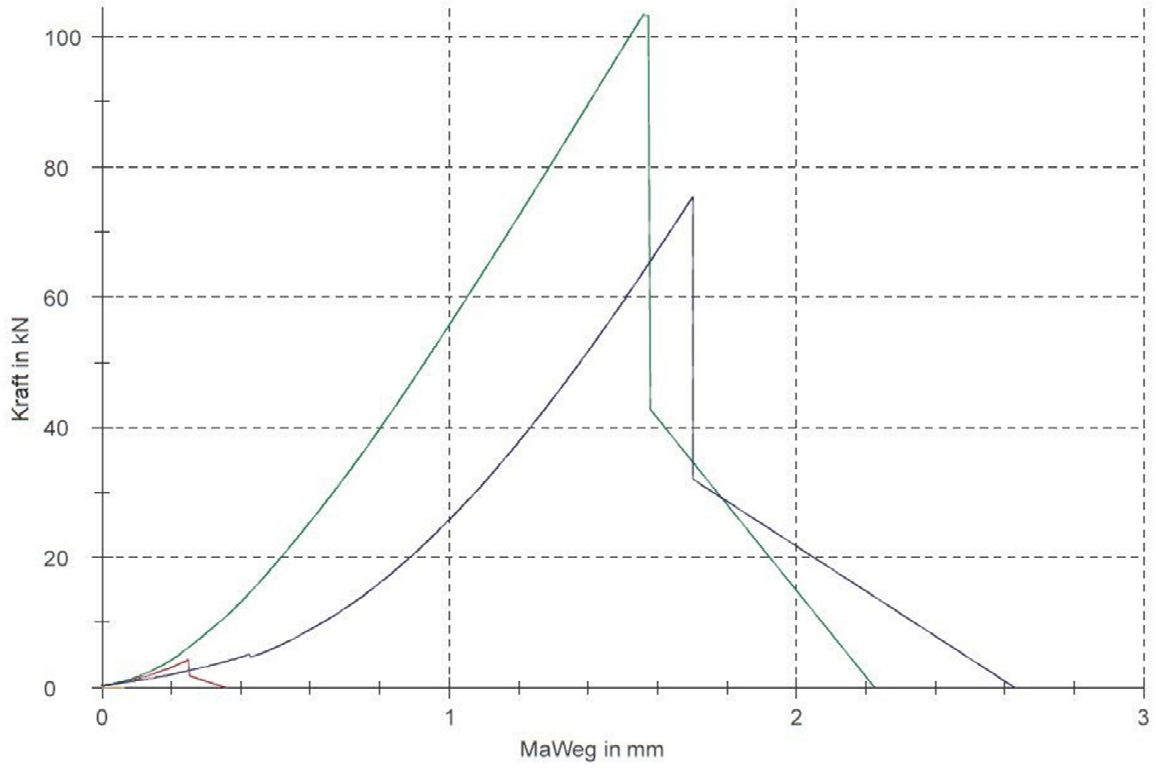


Bild 255 Ergebnisse zu Versuch H1-8 (Nr.5)

OML-Projektnummer	:	2017_386-8
Projektname	:	Faserbewehrtes Kellermauerwerk
Auftraggeber	:	M. Erler
Herstelldatum	:	15.08.2017
Prüfdatum	:	05.09.2017
Prüfalter	:	28d
Serienbezeichnung	:	FBKM_02_H2_1_bewehrt
Werkstoff	:	Faserbewehrtes Kellermauerwerk
Lagerung	:	Hallenlagerung
Prüfnorm	:	Haftscherfestigkeit nach DIN EN1052-3
Prüfgeschwindigkeit Serie	:	200 N/s
Prüfer	:	M. Liebe

Prüfergebnisse:

Legende	Probe	Prüfdatum	F_{max} N	dL bei F_{max} mm	F_{Bruch} N	Bemerkung Probe
	H2_1_1	05.09.2017	46000	1,7	46000	Steinversagen
	H2_1_2	05.09.2017	42100	1,6	42100	
	H2_1_6	05.09.2017	37200	1,2	37200	
	H2_1_8	05.09.2017	45900	1,5	45900	
	H2_1_9	05.09.2017	38900	1,2	38900	
	H2_1_11	05.09.2017	39400	1,3	39400	

Seriengrafik:

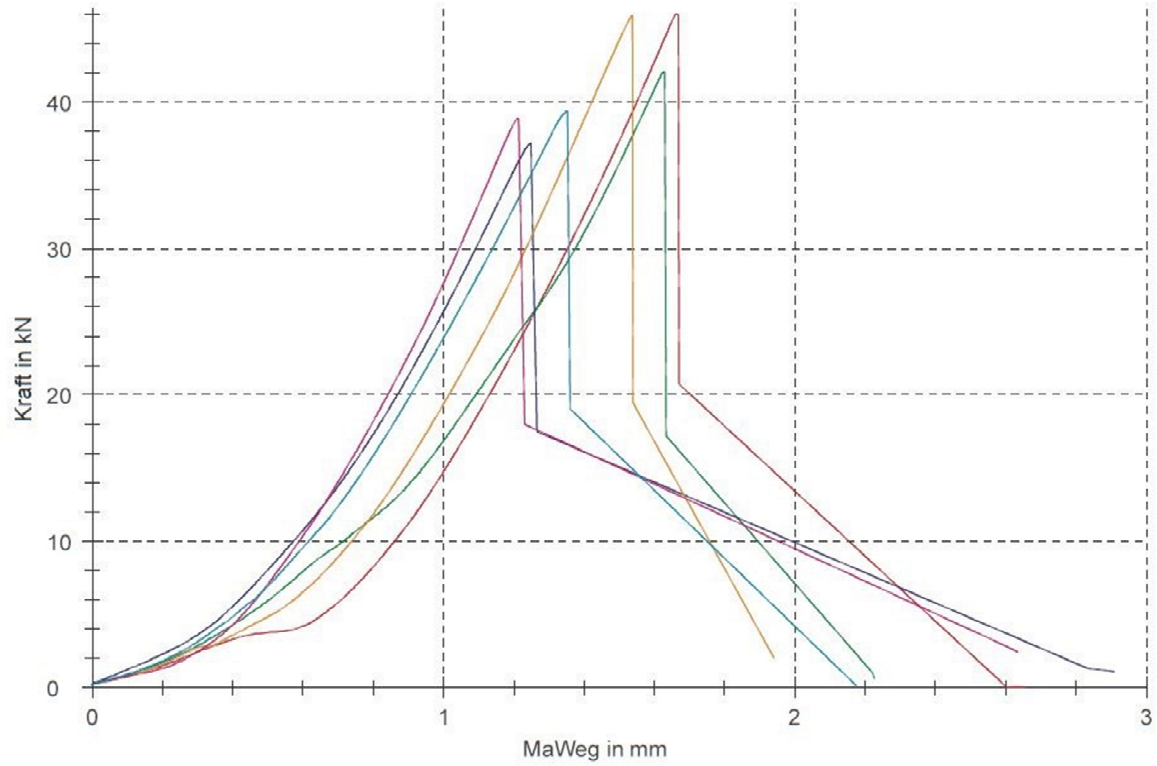


Bild 256 Ergebnisse zu Versuch H2-1 (Nr.6)

OML-Projektnummer	:	2017_386-8
Projektname	:	Faserbewehrtes Kellermauerwerk
Auftraggeber	:	M. Erler
Herstelldatum	:	15.08.2017
Prüfdatum	:	05.09.2017
Prüfalter	:	28d
Serienbezeichnung	:	FBKM_02_H2_1_unbewehrt
Werkstoff	:	Faserbewehrtes Kellermauerwerk
Lagerung	:	Hallenlagerung
Prüfnorm	:	Haftscherfestigkeit nach DIN EN1052-3
Prüfgeschwindigkeit Serie	:	200 N/s
Prüfer	:	M. Liebe

Prüfergebnisse:

Legende	Probe	Prüfdatum	F_{max} N	dL bei F_{max} mm	F_{Bruch} N	Bemerkung Probe
	H2_1_3	05.09.2017	40700	1,2	40700	Steinversagen
	H2_1_4	05.09.2017	30700	1,2	30700	Steinversagen
	H2_1_5	05.09.2017	40400	1,4	40400	
	H2_1_7	05.09.2017	48200	1,2	48200	Steinversagen
	H2_1_10	05.09.2017	33100	1,3	33100	Steinversagen
	H2_1_12	05.09.2017	51500	1,7	51500	

Seriengrafik:

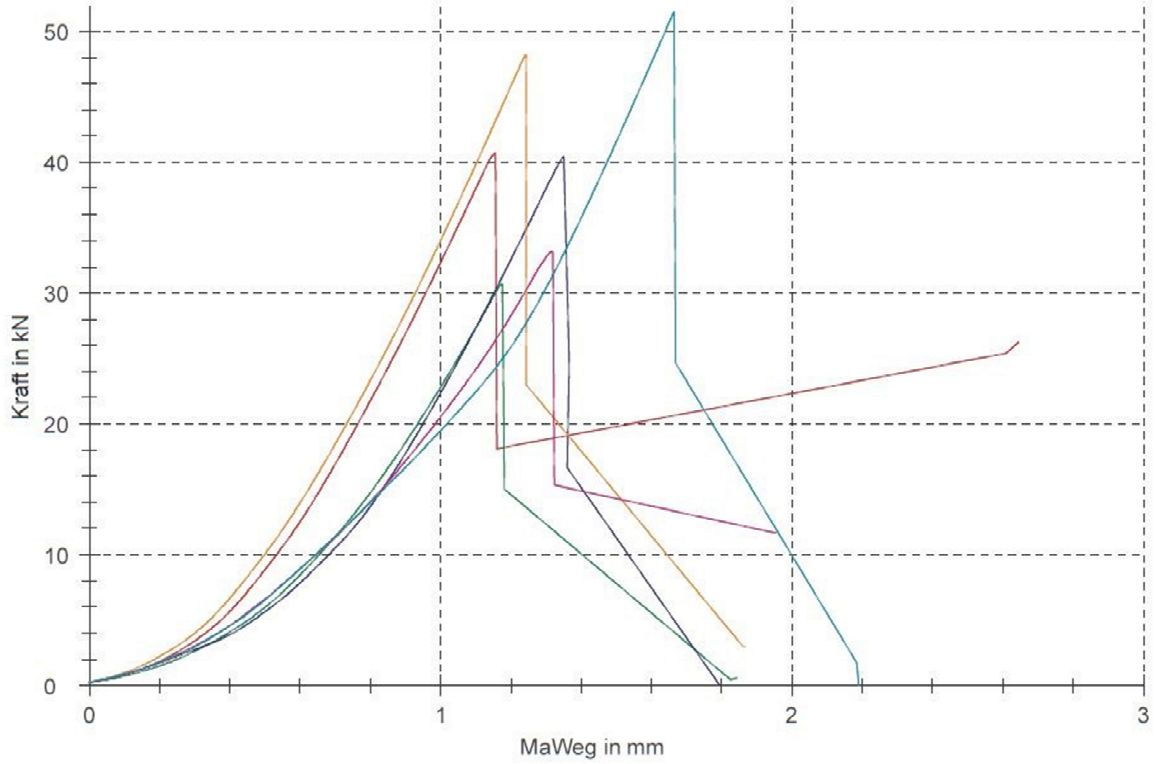


Bild 257 Ergebnisse zu Versuch H2-2 (Nr.7)

16.13 Konditionierung der Probekörper für Steindruckversuche

KS-Kimmsteine-248x300x125 20-2 Vertikal (Nr.01):

Tag	*PK1*	*V*	*PK2*	*V*	*PK3*	*V*	*PK4*	*V*	*PK5*	*V*	*PK6*	*V*
Datum	*[g]*	*[M%]*	*[g]*	*[M%]*	*[g]*	*[M%]*	*[g]*	*[M%]*	*[g]*	*[M%]*	*[g]*	*[M%]*
05.05.17	17,62	-	17,11	-	17,50	-	17,48	-	16,83	-	16,84	-
08.05.17	17,41	1,19	16,85	1,53	17,20	1,72	17,29	1,12	16,62	1,22	16,61	1,38
09.05.17	17,36	0,29	16,82	0,16	17,17	0,15	17,23	0,29	16,60	0,21	16,58	0,14
11.05.17	17,31	0,25	16,80	0,14	17,15	0,14	17,19	0,12	16,56	0,15	16,56	0,12
12.05.17	17,30	0,05	16,79	0,05	17,14	0,05	17,18	0,06	16,55	0,05	16,55	0,06

Tabelle 112 Konditionierung KS-Kimmsteine-248x300x125 20-2 Vertikal (Nr.01)

KS-Kimmsteine-248x300x125 20-2 Horizontal (Nr.02):

Tag	*PK1*	*V*	*PK2*	*V*	*PK3*	*V*	*PK4*	*V*	*PK5*	*V*	*PK6*	*V*
Datum	*[g]*	*[M%]*	*[g]*	*[M%]*	*[g]*	*[M%]*	*[g]*	*[M%]*	*[g]*	*[M%]*	*[g]*	*[M%]*
12.03.18	16,87	-	16,75	-	17,02	-	16,66	-	16,95	-	16,77	-
13.03.18	16,77	0,59	16,62	0,78	16,92	0,59	16,57	0,54	16,83	0,71	16,66	0,66
14.03.18	16,70	0,42	16,56	0,36	16,86	0,35	16,50	0,42	16,76	0,42	16,60	0,36
15.03.18	16,65	0,30	16,51	0,30	16,82	0,24	16,46	0,24	16,71	0,30	16,55	0,30
16.03.18	16,62	0,18	16,47	0,24	16,79	0,18	16,43	0,18	16,67	0,24	16,51	0,24
19.03.18	16,60	0,12	16,44	0,18	16,77	0,12	16,41	0,12	16,65	0,12	16,48	0,18

Tabelle 113 Konditionierung KS-Kimmsteine-248x300x125 20-2 Horizontal (Nr.02)

Porenbetonsteine - PP4 499x365x249 4-0.50 Vertikal (Nr.05):

Nr.	*Volumen [cm³]*	*Trockenmasse [g]*	*Masse gewogen [g]*	*Feuchte [%]*
1	22416,0	10566,9	11287,2	6,82
2	21878,3	10313,5	11010,7	6,76
3	21849,1	10299,7	10972,3	6,53
4	22101,4	10418,7	11113,0	6,66
5	22043,4	10391,3	11087,1	6,70
6	22057,7	10398,0	11102,3	6,77

Tabelle 114 Konditionierung PP4 499x365x249 4-0.50 Vertikal (Nr.05)

Porenbetonsteine - PP4 499x365x249 4-0.50 Horizontal (Nr.06):

Nr.	*Volumen [cm³]*	*Trockenmasse [g]*	*Masse gewogen [g]*	*Feuchte [%]*
1	22416,0	10566,9	11287,2	6,82
2	21878,3	10313,5	11010,7	6,76
3	21849,1	10299,7	10972,3	6,53
4	22101,4	10418,7	11113,0	6,66
5	22043,4	10391,3	11087,1	6,70
6	22057,7	10398,0	11102,3	6,77

Tabelle 115 PP4 499x365x249 4-0.50 Horizontal (Nr.06)

16.14 Ergebnisse der Steindruckfestigkeitsprüfungen

KS-Kimmsteine-248x300x125 20-2 Vertikal (Nr.01):

Mauerstein Druckprüfung

2017-386

Tg d Prüfg	Probe	Länge mm	Breite mm	Höhe mm	Querschn mm²	Masse kg	Dichte kg/dm3	Bruchl kN	Festgk N/mm²
12.05.2017	12-1.8_1	250,0	300,0	123,0	75000	0,000	0,01	3158,8	42,12
12.05.2017	12-1.8_2	250,0	300,0	123,0	75000	0,000	0,01	3406,8	45,42
12.05.2017	12-1.8_3	250,0	300,0	123,0	75000	0,000	0,01	3477,4	46,37
12.05.2017	12-1.L_4	250,0	300,0	123,0	75000	0,000	0,01	3294,0	43,92
12.05.2017	12-1.8_5	250,0	300,0	123,0	75000	0,000	0,01	3276,1	43,68
12.05.2017	12-1.8_6	250,0	300,0	123,0	75000	0,000	0,01	3210,3	42,80

Statistische Werte

Mittelwert 44,05

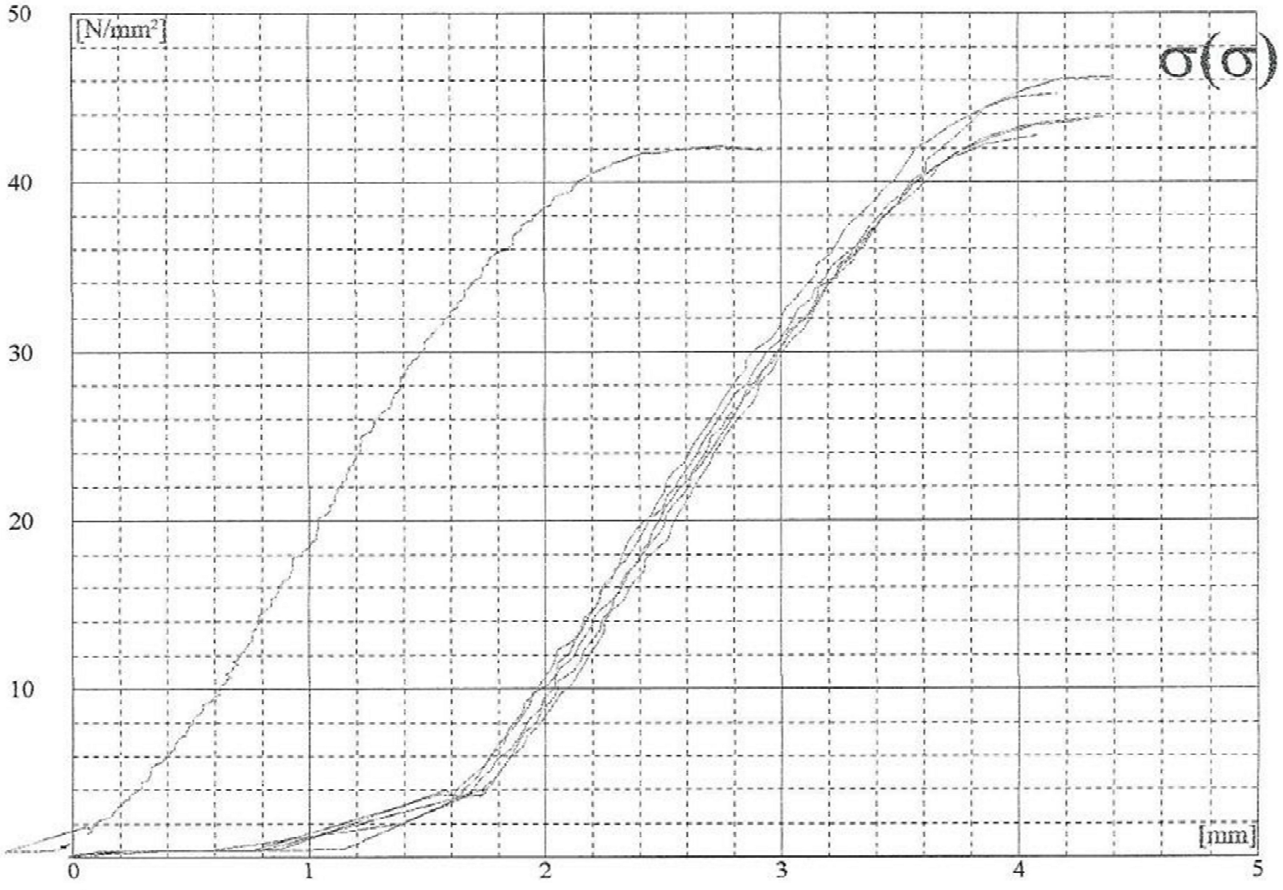


Bild 258 Ergebnisse Steindruckvers. KS-Kimmsteine-248x300x125 20-2 Vertikal (Nr.01)

KS-Kimmsteine-248x300x125 20-2 Horizontal (Nr.02):

Mauerstein Druckprüfung

2017-386

Tg d Prüfg	Probe	Länge mm	Breite mm	Höhe mm	Querschn mm²	Masse kg	Dichte kg/dm3	Bruchl kN	Festgk N/mm²
20.03.2018	KS_horizontal_PK-01	300,0	125,0	240,0	37500	0,000	0,01	595,5	15,88
20.03.2018	KS_horizontal_PK-02	300,0	125,0	240,0	37500	0,000	0,01	640,7	17,09
20.03.2018	KS_horizontal_PK-03	300,0	125,0	240,0	37500	0,000	0,01	691,5	18,44
20.03.2018	KS_horizontal_PK-04	300,0	125,0	240,0	37500	0,000	0,01	713,2	19,02
20.03.2018	KS_horizontal_PK-05	300,0	125,0	240,0	37500	0,000	0,01	637,3	17,00
20.03.2018	KS_horizontal_PK-06	300,0	125,0	240,0	37500	0,000	0,01	692,6	18,47

Statistische Werte

Mittelwert 17,65

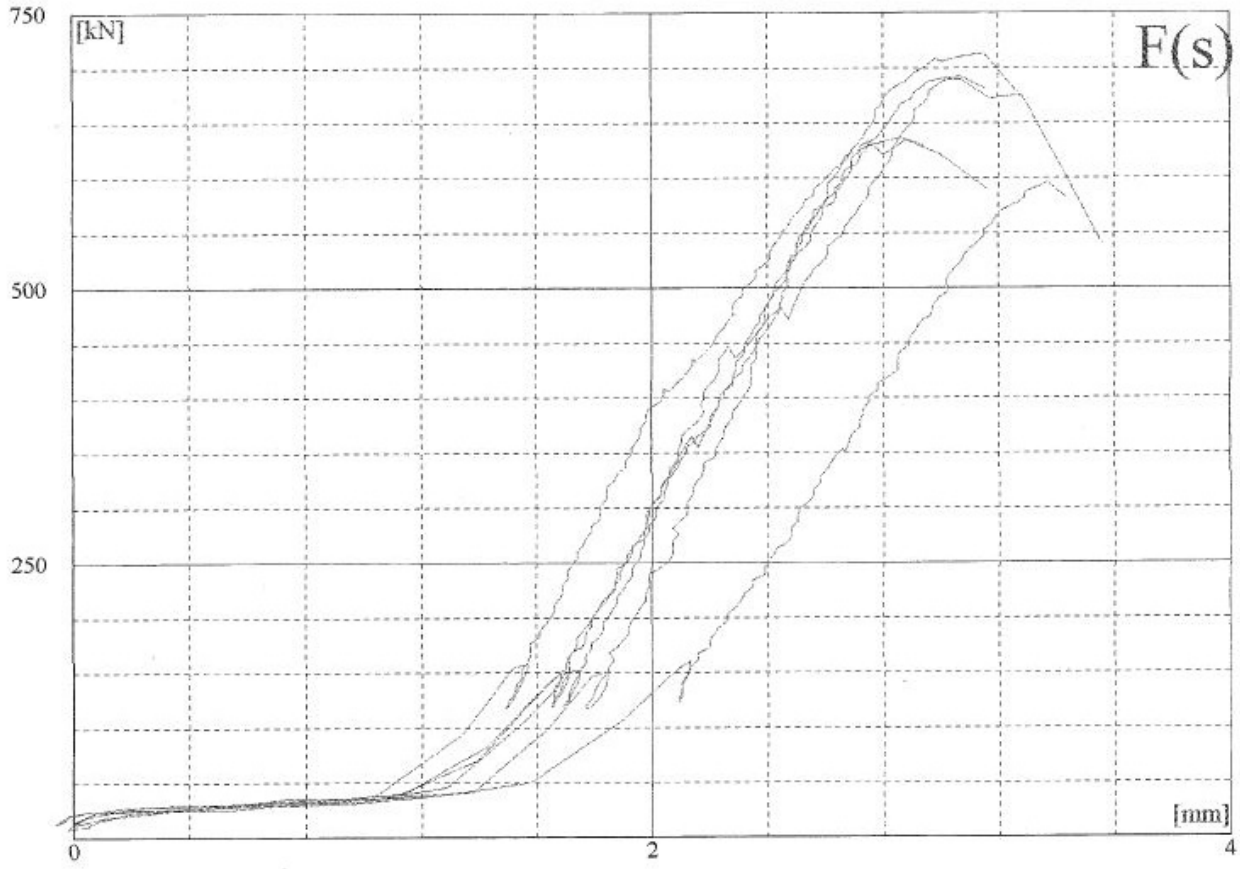


Bild 259 Ergebnisse Steindruckvers. KS-Kimmsteine-248x300x125 20-2 Horizontal (Nr.02)

Hochlochziegel - EDER XP 10 10DF 200x365x123 10-0,7 vertikal (Nr.03):

Mauerstein Druckprüfung

2017-386

Tg d Prüfg	Probe	Länge mm	Breite mm	Höhe mm	Querschn mm²	Masse kg	Dichte kg/dm3	Bruchl kN	Festgk N/mm²
22.03.2017	HLZ-V-D1	365,0	200,0	123,0	73000	0,000	0,01	734,2	10,06
22.03.2017	HLZ-V-D2	365,0	200,0	123,0	73000	0,000	0,01	716,5	9,82
22.03.2017	HLZ-V-D3	365,0	200,0	123,0	73000	0,000	0,01	673,2	9,22
22.03.2017	HLZ-V-D4	365,0	200,0	123,0	73000	0,000	0,01	769,1	10,54
22.03.2017	HLZ-V-D5	365,0	200,0	123,0	73000	0,000	0,01	791,6	10,84
22.03.2017	HLZ-V-D6	365,0	200,0	123,0	73000	0,000	0,01	780,6	10,69

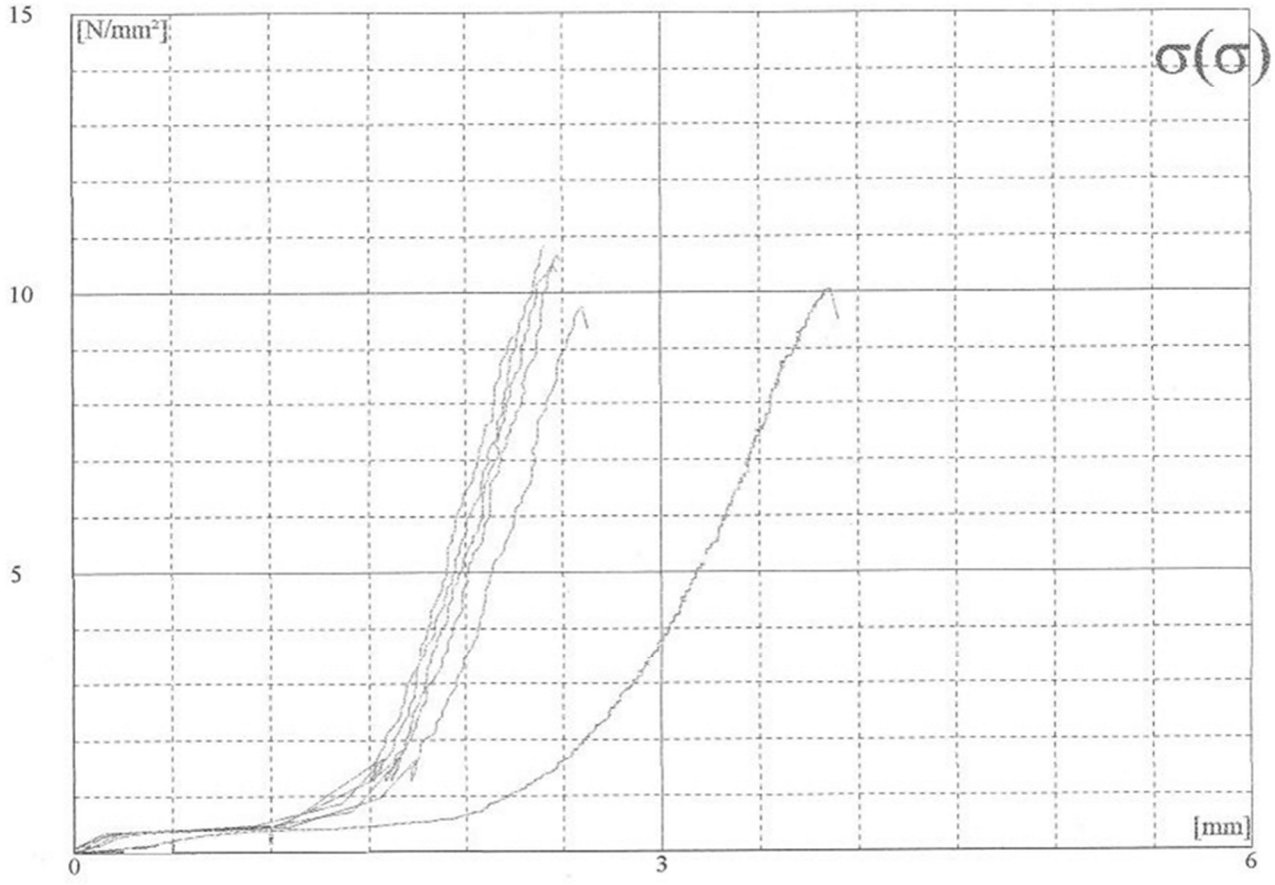


Bild 260 Ergebnisse Steindruckversuche XP 10 10DF 200x365x123 10-0,7 vertikal (Nr.03)

Hochlochziegel- EDER XP 10 10DF 200x365x123 10-0,7 horizontal (Nr.04):

Mauerstein Druckprüfung

2017-386

Tg d Prüfg	Probe	Länge mm	Breite mm	Höhe mm	Querschn mm²	Masse kg	Dichte kg/dm3	Bruchl kN	Festgk N/mm²
20.03.2018	LZ_PK-01	365,0	123,0	210,0	44895	0,000	0,01	94,1	2,10
20.03.2018	LZ_PK-02	365,0	123,0	210,0	44895	0,000	0,01	60,4	1,35
20.03.2018	LZ_PK-03	365,0	123,0	210,0	44895	0,000	0,01	83,3	1,86
20.03.2018	LZ_PK-04	365,0	123,0	210,0	44895	0,000	0,01	96,1	2,14
20.03.2018	LZ_PK-05	365,0	123,0	210,0	44895	0,000	0,01	104,6	2,33
20.03.2018	LZ_PK-06	365,0	123,0	210,0	44895	0,000	0,01	89,4	1,99

Statistische Werte

Mittelwert 1,96

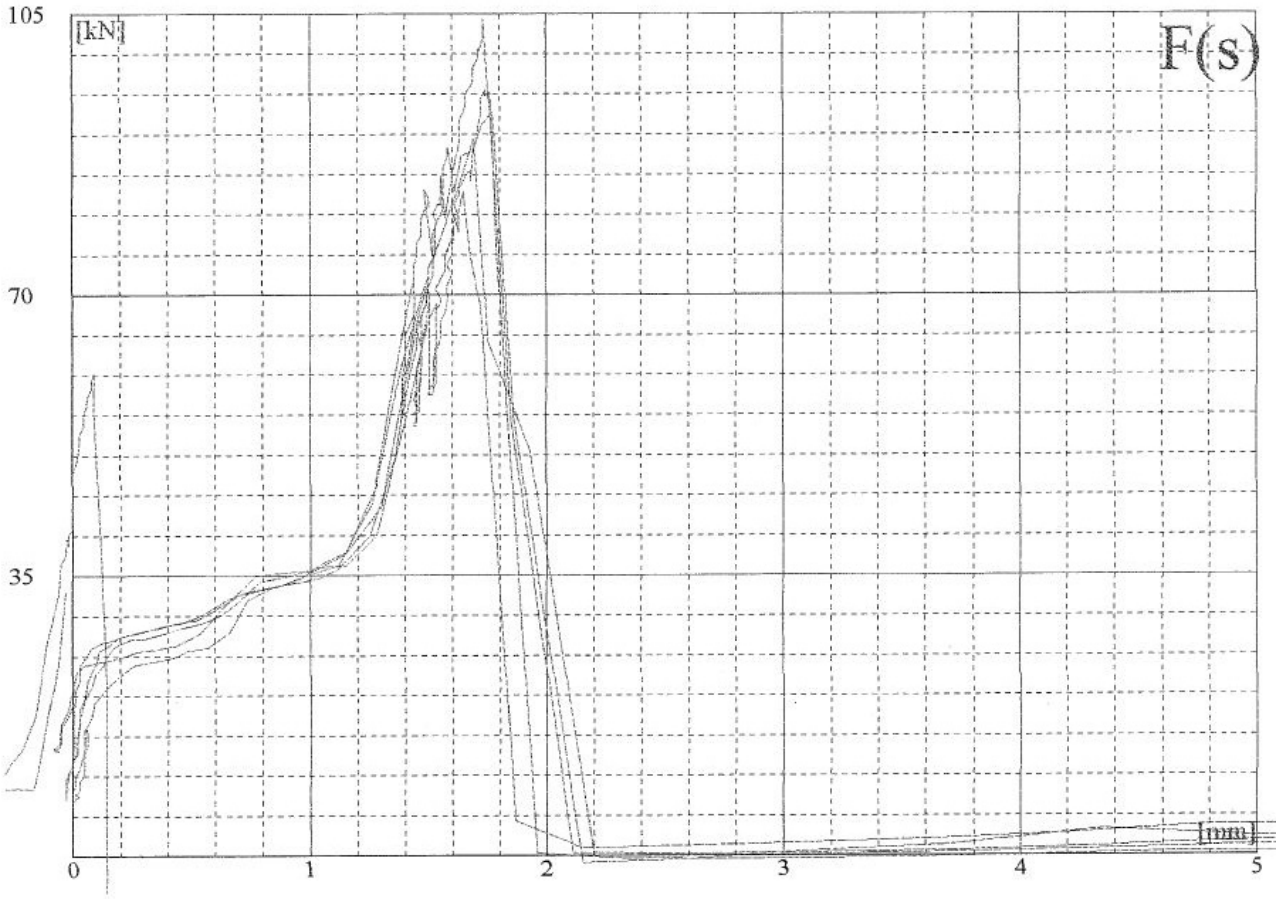


Bild 261 Ergebnisse Steindruckvers. XP 10 10DF 200x365x123 10-0,7 horizontal (Nr.04)

Porenbetonsteine - PP4 499x365x249 4-0.50 Vertikal (Nr.05):

Mauerstein Druckprüfung

2017-386

Tg d Prüfg	Probe	Länge mm	Breite mm	Höhe mm	Querschn mm²	Masse kg	Dichte kg/dm3	Bruchl kN	Festgk N/mm²
20.03.2018	PLB_PK-01	365,0	246,0	249,0	89790	0,000	0,01	403,1	4,49
20.03.2018	PLB_PK-02	365,0	246,0	249,0	89790	0,000	0,01	395,0	4,40
20.03.2018	PLB_PK-03	365,0	246,0	249,0	89790	0,000	0,01	384,4	4,28
20.03.2018	PLB_PK-04	365,0	246,0	249,0	89790	0,000	0,01	370,7	4,13
20.03.2018	PLB_PK-05	365,0	246,0	249,0	89790	0,000	0,01	377,9	4,21
20.03.2018	PLB_PK-06	365,0	246,0	249,0	89790	0,000	0,01	388,9	4,33

Statistische Werte

Mittelwert 4,31

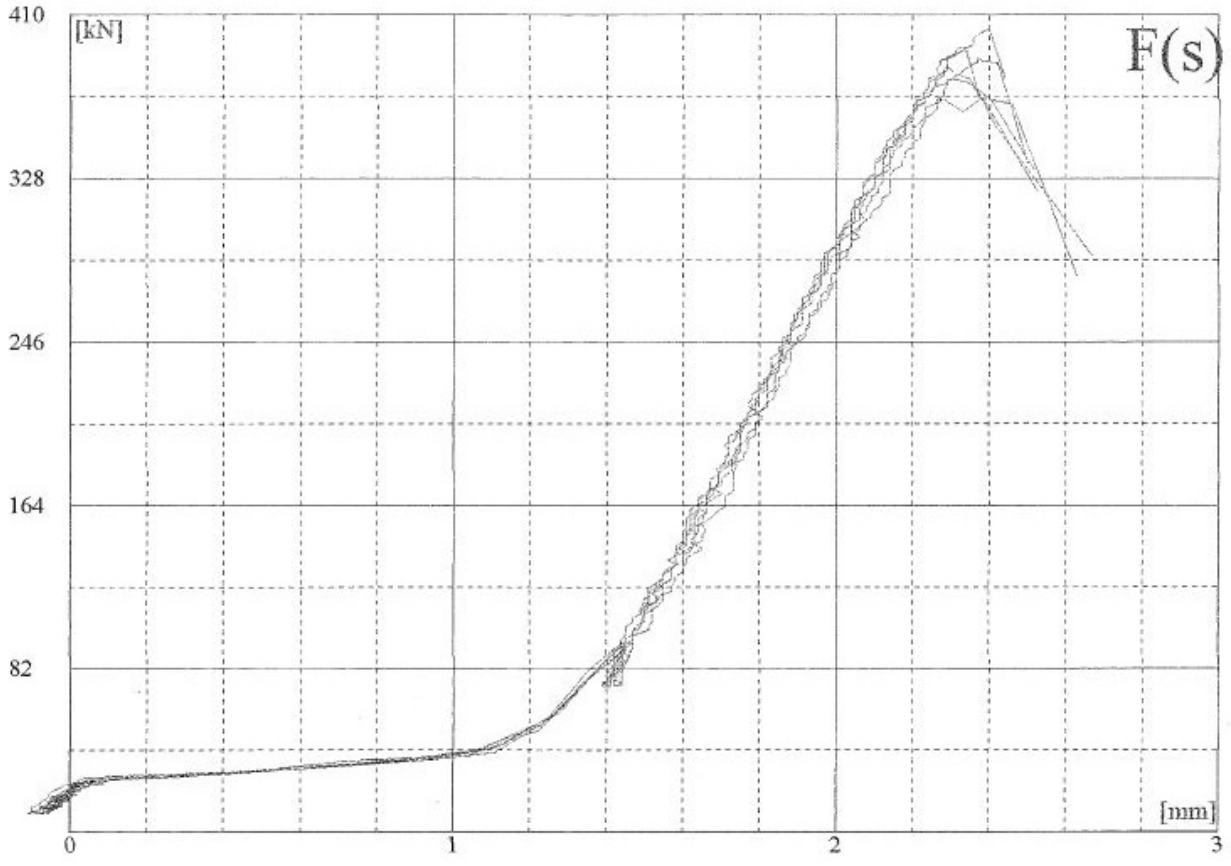


Bild 262 Ergebnisse Steindruckversuche PP4 499x365x249 4-0.50 Vertikal (Nr.05)

Porenbetonsteine - PP4 499x365x249 4-0.50 Horizontal (Nr.06):

Mauerstein Druckprüfung

2017-386

Tg d Prüfg	Probe	Länge mm	Breite mm	Höhe mm	Querschn mm²	Masse kg	Dichte kg/dm3	Bruchl kN	Festgk N/mm²
20.03.2018	PLB_PK-01	260,0	250,0	285,0	65000	0,000	0,01	243,2	3,74
20.03.2018	PLB_PK-02	365,0	249,0	285,0	90885	0,000	0,01	308,0	3,39
20.03.2018	PLB_PK-03	365,0	249,0	285,0	90885	0,000	0,01	303,9	3,34
20.03.2018	PLB_PK-04	365,0	249,0	285,0	90885	0,000	0,01	311,1	3,42
20.03.2018	PLB_PK-05	365,0	249,0	285,0	90885	0,000	0,01	304,3	3,35
20.03.2018	PLB_PK-06	365,0	249,0	285,0	90885	0,000	0,01	327,5	3,60

Statistische Werte

Mittelwert 3,47

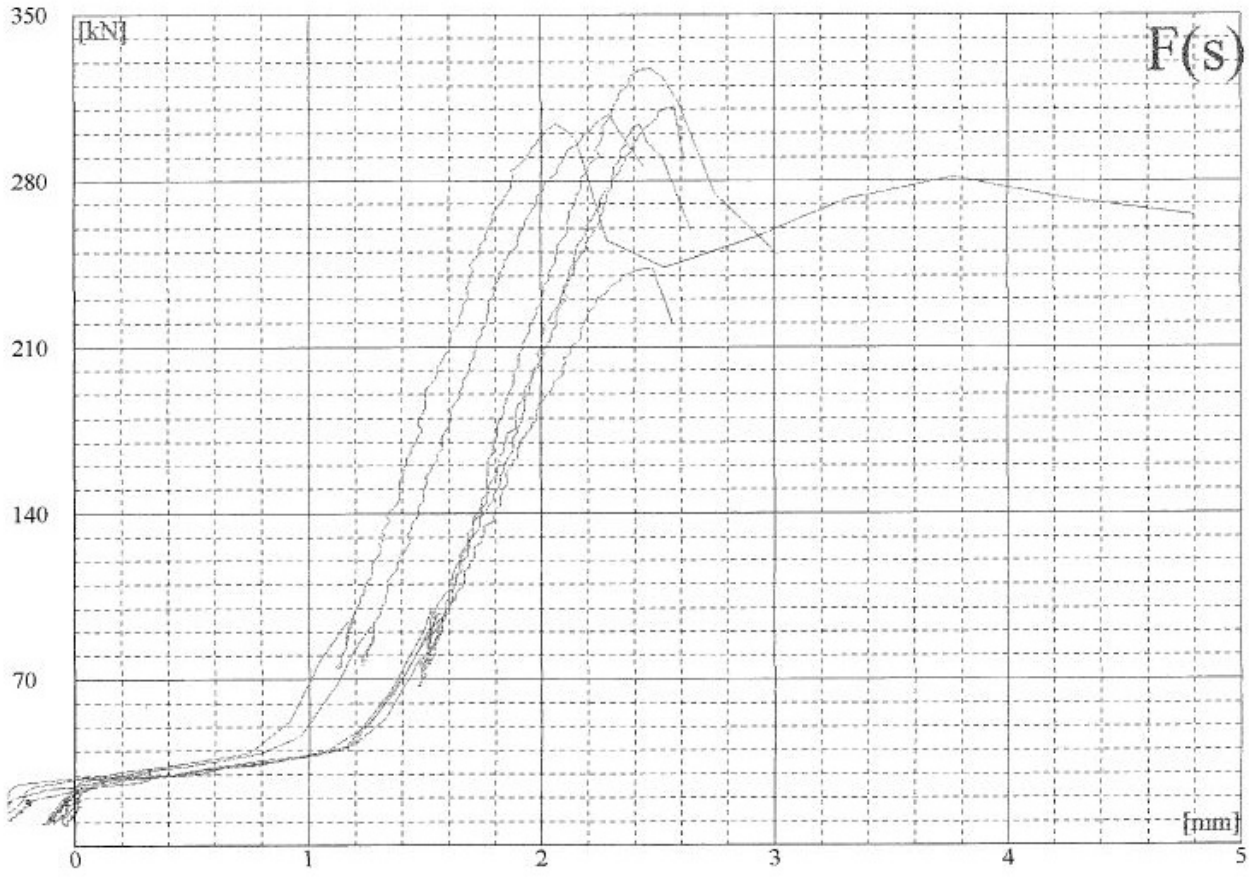


Bild 263 Ergebnisse Steindruckversuche PP4 499x365x249 4-0.50 Horizontal (Nr.06)

16.15 Bruchbilder zu Steindruckfestigkeitsversuchen

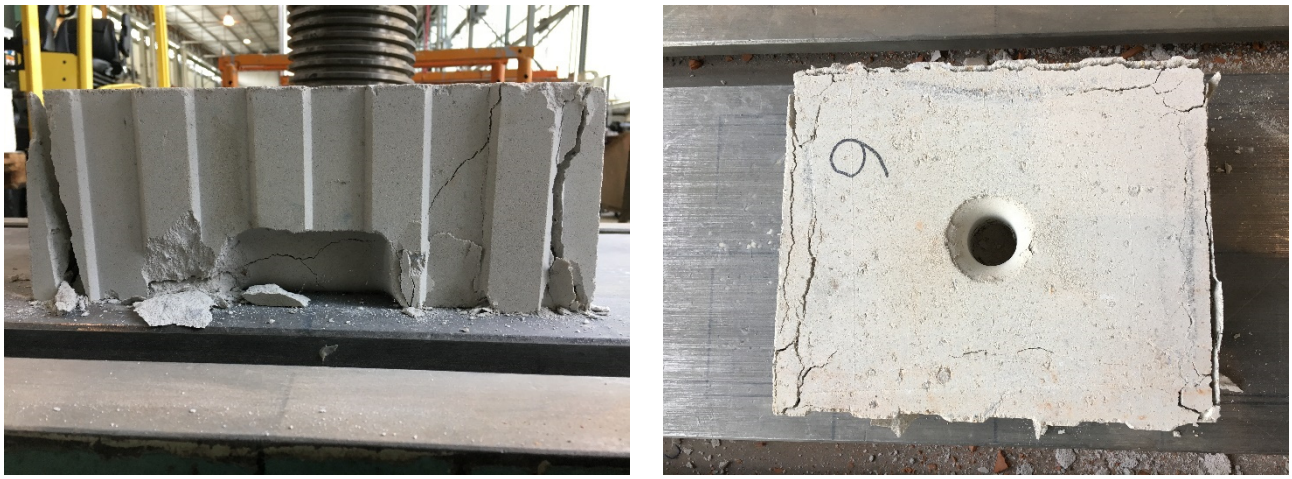


Bild 264 Bruchbild KS-Kimmsteine 248x300x125 20-2 vertikal



Bild 265 Bruchbild KS-Kimmsteine 248x300x125 20-2 horizontal



Bild 266 Bruchbild EDER XP 10 10DF 200x365x123 10-0,7 horizontal



Bild 267 Bruchbild PP4 499x365x249 4-0.50 vertikal



Bild 268 Bruchbild PP4 499x365x249 4-0.50 horizontal

16.16 Ergebnisse der Mörtelprüfungen

Probenbezeichnung	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	Dichte [kg/m³]	F_f/F_c [kN]	R_f/R_c [MPa]
20170222_BZ-01	159.4	40.1	40.0	0.287	1123	0.71	1.67
20170222_BZ-02	159.2	40.1	39.8	0.278	1094	1.03	2.43
20170222_BZ-03	159.1	39.9	39.9	0.275	1086	0.99	2.34
20170222_D-01a	---	---	---	---	---	26.79	16.7
20170222_D-01b	---	---	---	---	---	29.90	18.7
20170222_D-02a	---	---	---	---	---	25.58	16.0
20170222_D-02b	---	---	---	---	---	21.60	13.5
20170222_D-03a	---	---	---	---	---	23.28	14.6
20170222_D-03b	---	---	---	---	---	21.13	13.2
Mittelwerte	**Dichte**			**ρ [kg/m³]**	**1100**		
	Biegezugfestigkeit			**R_f [MPa]**			**2.15**
	Druckfestigkeit			**R_c [MPa]**			**15.4**

Bild 269 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Maxit 900 D

Probenbezeichnung	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	Dichte [kg/m³]	F_f/F_c [kN]	R_f/R_c [MPa]
20170331_BZ-01	159.3	39.9	39.8	0.334	1320	1.37	3.24
20170331_BZ-02	159.7	39.8	40.0	0.336	1322	1.16	2.74
20170331_BZ-03	159.4	40.1	40.0	0.332	1299	1.45	3.40
20170331_D-01a	---	---	---	---	---	18.48	11.6
20170331_D-01b	---	---	---	---	---	19.60	12.3
20170331_D-02a	---	---	---	---	---	17.74	11.1
20170331_D-02b	---	---	---	---	---	18.35	11.5
20170331_D-03a	---	---	---	---	---	19.19	12.0
20170331_D-03b	---	---	---	---	---	18.69	11.7
Mittelwerte	**Dichte**			**ρ [kg/m³]**	**1310**		
	Biegezugfestigkeit			**R_f [MPa]**			**3.13**
	Druckfestigkeit			**R_c [MPa]**			**11.7**

Bild 270 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Silka DM 01

Probenbezeichnung	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	Dichte [kg/m³]	F_f/F_c [kN]	R_f/R_c [MPa]
20170405_BZ-01	159.5	38.3	39.9	0.515	2116	2.58	6.36
20170405_BZ-02	159.5	41.0	40.0	0.547	2097	2.91	6.67
20170405_BZ-03	159.5	40.9	39.9	0.544	2090	2.83	6.52
20170405_D-01a	---	---	---	---	---	112.65	73.6
20170405_D-01b	---	---	---	---	---	116.41	76.0
20170405_D-02a	---	---	---	---	---	120.60	75.4
20170405_D-02b	---	---	---	---	---	127.44	79.7
20170405_D-03a	---	---	---	---	---	122.11	76.3
20170405_D-03b	---	---	---	---	---	119.99	75.0
Mittelwerte	**Dichte**			**ρ** [kg/m³]	**2100**		
	Biegezugfestigkeit			**R_f** [MPa]			**6.52**
	Druckfestigkeit			**R_c** [MPa]			**76.0**

Bild 271 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Pagel TF 10 01

Probenbezeichnung	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	Dichte [kg/m³]	F_f/F_c [kN]	R_f/R_c [MPa]
20170405_BZ-01	159.9	39.9	39.3	0.335	1334	1.32	3.20
20170405_BZ-02	159.6	40.3	39.9	0.342	1335	0.98	2.28
20170405_BZ-03	159.7	40.8	39.9	0.342	1317	1.55	3.59
20170405_D-01a	---	---	---	---	---	19.99	12.5
20170405_D-01b	---	---	---	---	---	19.65	12.3
20170405_D-02a	---	---	---	---	---	20.85	13.0
20170405_D-02b	---	---	---	---	---	19.67	12.3
20170405_D-03a	---	---	---	---	---	21.95	13.7
20170405_D-03b	---	---	---	---	---	20.47	12.8
Mittelwerte	**Dichte**			**ρ** [kg/m³]	**1330**		
	Biegezugfestigkeit			**R_f** [MPa]			**3.02**
	Druckfestigkeit			**R_c** [MPa]			**12.8**

Bild 272 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Silka DM 02

Probenbezeichnung	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	Dichte [kg/m³]	F_f/F_c [kN]	R_f/R_c [MPa]
20170418_BZ-01	160.1	40.0	38.9	0.351	1409	1.27	3.15
20170418_BZ-02	159.6	40.0	39.2	0.352	1407	1.24	3.03
20170418_BZ-03	159.6	39.9	40.1	0.361	1414	1.14	2.67
20170418_D-01a	---	---	---	---	---	17.00	10.6
20170418_D-01b	---	---	---	---	---	18.73	11.7
20170418_D-02a	---	---	---	---	---	19.15	12.0
20170418_D-02b	---	---	---	---	---	19.55	12.2
20170418_D-03a	---	---	---	---	---	14.59	9.12*
20170418_D-03b	---	---	---	---	---	17.32	10.8
Mittelwerte	**Dichte**			**ρ** [kg/m³]	**1410**		
	Biegezugfestigkeit			**R_f** [MPa]			**2.95**
	Druckfestigkeit			**R_c** [MPa]			**11.5**

* Werte haben >10% Abweichungen vom MW und wurden bei der Mittelwertbildung gestrichen

Bild 273 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Silka DM 03

Probenbezeichnung	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	Dichte [kg/m³]	F_f/F_c [kN]	R_f/R_c [MPa]
20170523_BZ-01	159.4	41.3	40.0	0.387	1470	1.35	3.05
20170523_BZ-02	159.3	40.6	40.0	0.376	1453	1.17	2.69
20170523_BZ-03	159.2	40.8	39.9	0.376	1451	1.20	2.76
20170523_D-01a	---	---	---	---	---	21.76	13.6
20170523_D-01b	---	---	---	---	---	21.71	13.6
20170523_D-02a	---	---	---	---	---	21.27	13.3
20170523_D-02b	---	---	---	---	---	21.09	13.2
20170523_D-03a	---	---	---	---	---	22.04	13.8
20170523_D-03b	---	---	---	---	---	23.01	14.4
Mittelwerte	**Dichte**			**ρ** [kg/m³]	**1460**		
	Biegezugfestigkeit			**R_f** [MPa]			**2.83**
	Druckfestigkeit			**R_c** [MPa]			**13.6**

Bild 274 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Silka DM 04

Probenbezeichnung	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	Dichte [kg/m³]	F_f/F_c [kN]	R_f/R_c [MPa]
20170523_BZ-01	159.3	38.9	40.0	0.525	2118	2.18	5.24
20170523_BZ-02	159.7	39.2	39.9	0.528	2114	2.45	5.89
20170523_BZ-03	159.5	39.0	40.0	0.526	2114	2.09	5.02
20170523 D-04a	---	---	---	---	---	124.66	77.9
20170523 D-04b	---	---	---	---	---	120.90	75.6
20170523 D-05a	---	---	---	---	---	130.70	81.7
20170523 D-05b	---	---	---	---	---	123.48	77.2
20170523 D-06a	---	---	---	---	---	124.21	77.6
20170523 D-06b	---	---	---	---	---	122.12	76.3
Mittelwerte	**Dichte**			**ρ** [kg/m³]	**2120**		
	Biegezugfestigkeit			**R_f** [MPa]			**5.38**
	Druckfestigkeit			**R_c** [MPa]			**77.7**

Bild 275 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Pagel TF 10 02

Probenbezeichnung	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	Dichte [kg/m³]	F_f/F_c [kN]	R_f/R_c [MPa]
170613_BZ-01	160.1	41.2	40.0	0.394	1493	1.56	3.55
170613_BZ-02	159.7	41.7	40.0	0.398	1494	1.40	3.14
170613_BZ-03	159.6	41.1	40.0	0.393	1498	1.67	3.80
170613_D-01a	---	---	---	---	---	24.86	15.5
170613_D-01b	---	---	---	---	---	26.82	16.8
170613_D-02a	---	---	---	---	---	23.00	14.4
170613_D-02b	---	---	---	---	---	26.01	16.3
170613_D-03a	---	---	---	---	---	26.54	16.6
170613_D-03b	---	---	---	---	---	25.72	16.1
Mittelwerte	**Dichte**			**ρ** [kg/m³]	**1500**		
	Biegezugfestigkeit			**R_f** [MPa]			**3.50**
	Druckfestigkeit			**R_c** [MPa]			**15.9**

Bild 276 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Silka DM 05

Probenbezeichnung	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	Dichte [kg/m³]	F_f/F_c [kN]	R_f/R_c [MPa]
170815_BZ-01	160.4	40.2	40.0	0.392	1520	1.27	2.95
170815_BZ-02	160.0	40.2	40.0	0.393	1528	1.33	3.09
170815_BZ-03	160.0	40.7	40.0	0.401	1539	1.32	3.05
170815_D-01a	---	---	---	---	---	19.08	11.9
170815_D-01b	---	---	---	---	---	21.37	13.4
170815_D-02a	---	---	---	---	---	20.86	13.0
170815_D-02b	---	---	---	---	---	19.53	12.2
170815_D-03a	---	---	---	---	---	20.47	12.8
170815_D-03b	---	---	---	---	---	21.02	13.1
Mittelwerte	**Dichte**			**ρ** [kg/m³]	**1530**		
	Biegezugfestigkeit			**R_f** [MPa]			**3.03**
	Druckfestigkeit			**R_c** [MPa]			**12.7**

Bild 277 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Ytong DM 01

Probenbezeichnung	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	Dichte [kg/m³]	F_f/F_c [kN]	R_f/R_c [MPa]
170809_BZ-01	161.3	40.0	40.2	0.391	1507	1.33	3.09
170809_BZ-02	161.1	40.2	40.1	0.393	1514	1.23	2.85
170809_BZ-03	161.0	39.7	40.0	0.385	1506	1.18	2.78
170809_D-01a	---	---	---	---	---	21.74	13.6
170809_D-01b	---	---	---	---	---	22.39	14.0
170809_D-02a	---	---	---	---	---	20.81	13.0
170809_D-02b	---	---	---	---	---	23.29	14.6
170809_D-03a	---	---	---	---	---	21.46	13.5
170809_D-03b	---	---	---	---	---	19.64	12.4
Mittelwerte	**Dichte**			**ρ** [kg/m³]	**1510**		
	Biegezugfestigkeit			**R_f** [MPa]			**2.91**
	Druckfestigkeit			**R_c** [MPa]			**13.5**

Bild 278 Ergebnisse Mörtelprüfung 28d Ytong DM 02

Probenbezeichnung	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	Dichte [kg/m³]	F_f/F_c [kN]	R_f/R_c [MPa]
171025_FBKM_BZ-01	160.3	40.9	40.1	0.390	1483	1.32	2.99
171025_FBKM_BZ-02	160.2	41.3	40.2	0.388	1459	1.26	2.80
171025_FBKM_BZ-03	160.3	40.0	39.5	0.397	1567	1.29	3.09
171025_FBKM_D-01a	---	---	---	---	---	20.81	13.0
171025_FBKM_D-01b	---	---	---	---	---	20.33	12.7
171025_FBKM_D-02a	---	---	---	---	---	20.14	12.6
171025_FBKM_D-02b	---	---	---	---	---	20.40	12.8
171025_FBKM_D-03a	---	---	---	---	---	20.23	12.6
171025_FBKM_D-03b	---	---	---	---	---	19.91	12.4
Mittelwerte	**Dichte**			**ρ** [kg/m³]	**1503**		
	Biegezugfestigkeit			**R_f** [MPa]			**2.96**
	Druckfestigkeit			**R_c** [MPa]			**12.7**

Bild 279 Ergebnisse Mörtelprüfung 21d Silka DM (Großversuch 1)

Probenbezeichnung	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	Dichte [kg/m³]	F_f/F_c [kN]	R_f/R_c [MPa]
171204_FBKM_BZ-01	161.1	40.6	40.2	0.378	1438	1.32	3.04
171204_FBKM_BZ-02	160.8	40.2	40.3	0.400	1535	1.24	2.88
171204_FBKM_BZ-03	160.7	40.0	40.1	0.389	1509	1.38	3.24
171204_FBKM_D-01a	---	---	---	---	---	19.72	12.3
171204_FBKM_D-01b	---	---	---	---	---	18.34	11.5
171204_FBKM_D-02a	---	---	---	---	---	18.55	11.6
171204_FBKM_D-02b	---	---	---	---	---	17.21	10.8
171204_FBKM_D-03a	---	---	---	---	---	17.36	10.9
171204_FBKM_D-03b	---	---	---	---	---	18.98	11.9
Mittelwerte	**Dichte**			**ρ** [kg/m³]	**1494**		
	Biegezugfestigkeit			**R_f** [MPa]			**3.05**
	Druckfestigkeit			**R_c** [MPa]			**11.5**

Bild 280 Ergebnisse Mörtelprüfung 14d Silka DM (Großversuch 2)

Probenbezeichnung	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	Dichte [kg/m³]	F_f/F_c [kN]	R_f/R_c [MPa]
180109_FBKM_BZ-01	159.1	40.2	40.0	0.391	1528	1.28	2.95
180109_FBKM_BZ-02	159.8	39.9	40.0	0.380	1490	1.33	3.12
180109_FBKM_BZ-03	160.1	40.6	40.1	0.378	1450	1.25	2.86
180109_FBKM_D-01a	---	---	---	---	---	19.66	12.3
180109_FBKM_D-01b	---	---	---	---	---	21.02	13.1
180109_FBKM_D-02a	---	---	---	---	---	20.34	12.7
180109_FBKM_D-02b	---	---	---	---	---	19.29	12.1
180109_FBKM_D-03a	---	---	---	---	---	20.89	13.1
180109_FBKM_D-03b	---	---	---	---	---	19.35	12.1
Mittelwerte	**Dichte**			**ρ** [kg/m³]	**1490**		
	Biegezugfestigkeit			**R_f** [MPa]			**2.98**
	Druckfestigkeit			**R_c** [MPa]			**12.6**

Bild 281 Ergebnisse Mörtelprüfung 14d Silka DM (Großversuch 3)

Probenbezeichnung	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	Dichte [kg/m³]	F_f/F_c [kN]	R_f/R_c [MPa]
180628_FBKM_BZ-01	160.4	39.8	40.2	0.379	1477	1.31	3.08
180628_FBKM_BZ-02	159.9	40.2	39.7	0.368	1442	1.22	2.87
180628_FBKM_BZ-03	160.2	40.0	40.1	0.379	1475	1.16	2.71
180628_FBKM_D-01a	---	---	---	---	---	20.72	13.0
180628_FBKM_D-01b	---	---	---	---	---	21.30	13.3
180628_FBKM_D-02a	---	---	---	---	---	20.11	12.6
180628_FBKM_D-02b	---	---	---	---	---	22.30	13.9
180628_FBKM_D-03a	---	---	---	---	---	21.22	13.3
180628_FBKM_D-03b	---	---	---	---	---	22.72	14.2
Mittelwerte	**Dichte**			**ρ** [kg/m³]	**1465**		
	Biegezugfestigkeit			**R_f** [MPa]			**2.89**
	Druckfestigkeit			**R_c** [MPa]			**13.4**

Bild 282 Ergebnisse Mörtelprüfung 14d Silka DM (Großversuch 6)

Probenbezeichnung	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	Dichte [kg/m³]	F_f/F_c [kN]	R_f/R_c [MPa]
180731_FBKM_BZ-01	160.0	40.0	40.1	0.388	1512	1.21	2.83
180731_FBKM_BZ-02	159.7	40.3	40.3	0.365	1407	1.24	2.83
180731_FBKM_BZ-03	160.2	40.2	40.4	0.386	1484	1.30	2.99
180731_FBKM_D-01a	---	---	---	---	---	20.78	13.0
180731_FBKM_D-01b	---	---	---	---	---	20.45	12.8
180731_FBKM_D-02a	---	---	---	---	---	19.68	12.3
180731_FBKM_D-02b	---	---	---	---	---	18.98	11.9
180731_FBKM_D-03a	---	---	---	---	---	19.21	12.0
180731_FBKM_D-03b	---	---	---	---	---	19.13	12.0
Mittelwerte	**Dichte**			**ρ** [kg/m³]	**1468**		
	Biegezugfestigkeit			**R_f** [MPa]			**2.88**
	Druckfestigkeit			**R_c** [MPa]			**12.3**

Bild 283 Ergebnisse Mörtelprüfung 14d Silka DM (Großversuch 7)

Probenbezeichnung	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	Dichte [kg/m³]	F_f/F_c [kN]	R_f/R_c [MPa]
180207_FBKM_BZ-01	160.4	40.0	40.3	0.386	1493	1.19	2.77
180207_FBKM_BZ-02	160.0	39.9	40.3	0.375	1458	1.24	2.88
180207_FBKM_BZ-03	159.8	40.1	40.2	0.388	1506	1.11	2.57
180207_FBKM_D-01a	---	---	---	---	---	18.55	11.6
180207_FBKM_D-01b	---	---	---	---	---	18.06	11.3
180207_FBKM_D-02a	---	---	---	---	---	17.67	11.0
180207_FBKM_D-02b	---	---	---	---	---	16.42	10.3
180207_FBKM_D-03a	---	---	---	---	---	17.35	10.8
180207_FBKM_D-03b	---	---	---	---	---	18.22	11.4
Mittelwerte	**Dichte**			**ρ** [kg/m³]	**1486**		
	Biegezugfestigkeit			**R_f** [MPa]			**2.74**
	Druckfestigkeit			**R_c** [MPa]			**11.1**

Bild 284 Ergebnisse Mörtelprüfung 14d Ytong DM (Großversuch 4)

Probenbezeichnung	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	Dichte [kg/m³]	F_f/F_c [kN]	R_f/R_c [MPa]
180321_FBKM_BZ-01	161.0	40.2	40.2	0.377	1449	1.30	3.03
180321_FBKM_BZ-02	160.6	39.9	40.0	0.385	1502	1.14	2.70
180321_FBKM_BZ-03	160.8	40.1	40.0	0.394	1528	1.16	2.73
180321_FBKM_D-01a	---	---	---	---	---	18.97	11.9
180321_FBKM_D-01b	---	---	---	---	---	20.03	12.5
180321_FBKM_D-02a	---	---	---	---	---	20.46	12.8
180321_FBKM_D-02b	---	---	---	---	---	20.89	13.1
180321_FBKM_D-03a	---	---	---	---	---	19.60	12.3
180321_FBKM_D-03b	---	---	---	---	---	19.89	12.4
Mittelwerte	**Dichte**			**ρ** [kg/m³]	**1493**		
	Biegezugfestigkeit			**R_f** [MPa]			**2.82**
	Druckfestigkeit			**R_c** [MPa]			**12.5**

Bild 285 Ergebnisse Mörtelprüfung 14d Ytong DM (Großversuch 5)

16.17 Ergebnisse der Erddruckmessungen

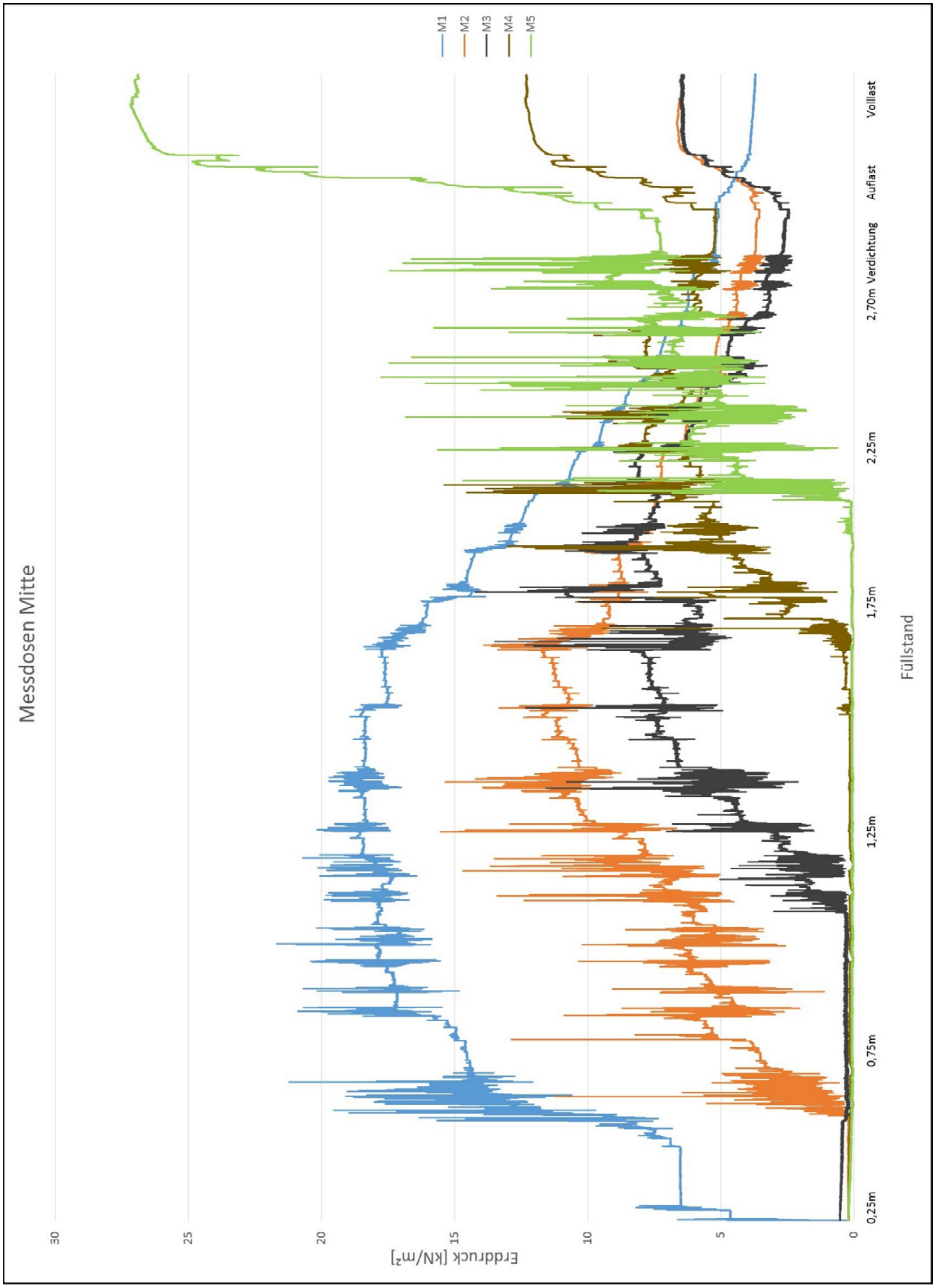


Bild 286 Erddruckkräfte alle Messdosen mittlere Reihe (V1)

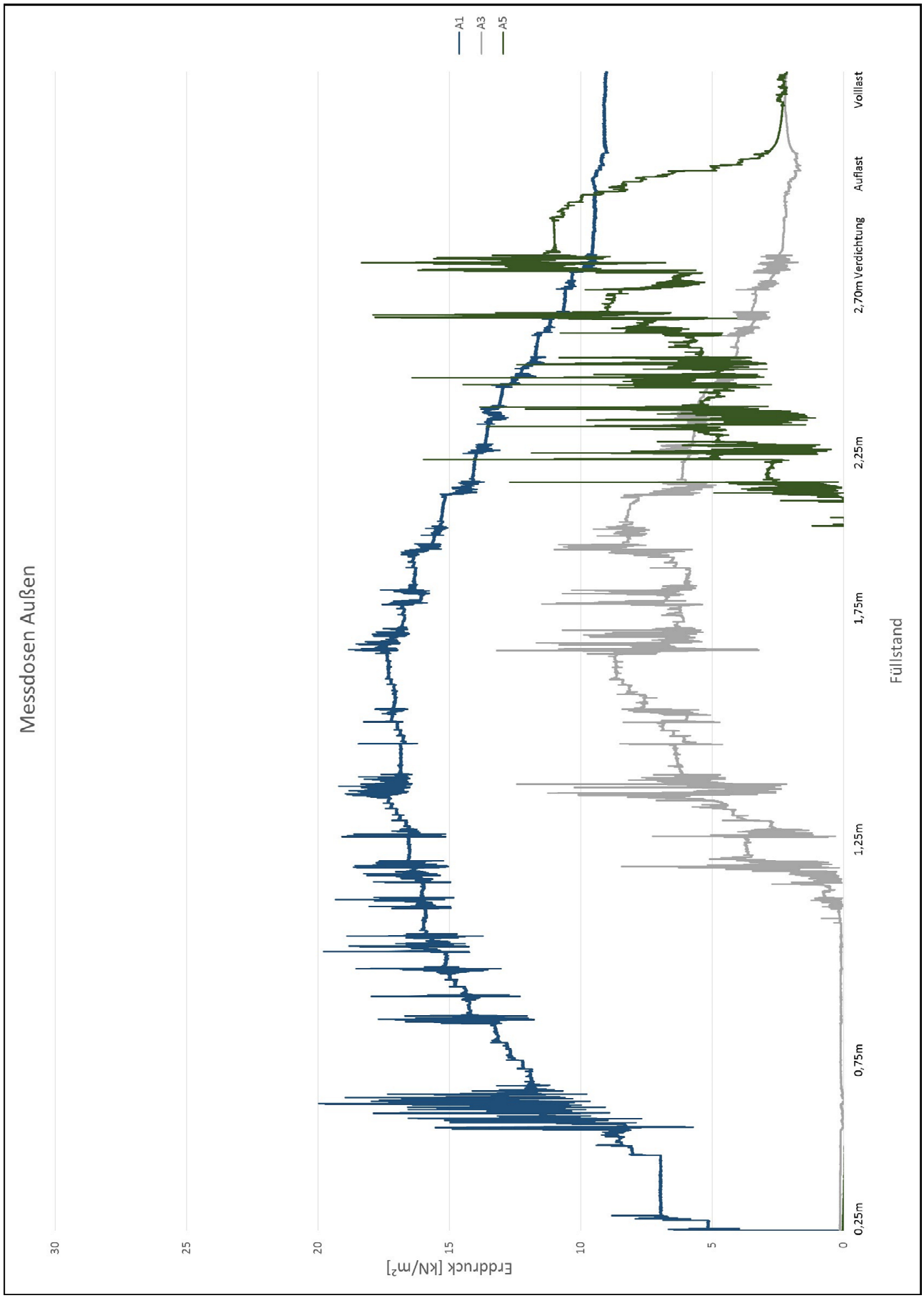


Bild 287 Erddruckkräfte alle Messdosen äußere Reihe (V1)

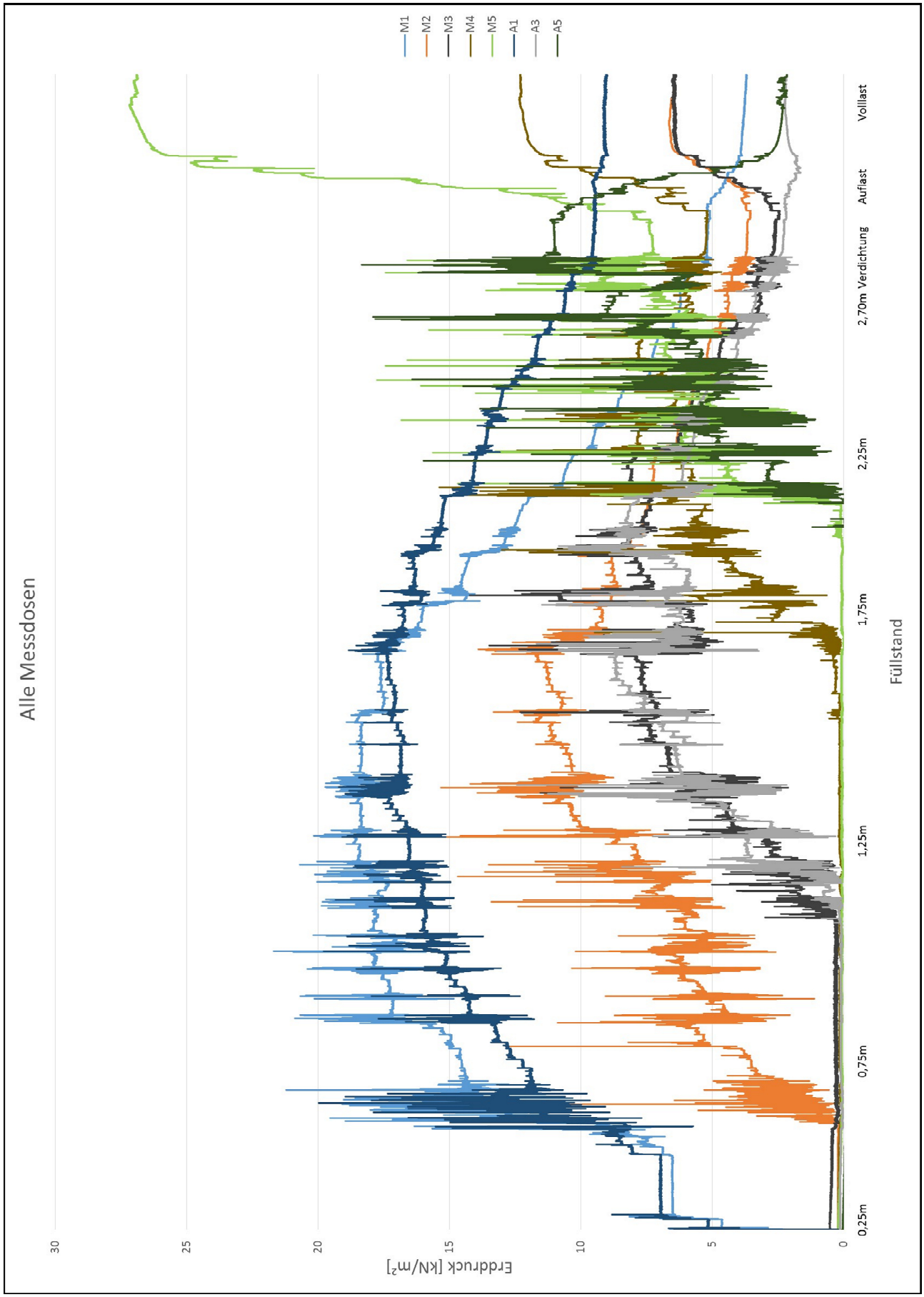


Bild 288 Erddruckkräfte alle Messdosen (V1)

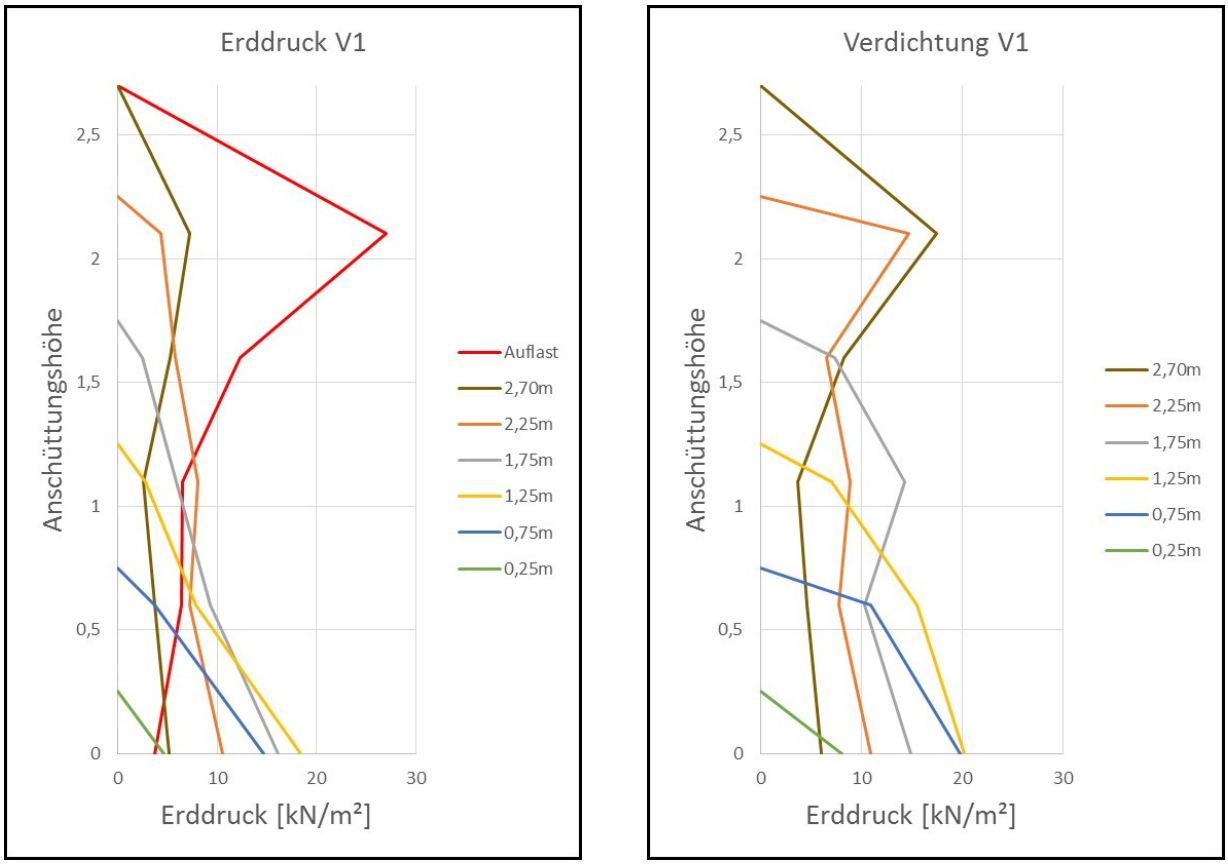


Bild 289 Erddruckverläufe mittlere Messreihe Großversuch 1

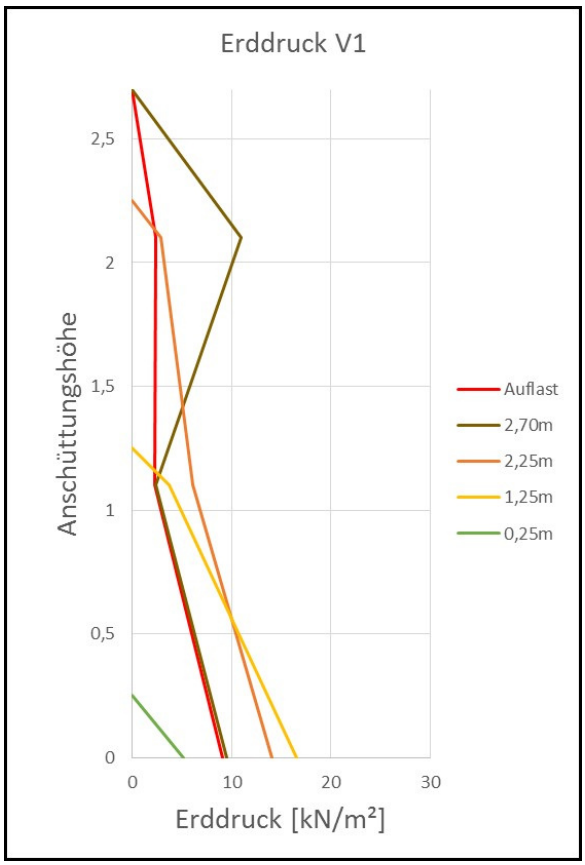


Bild 290 Erddruckverläufe äußere Messreihe Großversuch 1

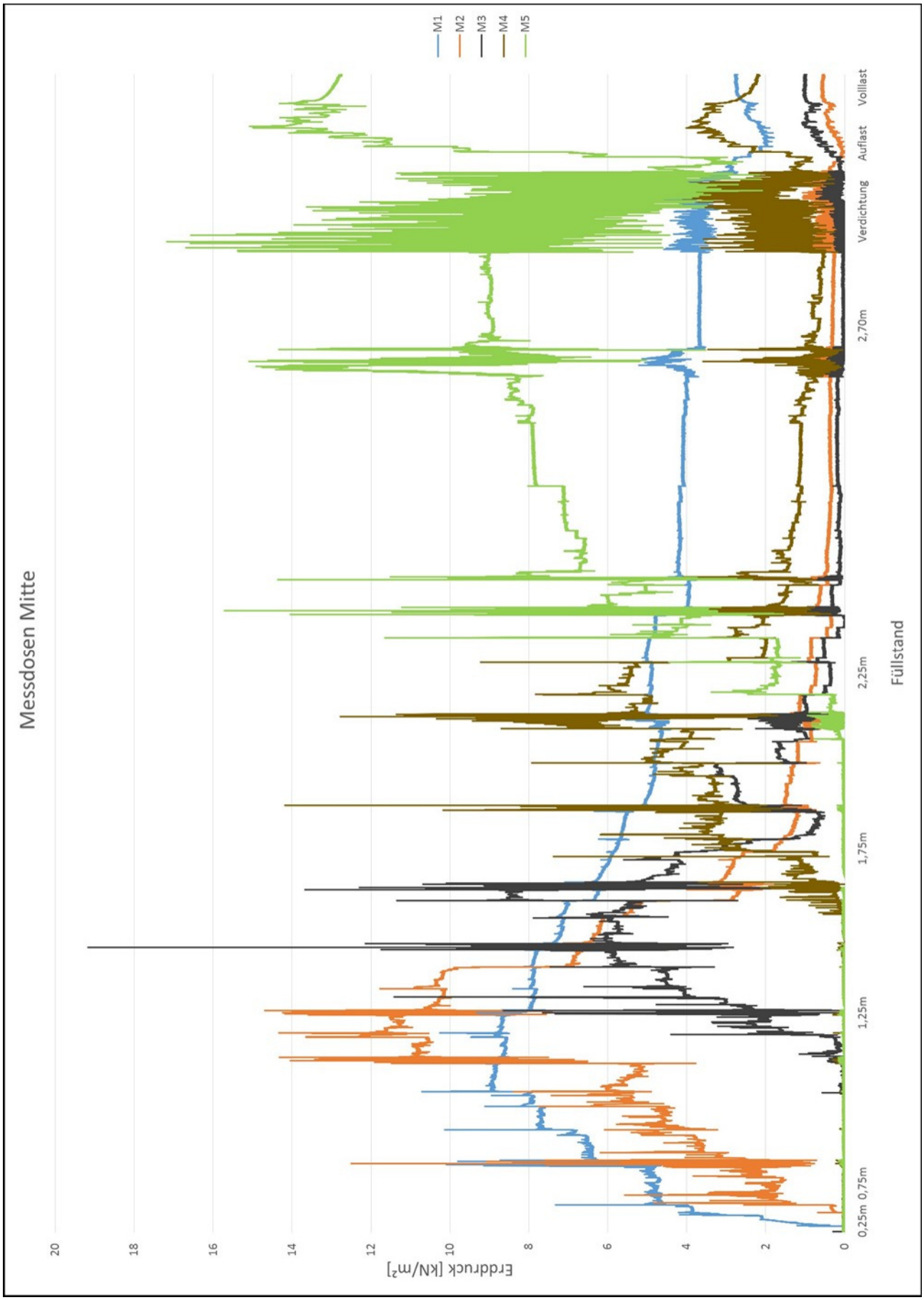


Bild 291 Erddruckkräfte alle Messdosen mittlere Reihe (V2)

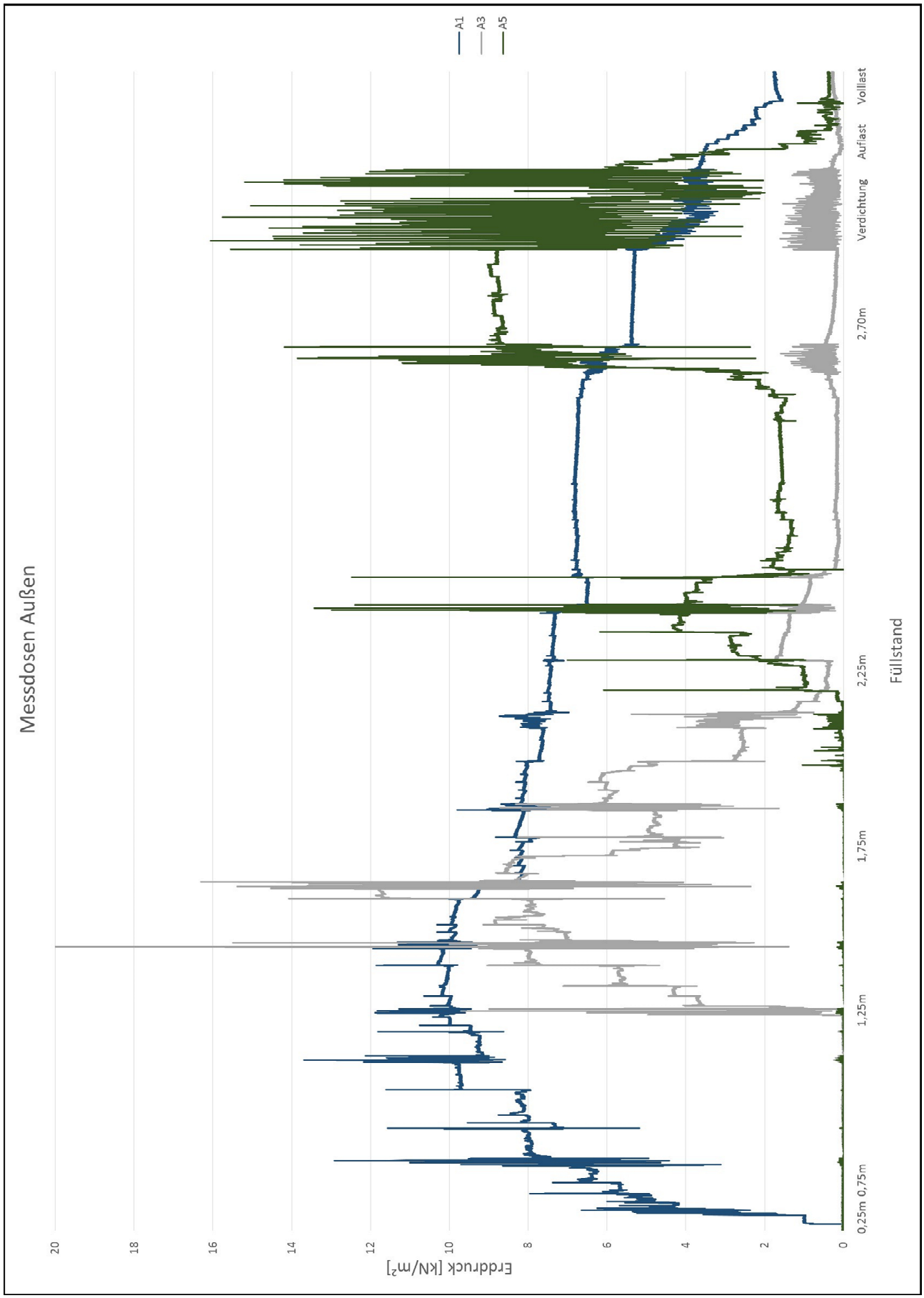


Bild 292 Erddruckkräfte alle Messdosen äußere Reihe (V2)

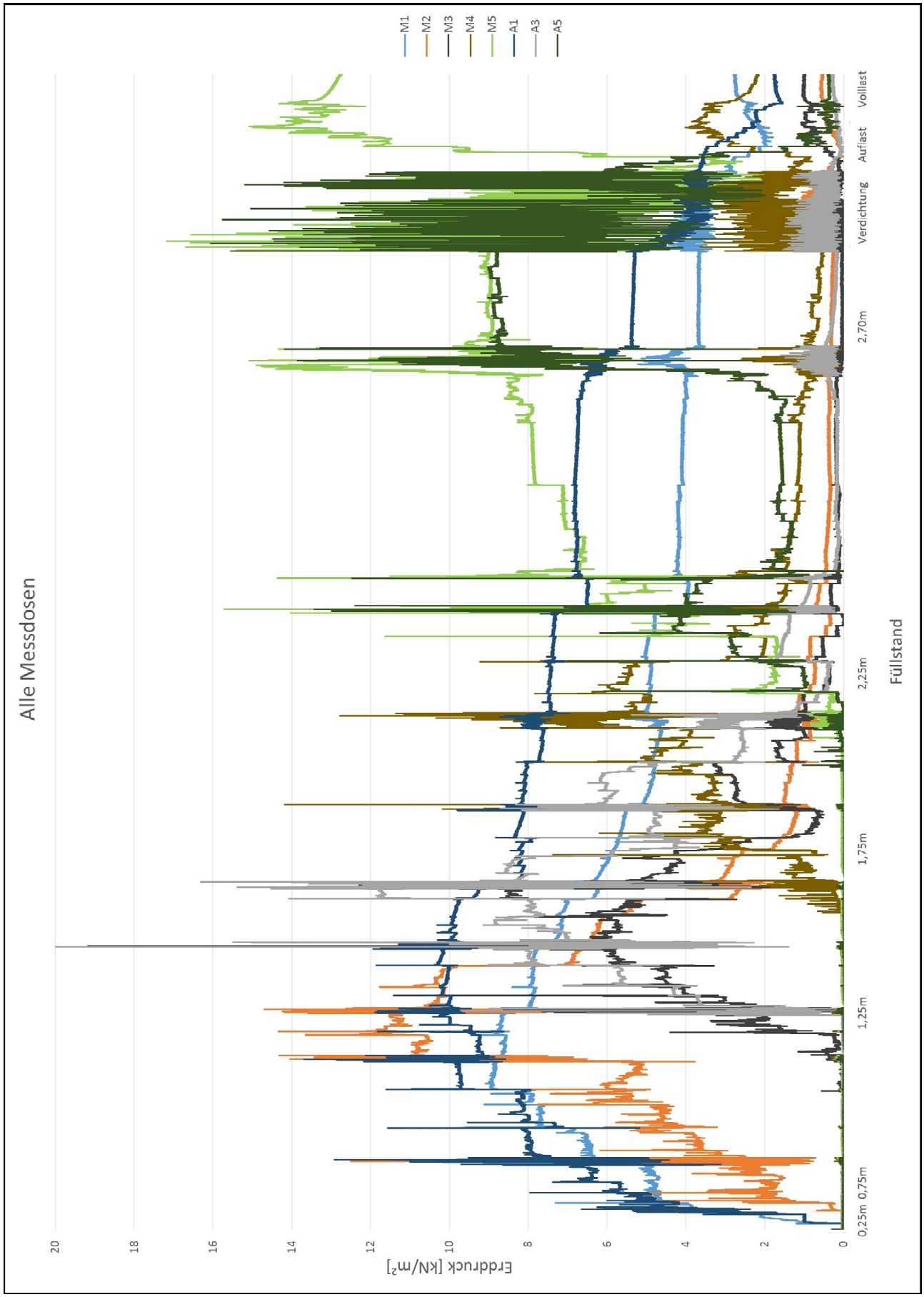


Bild 293 Erddruckkräfte alle Messdosen (V2)

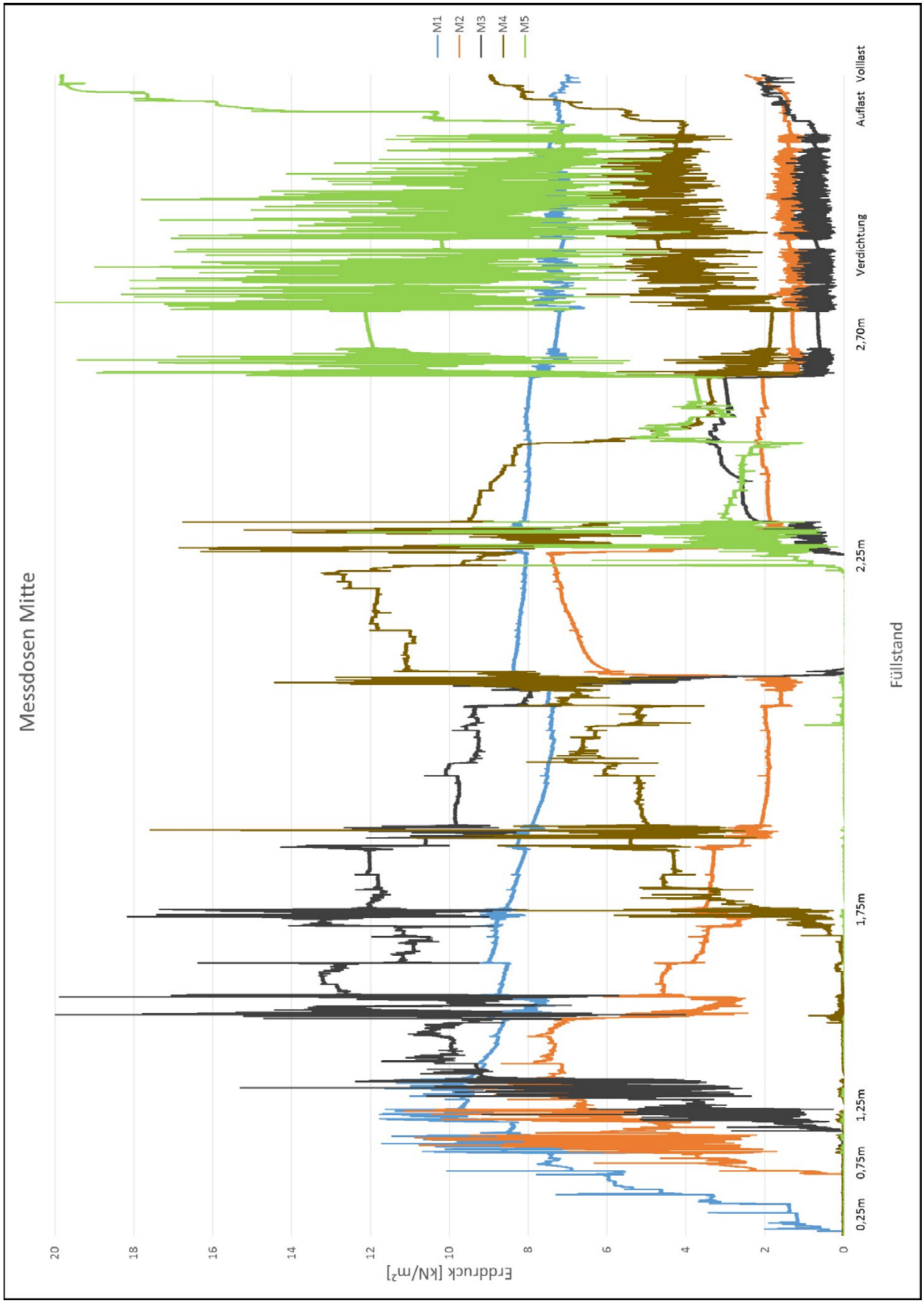


Bild 294 Erddruckkräfte alle Messdosen mittlere Reihe (V3)

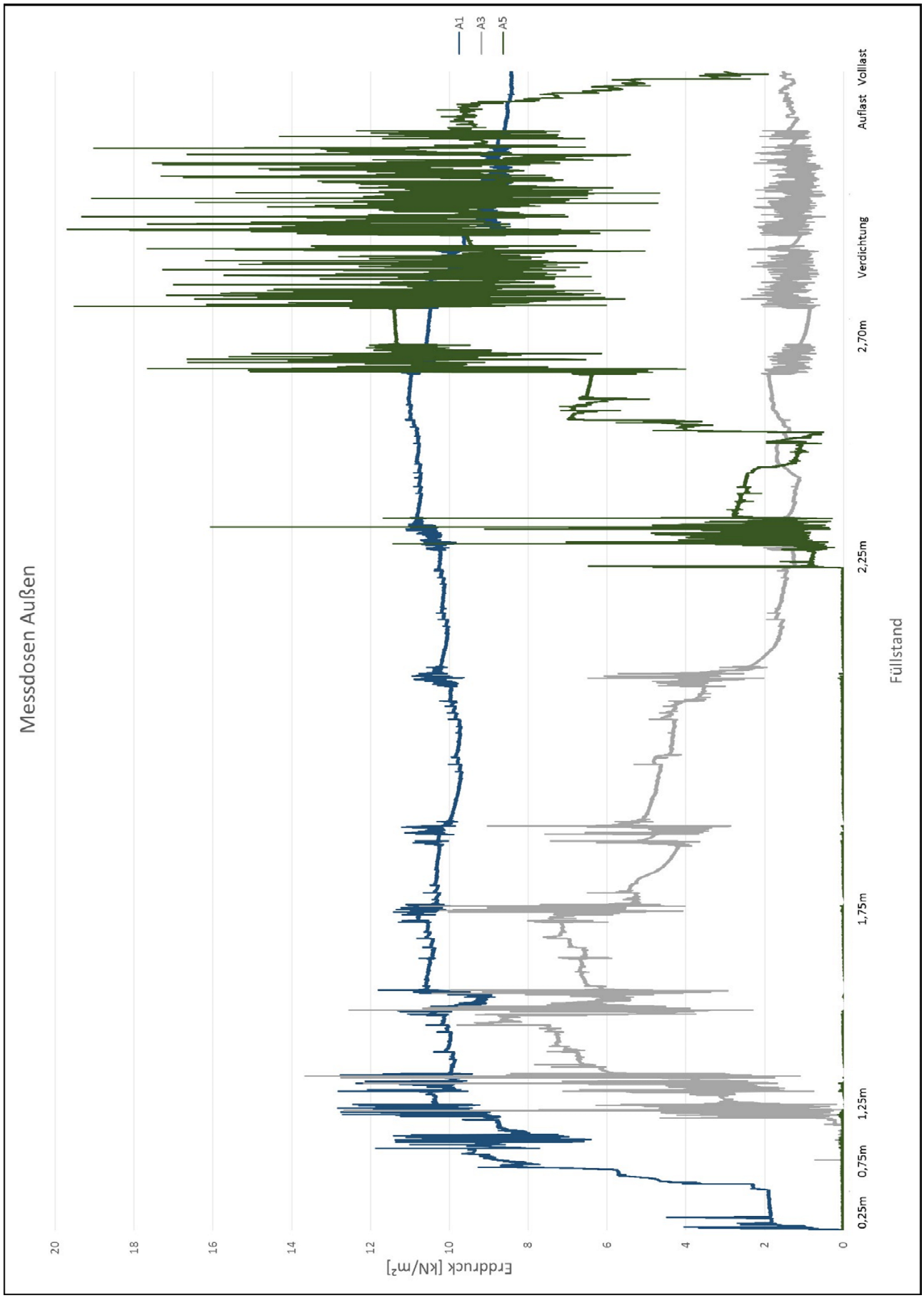


Bild 295 Erddruckkräfte alle Messdosen äußere Reihe (V3)

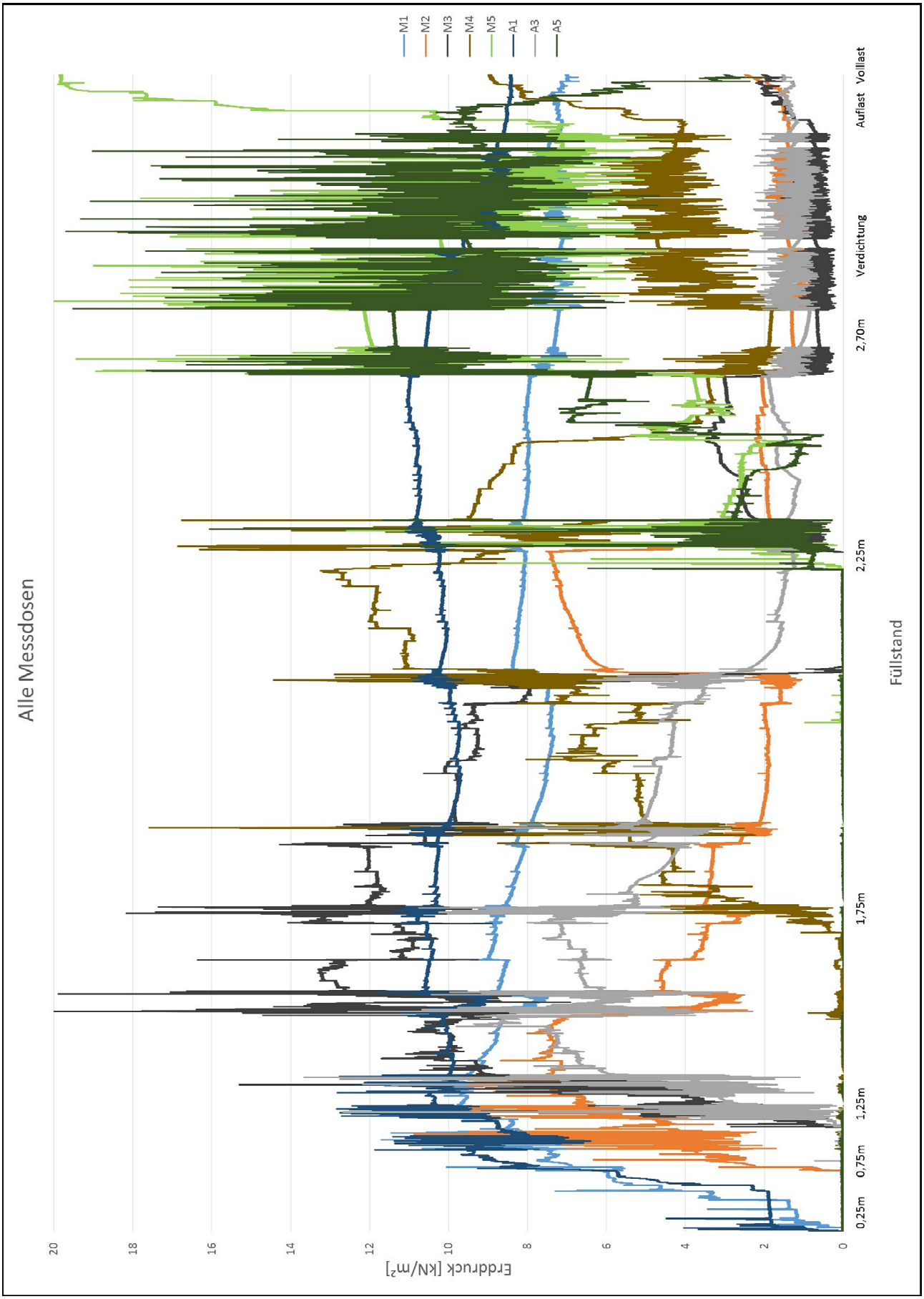
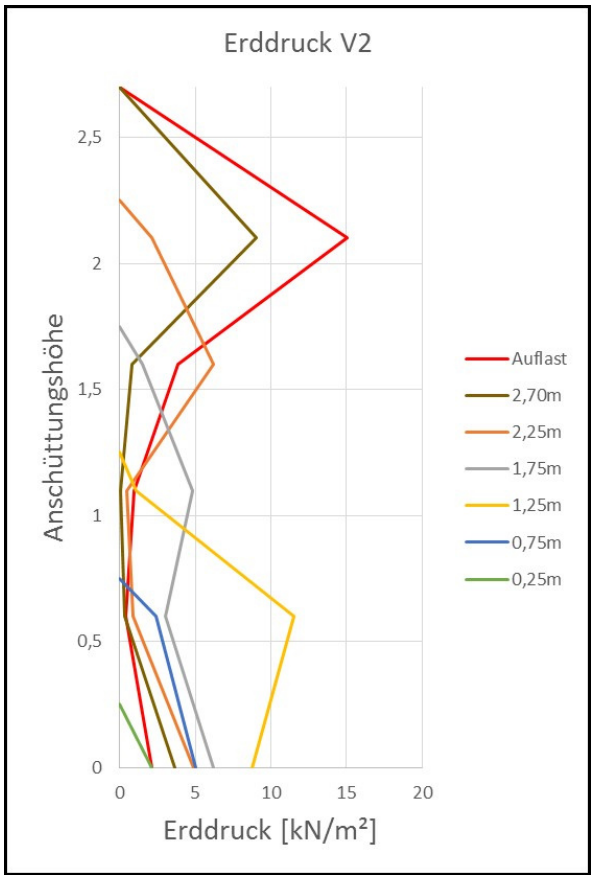


Bild 296 Erddruckkräfte alle Messdosen (V3)



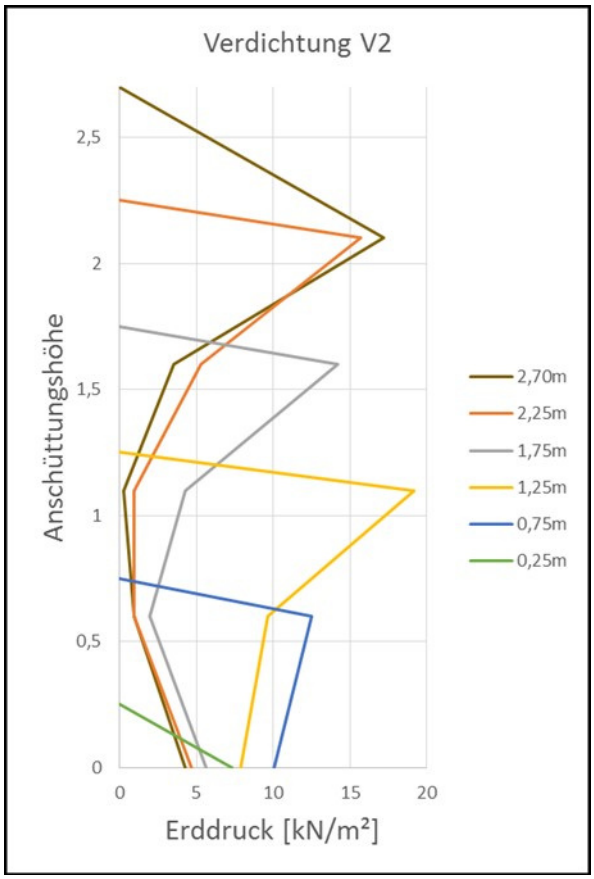
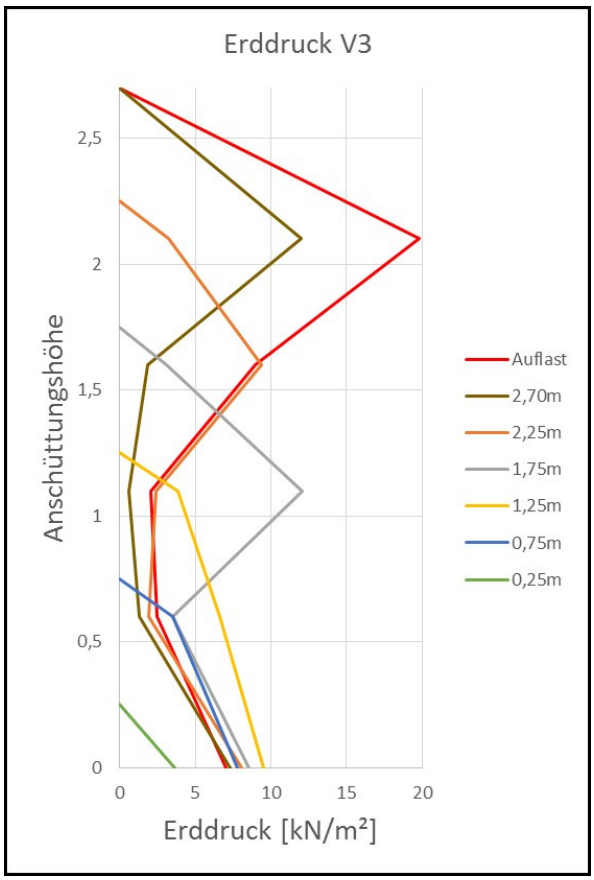


Bild 297 Erddruckverläufe mittlere Messreihe Großversuch 2



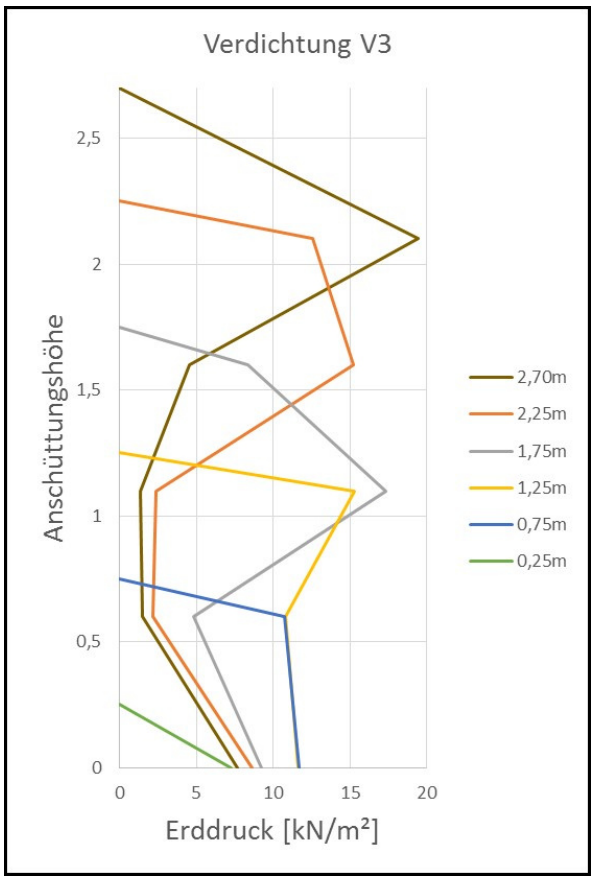


Bild 298 Erddruckverläufe mittlere Messreihe Großversuch 3

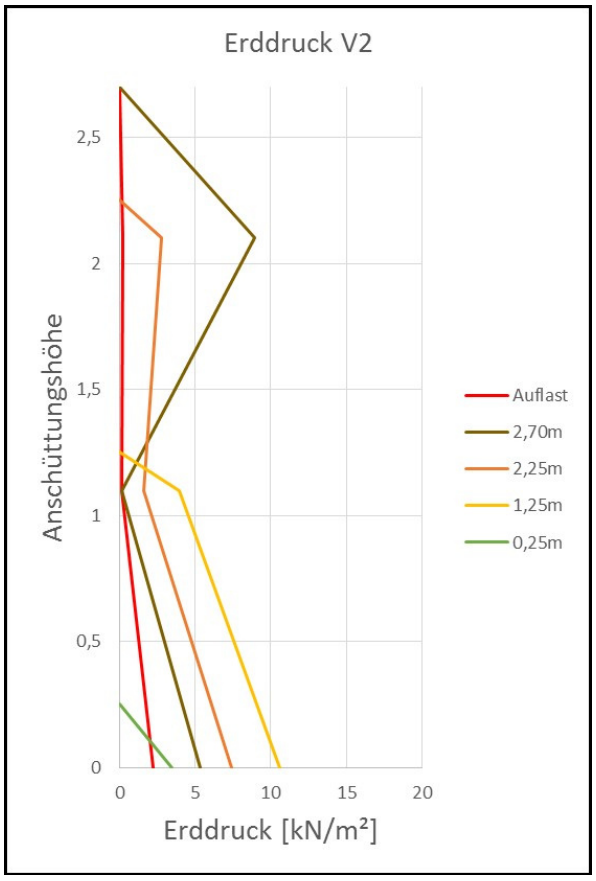


Bild 299 Erddruckverläufe äußere Messreihe Großversuch 2

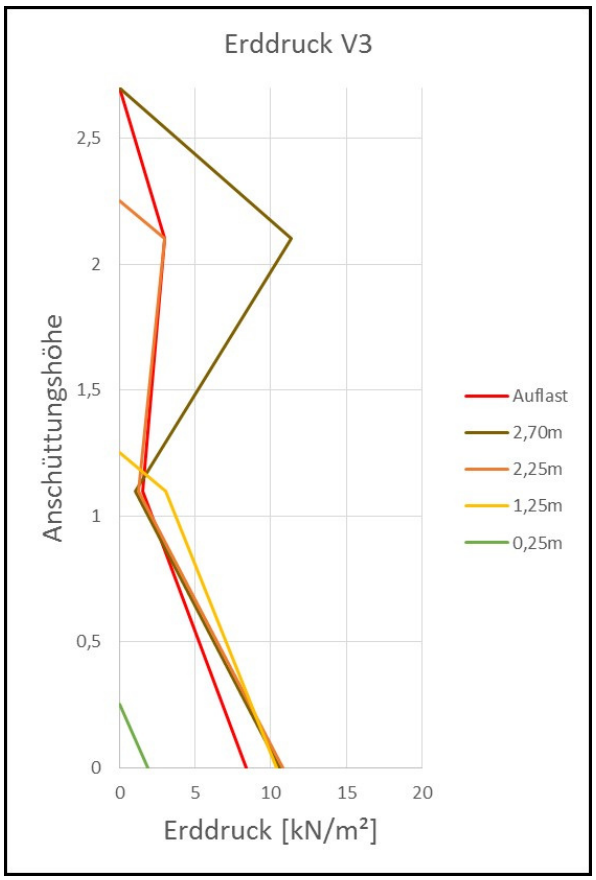


Bild 300 Erddruckverläufe äußere Messreihe Großversuch 3

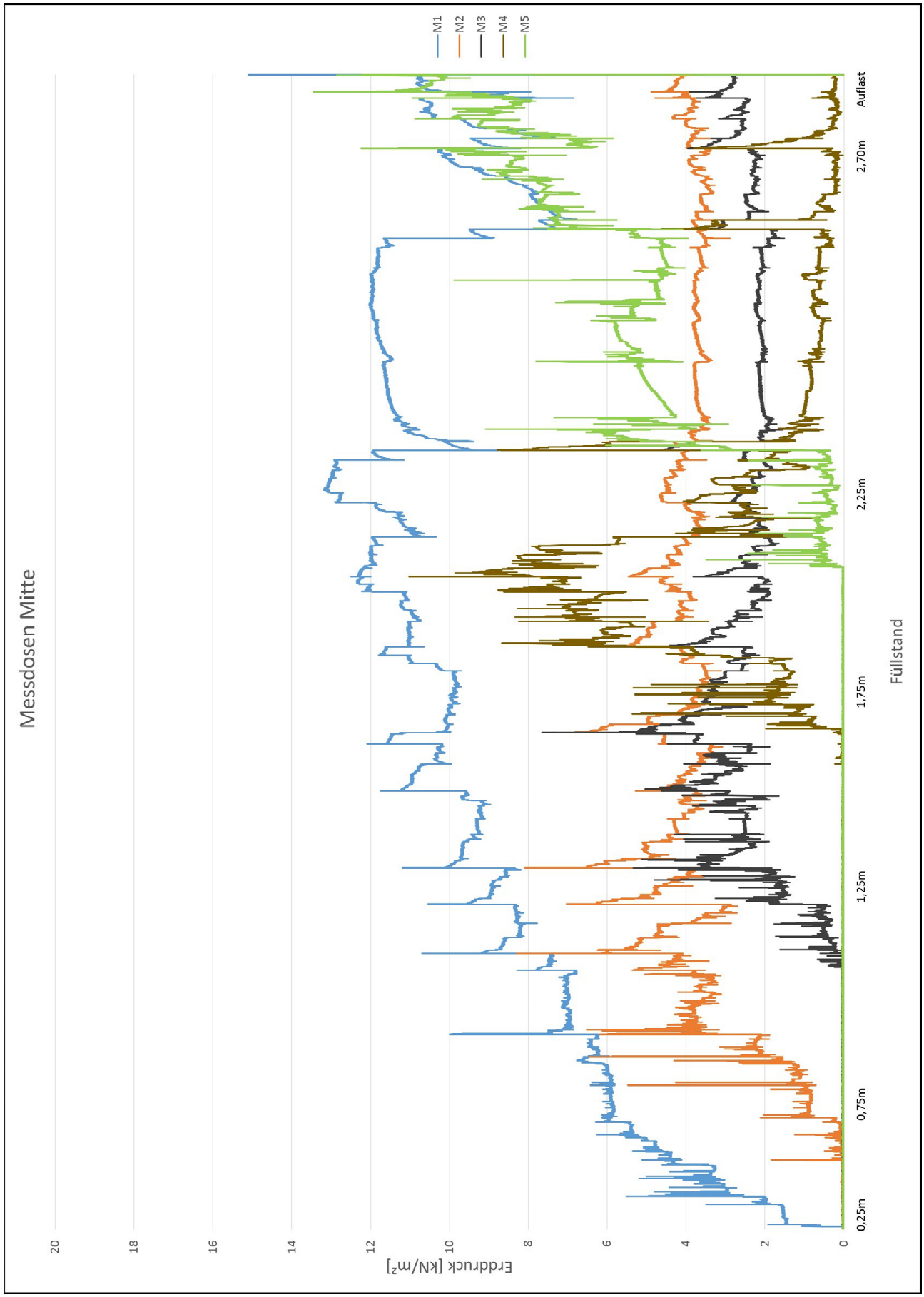


Bild 301 Erddruckkräfte alle Messdosen mittlere Reihe (V4)

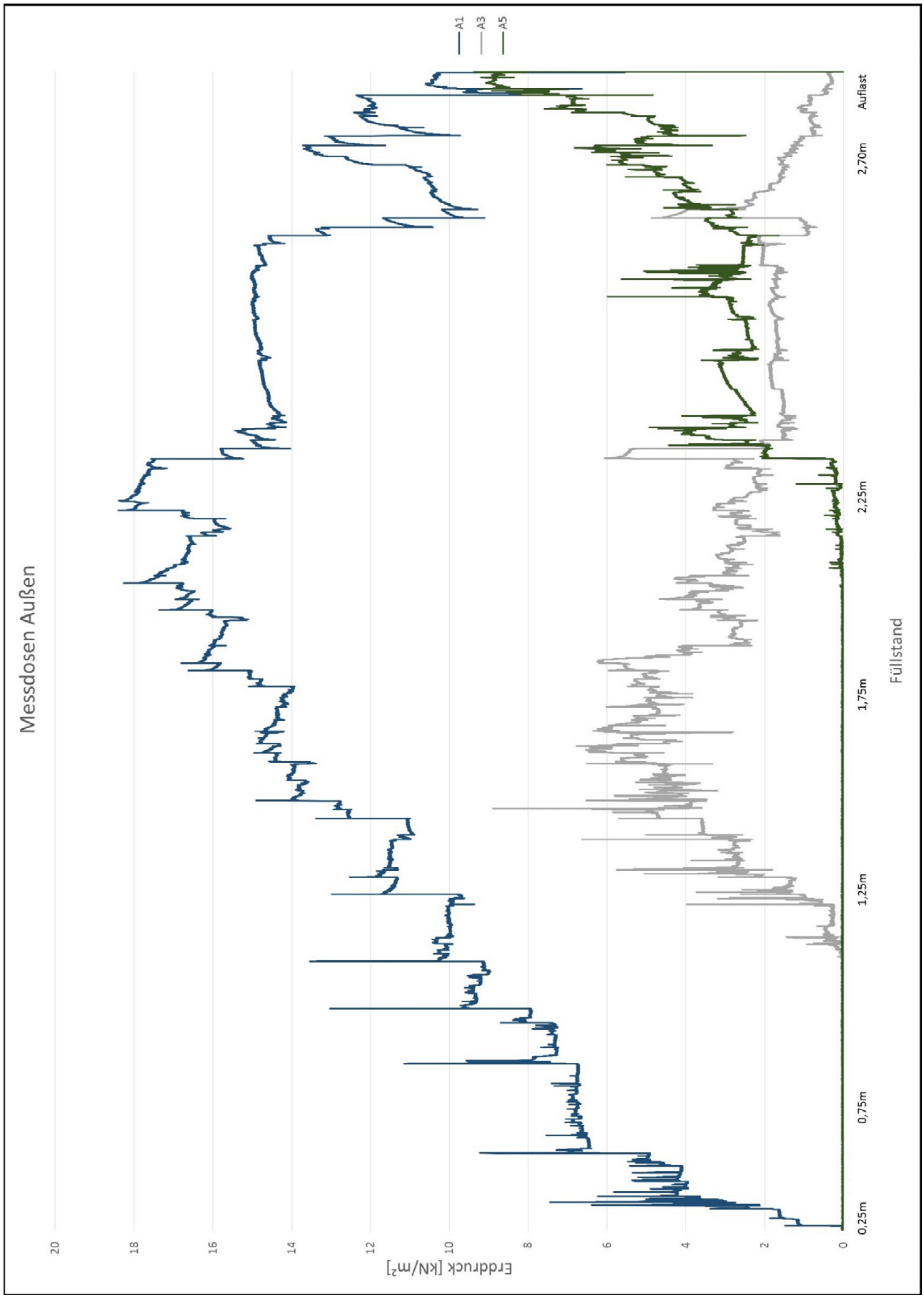


Bild 302 Erddruckkräfte alle Messdosen äußere Reihe (V4)

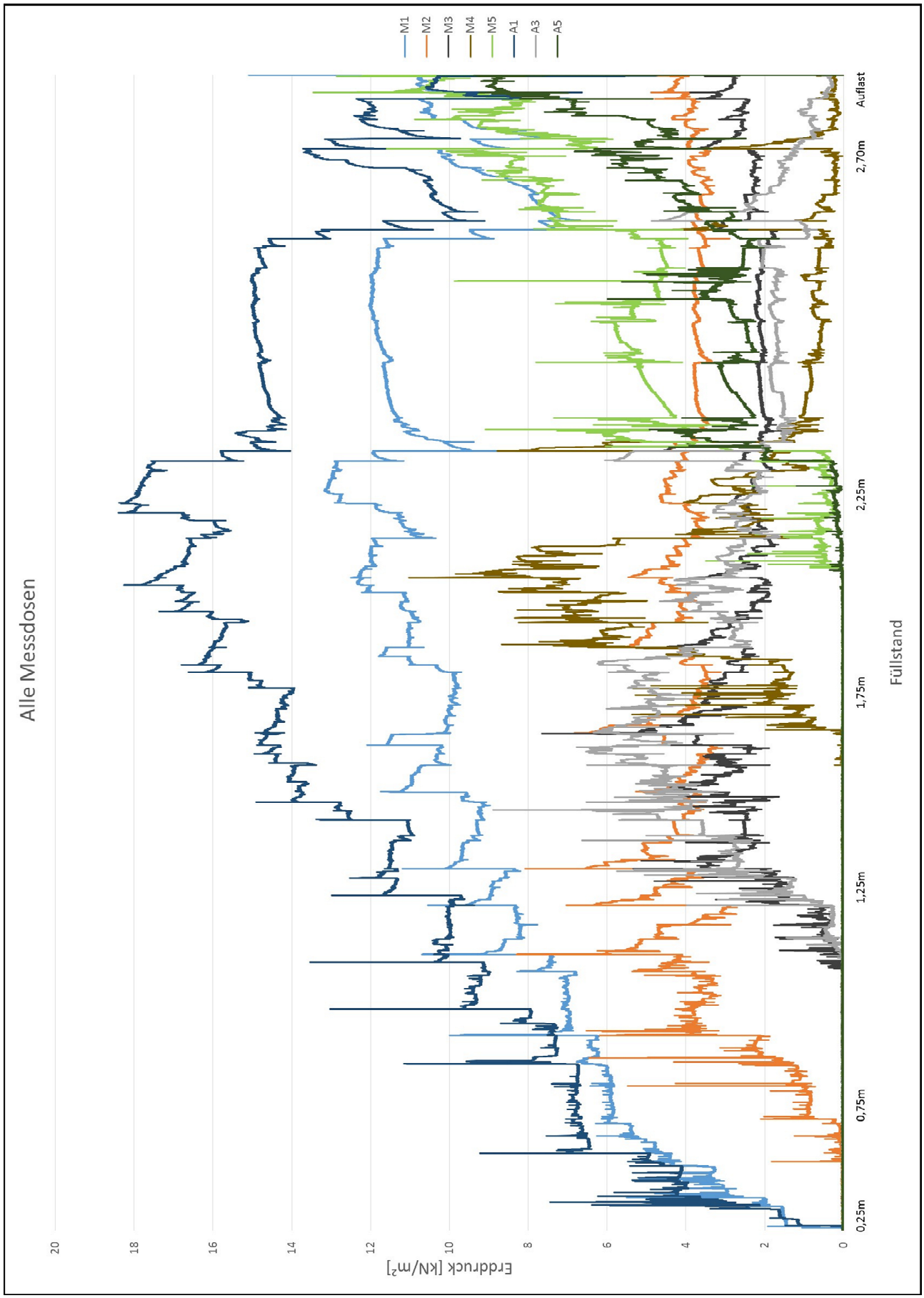


Bild 303 Erddruckkräfte alle Messdosen (V4)

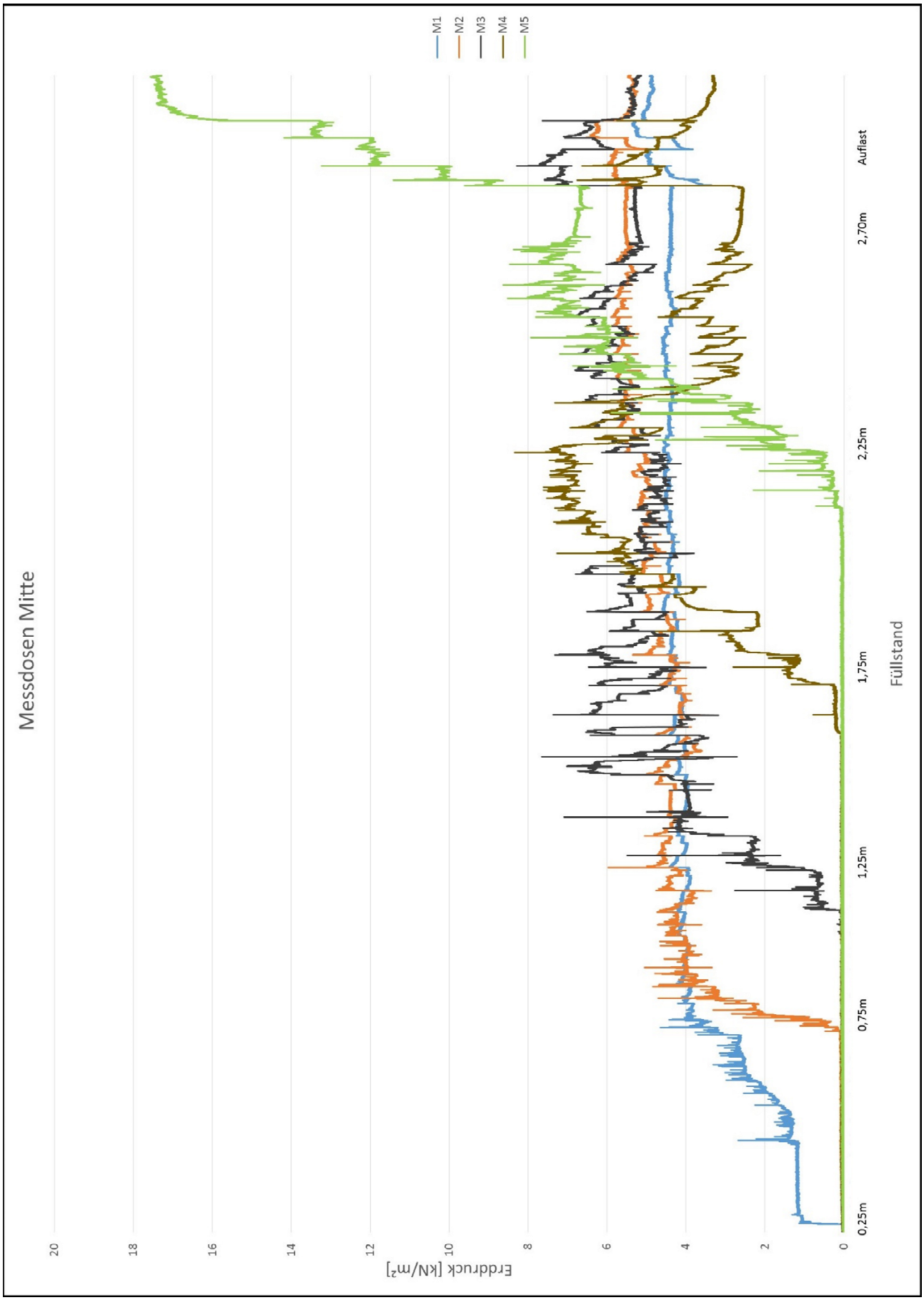


Bild 304 Erddruckkräfte alle Messdosen mittlere Reihe (V5)

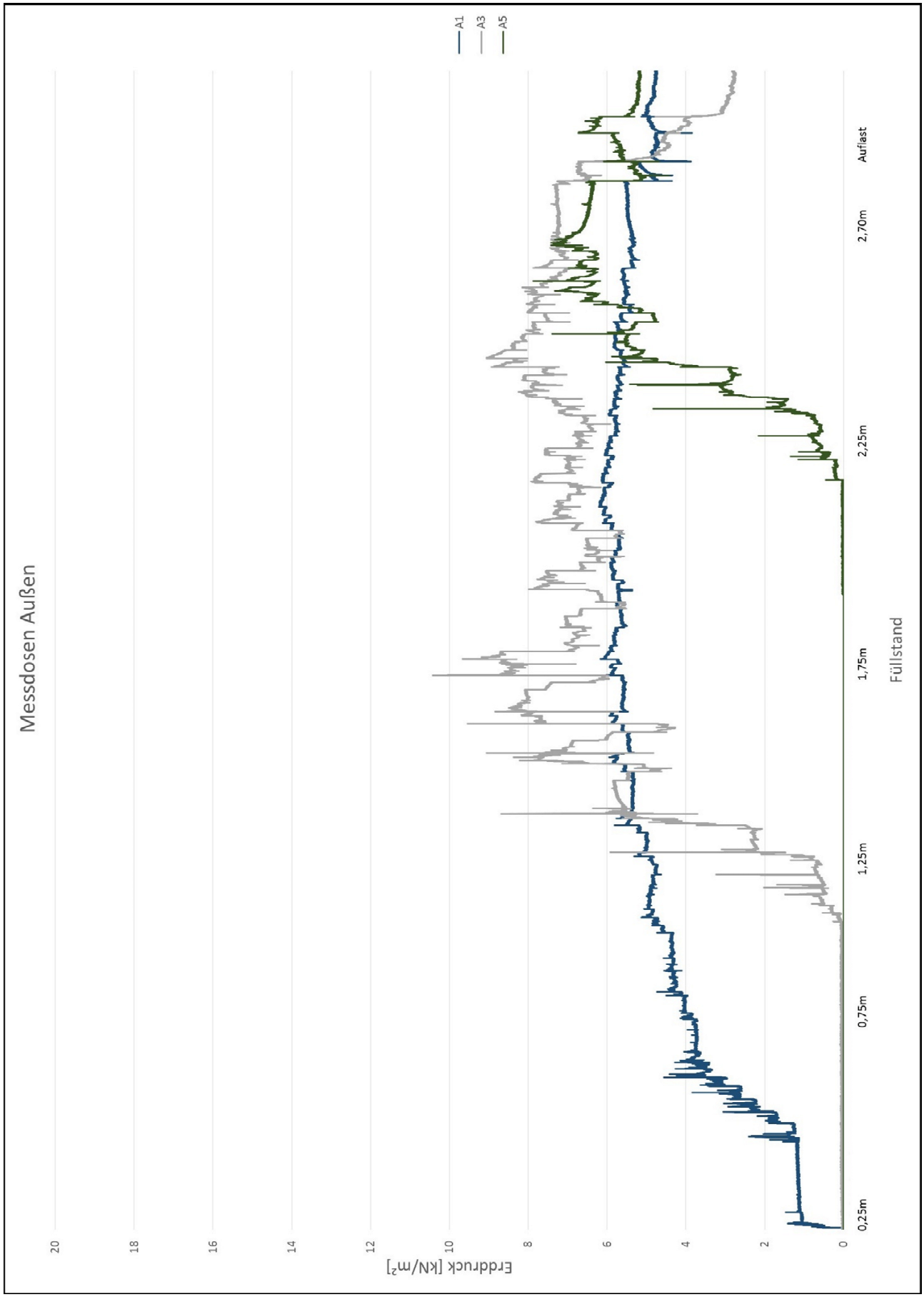


Bild 305 Erddruckkräfte alle Messdosen äußere Reihe (V5)

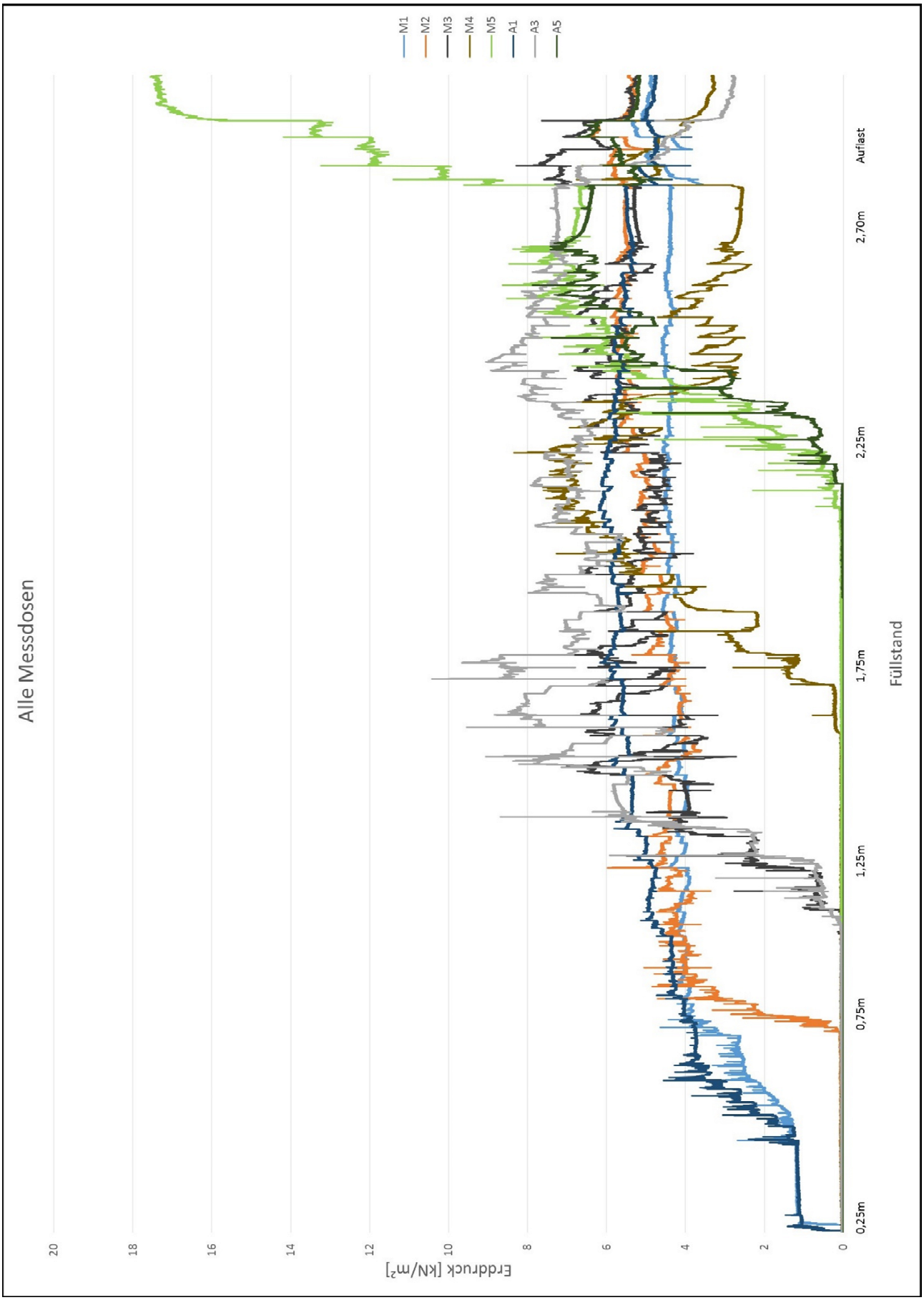


Bild 306 Erddruckkräfte alle Messdosen (V5)

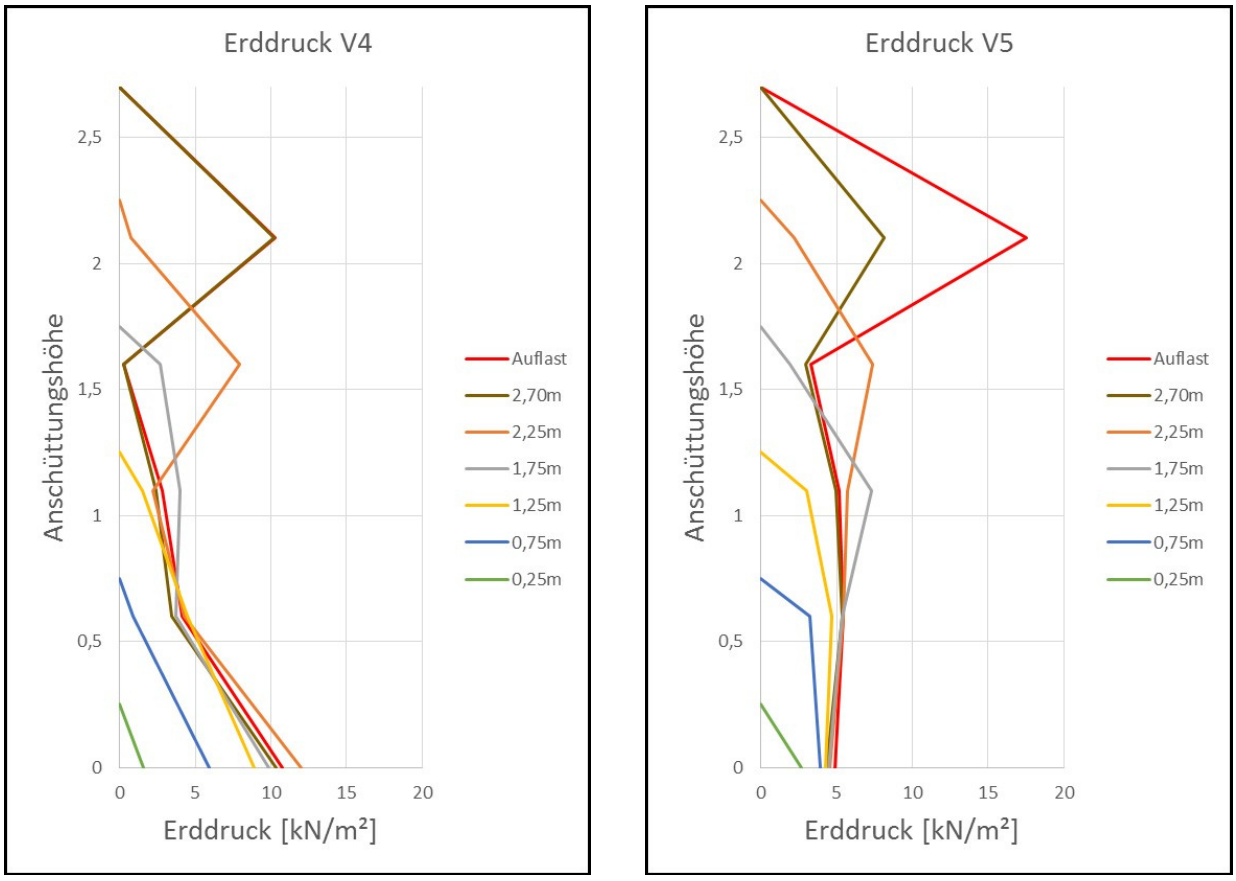


Bild 307 Erddruckverläufe mittlere Reihe V4 (links) und V5 (rechts)

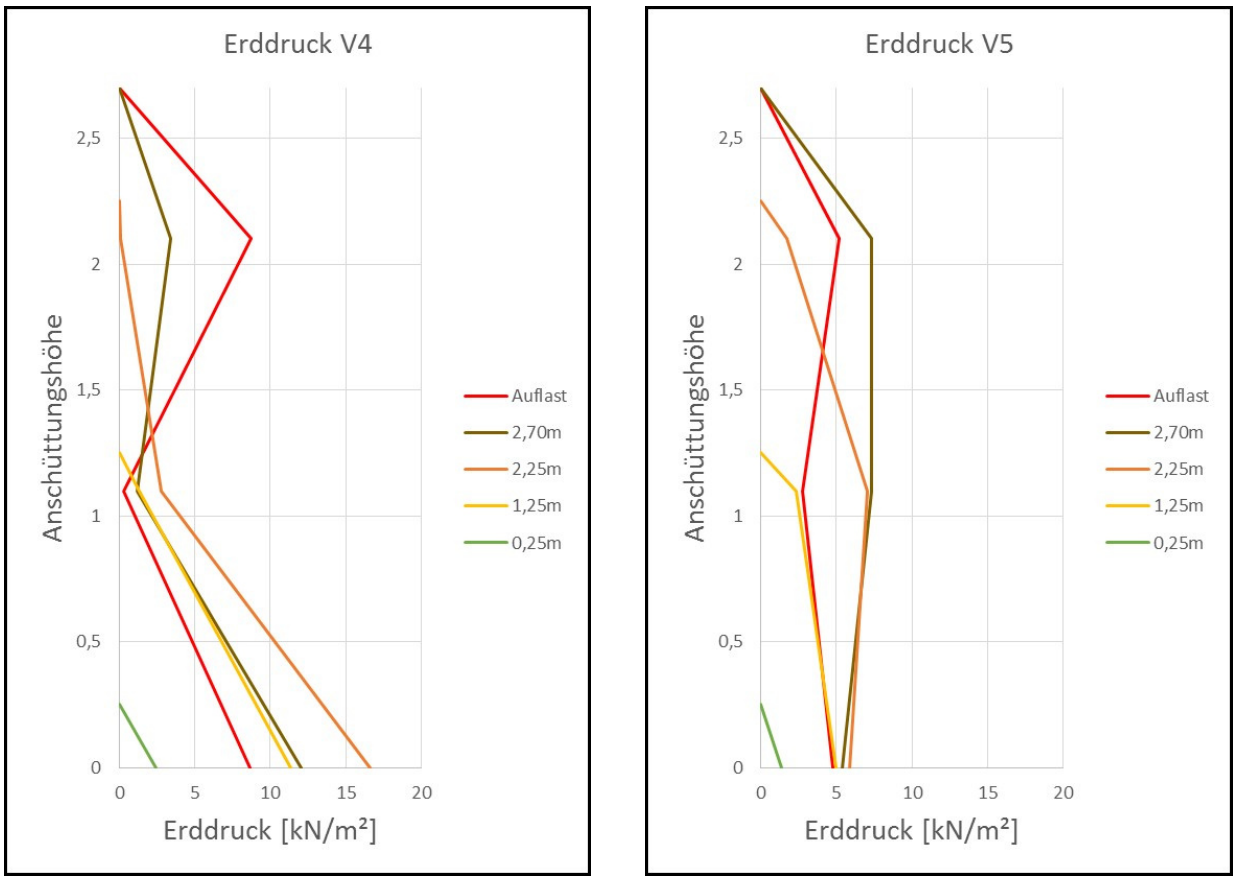


Bild 308 Erddruckverläufe äußere Reihe V4 (links) und V5 (rechts)

16.18 Ergebnisse Erddruckversuch 1

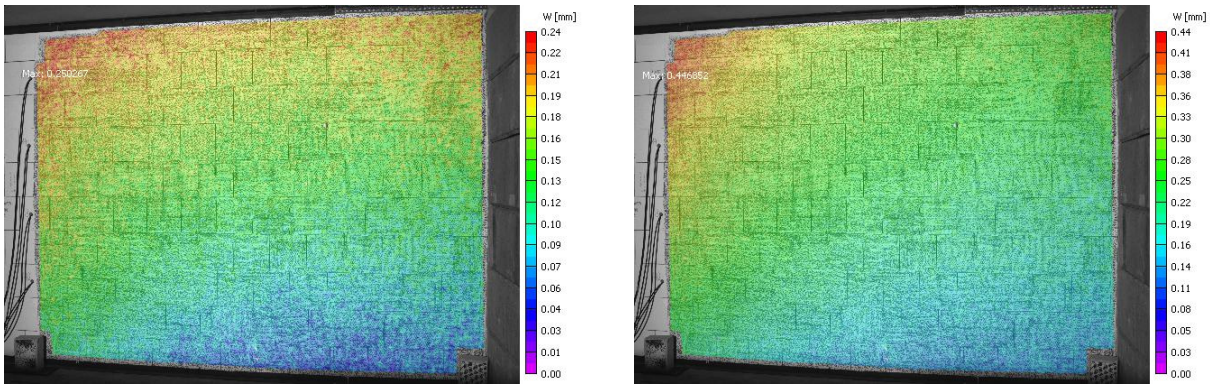


Bild 309 w bei Hinterfüllung von 1,25 m (links) und 1,5 m (rechts)

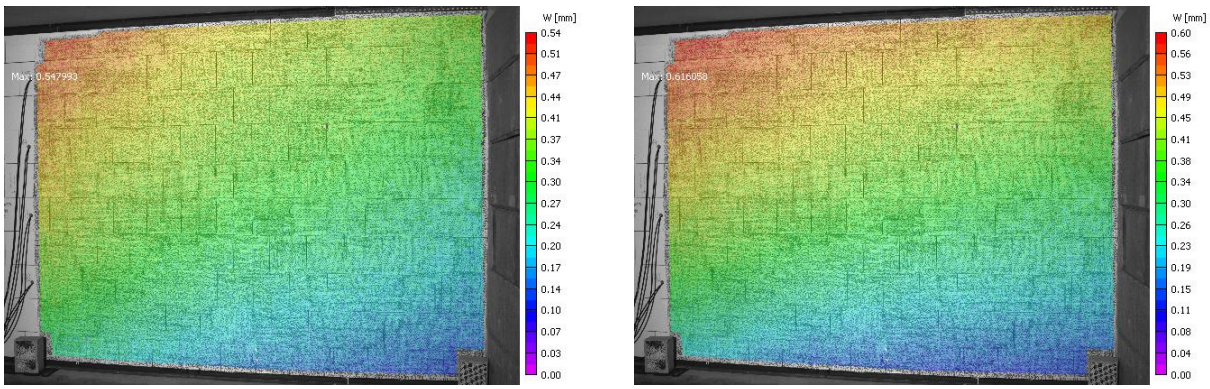


Bild 310 w bei Hinterfüllung von 1,75 m (links) und 2,0 m (rechts)

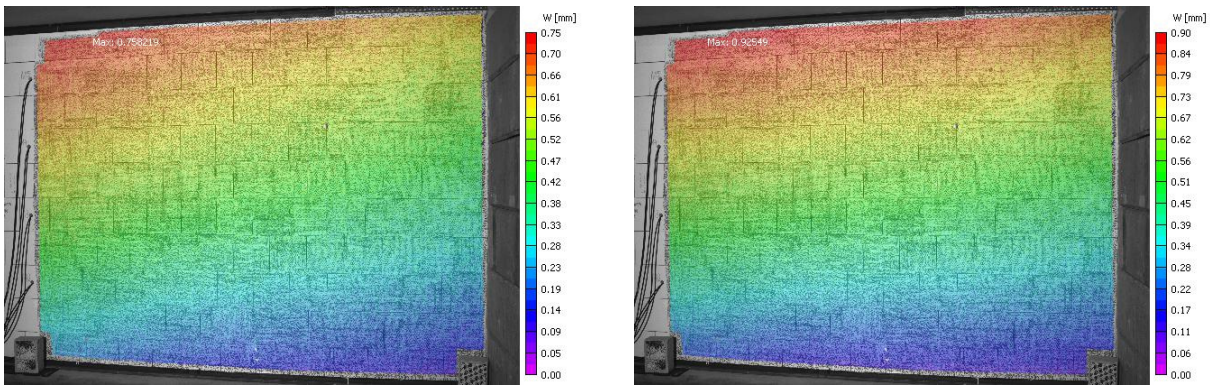


Bild 311 w bei Hinterfüllung von 2,25 m (links) und 2,5 m (rechts)

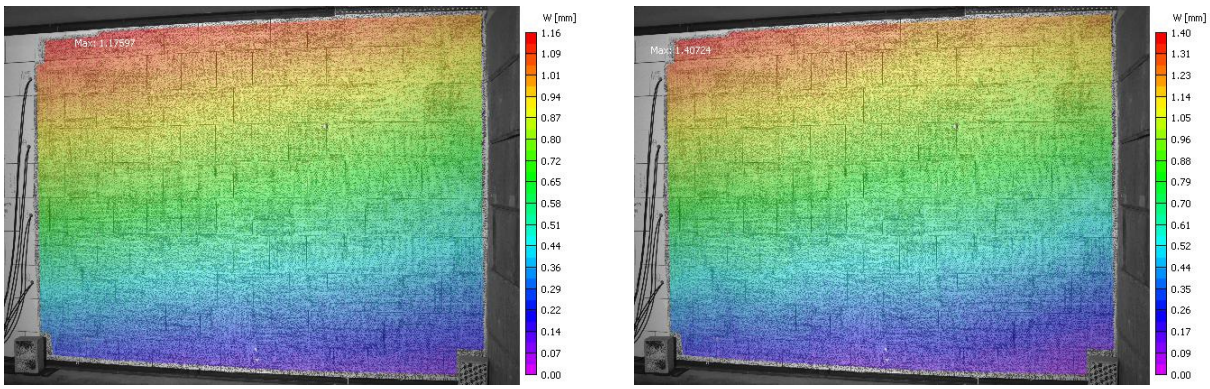


Bild 312 w bei 2,7 m (links) und nach Zusatzverdichtung (rechts)

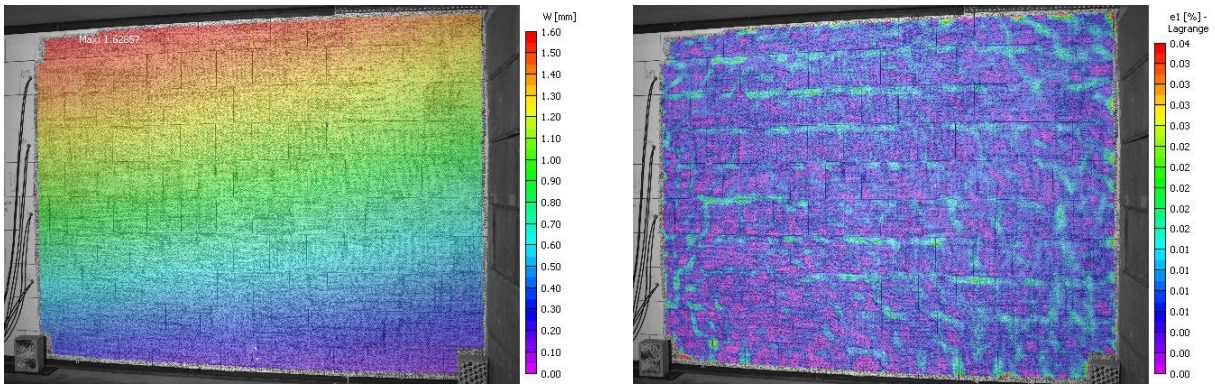


Bild 313 Endzustand w (links) und Hauptzugdehnungen (rechts)

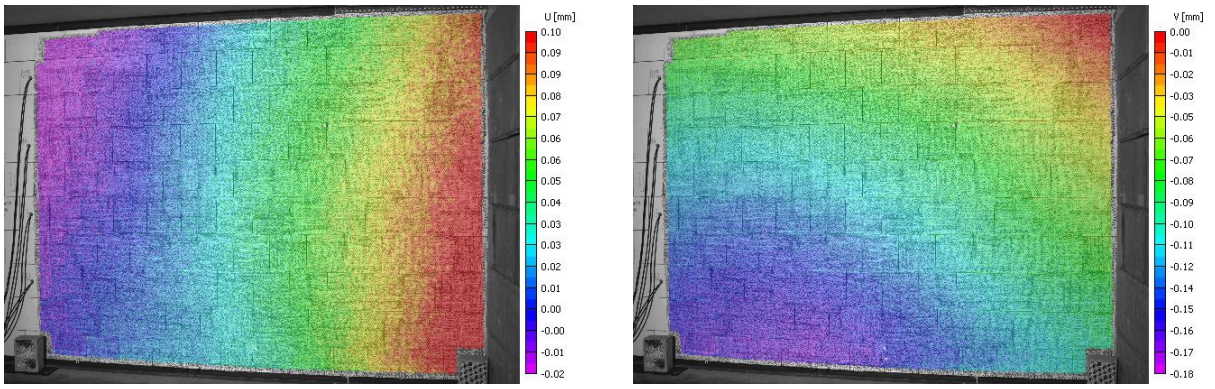


Bild 314 Endzustand u (links) und v (rechts)

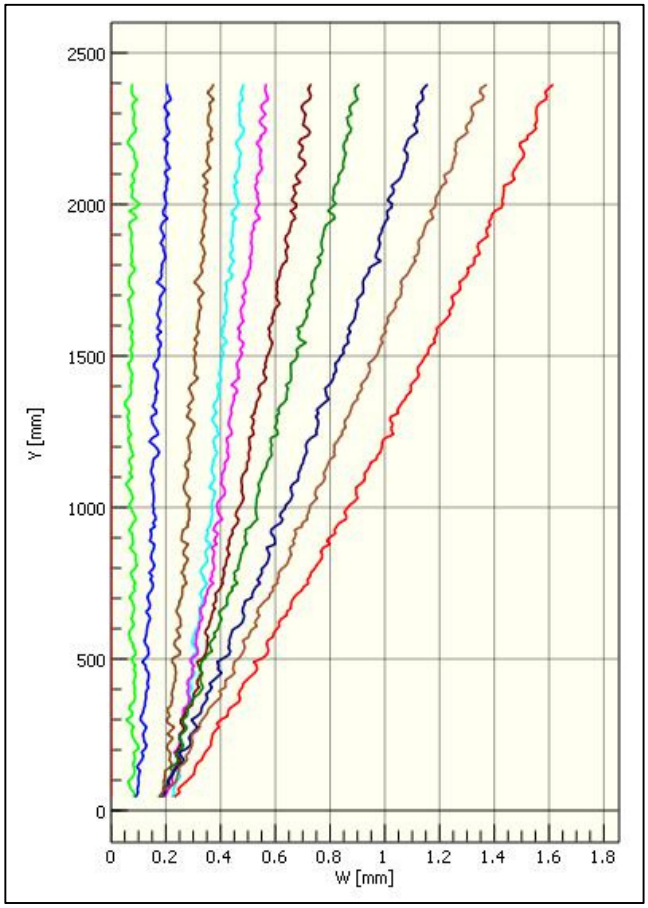


Bild 315 Schnittdarstellungen von w des Anhangs 16.18

16.19 Ergebnisse Erddruckversuche 2 (links) und 3 (rechts)

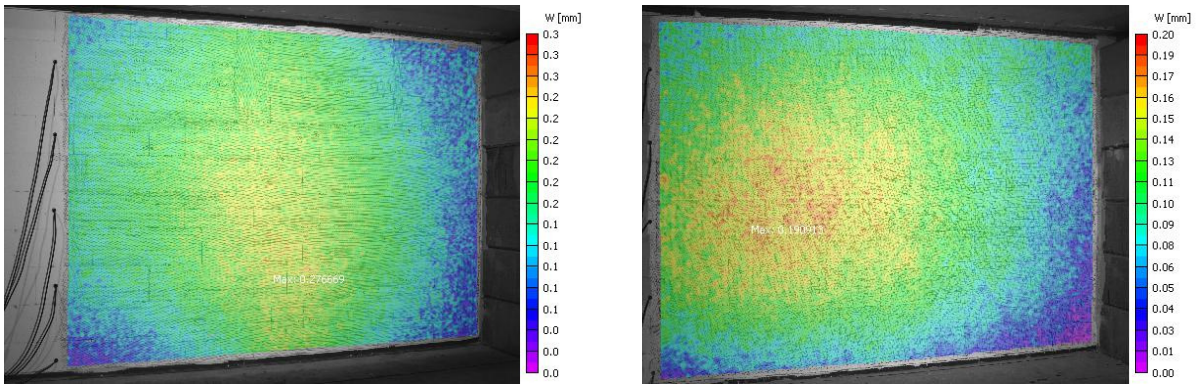


Bild 316 w bei 1 m Hinterfüllung V2 u. V3

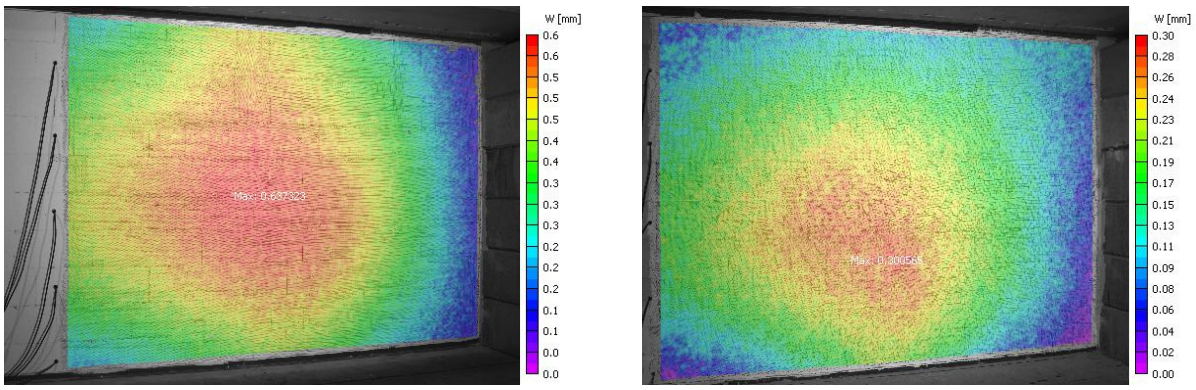


Bild 317 w bei 1,25 m Hinterfüllung V2 u. V3

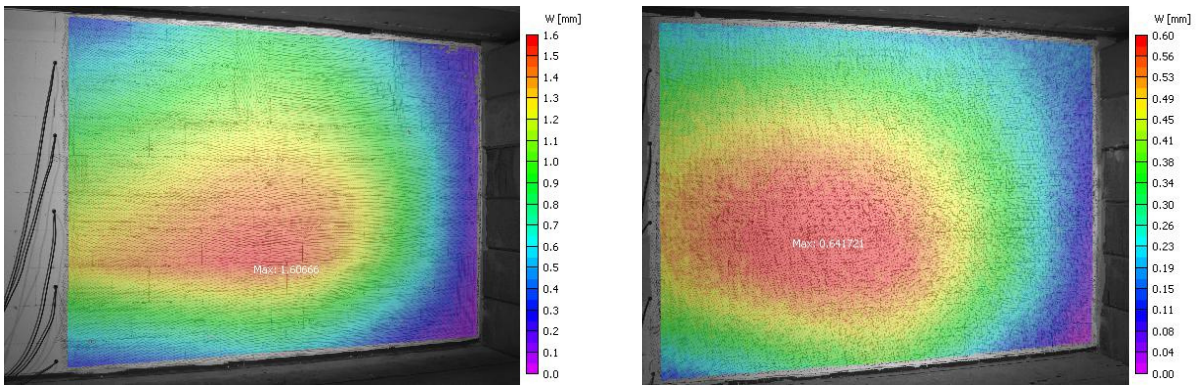


Bild 318 w bei 1,5 m Hinterfüllung V2 u. V3

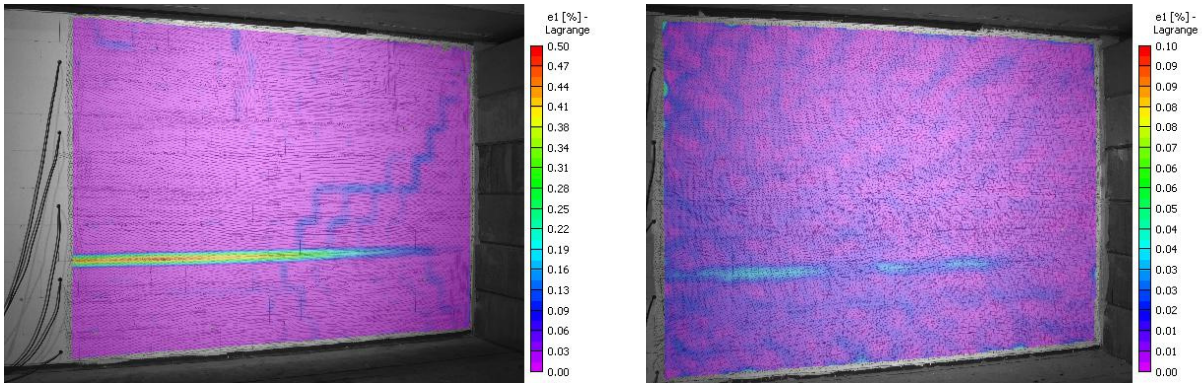


Bild 319 Hauptzugdehnungen bei 1,5 m Hinterfüllung V2 u. V3

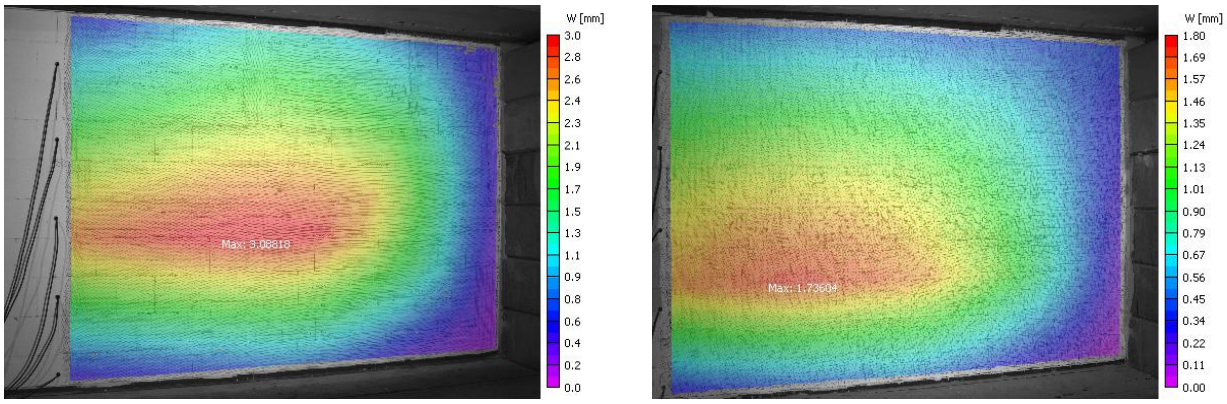


Bild 320 w bei 1,75 m Hinterfüllung V2 u. V3

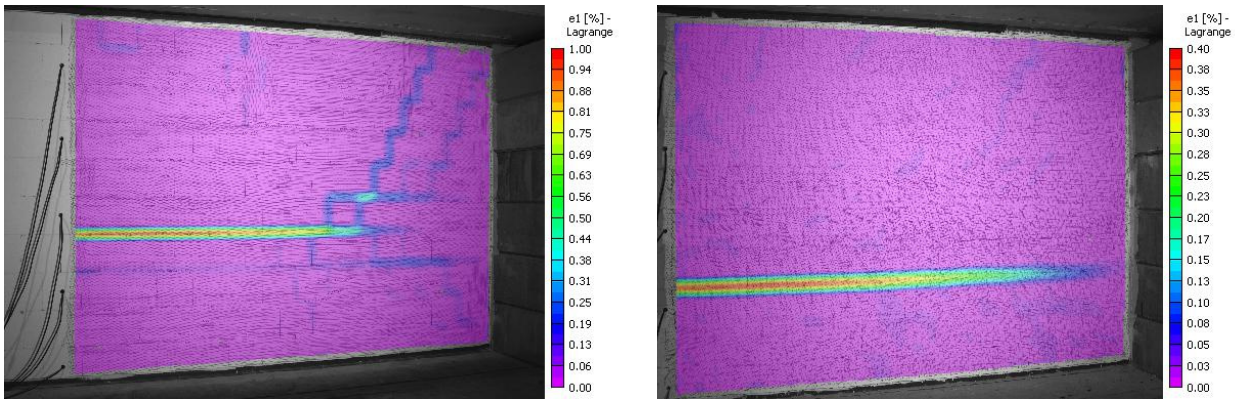


Bild 321 Hauptzugdehnungen bei 1,75 m Hinterfüllung V2 u. V3

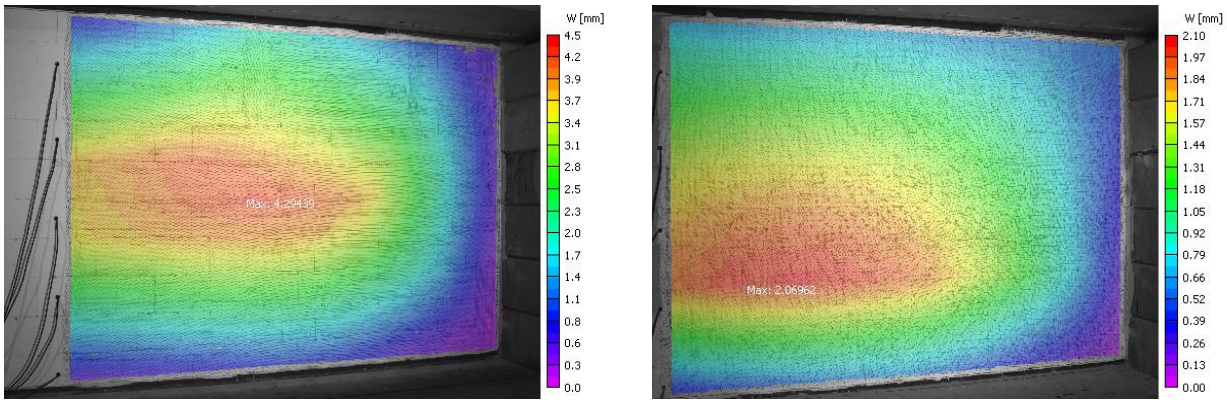


Bild 322 w bei 2 m Hinterfüllung V2 u. V3

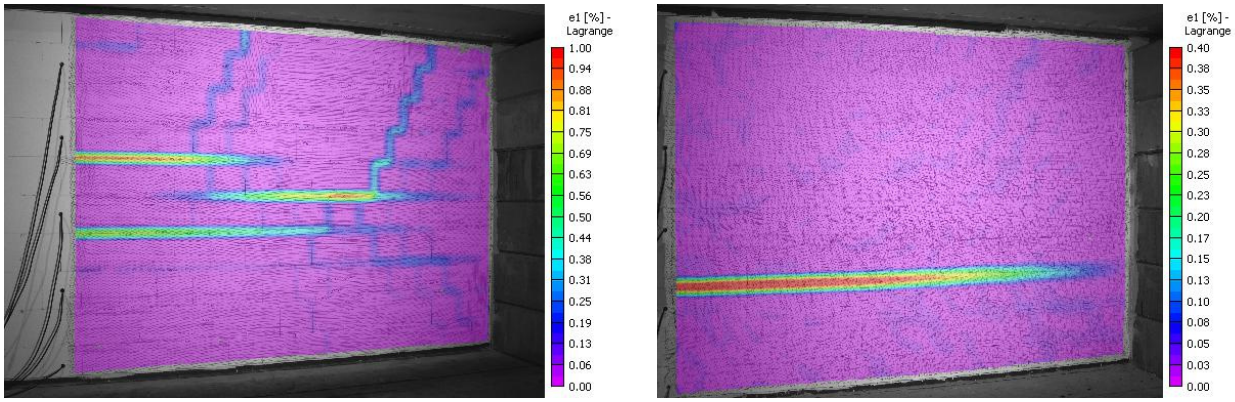


Bild 323 Hauptzugdehnungen bei 2 m Hinterfüllung V2 u. V3

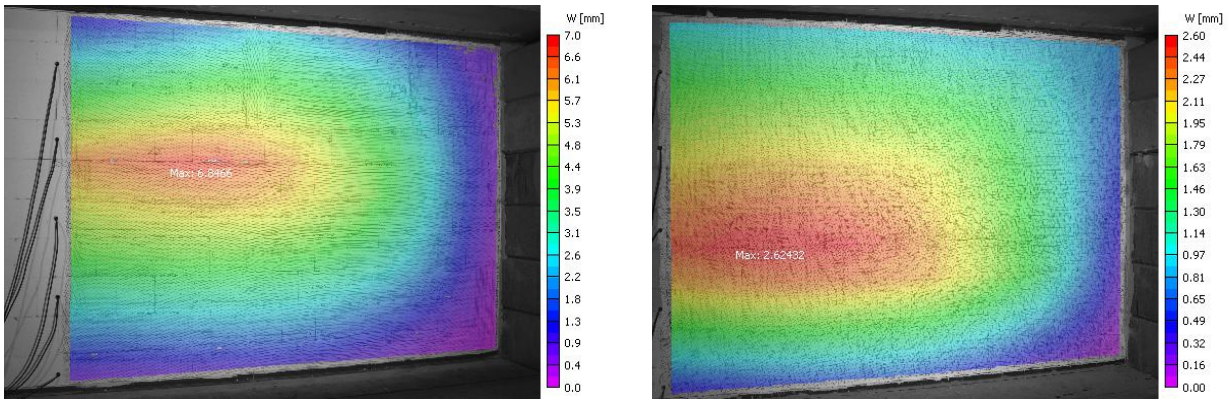


Bild 324 w bei 2,25 m Hinterfüllung V2 u. V3

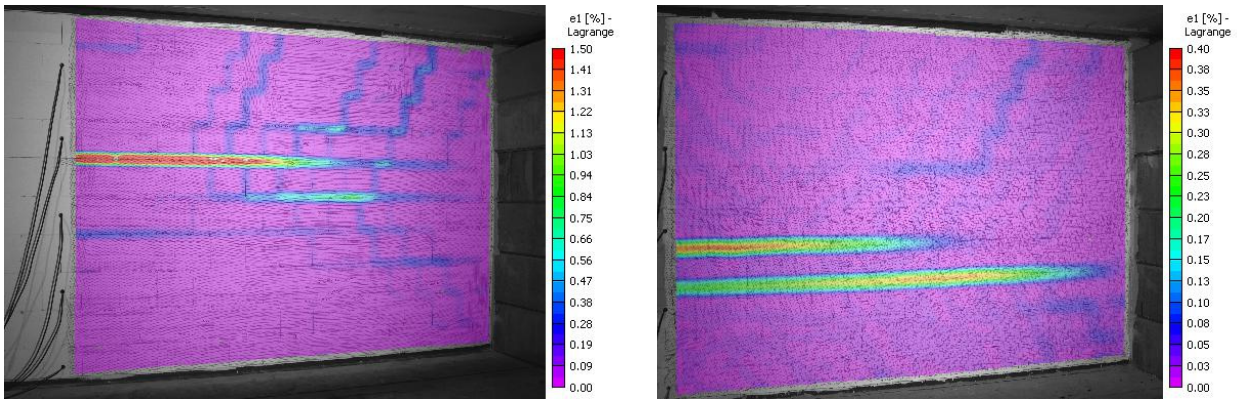


Bild 325 Hauptzugdehnungen bei 2,25 m Hinterfüllung V2 u. V3

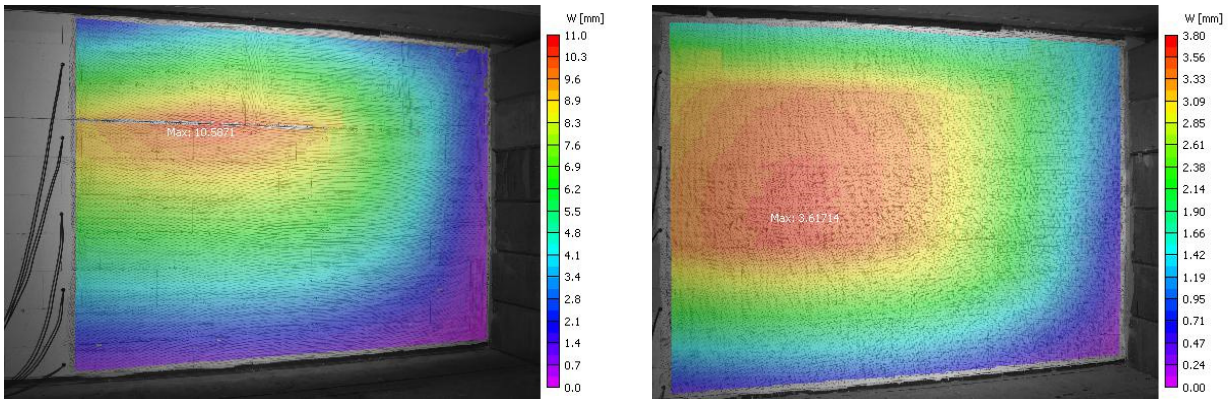


Bild 326 w bei 2,5 m Hinterfüllung V2 u. V3

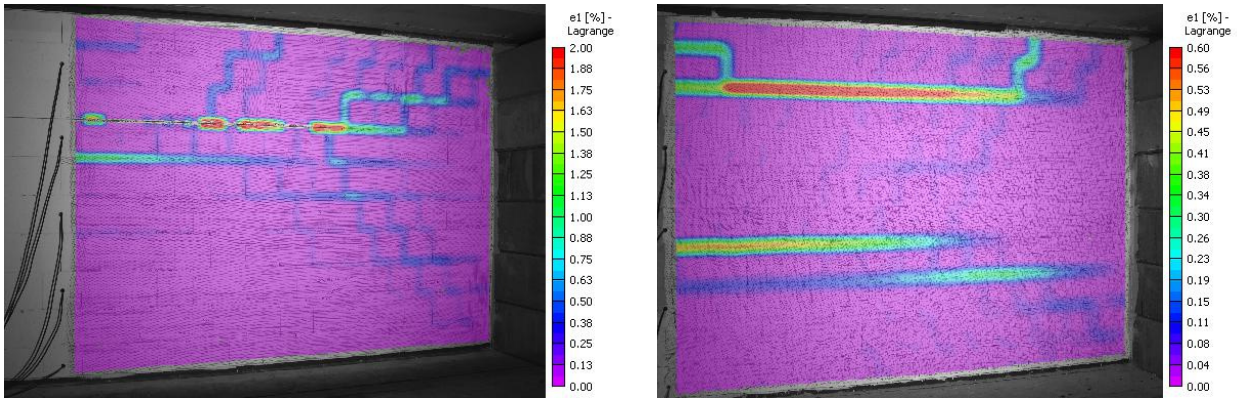


Bild 327 Hauptzugdehnungen bei 2,5 m Hinterfüllung V2 u. V3

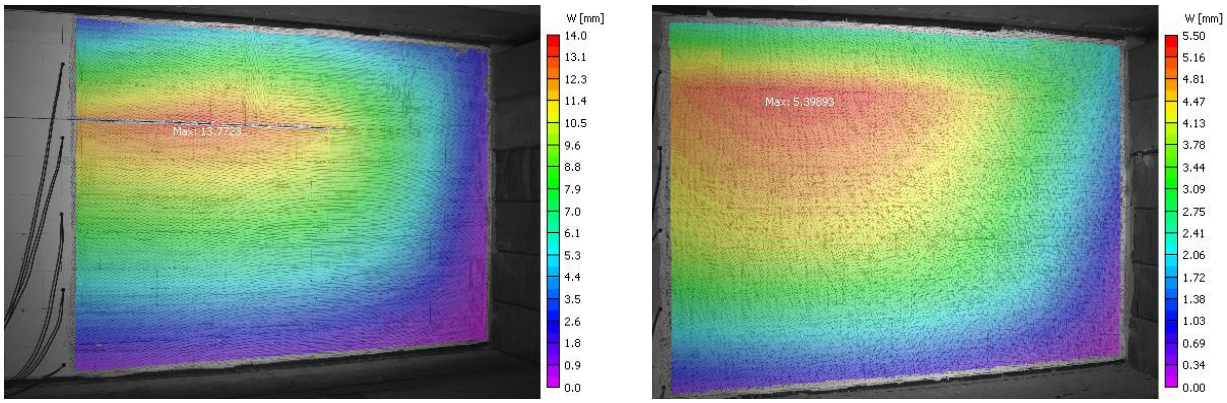


Bild 328 w bei 2,7 m Hinterfüllung V2 u. V3

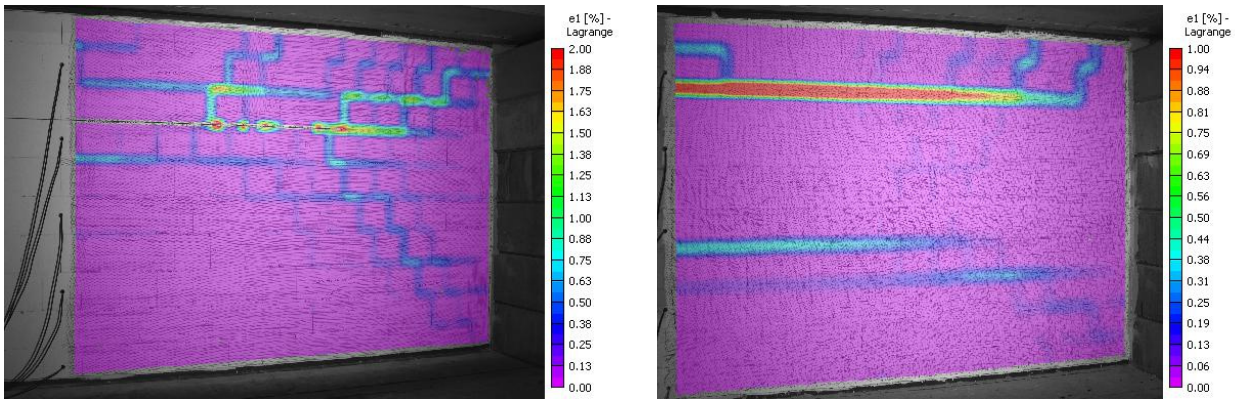


Bild 329 Hauptzugdehnungen bei 2,7 m Hinterfüllung V2 u. V3

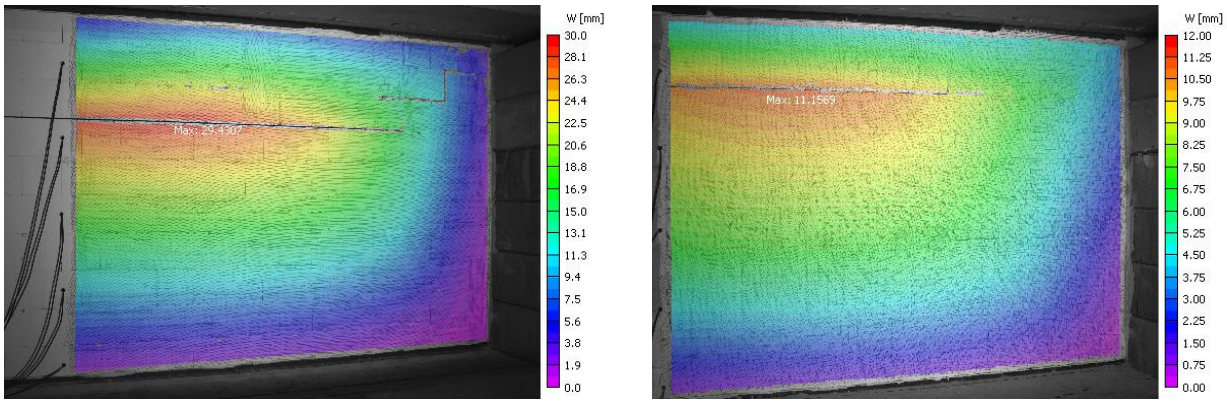


Bild 330 w nach Zusatzverdichtung V2 u. V3

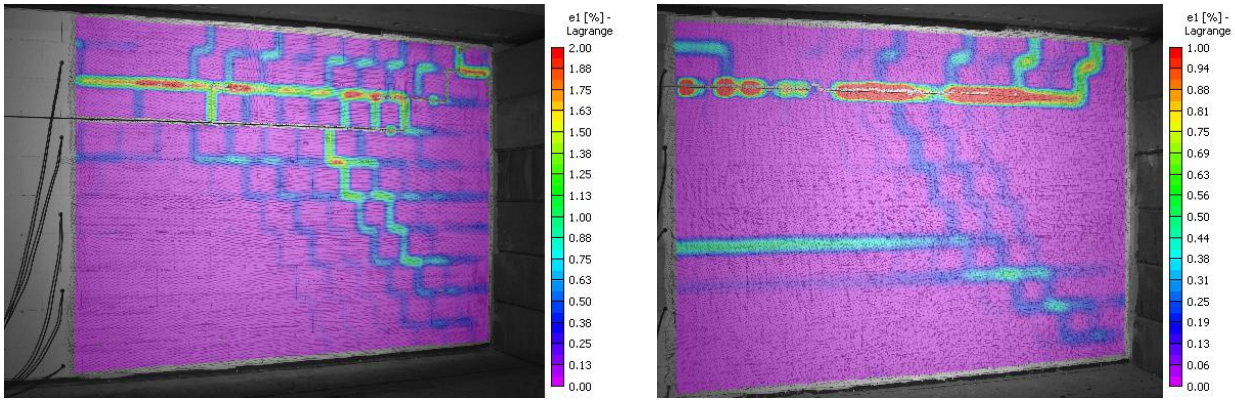


Bild 331 Hauptzugdehnungen nach Zusatzverdichtung V2 u. V3

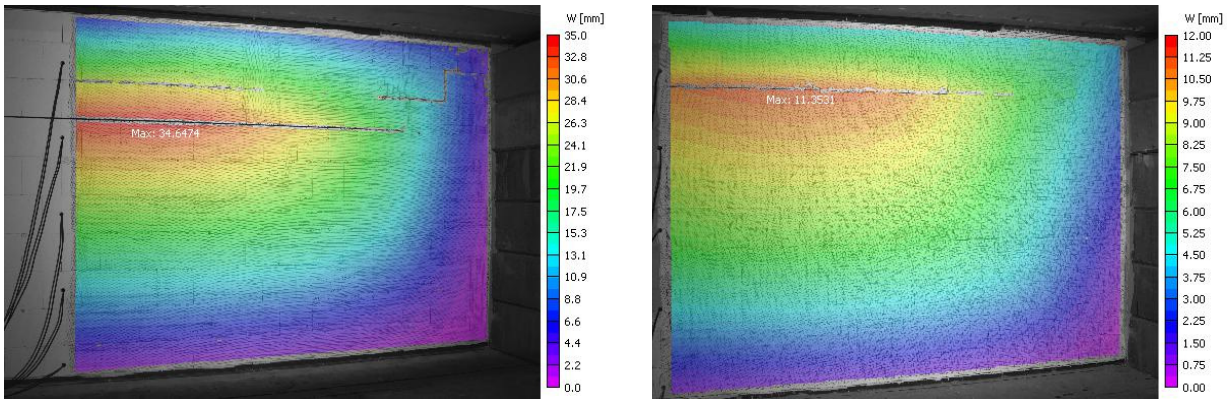


Bild 332 w Endzustand V2 u. V3

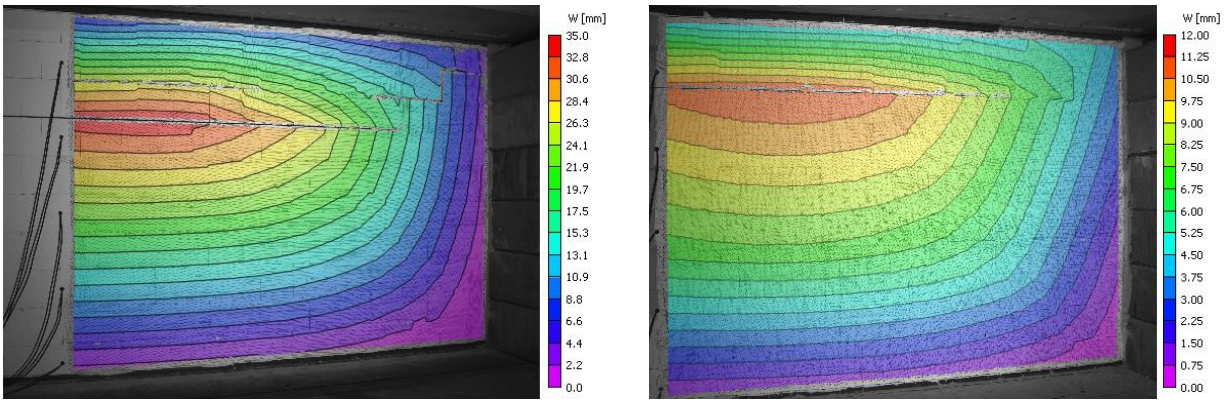


Bild 333 w Endzustand Isolinien V2 u. V3

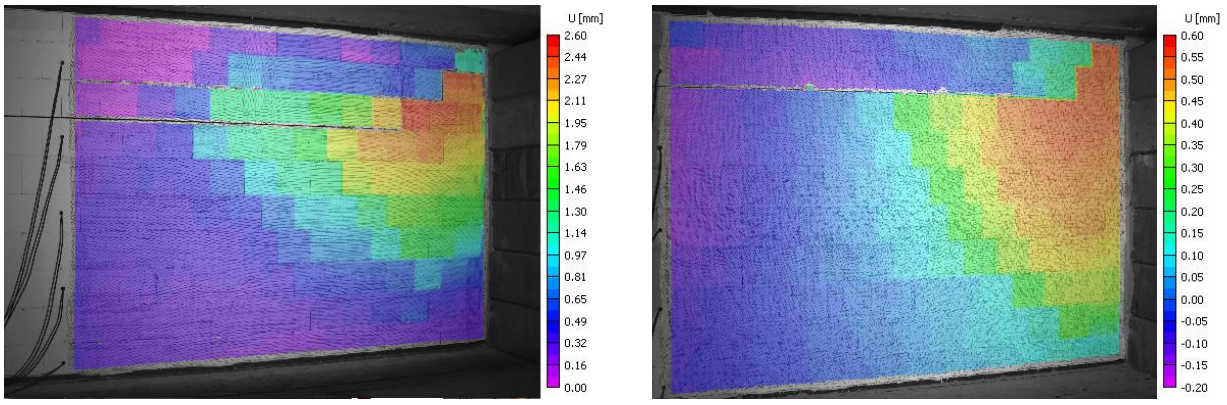


Bild 334 u Endzustand V2 u. V3

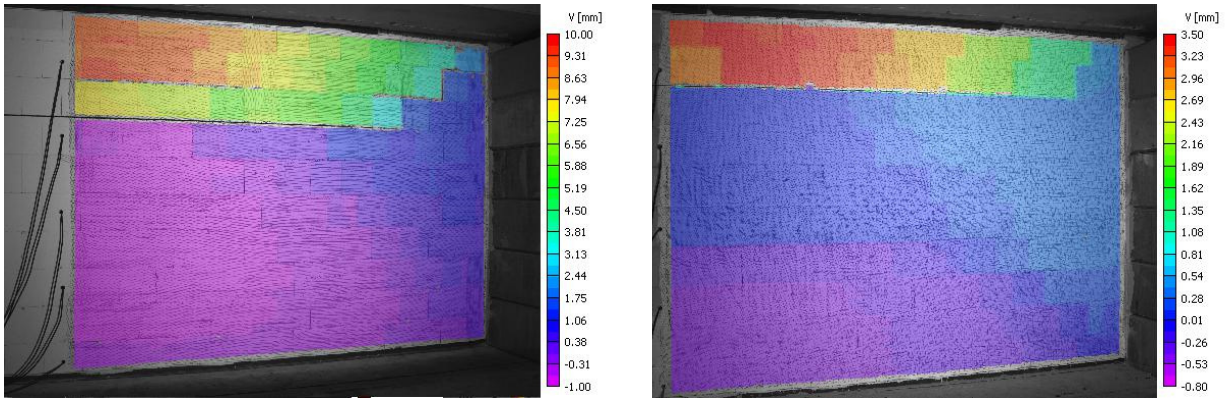


Bild 335 v Endzustand V2 u. V3

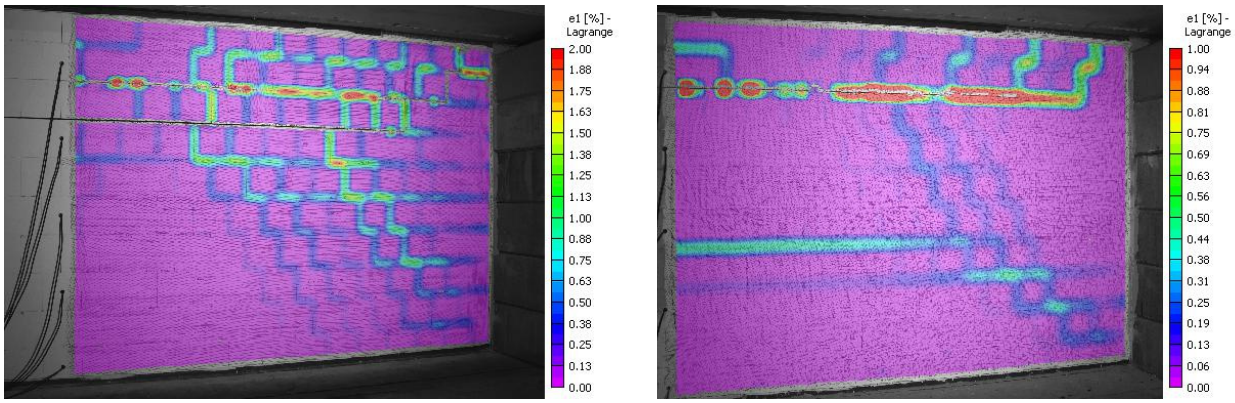


Bild 336 Hauptzugdehnungen Endzustand V2 u. V3

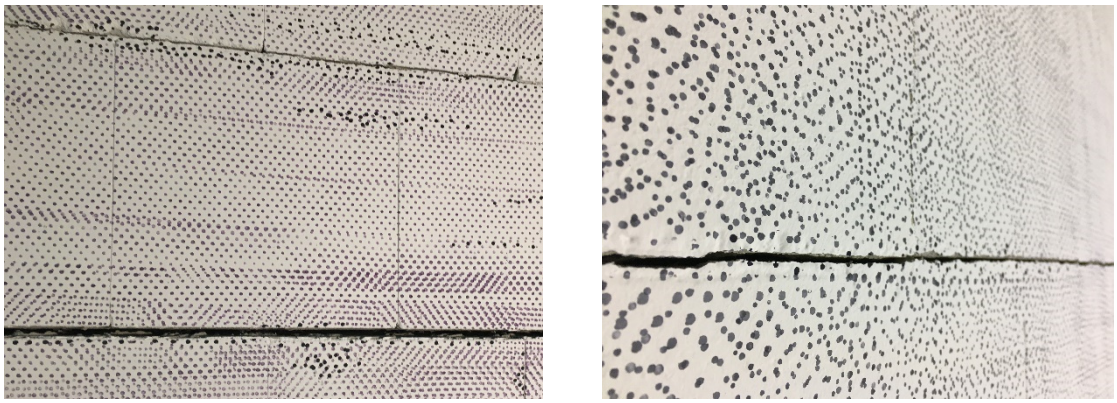


Bild 337 Hauptrisse Endzustand V2 u. V3

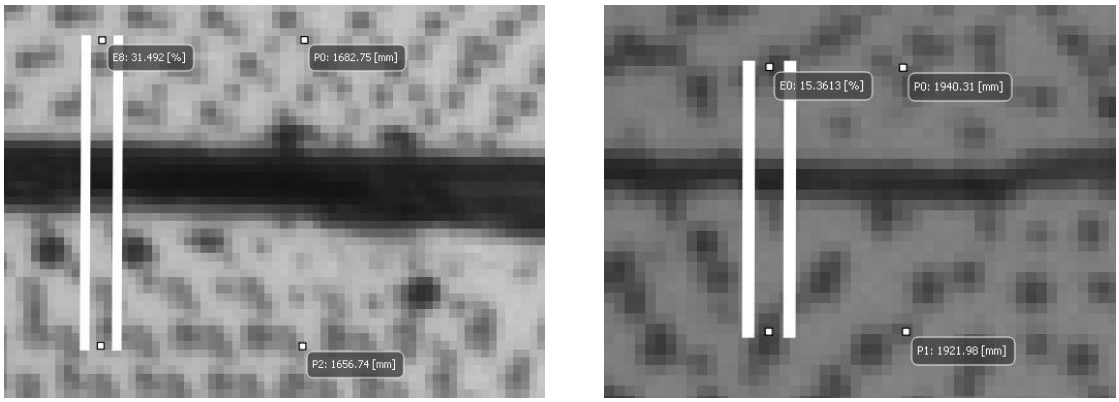


Bild 338 Rissmessung Endzustand V2 u. V3

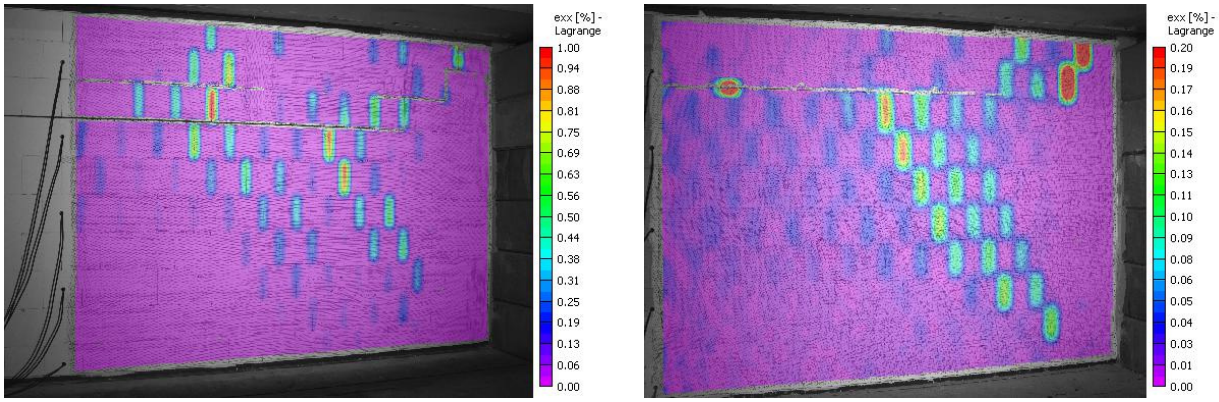


Bild 339 Horizontale Zugdehnung Endzustand V2 u. V3

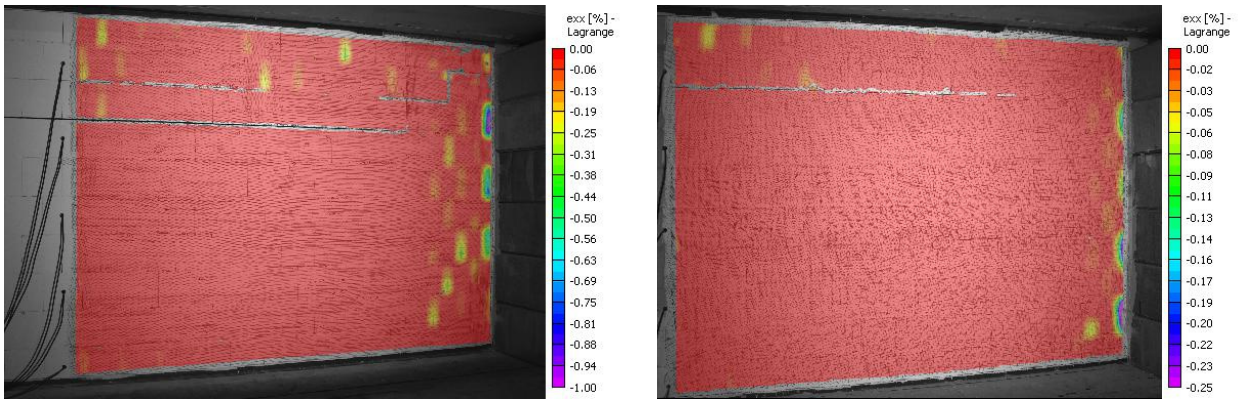


Bild 340 Horizontale Druckdehnung Endzustand V2 u. V3

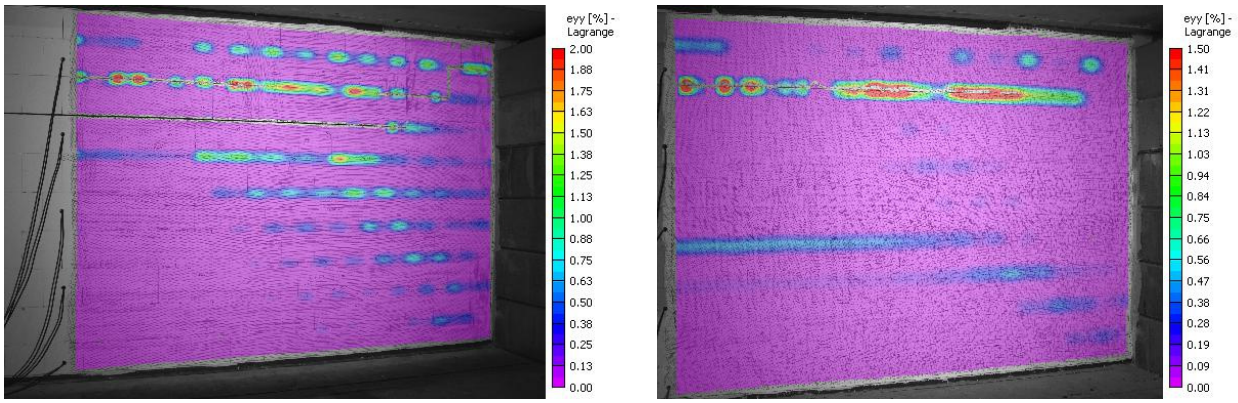


Bild 341 Vertikale Zugdehnung Endzustand V2 u. V3

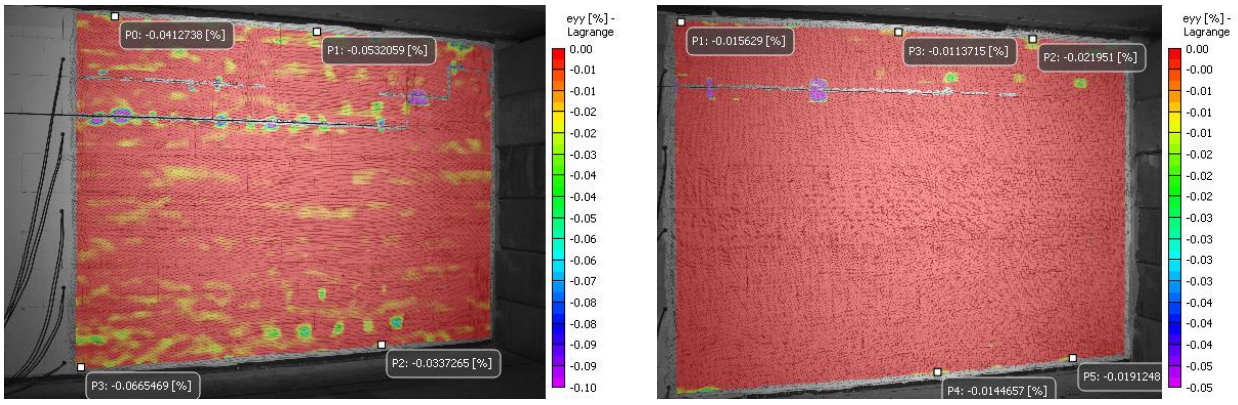


Bild 342 Vertikale Druckdehnung Endzustand V2 u. V3

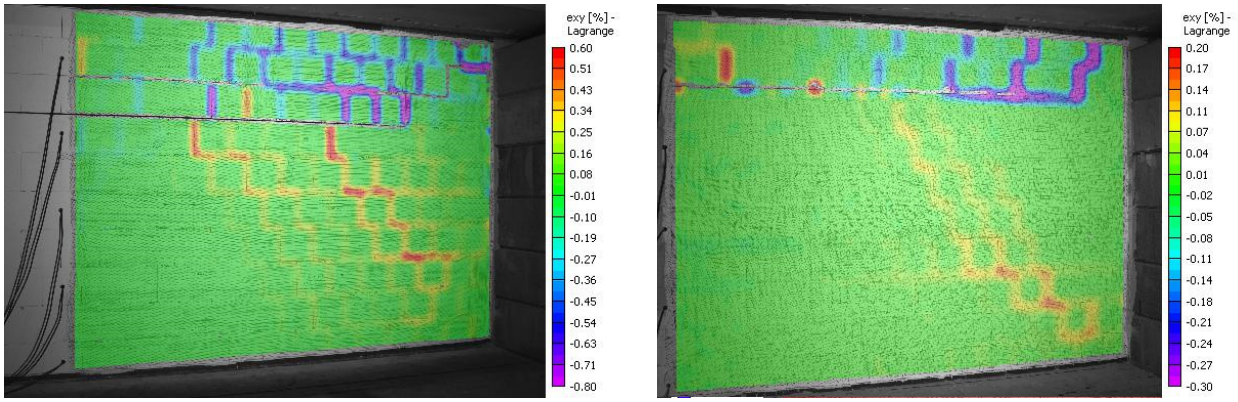


Bild 343 Schubdehnung Endzustand V2 u. V3

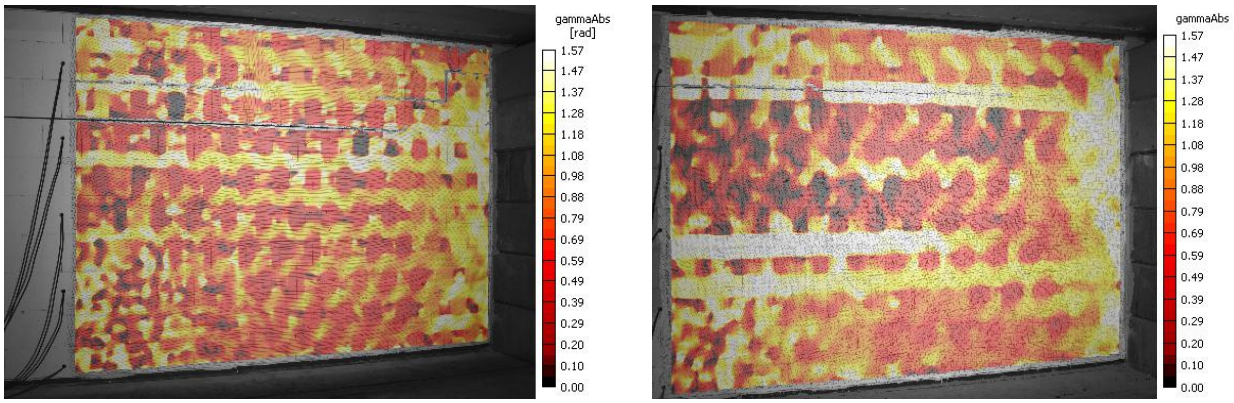


Bild 344 Richtung der Hauptdehnungen Endzustand V2 u. V3

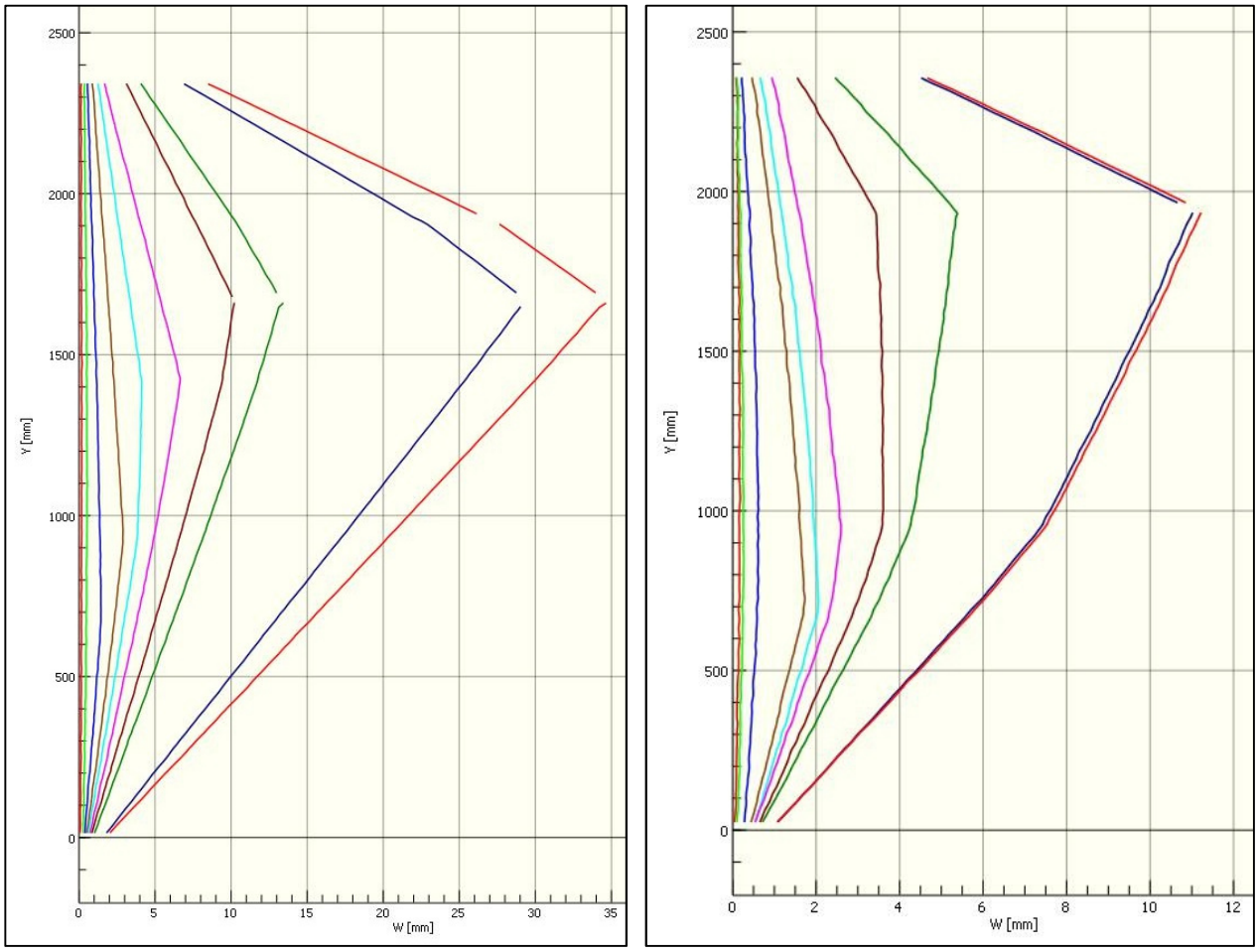


Bild 345 Schnittdarstellungen von w des Anhangs 16.19

16.20 Ergebnisse Erddruckversuche 4 (links) und 5 (rechts)

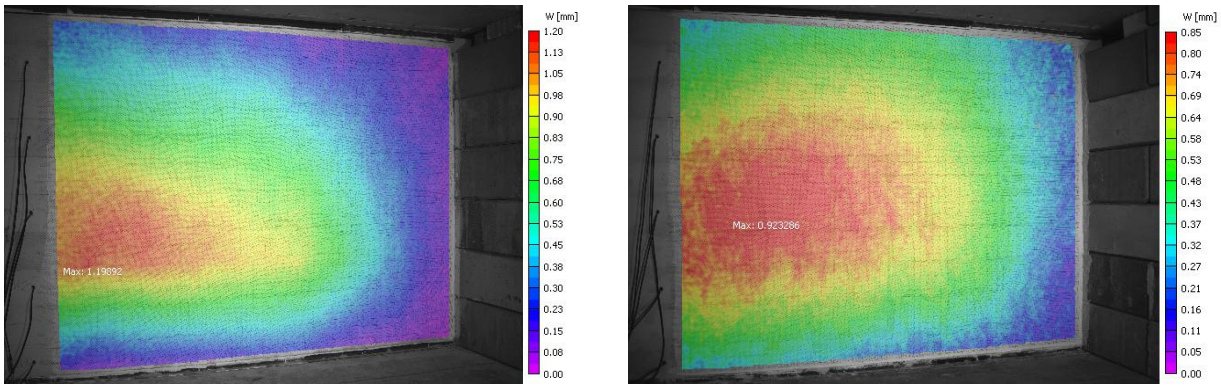


Bild 346 w bei 1,25 m Hinterfüllung V4 u. V5

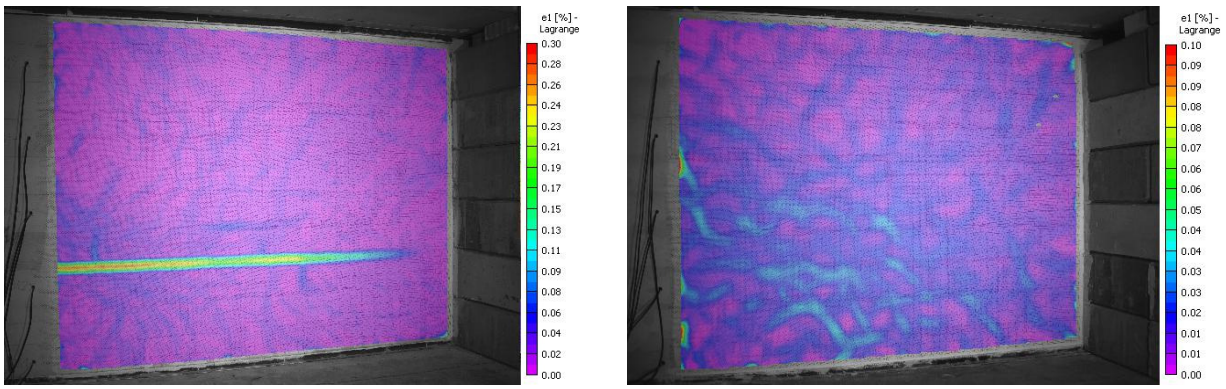


Bild 347 Hauptzugdehnungen bei 1,25 m Hinterfüllung V4 u. V5

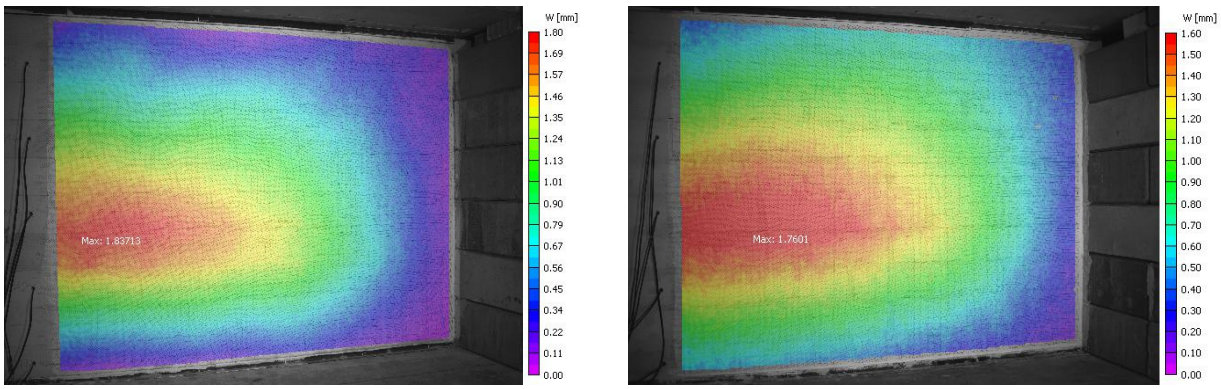


Bild 348 w bei 1,5 m Hinterfüllung V4 u. V5

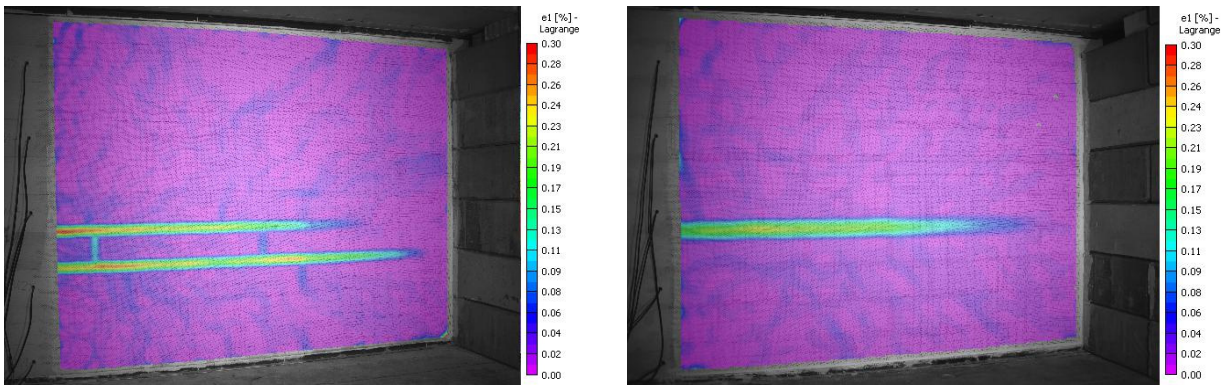


Bild 349 Hauptzugdehnungen bei 1,5 m Hinterfüllung V4 u. V5

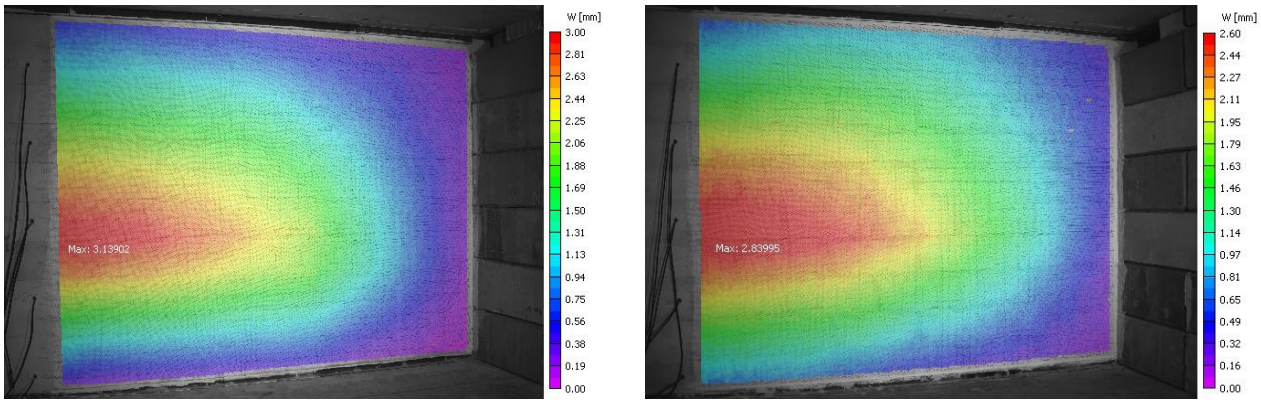


Bild 350 w bei 1,75 m Hinterfüllung V4 u. V5

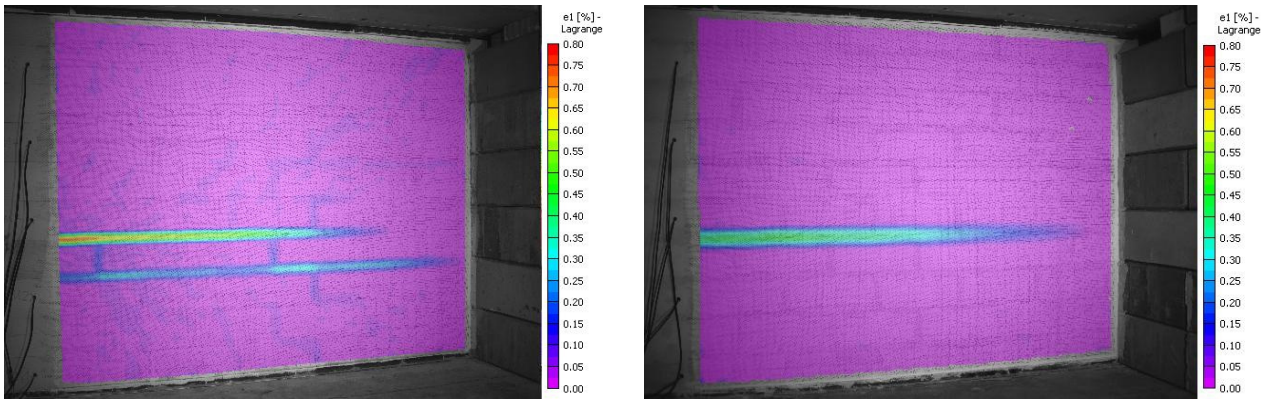


Bild 351 Hauptzugdehnungen bei 1,75 m Hinterfüllung V4 u. V5

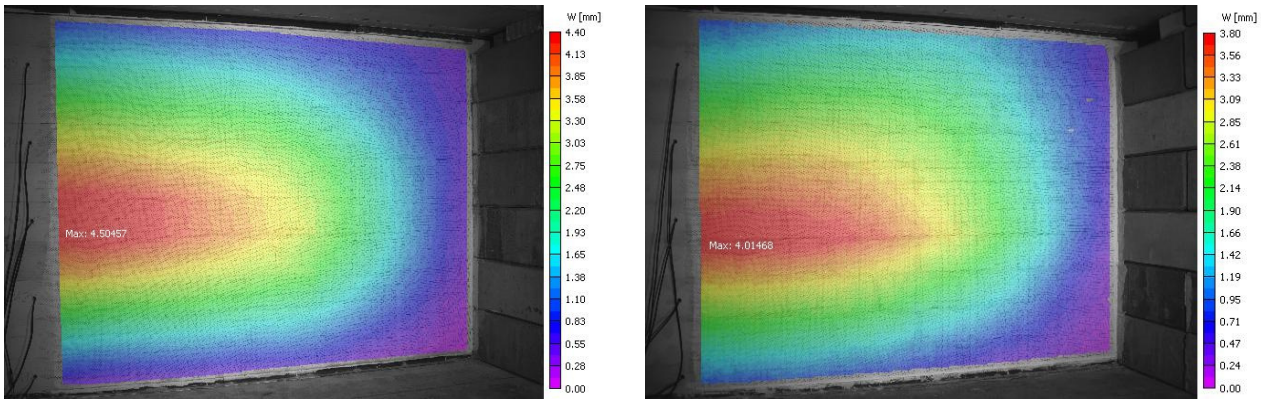


Bild 352 w bei 2,0 m Hinterfüllung V4 u. V5

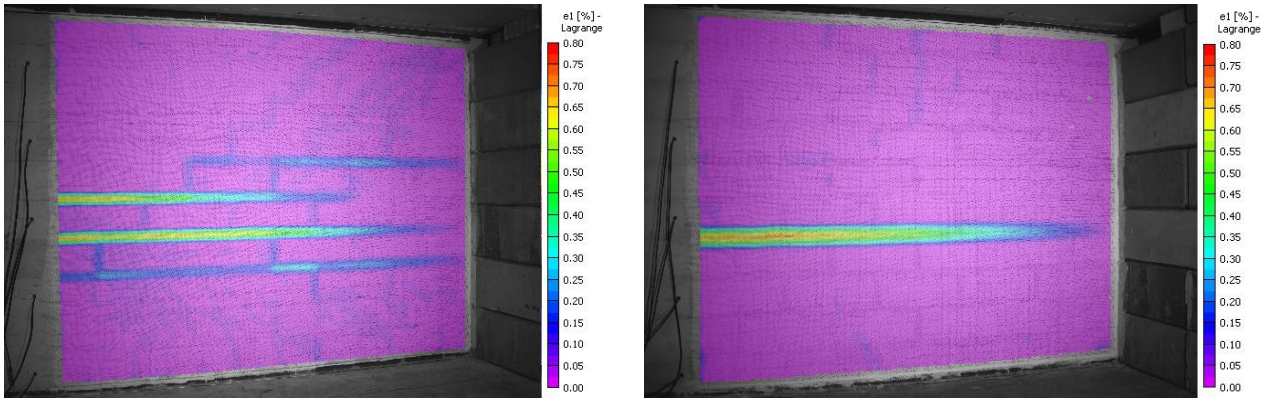


Bild 353 Hauptzugdehnungen bei 2,0 m Hinterfüllung V4 u. V5

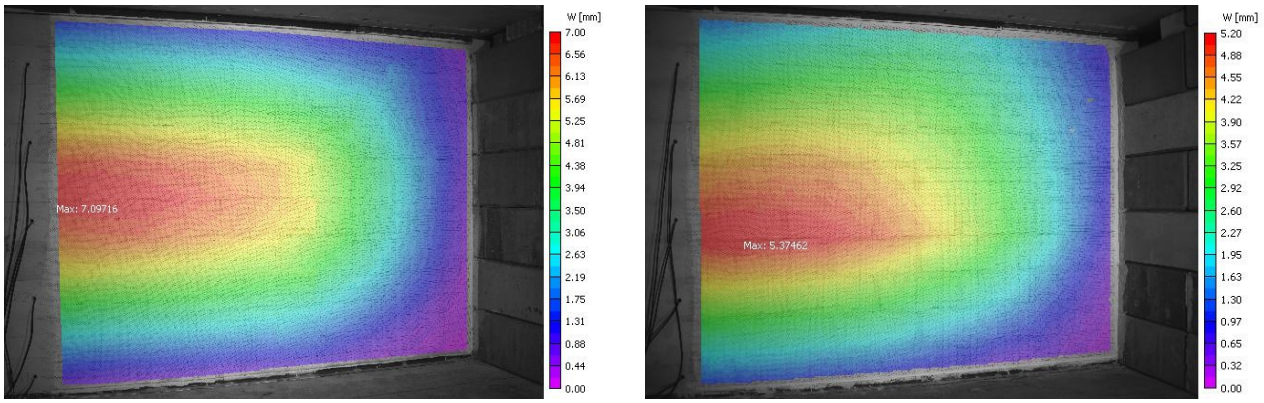


Bild 354 w bei 2,25 m Hinterfüllung V4 u. V5

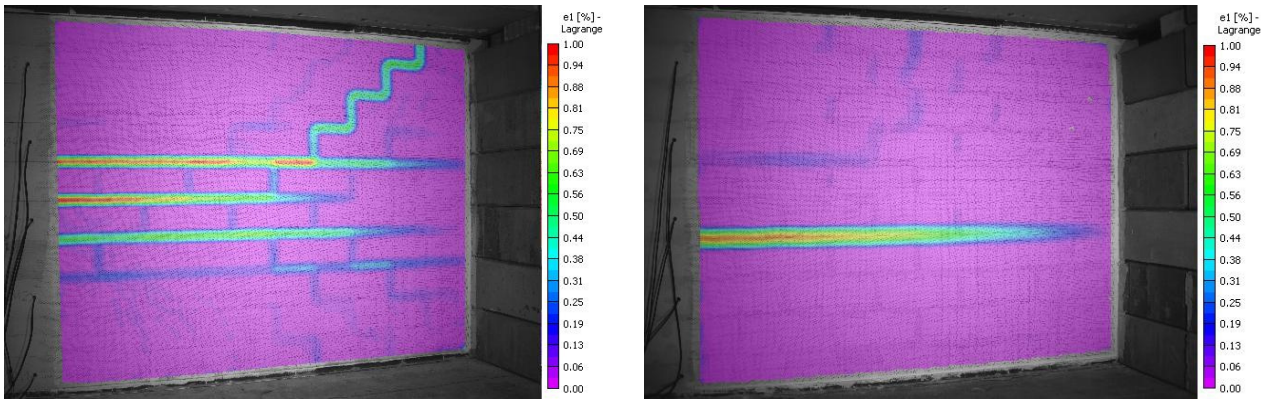


Bild 355 Hauptzugdehnungen bei 2,25 m Hinterfüllung V4 u. V5

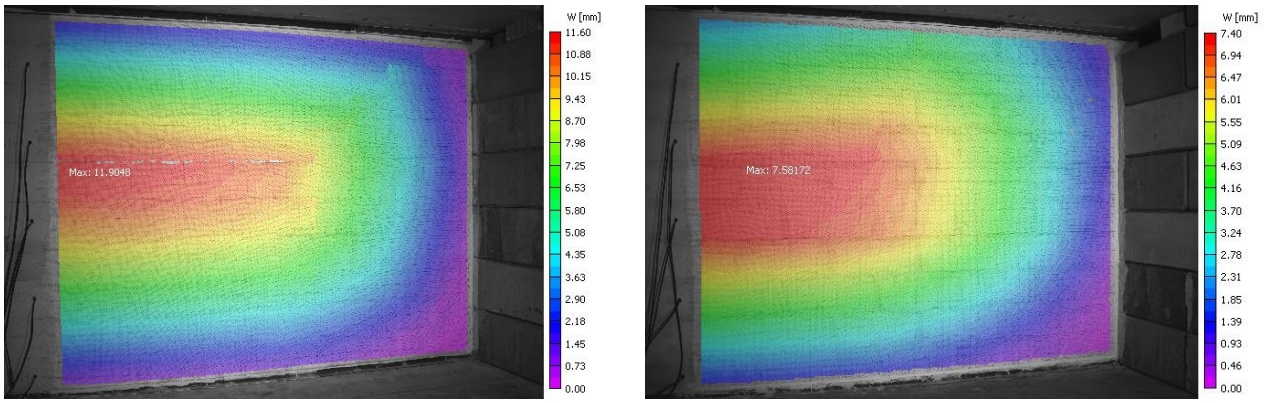


Bild 356 w bei 2,5 m Hinterfüllung V4 u. V5

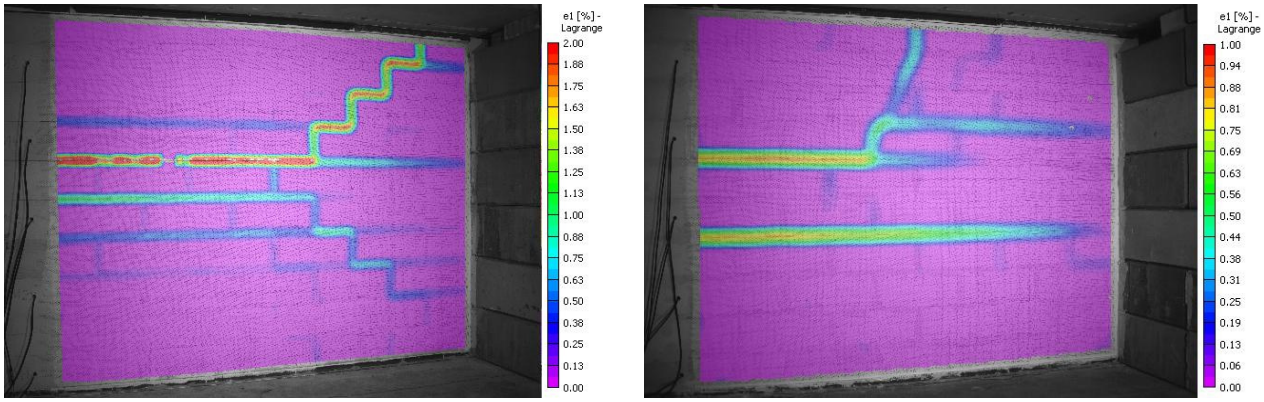


Bild 357 Hauptzugdehnungen bei 2,5 m Hinterfüllung V4 u. V5

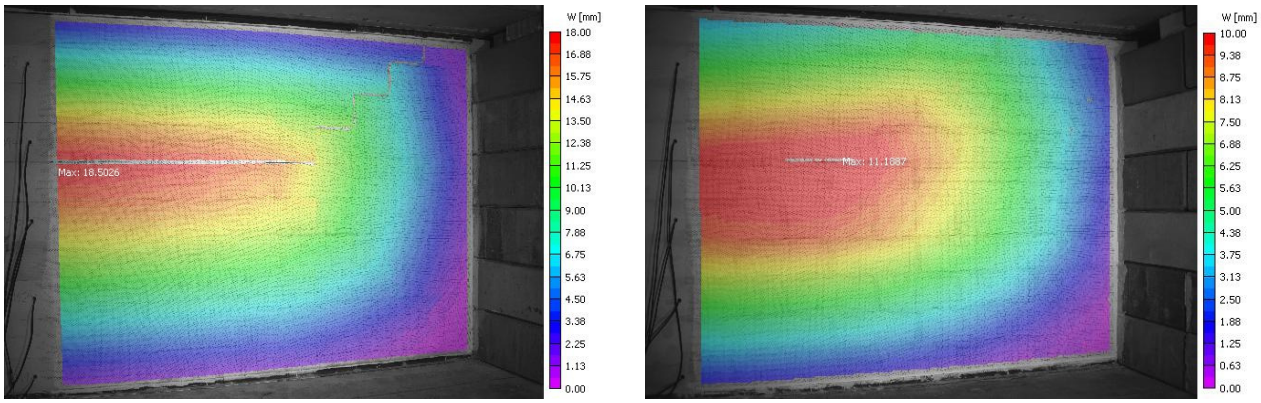


Bild 358 w bei 2,7 m Hinterfüllung V4 u. V5

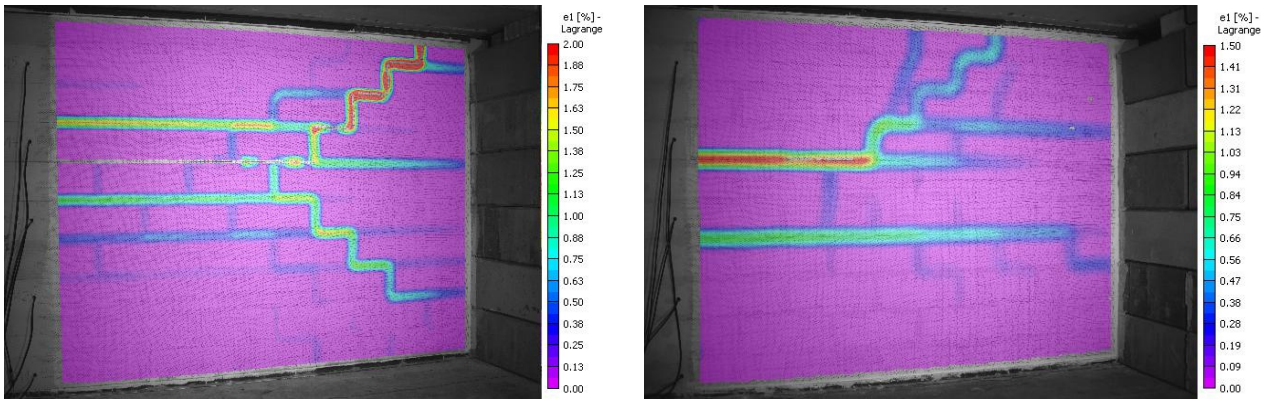


Bild 359 Hauptzugdehnungen bei 2,7 m Hinterfüllung V4 u. V5

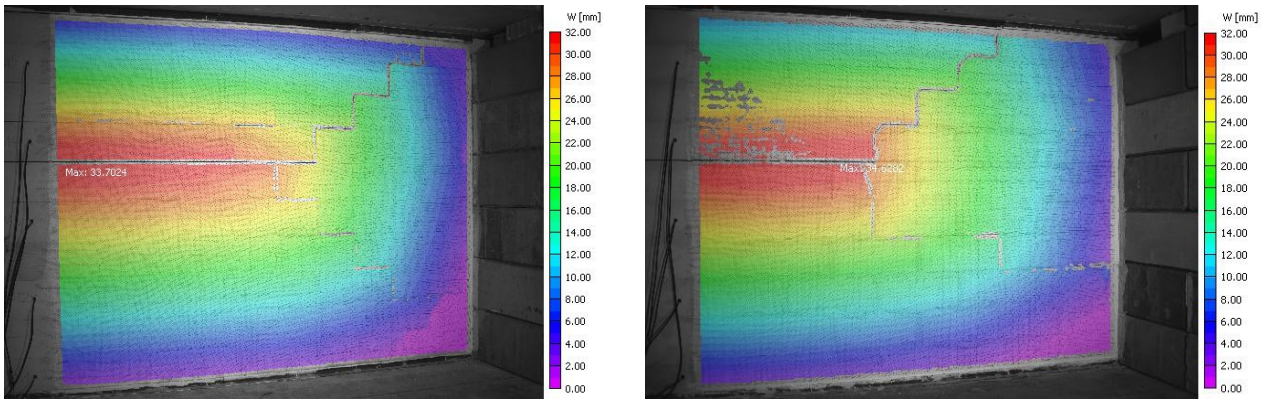


Bild 360 w Endzustand V4 u. V5

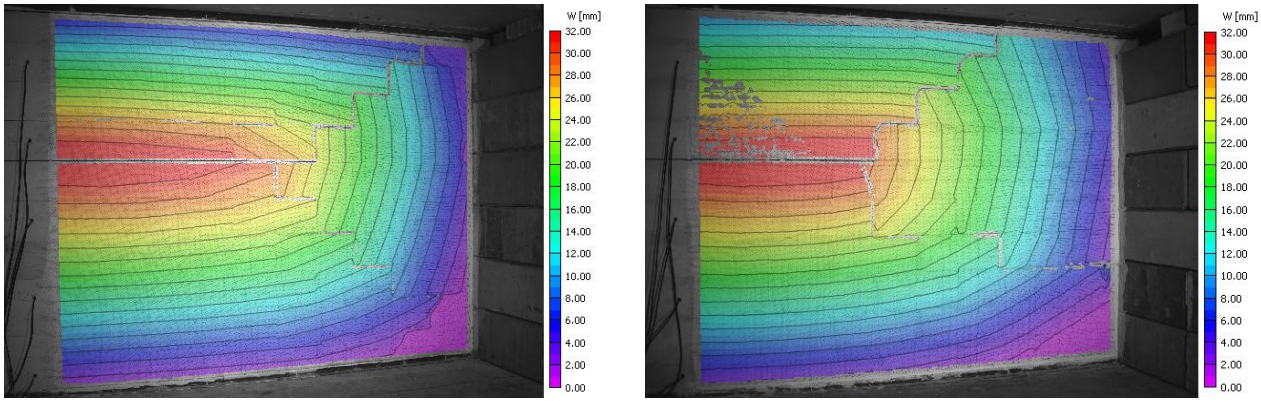


Bild 361 w Endzustand Isolinien V4 u. V5

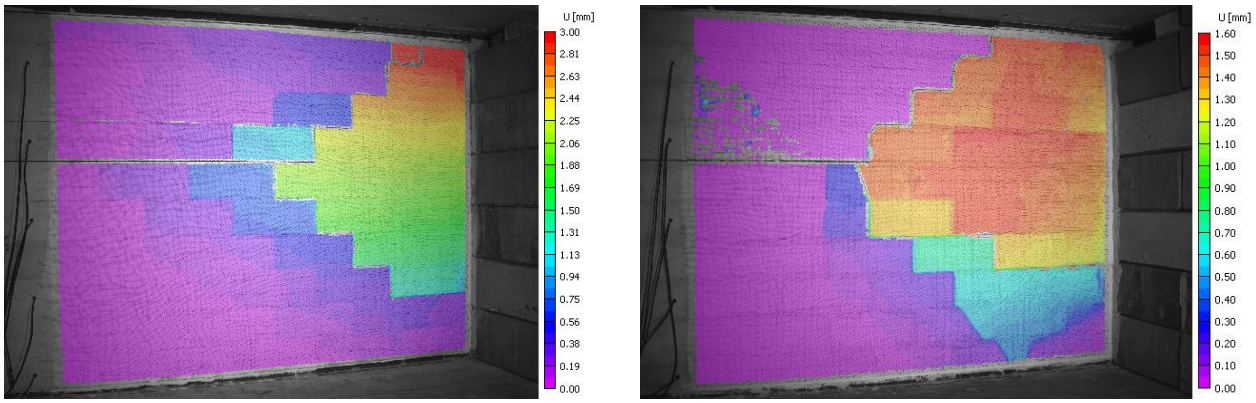


Bild 362 u Endzustand V4 u. V5

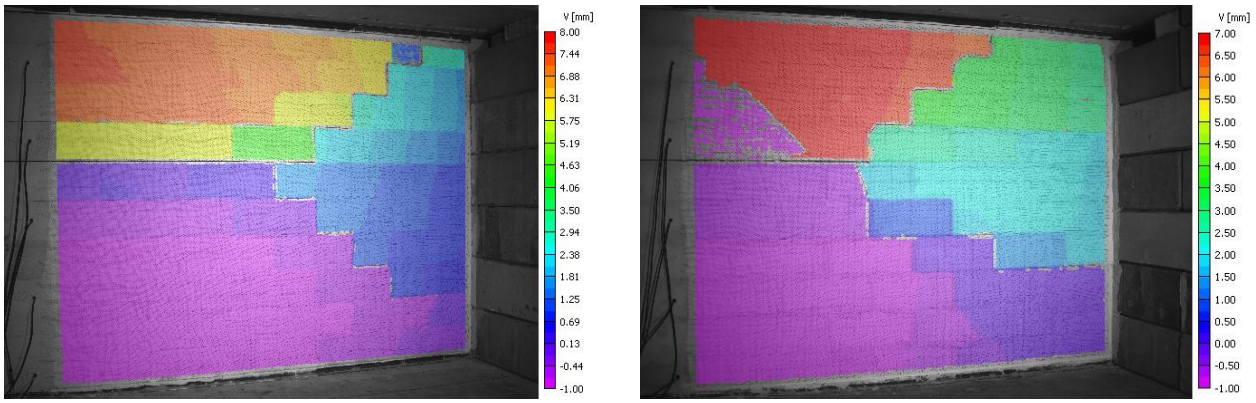


Bild 363 v Endzustand V4 u. V5

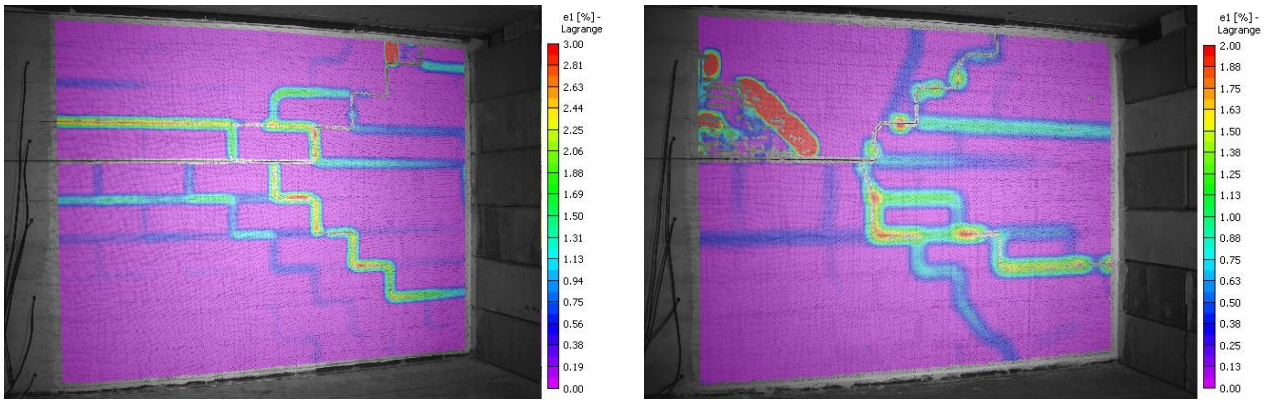


Bild 364 Hauptzugdehnungen Endzustand V4 u. V5

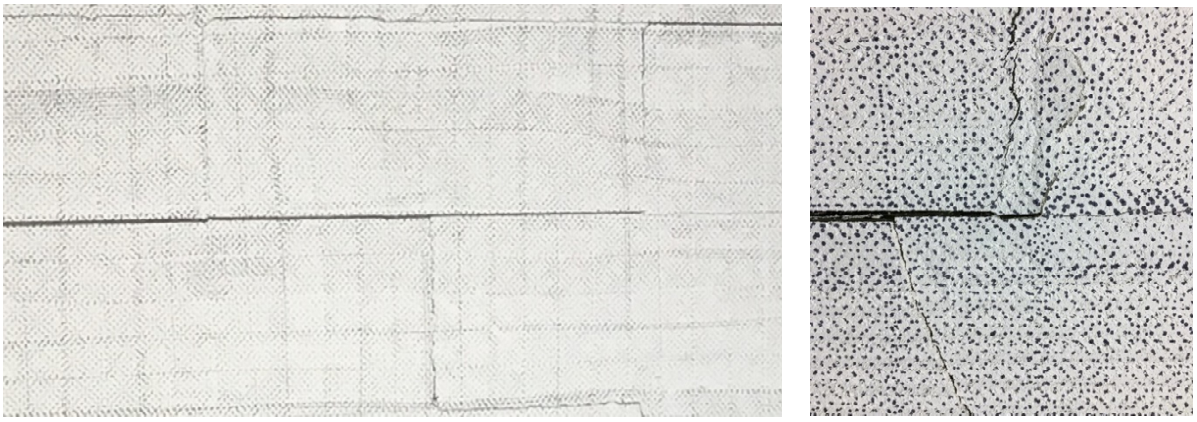


Bild 365 Hauptrisse Endzustand V4 u. V5

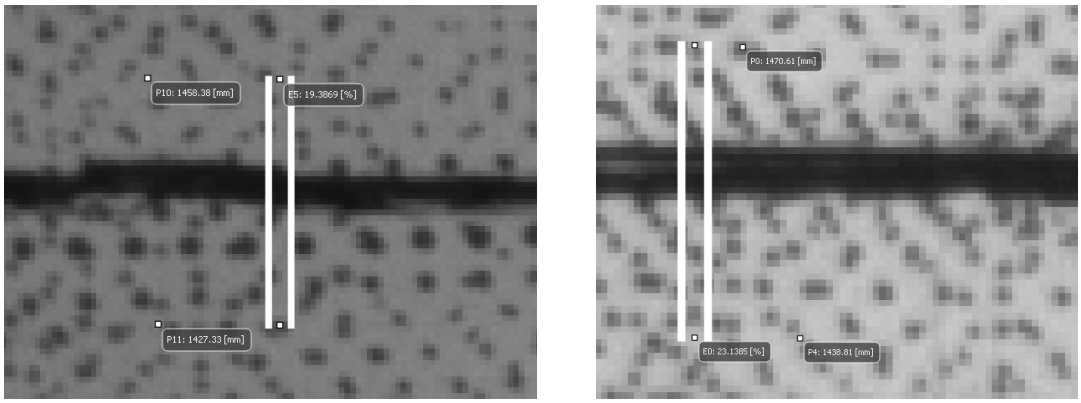


Bild 366 Rissmessung Endzustand V4 u. V5

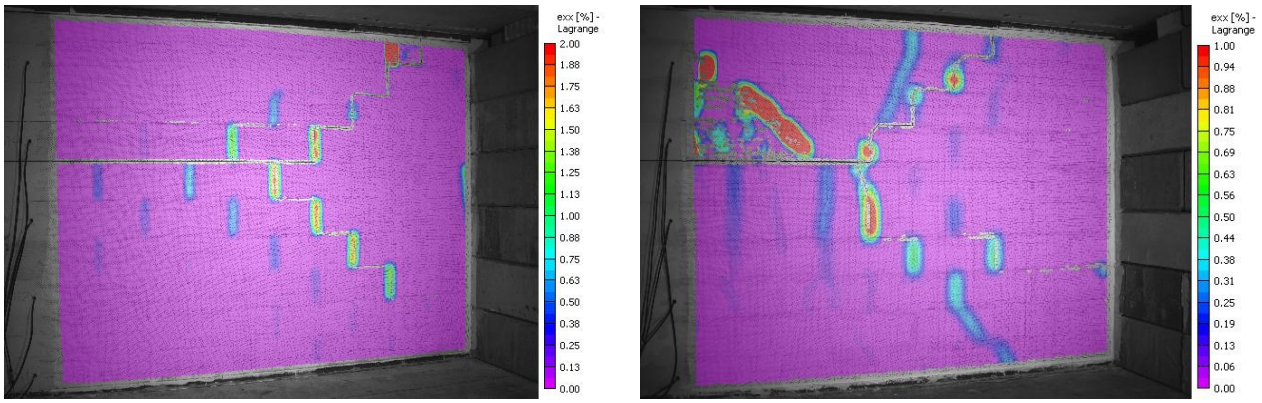


Bild 367 Horizontale Zugdehnung Endzustand V4 u. V5

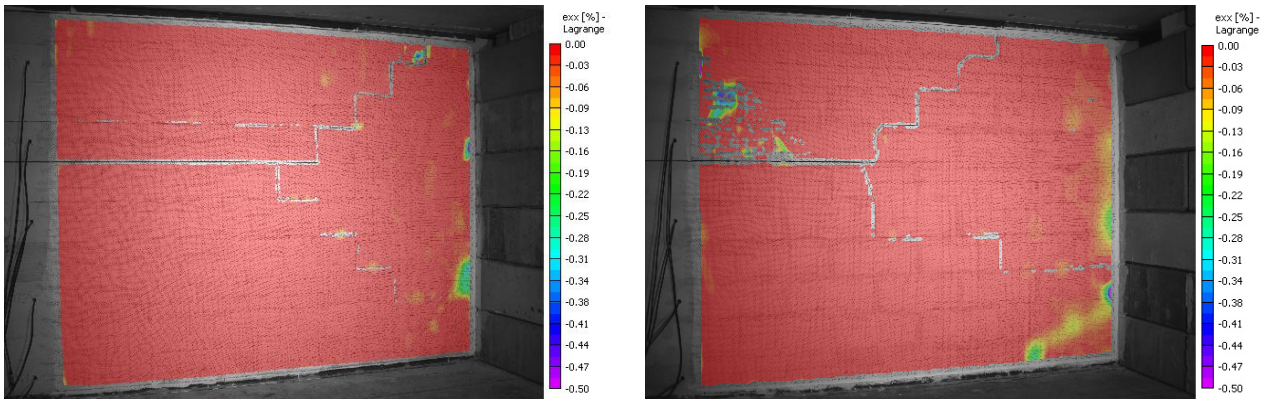


Bild 368 Horizontale Druckdehnung Endzustand V4 u. V5

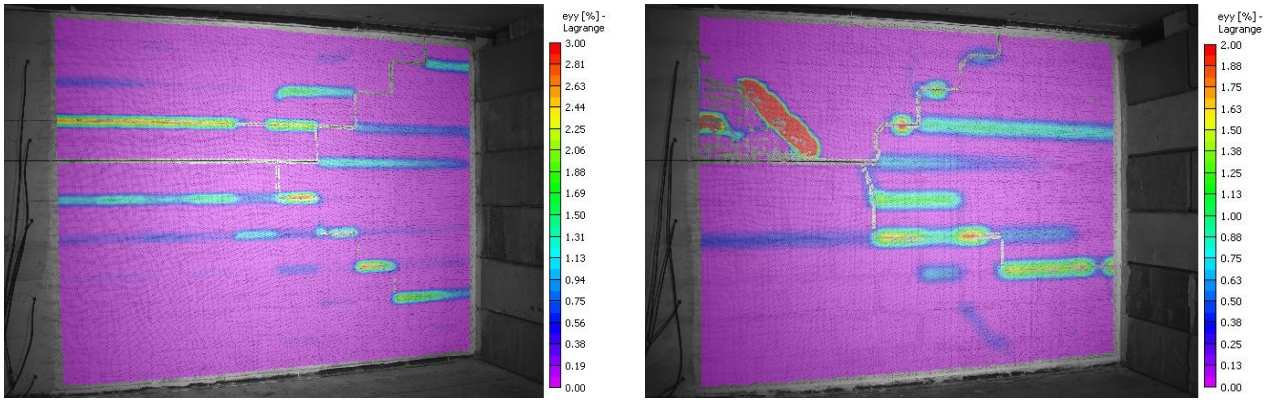


Bild 369 Vertikale Zugdehnung Endzustand V4 u. V5

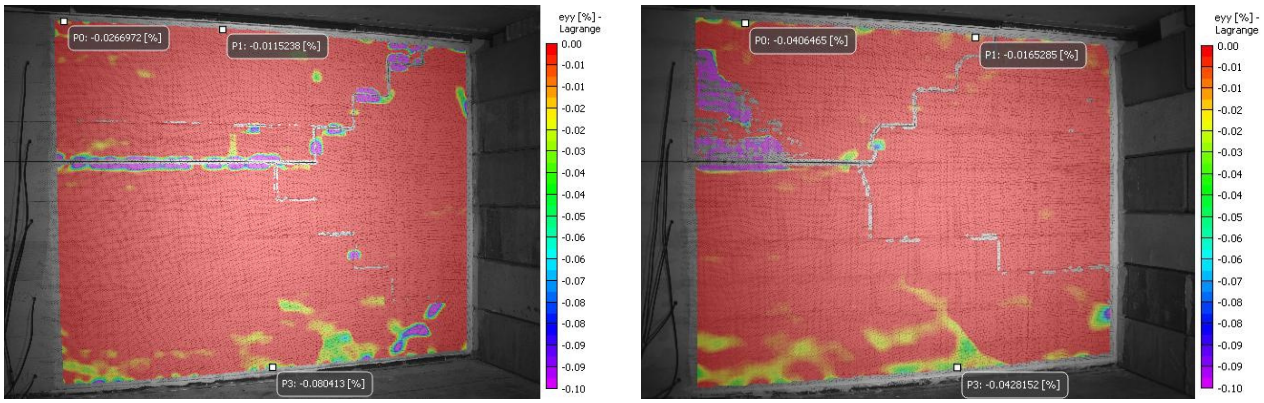


Bild 370 Vertikale Druckdehnung Endzustand V4 u. V5

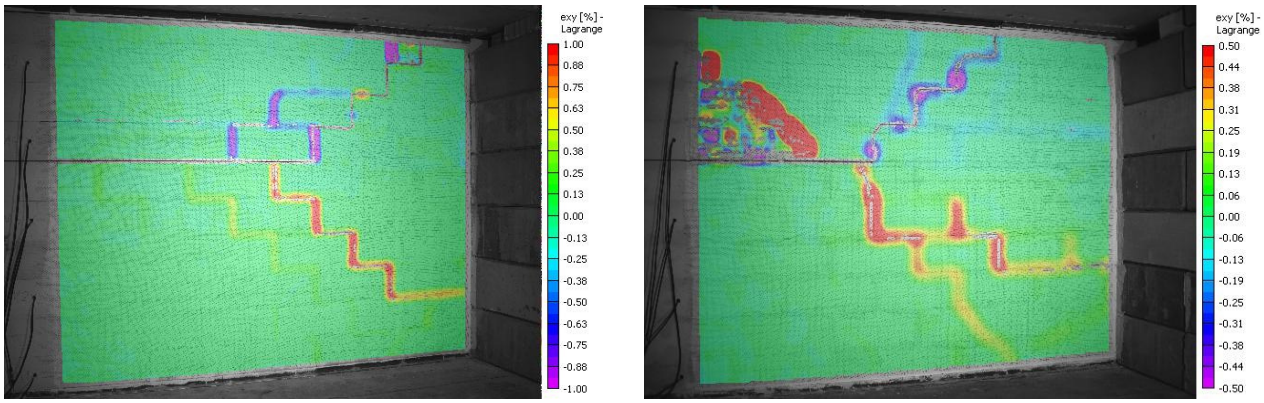


Bild 371 Schubdehnung Endzustand V4 u. V5

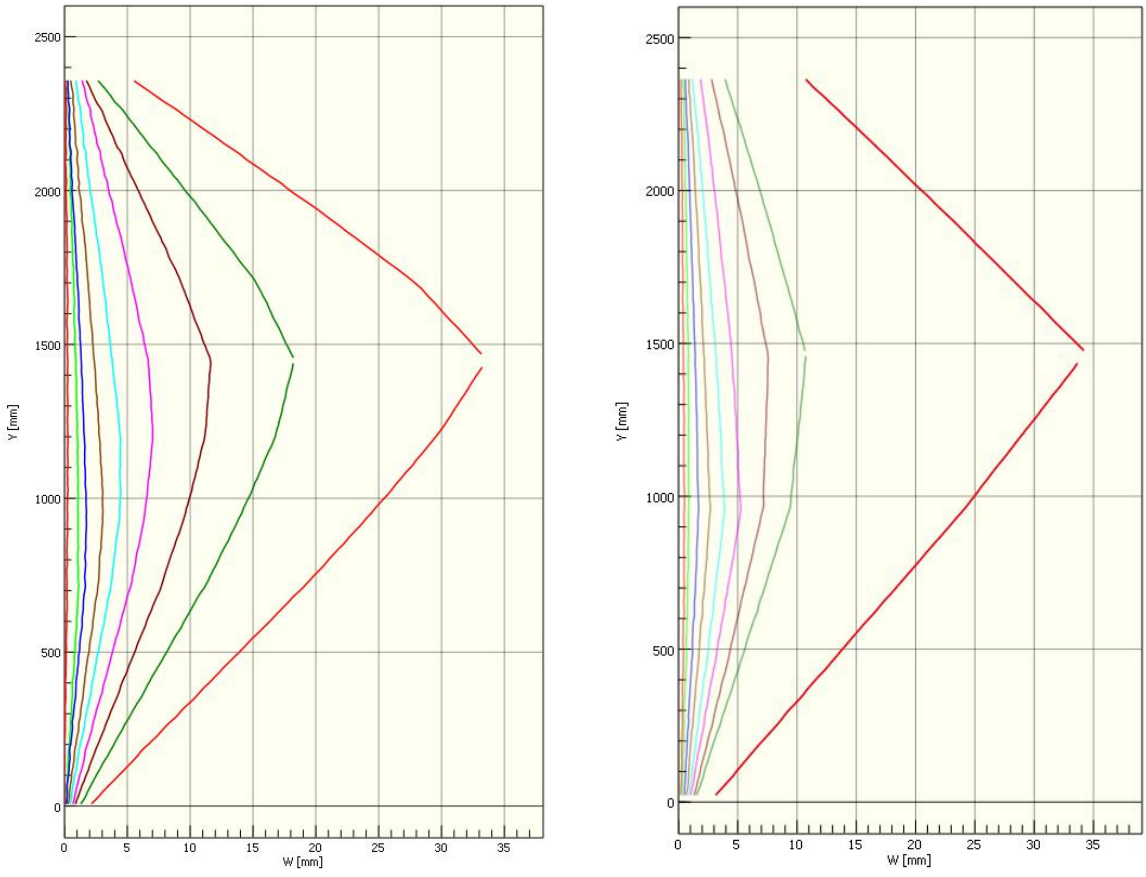


Bild 372 Schnittdarstellungen von w des Anhangs 16.20

16.21 Ergebnisse Luftkissenversuch (Versuch 6)

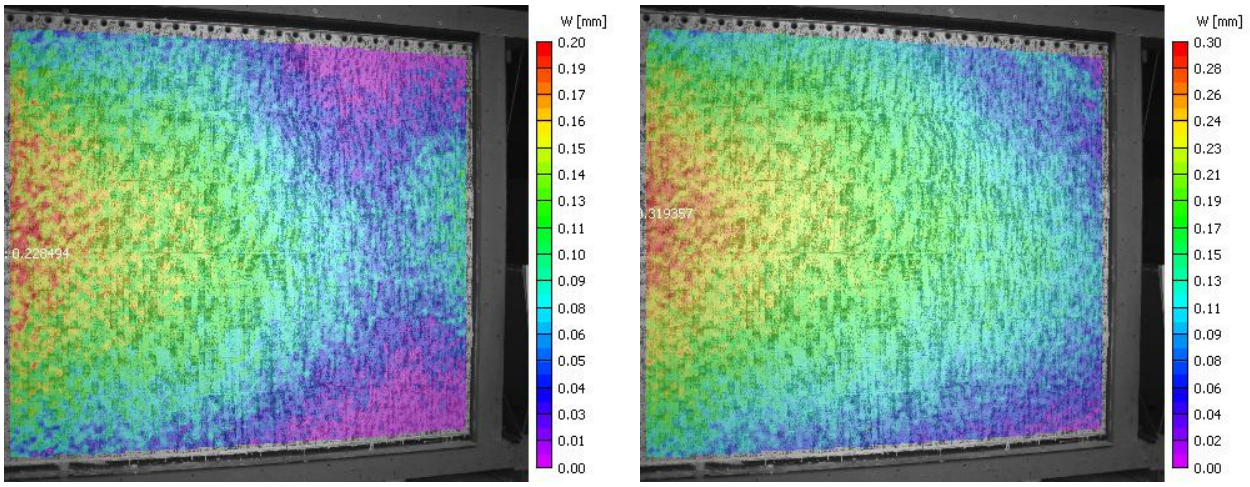


Bild 373 Versuch 6; w Last 1,0 kN/m² links; w Last 1,5 kN/m² rechts

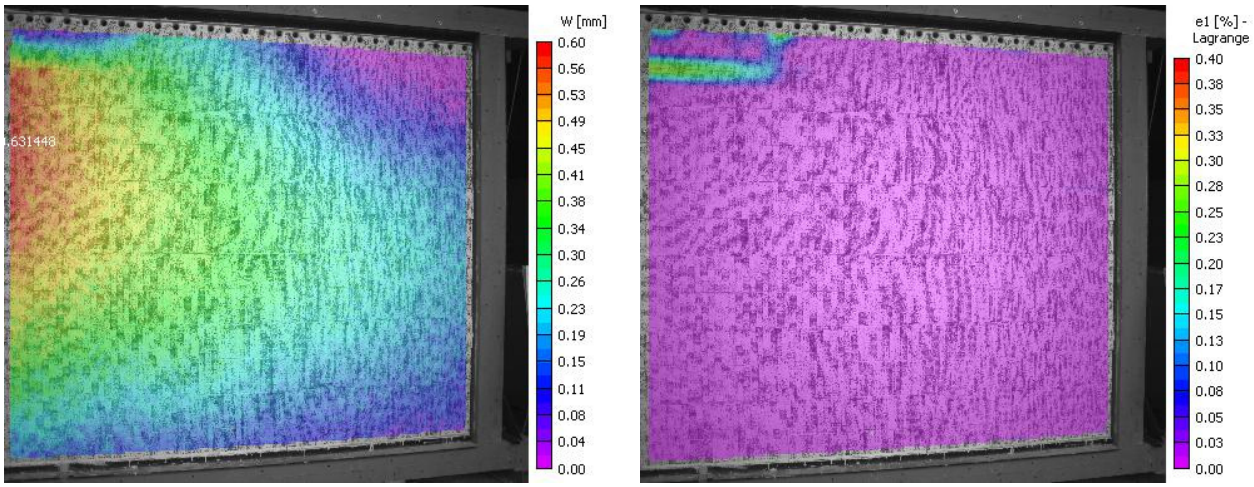


Bild 374 Versuch 6; Last 2,0 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts

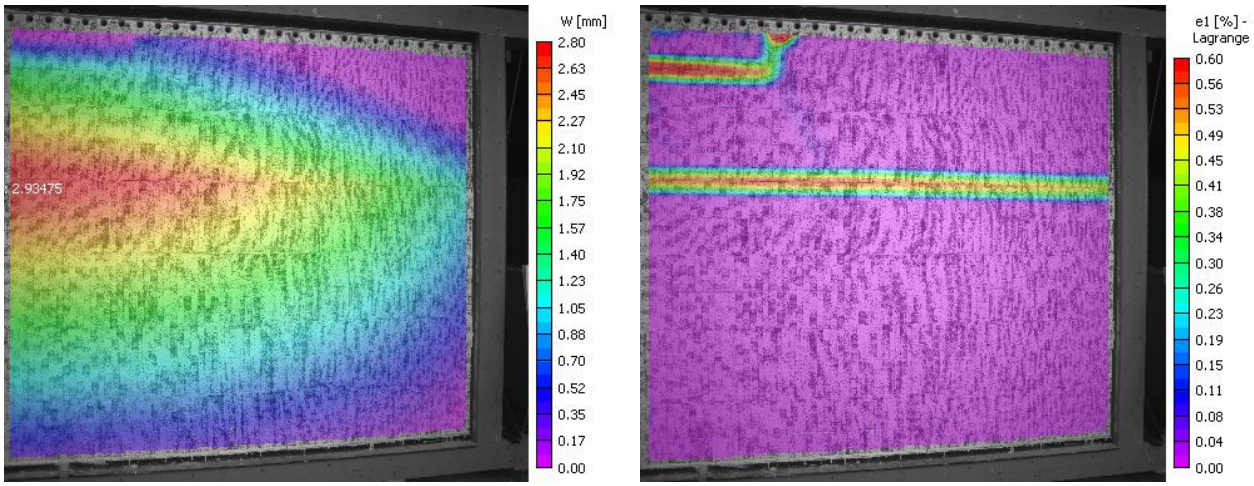


Bild 375 Versuch 6; Last 2,5 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts

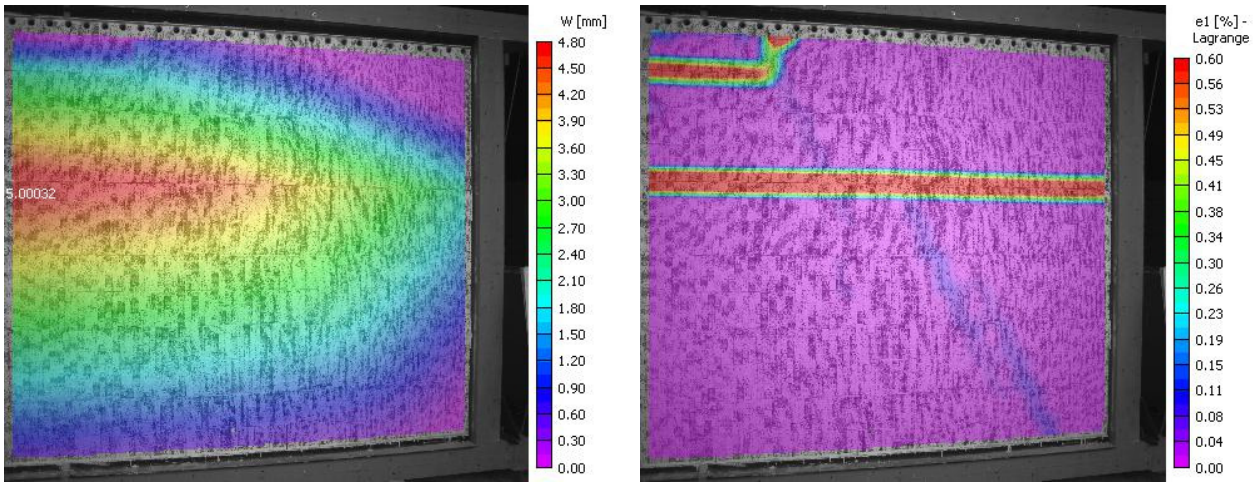


Bild 376 Versuch 6; Verformung 5 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts

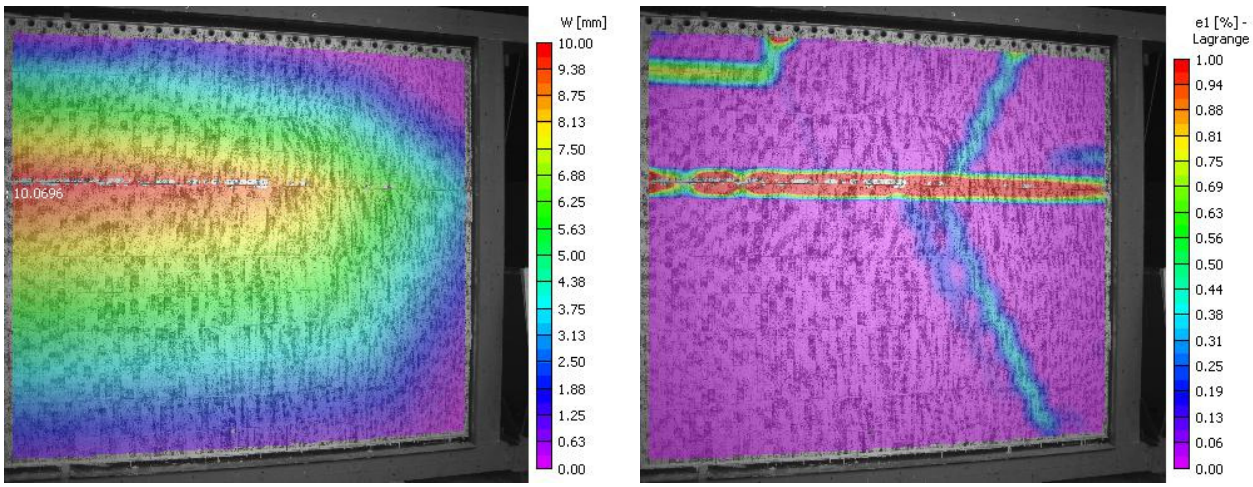


Bild 377 Versuch 6; Verformung 10 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts

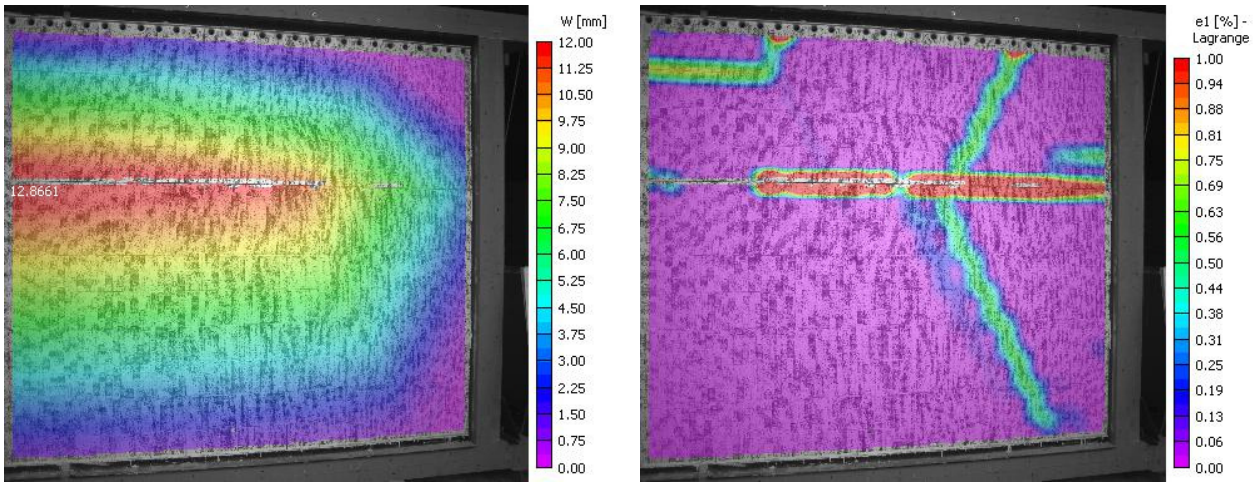


Bild 378 Versuch 6; Verformung 13 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts

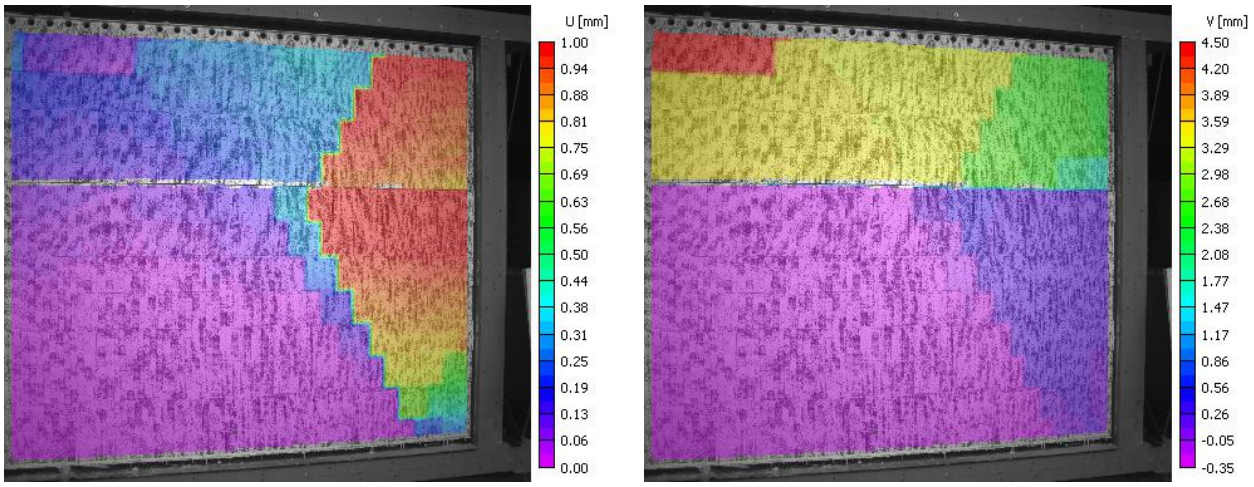


Bild 379 Versuch 6; Verformung 13 mm; u links; v rechts

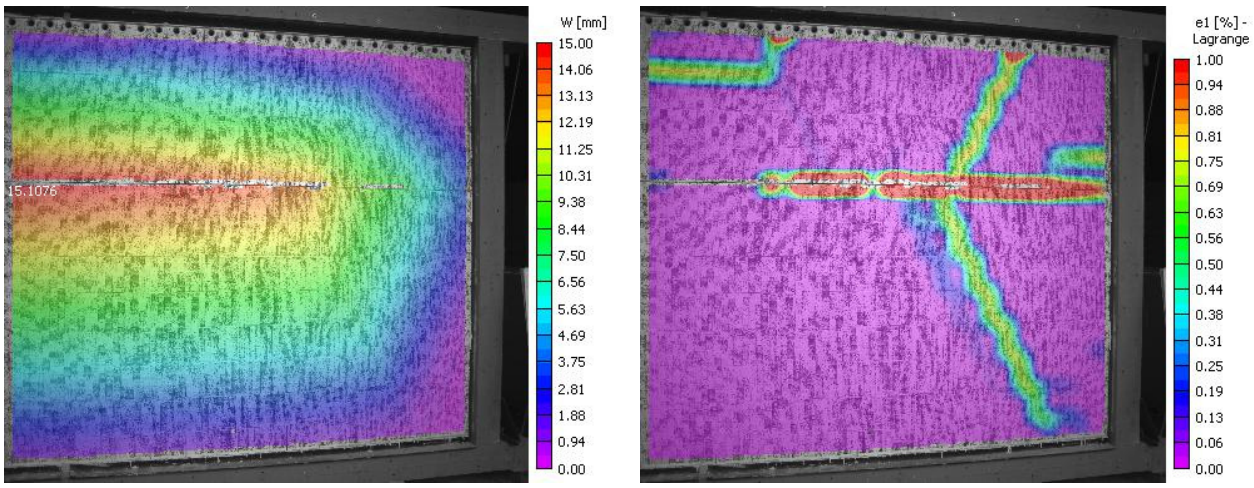


Bild 380 Versuch 6; Verformung 15 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts

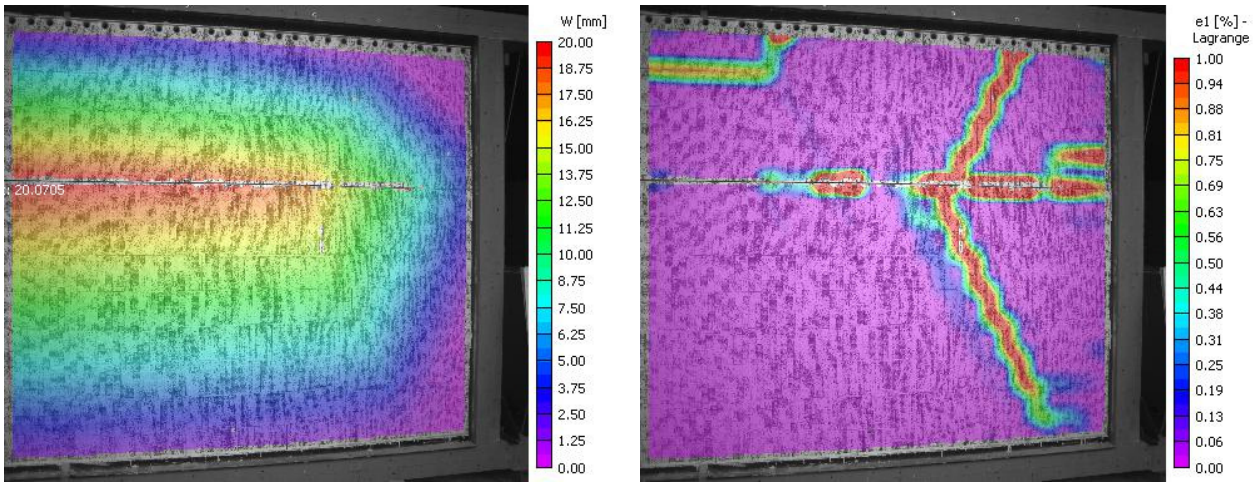


Bild 381 Versuch 6; Verformung 20 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts

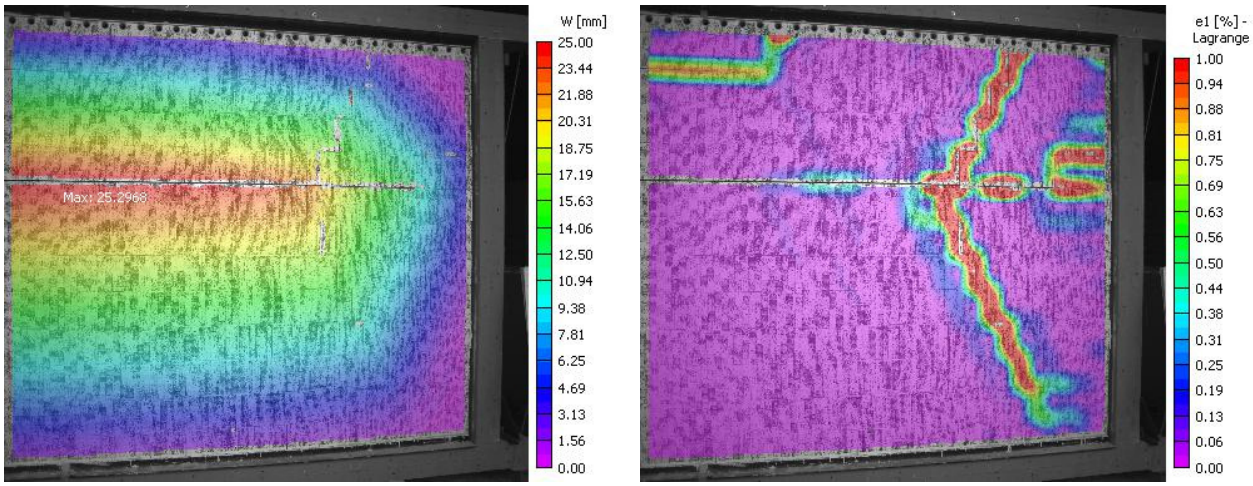


Bild 382 Versuch 6; Verformung 25 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts

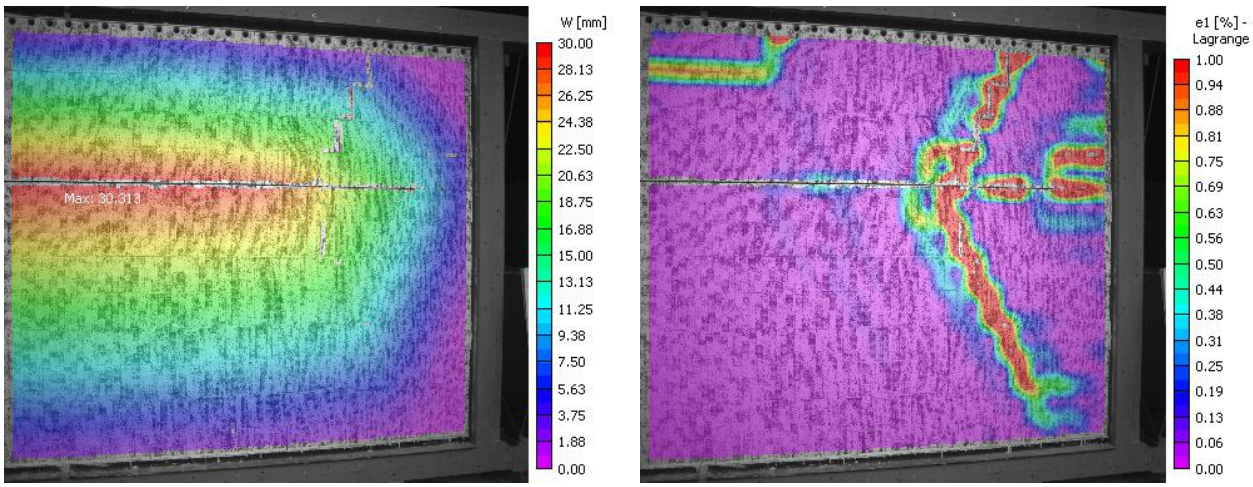


Bild 383 Versuch 6; Verformung 30 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts

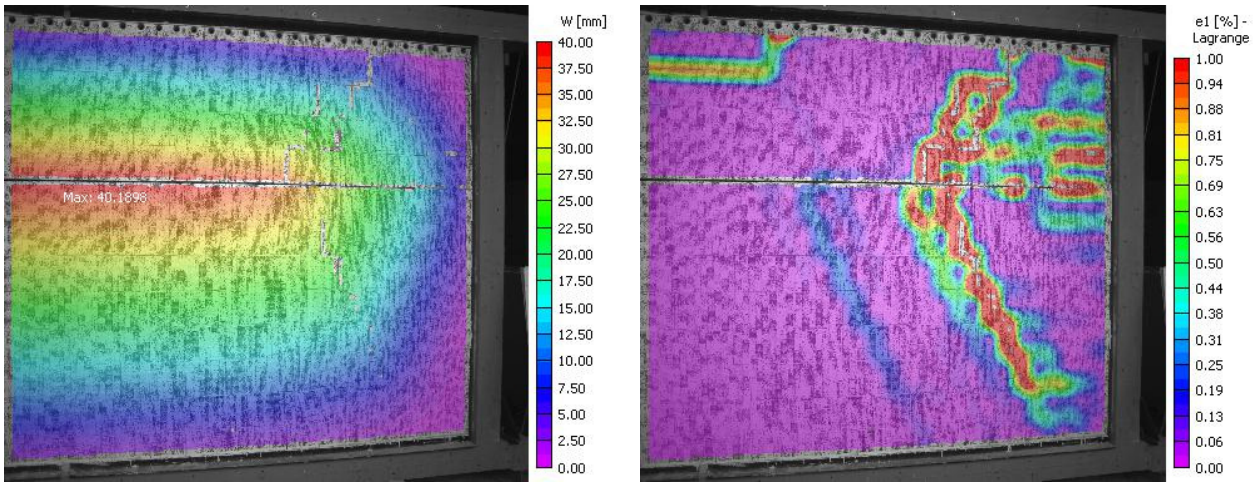


Bild 384 Versuch 6; Verformung 40 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts

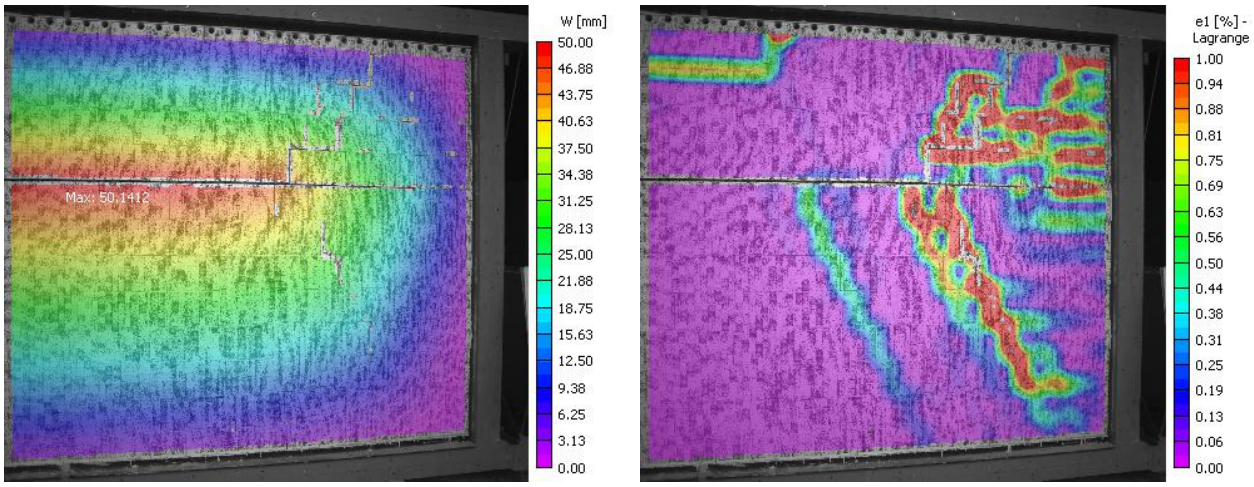


Bild 385 Versuch 6; Verformung 50 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts

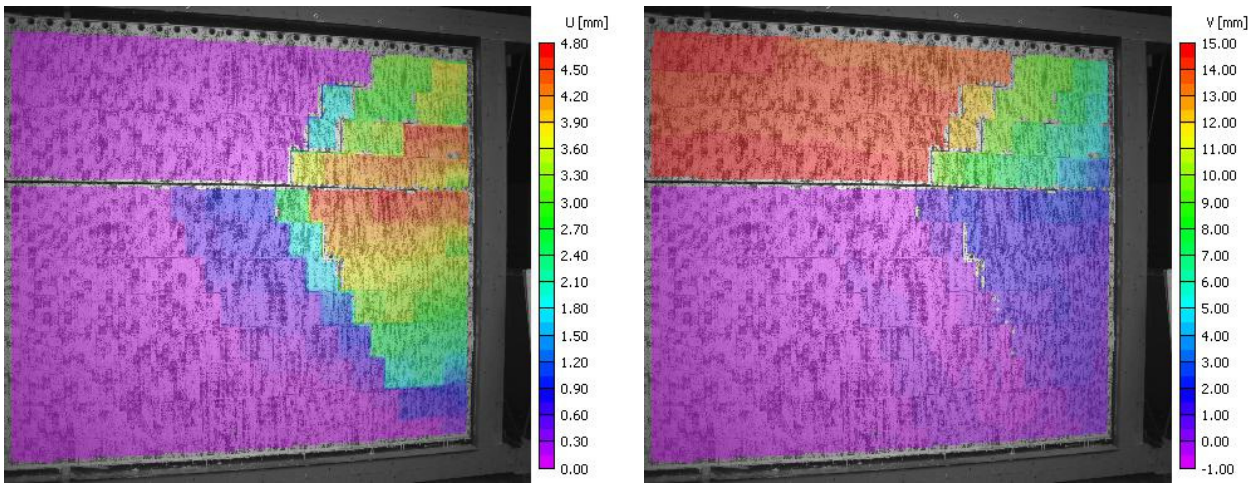


Bild 386 Versuch 6; Verformung 50 mm; u links; v rechts

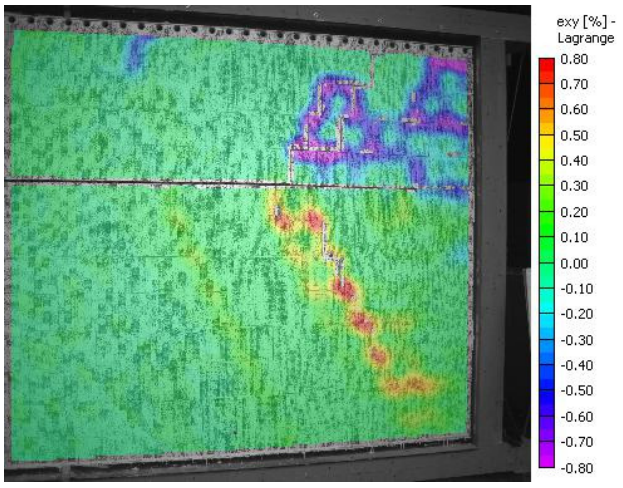


Bild 387 Versuch 6; Verformung 50 mm; exy

16.22 Ergebnisse Luftkissenversuch (Versuch 7)

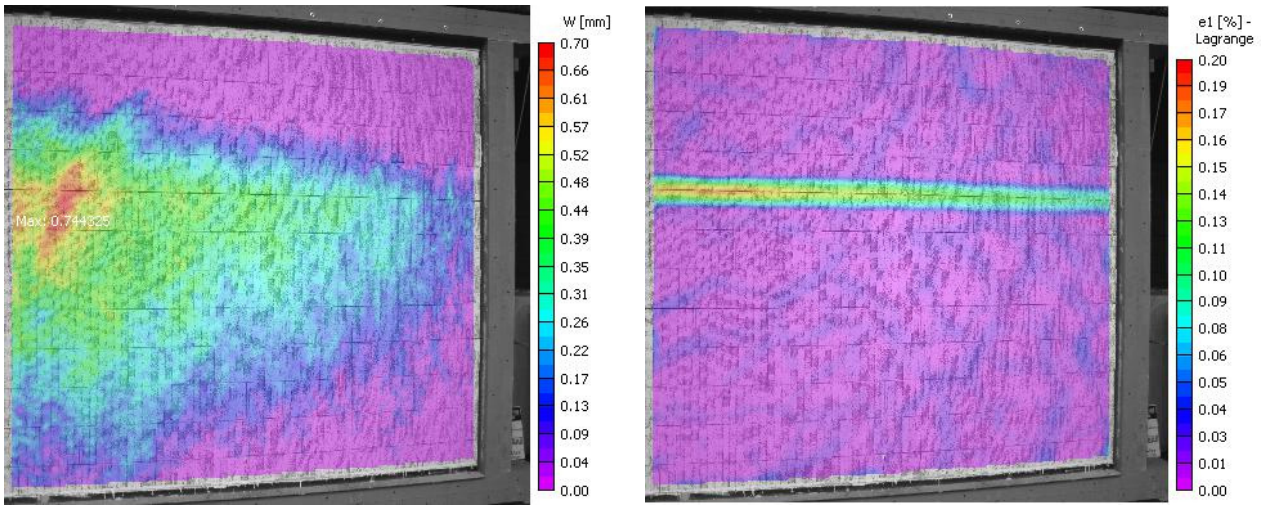


Bild 388 Versuch 7; Last 1,5 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts

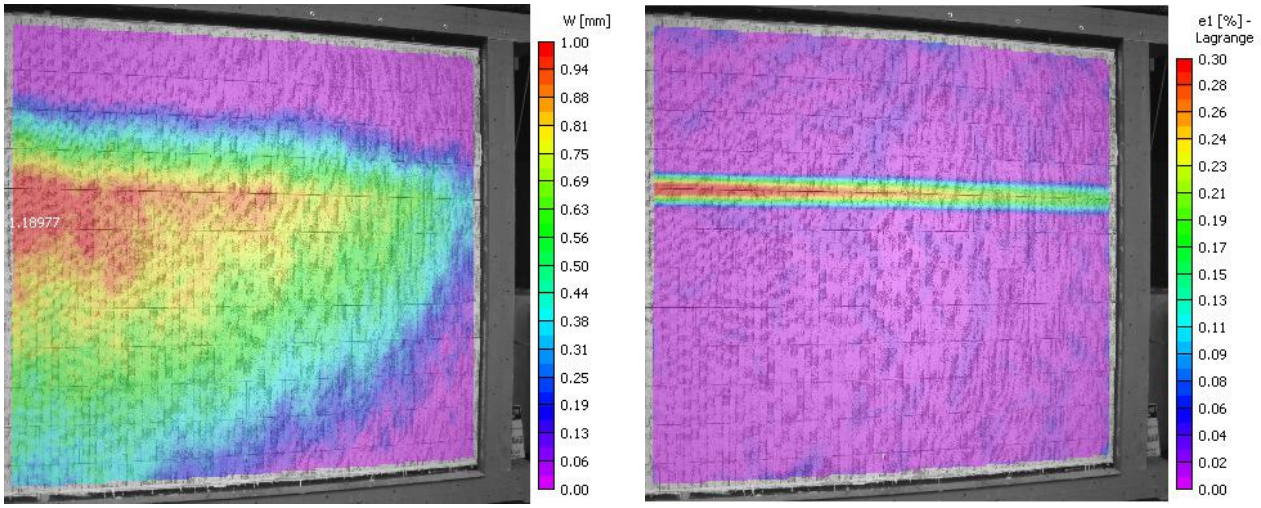


Bild 389 Versuch 7; Last 2,0 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts

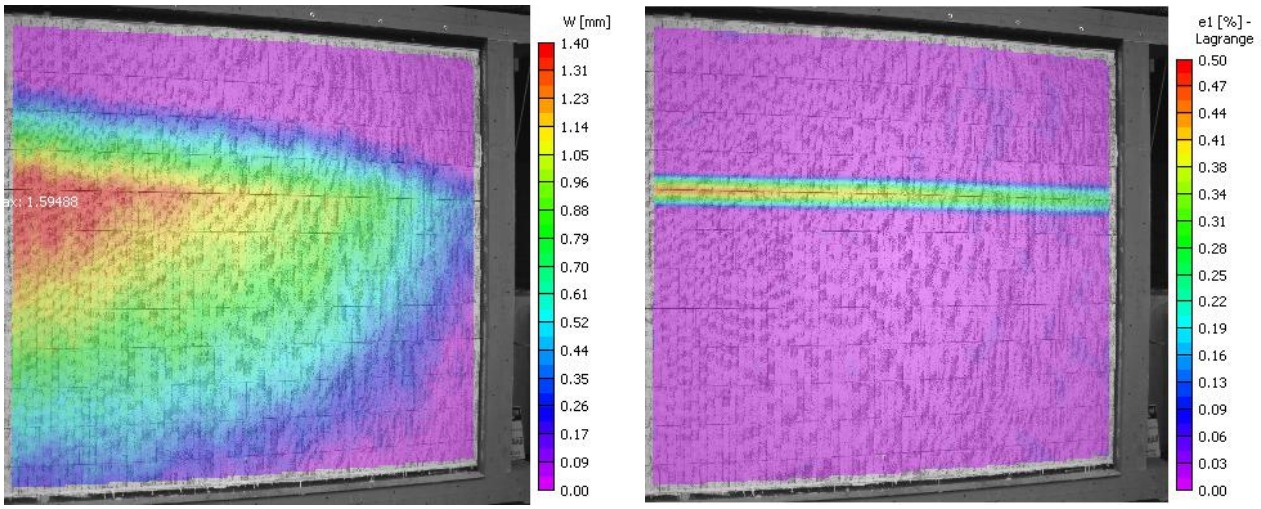


Bild 390 Versuch 7; Last 2,5 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts

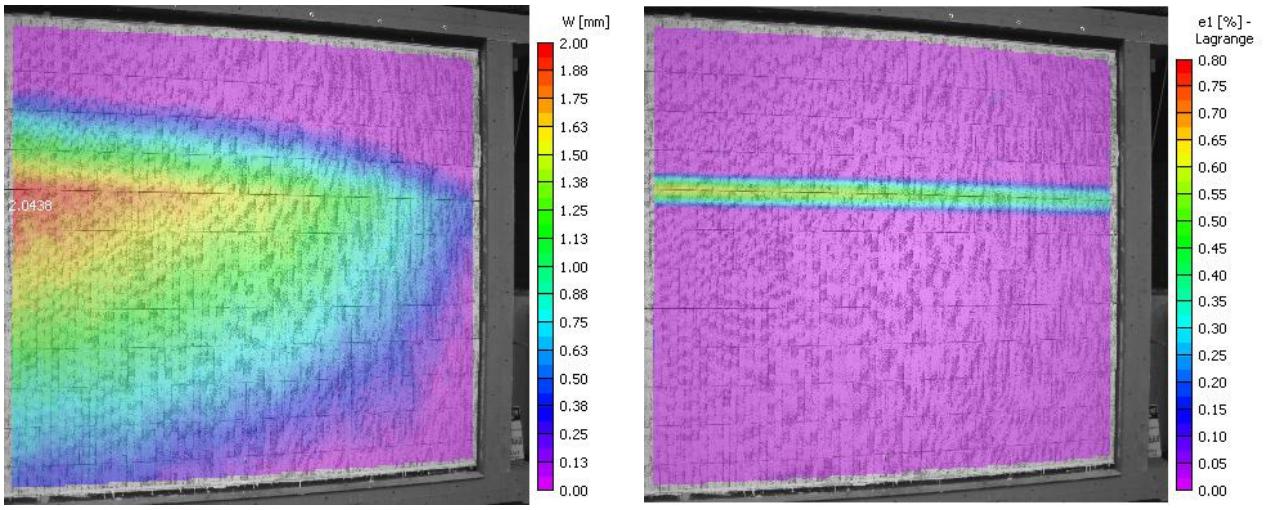


Bild 391 Versuch 7; Last 3,0 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts

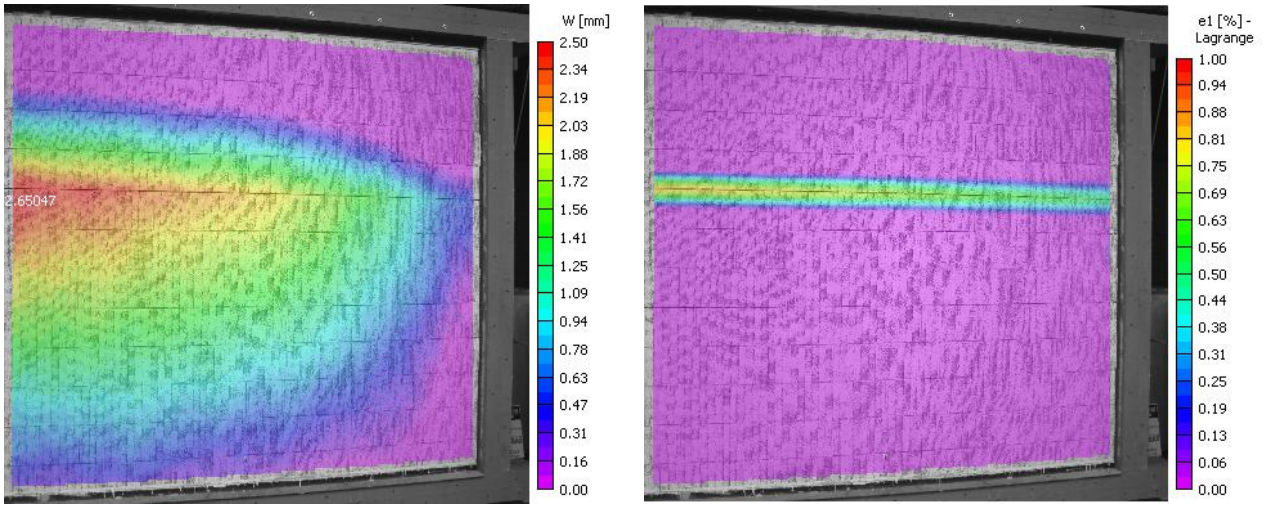


Bild 392 Versuch 7; Last 3,5 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts

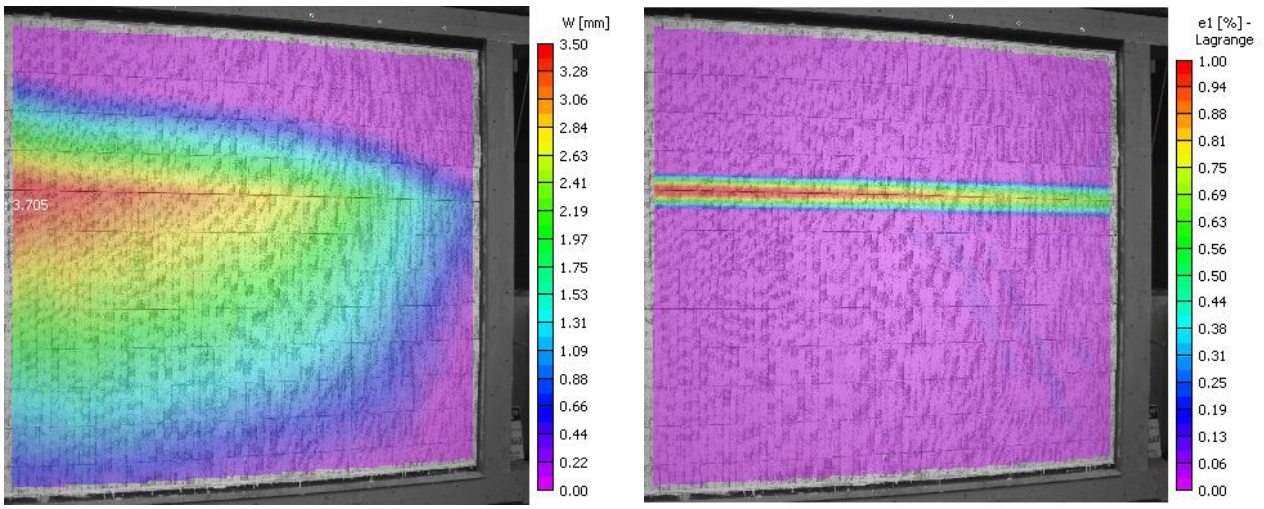


Bild 393 Versuch 7; Last 4,0 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts

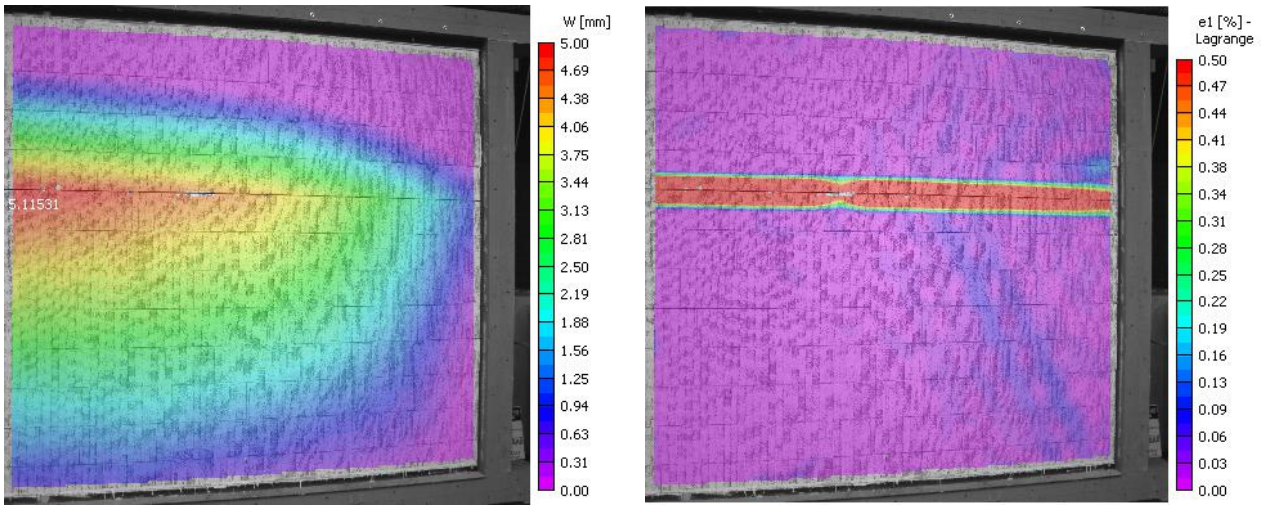


Bild 394 Versuch 7; Last 4,5 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts

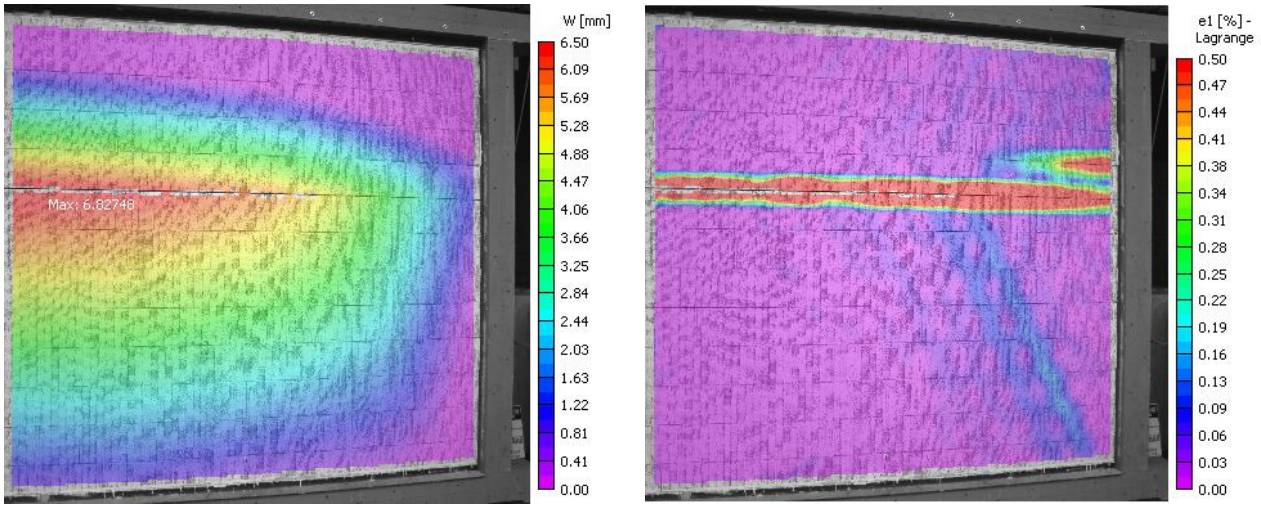


Bild 395 Versuch 7; Last 5,0 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts

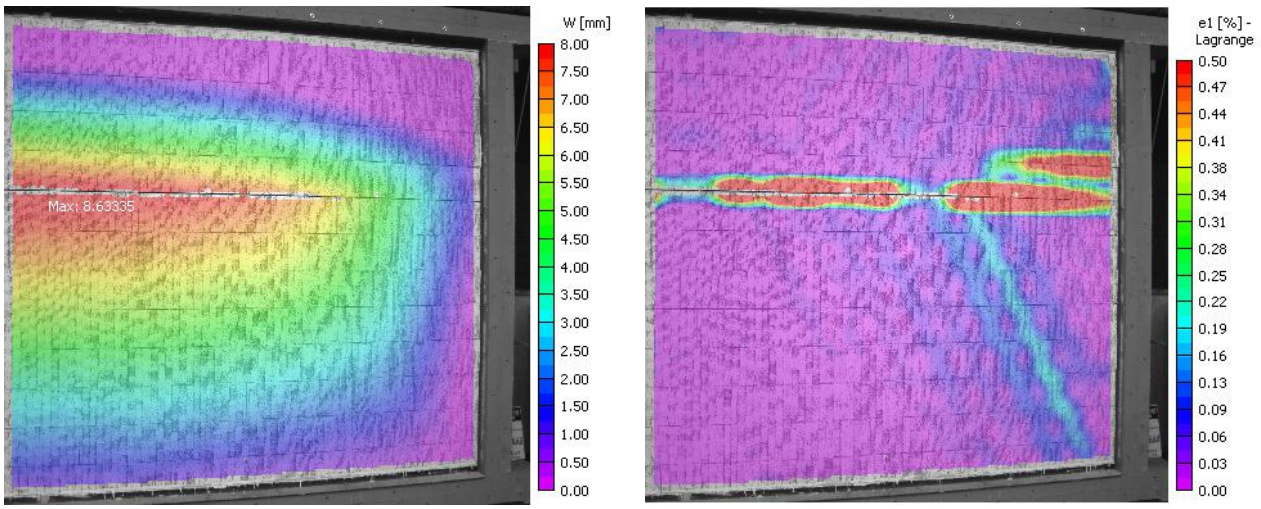


Bild 396 Versuch 7; Last 5,5 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts

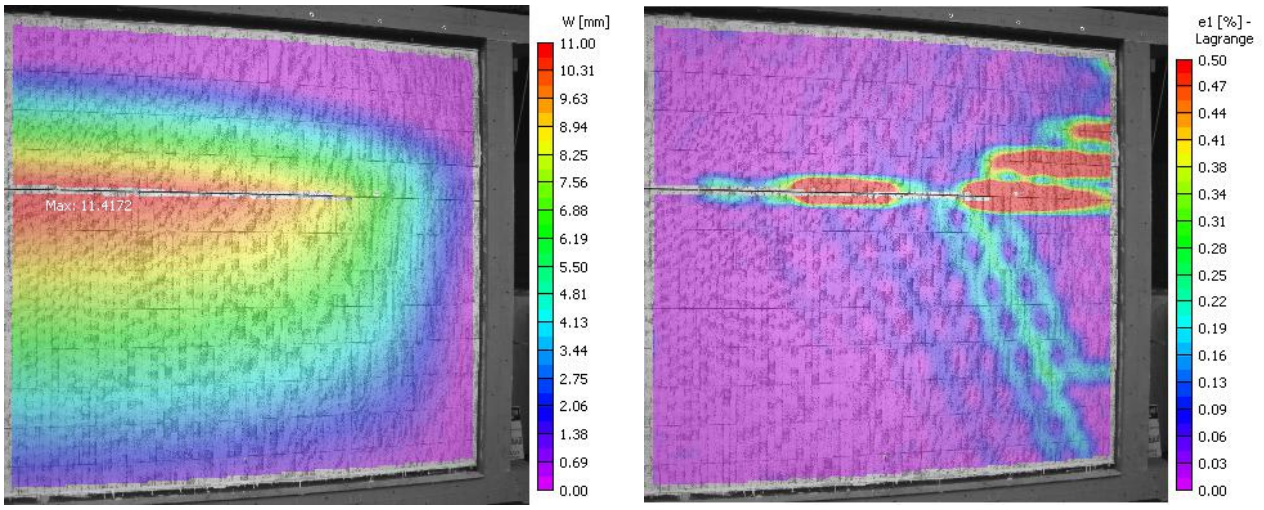


Bild 397 Versuch 7; Last 6,0 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts

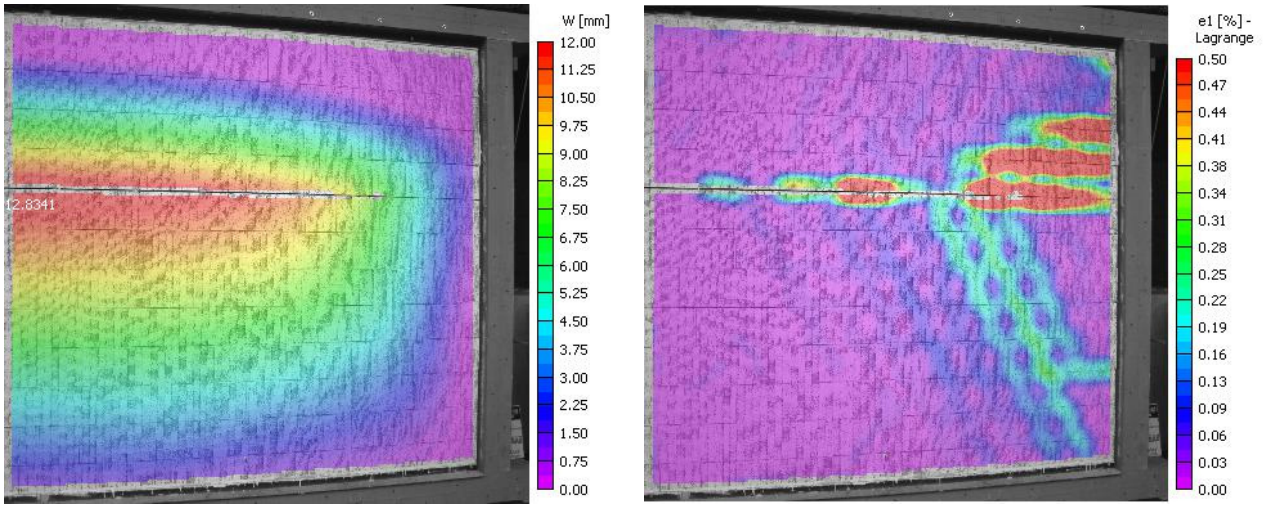


Bild 398 Versuch 7; Verformung 13 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts

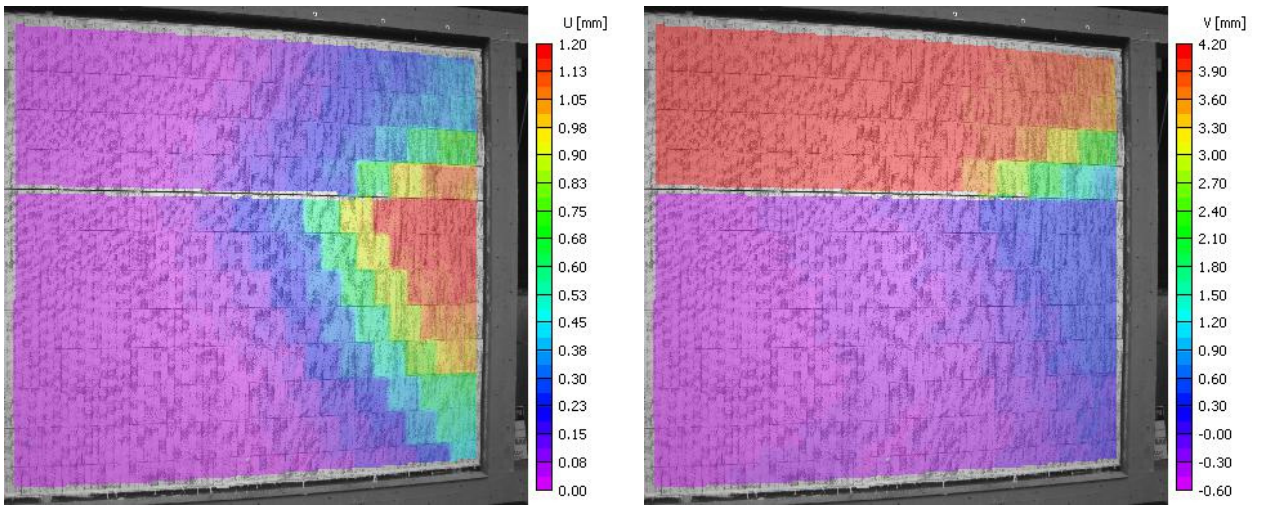


Bild 399 Versuch 7; Verformung 13 mm; u links; v rechts

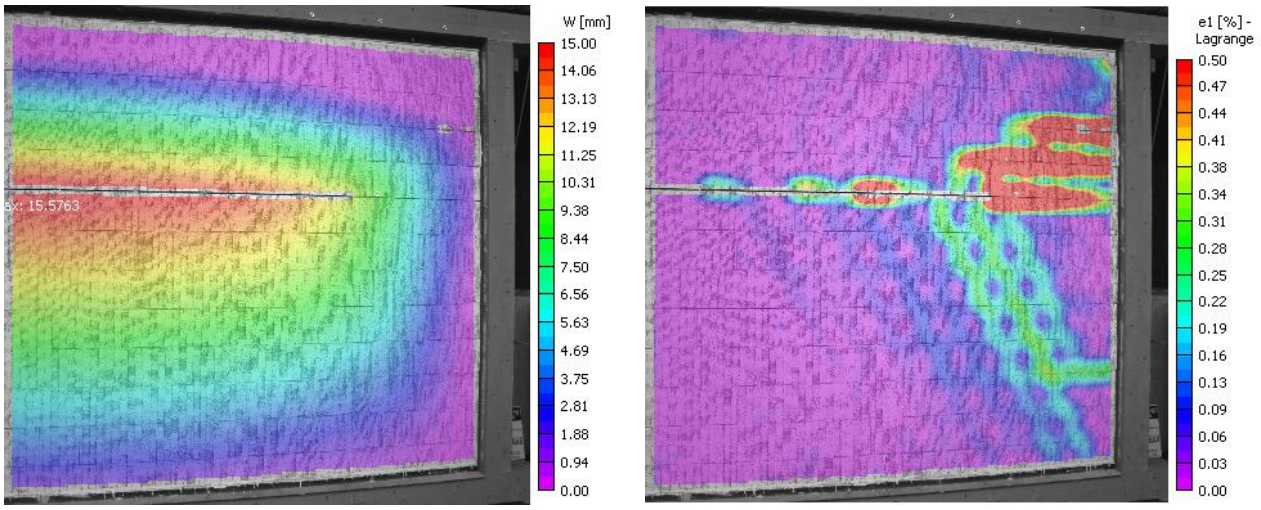


Bild 400 Versuch 7; Last 6,5 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts

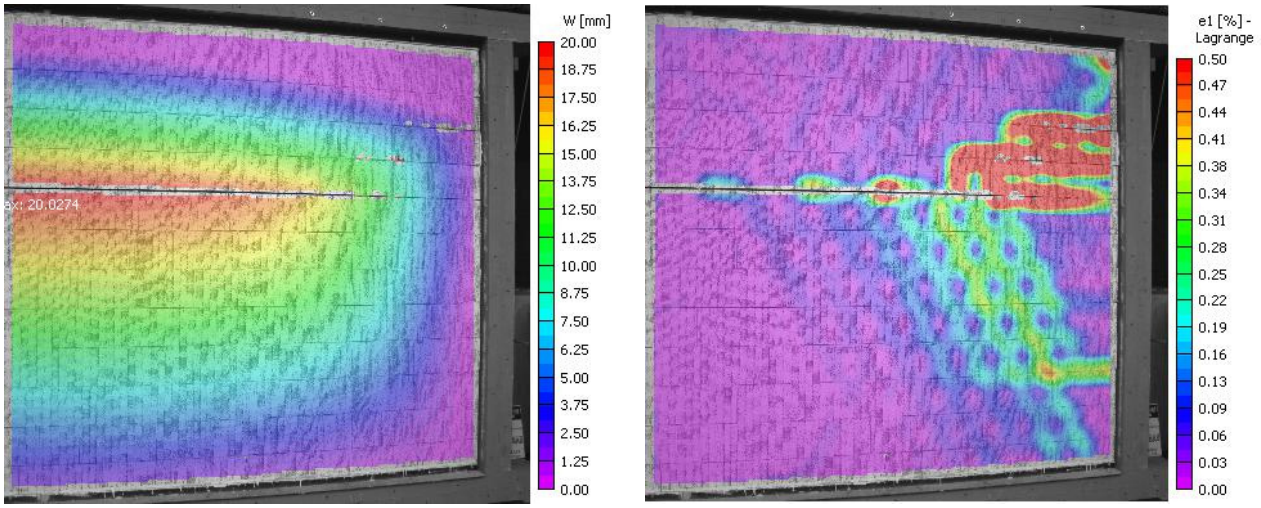


Bild 401 Versuch 7; Last 7,0 kN/m²; w links; Hauptzugdehnungen rechts

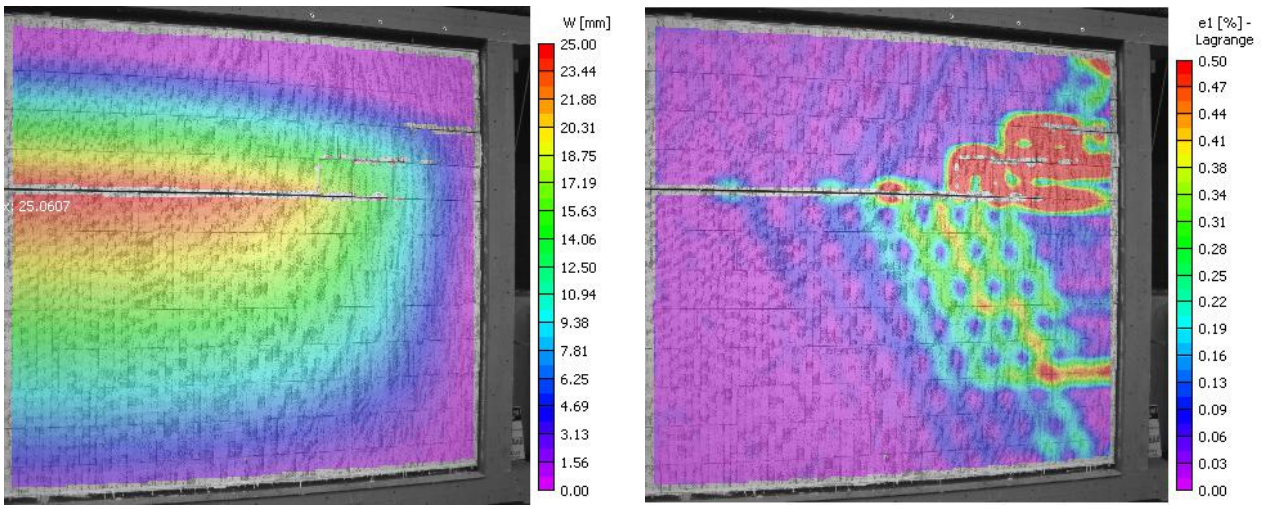


Bild 402 Versuch 7; Verformung 25 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts

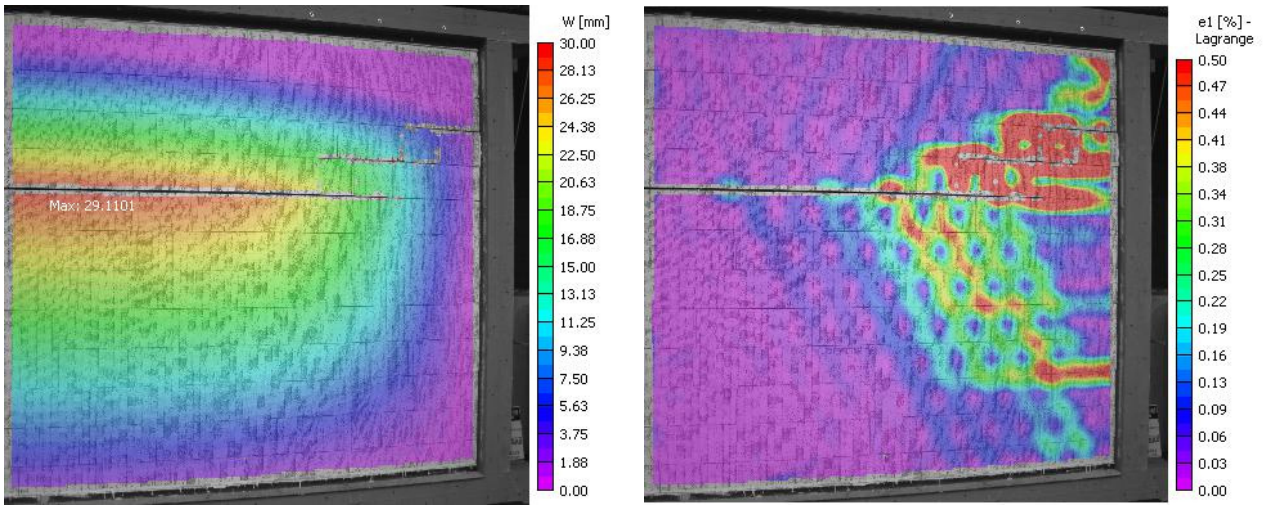


Bild 403 Versuch 7; Verformung 30 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts

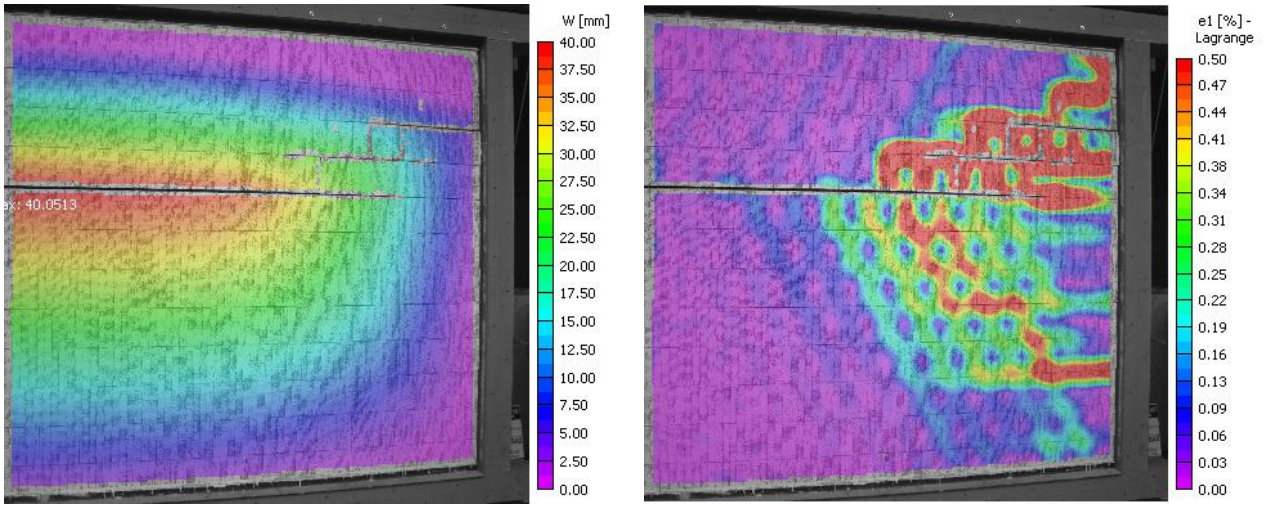


Bild 404 Versuch 7; Verformung 40 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts

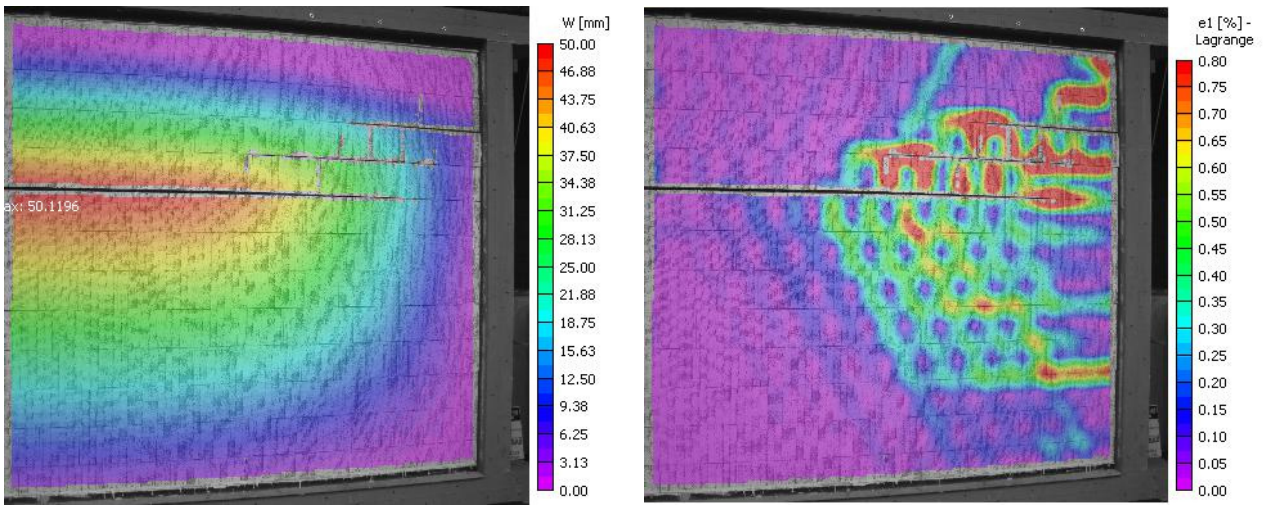


Bild 405 Versuch 7; Verformung 50 mm; w links; Hauptzugdehnungen rechts

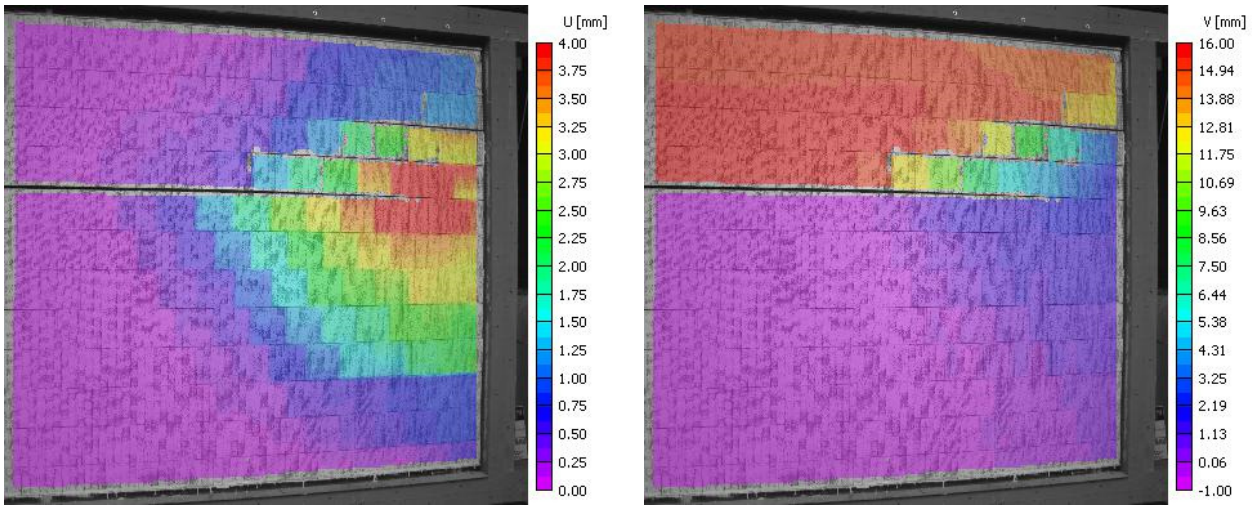


Bild 406 Versuch 7; Verformung 50 mm; u links; v rechts

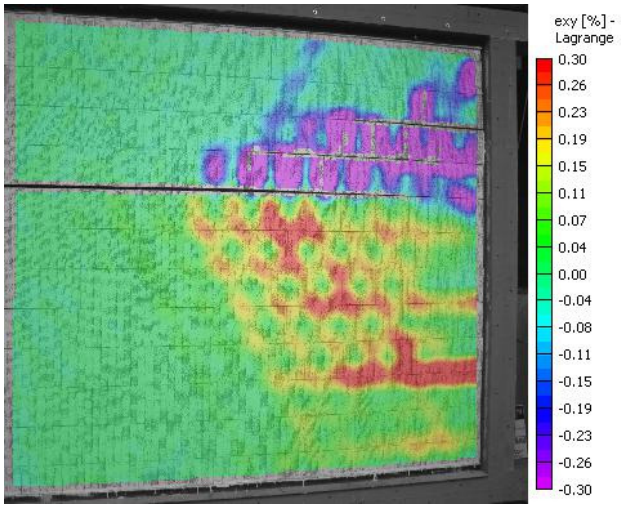
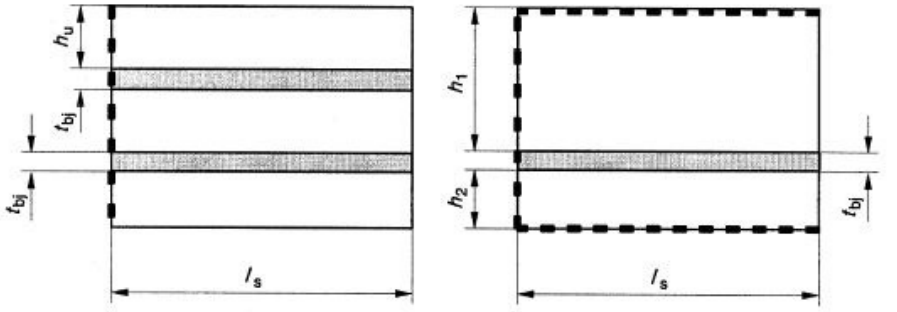


Bild 407 Versuch 7; Verformung 50 mm; exy

16.23 Probekörperabmessungen für Haftscherfestigkeitsversuche

Die folgenden Darstellungen sind der DIN EN 1052-3 [21] entnommen.

Es sind Prüfkörper vom Typ I nach Tabelle 2 und Bild 1 herzustellen. Wenn $h_u > 200$ mm ist, dürfen Prüfkörper vom Typ II verwendet werden. Wenn ein Schneiden der Mauersteine aus praktischen Gründen erforderlich ist, ist sicherzustellen, dass die zu vermörtelnden Flächen der Mauersteine jeweils für den ganzen Mauerstein repräsentativ sind.



Typ I **Typ II**

Legende

eventuelle Sägeschnitte

Bild 1 — Maße von Prüfkörpern für die Scherfestigkeitsprüfung

Tabelle 2 — Maße und Art von Prüfkörpern für die Scherfestigkeitsprüfung

Länge des Mauersteins l_u mm	Typ und Maße der Prüfkörper	
	Typ nach Bild 1	Maße mm
≤ 300	I	$l_s = l_u$
> 300	I	$300 < l_s < 350$
≤ 300	II	$h_1 = 200$ $l_s = l_u$
> 300	II	$h_1 = 200$ $300 < l_s < 350$

16.24 Ergebnisse Densitometerversuche

Tabelle 116 Einbaudichte und Einbauwassergehalt Großversuch 1

Lage [m]	h_0 [cm]	h_1 [cm]	V [cm³]	m_{Probe} [g]	m_d [g]	Tara [g]	w [%]	ρ_E [g/cm³]	ρ_d [g/cm³]
0,5	8,70	12,80	1162,43	2643,40	2584,18	564,22	2,93	1,789	1,738
1,6	8,40	13,90	1559,36	3371,54	3275,66	561,36	3,53	1,802	1,741
2,7	8,50	13,50	1417,60	3247,77	3163,70	554,84	3,22	1,900	1,840
						ø	**3,23**	**1,830**	**1,773**

Tabelle 117 Einbaudichte und Einbauwassergehalt Großversuch 2

Lage [m]	h_0 [cm]	h_1 [cm]	V [cm³]	m_{Probe} [g]	m_d [g]	Tara [g]	w [%]	ρ_E [g/cm³]	ρ_d [g/cm³]
0,5	8,10	15,90	2211,46	4487,90	4366,87	534,34	3,16	1,788	1,733
1,6	8,45	16,50	2282,34	4660,56	4538,13	527,84	3,05	1,811	1,757
2,7	8,15	16,00	2225,63	4464,48	4344,26	515,41	3,14	1,774	1,720
						ø	**3,12**	**1,791**	**1,737**

Tabelle 118 Einbaudichte und Einbauwassergehalt Großversuch 3

Lage [m]	h_0 [cm]	h_1 [cm]	V [cm³]	m_{Probe} [g]	m_d [g]	Tara [g]	w [%]	ρ_E [g/cm³]	ρ_d [g/cm³]
0,5	8,20	18,00	2778,50	5392,22	5260,05	565,10	2,82	1,737	1,690
1,6	8,20	17,70	2693,44	5595,20	5470,59	948,42	2,76	1,725	1,679
2,7	8,20	16,40	2324,86	4750,08	4635,88	561,34	2,80	1,802	1,753
						ø	**2,79**	**1,755**	**1,707**

Tabelle 119 Einbaudichte und Einbauwassergehalt Großversuch 4

Lage [m]	h_0 [cm]	h_1 [cm]	V [cm³]	m_{Probe} [g]	m_d [g]	Tara [g]	w [%]	ρ_E [g/cm³]	ρ_d [g/cm³]
0,5	8,30	17,80	2693,44	4714,81	4608,79	527,88	2,60	1,554	1,515
1,6	8,00	18,30	2920,26	5076,60	4959,93	561,60	2,65	1,546	1,506
2,7	8,20	20,30	3430,59	5876,31	5736,25	564,15	2,71	1,548	1,508
						ø	**2,65**	**1,550**	**1,510**

Tabelle 120 Einbaudichte und Einbauwassergehalt Großversuch 5

Lage [m]	h_0 [cm]	h_1 [cm]	V [cm³]	m_{Probe} [g]	m_d [g]	Tara [g]	w [%]	ρ_E [g/cm³]	ρ_d [g/cm³]
0,5	8,20	19,45	3189,60	5367,79	5264,27	527,88	2,19	1,517	1,485
1,6	7,90	19,80	3373,89	5578,53	5470,69	561,60	2,20	1,487	1,455
2,7	8,30	20,10	3345,54	5574,79	5474,38	564,15	2,04	1,498	1,468
						ø	**2,14**	**1,501**	**1,469**

16.25 Eigenschaften Füllsand

Sieblinie Füllsand 0/2 Sorte 123, Kieswerk Ottendorf-Okrilla, nach Siebanalyse durch Fa. Euroquarz GmbH [91], gemäß DIN 18123 [48]

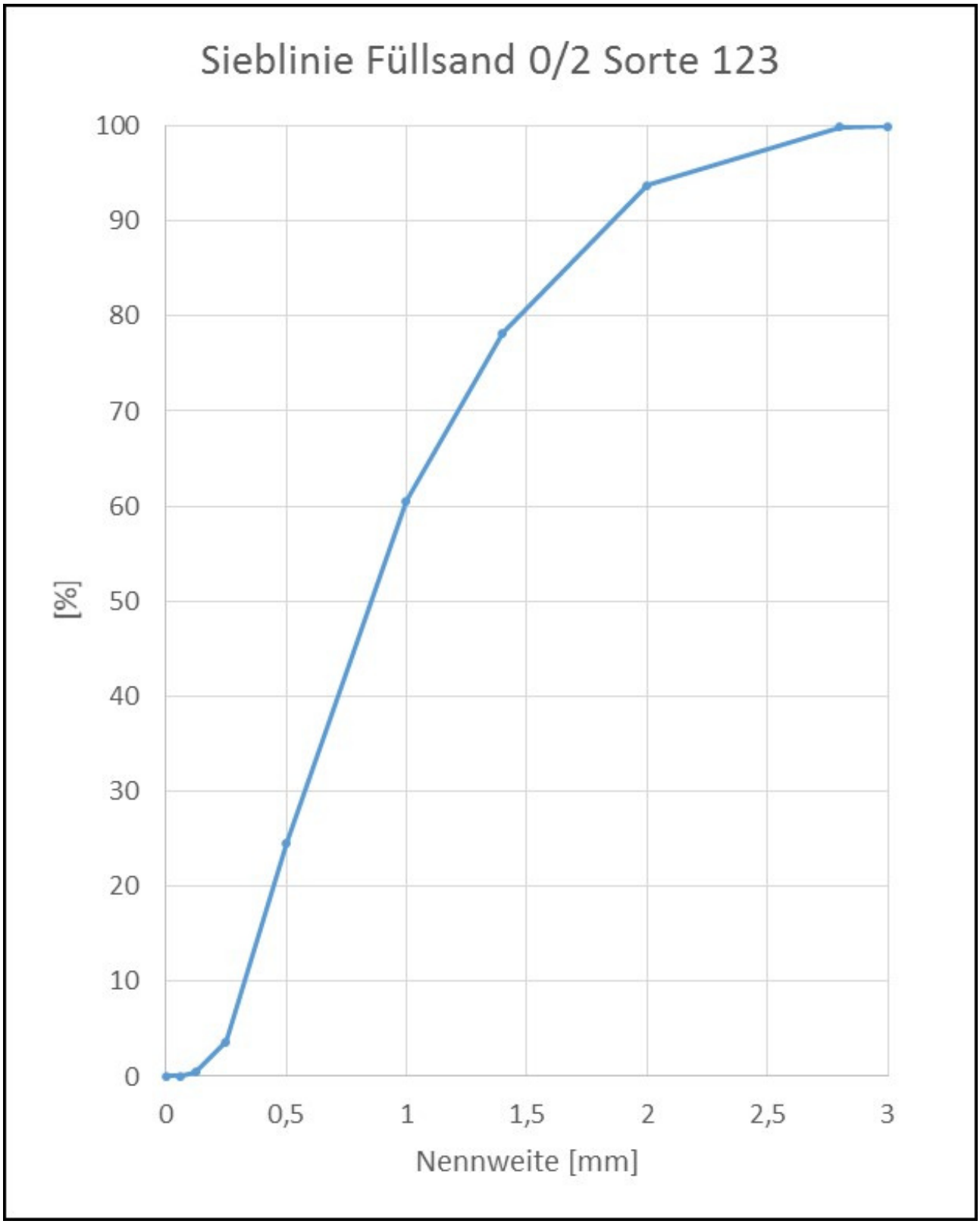
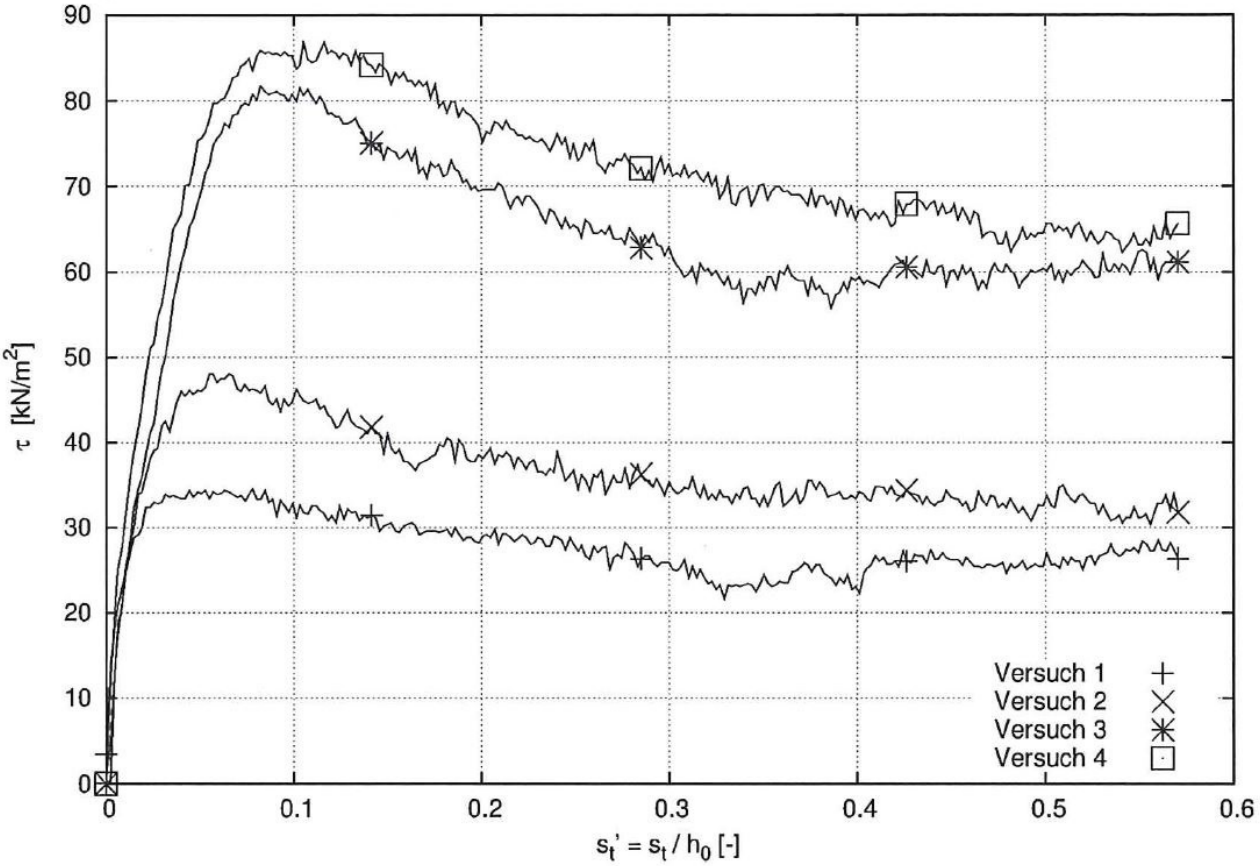


Bild 408 Sieblinie Füllsand 0/2 Sorte 123

Ergebnisse Rahmenscherversuch Füllsand 0/2 Sorte 123 für den maschinell verdichteten Fall (Auszug aus [92])

		1	2	3	4
Normalspannung σ'_N	**[kN/m²]**	25.0	50.0	75.0	100.0
Versuchskennwerte					
Konsolidationsbeiwert c_v	[m²/s]	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
Kriechbeiwert $C_{\alpha\varepsilon}$	[-]	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
Anfangstangentenmodul E_i	[MN/m²]	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
Dilatanzwinkel ψ	[°]	13.7	0.3	0.0	n.b.
Prüfkörpergeometrie					
Prüfkörperhöhe h_0	[mm]	20.00	20.00	20.00	20.00
Prüfkörperfläche A_0	[cm²]	40.14	40.14	40.14	40.14
Phasenzusammensetzung					
Einbauporenzahl e_0	[-]	0.581	0.579	0.580	0.579
Einbausättigungsgrad $S_{R,0}$	[-]	0.153	0.148	0.150	0.150
Einbaudichte ρ	[g/cm³]	1.764	1.764	1.764	1.764
Trockendichte ρ_d	[g/cm³]	1.708	1.710	1.709	1.709
Verdichtungsgrad D_{Pr}	[%]	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
Einbauwassergehalt w_0	[-]	0.0328	0.0318	0.0322	0.0321
Ausbauwassergehalt w_a	[-]	0.0233	0.0193	0.0263	0.0250
Versuchsparameter					
Vorschubgeschwindigkeit v	[%/min]	1.2500	1.2500	1.2500	1.2500
Bruchparameter					
Bruchmodus	[-]	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
max. Scherspannung τ_f	[kN/m²]	34.3	47.9	81.7	85.4
bezogener Scherweg $s'_{t,f}$	[-]	0.0423	0.0550	0.0803	0.0867
bezogene Setzung $s'_{n,f}$	[-]	-0.0085	-0.0010	0.0030	-0.0005

n.b. - nicht bestimmt



Scherparameter

effektiver Reibungswinkel φ' : 43.4 [°]

effektive Kohäsion c' : 7.3 [kN/m²]

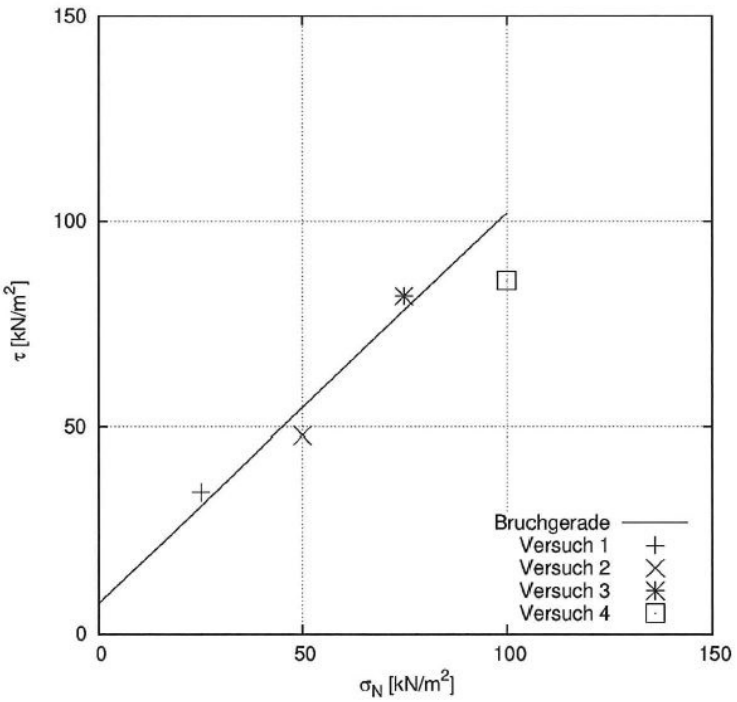
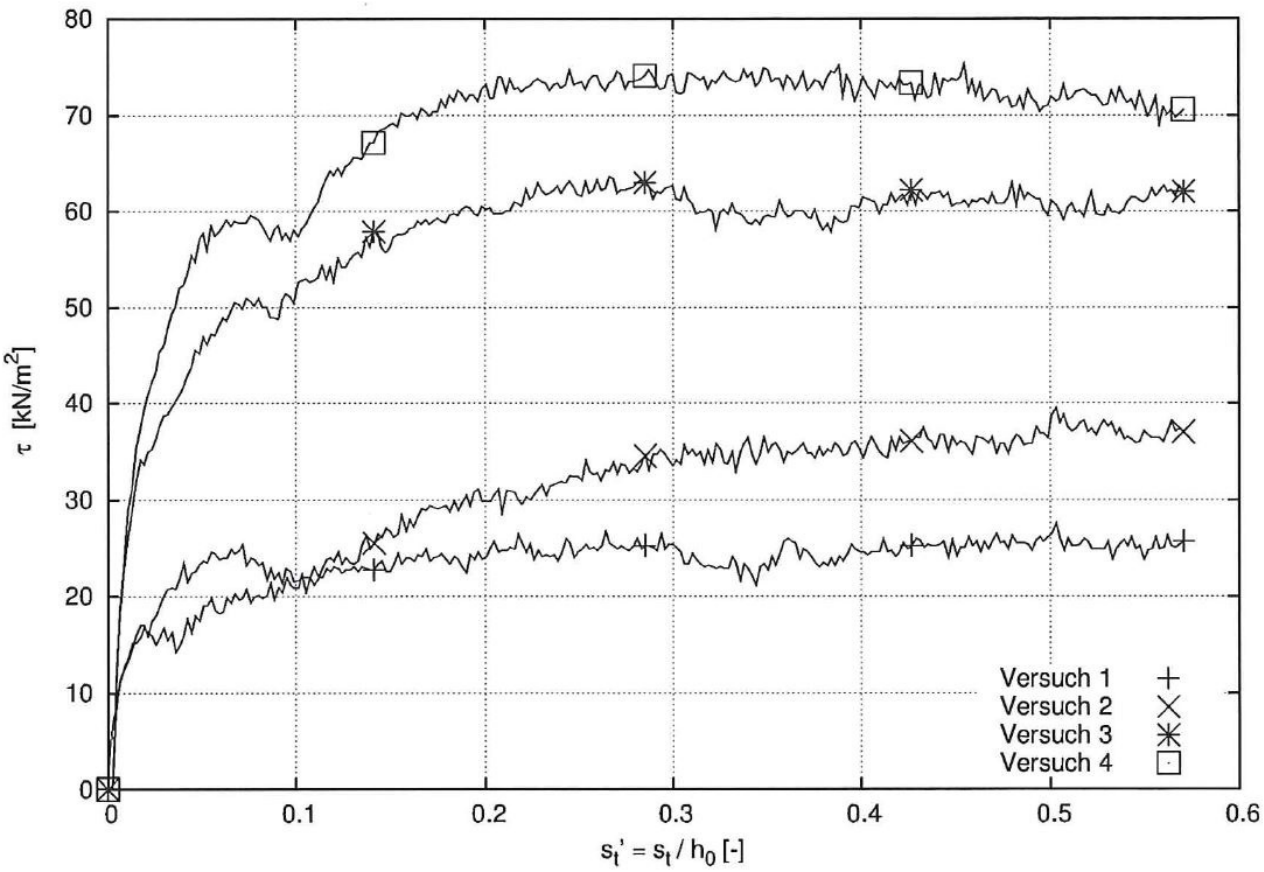


Bild 409 Ergebnisse Rahmenscherversuch maschinell verdichteter Fall

Ergebnisse Rahmenscherversuch Füllsand 0/2 Sorte 123 für den nicht verdichteten Fall (Auszug aus [92])

		1	2	3	4
Normalspannung σ'_N	**[kN/m²]**	25.0	50.0	75.0	100.0
Versuchskennwerte					
Konsolidationsbeiwert c_v	[m²/s]	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
Kriechbeiwert $C_{\alpha\varepsilon}$	[-]	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
Anfangstangentenmodul E_i	[MN/m²]	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
Dilatanzwinkel ψ	[°]	2.0	0.8	2.4	0.0
Prüfkörpergeometrie					
Prüfkörperhöhe h_0	[mm]	20.00	20.00	20.00	20.00
Prüfkörperfläche A_0	[cm²]	40.14	40.14	40.14	40.14
Phasenzusammensetzung					
Einbauporenzahl e_0	[-]	0.836	0.835	4.113	0.827
Einbausättigungsgrad $S_{R,0}$	[-]	0.112	0.111	1.235	0.111
Einbaudichte ρ	[g/cm³]	1.522	1.522	1.522	1.528
Trockendichte ρ_d	[g/cm³]	1.471	1.471	0.528	1.478
Verdichtungsgrad D_{Pr}	[%]	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
Einbauwassergehalt w_0	[-]	0.0346	0.0344	1.8819	0.0340
Ausbauwassergehalt w_a	[-]	0.0271	0.0269	0.0259	0.0257
Versuchsparameter					
Vorschubgeschwindigkeit v	[%/min]	1.2500	1.2500	1.2500	1.2500
Bruchparameter					
Bruchmodus	[-]	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
max. Scherspannung τ_f	[kN/m²]	24.6	35.1	62.5	73.8
bezogener Scherweg $s'_{t,f}$	[-]	0.2050	0.4162	0.2451	0.3528
bezogene Setzung $s'_{n,f}$	[-]	0.0060	0.0090	0.0045	0.0035

n.b. - nicht bestimmt



Scherparameter

effektiver Reibungswinkel φ' : 35.0 [°]

effektive Kohäsion c' : 5.3 [kN/m²]

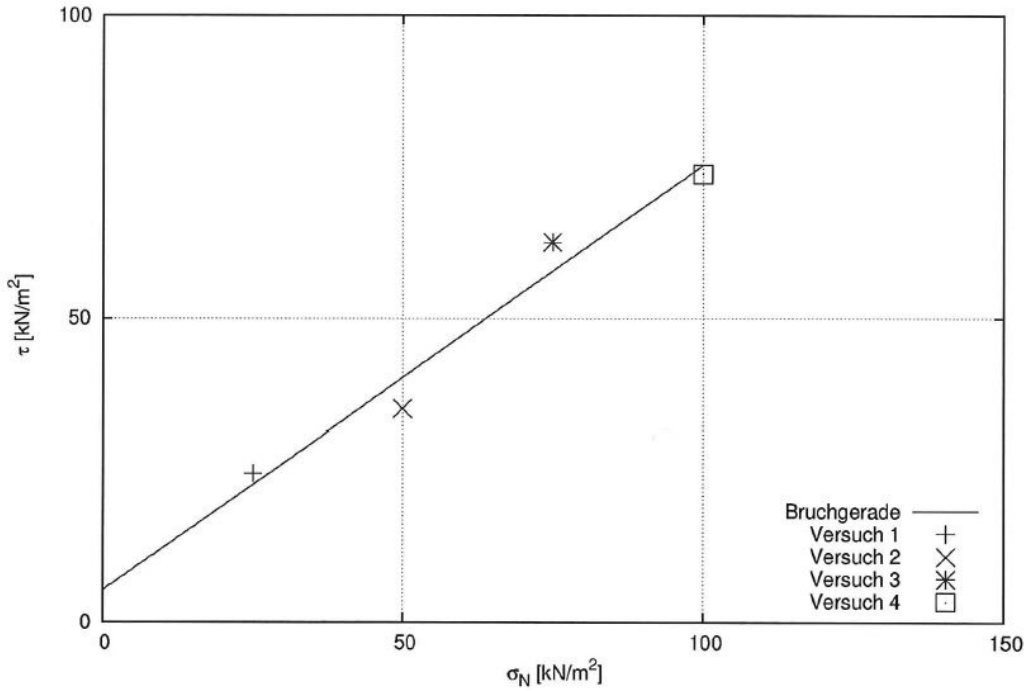


Bild 410 Ergebnisse Rahmenscherversuch nicht verdichteter Fall

16.26 Brucharten bei Haftscherfestigkeitsversuchen gem. [21]

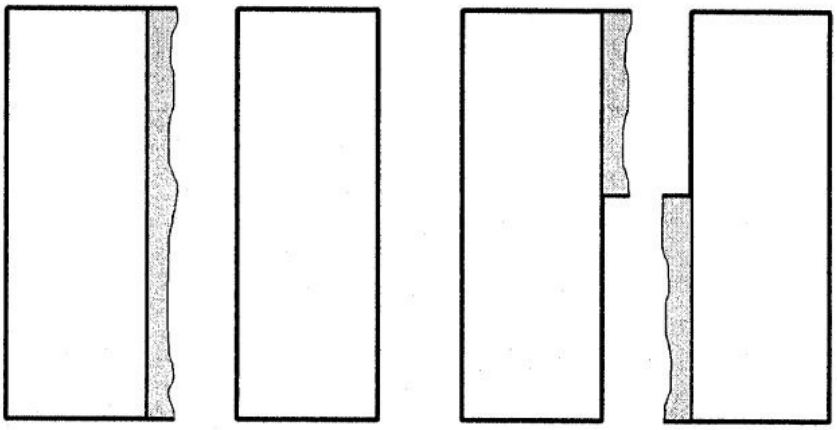


Bild A.1 — Schubbruch im Verbund zwischen Mauerstein und Mörtel entweder auf einer Seitenfläche oder auf beiden Seitenflächen des Steines verteilt

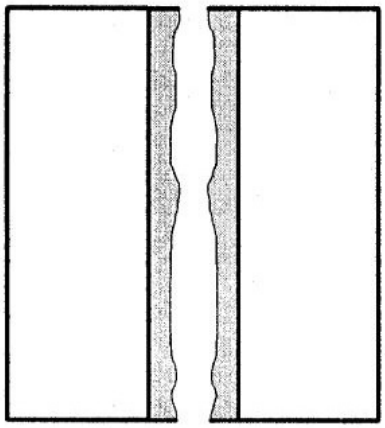


Bild A.2 — Schubbruch nur im Mörtel

Bild 411 Zulässige Bruchbilder für Haftscherfestigkeitsversuche

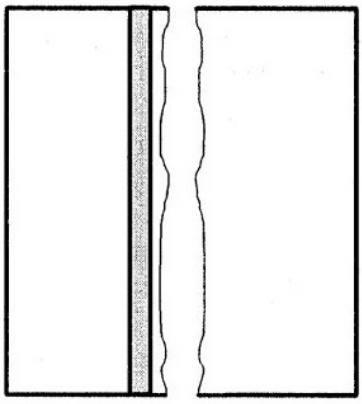


Bild A.3 — Schubbruch im Mauerstein

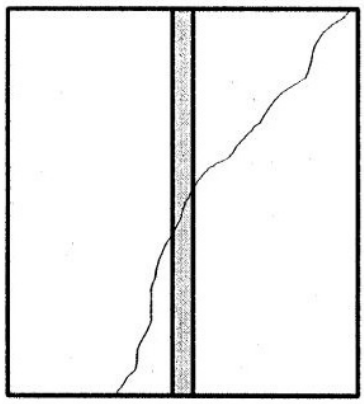


Bild A.4 — Versagen durch Zerbrechen oder Spalten der Mauersteine

Bild 412 Unzulässige Bruchbilder für Haftscherfestigkeitsversuche

16.27 Datenblatt Erdruckmessdosen

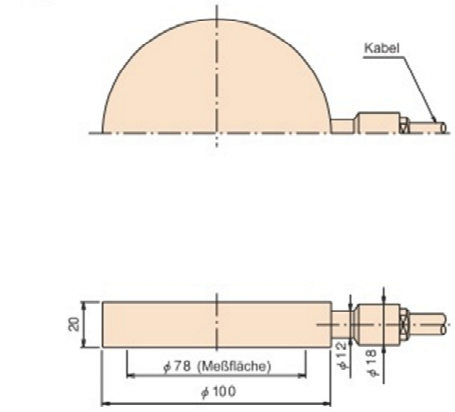
KDG-PA／KDH-PA Erddrucksensor (200kPa ~ 2MPa)



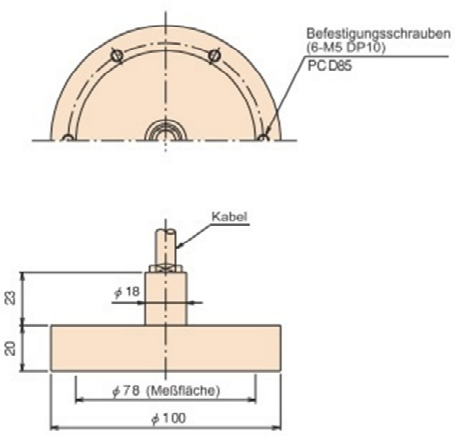
Die Erddrucksensoren der Reihen KDG-PA und KDH-PA verfügen über ein Edelstahlgehäuse mit einem Außendurchmesser von 100 mm. Sie arbeiten nach dem Meßprinzip eines Kraftaufnehmers und haben einen sehr hohen Widerstand gegen seitliche Druckeinflüsse. Die beiden Baureihen unterscheiden sich in der Richtung des Kabelabgangs.

Schutzklasse: IP68

KDG-PA



KDH-PA



■ Technische Daten

Typ	KDG-200KPA / KDH-200KPA	KDG-500KPA / KDH-500KPA	KDG-1MPA / KDH-1MPA	KDG-2MPA / KDH-2MPA
Nenndruck	200 kPa	500 kPa	1 MPa	2 MPa
Nennkennwert	1 mV/V			
Linearität	≤ 1% vom Nennkennwert			
Temperaturbereich	-10 ~ +60°C			
Widerstand	350 Ohm (Vollbrücke)			
empfohlene Speisung	≤ 3 V			
zulässige Speisung	10 V			
Anschlußkabel	ø9mm 0.5mm², 4-adrig abgeschirmt Chloropren, 2 Meter lang			
	KDG-PA: seitlicher Kabelabgang, KDH-PA: axialer Kabelabgang			
Gewicht	1,2 kg			

preusser-messtechnik GmbH
Im Schlosspark 11, D-51429 Bergisch Gladbach
Tel. (02204) 961 215, Fax (02204) 961 216
info@dms-technik.de, www.dms-technik.de

Tokyo Sokki Kenkyujo

1. Allgemeine Informationen

Art:	Erddrucksensor
Typ:	KDH-200KPA
Hersteller:	TML Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd., Japan

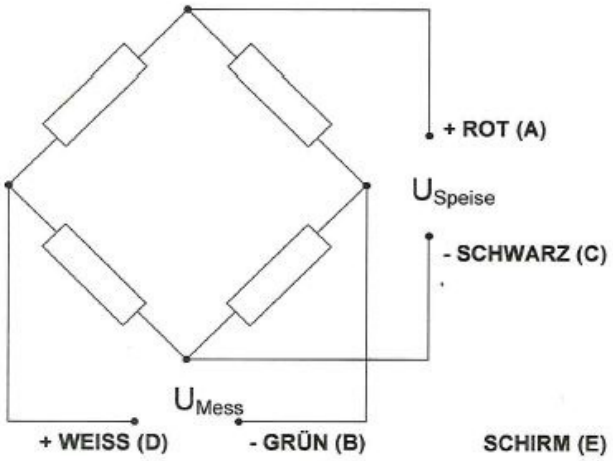
2. Prüfbedingungen

Datum:	19.10.2017
Temperatur:	23°C
Relative Luftfeuchtigkeit:	49%

3. Aufnehmerkennwerte

Seriennummer:	EBV170049	
Kennwert:	1,028 mV/V bei	
Nenndruck:	200 kPa	
Empfindlichkeit:	0,00514 mV/V / kPa	
Linearitätsabweichung:	≤0,3 % vom Kennwert	
Meßelement:	DMS-Vollbrücke in 4-Leitertechnik	
Anfangsverstimmung der Meßbrücke:	50 µm/m (bei k= 2,00)	
Ohmscher Eingangswiderstand:	351,3 Ω	
Ohmscher Ausgangswiderstand:	351,2 Ω	
Isolationswiderstand:	1.000 MΩ	(Prüfspannung 50VDC)
Kabelart / Querschnitt / Länge:	0,5 mm², 2 Meter	(im oben angegebenen Nennkennwert enthaltene Kabellänge, bei Kabelverlängerung in 4-Leitertechnik muß dieser korrigiert werden)
Ohmscher Gesamtwiderstand des Kabels:	0,071 Ω je Meter	(Summe Hin- und Rückleiter)

Kabelbelegung:





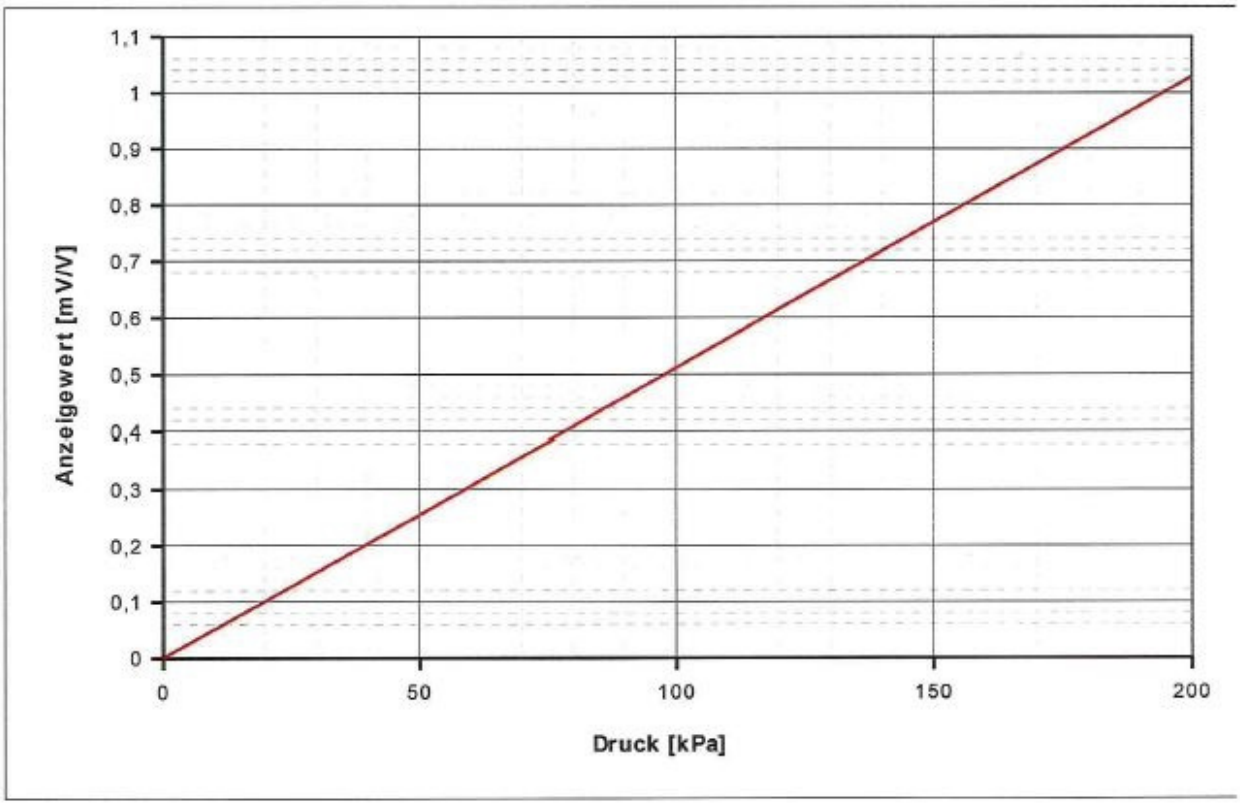
Stecker*
(Ansicht von vorn)

* Stecker nur bei bestimmten Sensoren als Serienausstattung vorhanden, bei allen anderen Sensoren als aufpreispflichtige Option lieferbar (siehe Katalog)

KDH-200KPA, Seriennummer EBV170049

Linearisierungspunkte (Anzeigewerte nach ausgeführtem Nullabgleich):

Druck [kPa]	Ausgangssignal der Meßbrücke			
	[µm/m] bei eingestelltem k-Faktor k=2,00	[mV/V]		
0	0	0		
10	101,4	0,0507		
20	203,2	0,1016		
50	510	0,255		
100	1023	0,5115		
200	2056,4	1,0282		

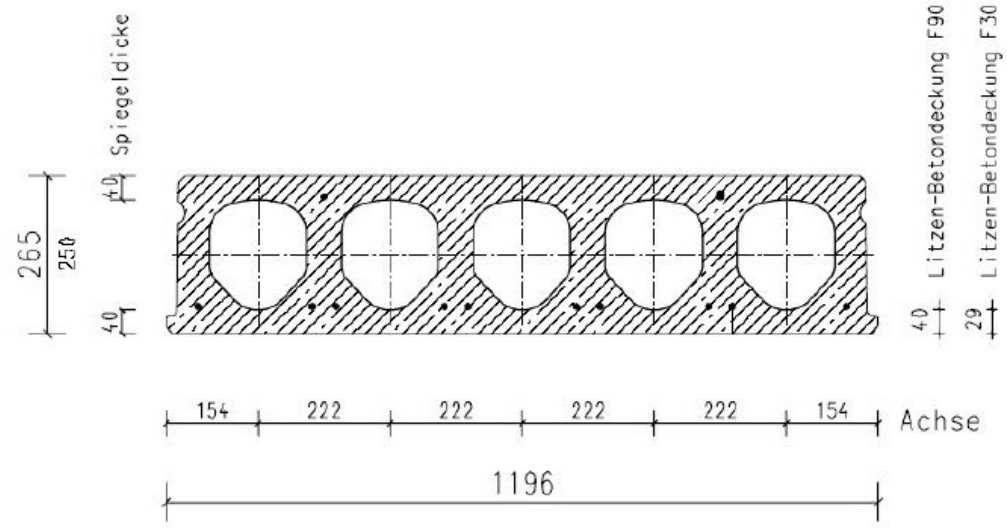


16.28 Datenblatt Spannbetonplatten VARIAX V5/250 [109]

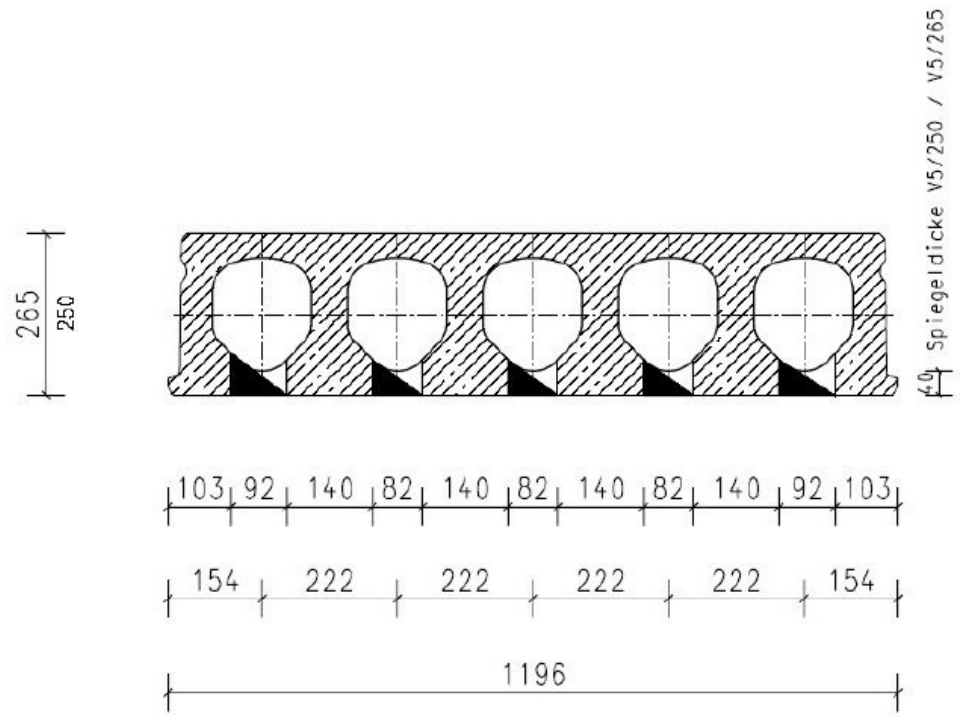
VARIAX — **Querschnitte und Bohrbereiche**

SPANNBETONHOHLDECKE

V5/265 und V5/250



Bohrbereiche



heidelberger-betonelemente.de

HEIDELBERGER BETONELEMENTE
HEIDELBERGCEMENT Group

Bild 413 Spannbetonplatte VARIAX V5/250 (aus [109])

HEIDELBERGER BETONELEMENTE
HEIDELBERGCEMENT Group

VARIAX

Querschnittsbeanspruchbarkeiten **R 90**

Spannbetonhohlplattendecke System Schwörer nach DIN EN 1168:2008-10 und DIN 1045-1:2008-08

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.10-274 (Stand: 10.11.2011)

Expositionsklasse: XC1, XC3

Feuerwiderstandsklasse: R 90

Plattentyp Anz. Hohlr. / Plattendicke-Hohlraum-∅	Typ	Spannbewehrung (Anordnung gem. Beiblatt) a_s oben [cm²/m]	Spannbewehrung (Anordnung gem. Beiblatt) a_s unten [cm²/m]	Aufl. Tiefe [cm]	Beanspruchbarkeiten im Grenzzustand der Tragfähigkeit $m_{Rd,ULS}$ Biegetragfähigkeit [kNm/m]	$m_{Rd,ct}$ Rissmom. 1) [kNm/m]	$v_{Rd,I}$ Zustand I [kN/m]	$v_{Rd,II}$ Zustand II 1) [kN/m]	Beanspruchbarkeiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit Seltene LFK $m_{Rd,11}$ [kNm/m]	Seltene LFK $m_{Rd,12}$ (XC1) [kNm/m]	Quasistän. LFK $m_{Rd,3}$ (XC3) [kNm/m]	Spannbett Vorspannung $\sigma_p^{(0)}$ [N/mm²]
V8/160-100 g = 2,55 kN/m²	I	2∅3/8"	9∅3/8"	8	57,6	28,1	45,5	41,3	39,3		22,5	1050
		0,86	3,9									
V8/180-100 g = 3,20 kN/m²	I	2∅3/8"	9∅3/8"	8	69	33,9	53,5	44,7	45,9		26,6	1050
		0,86	3,9									
	II	2∅3/8"	5∅3/8" + 4∅1/2"	8	88,3	43,2	52,1		60,7	58,3	35,9	1050
		0,86	5,27									
	III	2∅3/8"	9∅1/2"	8	110,5	51,7	49,8		79,6	66,9	44,4	1050
		0,86	6,98									
V8/200-100 g = 3,70 kN/m²	I	2∅3/8"	9∅3/8"	8	80,3	40	61	47,4	52,1		30,8	1050
		0,86	3,9									
	II	2∅3/8"	5∅3/8" + 4∅1/2"	8	103,3	50,9	60,1	55,2	69,1		41,7	1050
		0,86	5,27									
	III	2∅3/8"	9∅1/2"	8	130,2	64,4	58,5		90,2	83,4	55	1050
		0,86	6,98									
V6/200-145 g = 2,95 kN/m²	I	2∅3/8"	7∅3/8"	8	64,9	33,8	51,4	38,2	42,2		25,7	1050
		0,86	3,03									
	II	2∅3/8"	4∅3/8" + 3∅1/2"	8	82,9	41,9	50,2	43,9	55,7		33,8	1050
		0,86	4,06									
	III	2∅3/8"	7∅1/2"	8	105,6	53,2	48,2		73,2	69,9	45	1050
		0,86	5,43									
V6/220-145 g = 3,45 kN/m²	I	2∅3/8"	7∅3/8"	8	73,8	36,7	55,2	42,8	57,1		27,4	1050
		0,86	3,03									
	II	2∅3/8"	4∅3/8" + 3∅1/2"	8	94,8	43,3	54,8	47,8	62,7		37,0	1050
		0,86	4,06									
	III	2∅3/8"	7∅1/2"	8	121,3	54,8	54,2		82,3		48,8	1050
		0,86	5,43									
V5/250-163 g = 3,95 kN/m²	I	2∅3/8"	6∅1/2"	10	122,8	59,1	86,6	63,8	80,4		44,8	1050
		0,86	4,65									
	II	2∅3/8"	10∅1/2"	10	189,8	85,3	90,4	82,3	130,9	128,2	74,1	1050
		0,86	7,75									
	III	2∅3/8"	14∅1/2"	10	223,8	97,7	79,0		168,0	148,8	91,3	1050
		0,86	10,85									
V5/265-163 g = 4,30 kN/m²	I	2∅3/8"	6∅1/2"	10	134,5	70,8	87,9	63,2	86,9		55,9	1050
		0,86	4,65									
	II	2∅3/8"	10∅1/2"	10	208,6	108,4	89,6	83,2	143,3	139,3	93,4	1050
		0,86	7,75									
	III	2∅3/8"	14∅1/2"	10	264	139,7	85,3		185,3	170,9	124,4	1050
		0,86	10,85									
V4/320-215 g = 4,70 kN/m²	I	2∅3/8"	8∅1/2"	10	227,2	118,8	97,4	74,4	149,9		99,2	1050
		0,86	6,2									
	II	2∅3/8"	10∅1/2"	10	275,6	143,8	96,8	84,2	185,9	184,3	124,1	1050
		0,86	7,75									
	III	2∅3/8"	11∅1/2"	10	295,1	153,7	94,5	88,2	206,6	194,3	133,9	1050
		0,86	8,53									
	IV	2∅3/8"	13∅1/2"	10	342,9	180,6	97,5		239,3	221,6	160,7	1050
		0,86	10,1									
V4/350-215 g = 5,15 kN/m²	I	2∅3/8"	8∅1/2"	10	254,5	152,8	109,0	73,4	167,7		113,4	1050
		0,86	6,2									
	II	2∅3/8"	10∅1/2"	10	309,6	179,9	110,0	82,3	207,5		142,1	1050
		0,86	7,75									
	III	2∅3/8"	11∅1/2"	10	336,3	193,3	110,3	86,5	229,0		155,9	1050
		0,86	8,53									
	IV	2∅3/8"	13∅1/2"	10	388,2	219,8	111,0	94,3	268,0	260,4	183,2	1050
		0,86	10,1									
V4/400-213 g = 5,40 kN/m²	I	2∅3/8"	8∅1/2"	12	290,2	157,1	133,9	84,1	187		126,4	1050
		0,86	6,2									
	II	2∅3/8"	10∅1/2"	12	352,9	189,6	135,1	95,3	231,9		158,6	1050
		0,86	7,75									
	III	2∅3/8"	11∅1/2"	12	382,5	205,6	136,1	100,6	254,2		174,6	1050
		0,86	8,53									
	IV	2∅3/8"	13∅1/2"	12	439,3	237,5	137,1	110,9	298,6		206,2	1050
		0,86	10,1									

Fußnoten: zu 1). Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,II}$ ist am Ort des ersten Biegeschubrisses vom Auflager (d.h. $m_{Rd} = m_{Rd,ct}$) zu führen.

$m_{Rd,11}$ = Aufnehmbares Biegemoment gem. Z-15.10-274, 3.4 (2).

$m_{Rd,12}$ = Aufnehmbares Biegemoment gem. Z-15.10-274, 3.6 (2).

$m_{Rd,3}$ = Aufnehmbares Biegemoment unter Dekompression gem. DIN1045-1, 11.2.1 (6) + (9).

g = charakteristisches Eigengewicht der Spannbetonhohlplattendecke incl. Fugenverguß.

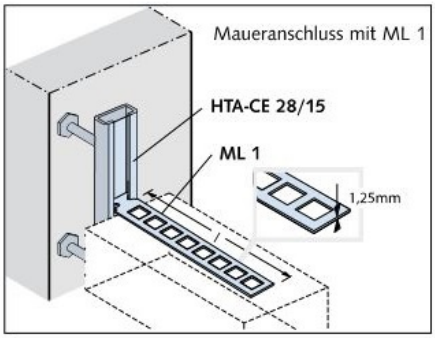
16.29 Datenblatt Halfen Maueranschlussanker (aus [110])

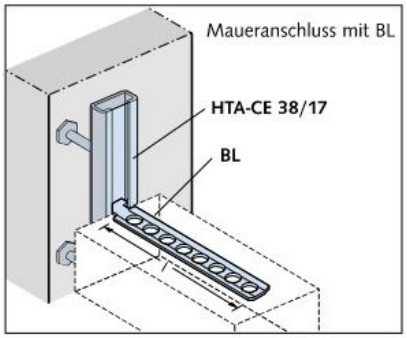
Maueranschlussanker

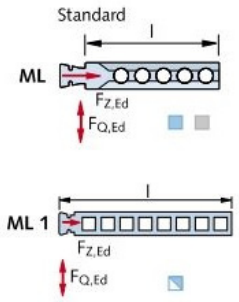
ML, BL
- max. Belastung $F_{Z,Ed}$ = 0,32 kN pro cm Einbindelänge e,
- max. $F_{Z,Ed}$ ≤ 3,2 kN = $F_{Z,Rd}$
- max. $F_{Q,Ed}$ ≤ 2,7 kN = $F_{Q,Rd}$

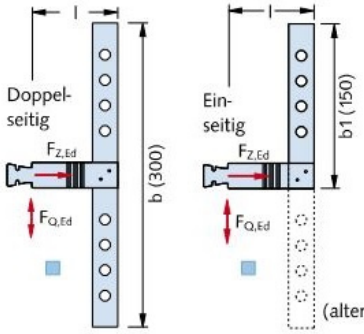
ML 1
- max. $F_{Z,Ed}$ ≤ 2,5 kN = $F_{Z,Rd}$
- max. $F_{Q,Ed}$ ≤ 1,4 kN = $F_{Q,Rd}$

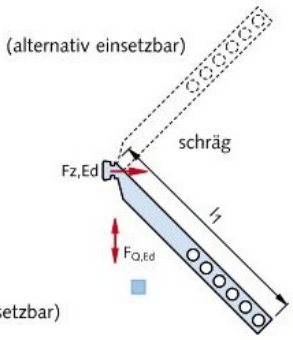
Profiltragfähigkeit berücksichtigen!









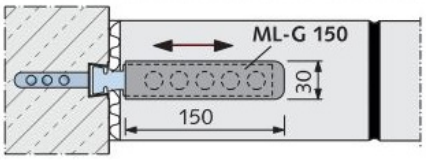


Maueranschlussschiene		Maueranschlussanker				
		ML Standard, 26 × 2 [mm]	ML 1, 25 × 1,25 [mm]	MLQ - D② doppelseitig, 25 × 3 [mm]	MLQ - E② einseitig, 25 × 3 [mm]	MLS schräg, 22 × 3 [mm]
		Typ / Länge l [mm]	Typ / Länge l [mm]	Typ / Länge l [mm]	Typ / Länge l [mm]	Typ / Länge l_1 [mm]
	HMS 25/15 D, L = 2500 mm					
	HTA-CE 28/15, L = 1050 mm①, L = 6070 mm①	ML - 85	ML 1 - 125	MLQ-D - 85	MLQ-E - 85	MLS - 300
	HL 28/15, L = 6070 mm①	ML - 120	ML 1 - 185	MLQ-D - 120	MLQ-E - 120	MLS - 350
		ML - 180	ML 1 - 245	MLQ-D - 180	MLQ-E - 180	MLS - 400
	HTA-CE 38/17, L = 1050 mm①, L = 6070 mm①	BL Standard, 30 × 2 [mm]	BLQ - D② doppelseitig, 30 × 3 [mm]	BLQ - E② einseitig, 30 × 3 [mm]		
		Typ / Länge l [mm]	Typ / Länge l [mm]	Typ / Länge l [mm]		
		BL - 85	BLQ-D - 85	BLQ-E - 85		
		BL - 120	BLQ-D - 120	BLQ-E - 120		
		BL - 180	BLQ-D - 180	BLQ-E - 180		

Werkstoffe:
- **FV** = Stahl feuerverzinkt 1.0038
- **SV** = Stahl DX51D + Z275, sendzimirverzinkt
- **A4** = Stahl nichtrostend 1.4571/1.4404
- **A2** = Stahl nichtrostend 1.4307

① Andere Längen: **Lieferung auf Anfrage**
② Dicke im Überlappungsbereich: 6 mm (2×3mm)

Gleithülle ML-G 150 für Wandanschlüsse, passend zu ML-Ankern



Ermöglicht Verschieblichkeit in Ankerlängsrichtung, z. B. beim Anschluss von langen Mauerwerksverbänden oder Zwischenwänden an Betontragkonstruktionen zur Vermeidung von Rissbildung.

ML-G 150, Werkstoff: Weiches PVC, Materialdicke 1,5 mm

© 2017 HALFEN · B 17.4 · www.halfen.de

16.30 Datenblatt Erdverdichtungsgerät DPU2540H (aus [111])

WACKER NEUSON all it takes!

DPU - 25 kN
Reversierbare Vibrationsplatten



Leichter und wendiger Allrounder

Die DPU-Modelle mit einer Zentrifugalkraft von 25 kN zählen zu den leichten Allroundern für Pflasterarbeiten, den Garten- und Landschaftsbau sowie für Instandhaltungsarbeiten an Straßen, Wegen und Parkplätzen. Sie verfügen wie alle Vibrationsplatten in der Klasse von 25 – 37 kN von Wacker Neuson über einen robusten, integrierten Radsatz. Dadurch bietet diese Geräteklasse eine im Markt einzigartige Mobilität auf der Baustelle. Aufgrund der kompakten Bauweise und ihrer großen Wendigkeit sind diese Vibrationsplatten ideal für die Verdichtung von Gräben, Gehwegen und anderen beengten Bereichen im professionellen Dauereinsatz geeignet. Verfügbar sind verschiedene Modellvarianten in drei Arbeitsbreiten mit einer Vielzahl durchdachter Details:

- Einzigartig! Integriertes, äußerst robustes Fahrwerk: Selbst heißer Asphalt und Stürze von Bordsteinkanten können den Rädern nichts anhaben.
- Extrem langlebig auch bei höchster Beanspruchung: Grundplatte aus GJS-700. Die beste Kombination aus Bruchfestigkeit und Verschleißarmut.
- Ermüdungsfreies und präzises Arbeiten durch Handgriffdämpfung und integrierte Seitenführung.
- Sicherer Transport durch automatischen, spielfreien Verriegelungsmechanismus der Führungsdeichsel.
- Dieselmotor mit hohen Leistungsreserven. Modellversion mit extra schnellem Vorlauf erhältlich.

Bild 414 Verdichtungsgerät DPU2540H (aus [111])

WACKER NEUSON all it takes!

Technische Daten

	DPU2540H	DPU2550H	DPU2560H	DPU2560H-TS
Betriebsdaten				
Betriebsgewicht kg	160	166	171	171
Zentrifugalkraft kN	25	25	25	25
Grundplattengröße (B x L) mm	400 x 703	500 x 703	600 x 703	600 x 703
Grundplattendicke mm	10	10	10	10
Höhe (ohne Deichsel) mm	736	736	736	736
Arbeitsbreite mm	400	500	600	600
Frequenz Hz	90	90	90	90
Vorlauf max. (abhängig vom Boden u. Umgebungseinflüssen) m/min	21	20	19	23
Flächenleistung max. (abhängig vom Boden u. Umgebungseinflüssen) m^2/h	504	600	684	828
Motordaten				
Motortyp	Luftgekühlter 1-Zylinder-Dieselmotor	Luftgekühlter 1-Zylinder-Dieselmotor	Luftgekühlter 1-Zylinder-Dieselmotor	Luftgekühlter 1-Zylinder-Dieselmotor
Motorhersteller	Hatz	Hatz	Hatz	Hatz
Motor	1 B 20	1 B 20	1 B 20	1 B 20
Hubraum cm^3	243	243	243	243
Motorleistung max. (DIN ISO 3046) kW	3,5	3,5	3,5	3,5
bei Drehzahl 1/min	3.600	3.600	3.600	3.600
Kraftstoffverbrauch l/h	0,4	0,4	0,4	0,4
Kraftstofftankinhalt l	3	3	3	3
Kraftübertragung	Vom Antriebsmotor über autom. Fliehkraftriemenantrieb direkt auf Erreger.	Vom Antriebsmotor über autom. Fliehkraftriemenantrieb direkt auf Erreger.	Vom Antriebsmotor über Fliehkraftkupplung und Keilriemen direkt auf den Erreger.	Vom Antriebsmotor über Fliehkraftkupplung und Keilriemen direkt auf den Erreger.

16.31 Densitometer

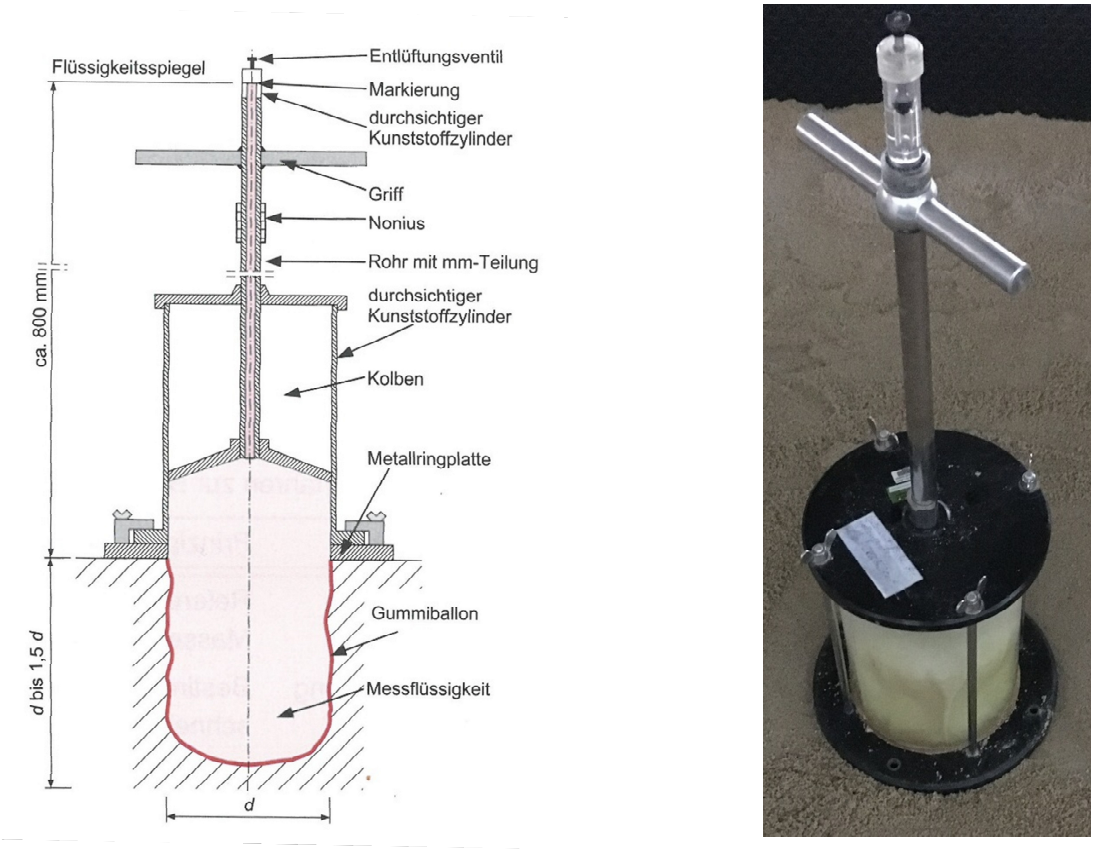


Bild 415 Verwendeter Densitometer (Abbildung links aus [55])