

KARLSRUHER REIHE

**Massivbau  
Baustofftechnologie  
Materialprüfung**

HEFT 85

STEPHAN MÜLLER

**Ein Beitrag zum Energiedissipationsvermögen  
von Betonschrauben**



Stephan Müller

**Ein Beitrag zum Energiedissipationsvermögen  
von Betonschrauben**

Karlsruher Reihe

**Massivbau**  
**Baustofftechnologie**  
**Materialprüfung**

Heft 85

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie  
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe

Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn  
Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

# Ein Beitrag zum Energiedissipationsvermögen von Betonschrauben

von  
Stephan Müller

Karlsruher Institut für Technologie  
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie

Ein Beitrag zum Energiedissipationsvermögen von Betonschrauben

Zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs von  
der KIT-Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften  
des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) genehmigte Dissertation

von Dipl.-Ing. Stephan Müller aus Karlsruhe

Tag der mündlichen Prüfung: 23. November 2018

Referent: Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Thomas Ummerhofer

#### Impressum



Karlsruher Institut für Technologie (KIT)  
KIT Scientific Publishing  
Straße am Forum 2  
D-76131 Karlsruhe

KIT Scientific Publishing is a registered trademark  
of Karlsruhe Institute of Technology.  
Reprint using the book cover is not allowed.

[www.ksp.kit.edu](http://www.ksp.kit.edu)



*This document – excluding the cover, pictures and graphs – is licensed  
under a Creative Commons Attribution-Share Alike 4.0 International License  
(CC BY-SA 4.0): <https://creativecommons.org/licenses/by-sa/4.0/deed.en>*



*The cover page is licensed under a Creative Commons  
Attribution-No Derivatives 4.0 International License (CC BY-ND 4.0):  
<https://creativecommons.org/licenses/by-nd/4.0/deed.en>*

Print on Demand 2019 – Gedruckt auf FSC-zertifiziertem Papier

ISSN 1869-912X

ISBN 978-3-7315-0943-1

DOI 10.5445/KSP/1000095745





# Kurzfassung

Grundlage der Bemessung von nichttragenden Bauteilen im Erdbebenlastfall ist nach (DIN EN 1998-1, 2010) das Ersatzkraftverfahren, wobei die Befestigungsmittel als elastisch anzusehen sind. Deren Widerstände sind nach den Vorgaben der (ETAG 001 - Annex E, 2013) experimentell zu bestimmen. Dazu sind zyklische, kraftgesteuerte Versuche durchzuführen, deren Resultate einaxiale Resttragfähigkeiten an vorermüdeten Proben sind. Die Energiedissipation (z.B. ermittelt über die Duktilität oder das hysteretische Dämpfungsmaß) bleibt in diesen Versuchen unberücksichtigt. Dennoch darf sie in der Bemessung pauschal in Abhängigkeit vom Anbauteil, aber unabhängig vom Befestigungsmittel über einen tabellierten Verhaltensbeiwert angesetzt werden. Ein Berechnungsansatz wird nicht aufgeführt. Es zeigt sich jedoch, dass es derzeit auch kein zweckmäßiges Verfahren zur Bestimmung der Duktilität von Befestigungsmitteln gibt. Dies beruht auf deren zyklischem Tragverhalten, welches stark von Einschnürungseffekten infolge geometrischer Nichtlinearität geprägt ist. Im Holzbau wird an dieser Stelle die hysteretische Dämpfung herangezogen, die unter genormten Versuchsbedingungen an Befestigungen bestimmt wird. Über die Ansätze im Holzbau wird zudem ersichtlich, dass der Seileffekt ein zusätzlicher Einflussfaktor auf das Tragverhalten ist.

Aufbauend auf diesen Grundlagen wird innerhalb dieser Arbeit zwei Zielen nachgegangen. Zum einen ist das zyklische Tragverhalten von herkömmlichen Betonschrauben und zum anderen die Entwicklung eines duktilen Schraubankers Gegenstand der Untersuchungen. Dieser soll über seine geometrische Gestaltung in Verbindung mit einer geeigneten Werkstoffauswahl die einwirkende Energie gezielt dissipieren. Übliche Befestigungsmittel im Betonbau zielen auf einen umfassenden Kontakt zwischen Befestigungsmittel und Beton ab, sodass plastische Verschiebungen in Querrichtung nur infolge Betonabplatzungen möglich sind. Da dieser Mechanismus begrenzt und kaum rechnerisch zu erfassen ist, wird der Idee nachgegangen, einen Schraubanker mit freiem Schaft herzustellen, der sich unter Querbeanspruchung ungehindert im Bohrloch plastisch verformen kann.

Die Entwicklung des duktilen Schraubankers wird im ersten Schritt über ein analytisches Modell vorangetrieben. Das Modell basiert auf der Fließgelenktheorie und zielt darauf ab, die Duktilität der reinen Schraubenbiegung im dynamischen Gleichgewicht zu berücksichtigen. Letzteres erfolgt über zwei Ansätze. Zum einen wird die klassische Methode des Erdbebeningenieurwesens über die Ermittlung eines Verhaltensbeiwerts und zum anderen das *displacement-based design concept* bzw. die äquivalente viskose Dämpfung verwendet. Die zweite Methode ermöglicht es, das dynamische Tragverhalten genauer zu analysieren und dadurch eine höhere Leistungsfähigkeit im Vergleich zu einem äquivalenten herkömmlichen Befestigungsmittel aufzuzeigen. Damit kann die

optimale Geometrie bezüglich der Alleinstellungsmerkmale (Biegespalt und Biegeschaft) gefunden werden. Zudem wird ersichtlich, dass nicht nur der duktile Schraubanker, sondern auch jegliche Art von Befestigungsmitteln durch plastische Verformungen bei Schraubenbiegung hohe dynamische Tragreserven besitzen.

Mit diesen Erkenntnissen werden experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Einerseits wird mit gewöhnlichen Zug- und Hin- und Herbiegeversuchen die Werkstoffauswahl der Prototypen getroffen. Andererseits wird die Funktionsfähigkeit der Prototypen nach den Prinzipien der aktuellen Prüfnorm (ETAG 001 - Annex E, 2013) untersucht. Es zeigt sich, dass die zweiteilige Ausführungsvariante der Schraubanker aufgrund der Möglichkeit unterschiedliche Stahlwerkstoffe für den Biegeschaft einsetzen zu können, zu bevorzugen ist. Der unbehandelte Grundwerkstoff zeigt die besten Eigenschaften in Bezug auf die Zähigkeit, auf den Kurzzeitermüdungswiderstand und die Qualität. Insgesamt können die Funktionsfähigkeit bewiesen und fundamentale Erkenntnisse gewonnen werden. Es stellt sich heraus, dass der Einspanngrad des Schraubankers sowohl im Beton als auch im Anbauteil maßgebenden Einfluss auf das Tragverhalten und den Tragwiderstand hat. Des Weiteren werden die Versuche nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) auch an herkömmlichen Betonschrauben durchgeführt, um deren Tragverhalten und deren Energiedissipationsvermögen zu betrachten. Es kann gezeigt werden, dass der Seileffekt das zyklische Tragverhalten maßgeblich beeinflusst. Bei der Quantifizierung der Energiedissipation über das hysterische Dämpfungsmaß kann festgehalten werden, dass Dämpfungswerte von ca. 10 % bis 15 % bei herkömmlichen Betonschrauben zu erwarten sind.

Zuletzt werden numerische Untersuchungen mit dem FEM-Programm ABAQUS an einem drei- und einem zweidimensionalen Modell durchgeführt. Hierzu wird ein Verfahren zur Modellierung des Betons mit nichtlinearen Federelementen erarbeitet. Mit einem dreidimensionalen Volumenmodell des Schafts können die Erkenntnisse der experimentellen Untersuchungen hinsichtlich des Seileffekts, des Einspanngrads auf das zyklische Tragverhalten und des hysteretischen Dämpfungsmaßes bestätigt werden. Mit einem zweidimensionalen Stabmodell des Prototyps wird dessen dynamische Tragfähigkeit quantifiziert. Aus den numerischen Ergebnissen geht der Einfluss der geometrischen Nichtlinearität hervor, der sich mitunter als entscheidend für die Ermittlung des dynamischen Widerstands herausstellt. Es werden drei Lösungsansätze (auf Kraft-, Verschiebungs- und Steifigkeitsebene) vorgestellt und zur Ermittlung des Verhaltensbeiwerts angewandt. Aus den Berechnungen geht hervor, dass der duktile Schraubanker größere Verhaltensbeiwerte entwickeln kann als die pauschal festgelegten Werte nach aktueller Norm. Darüber hinaus zeigt sich, dass die Quantifizierung des Energiedissipationsvermögens alleine über die hysteretische Dämpfung nicht ausreicht. Erst mit der Überführung der hysteretischen in die äquivalente viskose Dämpfung wird das Ausmaß an Energiedissipation unter dynamischen Verhältnissen ersichtlich.

# Abstract

The foundation for the design of nonstructural components under seismic loads is the equivalent static lateral force method according to (DIN EN 1998-1, 2010), whereby the fasteners are to be seen as elastic. Their resistances are determined experimentally according to the specifications of (ETAG 001 - Annex E, 2013). For this purpose, cyclic, force-controlled experiments are to be carried out, its results are uniaxial residual capacity loads on pre-fatigued specimens. The energy dissipation during the tests (for example, determined by the ductility or the hysteretic damping) is not taken into account. Nevertheless, it may be applied in the design of the fasteners by general, tabulated behavior factors as a function of the component not of the fasteners. A method of calculation of the behavior factor is not presented. However, it is found that there is currently no suitable method for determining the ductility of fasteners. This is due to their cyclic load-bearing behavior, which is strongly influenced by pinching due to geometrical non-linearity. In timber construction, the hysteretic damping is utilized at this point, which is determined under standardized test conditions for fasteners. Moreover, the approach in timber construction shows that the rope effect is an additional factor influencing the cyclic load-bearing behavior.

Based on these fundamentals two objectives have been pursued within this work. On the one hand, the cyclic load-bearing behavior of conventional concrete screws is the object of the investigations and the other hand the development of a ductile screw anchor. Through its geometric design in conjunction with a suitable selection of materials, the anchor is intended to dissipate the applied energy deliberately. Conventional fasteners in concrete function by enclosing contact between fasteners and concrete, so that plastic displacements in the transverse direction are only possible as a result of concrete crushing and spalling. Since this mechanism is limited and difficult to describe mathematically, the idea is to create a screw anchor with an uncovered shaft which can deform plastically in the borehole without hindrance.

The development of the ductile screw anchor is carried out in the first step via an analytical model. The model is based on the plastic hinge theory and takes into account the ductility of the pure screw bending in the dynamic equilibrium. The latter is done via two approaches. On the one hand, the classical method of earthquake engineering is used to determine the behavior factor and on the other hand the displacement-based design concept more specifically the equivalent viscous damping is used. The second method analyzes the dynamic bearing behavior more precisely with the result that a higher performance is achieved in comparison with an equivalent conventional fastener. This allows the ideal geometry to be found with regard to the unique characteristics of the

anchor (bending gap and bending shaft). In addition, it becomes clear that not only the ductile screw anchor but any kind of fastener has a high dynamic load-bearing capacity due to plastic deformations during screw bending.

With these findings, experimental investigations are carried out. On the one hand, the material selection of the prototypes is made with ordinary tensile and reverse bending tests. On the other hand, the functionality of the prototypes is examined according to the principles of the current test standard (ETAG 001 - Annex E, 2013). It turns out that the two-part variant of the screw anchor is to be preferred due to the possibility of using different steel materials for the bending shaft. The untempered base material shows the best properties in terms of toughness, short-term fatigue resistance and quality. Overall, the functionality can be proven and fundamental knowledge can be gained. It becomes apparent that the clamping of the anchor in the concrete and in the component has a decisive influence on the performance. Furthermore, the tests according to (ETAG 001 - Annex E, 2013) are also carried out on conventional concrete screws in order to study their load-bearing behavior and their energy dissipation capacity. It can be shown that the rope effect exerts a decisive effect on the cyclic load bearing behavior. When quantifying the energy dissipation via the hysteretic damping, it can be stated that damping values of approx. 10% to 15% can be expected with conventional concrete screws.

Finally, numerical investigations are carried out with a three-dimensional and a two-dimensional model using the FEM program ABAQUS. For this purpose, a method for modeling the concrete with non-linear spring elements is developed. With a three-dimensional volume model of the shaft the conclusions of the experimental investigations regarding the rope effect, the effect of clamping on the cyclic behavior and the hysteretic damping can be confirmed. Using a two-dimensional beam model of the prototype, its dynamic load bearing capacity is quantified. From the numerical results the influence of the geometrical non-linearity turns out to be decisive for the determination of the dynamic resistance. Three solution approaches (on force, displacement and stiffness level) are presented and used to determine the seismic behavior factor. The calculations show that the ductile screw anchor can develop greater behavior factors than the generally defined values in the current standard. Moreover, the quantification of the energy dissipation capacity only by applying the hysteretic damping is not sufficient. The energy dissipation under dynamic conditions becomes apparent exclusively by conversion from hysteretic to equivalent damping.

# Inhaltsverzeichnis

<b>Kurzfassung</b> .....	<b>i</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>iii</b>
<b>Abbildungsverzeichnis</b> .....	<b>ix</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b> .....	<b>xxi</b>
<b>Abkürzungs- und Symbolverzeichnis</b> .....	<b>xxiii</b>
<b>Vorwort</b> .....	<b>xxxii</b>
<b>1 Motivation</b> .....	<b>1</b>
1.1 Problemstellung.....	1
1.2 Gliederung der Arbeit.....	11
<b>2 Grundlagen</b> .....	<b>13</b>
2.1 Befestigungstechnik im Betonbau.....	13
2.1.1 Versagensmechanismen unter reiner Zugbelastung.....	15
2.1.2 Versagensmechanismen unter reiner Querkraftbeanspruchung.....	18
2.1.3 N-V-Interaktion.....	20
2.1.4 Tragverhalten unter Erdbebenbeanspruchung.....	22
2.1.5 Zyklisches Verhalten von Befestigungen.....	23
2.2 Ermittlung der Einwirkungen auf Befestigungen im Erdbebenlastfall.....	32
2.2.1 Grundlegende Annahmen.....	32
2.2.2 Einwirkungen nach DIN EN 1998-1:2010 und DIN EN 1992-4:2009 ..	32
2.2.3 Einwirkungen nach FEMA 450-1:2003 und ASCE:2010.....	36
2.2.4 Vergleich der Einwirkungen.....	39
2.3 Bemessung von Befestigungsmitteln im konstruktiven Ingenieurbau.....	42
2.3.1 Stahlbau allgemein.....	42
2.3.2 Stahlbau im Erdbeben.....	45
2.3.3 Holzbau.....	47
2.3.4 Holzbau im Erdbeben.....	51
2.3.5 Zusammenfassung und Vergleich der Bemessungsansätze.....	54
2.3.6 Fließgelenktheorie.....	55
2.4 Dynamik.....	59
2.4.1 Harmonische Fußpunkterregung.....	61
2.4.2 Unharmonische Fusspunkterregung.....	65
2.5 Erdbebeningenieurwesen.....	67
2.6 Energiedissipation im Erdbebeningenieurwesen.....	69

2.6.1	Duktilität .....	69
2.6.2	Verhaltensbeiwert .....	82
2.6.3	Dämpfung .....	84
2.7	Stahl.....	101
2.7.1	Fließen.....	102
2.7.2	Verfestigung.....	103
2.7.3	Bauschinger-Effekt .....	104
2.7.4	Zyklische Ver- und Entfestigung .....	104
2.7.5	Einspielen und Ratcheting.....	105
2.7.6	Plastische Versagensmodi.....	107
2.7.7	Dehnratenabhängigkeit .....	109
2.7.8	Temperatur .....	110
2.7.9	Beurteilung der zyklischen, zeit- und temperaturabhängigen Effekte....	111
2.7.10	Wärmebehandlung von Stahlwerkstoffen.....	112
<b>3</b>	<b>Analytisches Modell .....</b>	<b>115</b>
3.1	Prototypen .....	118
3.2	M-N-V-Interaktion auf Querschnittsebene.....	120
3.2.1	Grundlagen und Annahmen .....	120
3.2.2	Interaktion am Kreisring .....	123
3.2.3	Interaktion am Kreissegment .....	124
3.2.4	Vergleich der Interaktionsbedingungen .....	126
3.2.5	Ausnutzungsgrad der Querlasttragfähigkeit am Prototyp .....	127
3.2.6	Einfluss der M-N-V-Interaktion auf die Krümmungskapazität.....	129
3.3	Energiedissipationsvermögen bei Biegen im Spalt .....	130
3.3.1	Voraussetzungen und Annahmen.....	130
3.3.2	Kraftbasierte Herleitung.....	134
3.3.3	Ergebnisse des kraftbasierten Ansatzes.....	140
3.3.4	Pseudo-verformungsbasierte Herleitung .....	142
3.4	Zusammenfassung der analytischen Untersuchung.....	164
3.4.1	Auswertung – kraftbasierter Ansatz.....	164
3.4.2	Auswertung – pseudo-verschiebungsbasiert Ansatz .....	167
3.4.3	Zusammenfassung und Methodenkritik .....	170
<b>4</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen.....</b>	<b>175</b>
4.1	Werkstoffauswahl.....	175
4.1.1	Zugversuch.....	175
4.1.2	Hin- und Herbiegeversuche.....	177
4.2	Versuche nach ETAG 001 - Anhang E:2013 .....	182
4.2.1	Versuchsprogramm .....	183
4.2.2	Versuchsaufbau.....	184

---

4.2.3	Vorversuche mit modifizierten Betonschrauben .....	191
4.2.4	Versuche an Prototypen .....	218
4.2.5	Zusammenfassung der Querlastversuche .....	230
4.2.6	Versuche mit zentrischer Zugbelastung .....	230
4.2.7	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen aus den Versuchen mit Zugbelastung.....	247
<b>5</b>	<b>Numerische Untersuchungen.....</b>	<b>251</b>
5.1	Grundgedanken und Ziele .....	251
5.2	Modellierung der Werkstoffe .....	252
5.2.1	Modellierung des Betons.....	252
5.2.2	Modellierung des Stahls .....	256
5.3	Dreidimensionales Modell.....	257
5.3.1	Einfluss der Reibung und Verbundsteifigkeit .....	259
5.3.2	Einfluss des Seileffekts .....	262
5.3.3	Einfluss der Plastizität im Verbund und Lochspiel .....	265
5.3.4	Einfluss der Vorspannung .....	267
5.3.5	Einfluss einer kontinuierlich ansteigenden, zyklischen Belastung .....	269
5.3.6	Zusammenfassung und Methodenkritik .....	271
5.4	Zweidimensionales Modell .....	274
5.4.1	Beschleunigungs-Zeitverlauf der Anregung.....	275
5.4.2	Parameterstudie .....	277
5.4.3	Darstellung der Ergebnisse.....	277
5.4.4	Ergebnisse der Parameterstudie .....	283
5.4.5	Auswertung der Parameterstudien.....	296
5.5	Zusammenfassung und Methodenkritik .....	305
<b>6</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick .....</b>	<b>307</b>
6.1	Zusammenfassung .....	307
6.2	Ausblick .....	310
	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>315</b>



# Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1:	Kartiertes Erdbebenrisiko für Europa 10%-Wahrscheinlichkeitsüberschreitung in 50 Jahren .....	1
Abbildung 1.2:	Kapitalverteilung an maßgebenden Gebäuden getrennt nach tragenden und nichttragenden Bauteilen nach (Miranda & Taghavi, 2003) .....	2
Abbildung 1.3:	Einsatzmöglichkeiten von Befestigungsmitteln zur Montage von nichttragenden Bauteilen.....	3
Abbildung 1.4:	Wirkungskette eines Gebäudes mit Befestigungen unter Erdbebenbelastung .....	4
Abbildung 1.5:	Versagensbilder von Befestigungsmitteln während eines Erdbebens .....	4
Abbildung 1.6:	Bemessungskriterien von Befestigungen unter Erdbebenbeanspruchung nach (DIN CEN/TS 1992-4-4, 2009).....	5
Abbildung 1.7:	Zulässige Verformungen von Befestigungen unter Erdbebenbeanspruchung nach (DIN CEN/TS 1992-4-4, 2009).....	5
Abbildung 1.8:	Prinzipskizze einer Stützen-Fundament-Verbindung mit duktilen Befestigungsmitteln nach (Soules, Bachman, & Silva, 2010).....	6
Abbildung 1.9:	Details einer Stützen-Fundament-Verbindung mit duktilen Befestigungsmitteln nach (Trautner, Hutchinson, Grosser, & Silva, 2017).....	7
Abbildung 1.10:	Patentanmeldungen duktiler Befestigungsmittel in Beton .....	8
Abbildung 1.11:	Einsatzmöglichkeiten des duktilen Schraubankers .....	9
Abbildung 1.12:	Einfluss des Randhärtens; links: Festigkeitsverteilung entlang des Randbereichs einer Betonschraube nach dem Härten .....	10
Abbildung 2.1:	Prinzipskizzen der unterschiedlichen Befestigungsmittel mit Bohrmontage (DIN EN 1992-4, 2013) .....	14
Abbildung 2.2:	Prinzipskizzen der Befestigungsarten und Definition des Hebelarms und Einspanngrads nach (DIN EN 1992-4-1, 2009).....	15
Abbildung 2.3:	Last-Verschiebungskurven unterschiedlicher Befestigungsmittel ( $d = 12 \text{ mm}$ ) bei quasi-statischer Zugbelastung in gerissenem, geringfestem Beton ( $\Delta w = 0,3 \text{ mm}$ ; C20/25) nach (Mahrenholtz, 2012).....	16

Abbildung 2.4:	Definition der wirksamen Verankerungstiefe von Betonschrauben nach (ETAG 001-3, 2013).....	18
Abbildung 2.5:	Tragmechanismen infolge Querlastbeanspruchung mit rückwärtigem Betonausbruch nach (Eligehausen & Mallée, 2000) .....	19
Abbildung 2.6:	Hysteresekurven der Versuche nach (Guillet, 2011) mit kombinierter zyklischer Horizontal- und Vertikalkraft.....	21
Abbildung 2.7:	Auswertung der Versuche nach (Guillet, 2011) mit kombinierter Horizontal- und Vertikalkraft im Vergleich zu den Interaktionsgleichungen .....	22
Abbildung 2.8:	Kraft-Verschiebungskurven von pulsierenden Zugversuchen in gerissenem Beton C20/25 an unterschiedlichen Befestigungsmitteln nach (Mahrenholtz, 2012) .....	25
Abbildung 2.9:	Kraft-Verschiebungskurven von alternierenden Querlastversuchen in gerissenem Beton C20/25 an unterschiedlichen Befestigungsmitteln nach (Mahrenholtz, 2012) .....	26
Abbildung 2.10:	Entwicklung der Lastverschiebungskurve eines Befestigungsmittels in Beton .....	28
Abbildung 2.11:	links: Be- und Entlastungspfad im ersten Zyklus von querbelasteten Betonstäben ( <i>dowel action</i> ) nach (Pruijssers A., 1988) rechts: Zyklisches Betonverhalten nach (van Mier, 1986).....	29
Abbildung 2.12:	Schematische Be- und Entlastungspfade unterschiedlicher Untersuchungen zur zyklischen Dübelwirkung übernommen von (Moradi, Soltani, & Tasnimi, 2012) .....	30
Abbildung 2.13:	Abfall des Querlastwiderstands unter zyklischer Querver-schiebung (Vintzeleou & Eligehausen, 1991) übernommen aus (Béton, 1994).....	31
Abbildung 2.14:	Vergrößerungsfaktor des Bauteils $a_p$ nach (ASCE, 2013).....	38
Abbildung 2.15:	Ersatzkräfte nach vereinfachter Bemessung nach (DIN EN 1992-4-1, 2009) und (ASCE, 2013) .....	41
Abbildung 2.16:	INERD-Verbindung und zugehörige Last-Verschiebungskurve (Vayas & Thanopoulos, 2012).....	46
Abbildung 2.17:	Details der INERD-Verbindung .....	47
Abbildung 2.18:	Versagensarten einschnittiger Stahlblech-Holz-Verbindungen .....	49
Abbildung 2.19:	Zyklisches Verhalten stiftförmiger Befestigungsmittel .....	52

---

Abbildung 2.20: Hysteretisches Verhalten von stiftförmiger Befestigungsmitteln .....	52
Abbildung 2.21: Entwicklung der Hystereseverläufe stiftförmiger Befestigungsmittel bei anwachsender Belastung .....	52
Abbildung 2.22: Hysteretisches Verhalten von Befestigungsmitteln unterschiedlicher Schlankheiten .....	53
Abbildung 2.23: Hysteretisches Verhalten einer schubfesten X-Lam-Deckenscheiben-Verbindung .....	54
Abbildung 2.24: Ermittlung der plastischen Systemreserve nach (Petersen, Stahlbau, 2013) .....	56
Abbildung 2.25: Momenten-Krümmungsbeziehung im Fließgelenk eines Kreisquerschnitts .....	59
Abbildung 2.26: Definition des Einmassenschwingers.....	59
Abbildung 2.27: Kräftegleichgewicht am Einmassenschwinger für verschiedene Abstimmverhältnisse.....	63
Abbildung 2.28: Ermittlung elastischer Antwortspektren .....	65
Abbildung 2.29: elastisches Antwortspektrum der horizontalen Beschleunigung nach (DIN EN 1998-1/NA, 2011).....	68
Abbildung 2.30: Zusammenhang zwischen Tragwiderstand und Duktilität .....	70
Abbildung 2.31: Definition essentieller Punkte zur Bestimmung der Duktilität nach (Park, 1989).....	71
Abbildung 2.32: Duktilität von Befestigungsmitteln in Beton.....	73
Abbildung 2.33: Duktilität von Befestigungsmitteln in Beton bei reiner Querbelastrung Beton.....	74
Abbildung 2.34: Kraft-Verschiebungskurve und deren Linearisierung unter quasi-statischer und die linearisierten Hysteresekurven unter zyklisch anwachsender Belastung eines herkömmlichen Befestigungsmittels.....	76
Abbildung 2.35: Querlasttragverhalten von herkömmlichen Betonschrauben .....	76
Abbildung 2.36: Versagensmechanismus des duktilen Schraubankers mit Abstandsmontage .....	77
Abbildung 2.37: Versagensmechanismus des duktilen Schraubankers ohne Abstandsmontage .....	78
Abbildung 2.38: Bestimmung der Duktilität am duktilen Schraubanker .....	79

Abbildung 2.39: links: Bestimmung der Duktilität an der Umhüllenden von Hystereseverläufen nach (ASTM E2126-11, 2012); rechts: Vergleich unterschiedlicher Hystereseverläufe .....	80
Abbildung 2.40: Schema zu den Prinzipien der Bestimmung des Verhaltensbeiwerts $q$ .....	83
Abbildung 2.41: Zusammenhänge zwischen hysteretischer Dämpfung und Duktilität am elastisch-plastischen System.....	87
Abbildung 2.42: Definition des äquivalenten proportionalen Dämpfungsverhältnisses (DIN EN 12512, 2005) .....	87
Abbildung 2.43: Bilineare Näherung des hysteretischen Kraft-Verformungs-Verhaltens von Brückenisolatoren nach (DIN EN 1998-2, 2011).....	88
Abbildung 2.44: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung und Steifigkeit eines Hinterschnitt- und Spreizdübels (beides M12) in ungerissenem Beton C20/25 nach (Rieder A. , 2009).....	90
Abbildung 2.45: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung eines Spreizdübel M12 in gerissenem Beton C20/25 nach (Rieder A. , 2009) .....	90
Abbildung 2.46: Hysteresen / Duktilitätsmodelle von Befestigungsmitteln; .....	91
Abbildung 2.47: Zusammenhang zwischen $k$ und $c$ zur Ermittlung der hysteretischen Dämpfung .....	94
Abbildung 2.48: geprüfte herkömmliche Betonschrauben aus den Versuchen C2.4 nach ETAG001.....	96
Abbildung 2.49: Ersatzsystem eines Rahmentragwerks als Einmassenschwinger für das DDBD-Verfahren und Definition der effektiven Steifigkeit nach (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).....	99
Abbildung 2.50: Beispielhafte Duktilitätsmodelle zusammengefasst in (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).....	100
Abbildung 2.51: Charakteristische Verfestigungskurven von Metallen .....	101
Abbildung 2.52: Fließen .....	103
Abbildung 2.53: Darstellung der Verfestigungsregeln nach (Mang & Hofstetter, 2013) .....	104
Abbildung 2.54: Zyklisches Werkstoffverhalten von Stahl.....	105
Abbildung 2.55: links: <i>Ratcheting</i> -Interaktionsdiagramm für einen Rechteckquerschnitt nach (Hübel H. , 2015); rechts: Belastungsabhängigkeit der zyklischen Effekte (Williams, 1999).....	107
Abbildung 2.56: Wöhlerlinien .....	108

Abbildung 2.57: Mechanische Eigenschaften von kaltverformtem Stahl bei tiefen Temperaturen .....	111
Abbildung 2.58: Einfluss einer Wärmebehandlung .....	113
Abbildung 3.1: Dehnungsverteilung im Querschnitt bei reiner Momentenbeanspruchung .....	117
Abbildung 3.2: Prototypen der duktilen Schraubanker MM-EQ $d_{\text{Schaft}} = 5,1$ mm .....	118
Abbildung 3.3: Prototypen der duktilen Schraubanker MM-EQ (von unten nach oben: mit $d_{\text{Schaft}} = 5,1$ mm, $d_{\text{Schaft}} = 8,8$ und $d_{\text{Schaft}} = 10,7$ ) samt Setzwerkzeug .....	119
Abbildung 3.4: Definitionen am Modell Kreisring .....	123
Abbildung 3.5: Definitionen am Modell Kreissegment .....	125
Abbildung 3.6: Vergleich der $M$ - $N$ -Interaktionsansätze für einen Kreisquerschnitt .....	127
Abbildung 3.7: Querkraftausnutzungsgrad $\eta_V$ in Abhängigkeit von $l$ und $\alpha$ .....	128
Abbildung 3.8: $M$ - $\kappa$ - Beziehungen am Kreisquerschnitt für unterschiedliche Ausnutzungsgrade $\eta_N$ .....	130
Abbildung 3.9: Statische Systeme der vereinfachten Parameterstudie .....	132
Abbildung 3.10: Kraftverschiebungskurve (Hysterese) bei freier Biegung im Spalt .....	132
Abbildung 3.11: Parameterstudie zur vorhandenen Duktilität im Biegespalt $\mu_{\Delta s}$ .....	134
Abbildung 3.12: Ersatzsystem Kragarm unter quasi-statischer äußerer Belastung $F$ .....	135
Abbildung 3.13: Ersatzsystem „Kragarm“ unter Fußpunkterregung .....	136
Abbildung 3.14: Vergleich der dynamischen Kraft-Verschiebungskurven für verschiedene Ansätze des Verhaltensbeiwerts .....	137
Abbildung 3.15: Definition des Grenzwerts zur Beurteilung der Leistungsfähigkeit der Neuentwicklung über den gleichen dynamischen Widerstand .....	138
Abbildung 3.16: Ergebnisse der Parameterstudie des kraftbasierten Ansatzes für $q_a = 1$ .....	141
Abbildung 3.17: Ergebnisse der Parameterstudie des kraftbasierten Ansatzes für $q_a = 2$ .....	142
Abbildung 3.18: Zeitverlauf der Beschleunigungen am Einmassenschwinger EMS .....	147

Abbildung 3.19: Ermittelte Werte des Korrekturbeiwerts $\lambda$ für verschiedene Fließgrenzen $f_y$ .....	149
Abbildung 3.20: Zusammenhang zwischen bezogenem Biegepalt $a$ und Duktilität $\mu$ für verschiedene Fließgrenzen $f_y$ .....	150
Abbildung 3.21: Entwicklung der Vergrößerungsfunktion $V_2$ in der Resonanzstelle für $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$ .....	152
Abbildung 3.22: Auswertung des dynamischen Erhöhungsfaktors $A_a$ nach (DIN EN 1998-1, 2010) .....	152
Abbildung 3.23: Ergebnisse der Parameterstudie (pseudo-Beschleunigung) KA, $q_a = 1,0, V_{a/h} = 1,0$ .....	156
Abbildung 3.24: Ergebnisse der Parameterstudie (pseudo-Beschleunigung) KA, $q_a = 2,0, V_{a/h} = 1,0$ .....	156
Abbildung 3.25: Ergebnisse der Parameterstudie (pseudo-Beschleunigung) GSI, $q_a = 1,0, V_{a/h} = 1,0$ .....	157
Abbildung 3.26: Ergebnisse der Parameterstudie (pseudo-Beschleunigung) GSI, $q_a = 2,0, V_{a/h} = 1,0$ .....	157
Abbildung 3.27: Ergebnisse der Parameterstudie (pseudo-Beschleunigung) KA, $q_a = 2,0, V_{a/h} = 2,2$ .....	158
Abbildung 3.28: Ergebnisse der Parameterstudie (pseudo-Beschleunigung) GSI, $q_a = 2,0, V_{a/h} = 2,2$ .....	158
Abbildung 3.29: Tragmechanismus von Befestigungsmitteln nach (Fuchs, 1992).....	160
Abbildung 3.30: Ergebnisse der Parameterstudie Betonausbruch für $f_y = 550 \text{ N/mm}^2, q_a = 1,0, V_{a/h} = 1,0$ .....	162
Abbildung 3.31: Ergebnisse der Parameterstudie Betonausbruch für $f_y = 550 \text{ N/mm}^2, q_a = 2,0, V_{a/h} = 2,2$ .....	163
Abbildung 3.32: Verlauf des Abminderungsbeiwerts $\delta(\mu)$ für Seismik .....	164
Abbildung 4.1: Ergebnisse der Zugversuche nach (DIN 50125, 2009) .....	176
Abbildung 4.2: Details des Hin- und Herbiegeversuchs .....	177
Abbildung 4.3: Ergebnisse des Hin- und Herbiegeversuchs .....	178
Abbildung 4.4: Bruchbilder der Prüflinge nach den Hin- und Herbiegeversuchen.....	179
Abbildung 4.5: Ergebnisse der Hin- und Herbiegeversuche der zweiten Versuchsreihe .....	179

---

Abbildung 4.6: Ergebnisse der Hin- und Herbiegeversuche der zweiten Versuchsreihe mit unbehandeltem Werkstoff bei unterschiedlichen Durchmessern .....	180
Abbildung 4.7: Stahlbacke und Einsteckbuchse als Anbauteil .....	184
Abbildung 4.8: Details der Versuchsdurchführung.....	185
Abbildung 4.9: Messung der Rissbreite bei den Risskeilplatten.....	185
Abbildung 4.10: Bewehrungsskizzen der Prüfkörper .....	186
Abbildung 4.11: Skizze des Versuchsaufbaus bei zyklischer Querlast.....	186
Abbildung 4.12: Detail des Versuchsaufbaus mit zyklischer Querlast .....	187
Abbildung 4.13: Beispielhaftes Lastprogramm mit zyklischer Querlast (Versuch C2.4) nach (ETAG 001 - Annex E, 2013).....	187
Abbildung 4.14: Skizze des Versuchsaufbaus bei zyklischer Längskraft .....	188
Abbildung 4.15: Lastprogramm mit zyklischer Längsbelastung (Versuche C.2.3).....	188
Abbildung 4.16: Detail des Versuchsaufbaus mit zyklischer Längskraft .....	189
Abbildung 4.17: Lastprogramm zyklische Rissbreite und konstante Längskraft.....	190
Abbildung 4.18: Skizze des Versuchsaufbaus mit konstanter Längskraft und zyklischer Rissbreite .....	190
Abbildung 4.19: Details des Versuchsaufbaus mit konstanter Längskraft und zyklischer Rissbreite .....	191
Abbildung 4.20: modifizierte herkömmliche Betonschrauben .....	193
Abbildung 4.21: Montage und Versuchsvorbereitung mit den modifizierten Betonschrauben.....	193
Abbildung 4.22: Kraftverschiebungskurven – monotoner Querbeanspruchung .....	195
Abbildung 4.23: Versagensbilder der modifizierten Betonschrauben unter monotoner Querlastbeanspruchung.....	196
Abbildung 4.24: Ein- und Ausgangsgrößen über die Zyklen $n$ der kraftgeregelten Versuche .....	198
Abbildung 4.25: Ein- und Ausgangsgrößen über die Zyklen $n$ der weggeregelten Versuche .....	198
Abbildung 4.26: Vergleich der Hysteresen bei unterschiedlicher Regelgröße .....	199
Abbildung 4.27: Entwicklung des Hystereseverlaufs bei unterschiedlicher Regelgröße der Querlastversuche .....	200
Abbildung 4.28: Ausschnitt der Hysteresen des 70. Zyklus im Versuch C2.4 an modifizierten Betonschrauben d12 .....	201

Abbildung 4.29: Hysteresen des 70. Zyklus im Versuch C2.4 an modifizierten Betonschrauben d20.....	201
Abbildung 4.30: Versagensbilder der Versuche C2.4 an modifizierten Betonschrauben.....	202
Abbildung 4.31: Einfluss der Geometrie auf die Querverschiebung .....	203
Abbildung 4.32: Hysterese der Versuche mit Langloch; links: Gesamthysteresen .....	205
Abbildung 4.33: Bohrlöcher der Prüfungen C2.4 in Langlöchern .....	207
Abbildung 4.34: Entwicklung der Verschiebungen der modifizierten Schrauben über die Zyklen; links: d12; mittig: d16; rechts: d20 .....	209
Abbildung 4.35: Entwicklung der Verschiebungen der herkömmlichen Schrauben über die Zyklen; links: d16; rechts: d20.....	210
Abbildung 4.36: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung über die Zyklen; links; d16; rechts d20.....	211
Abbildung 4.37: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung von Prüflingen mit vorzeitigem Versagen – d16 .....	212
Abbildung 4.38: Herkömmliche Betonschraube, montiert mit Spalt zwischen Mutter und Anbauteil.....	213
Abbildung 4.39: Versagensbilder – Versuche C2.4 Variante 1 .....	214
Abbildung 4.40: Hysteresen der Versuchsvariante 1 im Vergleich mit konform montierten Schrauben .....	214
Abbildung 4.41: Entwicklung der Querverschiebung über die Lastzyklen .....	215
Abbildung 4.42: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung über die Zyklen – Versuche C2.4 Variante 1 .....	215
Abbildung 4.43: Hysteresen der modifizierten Betonschrauben der Versuche C2.4 mit Langloch .....	216
Abbildung 4.44: Modifizierte Betonschraube d16 nach dem Versuch C2.4 mit Langloch.....	216
Abbildung 4.45: Entwicklung der Querlastpeaks über die Zyklen, Versuche C2.4 mit Langloch aller Schraubendurchmesser in ungerissenem Beton.....	217
Abbildung 4.46: Entwicklung der Querlastpeaks über die Zyklen, Versuche C2.4 mit Stufenbohrung aller Schraubendurchmesser in gerissenem Beton.....	218
Abbildung 4.47: Gesetzte Prototypen $d_{\text{Schaft}} = 5,1 \text{ mm}$ .....	219

Abbildung 4.48: Lastverschiebungskurven der einteiligen Prototypen mit Durchmesser $d_{\text{Schaft}} = 5,1$ mm.....	220
Abbildung 4.49: Lastverschiebungskurven der zweiteiligen Prototypen mit Durchmesser $d_{\text{Schaft}} = 5,1$ mm.....	220
Abbildung 4.50: Bruchbilder des Prototyps $d_{\text{Schaft}} = 5,1$ mm.....	222
Abbildung 4.51: Last-Verschiebungsverläufe der Prototypen.....	223
Abbildung 4.52: Hysteresen der Prototypen im Versuch C2.4 bei den maximalen Verschiebungsniveaus.....	224
Abbildung 4.53: Bruchbilder der Prototypen.....	224
Abbildung 4.54: Resttragfähigkeit MM-EQ 12x100.....	225
Abbildung 4.55: Hysteresen der Versuche C1.2 am zweiteiligen Prototyp 12x100.....	227
Abbildung 4.56: Resttragfähigkeiten der Versuche C1.2 am zweiteiligen Prototyp 12x100.....	227
Abbildung 4.57: Hysteresen Versuche C2.4 P12x80 einteilig $T_{\text{inst}} = 12$ Nm; l.....	229
Abbildung 4.58: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung über die Zyklen; links: MM-EQ 12x80 (einteilig); rechts: MM-EQ 12x100 (zweiteilig).....	229
Abbildung 4.59: Bruchbilder quasi-statischer Versuche an Prototypen $d_{\text{Schaft}} = 5,1$ mm.....	232
Abbildung 4.60: Entwicklung der Vertikalverschiebung über die Zyklen – MM-EQ 20x160.....	236
Abbildung 4.61: Entwicklung der Vertikalverschiebung über die Zyklen – links: MM-EQ 20x160 rechts: herkömmliche Betonschraube d16.....	236
Abbildung 4.62: Last-Verschiebungskurven bei Ermittlung der Restzugtragfähigkeit.....	237
Abbildung 4.63: Bruchbilder der Versuche C2.3.....	237
Abbildung 4.64: Entwicklung der Vertikalverschiebung über die Versuchsdauer.....	239
Abbildung 4.65: Entwicklung der Vertikalverschiebung über die Zyklen – MM-EQ 20x160.....	239
Abbildung 4.66: Entwicklung der Vertikalverschiebung über die Zyklen – herkömmliche Betonschraube d16 ( $N_{W2} / N_{u,R,m,C2.5} = 0,33$ ).....	239
Abbildung 4.67: Last-Verschiebungsdiagramm bei Ermittlung der Resttragfähigkeit MM-EQ 20x160.....	240

Abbildung 4.68: Last-Verschiebungsdiagramm bei Ermittlung der Resttragfähigkeit herkömmliche Betonschraube .....	241
Abbildung 4.69: Versagensbilder der herkömmlichen Betonschrauben .....	242
Abbildung 4.70: Versagensbilder der herkömmlichen Betonschrauben .....	242
Abbildung 4.71: Vergleich der herkömmlichen Betonschrauben und der Prototypen nach den Versuchen.....	243
Abbildung 4.72: Versagensbilder Herausziehen der duktilen Schraubanker MM-EQ.....	244
Abbildung 4.73: Bohrlöcher im Anschluss an die Versuche C2.5.....	244
Abbildung 4.74: Unterschiedliche Betongefüge um das Bohrloch .....	248
Abbildung 5.1: Beton unter mehraxialer Beanspruchung .....	252
Abbildung 5.2: Zyklisches Verhalten von Beton .....	254
Abbildung 5.3: Modellierung des zyklischen Betonverhaltens mit Federelementen .....	255
Abbildung 5.4: Bilineare (ideal-elastisch-plastische) Spannungs-Dehnungslinie für die plastische Tragwerksberechnung (DIN EN 1993-1-1; 2005).....	257
Abbildung 5.5: links vereinfachtes 3D-Modell mit <i>connector</i> -Elementen; rechts vollständiges 3D-Modell .....	258
Abbildung 5.6: Detailbetrachtungen des 3D-Modells; links: Übersicht der <i>connectoren</i> im Modell .....	258
Abbildung 5.7: Hysteresen im ersten Zyklus .....	260
Abbildung 5.8: Ergebnisse der Parameterstudie Reibung.....	260
Abbildung 5.9: Hysteresen zur Parameterstudie zum Verbund .....	261
Abbildung 5.10: Ergebnisse der Parameterstudie Verbund .....	262
Abbildung 5.11: Hystereseverlauf bei zyklisch anwachsender Querverschiebung und Langloch .....	263
Abbildung 5.12: Hystereseverlauf bei zyklisch anwachsender Querverschiebung und Langloch mit voller Einspannung.....	263
Abbildung 5.13: Ergebnisse der Parameterstudie Plastizität .....	264
Abbildung 5.14: Entwicklung der Hysteresen Parameterstudie Plastizität .....	266
Abbildung 5.15: Entwicklung der Hysteresen Parameterstudie Plastizität .....	266
Abbildung 5.16: Entwicklung der Hysteresen – Parameterstudie Vorspannung .....	267
Abbildung 5.17: Ergebnisse der Parameterstudie Vorspannung.....	268

Abbildung 5.18: Hystereseverläufe bei zyklisch anwachsender Querverschiebung .....	270
Abbildung 5.19: Ergebnisse der Parameterstudie anwachsende Amplitude mit Vorspannung.....	270
Abbildung 5.20: Ergebnisse der Parameterstudie anwachsende Amplitude ohne Vorspannung.....	270
Abbildung 5.21: 2D-Stab-Modell des duktilen Schraubankers in ABAQUS .....	274
Abbildung 5.22: Vergleich der numerischen Ergebnisse mit den Ergebnissen aus experimentellen Untersuchungen .....	275
Abbildung 5.23: Verschiebungs-Zeitverlauf der numerischen Parameterstudie.....	276
Abbildung 5.24: Ermittelte Werte der Duktilität $\mu$ mit der numerischen Parameterstudie.....	280
Abbildung 5.25: Entwicklung des dynamischen Widerstands $R_{dyn}$ in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung $a_G$ – System „Kragarm“, $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ; Beton 1 .....	286
Abbildung 5.26: Entwicklung des dynamischen Widerstands $R_{dyn}$ in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung $a_G$ – System „Kragarm“, $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$ ; Beton 1 .....	287
Abbildung 5.27: Entwicklung des dynamischen Widerstands $R_{dyn}$ in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung $a_G$ – System „Grundsystem I“, $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ; Beton 1 .....	288
Abbildung 5.28: Entwicklung des dynamischen Widerstands $R_{dyn}$ in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung $a_G$ – System „Grundsystem I“, $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$ ; Beton 1 .....	289
Abbildung 5.29: Entwicklung des dynamischen Widerstands $R_{dyn}$ in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung $a_G$ – System „Kragarm“, $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ; Beton 2 .....	290
Abbildung 5.30: Entwicklung des dynamischen Widerstands $R_{dyn}$ in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung $a_G$ – System „Kragarm“, $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$ ; Beton 2 .....	291
Abbildung 5.31: Entwicklung des dynamischen Widerstands $R_{dyn}$ in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung $a_G$ – System „Grundsystem I“, $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ; Beton 2.....	292
Abbildung 5.32: Entwicklung des dynamischen Widerstands $R_{dyn}$ in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung $a_G$ – System „Grundsystem I“, $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$ ; Beton 2.....	293

Abbildung 5.33: Entwicklung des dynamischen Widerstands $R_{dyn}$ in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung $a_G$ – System „Grundsystem I“, $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ; reiner Schub; Beton 1 .....	294
Abbildung 5.34: Entwicklung des dynamischen Widerstands $R_{dyn}$ in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung $a_G$ – System „Grundsystem I“, $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$ ; reiner Schub; Beton 1 .....	295
Abbildung 5.35: Entwicklung des dynamischen Widerstands $R_{dyn}$ in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung $a_G$ – System „Grundsystem I“, $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$ ; Einfluss der Fließspannung (Masse wie bei $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ; Beton 1 .....	296
Abbildung 5.36: Entwicklung der effektiven Eigenfrequenz in Abhängigkeit von der Querverschiebung; Beton 2 .....	298
Abbildung 5.37: Entwicklung der äquivalenten viskosen Dämpfung; Linke Seite – Ergebnisse am System „Kragarm“; Rechte Seite – Ergebnisse am System „Grundsystem I“ .....	302
Abbildung 5.38: Entwicklung der Duktilität $\mu(u)$ bei anwachsender plastischer Verschiebung $u_{pl}$ am Beispiel Beton B1; .....	303
Abbildung 5.39: Entwicklung der Vergrößerungsfunktion $V_2$ auf Basis der Beschleunigungen, Beton B1, $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ .....	305
Abbildung 6.1: Weiterentwicklung der Versagensmodi nach (DIN EN 1992-4) .....	312
Abbildung 6.2: Äquivalente Dämpfung für eine Zweifachbefestigung .....	312
Abbildung 6.3: Versagensstelle an der Scherfuge; rechts: Lösungsvorschlag mit Hülsenmutter .....	313

# Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1: Funktionsfähigkeit von Befestigungsmitteln im Beton unter seismischer Belastung in Abhängigkeit von der Rissbreite nach (Balbuena, Gramaxo, & Kunz, 2011) .....	23
Tabelle 2.2: Werte von $q_a$ und $A_a$ für nichttragende Bauteile (DIN EN 1992-4-1, 2009) .....	36
Tabelle 2.3: Werte von $a_p$ und $R_p$ für nichttragende Bauteile „table 6.3-1“ (FEMA 450-1, 2003) identisch „table 13.5-1“ (ASCE, 2010) - Auszüge .....	38
Tabelle 2.4: Werte von $a_p$ und $R_p$ für nichttragende Bauteile „table 13.6-1“ (ASCE, 2010) – Auszug .....	39
Tabelle 2.5: Eingangsparameter für die Bemessung nach (DIN EN 1992-4-1, 2009) und (ASCE, 2013) .....	40
Tabelle 2.6: Nennwerte der Streckgrenze $f_{yb}$ bzw. $R_{p0,2}$ und $ReL$ und der Zugfestigkeit $f_{ub}$ bzw. $R_m$ von Schrauben (DIN EN 1993-1-8, 2010) .....	102
Tabelle 3.1: Zusammenhang zwischen Durchmesser und Schaftlänge .....	118
Tabelle 3.2: Ausgangswerte der analytischen Parameterstudie .....	138
Tabelle 3.3: Berechnung der effektiven Eigenfrequenzen .....	167
Tabelle 4.1: Mechanische Eigenschaften des Ausgangswerkstoffs .....	176
Tabelle 4.2: Zusammenfassung der zyklischen Versuche nach (ETAG 001 - Annex E, 2013).....	183
Tabelle 4.3: Versuchsprogramm und Anzahl mit den modifizierten Betonschrauben .....	194
Tabelle 4.4: Werte der maximalen Querlast bei reiner Schaftbiegung .....	196
Tabelle 4.5: Werte der maximalen Querlast bei reinem Abscheren .....	197
Tabelle 4.6: Horizontalverschiebungen der Versuche C2.4 in ausgewählten Zyklen .....	204
Tabelle 4.7: Auswertung der Hysteresen der Versuche C2.4 mit Langloch .....	206
Tabelle 4.8: Versuchsdurchführung zum Einfluss des Seileffekts .....	213
Tabelle 4.9: Geometrische Randbedingungen der Prototypen.....	219
Tabelle 4.10: Zusammenfassung der Messwerte der quasi-statischen Versuche C2.2 und C2.2b; $d_{Schaft} = 5,1$ mm .....	221

Tabelle 4.11: Ergebnisse der Versuche C2.4 MM-EQ12x100 .....	226
Tabelle 4.12: Zusammenstellung der geometrischen Werte der Schraubanker .....	231
Tabelle 4.13: Rückrechnung der Traglasten .....	232
Tabelle 4.14: Zusammenfassung der $k_J$ -Werte aller Zugversuche (bezogen auf $f_c$ = 25 N/mm <sup>2</sup> ) .....	233
Tabelle 4.15: Ergebnisse zur Studie der optimalen Geometrie des duktilen Schraubankers in Abhängigkeit der Längstragfähigkeit .....	235
Tabelle 4.16: Gemessene Tiefe des Betonausbruchs bzw. effektive Verankerungstiefe bei Ermittlung der Resttragfähigkeit C2.5 .....	246
Tabelle 5.1: Eingangsparameter der Studie Reibung .....	259
Tabelle 5.2: Eingangsparameter der Studie Verbund .....	261
Tabelle 5.3: Eingangsparameter der Studie Seileffekt .....	263
Tabelle 5.4: Eingangsparameter der Studie Plastizität und Lochspiel .....	265
Tabelle 5.5: Eingangsparameter der Studie Vorspannung .....	267
Tabelle 5.6: Eingangsparameter der Studie anwachsende Amplitude .....	269
Tabelle 5.7: Eingangsparameter am 2D-Modell .....	277
Tabelle 5.8: Ermittelte Verschiebungen und Beschleunigungen in der Parameterstudie .....	280
Tabelle 5.9: Theoretischer Abscherwiderstand $F_{vpl}$ der Prototypen mit $d_{Schaft} = 5,1 \text{ mm}$ .....	298
Tabelle 5.10: Verhaltensbeiwert $q_a^{MM-EQ}$ des Prototyps mit $d_{Schaft} = 5,1 \text{ mm}$ für Beton B1 .....	299
Tabelle 5.11: Verhaltensbeiwert $q_a^{MM-EQ}$ des Prototyps mit $d_{Schaft} = 5,1 \text{ mm}$ für Beton B2 .....	299
Tabelle 5.12: Verhaltensbeiwert $q_a^{MM-EQ}$ des Prototyps mit $d_{Schaft} = 5,1 \text{ mm}$ für reinen Schub .....	300
Tabelle 5.13: Verhaltensbeiwert $q_a^{MM-EQ}$ des Prototyps mit $d_{Schaft} = 5,1 \text{ mm}$ ; Studie: Einfluss der Fließspannung .....	300

# Abkürzungs- und Symbolverzeichnis

## Lateinische Zeichen

$a$	Bezogene Breite des Biegespalts	[-]
$A$	Fläche	[m <sup>2</sup> ]
$A_a$	Amplifikationsbeiwert zur Berücksichtigung der Resonanzstellen zwischen Anbauteil und Bauwerk	[-]
$A_{a/h}$	Gesamtamplifikation aus Befestigungsstelle und Frequenzverhältnis	[-]
$a_{abs}$	Absolutbeschleunigung	[m/s <sup>2</sup> ]
$a_{d,eq}$	Äquivalente Dämpfungsbeschleunigung	[m/s <sup>2</sup> ]
$a_{el}$	Beschleunigung am elastischen System mit geometrischer Nichtlinearität unter dynamischen Verhältnissen	[m/s <sup>2</sup> ]
$a_G$	Bodenbeschleunigung	[m/s <sup>2</sup> ]
$a_{G,a}$	Amplifizierte Bodenbeschleunigung	[m/s <sup>2</sup> ]
$A_h$	Amplifikationsbeiwert zur Berücksichtigung der Einbaustelle	[-]
$a_p$	Vergrößerungsfaktor des Bauteils nach (ASCE, 2010)	[-]
$a_{pl}$	Beschleunigung am plastischen System mit geometrischer Nichtlinearität unter dynamischen Verhältnissen	[m/s <sup>2</sup> ]
$a_{rel}$	Relativbeschleunigung	[m/s <sup>2</sup> ]
$a_{rel,As}$	Relativbeschleunigung beim Schwingen im Biegespalt	[m/s <sup>2</sup> ]
$A_s$	Spannungsquerschnitt im Schaft	[mm <sup>2</sup> ]
$a_{uR}$	Beschleunigung bei Erreichen der Kraft $F_{uR}$	[m/s <sup>2</sup> ]
$a_{Vpl}$	Beschleunigung bei Erreichen des Scherwiderstands	[m/s <sup>2</sup> ]
$b$	Bezogene Länge des Biegeschafts	[-]
$CV$	Variationskoeffizient	[-]
$d$	Durchmesser	[mm]
$d$	Viskose Dämpfung	[kg/s]
$d_{eq}$	Äquivalente viskose Dämpfung	[kg/s]
$D$	Lehr'sches Dämpfungsmaß	[-]
$d_o$	Bohrlochdurchmesser	[mm]
$d_{Schaft}$	Durchmesser des Biegeschafts	[mm]
$E$	Elastizitätsmodul	[N/m <sup>2</sup> ]
$E_{cm}$	Mittleres Elastizitätsmodul des Betons	[N/m <sup>2</sup> ]
$E_d$	Dämpfungsarbeit	[kg m <sup>2</sup> /s]

$f$	Frequenz	[Hz]
$F$	Kraft	[N]
$F_a$	Ersatzkraft für die Bemessung von nichttragenden Bauteilen bei seismischer Belastung nach (DIN EN 1998-1, 2010)	[N]
$F_{ax,Rk}$	Herausziehtragfähigkeit einer stiftförmigen Verbindung im Holzbau	[N]
$f_{ck}$	Betonwürfeldruckfestigkeit	[N/m <sup>2</sup> ]
$F_d$	Dämpfungskraft	[N]
$F_{d,eq}$	Dämpfungskraft infolge der äquivalenten viskosen Dämpfung	[N]
$F_E$	Erregerkraft	[N]
$f_E$	Eigenfrequenz	[Hz]
$F_{el}$	Wirkende Kraft bei elastischer Rechnung	[N]
$F_{eq}$	Seismische Kraft nach (DIN CEN/TS 1992-4-4, 2009)	[N]
$F_k$	Feder-Rückstellkraft	[N]
$F_{Mpl}$	Kraft bei Erreichen des plastischen Moments	[N]
$F_{My}$	Kraft bei Erreichen des elastischen Moments	[N]
$F_p$	Ersatzkraft für die Bemessung von nichttragenden Bauteilen bei seismischer Belastung nach (ASCE, 2010)	[N]
$F_{p,C}$	Vorspannkraft einer Stahlschraube	[N]
$F_{pl}$	Kraft bei Erreichen des Scherwiderstands	[N]
$F_T$	Kraft in der Feder zur Modellierung des Verbunds bei Erreichen des Fließpunkts	[N]
$F_{t,Rd}$	Zugfestigkeit einer Stahlschraube	[N]
$f_u$	Zugfestigkeit des Stahls	[N/m <sup>2</sup> ]
$f_u$	Zugfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ub,b}$	Zugfestigkeit einer Stahlschraube	[N/mm <sup>2</sup> ]
$F_{ult}$	Maximallast	[N]
$F_{uR}$	Querkraft bei Erreichen von Betonausbrüchen	[N]
$F_{V,Rd}$	Scherwiderstand einer Stahlschraube	[N]
$F_{v,Rk}$	Aufnehmbare Querlast einer stiftförmigen Verbindung im Holzbau	[N]
$f_y$	Fließspannung des Stahls	[N/m <sup>2</sup> ]
$F_y$	Einwirkende Kraft bei Erreichen der Fließgrenze	[N]
$f_{y,red}$	Reduzierte Fließspannung	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{yb}$	Streckgrenze einer Stahlschraube	[N/mm <sup>2</sup> ]
$g$	Erdanziehung	[m/s <sup>2</sup> ]
$h_{ef}$	Wirksame Verankerungstiefe	[mm]
$h_{Gew}$	Schafllänge mit Gewinde	[mm]

$h_{nom}$	Einschraubtiefe in den Beton	[mm]
$h_s$	Länge der Zusatzspitze ohne Gewinde	[mm]
$h_t$	Abstand der Gewindeflanken	[mm]
$I$	Flächenträgheitsmoment	[m <sup>4</sup> ]
$k$	Steifigkeit	[N/m]
$k_I$	Beiwert zur Berücksichtigung des Ankergrunds	[-]
$k_{eff}$	Effektive Steifigkeit	[N/m]
$k_i$	Elastische Steifigkeit	[N/m]
$k_T$	Steifigkeit der Feder zur Modellierung des Verbunds	[N/m]
$l$	Länge	[mm]
$L$	Einflusslänge der Kontaktpressungen in den Betonkörper	[mm]
$l_a$	Hebelarm des Moments bei Abstandsmontage	[mm]
$l_{Schaft}$	Länge des Biegeschafts	[m]
$m$	Masse	[kg]
$M$	Moment	[Nm]
$M_{Ed}$	Einwirkende Momentenbeanspruchung	[Nm]
$M_{el,gr}$	Elastisches Grenzmoment	[Nm]
$M_{pl}$	Plastisches Moment	[Nm]
$M_{Rd}$	Aufnehmbares Moment	[Nm]
$M_{u,}$	Aufnehmbares Moment bei Querlast mit Hebelarm	[Nm]
$M_y$	Fließmoment	[Nm]
$N$	Anzahl an ertragbaren Lastwechseln	[-]
$n$	Anzahl an einwirkenden Lastwechseln	[-]
	Anzahl an Zyklen	[-]
$N$	Normalkraft	[N]
$N_{Ed}$	Einwirkende Normalkraft	[N]
$N_{eq}$	Maximale Normalkraft während den in den Versuchen C1.2	[N]
$N_{max}$	Maximale Normalkraft während den in den Versuchen C2.3	[N]
$N_{pl}$	Plastische Normalkraft	[N]
$N_{R,um}$	Mittlere Resttragfähigkeit	[N]
$N_{Rd}$	Normalkraftwiderstand	[N]
$N_{Rk,c}$	Charakteristischer Wert der Zugtragfähigkeit (Betonausbruch)	[N]
$N_{Rk,p}$	Charakteristischer Wert der Zugtragfähigkeit (Herausziehen)	[N]
$N_{Rk,s}$	Charakteristischer Wert der Zugtragfähigkeit (Stahlversagen)	[N]
$N_{u,s}^0$	Charakteristischer Wert der Zugtragfähigkeit (Stahlversagen)	[N]
$N_{w2}$	Maximale Normalkraft während den Zyklen in den Versuchen C2.5	[N]

$q$	Verhaltensbeiwert	[-]
$q_a$	Verhaltensbeiwert eines nichttragenden Bauteils	[-]
$q_a^{MM-EQ}$	Verhaltensbeiwert des duktilen Schraubankers mit $d_{Schaft} = 5,1$ mm	[-]
$r$	Radius	[m]
	Beiwert zur Berücksichtigung von gerissenem und ungerissenem Beton	[-]
$R_{dyn}$	Dynamischer Widerstand	[N]
$R_m$	Zugfestigkeit von Stahl	[N/m <sup>2</sup> ]
$R_p$	Antwort-Modifikationsfaktor des Bauteils	[-]
$R_{p,0,2}$	Streckgrenze von Stahl	[N/m <sup>2</sup> ]
$S$	Statisches Moment	[N/m]
$S_a$	Spektralwert der Verschiebung	[m/s <sup>2</sup> ]
$S_d$	Spektralwert der Verschiebung	[mm]
$S_V$	Spektralwert der Verschiebung	[m/s]
$t$	Dicke des Bauteils	[mm]
	Zeit	[s]
$T$	Temperatur	[°C]
$t_{fix}$	Dicke des Anbauteils	[m]
$T_{inst}$	Montage-Anzieh-Drehmoment eines Befestigungsmittels	[Nm]
$u$	Verschiebung	[mm]
$u_{dyn}$	Verschiebung am elastischen System ohne geometrische Nichtlinearität unter dynamischen Verhältnissen	[mm]
$u_{el}$	Elastische Verschiebung	[mm]
$u_{el}$	Verschiebung am elastischen System mit geometrischer Nichtlinearität unter dynamischen Verhältnissen	[mm]
$u_{el,gr}$	Elastische Grenzverschiebung	[mm]
$u_{ges}$	Gesamtverschiebung	[mm]
$u_H$	Horizontalverschiebung	[mm]
$u_{H,u}$	Messwert der maximalen Horizontalverschiebung	[mm]
$u_{H,y}$	Messwert der Horizontalverschiebung bei Erreichen des plastischen Moments	[mm]
$u_L$	Verschiebung in Längsrichtung des Befestigungsmittels	[mm]
$u_{max}$	Maximale Verschiebung in den Zyklen	[mm]
$u_{Mpl}$	Verschiebung bei Erreichen des plastischen Moments	[mm]
$u_{pl}$	Plastische Verschiebung	[mm]
$u_{pl}$	Verschiebung am plastischen System mit geometrischer Nichtlinearität unter dynamischen Verhältnissen	[mm]

$u_{stat}$	Verschiebung am elastischen System ohne geometrische Nichtlinearität unter statischen Verhältnissen	[mm]
$u_{ult}$	Maximalverschiebung	[mm]
$u_{y0}$	Fließverschiebung	[mm]
$\bar{u}$	Amplitude der Verschiebung	[mm]
$V$	Querkraft	[N]
$V_2$	Vergrößerungsfunktion	[-]
$V_{Ed}$	Einwirkende Querkraft	[N]
$V_{max}$	Maximale Querkraft in den Zyklen	[N]
$V_{pl}$	Plastische Querkraft	[N]
$V_{Rd}$	Querkraftwiderstand	[N]
$V_{Rk,c}$	Charakteristischer Wert der Quertragfähigkeit (Betonkantenbruch)	[N]
$V_{Rk,s}$	Charakteristischer Wert der Quertragfähigkeit (Stahlversagen)	[N]
$V_{Rk,cp}$	Charakteristischer Wert der Quertragfähigkeit (Rückwärtiger Betonausbruch)	[N]
$V_u$	Messwert des Scherwiderstands	[N]
$V_y$	Messwert der Kraft bei Erreichen des plastischen Moments	[N]
$W_{pl}$	Plastisches Widerstandsmoment	[N/m <sup>3</sup> ]
$W_y$	Elastisches Widerstandsmoment	[N/m <sup>3</sup> ]
$x$	Weg / Koordinatenrichtung	[mm]
$x_{G,0}$	Amplitude der Bodenbeschleunigung	[mm]
$\bar{x}$	Realtivverschiebung	[mm]
$x_G$	Absolutbodenverschiebung	[mm]
$\Delta F_{ax,Rk}$	Zusätzlicher Herauszieh Widerstand durch den Seileffekt	[N]
$\Delta R$	Reibungskraft infolge der Feder-Rückstellkraft	[N]
$\Delta S$	Breite des Biegespalts	[mm]
$\Delta w$	Rissbreite	[mm]

### Griechische Zeichen

$\alpha$	Massenabhängiger Anteil der Rayleigh-Dämpfung Winkel	[-] [rad] / [°]
$\alpha_M$	Beiwert zur Berücksichtigung des Einspanngrads	[-]
$\alpha_{pl}$	Plastische Systemreserve	[-]
$\beta$	Steifigkeitsabhängiger Anteil der Rayleigh-Dämpfung	[-]
$\delta_{EB}$	Beiwert zur Abminderung der äquivalenten viskosen Dämpfung	[-]

$\Delta\theta_{fis}$	Lochspiel im Anbauteil	[m]
$\varepsilon$	Dehnung	[-]
$\varepsilon_M$	Dehnung infolge Momenteneinwirkung	[-]
$\varepsilon_N$	Dehnung infolge Normalkrafteinwirkung	[-]
$\varepsilon_u$	Maximale Dehnung	[-]
$\varepsilon_y$	Fließdehnung	[-]
$\bar{\varepsilon}$	Wahre Dehnung	[-]
$\zeta$	Fortschreitende Plastifizierung	[-]
$\eta$	Dämpfungs Korrekturbeiwert	[-]
	Abstimmverhältnis	[-]
$\eta_M$	Ausnutzungsgrad der Momententragfähigkeit	[-]
$\eta_N$	Ausnutzungsgrad der Querkrafttragfähigkeit	[-]
$\eta_V$	Ausnutzungsgrad der Normalkrafttragfähigkeit	[-]
$\theta$	Rotationswinkel	[rad] / [°]
$\theta_{max}$	Maximaler Rotationswinkel	[rad] / [°]
$\kappa$	Krümmung	[1/m]
$\kappa_{el,gr}$	Elastische Grenzkrümmung	[1/m]
$\kappa_{pl}$	Plastische Krümmung	[1/m]
$\kappa_y$	Fließkrümmung	[1/m]
$\lambda$	Korrekturbeiwert zur Berechnung der äquivalenten viskosen Dämpfung	[-]
$\mu$	Duktilität	[-]
$\mu(a)$	Duktilität auf Basis der Beschleunigungen aus den numerischen Berechnungen	[-]
$\mu(k)$	Duktilität auf Basis der Steifigkeiten aus den numerischen Berechnungen	[-]
$\mu(u)$	Duktilität auf Basis der Verschiebungen aus den numerischen Berechnungen	[-]
$\mu_{kum}$	Kumulative Duktilität	[-]
$\mu_R$	Reibbeiwert	[-]

$\mu_{As}$	Duktilität im Biegespalt bei reiner Schraubenbiegung	[-]
$\zeta$	Dämpfungsmaß	[-]
$\zeta_{el}$	Elastische Dämpfung	[-]
$\zeta_{eq}$	Äquivalente viskose Dämpfung	[-]
$\zeta_{eq,EB}$	Äquivalente viskose Beschleunigung bei Erdbebenanregung	[-]
$\zeta_{eq,harm}$	Äquivalente viskose Beschleunigung bei Resonanzanregung	[-]
$\zeta_{hyst}$	Hysteretische Dämpfung	[-]
$\zeta_{hyst,com}$	Hysteretische Dämpfung eines herkömmlichen Befestigungsmittels	[-]
$\zeta_{hyst,max}$	Maximale hysteretische Dämpfung eines Befestigungsmittels	[-]
$\rho$	Beiwert zur Berücksichtigung der Abminderung der Fließgrenze bei gleichzeitiger Querlastbeanspruchung	[-]
$\sigma$	Spannung	[N/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_c$	Betonspannung	[N/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_v$	Vergleichsspannung	[N/m <sup>2</sup> ]
$\bar{\sigma}$	Wahre Spannung	[N/m <sup>2</sup> ]
$\tau_{Ed}$	Einwirkende Schubspannung	[N/m <sup>2</sup> ]
$\omega$	Kreisfrequenz	[rad]
$\Omega$	Erregerkreisfrequenz	[rad]
$\omega_E$	Eigenkreisfrequenz	[rad]

### Sonstige Zeichen

$\varnothing_{cut}$	Schneidendurchmesser des Bohrers	[mm]
$\varnothing_{fix}$	Durchgangslöcher im Anbauteil	[mm]



# Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie des KIT.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski danke ich für die Übernahme des Hauptreferats und für seine Betreuung während der Promotion. Bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Thomas Ummerhofer bedanke ich mich für die Übernahme des Korreferats und die anregenden Diskussionen. Den Herren Prof. Dr.-Ing. habil. Werner Wagner, Herrn Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. Werner Fuchs möchte ich meinen Dank für die Mitarbeit in meiner Promotionskommission aussprechen. Besonderer Dank gebührt Herrn Prof. Dr.-Ing. Werner Fuchs für sein großes Interesse und seine guten Ratschläge.

Insbesondere bedanke ich mich bei den ehemaligen Kollegen des Instituts für das äußerst angenehme und kollegiale Arbeitsklima und die fachlichen sowie weniger fachlichen Diskussionen. Hier möchte ich mich vor allem bei Herrn Dr.-Ing. Georgios Maltidis, Herrn Dipl.-Ing. Bernhard Walendy, Herrn Dipl.-Ing. Roman Sedlmair und Frau M.Sc. Mareike Kohm herzlich für den Gedankenaustausch und die Hilfsbereitschaft bedanken.

Ein großer Dank geht an Frau M.Sc. Juliane Gözl für die sprachlichen und fachlichen Ratschläge und das Anfertigen zahlreicher Abbildungen.

Weiterhin danke ich allen Mitarbeitern der Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (MPA) der mechanischen Werkstatt und messtechnischen Abteilung für die Umsetzung der experimentellen Untersuchungen. Allen voran bedanke ich mich bei Herrn Joachim Lehmann, Herrn Stefan Killinger, Herrn Dipl.-Ing. Lutz Gerlach und Herrn Dr.-Ing. Vladislav Kvitsel für die Planung und Realisierung der Versuchsaufbauten. Zudem gilt mein Dank den Herren Ramon Prestel und Helmut Schlager für die Durchführung der zahlreichen Versuche.

Für die gute Zusammenarbeit, die anregenden Diskussionen und das Vertrauen bedanke ich mich bei Herrn Dipl.-Ing. Ulrich Hettich und Herrn Dipl.-Ing. Andreas Heck der Firma HECO Schrauben GmbH & Co KG.

Sehr herzlich bedanke ich mich bei meiner Freundin Julia, die mich stets mit viel Verständnis und noch mehr Geduld unterstützte. Schließlich danke ich ganz besonders meinen Eltern Rosemarie und Norbert, die mir das Studium ermöglichten und damit den Grundstein für diese Arbeit legten. Durch ihren Rückhalt und ihre Unterstützung haben sie entscheidend am Gelingen meiner Promotion beigetragen.



# 1 Motivation

## 1.1 Problemstellung

Erdbeben sind seit jeher eine große Bedrohung für die Menschheit und die von ihnen errichteten Gebäude. Allein in Europa können Erdbeben Horizontalbeschleunigungen bis zur Hälfte der Erdanziehung ( $0,5 \cdot g$ ) zur Folge haben, siehe Abbildung 1.1. Auf diese extremen Belastungen waren traditionell entworfene Gebäude nicht ausgelegt. Mit dem Verständnis des Natureignisses im Laufe des letzten Jahrhunderts, bildete sich eine eigene Disziplin heraus, das Erbebeningenieurwesen, dessen Erkenntnisse in anderen Ingenieurdisziplinen übernommen wurden.

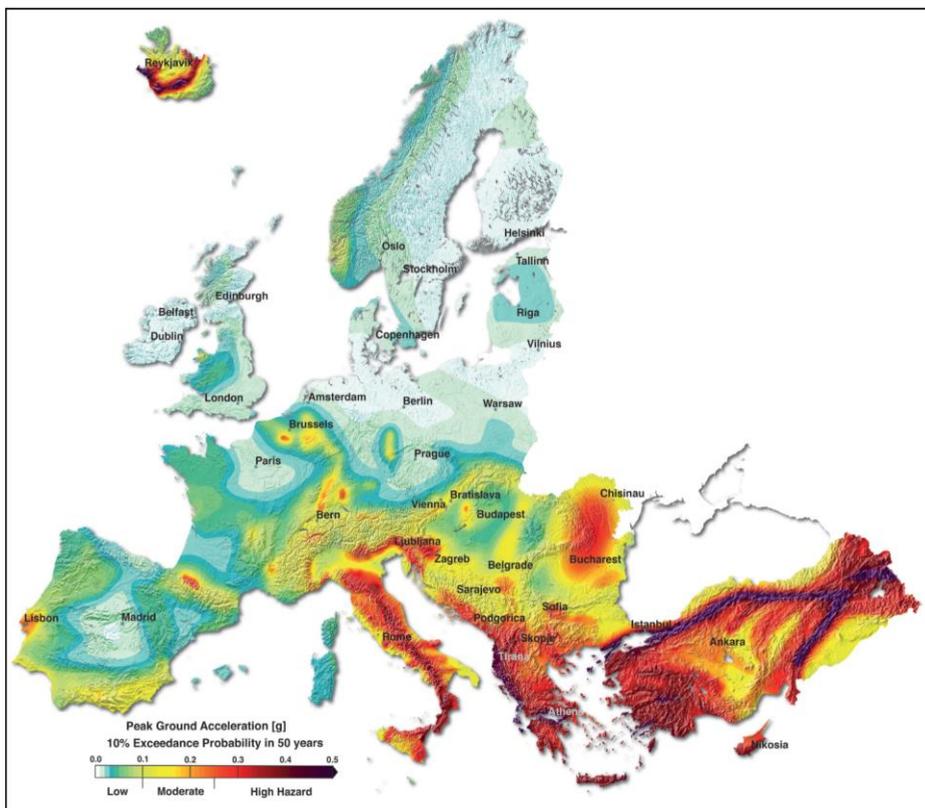


Abbildung 1.1: Kartiertes Erdbebenrisiko für Europa 10%-Wahrscheinlichkeitsüberschreitung in 50 Jahren (Giardini, Wössner, & Danciu, 2014)

Im Bereich des Bauingenieurwesens war von nun an das Ziel, bauliche Anlagen erdbebensicher zu konstruieren. Man erkannte schnell, dass sehr steife Tragsysteme, welche den auftretenden Kräften hohe Widerstände entgegenstellen können, weniger gut geeignet sind, als weichere Tragsysteme, die ein hohes Maß an (plastischen) Verschiebungen zulassen. Die plastischen Verformungen führen zu einer sogenannten Dissipation der eingetragenen Erdbebenenergie. In diesem Fall beschreibt sie die teilweise Umwandlung oder Zerstreung der durch das Erdbeben eingebrachten Bewegungsenergie in andere Energieformen (z.B. Wärme durch innere Reibung und Schall). Um diesen Mechanismus zu aktivieren, ist das Gebäude für den Erdbebenlastfall duktil zu bemessen. Das Vorgehen wurde bald normativ verankert und es gibt seither viele Forschungsarbeiten auf diesem Gebiet.

Aber nicht nur der Tragverlust des Gebäudes an sich stellt eine Gefahr für Menschen dar, sondern auch das Versagen von Befestigungen und nichttragenden Bauteilen im Inneren der Gebäude. Abgesehen von verheerenden Erdbeben mit unmittelbaren Schäden für Menschen und Gebäude, können bei sämtlichen Erdbeben auch menschliche und wirtschaftliche Folgeschäden eintreten, wenn entweder die Nutzung von Einrichtungen des Katastrophenschutzes, Krankenhäusern oder von Bürogebäuden und industriellen Anlagen nicht mehr möglich ist. Da der Anteil an Kapitalanlagen von nichttragenden Bauteilen und Einrichtungen gemessen an den Gesamtanlagen in Firmen, Hotels und Krankenhäusern bis zu 92 % (siehe Abbildung 1.2) betragen kann (Miranda & Taghavi, 2003), gilt es auch aus wirtschaftlichem Interesse deren Versagen zu verhindern.

Anwendungsfälle von Befestigungen nichttragender Bauteile in Stahlbeton sind beispielhaft in Abbildung 1.3 dargestellt.

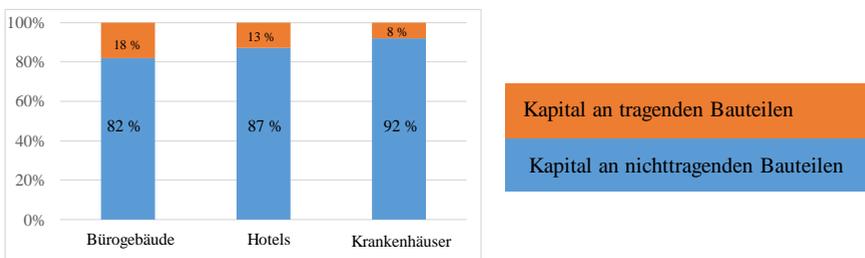


Abbildung 1.2: Kapitalverteilung an maßgebenden Gebäuden getrennt nach tragenden und nichttragenden Bauteilen nach (Miranda & Taghavi, 2003)

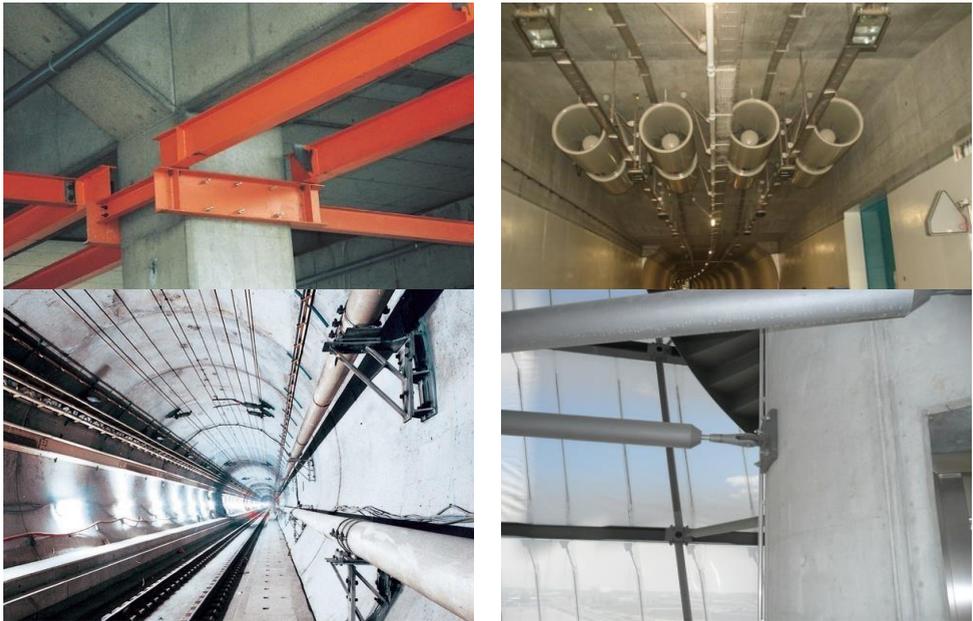


Abbildung 1.3: Einsatzmöglichkeiten von Befestigungsmitteln zur Montage von nichttragenden Bauteilen (Fockenbergs & Cardinal, 2011)

Mit der Entwicklung der Befestigungstechnik im Stahlbetonbau wurden die Grundlagen geschaffen, immer höhere Lasten in Gebäuden zu montieren. Es wurde bald erkannt, dass es auch einer speziellen Bemessung im Erdbebenlastfall bedarf. Die Wirkungskette der Belastung von nichttragenden Bauteilen in einem Gebäude, das von einem Erdbeben beansprucht wird, ist in Abbildung 1.4 dargestellt. Durch die Bodenbeschleunigung wird das Gebäude dynamisch angeregt, sodass die einzelnen Stockwerke, in denen die nichttragenden Bauteile befestigt sind, Beschleunigungs-Zeitverläufen unterworfen sind. Diese Verläufe wirken wiederum als Fußpunkterregungen für nichttragende Bauteile. Um die einwirkenden Kräfte auf Befestigungen sicher in das Bauwerk abtragen zu können, müssen die Bauteile mit zuverlässigen Befestigungsmitteln befestigt werden.

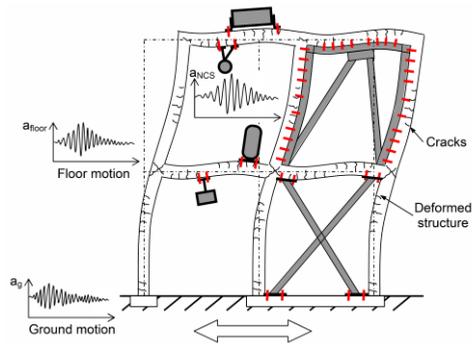


Abbildung 1.4: Wirkungskette eines Gebäudes mit Befestigungen unter Erdbebenbelastung (Mahrenholtz, 2012)

Sind die Befestigungen bzw. deren Befestigungsmittel nicht ausreichend tragfähig bemessen, werden Versagensbilder wie beispielsweise in Abbildung 1.5 dargestellt unabwendbar.

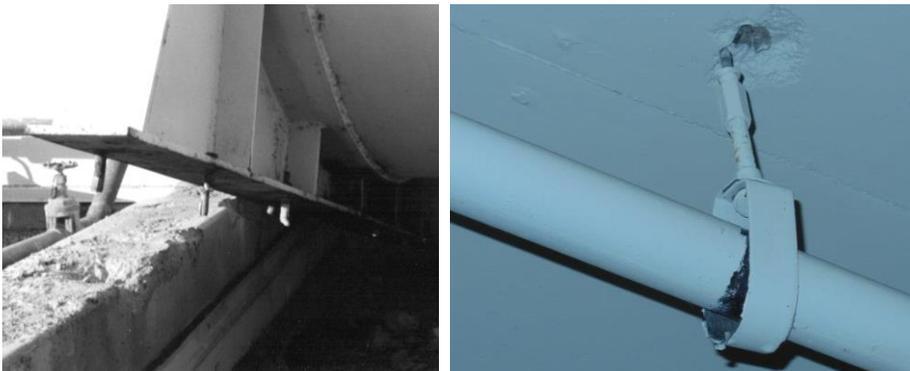
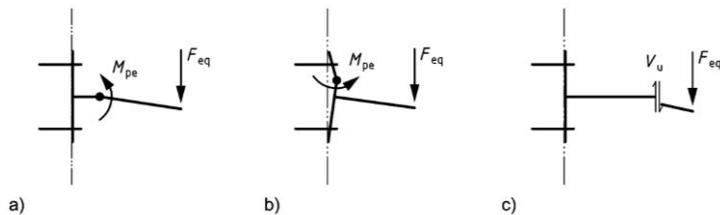


Abbildung 1.5: Versagensbilder von Befestigungsmitteln während eines Erdbebens; links: Spreizdübel bei einem Tankbehälter (Gillengerten, 2001); rechts: Befestigung einer Rohrleitung (Phipps, 2014)

Mit der Einführung des Anhangs E der ETAG 001, (ETAG 001 - Annex E, 2013), wurde die Grundlage zur Prüfung von metallischen Befestigungsmitteln in Beton im Erdbebenlastfall für Europa geschaffen. Damit war ein einheitliches Vorgehen zur experimentellen Ermittlung der aufnehmbaren Kräfte von Befestigungsmitteln für den Lastfall Erdbeben festgelegt worden. Die Einwirkungen von Befestigungsmitteln von nichttragenden Bauteilen dagegen, sind nach (DIN EN 1998-1, 2010) oder (DIN EN 1992-4-1, 2009) zu bestimmen. Dabei können, entsprechend dem Stand der Forschung im Erdbebeningenieurwesen, die vereinfacht ermittelten Einwirkungen mit dem sog. Verhaltensbeiwert abgemindert werden. Er beschreibt die Fähigkeit des Bauteils, Energie (hier im Sinne von

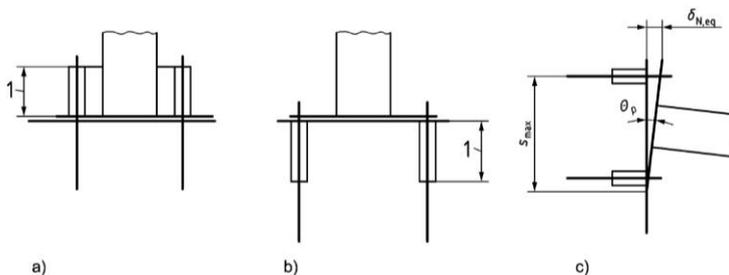
Kräften) über plastische Verformungen zu dissipieren. Er ist in den genannten Regelwerken für eine Vielzahl von Anbauteilen, nicht aber in Abhängigkeit von den Befestigungsmitteln, gegeben. Den Auswirkungen der plastischen Verformungen der Befestigungsmittel, deren Duktilität, wird also bisher kaum Rechnung getragen, geschweige denn deren Anteil an energiedissipierender Wirkung in Ansatz gebracht. Auch normativ ist die Nutzung plastischer Tragreserven nur eingeschränkt zugelassen. In Abbildung 1.6 sind die Bemessungskriterien von Befestigungen unter Querlast infolge Erdbebenbeanspruchung nach (DIN CEN/TS 1992-4-4, 2009) dargestellt. In den drei Versagensfällen ist kein Plastifizieren der Befestigungsmittel erlaubt, sondern nur im befestigten Bauteil oder in der Grundplatte.



#### Legende

- a) Fließgelenk im befestigten Bauteil
- b) Fließgelenk in der Grundplatte
- c) Tragfähigkeit des befestigten Bauteils

Abbildung 1.6: Bemessungskriterien von Befestigungen unter Erdbebenbeanspruchung nach (DIN CEN/TS 1992-4-4, 2009)



#### Legende

- 1 Dehnlänge
- a) Darstellung der Dehnlänge – Verankerungsblock
- b) Darstellung der Dehnlänge – Hüslenlänge oder verbundfreie Länge
- c) Verschiebungen und Drehungen der Befestigung

Abbildung 1.7: Zulässige Verformungen von Befestigungen unter Erdbebenbeanspruchung nach (DIN CEN/TS 1992-4-4, 2009)

Werden aber Befestigungsmittel eingesetzt, welche nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) für die Kategorie C2 (siehe Kapitel 4.2) zugelassen sind und durch Zuglasten beansprucht werden, können sie als „duktil“ im Sinne der Befestigungstechnik im Betonbau betrachtet werden. In diesem Zusammenhang wird die Duktilität vorrangig als Synonym für ausreichende Verformungsfähigkeit, Robustheit und Widerstand bei zyklischer Belastung definiert und nur untergeordnet als Maß der Energiedissipation infolge großer Verformungsfähigkeit angesehen, wie es im Erdbebeningenieurwesen der Fall ist (siehe auch Kapitel 2.6.1.1). Dennoch kann das duktile Verhalten von Befestigungsmitteln unter Zugbeanspruchung zur Energiedissipation genutzt werden, sofern dieses über die Einhaltung der Anforderungen an deren Werkstoffeigenschaften entsprechend (DIN EN 1992-4, 2013) und die konstruktive Durchbildung und die Verformungsfigur der Befestigung entsprechend Abbildung 1.7 nachgewiesen bzw. umgesetzt wurde. Die Anwendung einer solchen duktilen Befestigung kommt bisher nur bei Stützen-Fundament-Verbindungen zum Einsatz, wie z.B. in (Soules, Bachman, & Silva, 2010) und (Trautner, Hutchinson, Grosser, & Silva, 2017). Beide Verbindungen basieren auf demselben Prinzip, welches in Abbildung 1.8 dargestellt ist.

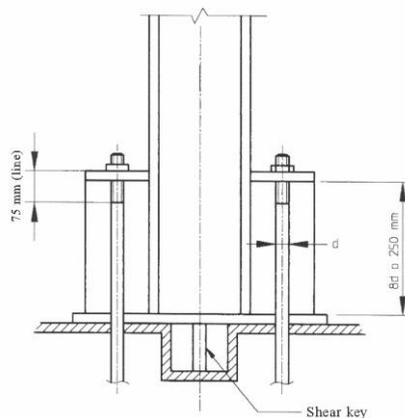


Abbildung 1.8: Prinzipskizze einer Stützen-Fundament-Verbindung mit duktilen Befestigungsmitteln nach (Soules, Bachman, & Silva, 2010)

Die Verbindung der Stahlstützen mit dem Fundament erfolgt dabei über Befestigungsmittel mit sehr großen Schaftlängen. Bei Verdrehung des Stützenfußes (siehe Abbildung 1.9 – rechte Seite) soll dieser Dehnschaft des Befestigungsmittels (siehe Abbildung 1.9 – linke Seite, dort mit „*region of plastic deformation*“ gekennzeichnet) auf der Zugseite gezielt plastifizieren und dadurch die eingebrachte Energie dissipieren. Um den Dehnschaft mit möglichst großer Länge ausbilden zu können und damit große plastische Verformungen zu erreichen, werden die Befestigungsmittel nach (Soules, Bachman, &

Silva, 2010) aus dem Fundament heraus bis zu 250 mm über den Stützenanschnitt hinausgeführt. Ermöglicht wird dies über zusätzlich an den Seitenflächen der Stützen befestigte Abstandsprofile.

Große Schaftlängen sind die Voraussetzung für die Wirksamkeit des Prinzips, da nur so eine ausreichende Duktilität im Befestigungsmittel entwickelt werden kann. Dies ist wiederum ein Nachteil für die Anwendbarkeit des Verfahrens, da große Verankerungslängen und damit auch hohe Bauteile notwendig sind. Können diese Randbedingungen eingehalten werden, ist es möglich, das duktile Tragverhalten von Befestigungsmitteln bei Zugbeanspruchung auszunutzen.

Widmet man sich dagegen dem Tragverhalten von Befestigungsmitteln unter Querlastbeanspruchung, stellt man schnell fest, dass den damit einhergehenden Plastifizierungen keine Rechnung getragen wird. Dies steht im Widerspruch zum allgemeinen Vorgehen im Erdbebeningenieurwesen, wie zu Beginn ausgeführt wurde. Gründe hierfür sind zum einen, dass für Befestigungsmittel im Stahlbetonbau eine konkrete Definition der Duktilität nicht vorliegt und zum anderen, dass es bisher kein Produkt auf dem Markt gibt, dessen Tragwirkung im Erdbebenlastfall auf die Duktilität in Querrichtung abzielt.

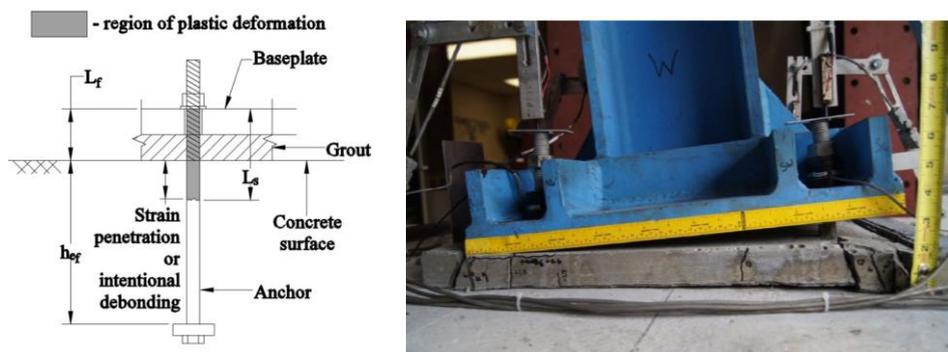


Abbildung 1.9: Details einer Stützen-Fundament-Verbindung mit duktilen Befestigungsmitteln nach (Trautner, Hutchinson, Grosser, & Silva, 2017); links: Skizze eines duktilen Befestigungsmittels; rechts: Zugbeanspruchung des Befestigungsmittels infolge Verdrehung des Stützenfußes

Ziel dieser Arbeit ist es, das zyklische Tragverhalten von Befestigungsmitteln (vorrangig von Betonschrauben) zu untersuchen und die damit einhergehende Duktilität zu beurteilen. Hierbei steht das Tragverhalten in Querrichtung und dessen Duktilität im Vordergrund. Zudem soll aus den gewonnenen Erkenntnissen ein duktiles Befestigungsmittel für den Einsatz im Erbebenlastfall entwickelt werden. Die Entwicklung baut auf den erteilten Patenten des KIT und der Firma HECO-Schrauben GmbH und KO & KG auf (siehe

Abbildung 1.10). Mit diesen Ankern soll die Duktilität in Querrichtung gezielt in Ansatz gebracht werden, um damit einwirkende Energie zu dissipieren.

Dies soll über die geometrische Gestaltung in Verbindung mit einer geeigneten Werkstoffauswahl verwirklicht werden. Übliche Befestigungsmittel im Betonbau zielen auf einen umfassenden Kontakt zwischen Befestigungsmittel und Beton ab. Dadurch wird die Verschiebekapazität in Querrichtung zur Längsachse des Schraubenschafts sehr stark begrenzt. Erst durch Abplatzungen des Betons am Bohrloch bei hohen Querlasten bzw. den damit einhergehenden Kontaktpressungen zwischen Befestigungsmittel und Bohrloch, kann sich das Befestigungsmittel in Querrichtung markant verschieben. Dadurch wird letztlich dessen Duktilität geweckt. Da dieser Mechanismus willkürlich und begrenzt ist, ist der Leitgedanke des duktilen Schraubankers, die vorhandene Duktilität kontrolliert hervorzurufen, indem ein freier Schaft geschaffen wird, der sich im Bohrloch ungehindert plastisch verformen kann. Der freie Schaftbereich wird über eine Verjüngung des Schafts vom Ankerelement hin zum Ankerkopf realisiert (siehe Abbildung 1.10).

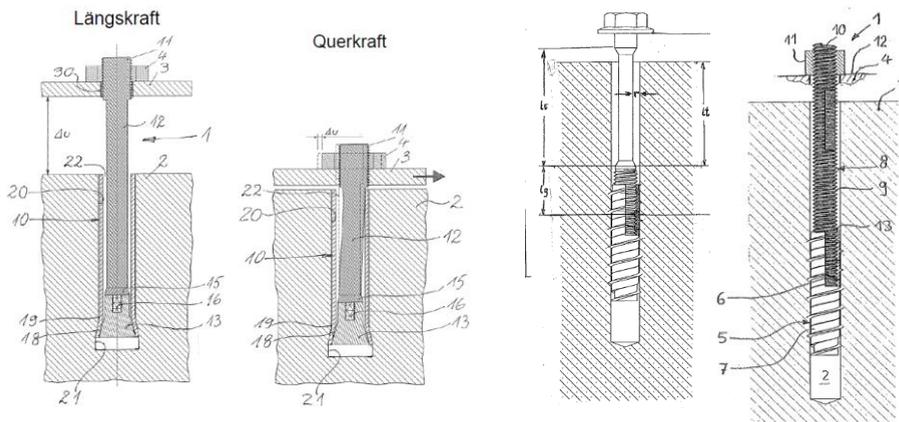


Abbildung 1.10: Patentanmeldungen duktiler Befestigungsmittel in Beton; Links: Patent DE102011012955A1 des KIT; Rechts: Patente DE102013104478.6 und DE102013104482.4 von HECO-Schrauben GmbH & KO KG

Darüber hinaus ermöglicht der Anker, den wirtschaftlichen Schaden bei Betriebserdbeben zu minimieren. Bei diesen Erdbeben erfahren Gebäude bzw. die Befestigungsmittel nur geringe Erdbebenlasten. Bei herkömmlichen Befestigungsmitteln entstehen, deren Tragmechanismus geschuldet, auch bei geringen Lasten Betonausbrüche und –abplatzungen. Der duktile Schraubanker dagegen, vermag es diese eingetragene Energie nur durch das Plastifizieren im Spalt zu dissipieren, sodass der umliegende Beton nicht beschädigt wird.

Die Instandsetzungskosten nach solch einem Erdbeben wären demnach geringer als mit herkömmlichen Befestigungsmitteln. In diesem Zusammenhang wäre zu klären, ob Kurzzeit-Ermüdungseffekte (*low-cycle-fatigue*) auch bei Betriebserdbeben zu vorzeitigem Versagen der Befestigungsmittel führen können bzw. ob das derzeitige Versuchsprogramm nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) diesen Versagensfall hinsichtlich der vorgegebenen Zyklenanzahl in Kombination mit der Lastabfolge ausreichend berücksichtigt. Diesem Aspekt wird innerhalb dieser Arbeit nicht weiter nachgegangen. Er ist in weiterführenden Untersuchungen genauer zu betrachten.

Die Anwendung des duktilen Schraubankers ist prinzipiell mit zwei Ansätzen möglich: Einerseits kann der Anker mit einer großen Setztiefe montiert werden (siehe Abbildung 1.11 – linke Seite), was zu einer hohen Zugtragfähigkeit führt aber nur geringe Rotation des Schafts im Bohrloch zulässt. Andererseits ist eine geringe, oberflächliche Setztiefe denkbar, wodurch theoretisch eine Biegung bis  $\theta = 90^\circ$  möglich wäre (siehe Abbildung 1.11 – rechte Seite). Dafür ist im letzten Fall die Längskrafttragfähigkeit wesentlich geringer.

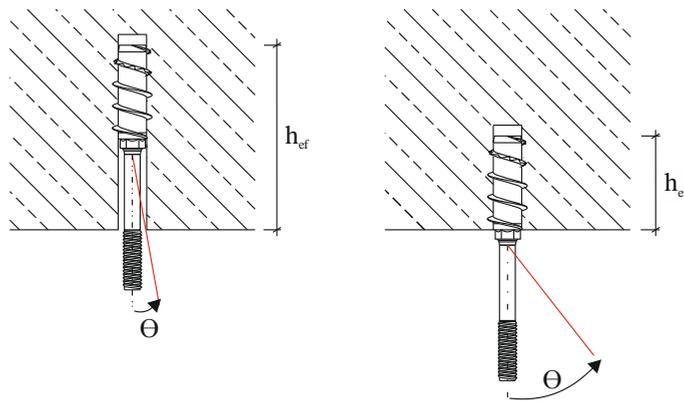


Abbildung 1.11: Einsatzmöglichkeiten des duktilen Schraubankers

Ein weiterer Vorteil der duktilen Schraubanker gegenüber herkömmlichen Betonschrauben ist die Möglichkeit zur Anpassung des Herstellungsprozesses, sodass eine Erhöhung der Zähigkeit des Werkstoffes erreicht werden kann. Da Betonschrauben über ihre selbstschneidenden Gewinde im vorher erstellten Bohrloch montiert werden, müssen die Gewindeflanken eine sehr hohe Festigkeit haben, um sich durch den Beton „schneiden“ zu können. Dies erreicht man durch Härten des äußeren Bereichs des stählernen Schraubankerquerschnitts. Doch das Härten bringt den entscheidenden Nachteil mit sich, dass es zu

einer Versprödung des Werkstoffs führt. Deshalb ist man bestrebt, den Einwirkungsbe-  
reich nur auf den Randbereich zu begrenzen, damit die Zähigkeit des Kernquerschnitts  
erhalten bleibt. Man spricht deshalb auch von Randhärten. Eine beispielhafte Festigkeits-  
verteilung entlang der ersten 2,5 mm des Randbereichs eines Betonschraubenquerschnitts  
nach dem Härten ist in Abbildung 1.12 aufgetragen.

Der Einfluss des Härten auf die Festigkeit bis in eine Tiefe von ca. 0,7 mm ist sehr gut  
ersichtlich. Dieser Bereich ist wesentlich höherfest als der Kernbereich des Querschnitts.  
Es zeigt sich zudem, dass das Härten einen großen Festigkeitsgradienten zur Folge hat.  
Dadurch können prinzipiell Festigkeiten von über 1.000 N/mm<sup>2</sup> erreicht werden. Aller-  
dings ist bei Befestigungsmitteln im Allgemeinen die Nennzugfestigkeit  $f_{uk}$  des Stahls auf  
den Wert  $f_{uk} \leq 1.000$  N/mm<sup>2</sup> begrenzt (DIN EN 1992-4, 2013). Da nämlich die Festig-  
keitssteigerung aus der Umwandlung des Werkstoffgefüges resultiert, besteht jedoch  
erhöhte Gefahr von Wasserstoffversprödung (siehe (ETAG 001-3, 2013) und (Menzel &  
Fuchs, 2006)). Höhere Festigkeiten sind aus diesem Grund nur bei Betonschrauben  
zulässig (DIN EN 1992-4, 2013).

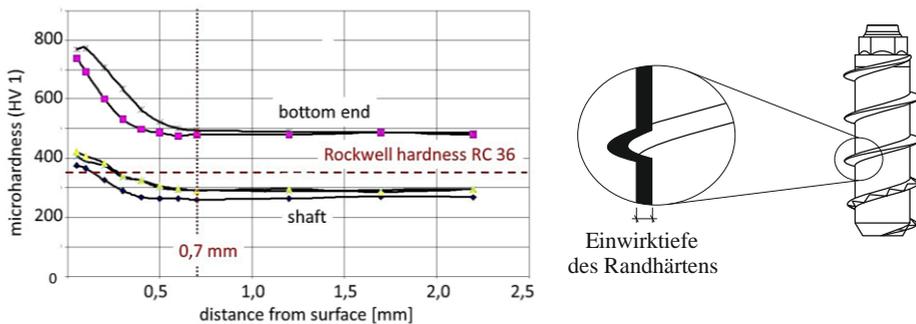


Abbildung 1.12: Einfluss des Randhärten; links: Festigkeitsverteilung entlang des Randbereichs einer Betonschraube nach dem Härten (Menzel & Fuchs, 2006); rechts: Einwirkungsbereich am duktilen Schraubanker nach (Menzel & Fuchs, 2006)

Darüber hinaus wirkt der nun höherfeste aber dafür auch wesentlich sprödere Randbereich bei nicht ruhender Belastung als Entstehungsort von Ermüdungsrissen. Der zähere innere Querschnitt kann dann nur noch als „Rissbremse“ das Fortschreiten des Risswachstums verlangsamen. An dieser Stelle zeigt sich ein weiterer Vorteil des duktilen Schraubankers. Da der Bereich mit selbstschneidendem Gewinde auf eine bestimmte Länge begrenzt ist, kann über ein bereichsweises Härten gewährleistet werden, dass der verjüngte Schaftquerschnitt nicht unter dem Einfluss des Härten steht, d.h. der Querschnitt des freien Schafts zäh bleibt und nur die Gewindeflanken des Ankerelements

verspröden. Damit ist die zyklische Tragfähigkeit gegen Ermüdung wesentlich erhöht. Wird sogar eine zweiteilige Variante des duktilen Ankers gewählt (siehe Abbildung 1.10 – rechte Seite), ist der Schaft völlig unbeeinträchtigt vom Härteprozess.

Zusammenfassend ergeben sich folgende Ziele für die Entwicklung des duktilen Schraubankers:

- Es ist zu prüfen, ob die duktilen Schraubanker höhere dynamische Widerstände als herkömmliche Befestigungsmittel entwickeln können. Zum einen kann dies durch die Anpassung der geometrischen Ausbildung des Befestigungsmittels über die Verjüngung des Schafts erfolgen. Zum anderen ermöglicht eine zweiteilige Variante des Ankers den Einsatz von Werkstoffen höherer Zähigkeit für den plastifizierenden Schaft.
- Der Härteprozess der Gewindeflanken muss an die geometrische Ausbildung des Ankers angepasst werden, sodass dessen Einwirkungszone auf den Bereich der Verankerung begrenzt und damit der verjüngte Schaft davon nicht beeinflusst wird.
- Da für einen zweiteiligen Schraubanker unterschiedliche Stahlwerkstoffe für den Schaft in Frage kommen, ist zu untersuchen, inwiefern Stähle mit unterschiedlichen Fließgrenzen und Zähigkeiten die Bauteilduktilität beeinflussen.

Insgesamt werden die Untersuchungen innerhalb dieser Arbeit auf Befestigungsmittel mit großem Durchmesser (d.h. Netto-Schaftdurchmesser ohne Gewindeflanken von  $\geq 10$  mm) beschränkt. Infolge der extremen Belastungen von Befestigungen während eines Erdbebens wird davon ausgegangen, dass Befestigungsmittel mit kleinem Durchmesser für den Anwendungsfall nicht zweckdienlich sind. Ein positiver Nebeneffekt dieser Einschränkung ist, dass der Maßstabeffekt des Randhärtens von geringem Einfluss ist. Der Effekt beschreibt den Einfluss des Randhärtens auf Querschnitte unterschiedlicher Durchmesser. Ein Querschnitt mit sehr geringem Durchmesser kann durch das Randhärten nahezu vollständig durchgehärtet werden, wohingegen einer mit sehr großem Durchmesser nur in geringerem Maße beeinflusst wird.

## 1.2 Gliederung der Arbeit

Die Arbeit ist folgendermaßen aufgebaut: Die Motivation und Aufgabenstellung dieser Arbeit wird im ersten Kapitel beschrieben. Der Fokus liegt zum einen auf der Untersuchung der Duktilität von Befestigungsmitteln in Beton in Querrichtung. Dafür werden vorrangig Betonschrauben analysiert. Zum anderen soll innerhalb der Arbeit ein duktiler

Schraubanker entwickelt werden, der anhand seiner geometrischen Ausbildung in Verbindung mit einer geeigneten Werkstoffauswahl darauf abzielt, die einwirkenden Erdbebenlasten auf Grundlage der aktuellen Nachweisführung durch erhöhtes plastisches Verformungsvermögen abzumindern.

Zur Einordnung dieser Arbeit in den wissenschaftlichen Kontext wird im zweiten Kapitel der aktuelle Stand der Forschung vorgestellt. Zudem werden die theoretischen Hintergründe zur Nachvollziehbarkeit der durchgeführten Untersuchungen zusammengefasst. In diesem Kapitel steht neben der Befestigungstechnik im Betonbau und in anderen Bauweisen die Quantifizierung des Energiedissipationsvermögens im Vordergrund. Im Weiteren werden die grundlegenden Zusammenhänge im Bereich der Dynamik, des Erdbebeningenieurwesens und des Werkstoffs Stahl wiedergegeben.

Danach wird im dritten Kapitel ein analytisches Verfahren zur Quantifizierung des Energiedissipationsvermögens auf Grundlage der geometrischen Ausbildung des duktilen Schraubankers aufgestellt. Hier ist es das Ziel, eine erhöhte Querlasttragfähigkeit des duktilen Schraubankers gegenüber einem herkömmlichen Befestigungsmittel unter dynamischen Verhältnissen einzig über dessen um das reine Schraubenbiegen erweiterte Tragverhalten nachzuweisen und zu bestimmen. Da das Tragverhalten in Querrichtung von einer Vielzahl von Einflussgrößen bestimmt wird, ist eine analytische Betrachtung mit der Möglichkeit zur Parametrisierung von Vorteil.

Das vierte Kapitel beschreibt die experimentellen Untersuchungen zur Materialauswahl und Funktionsfähigkeit der Prototypen im Vergleich mit herkömmlichen Betonschrauben. Im Vordergrund der Untersuchungen steht auch in diesem Kapitel das Tragverhalten in Querrichtung von Betonschrauben und der Prototypen des duktilen Schraubankers. Zudem wird auch das Längs- bzw. Zugtragverhalten betrachtet.

Anschließend werden im fünften Kapitel numerische Untersuchungen hinsichtlich der zyklischen und dynamischen Tragfähigkeit der Prototypen durchgeführt. Aufbauend auf den Erkenntnissen aus den experimentellen Untersuchungen werden einerseits allgemeine Untersuchungen zum zyklischen Quertragverhalten des duktilen Schraubankers durchgeführt und andererseits dessen dynamische Tragfähigkeit über Zeitverlaufsberechnungen studiert.

Das sechste Kapitel schließt die Arbeit mit einer Zusammenfassung und einem Ausblick auf weiterführende Untersuchungen ab.

# 2 Grundlagen

## 2.1 Befestigungstechnik im Betonbau

In der Befestigungstechnik wird zwischen unterschiedlichen Typen von Befestigungsmitteln differenziert. Dies beruht auf ihrer Wirkungsweise, äußere Belastungen auf den Beton zu übertragen. Generell wird in der Verbindungstechnik zwischen drei Wirkungsprinzipien unterschieden, wie Körper miteinander verbunden bzw. wie zwischen ihnen Kräfte übertragen werden können. Der Formschluss beschreibt eine Verbindung über mechanische Verzahnung. Erfolgt eine Verbindung über Reibung, wird das Prinzip Reibschluss genannt. Zuletzt ist von Stoffschluss die Rede, wenn der Verbund zwischen den Körpern durch atomare und molekulare Kräfte hergestellt wird. Im Fall der Befestigungstechnik im Betonbau geschieht dies durch einen zusätzlichen Stoff (z.B. chemisch verfestigender oder physikalisch abbindender Klebstoff), d.h. durch Kleben. Stoffschlüssige Verbindungen erreicht man aber auch durch Schweißen und Löten. (Eligehausen & Mallée, 2000)

Alle drei Mechanismen finden in der Befestigungstechnik im Betonbau ihre Anwendung. Kopfbolzendübel, Ankerschienen, Hinterschnitt- und Schraubdübel übertragen die äußeren Kräfte durch Formschluss (Fs). Der Reibschluss (Rs) ist die Basis von Spreizdübeln und Verbunddübeln übertragen die Kräfte durch den Stoffschluss (Ss). Weitere Unterscheidungskriterien von Dübelvarianten sind die Art und der Zeitpunkt der Montage. Einige Dübeltypen werden bei Herstellung der Betonkörper in den Bewehrungskorb eingelegt, damit sie im erhärteten Zustand des Betons als Befestigungspunkt dienen. Man spricht hierbei von Einlegemontage (Em). Ist eine nachträgliche Befestigung erforderlich, wird die Montageart Bohrmontage (Bm) genannt. Im Detail wird in der Befestigungstechnik zwischen folgenden Dübelvarianten unterschieden (Eligehausen & Mallée, 2000), (Hoehler, 2006):

- Kopfbolzen (*head bolt dowel*, Fs, Em)
- Hinterschnittdübel (*undercut anchor*, Fs, Bm)
- Metallspreizdübel (*expansion anchor*, Rs, Bm)
- Betonschraube (*concrete screw*, Fs, Bm)
- Gewindehülsen (*threaded sleeve*, Rs, Bm)
- Verbunddübel (*bonded anchor*, Ss, Bm)
- Verbundspreizdübel (*bonded expansion anchor*, Rs und Ss, Bm)
- Kunststoffdübel (*plastic anchor*, Rs, Bm)

- Schubdorne (*shear dowel*, Fs, Em)
- Anschlussbewehrung (*connecting reinforcement*, Rs auch mit Ss, Em und Bm)

Die unterschiedlichen Befestigungsmittel für die nachträgliche Montage sind in Abbildung 2.1 dargestellt.

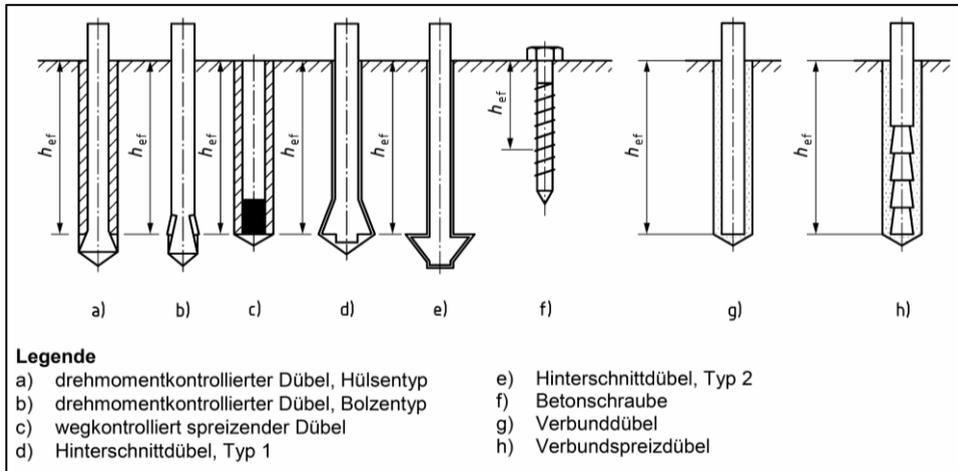


Abbildung 2.1: Prinzipskizzen der unterschiedlichen Befestigungsmittel mit Bohrmontage (DIN EN 1992-4, 2013)

Neben den Montagearten der reinen Befestigungsmittel wird bei der Art der Befestigung noch zwischen bündiger Montage und Abstandsmontage (*stand-off*) und zwischen Durchsteck- (*in-place*) und Vorsteckmontage (*pre-positioned*) unterschieden (siehe Abbildung 2.2).

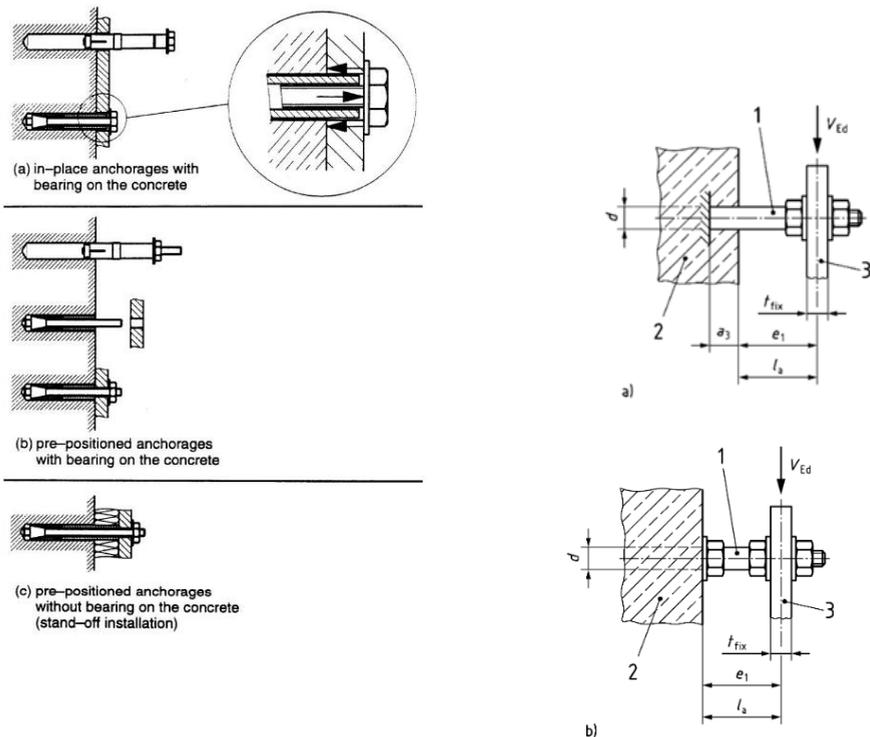


Abbildung 2.2: Prinzipskizzen der Befestigungsarten und Definition des Hebelarms und Einspanngrads nach (DIN EN 1992-4-1, 2009)

## 2.1.1 Versagensmechanismen unter reiner Zugbelastung

Ein Befestigungsmittel kann bei reiner Zugbeanspruchung auf drei unterschiedliche Arten versagen. Prinzipiell kann anhand von fünf Parametern der Versagensmechanismus bestimmt werden:

- wirksame Verankerungstiefe
- Verbundtragfähigkeit und Verbundschlupf (bezogen auf das Befestigungsmittel, d.h. Reibkräfte infolge Spreizen, Hinterschneidung, Rippenfaktor)
- Stahlquerschnittsfläche und Stahlfestigkeit
- Betonfestigkeit (sowohl Druck als auch Zug)

Im Weiteren bleibt die Betonfestigkeit unberücksichtigt und der Versagensmodus wird einzig in Abhängigkeit vom Befestigungsmittel charakterisiert. Ist die wirksame Verankerungstiefe groß und handelt es sich um einen niederfesten Stahl, kann Stahlversagen  $N_{Rk,s}$  (engl. *steel failure*) eintreten. Dieser Versagensmodus kündigt sich durch Fließen im

Stahlschaft an. Handelt es sich dagegen um einen hochfesten Stahl und ist die wirksame Verankerungstiefe ausreichend, kann das gesamte Befestigungsmittel aus dem Bohrloch herausgezogen werden, wenn die Verbundwirkung zwischen Befestigungsmittel und Beton nicht ausreicht. Der Versagensmechanismus wird Herausziehen (*pullout*)  $N_{Rk,p}$  genannt und stellt ein Verbundversagen dar. Der Versagensmodus ist durch große Längsverschiebungen des gesamten Befestigungsmittels gekennzeichnet. Ist der Verbund ausreichend tragfähig, kann ein Versagen durch Betonausbruch (*concrete breakout*)  $N_{Rk,c}$  eintreten. Dieser Versagensmodus äußert sich durch sehr sprödes Versagen des Betons über einen Ausbruchkegel, der sich um das Befestigungsmittel herum ausbildet.

Der Bemessungswert bei reiner Zugbeanspruchung ergibt sich aus dem Minimalwert der drei Tragfähigkeiten bzw. Versagensmodi.

Abbildung 2.3 gibt einen Überblick über das Last-Verschiebungsverhalten der einzelnen Befestigungsmittel in geringfestem Beton (C20/25) bei einer Rissbreite von  $\Delta w = 0,3$  mm. Dabei fällt die große Verschiebung der Spreizdübel (EA *expansion anchor – bolt type*) bereits bei einer geringen Last auf. Hinzu kommt ein ausgeprägtes Plateau bei ca. 80 % - 90 % der Zugversagenslast. Den starken Gegensatz dazu zeigen die Last-verschiebungskurven der Verbund- (BA *bond anchor*, Versagensart: *steel failure* = Stahlversagen und *bond failure* = Verbundversagen) und Schraubdübel (SA *screw anchor*). Die Verbunddübel erfahren bei Lasten nahe der Zugversagenslast (bis zu ca. 90 %) nur geringste Verschiebungen, ähnlich denen der Schraubdübel (hier: ca. 70% der Zugversagenslast) bei nahezu linearem Kraft-Verschiebungszusammenhang. Insgesamt zeigen der Verbunddübel und der Schraubdübel die geringsten Verschiebungen bei Erreichen der Höchst- und auch Bruchlasten.

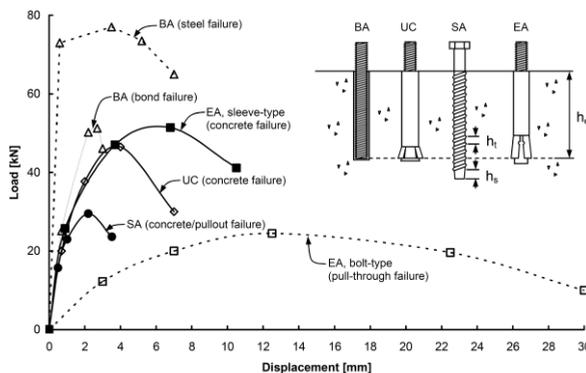


Abbildung 2.3: Last-Verschiebungskurven unterschiedlicher Befestigungsmittel ( $d = 12$  mm) bei quasi-statischer Zugbelastung in gerissenem, geringfestem Beton ( $\Delta w = 0,3$  mm; C20/25) nach (Mahrenholtz, 2012)

Für die Widerstände gegen Stahlversagen ( $N_{Rk,s}$ ) und Herausziehen ( $N_{Rk,p}$ ) eines Dübels wird in der Norm (DIN CEN/TS 1992-4-4, 2009) keine Berechnungsformel bereitgestellt. Die Werte sind produktspezifisch und der Zulassung zu entnehmen.

Nach (Eligehausen & Mallée, 2000) tritt Stahlversagen ein, wenn die Belastung größer als

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

ist. Dabei ist  $A_s$  der Spannungsquerschnitt und  $f_u$  die Zugfestigkeit des Stahls. Hinsichtlich der Zugfestigkeit ist anzumerken, dass bei Befestigungsmitteln, die bereichsweise vergütet wurden, wie z.B. durch das Randhärten bei Betonschrauben, ein Festigkeitsgradient über den Querschnitt vorhanden ist. Hier ist anstelle der Zugfestigkeit des Grundwerkstoffs eine effektive Zugfestigkeit anzusetzen.

Der Widerstand gegen kegelförmigen Betonausbruch  $N_{Rk,c}$  darf über folgende Gleichung angesetzt werden

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad (2.2)$$

mit  $k_1$      Beiwert zur Berücksichtigung des Ankergrunds (gerissen/ ungerissen)

$f_{ck}$      Betonwürfeldruckfestigkeit

$h_{ef}$      wirksame Verankerungstiefe (siehe auch Gleichung (2.3))

Weitere Versagensmodi bei reiner Zugbeanspruchung mit Randeinfluss sind nach (DIN CEN/TS 1992-4-4, 2009)

- Versagen durch Spalten  $N_{Rk,sp}$  und
- Abplatzen des Betons bzw. lokaler Betonausbruch  $N_{Rk,cb}$ .

Die effektive Verankerungslänge von Betonschrauben  $h_{ef}$  kann nach (ETAG001 - Annex C, 2010) über die Gleichung

$$h_{ef} = \min \begin{cases} 0,85 \cdot (h_{nom} - 0,5 \cdot h_t - h_s) \\ 8 \cdot d_0 \end{cases} \quad (2.3)$$

ermittelt werden (siehe auch Abbildung 2.4). Ein zusätzlicher Berechnungsansatz bezüglich der wirksamen Verankerungslänge von Betonschrauben mit nicht über die gesamte Schaftlänge reichendem Gewinde ist in (Küenzlen, 2005) ermittelt worden. Der dort angegebene Ansatz wurde über Versuchsergebnisse ermittelt und über Gleichung (2.2)

zurückgerechnet. Dabei wurde aber nicht zwischen den Versagensformen Betonausbruch und Herausziehen unterschieden.

$$h_{ef} \leq 1,4 \cdot h_{\text{Gewinde}} \quad (2.4)$$

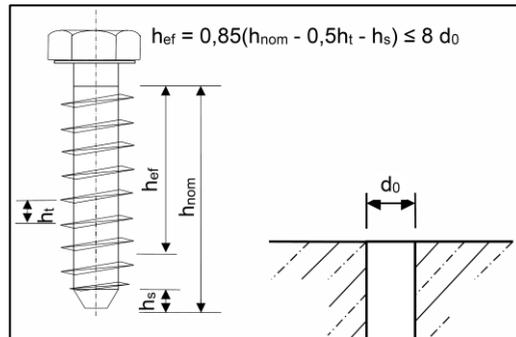


Abbildung 2.4: Definition der wirksamen Verankerungstiefe von Betonschrauben nach (ETAG 001-3, 2013)

## 2.1.2 Versagensmechanismen unter reiner Querkraftbeanspruchung

Bei reiner Querkraft wird ebenfalls zwischen drei Versagensmechanismen unterschieden. Auch hier kann es zu reinem Stahlversagen  $V_{Rk,s}$  (*steel failure*) kommen, wenn der Stahl nicht ausreichend fest bzw. der Schaftdurchmesser zu gering ist. Doch anders als bei der reinen Zugbeanspruchung zeigt sich das Versagen durch Abplatzungen im Beton. Durch die Querverschiebung des Schafts kommt es im anliegenden Beton zu oberflächlichen muschelförmigen Ausbrüchen. Der Stahlschaft kann sich dadurch einige Millimeter tief in den Beton eindrücken. Die reinen Schubverformungen des Stahlquerschnitts sind dagegen sehr gering. Wurde eine Befestigung in Abstandsmontage fixiert, müssen die Befestigungsmittel zusätzlich ein Moment abtragen. Die Tragfähigkeit ist somit auf das vollplastische Moment des Stahlquerschnitts beschränkt. Der Interaktion von gleichzeitig einwirkenden Quer- und Normalkräften ist mit den Ansätzen nach Kapitel 2.1.3 Rechnung zu tragen. Die Interaktion zwischen einwirkendem Moment und Querkraft ist zudem über Gleichung (3.3) zu berücksichtigen.

Ist andererseits der Stahlquerschnitt ausreichend tragfähig, kann es zu rückwärtigem Betonausbruch (*pry-out*)  $V_{Rk,cp}$  kommen. Hierbei entsteht am Ankergrund der lastabgewandten Seite eine kombinierte Belastungssituation. Zum einen wird bei der Querverschiebung des Kopfes des Befestigungsmittels durch die Verträglichkeit eine Längsverschiebung bzw. Längskraft in der Verankerung hervorgerufen. Sehr vereinfacht

dargestellt, möchte der Fuß des Befestigungsmittels dem Kopf „nachrutschen“. Dadurch entsteht eine Zugbeanspruchung im Beton bzw. im Befestigungsmittel (siehe Abbildung 2.5 – linke Seite), die auch Querkzugbeanspruchung (oder kurz: Querkzug) genannt wird (Eligehausen & Fuchs, 1988). Zum anderen wirkt der Schaft wie ein zweiseitiger Hebel, dessen Drehpunkt sich in der Kontaktfläche zwischen Schaft und Beton im Bohrloch befindet. Durch die Hebelwirkung drückt der Fuß des Befestigungsmittels gegen den umliegenden, rückwärtigen Beton. Durch das Zusammenwirken beider Effekte kommt es zu einem einseitigen Betonausbruch, ähnlich dem *concrete breakout* (siehe Abbildung 2.5 – rechte Seite). Der letzte Versagensmodus tritt lediglich ein, wenn sich die Befestigung am Rand befindet. Wirkt die Querlast in Richtung des Randes, bildet sich auch hier ein Betonausbruchkörper. Der Mechanismus wird Betonkantenbruch (*concrete edge failure*)  $V_{Rk,c}$  genannt.

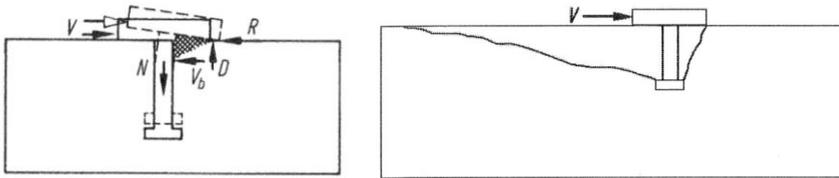


Abbildung 2.5: Tragmechanismen infolge Querlastbeanspruchung mit rückwärtigem Betonausbruch nach (Eligehausen & Mallée, 2000); links: Befestigungsmittel unter Querlast; rechts: Ausbruchkörper bei rückwärtigem Betonausbruch

Wie auch bei der reinen Zugbelastung ergibt sich der Bemessungswert bei reiner Querlast aus der minimalen Tragfähigkeit der drei Einzelmechanismen. Nach (Eligehausen & Mallée, 2000) sind die Widerstände gegen die einzelnen Versagensmodi einer Einzelbefestigung wie folgt geregelt: Liegt eine Querbeltung ohne Hebelarm vor, ergibt sich der Widerstand zu ( $V_{Rk,s,m}$  nach (DIN CEN/TS 1992-4-4, 2009) mit ähnlichem Ansatz)

$$V_{u,s} = 0,7 \cdot A_s \cdot f_u \quad (2.5)$$

Für Stahlversagen mit Hebelarm kann der Widerstand  $V_{Rk,s}$  über

$$V_{Rk,s} = \frac{\alpha_M \cdot M_{u,s}}{l_a} \quad (2.6)$$

$$\text{mit } M_{u,s} = 1,7 \cdot W_{el} \cdot f_y \cdot \left( 1 - \frac{N}{N_{u,s}^0} \right) \quad (2.7)$$

ermittelt werden. Dabei ist  $N$  die einwirkende Normalkraft

$l_a$  der Hebelarm, wobei gilt  $l_a = a_3 + e_I$  mit

$e_I$  und  $a_3$  Abstände nach Abbildung 2.2

$\alpha_M = 1,0$  keine Einspannung;  $2,0$  volle Einspannung

Nach (DIN CEN/TS 1992-4-4, 2009) sind die charakteristischen Werte von Stahlversagen  $N_{u,s}^0$  (dort mit  $N_{Rk,s}$  bezeichnet) und Biegebeanspruchbarkeit  $M_{u,s}$  (dort  $M_{Rk,s}^0$ ) der europäischen Technischen Produktspezifikation zu entnehmen.

Die Versagensarten, welche abhängig vom Randeinfluss und von zu geringer Einbindetiefe entstehen, sind nach (DIN CEN/TS 1992-4-4, 2009)

- Betonkantenbruch  $V_{Rk,c}$  und
- Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite  $V_{Rk,cp}$ .

### 2.1.3 N-V-Interaktion

In Abhängigkeit vom Anwendungsfall der Befestigung werden Befestigungsmittel entweder gezielt mit reinen Längs- oder Querkraften oder sogar mit einer Kombination aus beiden beansprucht. Im Fall eines Erdbebens werden jedoch stets sowohl Beschleunigungen in horizontaler als auch vertikaler Richtung im Bauwerk hervorgerufen, wodurch die Befestigungsmittel immer mit einer Kombination von Normal- und Querkraften belastet werden. Derzeit gelten nach (DIN EN 1992-4-1, 2009) für die Bemessung von Befestigungsmitteln im statischen Lastfall die nachfolgenden Interaktionsbedingungen:

Allgemein gilt zu zeigen

$$\left( \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^c + \left( \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \right)^c \leq 1,0 \quad (2.8)$$

$c = 2$  für Stahlversagen; wobei im Erdbeben bei Stahlversagen und bei anderen Versagensarten als Stahlbruch  $c = 1,0$ .

Zudem gilt in Fällen mit anderen Versagensarten als Stahlbruch zusätzlich

$$\left( \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}} \right)^{1,5} + \left( \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}} \right)^{1,5} \leq 1,0 \quad (2.9)$$

oder

$$\left( \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}} \right) + \left( \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}} \right) \leq 1,2 \quad (2.10)$$

mit  $N_{Ed}/N_{Rd,i} \leq 1,0$  und  $V_{Ed}/V_{Rd,i} \leq 1,0$ .

Dabei sind für die beiden Terme jeweils die größten Werte der unterschiedlichen Versagensarten zu verwenden. Erste Untersuchungen zur Interaktion von einer zyklischen mit einer statischen Kraftkomponente sind in (Guillet, 2011) beschrieben. Hierzu wurden Einzelbefestigungen (*wedge anchor M12 / sleeve anchor M12/ undercut anchor M10 / adhesive anchor M12*) unter kombinierter Belastung bei einer Rissbreite von  $w = 0,5$  mm in niederfestem Beton C20/25 getestet. Im Vorfeld der Versuche wurde für jede Befestigung ein Ziel-Lastniveau der Querlast bestimmt, woraus unterschiedliche Lastniveaus für die Versuche ermittelt wurden. Es wurden insgesamt 45 Zyklen geprüft. Aufgrund dessen, dass die zyklische Belastung nur einen geringen Einfluss auf die Zug-Resttragfähigkeit hat, wurden als Zielzuglastniveau die Ergebnisse aus statischen Versuchen in gerissenem Beton herangezogen. Ausgehend von diesen Lastniveaus wurden die Befestigungen mit einer alternierenden, sinusförmigen Querlast, die alle zehn Zyklen anwächst, und einer konstanten Zuglast belastet. In Abbildung 2.6 sind beispielhaft zwei der Hysteresekurven der Versuche mit zyklischer Querlast und konstanter Zuglast zu sehen. Bei den Ergebnisverläufen sind vor allem die großen Querverschiebungen der Befestigungsmittel auffällig. Zudem kann sehr deutlich die Zunahme der Verschiebung bei steigender Querlast erkannt werden. Die Verschiebungen erreichen dabei Werte von über 10 mm (*expansion wedge*) und sogar 30 mm (*expansion sleeve*).

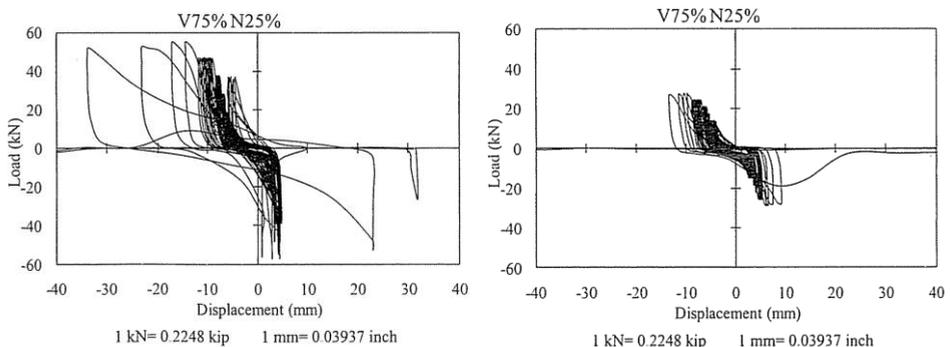


Abbildung 2.6: Hysteresekurven der Versuche nach (Guillet, 2011) mit kombinierter zyklischer Horizontal- und Vertikalkraft; links *expansion wedge anchor*; rechts: *expansion sleeve anchor*

Hinsichtlich der Interaktion von statischer Vertikallast und zyklischer Horizontallast ist nach (Guillet, 2011) festzuhalten, dass die nach Norm vorgeschlagene quadratische Interaktionsbedingung bei seinen Versuchsreihen nicht zutreffend ist. Dagegen ist die lineare Interaktionsbedingung auf der zu konservativen Seite. Verdeutlicht wird das in der Versuchsauswertung in Abbildung 2.7. Die aufgetretenen Versagensarten werden allerdings nicht explizit erwähnt, sodass eine genaue Zuordnung zu den Interaktionsbedingungen nicht erfolgen kann. Da aber eine maximale zyklische Querlast ohne Randeinfluss bestimmt wurde, ist davon auszugehen, dass vorherrschend Stahlversagen eingetreten ist. In diesem Fall wäre die quadratische Interaktionsbedingung anzuwenden. Dies bekräftigen auch die ermittelten Versuchsergebnisse, die näher an dieser Interaktionsbedingung liegen. Dennoch ist hervorzuheben, dass die vorgestellten Interaktionsbedingungen für statische Verhältnisse gelten, aber an dieser Stelle Versuche mit zyklischer Beanspruchung beschrieben werden. Ob die Interaktionsbedingungen auf zyklische Beanspruchungen übertragbar sind, wird an dieser Stelle nicht näher untersucht und ist in weiteren Forschungsarbeiten zu prüfen.

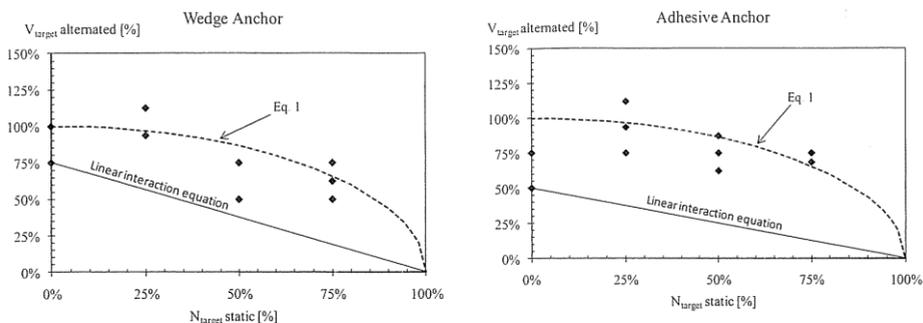


Abbildung 2.7: Auswertung der Versuche nach (Guillet, 2011) mit kombinierter Horizontal- und Vertikalkraft im Vergleich zu den Interaktionsgleichungen

## 2.1.4 Tragverhalten unter Erdbebenbeanspruchung

Das Tragverhalten von Befestigungen im Stahlbeton wird sehr ausführlich in den Arbeiten von (Rieder A., 2009), (Mahrenholtz, 2012) und (Hoehler, 2006) behandelt, sodass an dieser Stelle nur die wichtigsten Punkte aufgenommen werden. Die maßgebenden Einflüsse auf das Tragverhalten sind die Größe der Rissbreite und die Belastungsart. Im Vergleich zu ungerissenem Beton kann die Tragfähigkeit bei gerissenem Beton auf bis zu 50 % absinken. Normativ ist in Bereichen außerhalb von plastischen Gelenken eine Rissbreite von bis zu 0,8 mm zu erwarten. Im Erdbebenfall kann davon ausgegangen werden, dass auf die Befestigungsmittel ein Lastkollektiv einwirkt, das aus einer geringen

Anzahl an Lastwechseln aber aus sehr großen Beanspruchungen besteht. Dabei haben nicht nur die Anzahl und Höhe der Last einen Einfluss, sondern auch die Lastabfolge. Die Funktionsfähigkeit der einzelnen Typen von Befestigungsmitteln ist in Tabelle 2.1 in Abhängigkeit von der Rissbreite nach (Balbuena, Gramaxo, & Kunz, 2011) zusammengestellt.

Tabelle 2.1: Funktionsfähigkeit von Befestigungsmitteln im Beton unter seismischer Belastung in Abhängigkeit von der Rissbreite nach (Balbuena, Gramaxo, & Kunz, 2011)

Befestigungsmittel	ungerissen	Rissbreite $\Delta w$		
		$\Delta w < 0,5 \text{ mm}$	$0,5 \text{ mm} \leq \Delta w < 1,0 \text{ mm}$	$\Delta w > 1,0 \text{ mm}$
verformungskontrollierter Spreizdübel	+	–	–	–
ungeeigneter Verbunddübel	++	–	–	–
geeigneter Verbunddübel	++	++	++	+
Verbundspreizdübel	++	++	+	–
Betonschraube	++	++	+	–
drehmomentkontrollierter Spreizdübel Bolzen	++	++	+	–
drehmomentkontrollierter Spreizdübel	++	++	++	+
Hinterschnittdübel	++	++	++	++

Auf Grundlage von (Hoehler, 2006) und den darauf aufbauenden Untersuchungen von (Mahrenholtz, 2012) wurde eine Prüfnorm (ETAG 001 - Annex E, 2013) entwickelt, die dazu dient, den seismischen Widerstand von Befestigungsmitteln quantifizieren zu können. In dieser Norm werden einaxiale zyklische Versuche in gerissenem Beton vorgeschrieben, die eine repräsentative Belastung simulieren sollen. Das zyklische Verhalten, wie es in diesen Versuchen beobachtet werden kann, wird in den folgenden Kapiteln vorgestellt.

## 2.1.5 Zyklisches Verhalten von Befestigungen

Die Bemessung von Befestigungen im Beton erfolgt nach dem Ersatzkraftverfahren mit den Ansätzen nach Kapitel 2.2. Dafür wird eine Tragfähigkeit der Befestigungsmittel nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) über kraftgesteuert durchgeführte Zulassungsversuche bestimmt (siehe Kapitel 4). Hierbei handelt es sich vielmehr um eine Resttragfähigkeit, welche für die jeweiligen Befestigungsmittel bestimmt wird, nachdem sie einer einaxialen, zyklischen (alternierend und pulsierend) und mehrstufigen Belastung unterzogen wurden, d.h. die Befestigungsmittel wurden vorermüdet. Das hysteretische Verhalten

wird entgegen seiner Qualifikation zur Quantifizierung des Energiedissipationsvermögens nicht weiter berücksichtigt oder gar in die Zulassung aufgenommen. Es werden nur pauschale Vorgaben an die zulässigen Verschiebungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten bzw. nach Erreichen bestimmter Zyklen gestellt (ETAG 001 - Annex E, 2013) und (Mahrenholtz, 2012).

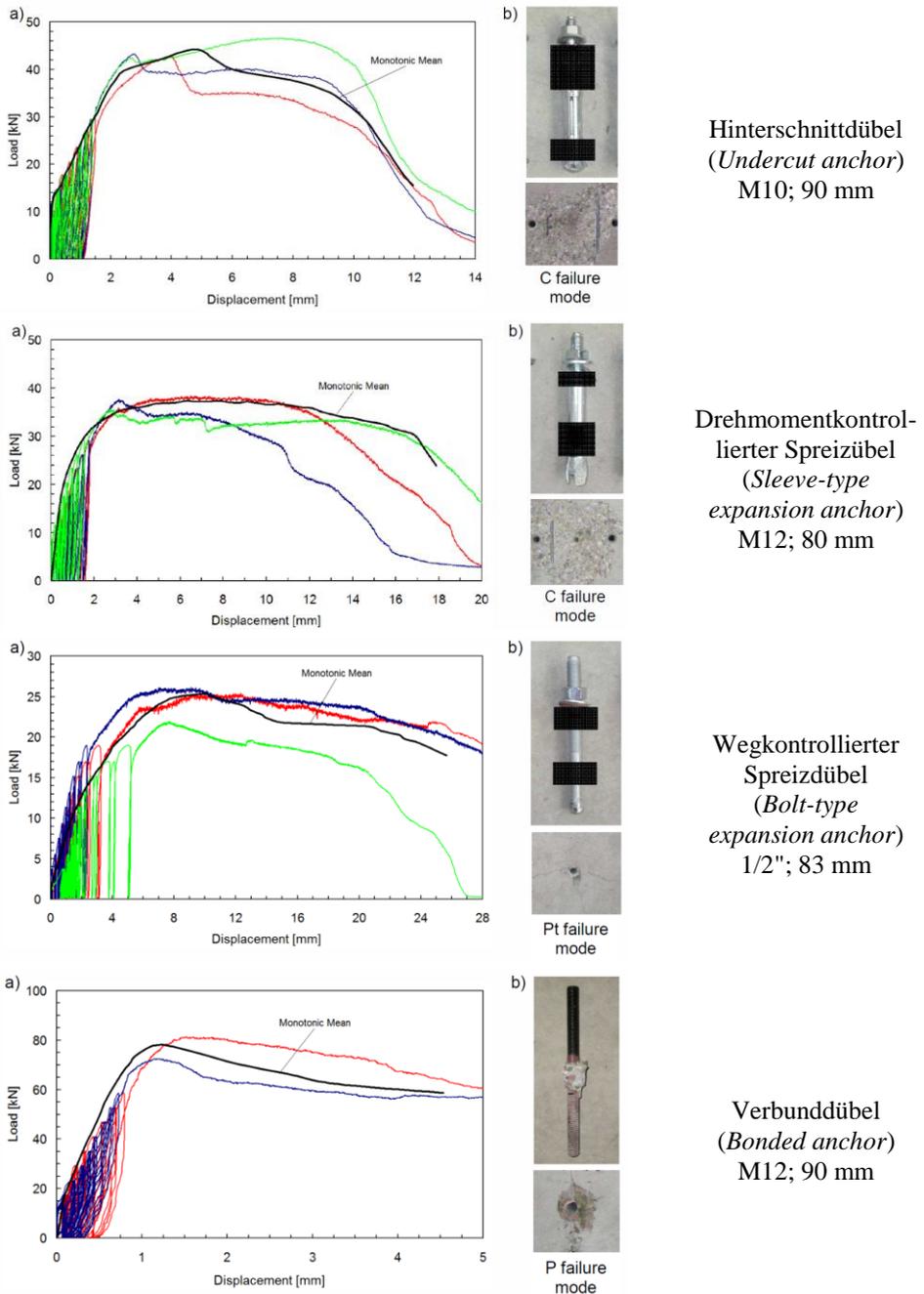
### 2.1.5.1 Verhalten bei zyklischer Längsbelastung

Das Last-Verschiebungs-Verhalten von unterschiedlichen Befestigungsmitteln bei einaxialer zyklischer Längsbeanspruchung in niederfestem Beton C20/25 ist in Abbildung 2.8 dargestellt. Die Befestigungsmittel hatten ähnliche Durchmesser und Verankerungslängen (siehe Abbildung 2.8). Auffallend sind die unterschiedlichen Steifigkeiten der einzelnen Befestigungsmittel: Der *sleeve-type* und *undercut anchor* zeigen in den Zyklen eine maximale Verschiebung von 1 bis 2 mm. Der Verbunddübel hat dagegen eine Verschiebung von deutlich unter einem Millimeter. Die größten Verschiebungen stellen sich im *bolt-type anchor* von über 5 mm ein. Nach (Mahrenholtz, 2012) nimmt die Resttragfähigkeit bei einer Rissbreite von 0,8 mm um 20% gegenüber dem Mittelwert aus quasi-statischen Versuchen ab. Zudem wird ein starker Anstieg der Verschiebungen in den Zyklen festgestellt.

Im Vergleich zu den zyklischen Last-Verschiebungskurven wurde auch der Mittelwert quasi-statischer Ausziehversuche (*Monotonic Mean*) dargestellt. Es ist gut erkennbar, dass die vorermüdete Resttragfähigkeit stets im Bereich des quasi-statischen Mittelwerts liegt und damit kaum eine Abminderung der Tragfähigkeit zu verzeichnen ist.

### 2.1.5.2 Verhalten bei zyklischer Querbelastung

Wesentlich größer ist der Einfluss der zyklischen Belastung und der Rissbreite bei alternierender Querlast. In Abbildung 2.9 sind die Versuchsergebnisse von kraftgesteuerten Querlastversuchen mit anwachsender alternierender Querlast bei einer Rissbreite von  $\Delta w = 0,5$  mm in niederfestem Beton C20/25 dargestellt. Die Durchmesser und Verankerungslängen der einzelnen Befestigungsmittel können der Abbildung entnommen werden. Die Lastniveaus der Amplituden waren etwa identisch. Abbildung 2.8 gibt einen anschaulichen Überblick über das Verhalten der einzelnen Befestigungsmittel bei alternierender Querlast. Man erkennt deutliche Unterschiede in der Völligkeit der Hysteresen. So ist die von der Hysterese umschlossene Fläche des *undercut anchors* westlich größer als die der Betonschraube (*screw anchor*). Auch der *sleeve type* und der *bonded anchor* zeigen diese Eigenschaft. Ein weiterer großer Unterschied der Hysteresen ist die vorhandene Kraft während des Nulldurchgangs der Verschiebungen. Bei der Betonschraube ist in diesem Bereich nahezu keine Kraft vorhanden, wohingegen beim Hinterschnittdübel eine Kraft von über 10 kN erreicht wird.



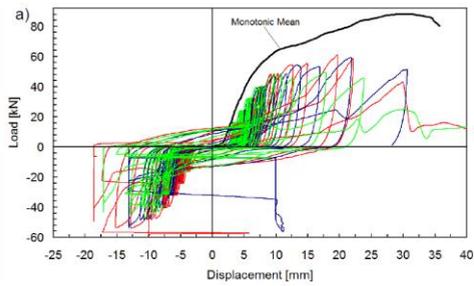
Hinterschnittdübel  
(Undercut anchor)  
M10; 90 mm

Drehmomentkontrollierter Spreizdübel  
(Sleeve-type expansion anchor)  
M12; 80 mm

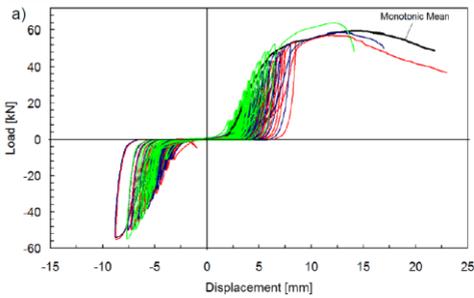
Wegkontrollierter Spreizdübel  
(Bolt-type expansion anchor)  
1/2"; 83 mm

Verbunddübel  
(Bonded anchor)  
M12; 90 mm

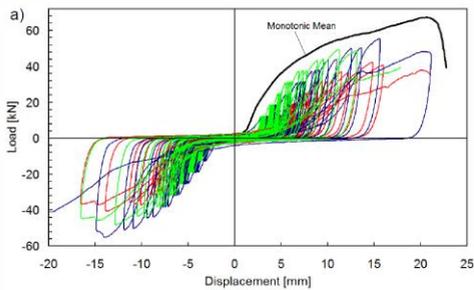
Abbildung 2.8: Kraft-Verschiebungskurven von pulsierenden Zugversuchen in gerissenem Beton C20/25 an unterschiedlichen Befestigungsmitteln nach (Mahrenholtz, 2012)



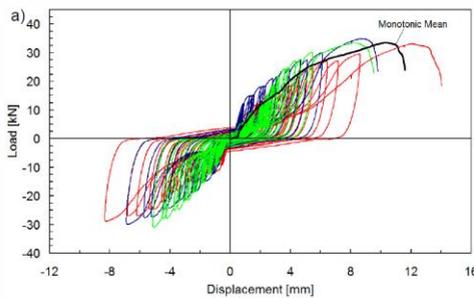
Hinterschnittdübel  
(*Undercut anchor*)  
M10; 90 mm



Betonschraube  
(*Concrete screw*)  
d = 16 mm; 105 mm



Drehmomentkontrollierter Spreizdübel  
(*Sleeve-type anchor*)  
M10; 80 mm



Verbundanker  
(*Bonded anchor*)  
M12; 96 mm

Abbildung 2.9: Kraft-Verschiebungskurven von alternierenden Querlastversuchen in gerissenem Beton C20/25 an unterschiedlichen Befestigungsmitteln nach (Mahrenholtz, 2012)

Es wird darauf hingewiesen, dass die Durchmesser der einzelnen Befestigungsmittel in den Versuchen von (Mahrenholtz, 2012) deutlich voneinander abweichen, sodass quantitative Vergleiche nur schwer möglich sind.

Dennoch kann insgesamt die Form der Hysteresen von Befestigungsmitteln mit zwei Eigenschaften charakterisiert werden: Zum einen ist ein sehr stark ausgeprägter Kraftabfall bei Lastumkehr zu verfolgen und zum anderen ist eine fortlaufend anwachsende Einschnürung der Hysteresen im Bereich des Verschiebungs-Nullpunkts bei geringsten Querlasten zu verzeichnen. Diese Form basiert auf einer Reihe von Effekten, die im Weiteren kurz beschrieben werden. (Rieder A., 2009) begründet den vertikalen Lastabfall über die elastische Rückverformung (*elastic spring-back*) des Betons. Die Ausweitung im Bereich des Verschiebungs-Nulldurchgangs, bei dem nahezu kraftfreie Verschiebungen möglich sind, wird mit dem zunehmenden Betonausbruch bei Kontakt zwischen Schaft und Bohrlochkante erklärt. Der Mechanismus, welcher zur Einschnürung in diesem Bereich führt, wird nicht angesprochen. Die Entwicklung des Hystereseverlaufs nach (Rieder A., 2009) ist in Abbildung 2.10 dargestellt. Hinsichtlich der Erklärung betreffend den *elastic „spring-back“* geht (Rieder A., 2009) nicht weiter darauf ein. Auch in weiterführender Literatur im Bereich der Befestigungstechnik wird der Hystereseverlauf nicht genauer untersucht.

Hinsichtlich des in (Rieder A., 2009) dargestellten Tragmechanismus ist anzumerken, dass die Form (Tiefe und Ausdehnung) des muschelförmigen Betonausbruchs stark von der Belastungshöhe, Betonfestigkeit und den Typen von Befestigungsmitteln und deren Durchmesser abhängt. Beispielsweise wird bei Verbunddübeln die Querlast vom Dübel über den Mörtel oder Harz in den Beton übertragen. Dadurch wird die Kontaktfläche zwischen Beton und „Dübel“ größer (Hoehler, 2006), was zu geringeren Betonspannungen führt. Dies hat zur Folge, dass der muschelförmige Betonausbruch näher an der Betonoberfläche und mit geringerer Ausdehnung eintritt. Demnach sollte Abbildung 2.10 als Idealisierung des Tragverhaltens angesehen werden.

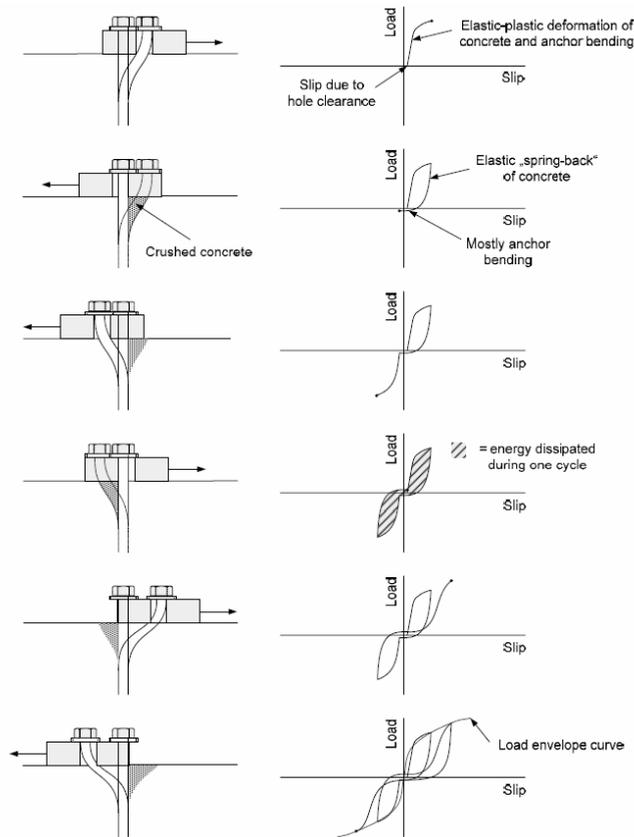


Abbildung 2.10: Entwicklung der Lastverschiebungskurve eines Befestigungsmittels in Beton (Rieder A., 2009)

In (Pruijssers & A., 1988) wird die Schubkraftübertragung in der Rissfläche von Beton, welche von Bewehrung gekreuzt wird, untersucht. Dabei wird ein großes Augenmerk auf den Anteil der Dübelwirkung (*dowel action*) der Bewehrung auf die Tragfähigkeit gelegt. Deren Hysterese für den ersten Belastungszyklus wird entsprechend Abbildung 2.11 charakterisiert. Der starke vertikale Abfall nach Erreichen des Lastpeaks wird auf die Verformungsfähigkeit des umliegenden Betons zurückgeführt. Diese wird bei Belastung maßgeblich durch den triaxialen Spannungszustand beeinflusst, wenn sich der Stahl in den Beton eindrückt. Bei Entlastung geht der mehraxiale Spannungszustand im Beton verloren, wodurch ein Sprung von ca. 25 % der Höchstlast entsteht. Zyklische Spannungs-Dehnungsbeziehungen von mehraxial beanspruchtem Beton mit uniaxial zyklischer Belastung zeigen bei erneuten Belastungen eine starke Abnahme der Steifigkeit nach Erreichen der Höchstlast (van Mier, 1986) und (Mander, Priestley, & Park, 1988); siehe Abbildung 2.11 rechte Seite. Zu Beginn der Entlastung fällt die erreichte Last je

Zyklus um bis zu ca. 50 % vertikal ab. Danach erfolgt im Wesentlichen eine quasi parabelförmige Entlastung.

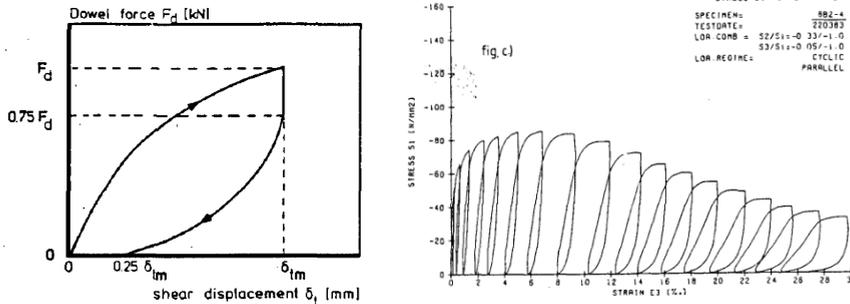


Abbildung 2.11: links: Be- und Entlastungspfad im ersten Zyklus von querbelasteten Betonstäben (*dowel action*) nach (Pruijssers A., 1988) rechts: Zyklisches Betonverhalten nach (van Mier, 1986)

Aus der Arbeit von (Moradi, Soltani, & Tasnimi, 2012) zum Thema Verdübelungswirkung von querbewehrten Stahlbetonträgern (*dowel action*) geht hervor, dass eine deutliche Ähnlichkeit der Hysteresen zwischen den Untersuchungsgebieten Befestigungstechnik und *dowel action* vorhanden ist. In Abbildung 2.12 ist der schematische Verlauf der Hysterese von auf Schub beanspruchten Bewehrungsstäben im Riss zu sehen. Nach dem ersten Belastungszyklus ist eine deutliche Abnahme der Steifigkeit des Systems zu erkennen, die sich durch Betonabplatzungen einstellt. Gravierend ist der Unterschied der vorgestellten Hysteresen am Umkehrpunkt nach Erreichen des Lastpeaks. Im Gegensatz zu den Arbeiten von (Rieder A., 2009) und (Pruijssers A., 1988) ist ab diesem Punkt kein vertikaler Abfall, sondern ein nichtlinearer Verlauf der Hysterese vorgegeben. Dieser Verlauf war in den dort durchgeführten Versuchen beobachtet worden. Deren Aufbau war so ausgelegt, dass in der Schubfläche eine mehrere Millimeter große Aussparung vorhanden war, sodass es jeweils zwischen den beiden „Rissufern“ nicht zum Kontakt kam. Die Aussparung simulierte den Riss und wurde vor Beginn des Versuchs aus den Prüfkörpern herausgezogen. Durch diesen Aufbau wurde nur die Dübelwirkung der Bewehrung untersucht. Reibeffekte zwischen den Betonflächen wurden nicht aktiviert. Dies lässt darauf zurückschließen, dass durch den Versuchsaufbau bedingt, der Entlastungspfad einem eher nichtlinearen Verlauf folgt und nicht vertikal abfällt. Dennoch unterscheiden sich die Ergebnisse von jenen in (van Mier, 1986) und (Mander, Priestley, & Park, 1988). Hier war, wie bereits beschrieben, der vertikale Abfall auf das Verformungsverhalten des Betons zurückgeführt worden.

Ein anderer Aspekt wird in der Veröffentlichung (Takase, Wada, Ikeda, & Shinohara, 2012) aufgegriffen. Hier wird die Zusatzdehnung von chemischen Dübeln durch Verschiebung unter Querbelastung in das Modell unter zyklischer Belastung aufgenommen. Diese bewirkt Zugspannungen in Dübellängsrichtung, welche die Hystereseform beeinflussen.

In Anbetracht der unterschiedlichen Modelle zur Beschreibung des zyklischen Verhaltens von *dowel action* und dem Unterschied der Modelle gegenüber der Hystereseform von zyklisch belasteten Befestigungsmitteln kann an dieser Stelle keine Aussage über die maßgebenden Effekte zur Formgebung des Hystereseverlaufs von Befestigungsmitteln gegeben werden. Insgesamt wird eine Kombination von zyklischem Werkstoffverhalten des Betons, Reibung und durch Verschiebung erzwungene Zusatzdehnungen in Dübellängsrichtung vermutet. Weitere Untersuchungen werden in Kapitel 4 und 5 durchgeführt.

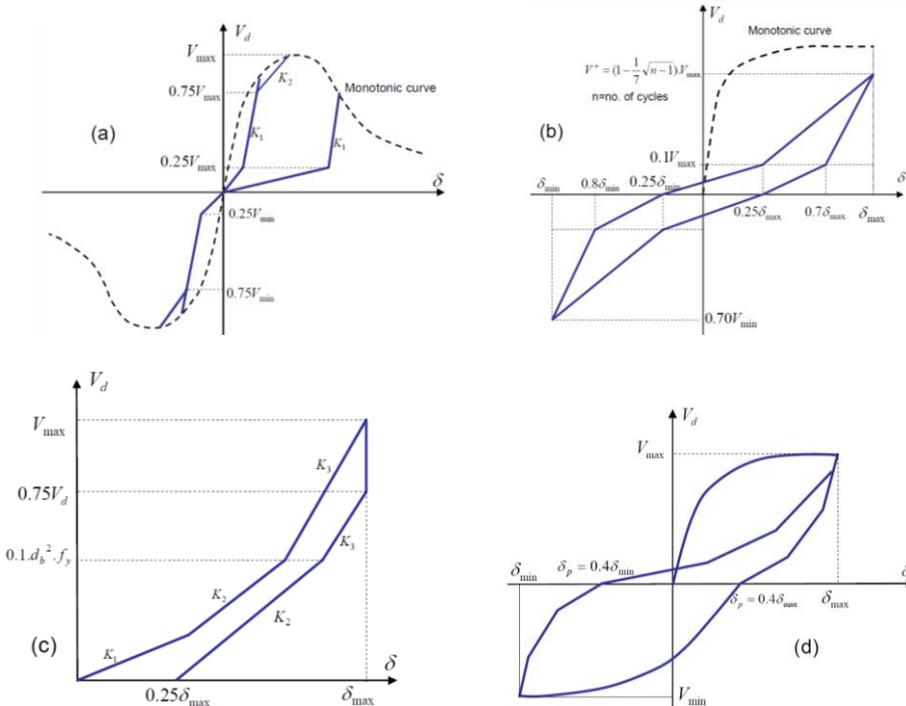


Abbildung 2.12: Schematische Be- und Entlastungspfade unterschiedlicher Untersuchungen zur zyklischen Dübelwirkung übernommen von (Moradi, Soltani, & Tasnimi, 2012) (a) (Soroushian, Obaseki, Baiyasi, El-Sweidan, & Choi, 1988) (b) (Vintzeleou & Tassios, 1986) (c) (Pruijssers A., 1988) (d) (Soltani & Maekawa, 2008)

Ein anderer Aspekt der zyklischen Belastung von Befestigungsmitteln ergibt sich aus der Art der Versuchssteuerung. In Abhängigkeit von der Regelgröße des Versuchs, Kraft- oder Wegregelung, werden sehr unterschiedliche Verläufe der Hysteresen gemessen. Dies ist vor allem bei zyklischen Versuchen der Fall, bei denen die Regelgröße über eine bestimmte Anzahl an Zyklen ein konstantes Niveau ansteuert. Bei kraftgeregelten Versuchen mit unterschiedlichen Lastniveaus, wie es nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) gefordert wird, ist eine Zunahme der Verschiebung bei gleichbleibender Belastung zu verzeichnen. Bei weggeregelten Versuchen mit unterschiedlichen Verschiebungsniveaus dagegen, wie es in (DIN EN 12512, 2005) vorgegeben wird, ist eine Abnahme der gemessenen Querlast je Zyklus bei konstanter Verschiebung festzustellen. Letztere Versuchssteuerung wird derzeit für Befestigungsmittel im Beton nicht herangezogen. Dennoch wurden wie z.B. in (Vintzeleou & Eligehausen, 1991) auch mit einem ähnlichen Programm Versuche an Hinterschnitt-, Spreiz- und Verbunddübeln durchgeführt. Die Rissbreite variierte in den Versuchen zwischen  $\Delta w = 0,1$  und  $0,8$  mm. Für die Darstellung (siehe Abbildung 2.13) der Ergebnisse wurde das Verhältnis der Querlasten eines jeden Zyklus bezogen auf den ersten Zyklus dargestellt. Hinsichtlich der unterschiedlichen Rissbreiten in den einzelnen Versuchen, erfolgte keine Trennung der Ergebnisse. Auf Grundlage der Daten ist ein empirischer Zusammenhang zwischen Abfall der Querlast und Zyklusanzahl entwickelt worden. Die Ergebnisse sind in Abbildung 2.13 dargestellt. Zusätzlich sind die Verläufe der Mittel- und der 5%- und 95%- Quantilwerte der Versuchsergebnisse in Linienform aufgetragen.

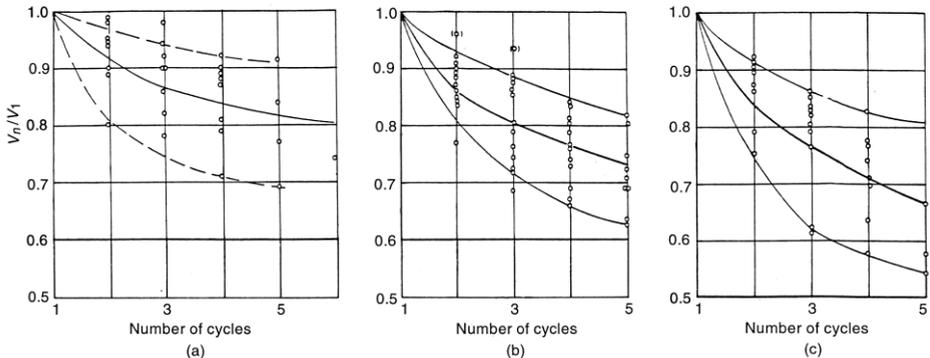


Abbildung 2.13: Abfall des Querlastwiderstands unter zyklischer Querverschiebung (Vintzeleou & Eligehausen, 1991) übernommen aus (Béton, 1994): (a) undercut anchors; (b) expansion anchors, (c) bonded anchors

## 2.2 Ermittlung der Einwirkungen auf Befestigungen im Erdbebenlastfall

### 2.2.1 Grundlegende Annahmen

Um den Aufwand für die Bemessung gering zu halten, wurden in die gegenwärtige Normengeneration (wie (DIN EN 1998-1, 2010), (DIN EN 1992-4, 2013), (ASCE, 2010) (FEMA 450-1, 2003)) vereinfachte Ansätze aufgenommen, um die einwirkenden Lasten auf ein nichttragendes Bauteil im Erdbebenlastfall konservativ abschätzen zu können. Die Bemessung beruht darauf, eine Ersatzkraft in Abhängigkeit vom Standort des Gebäudes und der Stelle des zu befestigenden Bauteils zu bestimmen. Die auf die Befestigung einwirkende Bodenbeschleunigung auf den einzelnen Etagen, die Stockwerksbeschleunigung, wird über eine Linearisierung der ersten Eigenform als Vielfaches der Bodenbeschleunigung angenommen, d.h. höhere Modalformen bleiben unberücksichtigt. Die Amplifikation der Stockwerksbeschleunigung durch das nichttragende Bauteil selbst, wird mit einem Faktor, der ähnlich dem der elastischen Antwortspektren aufgebaut ist, berücksichtigt. Die Energiedissipation der gesamten Befestigung (Anbauteil und Befestigungsmittel) durch Plastifizierungen und Schädigung kann über tabellierte Werte (Verhaltensbeiwerte  $q_a$ ) berücksichtigt werden. (Holtschoppen, 2009) (Phan & Taylor, 1996) (Chopra, 2007)

### 2.2.2 Einwirkungen nach DIN EN 1998-1:2010 und DIN EN 1992-4:2009

Der gegenwärtige Bemessungsansatz von Befestigungsmitteln nach (DIN EN 1998-1, 2010) und (DIN EN 1992-4-1, 2009) basiert auf den Grundgedanken der Kapazitätsmethode. Dabei wird das Tragwerk in duktile (plastische) und spröde (elastische) Bauteile bzw. Bereiche unterteilt. Die Befestigungsmittel werden als spröde Bauteile betrachtet, deren Versagen nicht vor den Bauteilen eintreten darf, die als duktil angesehen werden. Der seismische Widerstand der Befestigungsmittel ergibt sich aus den Ergebnissen aus Zulassungsversuchen nach (ETAG 001 - Annex E, 2013), siehe Kapitel 4. Die einwirkende Ersatzkraft ist über die folgende Gleichung zu ermitteln

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a}{q_a} \quad (2.11)$$

$$\text{mit :} \quad S_a = \alpha \cdot S \cdot \left( \frac{3 \left( 1 + \frac{z}{H} \right)}{1 + \left( 1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2} - 0,5 \right) \geq \alpha \cdot S \quad (2.12)$$

Dabei sind

- $F_a$  horizontale/vertikale Kraft aus dem Erdbeben, die im Schwerpunkt des nichttragenden Bauteils angreift [kN]
- $W_a$  Gewicht des anzuschließenden Bauteils [kN]
- $S_a$  horizontaler/ vertikaler Erdbebenbeiwert für nichttragende Bauteile [-]
- $\gamma_a$  Bedeutungsbeiwert des Bauteils [-]
- $q_a$  Verhaltensbeiwert des Bauteils [-]
- $\alpha$  Verhältnis der Bemessungsbodenbeschleunigung auf Untergrund vom Typ A  $a_g$ , zur Bodenbeschleunigung  $g$  [-]
- $S$  Beiwert für den Boden [-]
- $z$  Höhe des nichttragenden Bauteils über dem Geschoss, in dem die Erdbebenbeanspruchung eingeleitet wird [m]
- $H$  Höhe des Bauwerks [m]
- $T_a$  Grundschwingungsdauer des nichttragenden Bauteils [s]
- $T_1$  Grundschwingungsdauer des Bauwerks in der maßgeblichen Richtung [s]

wobei gilt:  $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_l$

$a_{gR}$  Referenzwert der Bodenbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]

$\gamma_l$  Verhaltensbeiwert des Gebäudes [-]

Nach (Meskouris, Hinzen, Butenweg, & Mistler, 2011) kann Gleichung (2.12) nochmals in zwei Anteile aufgeteilt werden. Die einwirkende Beschleunigung an der Befestigung

$S_a$  setzt sich aus dem Höhenfaktor  $A_h$  und dem dynamischen Erhöhungsfaktor  $A_a$  zusammen. Diese sind

$$A_h = 1 + \frac{z}{H} \quad (2.13)$$

und

$$A_a = \frac{3}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \quad (2.14)$$

Des Weiteren wird (DIN EN 1998-1/NA, 2011) ein vereinfachter Ansatz zur Bestimmung der resultierenden Erdbebenkraft genannt

$$F_a = 4 \cdot S \cdot a_{gR} \cdot m_a \cdot \gamma_a \quad (2.15)$$

Nach Gleichung (2.11) bestimmt der Erdbebenbeiwert für nichttragenden Bauteile  $S_a$  maßgeblich die Größe der resultierenden Erbebenkräfte  $F_a$ , welche bei der Bemessung von Befestigungen sowohl in vertikaler als auch horizontaler Richtung angesetzt werden müssen. Bei genauer Betrachtung des Erdbebenbeiwerts sind für das Verhältnis der Grundschwingdauern drei Fälle zu unterscheiden:

1. Fall: sehr weiches, nichttragendes Bauteil  $T_a \ll T_1$

$$\frac{T_a}{T_1} \rightarrow 0 \Rightarrow S_a = -0,5 \cdot \alpha \cdot S, \text{ sodass nach Gleichung (2.12) gilt: } S_a \geq \alpha \cdot S$$

2. Fall: sehr steifes, nichttragendes Bauteil (Starrkörper)  $T_a \gg T_1$

$$\frac{T_a}{T_1} \rightarrow \infty \Rightarrow S_a = \alpha \cdot S \cdot \left(1,5 \cdot \left(1 + \frac{z}{H}\right) - 0,5\right)$$

$$\text{für } z = 0: \Rightarrow S_a = \alpha \cdot S$$

$$\text{für } z = H: \Rightarrow S_a = 2,5 \cdot \alpha \cdot S$$

3. Fall: Resonanzfall  $T_a = T_1$

$$\frac{T_a}{T_1} = 1 \quad \Rightarrow S_a = \alpha \cdot S \cdot \left( 3 \cdot \left( 1 + \frac{z}{H} \right) - 0,5 \right)$$

$$\text{für } z = 0: \Rightarrow S_a = 2,5 \cdot \alpha \cdot S$$

$$\text{für } z = H: \Rightarrow S_a = 5,5 \cdot \alpha \cdot S$$

Entsprechend Fall 1 ergibt sich nach Gleichung (2.14) für ein sehr weiches nicht tragendes Bauteil ein negativer Wert der resultierenden Beschleunigung über die gesamte Gebäudehöhe. Hier greift die Zusatzbedingung, dass von einem Mindestwert der Etagenbeschleunigung ausgegangen werden muss. Die Linearisierung der 1. Eigenform und der damit unterstellten linearen Zunahme der Etagenbeschleunigung über die Gebäudehöhe ist sehr gut im Fall 2 zu erkennen. Bei der Grenzbetrachtung eines sehr steifen Anbauteils, erfährt dieses, betrachtet als Starrkörper, dieselbe Beschleunigung wie die Etage, in der es befestigt ist.

Die Erdbebenkräfte können infolge der Energiedissipation über den Verhaltensbeiwert  $q_a$  abgemindert werden. Dieser ist in beiden Normen für unterschiedliche Anbauteile zu finden, siehe Tabelle 2.2. Der Tabelle ist zu entnehmen, dass maximal ein Verhaltensbeiwert von  $q_a = 2,0$  für einzelne Bauteile angesetzt werden kann. Der Verhaltensbeiwert  $q_a$  berücksichtigt dissipative Effekte, welche vom Baustoff, dem Tragsystem und der konstruktiven Ausbildung abhängen (DIN EN 1998-1, 2010).

Tabelle 2.2: Werte von  $q_a$  und  $A_a$  für nichttragende Bauteile (DIN EN 1992-4-1, 2009)

Art des nichttragenden Bauteils	$q_a$	$A_a$
Auskragende Brüstungen oder Verzierungen	1,0	3,0
Zeichen und Werbetafeln		3,0
Schornsteine, Masten und Tankbauwerke auf Stützen, die entlang einer Länge von mehr als die Hälfte ihrer Gesamthöhe als nicht ausgesteifte Kragträger wirken		3,0
Lagerung gefährlicher Stoffe, Rohrleitungen für gefährliche Flüssigkeiten		3,0
Äußere und innere Wände	2,0	1,5
Trennwände und Fassadenteile		1,5
Schornsteine, Masten und Tankbauwerke auf Stützen, die entlang einer Länge von weniger als der Hälfte ihrer Gesamthöhe als versteifter Kragträger wirken oder gegen das Tragwerk ausgesteift oder abgespannt sind, und zwar auf der Höhe oder oberhalb ihres Schwerpunkts		1,5
Aufzüge		1,5
Computerzugangsböden, elektrische und Kommunikationsausstattung		3,0
Förderanlagen		3,0
Befestigungen für ständig vorhandene Schränke und Bücherstapel auf dem Fußboden		1,5
Befestigungen für abgehängte Zwischendecken und Beleuchtungskörper		1,5
Hochdruckleitungen, Leitungen für Brandbekämpfung		3,0
Flüssigkeitsleitungen für ungefährliche Materialien		3,0
Computer-, Kommunikations- und Lagerregale		3,0

### 2.2.3 Einwirkungen nach FEMA 450-1:2003 und ASCE:2010

Gleichung (2.16) gibt den Bemessungsansatz nach (FEMA 450-1, 2003) wieder, der dem nach europäischer Norm sehr ähnlich ist und auch in (ASCE, 2010) übernommen wurde.

Der lineare Zusammenhang zwischen Fundament- und Dachbeschleunigung wurde hier ebenso vorausgesetzt. Die Erdbebeneinsatzkraft  $F_p$  darf wie folgt ermittelt werden

$$F_p = \frac{0,4 \cdot a_p \cdot S_{DS} \cdot W_p \cdot I_p}{R_p} \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{z}{h}\right) \quad (2.16)$$

wobei

$a_p$  Vergrößerungsfaktor des Bauteils [-] (1,0 – 2,5) (siehe auch Abbildung 2.14)

$S_{DS}$  Spektralwert der Beschleunigung (*Design earthquake spectral response acceleration parameter at short period*)

$W_p$  Gewicht des Anbauteils

$R_p$  Antwort-Modifikationsfaktor des Bauteils [FEMA 450-1: 1,0 bis 5,0; ASCE bis maximal 12]

$I_p$  Bedeutungsbeiwert des Bauteils [1,0 – 1,5];

$z$  Höhe in der das Anbauteil befestigt ist [m]

$h$  Höhe des Bauwerks [m]

Zusätzlich werden der obere und untere Grenzwert der seismischen Bemessungslast ergänzt.

$$F_{p,max} = 1,6 \cdot S_{DS} \cdot W_p \cdot I_p \quad (2.17)$$

$$F_{p,min} = 0,35 \cdot S_{DS} \cdot W_p \cdot I_p \quad (2.18)$$

und  $S_{DS} = 2/3 \cdot f_a \cdot S_S$

Die dynamische Wechselwirkung zwischen Bauteil und Gebäude wird über den Vergrößerungsfaktor des Bauteils geregelt. Ähnlich wie in Kapitel 2.2.2 kann über das Periodenverhältnis zwischen Bauteil  $T_p$  und Bauwerk  $T$  der Vergrößerungsfaktor bestimmt werden. Ist die Eigenperiode des Bauteils nicht bekannt, sind zusätzlich tabellierte Werte vorhanden. Demnach ist eine Vergrößerung der Untergrundbeschleunigung durch das Bauteil im Bereich des Periodenverhältnisses  $T_p / T$  von 0,5 (steifes Bauteil) bis 2,0 (weiches Bauteil) vorgegeben (s. Abbildung 2.14).

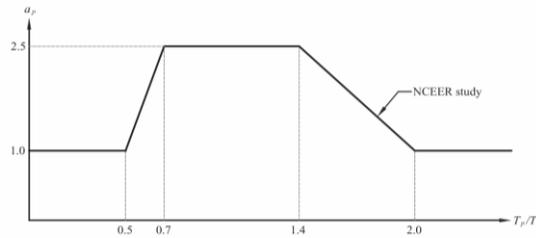


Abbildung 2.14: Vergrößerungsfaktor des Bauteils  $a_p$  nach (ASCE, 2013)

Tabelle 2.3: Werte von  $a_p$  und  $R_p$  für nichttragende Bauteile „table 6.3-1“ (FEMA 450-1, 2003) identisch „table 13.5-1“ (ASCE, 2010) - Auszüge

Architectural Component or Element	$a_p$	$R_p$
Interior nonstructural walls and partitions		
Plain masonry walls	1,0	1,5
All other walls and partitions	1,0	2,5
Cantilever Elements unbraced or braced (to structural frame) below their centers of mass		
Parpets and cantilevered interior nonstructural walls	2,5	2,5
Chimney and stacks where laterally supported by structures	2,5	2,5
Other rigid components		
High deformability elements and attachments	1,0	3,5
Limited deformability elements and attachments	1,0	2,5
Low deformability elements and attachments	1,0	1,5
Other flexible components		
High deformability elements and attachments	2,5	3,5
Limited deformability elements and attachments	2,5	2,5
Low deformability elements and attachments	2,5	1,5

Tabelle 2.4: Werte von  $a_p$  und  $R_p$  für nichttragende Bauteile „table 13.6-1“ (ASCE, 2010) – Auszug

Mechanical and Electrical Components	$a_p$	$R_p$
Air-side HVAC, fans, air handlers, air conditioning units, cabinet heaters, air distribution boxes and other mechanical components constructed of sheet metal framing	2,5	6,0
Elevator and escalator components	1,0	2,5
Motor control centers, panel boards, switch gear, instrumental cabinets, and other components constructed of sheet metal framing	2,5	6,0
Lighting fixtures	1,0	1,5
Distribution Systems		
Piping in accordance with ASME B31, including in-line components with joints by welding or brazing	2,5	12
Piping in accordance with ASME B31, including in-line components constructed of high-defomability materials, with joints made by welding or brazing	2,5	9,0

Bemerkenswert sind vor allem die hohen Werte des Bauteil-Antwort-Modifikationsfaktors  $R_p$  (siehe (ASCE, 2010) und (FEMA 450-1, 2003): „*component response modification factor*“) von bis zu 5,0 (FEMA 450-1, 2003) bzw. 12 (ASCE, 2010) (s. Tabelle 2.3 und Tabelle 2.4). Der Faktor repräsentiert das Energiedissipationsvermögen des Bauteils und seiner Verankerung ((ASCE, 2010), „*attachment*“), welches sowohl von deren Überfestigkeiten als auch von deren Verformungsfähigkeit abhängt. Die in (ASCE, 2010) tabellierten Werte beruhen auf der Entscheidung des verantwortlichen Normen-Gremiums und stützen sich auf Beobachtungen während Erbebenereignissen und experimentellen Untersuchungen. Für die Bemessung der Verankerung („*anchorage*“) ist aber ein maximaler  $R_p$ -Wert von 12 anzusetzen. (ASCE, 2013)

## 2.2.4 Vergleich der Einwirkungen

Ein Vergleich der beiden Bemessungsansätze soll aufzeigen, welchen Einfluss die tabellierten Werte des Energiedissipationsvermögens von nichttragenden Bauteilen in Kombination mit den zugehörigen Bemessungsansätzen haben. Für eine Vergleichsrechnung können die in Tabelle 2.5 angenommenen Parameter genutzt werden.

Tabelle 2.5: Eingangparameter für die Bemessung nach (DIN EN 1992-4-1, 2009) und (ASCE, 2013)

Parameter	Wertebereich	
	DIN EN 1998-1	ASCE, 2013
$\gamma_a$ bzw. $I_p$	1,0 – 1,5 [-]	1,0 – 1,5
$S$	0,75 – 1,5 [-]	
$a_{gR}$	0,4 – 0,8 [m/sec <sup>2</sup> ]	–
$\gamma_l$	0,8 – 1,4 [-]	
$q_a / R_p$	1,0 – 2,0 [-]	1 – 12 [-]
$A_a$ bzw. $a_p$	(-0,5) 1,0 – 2,5 [-]	1,0 – 2,5 [-]
$f_a$		0,8 – 2,5 [-]
$S_S$		0,05 · g bis 3,21 · g [m/sec <sup>2</sup> ]

Um vergleichbare Voraussetzungen zu schaffen und damit die Einflüsse des Bemessungsansatzes und des Verhaltensbeiwerts zu untersuchen, werden folgende Parameter als identisch angenommen.

Zur Vereinfachung wird die Erdbeschleunigung  $g$  zu 10 m/sec<sup>2</sup> gesetzt. Zudem gelten die Werte

- $\gamma_a = \gamma_l = I_p = 1,0$  [-]
- $S = f_a = 1,0$  [-]
- $0,4 \cdot S_{DS} = 1$  [m/sec<sup>2</sup>] und  $\alpha = 0,1$  [ $a_g/g$ ]
- $W_a = 10$  kN und  $W_p = 1$  t
- $T_a / T_l = T_p / T = 1,0$

Damit ergibt sich aus nach (DIN EN 1998-1, 2010):

$$F_a = \frac{3 \cdot \left(1 + \frac{z}{H}\right) - 0,5}{q_a} \quad (2.19)$$

und mit  $a_p = 2,5$  nach (ASCE, 2013)

$$F_p = \frac{2,5}{R_p} \cdot \left( 1 + 2 \cdot \frac{z}{h} \right) \quad (2.20)$$

Über die Gebäudehöhe ergeben sich entsprechend Gleichungen (2.18) und (2.19) die seismischen Ersatzkräfte, deren Verläufe in Abbildung 2.15 skizziert sind. Es wird ersichtlich, dass sich trotz gleicher Voraussetzungen, verschiedene Ersatzkräfte auf Dachhöhe bestimmen lassen. Dies beruht auf der Tatsache, dass die Stockwerksbeschleunigungen des Gebäudes unterschiedlich berücksichtigt werden. Infolgedessen ist nach Berechnung dieses Beispiels nach amerikanischem Standard eine über 36 % (7,5 kN zu 5,5 kN ohne Einbeziehen der Verhaltensbeiwerte  $q_a$  und  $R_p$ ; siehe Abbildung 2.15) höhere Einwirkung auf Dachhöhe anzunehmen als bei einer Bemessung nach europäischem Standard.

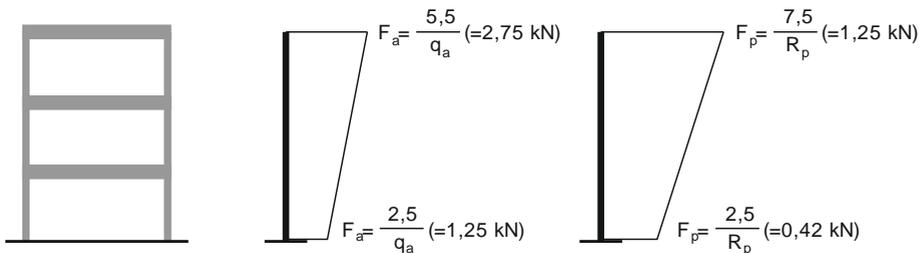


Abbildung 2.15: Ersatzkräfte nach vereinfachter Bemessung nach (DIN EN 1992-4-1, 2009) (links) und (ASCE, 2013) (rechts)

Diese Unstimmigkeit beider Ansätze (und auch weiterer vorhandener Ansätze) wurde in zahlreichen Veröffentlichungen diskutiert und Lösungsvorschläge aufgezeigt. Letztere beruhen zumeist auf einer Fallunterscheidung bezüglich der vorhandenen Eigenfrequenzen von Gebäude und Bauteil, sodass genauere Stockwerksbeschleunigungen bestimmt werden können. Im Rahmen dieser Arbeit wird auf entsprechende Veröffentlichungen nur verwiesen; siehe hierzu z.B. (Singh, Moreschi, Suárez, & Matheu, 2006), (Valverde, 1997) und (Holtschoppen, 2009). Denn von weit größerem Interesse an dieser Stelle sind der Verhaltensbeiwert  $q_a$  und der Bauteil-Antwort-Modifikationsfaktor  $R_p$ .

Wie oben beschrieben, dienen diese dazu, das Energiedissipationsvermögen von Bauteil und Verankerung zu berücksichtigen und damit zur Abminderung der einwirkenden Ersatzlasten. Das oben betrachtete Beispiel wird nun weiterverfolgt und das nichttragende Bauteil als ein Rauchgasventilator mit einem Eigengewicht von 1 t angenommen. Hierzu

würde ein Verhaltensbeiwert von  $q_a = 2,0$  (Förderanlage, Leitungen zur Brandbekämpfung;  $A_a = 3,0$ ) nach (DIN EN 1998-1, 2010) naheliegen. Nach (ASCE, 2013) könnte ein Bauteil-Antwortmodifikationsfaktor von  $R_p = 6,0$  (Air-side HVAC, fans, air conditioning units etc.;  $a_p = 2,5$ ) gewählt werden. Mit diesen Werten ergeben sich nun abgeminderte Ersatzlasten, siehe Abbildung 2.15 (Werte in Klammern). Nach Berechnung nach ASCE ergeben sich trotz der höheren Stockwerksbeschleunigungen wesentlich geringere Ersatzlasten für die Bemessung. Dies resultiert maßgeblich aus dem wesentlich höher angesetzten Bauteil-Antwortmodifikationsfaktor. Dies hat zur Folge, dass auf Dachhöhe um ca. 54 % geringere Lasten als bei einer Berechnung nach (DIN EN 1998-1, 2010) angesetzt werden können.

Anhand dieser kurzen Vergleichsrechnung zwischen europäischem und amerikanischem Standard wird deutlich, dass nicht nur große Differenzen bezüglich der Bemessungsansätze, sondern auch hinsichtlich der Verhaltensbeiwerte vorhanden sind. Es hat den Anschein, dass die tabellierten Werte nach (DIN EN 1998-1, 2010) sehr konservativ angenommen wurden. Eine weitere Betrachtung und Bewertung der Ansätze zur Ermittlung der einwirkenden Erdbebenlasten auf Befestigungsmittel wird im Weiteren nicht behandelt, da innerhalb dieser Arbeit die Duktilität der Befestigungsmittel bzw. der Verhaltensbeiwert eindeutig im Mittelpunkt der Untersuchungen steht. Dennoch kann festgehalten werden, dass es sich in beiden Fällen um vereinfachte Ansätze für die praxisbezogene Anwendung handelt. Eine ausführliche Diskussion kann beispielsweise in (Holtschoppen, 2009) gefunden werden.

## **2.3 Bemessung von Befestigungsmitteln im konstruktiven Ingenieurbau**

### **2.3.1 Stahlbau allgemein**

Auf Teilsicherheitsbeiwerte wird im Weiteren nicht genau eingegangen, da das Versagen des Befestigungsmittels im Vordergrund der Untersuchungen (d.h. Stahlversagen) steht und nicht die Versagensmodi im Ankergrund (d.h. Herausziehen oder Betonausbruch). Letztere Versagensmodi weisen Aufgrund der Inhomogenität der Werkstoffe des Ankergrunds (Beton, Holz) wesentlich größere Streuungen auf als der Werkstoff des Befestigungsmittels (Stahl). Die Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlversagen sind demnach in allen Bauweisen nahezu identisch.

Für die allgemeine Nachweisführung von Bauteilen in Stahlbauweise sind entsprechend (DIN EN 1993-1-1, 2010) mehrere Verfahren möglich. Der einfachste Nachweis kann nach der Elastizitätstheorie erfolgen. Die Interaktionsbedingung erlaubt es nicht, plasti-

sche Systemreserven zu nutzen, die sich aus plastischen Spannungumlagerungen ergeben. Kann dagegen ein Nachweis nach Plastizitätstheorie geführt werden, dürfen in Abhängigkeit von der Beanspruchungsart die Systemreserven genutzt werden.

Bei reiner Normalkraftbeanspruchung muss die Bedingung eingehalten werden

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \text{ mit } N_{c,Rd} = A \cdot f_y \quad (2.21)$$

bei reiner Momentenbeanspruchung

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \text{ mit } M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_y \quad (2.22)$$

bei reiner Querkraftbeanspruchung

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \text{ mit } V_{c,Rd} = A_v \cdot \left( f_y / \sqrt{3} \right) \quad (2.23)$$

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \sqrt{3}} \leq 1,0 \text{ mit } \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot t} \quad (2.24)$$

Liegen mehrere Beanspruchungsrichtungen vor, kann deren Interaktion wie folgt berücksichtigt werden:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (2.25)$$

Die in Gleichung (2.25) verwendeten Indizes  $y$  und  $z$  geben Richtung des Momentenvektors an.

Die lineare Interaktion ist auch bei plastischer Bemessung als konservativer Ansatz zu verstehen. Dazu wird in (DIN EN 1993-1, 2010) §6.2.1 (6) angemerkt: „Die plastische Querschnittstragfähigkeit ist in der Regel durch eine zu den plastischen Verformungen passende Spannungsverteilung zu bestimmen, die mit den inneren Kräften im Gleichgewicht steht, ohne dass die Streckgrenze überschritten wird.“ Dabei kann die gleichzeitige Beanspruchung durch Querkraft und Biegung über eine reduzierte Fließspannung der schubbeanspruchten Querschnittsteile berücksichtigt werden. Die Abminderung kann über

$$f_{y,red} = (1 - \rho) \cdot f_y \quad \text{mit} \quad \rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (2.26)$$

angesetzt werden. Die Interaktion zwischen Normalkraft- und Momentenbeanspruchung ist über die Reduktion des ansetzbaren vollplastischen Moments zu berücksichtigen. Entgegen der linearen Addition nach Gleichung (2.25) kann dies beispielsweise für einen Rechteckquerschnitt mit Gleichung (2.27) erfolgen

$$M_{Rd}(N_{Ed}) = M_{pl,Rd} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \quad (2.27)$$

Neben der allgemeinen Nachweisführung ist die Bemessung von Anschlüssen und der zugehörigen Verbindungsmittel in Teil 8 von Eurocode 3 (DIN EN 1993-1-8, 2010) getrennt geregelt.

### 2.3.1.1 Schraubenverbindungen

Bei Abscheren in einer Scherfuge ist nachzuweisen, dass die einwirkende Querlast den Scherwiderstand nicht überschreitet. Dieser ist

$$F_{V,Rd} = \alpha_V \cdot f_{ub} \cdot A \quad (2.28)$$

Dabei ist zu unterscheiden, ob das Gewinde in der Scherfuge liegt, dann ist  $A = A_s$ , wobei  $A_s$  der Spannungsquerschnitt der Schraube und

$$\alpha_V = \begin{cases} 0,6 & \text{Festigkeitsklassen 4.6, 5.6, 8.8} \\ 0,5 & \text{Festigkeitsklassen 4.8, 5.8, 6.8, 10.9} \end{cases}$$

ist oder ob der Schaft in der Scherfuge liegt, dann ist  $A$  die Querschnittsfläche der Schraube und  $\alpha_V = 0,5$ .

Bei reiner Zugbeanspruchung darf der Widerstand über

$$F_{t,Rd} = k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s \quad (2.29)$$

ermittelt werden. Bei kombinierter Beanspruchung darf die Interaktion von Scher- und Zugbeanspruchung über die Bedingung

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.30)$$

berücksichtigt werden. Zusätzlich kann der Gleitwiderstand von gleitfesten Verbindungen (eigentlich beschränkt auf hochfeste Schrauben der Festigkeitsklassen 8.8 oder 10.9), die eine Vorspannung aufweisen, um möglichst schlupf- und verformungsfreie Verbindungen zu garantieren, über den Term

$$F_{s,Rd} = k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,C} \quad (2.31)$$

berücksichtigt werden.

Dabei sind

$F_{p,C}$  die Vorspannkraft

$k_s$  Beiwert  $\in [0,63, 1,0]$ ; tabelliert in (DIN EN 1993-1-8, 2010) z.B. Schrauben in Löchern mit normalem Lochspiel  $k_s = 1,0$  oder Schrauben in großen Langlöchern, deren Längsachse quer zur Krafrichtung liegt  $k_s = 0,7$

$n$  Anzahl an Reiboberflächen

$\mu$  Reibungszahl

Unter Einwirkung einer Zugbeanspruchung  $F_{t,Ed}$  auf die gleitfeste Verbindung reduziert sich der Gleitwiderstand auf

$$F_{s,Rd}(F_{t,Ed}) = k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 \cdot F_{t,Ed}) \quad (2.32)$$

## 2.3.2 Stahlbau im Erdbeben

Nach (DIN EN 1998-1, 2010) sind die Verbindungsmittel nicht dissipativ auszubilden. Plastische Verformungen werden auf die angeschlossenen Bauteile begrenzt. Die Verbindungsmittel sollen zusätzlich Überfestigkeiten aufweisen. Dennoch sollte garantiert sein, dass sich jede Einzelverbindung duktil verhält. Dies wird über die Vorgabe an das Verhältnis zwischen Abscher- und Lochleibungswiderstand von 1,2 sichergestellt. Somit wird garantiert, dass sich prinzipiell plastische Verformungen durch Lochleibung einstellen können. Das dadurch hervorgerufene dissipative Verhalten des Verbindungsmittels wird nicht berücksichtigt. Dennoch sind gleitfeste Verbindungen mit hochfesten Schrauben vorgeschrieben. Insgesamt konzentriert sich die Quantifizierung der Duktilität auf die gesamte Verbindung, ohne dass die Energiedissipation eines einzelnen Befestigungsmittels betrachtet wird, wie z.B. in (Rölle, 2013).

Prinzipiell dürfen aber dissipative Verbindungen bzw. Verbindungsmittel genutzt werden, wenn deren Eignung hinsichtlich Tragfähigkeit und Duktilität unter zyklischer Belastung experimentell nachgewiesen werden kann, z.B. über die Prüfverfahren nach (ECCS, 1986). Ein Beispiel einer solchen entwickelten dissipativen Verbindung ist das sog. INERD-System (INERD = **I**nnovative **E**arthquake **R**esistent **D**esign), welches für den Einsatz von Anschlüssen von Verbandstäben an Stützen über einen Bolzen konzipiert wurde; siehe hierzu Abbildung 2.16. Der Bolzen soll in diesem System durch plastische Verformungen unter Biegebeanspruchung die eingetragene Energie dissipieren. Die angeschlossenen Bauteile sind elastisch zu bemessen. (Vayas & Thanopoulos, 2012)

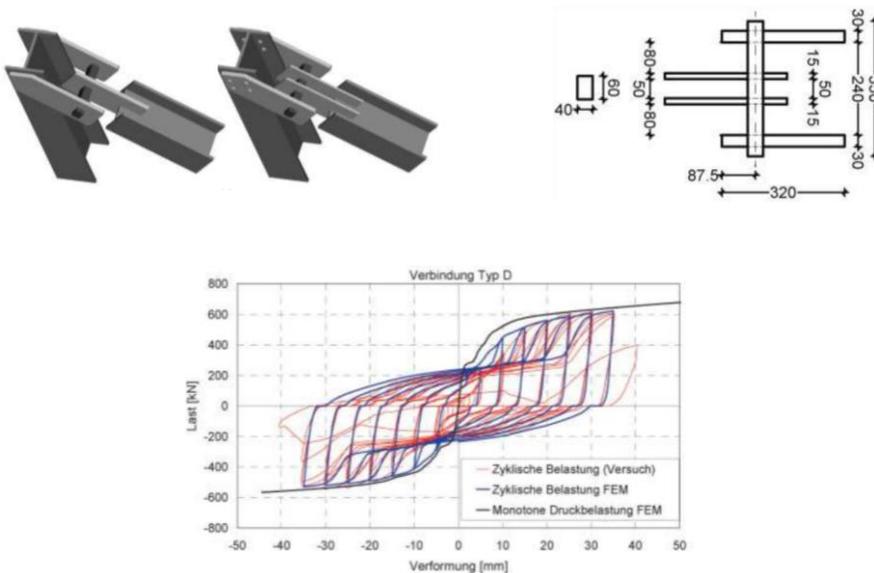


Abbildung 2.16: INERD-Verbindung und zugehörige Last-Verschiebungskurve (Vayas & Thanopoulos, 2012); oben: Ansicht des Systems mit querverlaufenden Bolzen zur Energiedissipation und Verformung am Beispiel der Verbindung mit zwei Augenstäben; unten: Lastverschiebungskurven der experimentellen und numerischen Untersuchung

Interessant an diesem System ist vor allem die geringe Schlankheit des Bolzens. Die Gesamtlänge des Bolzens beträgt zwar  $l = 350$  mm, sodass bezogen auf die Bolzenhöhe von  $h = 50$  bis  $60$  mm (unterschiedliche Ausführungsvarianten) eine Schlankheit von  $l/h = 5,8$  bis  $7$  vorhanden ist. Da aber die kleinsten Stützweiten des statischen Ersatzsystems nur Längen im Bereich von  $l_i = 50$  bis  $80$  mm aufweisen, ist die tatsächlich vorhandene Schlankheit  $l_i/h = 1$  bis  $1,6$ . Mit diesen Schlankheiten sind in Versuchen Verschiebungen von bis zu  $50$  mm erreicht worden, was in Anbetracht der Schlankheit auf eine

sehr große Zähigkeit des Materials schließen lässt. Vor diesem Hintergrund ist zudem bemerkenswert, dass das Tragverhalten ausreichend genau mit der Stabstatik beschrieben werden kann. So wurde das System auch mit einem FE-Modell mit Balkenelementen in SOFISTIC modelliert. Das Modell ist in Abbildung 2.17 - rechte Seite dargestellt. In der Systemskizze ist auch die aus dem Verformungsverhalten bedingte zusätzliche Zugkraftkomponente  $H$  angetragen. Wie am verformten Versuchskörper erkennbar ist, ergibt sich die Kraft  $H$  aus der Biegesteifigkeit der äußeren Augenstäbe, die der Verschiebung des Bolzens entgegenwirkt (Abbildung 2.17 linke Seite). Der Bolzen verklemmt sich in den äußeren Augenstäben so stark, dass Zugkräfte übertragen werden können. Dadurch entwickelt der Bolzen einen Traganteil, wie ein zwischen den äußeren Stäben gespanntes Seil.

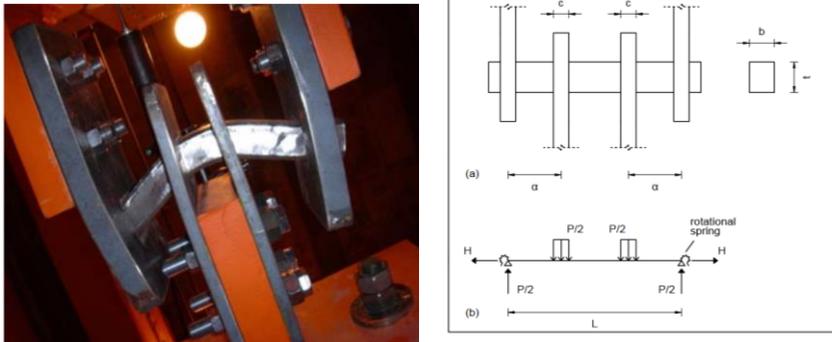


Abbildung 2.17: Details der INERD-Verbindung; links: verformter INERD-Versuchskörper (Vayas & Thanopoulos, 2005); rechts: statisches Ersatzsystem der INERD-Verbindung für das Stabmodell in SOFISTIC (Vayas & Thanopoulos, 2005)

Auffallend an der Hysterese aus den Versuchen am INERD-System ist nach Abbildung 2.16 auch der nahezu vertikale Abfall der Kraft bei Verschiebungsumkehr und die Einschnürung der Hysterese bei anwachsender Verformung. Die Ähnlichkeit zu den Hystereseverläufen in Kapitel 2.1.5.2 ist nicht von der Hand zu weisen. Die steile Entlastung ist ein Resultat der hohen Systemsteifigkeit, wohingegen die Einschnürungseffekte auf die Aufweitung der Durchgangslöcher des Bolzens (Lochleibung) zurückzuführen sind (Vayas & Thanopoulos, 2005).

### 2.3.3 Holzbau

Im Holzbau wird zwischen stiftförmigen und flächenartigen Verbindungsarten unterschieden. Zu den stiftförmigen Verbindungsmitteln gehören Nägel, Klammern, Bolzen, Gewindestangen, Stabdübel und Schrauben. Ihr Widerstand setzt sich aus der Biege- und

Zugtragfähigkeit der Befestigungsmittel und aus der Tragfähigkeit des umliegenden Holzes zusammen. (Blaß & Sandhaas, 2016)

Der Nachweis von Stahl-Holz-Verbindungen wird allgemein für alle stiftförmigen Befestigungsmittel nach (DIN EN 1995-1-1, 2010) in Abhängigkeit von der Dicke des Stahlblechs und der Schnittigkeit der Verbindung unterschieden. Zum Vergleich mit Befestigungen in Beton wird nur auf einschnittige Verbindungen eingegangen.

Bei Anbauteilen mit Ankerplatten in Form von dicken Stahlblechen ( $t_s \geq d$ ) kann der charakteristische Querlastwiderstand über den nachfolgenden Ansatz ermittelt werden

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot (t_1)^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (2.33)$$

dabei sind

$F_{v,Rk}$  der charakteristische Wert der Tragfähigkeit pro Scherfuge und Verbindungsmittel;

$f_{h,k}$  der charakteristische Wert der Lochleibungsfestigkeit im Holzteil;

$t_1$  der kleinere Wert der Seitenholzdicke oder der Eindringtiefe;

$t_2$  die Dicke des Mittelholzes;

$d$  der Durchmesser des Verbindungsmittels;

$M_{y,Rk}$  der charakteristische Wert des Fließmoments des Verbindungsmittels;

$F_{ax,Rk}$  der charakteristische Wert des Ausziehwidestands des Verbindungsmittels.

Die Bemessungsgleichungen nach (DIN EN 1995-1-1, 2010) gehen auf die Johansen-Modelle zurück. Dabei wird die Nachgiebigkeit des umliegenden Holzes berücksichtigt und der Biege widerstand des Verbindungsmittels in den Widerstand eingerechnet. Die Tragfähigkeit einer Verbindung ist erreicht, wenn die Lochleibungstragfähigkeit des Holzes und / oder die plastische Momententragfähigkeit der Befestigungsmittel erreicht sind.

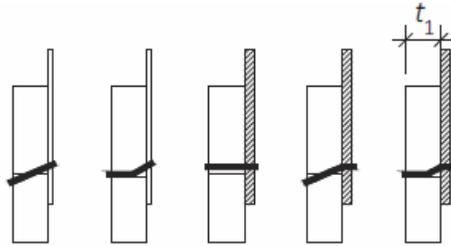


Abbildung 2.18: Versagensarten einschnittiger Stahlblech-Holz-Verbindungen (Blaß &amp; Sandhaas, 2016)

Die Versagensart wird maßgeblich von der Schlankheit des Verbindungsmittels, der Schubfestigkeit des Holzes, der Dicke des Stahlbleches und dem Lochspiel im Stahlblech bestimmt (siehe Abbildung 2.18). Die Schlankheit des Verbindungsmittels bestimmt dessen Steifigkeit und Nachgiebigkeit. Bei sehr schlanken Befestigungsmitteln treten daher große plastische Verformungen ein und Fließgelenke können sich ausbilden. Ist das Befestigungsmittel dagegen sehr gedungen, werden sich kaum Verformungen im Befestigungsmittel selbst entwickeln. Es wirkt vielmehr lastverteilend, sodass das gesamte über die Höhe des Verbindungsmittels umliegende Holz auf Schub beansprucht wird und Lochleibung auftritt. Ist das Stahlblech sehr dick und ist kaum Lochspiel vorhanden, wirkt es für den Kopf des Verbindungsmittels wie eine volle Einspannung und ein plastisches Gelenk kann sich an der Einspannstelle einstellen. Ist das Lochspiel groß und / oder das Blech zu dünn, kann sich der Kopf stark verdrehen bzw. in das Blech eindrücken, sodass der Einspanngrad stark abnimmt und sich kein plastisches Gelenk ausbilden kann. Die Lochleibungstragfähigkeit kann getrennt nach der Art des Befestigungsmittels nach (DIN EN 1995-1-1, 2010) ermittelt werden. Da es sich jedoch um einen im Holzbau spezifischen Versagensmechanismus handelt, wird nicht weiter darauf eingegangen.

Die plastischen Momente  $M_{y,Rk}$  glattschaftiger Verbindungsmittel mit rundem Querschnitt dürfen nach (DIN EN 1995-1-1, 2010) über die Beziehung nach Gleichung (2.34) ermittelt werden.

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_u \cdot d^{2,6} \quad (2.34)$$

$f_u$  Zugfestigkeit des Verbindungsmittels

$d$  Durchmesser des Verbindungsmittels

Zusätzlich ist die versuchstechnische Bestimmung des Fließmoments im Befestigungsmittel samt Nachweis ausreichender Duktilität nach den Prinzipien in (DIN EN 409, 2009) durchzuführen. Die Tragfähigkeiten der Befestigungsmittel, basierend auf den mechanischen Modellen nach Johansen  $F_{Rk,Johansen}$  ergeben sich aus den linken Termen

der Gleichungen (2.33). Der rechte Term mit  $F_{ax,Rk}$  beschreibt den zusätzlichen Seileffekt im System.

Nach Norm darf der sog. Seileffekt oder auch Einhängeeffekt über einen zusätzlichen Widerstandsanteil berücksichtigt werden. Der zusätzliche Traganteil ist prozentual von der Johansen-Theorie anzusetzen. Da einige Verbindungsmittel Normalkräfte übertragen und damit einen Widerstand gegen Herausziehen aufweisen, wirkt eine Zwangsnormalkraft bei Querlastbeanspruchung infolge der großen Querverschiebungen des Kopfes im Verbindungsmittel. Da der Kopf in Querrichtung verschoben wird, wird das Verbindungsmittel der Querverschiebung nachgezogen. Den Verschiebungen wirkt der Widerstand gegen Herausziehen entgegen, wodurch sich Längskräfte einstellen.

Die Ausziehtragfähigkeit  $F_{ax,Rk}$  kann über den Ansatz (Blaß & Sandhaas, 2016)

$$F_{ax,Rk} = \frac{1}{\cos \alpha} \cdot f_{l,k} \cdot d \cdot s \quad (2.35)$$

mit

$f_{l,k}$  charakteristischer Wert des Ausziehparameters

$s$  Einbindelänge

$\alpha$  Neigungswinkel des Befestigungsmittels gegenüber der Lotrechten zur Oberfläche

bestimmt werden. Nach (DIN EN 1995-1-1, 2010) darf der Seileffekt nur teilweise angerechnet werden. Die resultierende Zusatztragfähigkeit  $\Delta F_{ax,Rk}$  ergibt sich damit zu (Blaß, 2012)

$$\Delta F_{ax,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ k_{ax} \cdot F_{Rk,Johansen} \end{array} \right. \quad (2.36)$$

Der Beiwert  $k_{ax}$  berücksichtigt die unterschiedlichen Herausziehungswiderstände der einzelnen Verbindungsmittel. Er ist abhängig von der Profilierung des Verbindungsmittels und nimmt einen Wert zwischen 0 und 1,0 an ((Blaß, 2012) und (DIN EN 1995-1-1, 2010)). Beispielsweise ist für Schrauben  $k_{ax} = 1,0$ , runde glatte Nägel  $k_{ax} = 0,15$  und Stabdübel  $k_{ax} = 0$ . Zusammenfassend beschreibt der Seileffekt in der Form nach (DIN EN 1995-1-1, 2010) eine Zunahme des Verschiebungswiderstands, der sich infolge des Kraftzuwachses der Normalkraft und der daraus resultierenden Reibung ergibt. Da die Reibzahl in der Scherfuge normativ zu  $\mu = 0,25$  festgelegt ist, ergibt sich die obere Bedingung nach Gleichung (2.35).

Unter reiner Längskraftbelastung wird der Herauszieh Widerstand durch die untenstehenden Versagensmechanismen bestimmt:

- Zugfestigkeit des Verbindungsmittels (Bolzen und Schrauben),
- Auszieh Widerstand,
- Kopfdurchziehfestigkeit des Verbindungsmittels (Nägels).

Bei kombinierter Beanspruchung der Befestigungsmittel mit Quer- und Normallast, ist die folgende Interaktionsbedingung einzuhalten

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^c + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^c \leq 1,0 \quad (2.37)$$

Der Exponent  $c$  ist entsprechend dem Verbindungsmittel anzusetzen. Nach (DIN EN 1995-1-1, 2010) ist beispielsweise für glatte Nägel  $c = 1,0$  und Holzschrauben  $c = 2,0$ .

## 2.3.4 Holzbau im Erdbeben

Da sich Bauteile und Konstruktionen in Holzbauweise und geklebte Verbindungen während eines Erdbebens nahezu elastisch verhalten, kann die eingetragene Energie nur in den mechanischen Verbindungen dissipiert werden (Blaß & Sandhaas, 2016). Mechanische Verbindungsmittel können in dissipativen Bereichen eingesetzt werden, wenn deren Tragfähigkeit, wie auch im Stahlbau, in experimentellen Untersuchungen bei niederzyklischer Beanspruchung nachgewiesen wurde (DIN EN 1998-1, 2010).

Das zyklische Verhalten von Befestigungsmitteln und kompletten Befestigungen wird im Holzbau nach (DIN EN 12512, 2005) geprüft. Dabei zeigt sich bei stiftförmigen Verbindungen das in Abbildung 2.19 dargestellte Verhalten. Am Beispiel einer einschnittigen Verbindung wird die Ausbildung von Fließgelenken bei gleichzeitigem Eintreten von Lochleibung bei Querschiebung ersichtlich. Wird die Verbindung zurück zur Ausgangslage verschoben, verbleibt infolge der Zwangsnormalkraft eine Längsverschiebung  $u$ . Bei zyklischer Beanspruchung hat dies zur Folge, dass der Seileffekt mit zunehmender Anzahl an Amplituden und anwachsender Amplitude abgebaut wird oder sogar verloren geht.

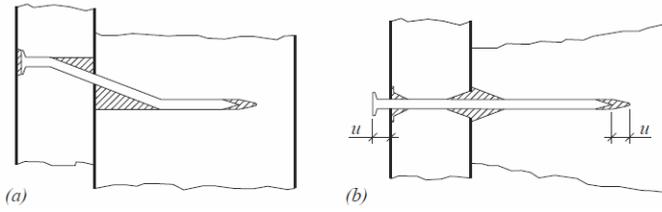


Abbildung 2.19: Zykliches Verhalten stiftförmiger Befestigungsmittel (Blaß & Sandhaas, 2016)

Dies macht sich im Hystereseverlauf der weggesteuerten Versuche durch einen Kraftabfall  $\Delta F$  bemerkbar, der sich zum einen aus dem Verlust des Seileffekts und zum anderen aus dem Werkstoffverhalten des Holzes zusammensetzt, siehe Abbildung 2.20. Das Lastprogramm nach (DIN EN 12512, 2005) sieht anwachsende Verformungsamplituden von immer mindestens drei Amplituden des gleichen Verschiebungsniveaus vor. Die Entwicklung des Hystereseverlaufs ist in Abbildung 2.21 dargestellt.

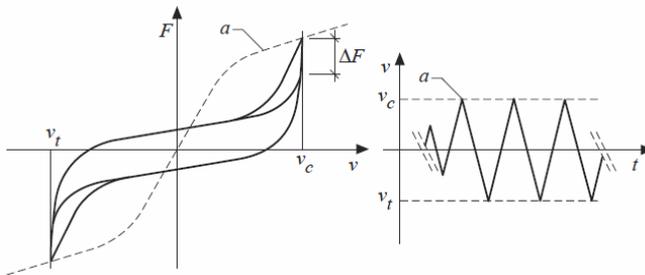


Abbildung 2.20: Hysteretisches Verhalten von stiftförmiger Befestigungsmitteln (Blaß & Sandhaas, 2016)

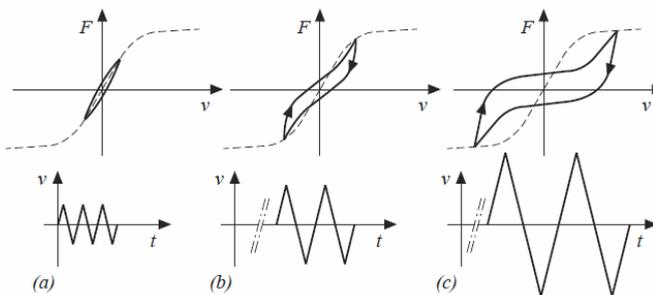


Abbildung 2.21: Entwicklung der Hystereseverläufe stiftförmiger Befestigungsmittel bei anwachsender Belastung (Blaß & Sandhaas, 2016)

Man kann gut erkennen, dass die Völligkeit der Hysterese mit zunehmender Amplitude anwächst. Der Inhalt der von der Hysterese umschlossenen Fläche ist ein Maß des Energiedissipationsvermögens der Befestigung. Letzteres wird in der Versuchsauswertung (DIN EN 12512, 2005) über das hysteretische Dämpfungsmaß bestimmt. Dieses kann zum Vergleich mit anderen Befestigungsmitteln oder Befestigungen herangezogen werden, wie z.B. in (Gavric, Fragiaco, & Cecotti, 2012) und (Schädle, 2012). Dies ist vor allem dann ein aussagekräftiger Vergleich, wenn schlanke und gedrungene Verbindungsmittel miteinander verglichen werden. Wie in Abbildung 2.22 deutlich wird, weisen schlanke Verbindungsmittel wesentlich volligere Hysteresen auf als gedrungene. Neben dem Wert der hysteretischen Dämpfung liefert das Versuchsprogramm nach (DIN EN 12512, 2005) auch das zyklische Verhalten der Befestigung, welches über spezielle Hysterese-Modelle simuliert werden kann. Damit können die Hysteresen verschmiert in numerische Modelle auf Ebene des Bauteils oder der Gesamtkonstruktion implementiert werden und auf diese Weise das Energiedissipationsvermögen der Befestigungsmittel berücksichtigt werden, wie z.B. in (Cecotti & Sandhaas, 2010), (Popovski, Pei, Lindt, John, & Karacabeyli, 2014) und (Schädle, 2012).

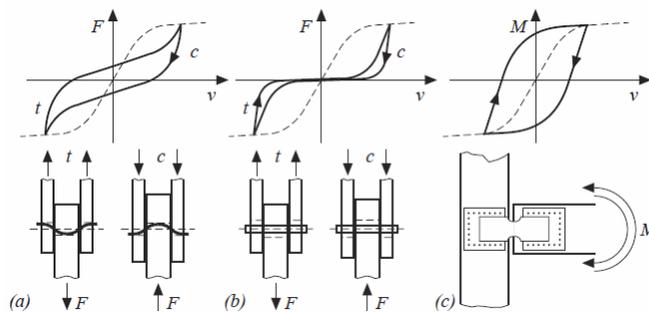


Abbildung 2.22: Hysteretisches Verhalten von Befestigungsmitteln unterschiedlicher Schlankheiten (Blaß & Sandhaas, 2016)

Am Beispiel des Hystereseverlaufs aus Versuchen an X-Lam-Verbindungen (*X-lam* = Brettsperrholz oder Kreuzlagenholz) in Abbildung 2.23 sind auch wieder die Charakteristiken hinsichtlich Einschnürung und vertikalem Lastabfall, wie bei Befestigungsmitteln im Betonbau und der INERD-Verbindung aus dem Stahlbau erkennbar.

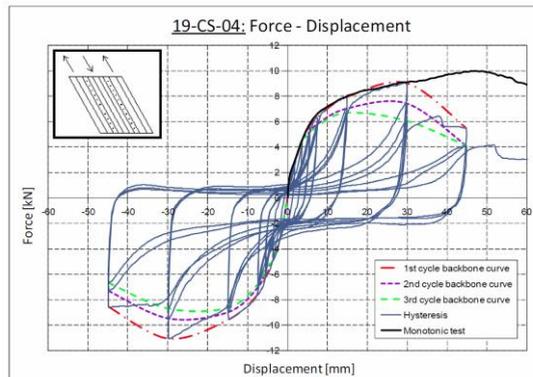


Abbildung 2.23: Hysteretisches Verhalten einer schubfesten X-Lam-Deckenscheiben-Verbindung (Gavric, Fragiaco, & Cecotti, 2012)

### 2.3.5 Zusammenfassung und Vergleich der Bemessungsansätze

Im Vergleich der Bemessungsvorschriften von Verbindungsmitteln in den unterschiedlichen Bauweisen erkennt man viele Gemeinsamkeiten, aber auch große Unterschiede.

Ein großer Unterschied der Bemessung im Holzbau zum Beton- und Stahlbau sind die Ansätze nach Johansen zur Bestimmung der Querlasttragfähigkeit. Sie beruhen auf der Tatsache, dass Holz ein viel weiches Grundmaterial ist und durch Lochleibung große Verformungen zulässt. Nur dadurch kann sich die Fließkette einstellen. Und genau dieser Mechanismus wiederum ist die Grundlage für einen zusätzlichen Traganteil infolge des Seileffekts. Der Traganteil ist in dieser Form nur im Holzbau verankert. Prinzipiell kann der Reibwiderstand von gleitfesten Verbindungen im Stahlbau als Äquivalent betrachtet werden. Einziger Unterschied dabei ist, dass im Stahlbau der Widerstand durch äußeres Vorspannen der Schraube eingetragen wird, wohingegen im Holzbau sich der Widerstand durch die aus Belastung eingetragenen Verschiebungen einstellt. In Verbindung mit den Ergebnissen aus zyklisch belasteten, herkömmlichen Befestigungsmitteln in Beton, bei denen große Querverschiebungen eintreten und der Geometrie des neuentwickelten duktilen Schraubankers, welche zusätzliche Querverschiebungen erzwingt, wird die Ähnlichkeit zur Bemessung im Holzbau ersichtlich. Von wesentlichem Einfluss auf die zyklische Tragfähigkeit könnte hierbei der Seileffekt sein.

Insgesamt ist an dieser Stelle aber auch darauf hinzuweisen, dass sich die in dieser Arbeit zusammengefassten Nachweiskonzepte und deren Grundgedanken der einzelnen Bauweisen stark unterscheiden. Im Betonbau wurde die Bemessung von nachträglichen

Befestigungen von nichttragenden Bauteilen beschrieben. Nachträgliche Befestigungen in Beton können auch tragend sein, aber sie kommen in der Regel nicht zum Einsatz als Verbindung innerhalb der Tragkonstruktion eines Gebäudes. Ausnahmen sind der Einsatz von Betonfertigteilen oder die Verbundbauweise (Stahl und Beton), bei denen die Verbindungsmittel gezielt für Verbindungen in der Tragkonstruktion genutzt werden. Im Falle von mechanischen Verbindungen im Beton-Fertigteilbau steht auch, wie im Holz- oder Stahlbau, die gesamte Verbindung im Fokus einer Untersuchung, wie z.B. in (Palermo, Camnasio, & Poretti, 2008). In den Fällen des Stahl- und Holzbaus wurden allgemein die Bemessungsgrundsätze von Befestigungen aufgeführt, die auch Teil der tragenden Konstruktion sein können. Für die Bemessung der Befestigungsmittel von nichttragenden Bauteilen sind jedoch keine zusätzlichen Ansätze vorhanden.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass Verbindungen innerhalb von Tragkonstruktionen als Gesamtes experimentell oder numerisch untersucht werden und deren zyklisches Verhalten verschmiert in numerische Modelle übertragen wird, um damit auf die Energiedissipation oder Duktilität des gesamten Tragwerks zu quantifizieren. Die Aufteilung des Energiedissipationsvermögens auf die einzelnen Verbindungselemente wie auch auf die Verbindungsmittel erfolgt nicht.

### **2.3.6 Fließgelenktheorie**

Bei der Bemessung von Tragwerken unter Erdbeben oder der Ermittlung der Querlasttragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungen im Holzbau wird die plastische Verformbarkeit (Duktilität) gezielt ausgenutzt. Die Ermittlung der genauen auftretenden Plastifizierungen kann meist nur mit EDV-gestützten numerischen Methoden bestimmt werden. Für stabförmige Systeme, die vorrangig auf Biegung beansprucht werden und bei denen die Balkentheorie als ausreichend genau angenommen wird, kann mithilfe der Fließgelenktheorie das plastische Tragverhalten mit überschaubarem Aufwand beschrieben werden. Ein Beispiel hierfür sind stiftförmige Verbindungen im Holzbau. Dabei werden die ausgedehnten plastischen Bereiche des Tragsystems, die sogenannten Fließzonen, für die Stabstatik vereinfacht auf einen Punkt, das plastische Gelenk, reduziert.

Im Folgenden wird eine kurze Zusammenfassung der Fließgelenktheorie für ein stabförmiges System mit Kreisquerschnitt gegeben. Ausgangssituation ist ein Querschnitt unter reiner Biegebeanspruchung ohne Querkraftinteraktion. Es wird von einem ideal-elastisch-plastischen Werkstoff ausgegangen. Die Nachverfestigung bleibt unberücksichtigt. Im elastischen Bereich, solange das einwirkende Moment kleiner ist als das elastische Widerstandsmoment, gilt eine lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung über den Querschnitt. Nach Überschreiten des elastischen Biegemoments gilt der lineare Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung nicht mehr. Unter der Voraussetzung des

Bestehenbleibens der Bernoulli-Hypothese im plastischen Bereich ist ein weiterhin linearer Verlauf der Dehnungen vorhanden. In den Querschnittsbereichen, in denen die Fließdehnung überschritten wurde (an den äußeren Fasern), wirkt die zugehörige Fließspannung. Da keine Nachverfestigung berücksichtigt wird, ist diese konstant. In den anderen Bereichen, in denen die Dehnungen noch nicht die Fließdehnung überschritten haben (im Kern des Querschnitts um die Spannungs-Nulllinie), gilt immer noch das Hook'sche Gesetz. Bei zunehmender äußerer Belastung wandern die Plastifizierungen von den äußeren Fasern weiter in Richtung der Spannungs-Nulllinie, bis der gesamte Querschnitt durchplastifiziert ist und über die gesamte Höhe die Fließspannung herrscht. Der vollplastifizierte Zustand ist nach Theorie nicht möglich, da durch den linearen Dehnungsverlauf immer ein geringer im Bereich der Dehnungs-Nulllinie im elastischen Zustand verbleiben muss.

Wird dieser Theorie an einem kreisrunden Querschnitt nachgegangen, ergeben sich entsprechend (Gölz, 2015) folgende Zusammenhänge: Die äußere Beanspruchung wächst langsam an, sodass zuerst die äußeren Fasern des Querschnitts die Fließgrenze erreichen und ab diesem Zeitpunkt die Plastifizierungen in Richtung des Kerns des Querschnitts wandern. Der dabei noch elastische Bereich des Querschnitts wird über  $\zeta$  beschrieben.

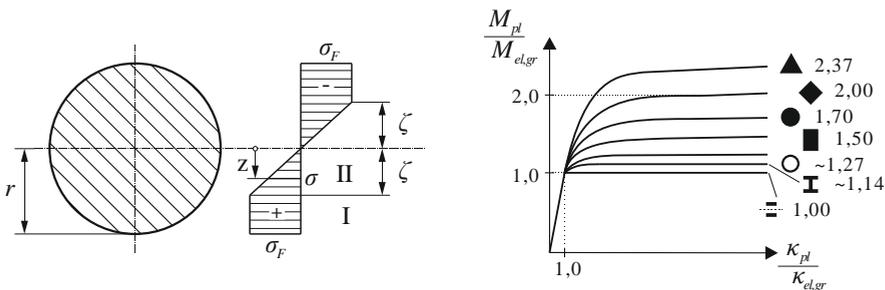


Abbildung 2.24: Ermittlung der plastischen Systemreserve nach (Petersen, Stahlbau, 2013); links: Fortschreitende Plastifizierung im Kreisquerschnitt; rechts: Systemreserven für unterschiedliche Querschnitte

Die plastischen Bereiche wandern aus geometrischer Sicht über zwei anwachsende Kreissegmente in den Querschnitt. Der Öffnungswinkel  $\alpha$  zur Beschreibung der Kreissegmente (siehe Abbildung 2.24) kann über  $\zeta$  allgemein angegeben werden, sodass im teilplastischen Zustand gilt

$$M(\zeta) = \int_{-r}^r \sigma \cdot z \, dA = 4 \cdot f_y \cdot r^3 \cdot \left( \frac{\arcsin(\zeta) + \sqrt{1-\zeta^2} \cdot (2 \cdot \zeta^3 - \zeta)}{8 \cdot \zeta} - \frac{\sqrt{1-\zeta^2} \cdot (\zeta^2 - 1)}{3} \right) \quad (2.38)$$

damit ergibt sich für den Fall einer Beanspruchung bis zur Fließgrenze

$$\zeta = 1: \quad M_{el,gr} = M(\zeta = 1) = \frac{\pi}{4} \cdot r^3 \cdot f_y = W_y \cdot f_y$$

und bei vollständig durchplastifiziertem Querschnitt

$$\zeta = 0: \quad M_{pl} = M(\zeta = 0) = \frac{4}{3} \cdot r^3 \cdot f_y = W_{pl} \cdot f_y$$

Dabei wird das elastische Grenzmoment mit  $M_{el,gr}$  bezeichnet, nach dessen Überschreitung plastische Dehnungen im Querschnitt auftreten.  $M_{pl}$  ist dagegen das vollplastische Moment, bei dem der Querschnitt vollständig durchplastifiziert ist.

Das Verhältnis der Momente ist die plastische Reserve  $\alpha_{pl}$ :

$$\alpha_{pl} = \frac{M_{pl}}{M_{el,gr}} = \frac{16}{3 \cdot \pi} \cong 1,7 \quad (2.39)$$

Sie gibt an, wie viel Traglast (Momentenbeanspruchung) der Querschnitt gegenüber der rein elastischen Grenztragfähigkeit aufnehmen kann, bis er vollständig durchplastifiziert ist.

Abgesehen von der reinen Traglast, ändert sich auch das Krümmungsverhalten des Querschnitts. Wird das elastische Grenzmoment  $M_{el,gr}$  erreicht, sodass die Dehnungen an den äußeren Fasern  $\varepsilon$  die Fließdehnung  $\varepsilon_y$  annehmen, ist die zugehörige Krümmung  $\kappa_{el,gr}$  am Übergang zum plastischen Bereich:

$$\kappa_{el,gr} = \frac{2 \cdot |\varepsilon_y|}{d} \quad (2.40)$$

Steigt die Plastifizierung weiter an, gilt:

$$\kappa = \frac{2 \cdot |\varepsilon_y|}{\zeta \cdot d} = \frac{\kappa_{el,gr}}{\zeta} \quad (2.41)$$

Wird der Zusammenhang zwischen der plastischen Krümmung  $\kappa_{pl}$  und dem plastischen Moment  $M_{pl}$  wie folgt eingeführt

$$\frac{M_{pl}}{M_{el,gr}} = \frac{\kappa_{pl}}{\kappa_{el,gr}} = \alpha_{pl} \quad (2.42)$$

ergibt sich der Zusammenhang zwischen dem aufnehmbaren Moment  $M / M_{pl}$  und der vorhandenen Krümmung im Querschnitt  $\kappa / \kappa_{pl}$ . An dieser Stelle wird eine weitere Vereinfachung vorgenommen und der exponentielle  $M$ - $\kappa$ -Verlauf einem bilinearen angenähert. Bei vollständiger Durchplastifizierung des Querschnitts streben die Dehnungen der äußeren Querschnittsfasern  $\varepsilon_F$  gegen unendlich, sodass gilt

$$\kappa = \frac{2 \cdot |\varepsilon|}{d} \quad \Rightarrow \lim_{\varepsilon \rightarrow \varepsilon_F} \kappa = \infty \quad (2.43)$$

Die Krümmung wird unendlich groß und damit kann sich eine beliebig große Rotation im Fließgelenk einstellen.

Werden anstelle der Krümmungen (Querschnittsebene) die Verschiebungen  $u$  (Bauteilebene) betrachtet, sind letztere über den allgemeinen Ansatz bekannt

$$u = \int_l \left( \int_l \kappa(x) dx \right) dx \quad (2.44)$$

Für den elastischen Fall gilt zudem

$$\kappa(x) = -\frac{M(x)}{EI} \quad (2.45)$$

Die Verschiebung ist demnach vom statischen System, dem Material und der Belastung abhängig. Beim Erreichen des plastischen Moments gilt nun der Zusammenhang nach Gleichung (2.45) nicht mehr, da der Krümmungs- nicht mehr dem Momentverlauf gleicht (siehe Abbildung 2.25). Die Integration muss dann bereichsweise erfolgen. Wird jedoch die linearisierte  $M$ - $\kappa$ -Beziehung angenommen, gilt Gleichung (2.45) als Annäherung auch für Belastungen im plastischen Bereich. Somit wird an dieser Stelle auch der Verschiebungsverlauf entsprechend vereinfacht

$$u_{pl} = \alpha_{pl} \cdot u_{el,gr} \quad (2.46)$$

$u_{el,gr}$  ist die elastische Grenzverschiebung bei Erreichen des elastischen Grenzmoments  $M_{el,gr}$ . Die plastische Verschiebung  $u_{pl}$  ist die Verschiebung, bei deren Überschreitung das

System kinematisch wird und unendlich große Verschiebungen eintreten können. Dies ist für die analytische Betrachtung des Energiedissipationsvermögens des duktilen Schraubankers in Kapitel 3 ein wichtiger Schritt. In diesem Kapitel wird auch auf die Ausweitung der Fließgelenktheorie auf die Interaktion von mehreren Belastungskomponenten eingegangen.

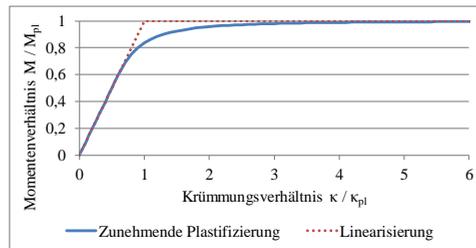


Abbildung 2.25: Momenten-Krümmungsbeziehung im Fließgelenk eines Kreisquerschnitts

## 2.4 Dynamik

Das Grundsystem der Dynamik ist der lineare Einmassenschwinger, mit dem sich die grundlegenden Eigenschaften anschaulich erklären lassen. Hierbei bezieht man sich auf das Modell eines starren Körpers (Massenpunkt), der sich in Richtung eines Freiheitsgrads bewegen kann. Der Einmassenschwinger nach Abbildung 2.26 – linke Seite ist über die Masse  $m$ , die Dämpfung  $d$ , die Steifigkeit  $k$  und die Koordinate  $x$  eindeutig beschrieben.

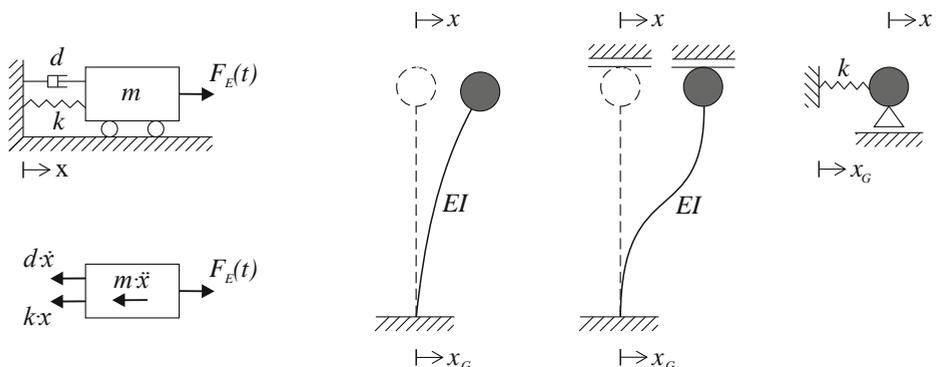


Abbildung 2.26: Definition des Einmassenschwingers; links: Grundlegende Definition; rechts: Idealisierung von Stabwerken als Einmassenschwinger

Da in der klassischen Dynamik die Verschiebung mit  $x$  und deren Ableitungen nach der Zeit mit  $\dot{x}$  (Geschwindigkeit) und  $\ddot{x}$  (Beschleunigung) bezeichnet werden, wird auch innerhalb dieses Kapitels daran festgehalten. In den darauffolgenden Kapiteln werden wegen der besseren Überschaubarkeit die Bezeichnungen  $u$  (für die Verschiebung) und  $a$  (für die Beschleunigung) bevorzugt.

Für ein stabförmiges System mit Biegesteifigkeit (Abbildung 2.26 – rechte Seite) kann bei kleinen Verschiebungen das dynamische Verhalten ausreichend genau über die Idealisierung als Einmassenschwinger beschrieben werden. Dazu ist die Ersatzsteifigkeit  $k$  zu bestimmen. Sie kann über die Verschiebung des Systems in  $x$ -Richtung abgeleitet werden. Für das System des Kragarms beträgt die Ersatzsteifigkeit

$$k = \frac{3 \cdot EI}{l^3} \quad (2.47)$$

und für ein Stabsystem, welches beidseitig voll eingespannt gelagert ist,

$$k = \frac{12 \cdot EI}{l^3} \quad (2.48)$$

Das letztere System wird im Folgenden aufgrund seiner beidseitig identischen Lagerungsfälle (volle Einspannung) in Anlehnung an die Baustatik als „Grundsystem I“ (oder kurz GSI) bezeichnet.

Das dynamische Gleichgewicht am freigeschnittenen System entsprechend Abbildung 2.26 – linke Seite lautet

$$m \cdot \ddot{x} + d \cdot \dot{x} + k \cdot x = F_E(t) \quad (2.49)$$

Mit der Eigenkreisfrequenz des Systems  $\omega$  kann Gleichung (2.49) überführt werden in

$$\ddot{x} + 2 \cdot D \cdot \dot{x} + \omega^2 \cdot x = \frac{F_E(t)}{m} \quad (2.50)$$

wobei

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \text{ bzw. } k = \omega^2 \cdot m \quad (2.51)$$

Aus ihr geht die Eigenfrequenz  $f$  hervor. Sie ist

$$f = \frac{\omega}{2 \cdot \pi} \quad (2.52)$$

Die Eigenperiode ist der Kehrwert der Eigenfrequenz

$$T = \frac{1}{f} \quad (2.53)$$

$D$  ist das Lehr'sche Dämpfungsmaß, welches den viskosen Dämpfer  $d$  auf die kritische Dämpfung  $d_{crit}$  bezieht. In der Literatur wird das Dämpfungsmaß sowohl mit  $D$  (Baudynamik) als auch mit  $\zeta$  (Erdbebeningenieurwesen) symbolisiert. Es gilt

$$\xi = D = \frac{d}{d_{crit}} = \frac{d}{2 \cdot m \cdot \omega} \quad \text{bzw.} \quad d = 2 \cdot m \cdot \omega \cdot \xi \quad (2.54)$$

Die Kraft, die ein viskoser Dämpfer bei einer Verschiebung  $x$  aufbringt, kann bei bekanntem Dämpfungsmaß, also folglich beschrieben werden zu

$$F_d = d \cdot \dot{x} = 2 \cdot m \cdot \omega \cdot \xi \cdot \dot{x} \quad (2.55)$$

Diese Kraft wird nur bei dynamischer Beanspruchung hervorgerufen und ist vereinfacht ausgedrückt, genau die Kraft, die während der Belastung durch die Dämpfung dissipiert wird.

### 2.4.1 Harmonische Fußpunkterregung

Wird anstelle einer Kraftanregung der Fall einer Fußpunkterregung untersucht, geht Gleichung (2.49) über in

$$m \cdot \ddot{\bar{x}} + d \cdot \dot{\bar{x}} + k \cdot \bar{x} = -m \cdot \ddot{x}_G \quad (2.56)$$

dabei ist  $\bar{x}$  die Absolutverschiebung der Masse

$x$  die Relativverschiebung der Masse

$x_G$  die Absolutbodenverschiebung

Wird der Sonderfall einer harmonischen Fußbewegung mit einer Amplitude  $x_{G,0}$  betrachtet, kann die Fußbewegung wie folgt beschrieben werden

$$x_G(t) = x_{G,0} \cdot \cos(\Omega \cdot t) \quad (2.57)$$

Damit lässt sich Gleichung (2.56) in den Ausdruck überführen:

$$m \cdot \ddot{x} + d \cdot \dot{x} + k \cdot x = -x_{G,0} \cdot \Omega^2 \cdot \cos(\Omega \cdot t) \cdot m \quad (2.58)$$

Die Fußpunktanregung lässt sich auf eine Krafterregung zurückführen, deren Bewegungsgleichung über

$$F_{E,G}(t) = x_{G,0} \cdot \Omega^2 \cdot \cos(\Omega \cdot t) \cdot m \quad (2.59)$$

beschrieben werden kann. Deren Lösung ist

$$\bar{x}(t) = x_{G,0} \cdot V_2(\eta, \xi) \cdot \cos(\eta \cdot t - \gamma) \quad (2.60)$$

wobei  $\eta = \frac{\Omega}{\omega}$  das Abstimmverhältnis zwischen Anreger- und Eigenfrequenz und

$$\gamma = \arctan\left(\frac{2 \cdot \xi \cdot \eta}{1 - \eta^2}\right), \text{ im Fall } \eta = 1 \text{ ist } \gamma = \frac{\pi}{2}.$$

Die Absolutbeschleunigung der Masse ist in allgemeiner Form

$$\ddot{\bar{x}}(t) = -\eta^2 \cdot x_{G,0} \cdot V_2(\eta, \xi) \cdot \cos(\eta \cdot t - \gamma) \quad (2.61)$$

Bei Resonanz wird sie zu

$$\ddot{\bar{x}}(t) = -\omega^2 \cdot x_{G,0} \cdot V_2(\eta, \xi) \cdot \sin(\omega \cdot t) \quad (2.62)$$

Aus den Gleichungen (2.57) und (2.58) wird ersichtlich, dass sich die Fußpunkterregerkraft aus zwei Anteilen zusammensetzt, welche in Abhängigkeit vom Abstimmverhältnis  $\eta$  versetzt zu einander ihre Extremalwerte annehmen. Dies spiegelt sich im dynamischen Kräftegleichgewicht nach Abbildung 2.27 wieder. Im Resonanzfall sind die beiden Anteile um die Zeitdauer  $\Delta t = \pi / 2 \cdot \omega$  versetzt zu einander.

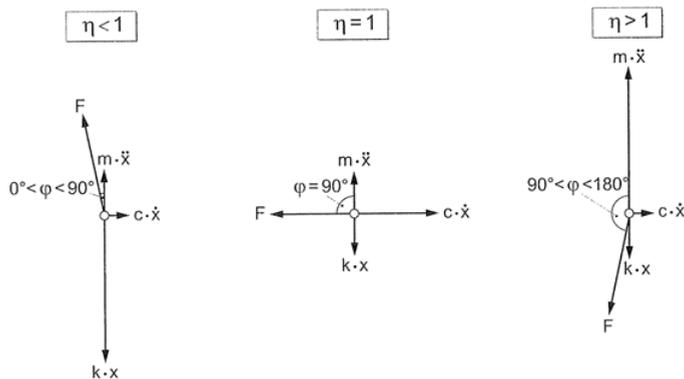


Abbildung 2.27: Kräftegleichgewicht am Einmassenschwinger für verschiedene Abstimmverhältnisse (Stempniewski & Haag, 2010)

Dadurch steht der Erregerkraft nur die Dämpfungskraft entgegen. Es wird das Kräftegleichgewicht im Resonanzfall ( $\eta = 1$ ) nach Abbildung 2.27 in „horizontaler“ Richtung, d.h. für die Zeitpunkte  $t = \pm n \cdot 2 \cdot \pi / \omega$ , aufgestellt. Dabei werden nur Absolutwerte betrachtet (siehe Gleichung (2.56))

$$d \cdot \dot{x} = F_{E,G} = m \cdot \ddot{x}_G \quad (2.63)$$

$\dot{x}$  ist die Relativgeschwindigkeit zwischen Masse und Fußpunkt  $\dot{x} = \dot{\bar{x}} - \dot{x}_G$

Bei Resonanz ist die Absolutverschiebung gleich der Relativverschiebung.

Nun wird auf die Vergrößerungsfunktion  $V_2$  eingegangen, die bisher unbeachtet blieb. Um Ihren Einfluss auf die Systemantwort zu beschreiben, wird ein gewöhnliches Problem der Baudynamik betrachtet, bei dem die Steifigkeit sehr groß und die viskose Dämpfung sehr klein ist. Mathematisch ausgedrückt, bedeutet das für die Geschwindigkeit über Gleichung (2.63)

$$\lim_{d \rightarrow 0} \dot{x} = \frac{x_{G,0} \cdot k}{d} = \infty \quad (2.64)$$

Wird dagegen der Fall betrachtet, dass die bezogene Dämpfung  $\zeta$  einen Wert von ca.  $0,5 \cdot d_{crit}$  annimmt, bedeutet dies für die Relativgeschwindigkeit der Masse (mit Gleichungen (2.53) und (2.50))

$$\lim_{d \rightarrow 0,5} \dot{x} = \frac{x_{G,0} \cdot k}{2 \cdot m \cdot \omega \cdot \xi} = x_{G,0} \cdot \omega = \dot{x}_{G,0} \quad (2.65)$$

Es wird ersichtlich, dass die Relativgeschwindigkeit im Resonanzfall sehr stark von der Dämpfung beeinflusst wird. Für andere Betrachtungsfälle, bei denen keine Resonanz vorliegt ( $\eta \neq 1$ ) und die bezogene Dämpfung einen Wert zwischen 0 und 0,5 annimmt ( $0 < \xi < 0,5$ ), kann über die Vergrößerungsfunktion  $V_2$  die Systemantwort  $x(t)$  ermittelt werden. Die Vergrößerungsfunktion wird in der Literatur (Stempniewski & Haag, 2010) mit folgender Gleichung angegeben

$$V_2 = \frac{\sqrt{1 + (2 \cdot \xi \cdot \eta)^2}}{\sqrt{(1 - \eta^2)^2 + (2 \cdot \xi \cdot \eta)^2}} \quad (2.66)$$

Im Resonanzfall, d.h.  $\Omega = \omega$  und damit  $\eta = 1$ , reduziert sich die Vergrößerungsfunktion auf den Ausdruck

$$V_2(\xi) = \frac{\sqrt{1 + 4 \cdot \xi^2}}{2 \cdot \xi} = \frac{1}{2 \cdot \xi} \quad (2.67)$$

Im Weiteren soll nochmals das Kräftegleichgewicht bei Resonanz zu den Zeitpunkten  $t = \pm n \cdot 2 \cdot \pi / \omega$  betrachtet werden

$$d \cdot \dot{x} = x_{G,0} \cdot k \quad (2.68)$$

Daraus ergibt sich über Gleichung (2.54) und

$$2 \cdot m \cdot \xi \cdot \omega \cdot \dot{x} = x_{G,0} \cdot \omega^2 \cdot m \quad (2.69)$$

der Zusammenhang zwischen der Dämpfungskraft und Fußpunktbeschleunigung

$$2 \cdot \xi \cdot \ddot{x} = \ddot{x}_{G,0} \quad \text{und} \quad \frac{F_D}{m} = \ddot{x}_{G,0} \quad (2.70)$$

An dieser Stelle wird nicht weiter auf diese Feststellung eingegangen. Sie wird aber im späteren Verlauf (siehe Kapitel 3) aufgegriffen.

## 2.4.2 Unharmonische Fusspunkterregung

Für die Bemessung von Gebäuden unter Erdbebeneinwirkung wird das sogenannte Antwortspektrum verwendet. Aus dem Antwortspektrum kann die resultierende Beschleunigung infolge eines Bebens abgeschätzt werden, um damit eine Bemessung des Tragwerks zu ermöglichen. Im Folgenden soll die Herleitung des Antwortspektrums kurz umrissen werden.

Ausgangspunkt bei der Betrachtung ist der Einmassenschwinger. Dieses System dient als Idealisierung eines beliebigen Tragwerks. Für die Ermittlung des Antwortspektrums wird eine Vielzahl von elastischen Einmassenschwingern mit unterschiedlichen dynamischen Eigenschaften, d.h. Eigenfrequenzen, Steifigkeit und Masse, aber mit der gleichen Dämpfung über Fußpunkterregung in Form von Erdbebenbeschleunigungs-Zeitverläufen (d.h. unharmonischen Zeitverläufen) angeregt, siehe Abbildung 2.28. Jeder Schwinger wird mit den gleichen Zeitverläufen untersucht und die extremalen Verschiebungs-, Geschwindigkeits- und Beschleunigungswerte ausgewertet. Werden die Ergebnisse über die Eigenperiode der Systeme aufgetragen, erhält man eine Umhüllende, die die zu erwartenden Extremalwerte angibt. Anhand der Extremalwerte erhält man die Spektralwerte. Das Vorgehen wird in Abbildung 2.28 zusammengefasst. Schließlich erhält man aus der Parameterstudie an Einmassenschwingern das elastische Antwortspektrum.

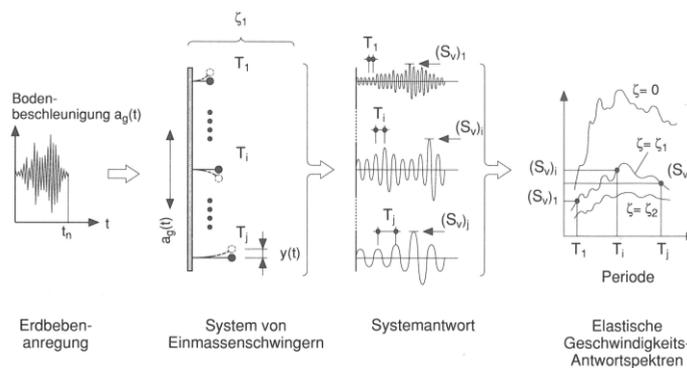


Abbildung 2.28: Ermittlung elastischer Antwortspektren (Bachmann, Erdbebensicherung von Bauwerken, 2002)

Die analytische Lösung kann nach (Eibl & Häußler-Combe, 1997) mit Hilfe des Duhamel-Integrals als Folge von Impulsen gelöst werden. Sind nur die Spektralwerte von Interesse, ergeben sich diese aus den Absolutwerten der Integralausdrücke für die Verschiebung  $S_d$ , Geschwindigkeit  $S_v$  und Beschleunigung  $S_a$

$$S_d(\omega, \xi) = \max |x(\omega, \xi, t)| \quad (2.71)$$

$$S_v(\omega, \xi) = \max |\dot{x}(\omega, \xi, t)| \quad (2.72)$$

$$S_a(\omega, \xi) = \max |\ddot{x}(\omega, \xi, t) + x_G(t)| \quad (2.73)$$

zudem gilt daher näherungsweise

$$S_v = \omega \cdot S_d \quad (2.74)$$

$$S_a = \omega \cdot S_v = \omega^2 \cdot S_d \quad (2.75)$$

Letztere Zusammenhänge werden auch als Pseudo-Geschwindigkeit und Pseudo-Beschleunigung bezeichnet.

Um die unterschiedlichen Beschleunigungen, Absolutbeschleunigung, Relativbeschleunigung und Bodenbeschleunigung besser trennen zu können, werden zusätzliche Bezeichnungen  $a_{abs}$  für die Absolut-,  $a_{rel}$  für die Relativ- und  $a_G$  für die Bodenbeschleunigung eingeführt. (Dies wird für die bessere Nachvollziehbarkeit für Kapitel 3 eingeführt.)

Es gilt

$$\ddot{\bar{x}} \equiv a_{abs} \quad (2.76)$$

$$\ddot{x} \equiv a_{rel} \quad (2.77)$$

$$\ddot{x}_G \equiv a_G \quad (2.78)$$

Zudem ist allgemein die Absolutgeschwindigkeit die Differenz aus Relativ- und Bodenbeschleunigung:

$$a_{rel} = a_{abs} - a_G \quad (2.79)$$

Unter Berücksichtigung der Pseudo-Beschleunigung wird nochmals die harmonische Fußpunktanregung untersucht. Werden Gleichungen (2.56) in (2.74) eingesetzt, erhält man

$$\omega^2 \cdot S_d = -\omega^2 \cdot x_{G,0} \cdot V_2(\eta, \xi) \cdot \sin(\omega \cdot t) \stackrel{!}{=} \ddot{\tilde{x}}(t) \quad (2.80)$$

Es wird ersichtlich, dass die Pseudo-Absolutbeschleunigung und die maximalen Absolutwerte der Relativbeschleunigung im Resonanzfall identisch sind.

Nach Gleichung (2.79) bedeutet dies

$$a_{rel}(t) = \ddot{\tilde{x}}(t) - \ddot{x}_G(t) \quad (2.81)$$

$$a_G(t) = -\omega^2 \cdot x_{G,0} \cdot \cos(\Omega \cdot t) \quad (2.82)$$

$$a_{abs}(t) = -\omega^2 \cdot x_{G,0} \cdot V_2(\eta, \xi) \cdot \sin(\omega \cdot t) \quad (2.83)$$

$$a_{rel}(t) = a_{abs}(t) - a_G(t) = -\omega^2 \cdot x_{G,0} \cdot V_2(\eta, \xi) \cdot \sin(\omega \cdot t) - [-\omega^2 \cdot x_{G,0} \cdot \cos(\Omega \cdot t)] \quad (2.84)$$

Die Relativbeschleunigung nimmt zu allen Zeitpunkten  $t = \pm n \cdot \pi/\omega$  mit  $n = 0, 2, 4$  ihren Extremalwert an. Zu diesen Zeitpunkten ist  $\sin(n \cdot \pi/2) = 1$  und  $\cos(n \cdot \pi/2) = 0$

Damit ist

$$a_{rel}(t) = a_{abs}(t) - a_G(t) = -\omega^2 \cdot x_{G,0} \cdot V_2(\eta, \xi) = a_{abs}(t) \quad (2.85)$$

Im Resonanzfall gilt demnach  $a_{rel} = a_{abs}$ , da die Antwort des Systems der Anregung um  $90^\circ$  nacheilt. Für die Betrachtungen in Kapitel 3 ist dieser Zusammenhang elementar.

## 2.5 Erdbebeningenieurwesen

Die Auswertungen der Spektralwerte als Umhüllende der im Erdbeben auftretenden Verschiebungen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen sind als elastische Antwortspektren in den gängigen Normen aufgeführt. Abbildung 2.29 zeigt das elastische Antwortspektrum nach (DIN EN 1998-1/NA, 2011) für die horizontalen Beschleunigungen.

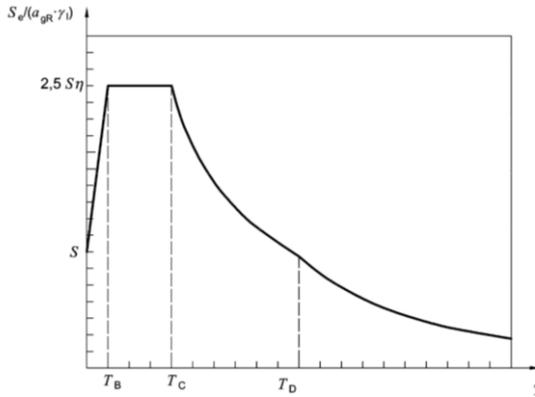


Abbildung 2.29: elastisches Antwortspektrum der horizontalen Beschleunigung nach (DIN EN 1998-1/NA, 2011)

Hervorzuheben ist das Plateau der Spektralwerte zwischen den Kontrollperioden  $T_B$  und  $T_C$ . Im Gegensatz zu einer harmonischen Fußpunktanregung bei Resonanz, wird die Absolutbeschleunigung maximal auf das 2,5fache der Bodenbeschleunigung amplifiziert. Dies beruht auf der Eigenschaft eines Erdbebens, dass es ein breites Frequenzspektrum abdeckt, sodass zwar ein auch breites Spektrum an Frequenzen (d.h. viele der unterschiedlichen Einmassenschwinger) angesprochen wird, dies aber kurzzeitig, sodass ein Einschwingen bei Resonanz nicht eintreten kann. Nach (DIN EN 1998-1/NA, 2011) ergibt sich der auftretende Spektralwert der Beschleunigung  $S_d$  aus dem Amplifikationsbeiwert der Beschleunigung  $S_e(T)$ , dem Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung  $a_{gR}$ , dem Bedeutungsbeiwerts  $\gamma_I$ , dem Dämpfungs Korrekturbeiwert  $\eta$  und dem Untergrundbeiwert in Abhängigkeit von den Kontrollperioden  $T_A$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  und  $T_D$

$$T_A \leq T \leq T_B : \quad S_d(T) = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.86)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_d(T) = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.87)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_d(T) = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad (2.88)$$

$$T_D \leq T : \quad S_d(T) = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad (2.89)$$

Für Deutschland sind Referenz-Spitzenwerte der Bodenbeschleunigung bis  $0,8 \text{ m/s}^2$  anzunehmen. Der Untergrundbeiwert und die Kontrollperioden sind in Abhängigkeit von den Untergrundverhältnissen zu bestimmen.

Infolge der nichtlinearen Eigenschaften realer Strukturen kann der damit verbundenen Energiedissipation Rechnung getragen werden, indem das elastische Antwortspektrum abgemindert wird. Dies kann über zwei Arten erfolgen. Eine Möglichkeit ist, den Verhaltensbeiwert  $q$  bereits in Gleichungen (2.86) bis (2.89) zu berücksichtigen. Die Antwortspektren werden dann über den Verhaltensbeiwert abgemindert, d.h.  $S_d(T, q) = S_d(T) \cdot 1/q$ . Der Verhaltensbeiwert  $q$ , welcher allgemein für Tragwerke gilt, ist nicht mit dem Verhaltensbeiwert  $q_a$  für nichttragende Bauteile zu verwechseln.

Alternativ darf der Energiedissipation über ein viskoses Dämpfungsmaß  $\xi$  Rechnung getragen werden

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (2.90)$$

Der Dämpfungskorrekturbeiwert  $\eta$  des elastischen Antwortspektrums nach (DIN EN 1998-1/NA, 2011) ist, wie in Gleichung (2.90) angegeben, auf 0,55 begrenzt.

## 2.6 Energiedissipation im Erdbebeningenieurwesen

### 2.6.1 Duktilität

Allgemein wird unter Duktilität die plastische Verformungsfähigkeit (irreversible Verformungen) eines Bauteils oder Bauwerks verstanden, durch die Energie dissipiert wird. In (DIN EN 12512, 2005) wird Duktilität als die „*Fähigkeit der Verbindung, sich im plastischen Bereich einer Verschiebung großer Amplitude zu unterziehen, ohne eine wesentliche Verringerung ihrer Festigkeit aufzuweisen*“ und ist in Bezug auf zyklische Last-Verschiebungs-Schleifenkurven gedacht. Ihr Nutzen wird in (Meskouris, Hinzen, Butenweg, & Mistler, 2011) anschaulich dargelegt: „*Das Vorhandensein duktiler Tragreserven („Selbsthilfe des Systems“), die Spannungsspitzen gefahrlos durch Umlagerung auf weniger stark beanspruchte Teile der Konstruktion abbauen zu können, wird in der Regel bei allen Tragwerken vorausgesetzt. Je höher die nachweislich vorhandenen Duktilitätsreserven sind, desto niedriger kann die für die Bemessung maßgebende seismische Belastung angesetzt werden...*“

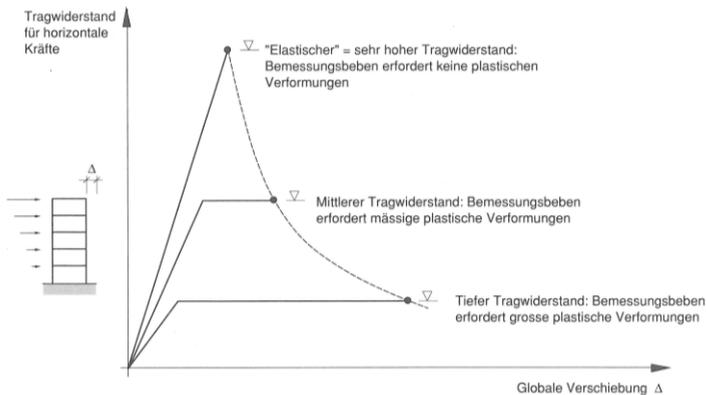


Abbildung 2.30: Zusammenhang zwischen Tragwiderstand und Duktilität (Bachmann, 2002)

Das Prinzip ist in Abbildung 2.30 dargestellt. Im Erdbebeningenieurwesen wird allgemein die Duktilität über die Beziehung in Gleichung (2.91) nach (Bachmann, 2002) beschrieben. Die Verschiebung  $u_{ult}$  ist die Verformung, die beim Erreichen der Maximallast  $F_{ult}$  erreicht wird. Die Fließdehnung  $u_y$  beschreibt die Dehnung, die beim Erreichen der Fließgrenze erreicht wird

$$\mu = \frac{u_{ult}}{u_y} \quad (2.91)$$

Nicht zu verwechseln ist die Duktilität mit der Zähigkeit. Letztere ist eine Werkstoffkonstante, wohingegen die Duktilität auch maßgeblich von der Probengeometrie beeinflusst wird.

Aufgrund der Definition der Duktilität über die erfahrenen Verschiebungen eines Bauteils, wird offensichtlich, dass sowohl die Werkstoffeigenschaften als auch die Bauteil-/Bauwerksgeometrie die wichtigsten Stellschrauben für die Größe der Verschiebungen sind. Dennoch ist die Berechnung der Duktilität über Gleichung (2.91) nicht ohne weiteres möglich. Zum einen muss der Übergang von elastischer zu plastischer Verformung, d.h. die Fließverformung  $u_y$  bestimmt werden. Wie in Abbildung 2.31 links zu erkennen ist, kann dieser Punkt nicht immer genau angegeben werden. Grundsätzlich kann er nach (Bachmann, 2002) über die sogenannte „3/4-Regel“ an der idealisierten Kraft-Verformungslinie gefunden werden. Mit diesem Ansatz ist es möglich, eine Kraft-Verformungslinie ohne eindeutig bestimmbare Fließverformung in eine ideal-elastisch-plastische Kraft-Verformungslinie zu überführen, an der die Fließverformung exakt definiert ist. Im Weiteren kann der Ansatz sowohl für statische als auch zyklische Belastungen bzw. für nahezu sämtliche bilineare Kurven als auch Hysteresekurven verwendet werden.

Weitere Ansätze zur Bestimmung des Fließpunkts auf Grundlage von Kraft-Verschiebungs-Diagrammen werden in (Park, 1989) vorgestellt: Dabei wird der Fließpunkt auf Grundlage

- des Auftretens erster Fließverformungen,
- des äquivalenten elasto-plastischen Fließens oder
- der äquivalenten elasto-plastischer Energie-Absorption

bestimmt (siehe Abbildung 2.31 – linke Seite).

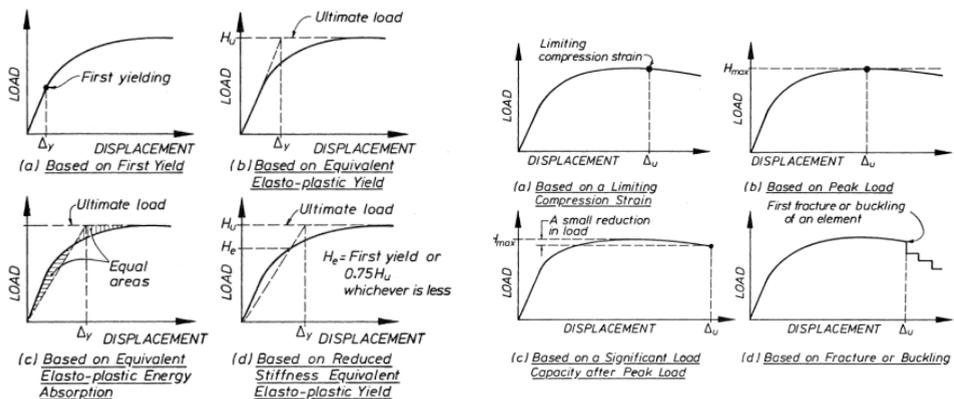


Abbildung 2.31: Definition essentieller Punkte zur Bestimmung der Duktilität nach (Park, 1989); links: Fließverschiebung; rechts: Maximalverschiebung

Andererseits ist auch eine genaue Definition der Maximalverschiebung von Nöten. Auch hierzu werden in (Park, 1989) (siehe Abbildung 2.31 - rechte Seite) unterschiedliche Ansätze vorgeschlagen

- in Abhängigkeit einer Grenzverschiebung,
- auf Grundlage der aufnehmbaren Maximallast,
- unter Berücksichtigung der Ver- und Entfestigung, wobei die Maximalverschiebung genau der Kraft zugeordnet wird, die im Bereich der Entfestigung den Wert von ca. 80 % der Höchstlast annimmt und
- auf Grundlage der Bruchlast.

Allgemein wird bei der Duktilität zwischen Dehnungs-, Krümmungs-, Rotations- und Verschiebeduktilität unterschieden. Aus den oben genannten vier Anteilen ergibt sich die sog. globale Duktilität. Die Duktilitäten müssen auf ihren Ebenen unterschieden werden. So beziehen sich die Dehnungs- und Krümmungsduktilität auf die Querschnittsebene und

die Rotations- und Verschiebeduktilität auf die Bauteil- oder Tragwerkebene. Somit ist immer zu berücksichtigen, wie sich die lokalen Duktilitäten auf die Energiedissipation des Gesamttragwerks auswirken, d.h. auf die globale Duktilität. (Bachmann, Erdbebensicherung von Bauwerken, 2002)

Aber auch eine weitere Unterscheidung der Duktilität ist sehr sinnvoll. Zur Quantifizierung der oben beschriebenen Duktilität wird eine im Idealfall experimentelle oder aber numerische Untersuchung des Gebäudes oder des Bauteils herangezogen. Dabei wird bei monoton anwachsender Belastung das Kraft-Verformungs-Verhalten bis zum Versagen bzw. Bruch aufgezeichnet und daraufhin über die bezeichnenden Verformungspunkte die Duktilität bestimmt. Diese Duktilität charakterisiert indes aber nur diesen Versagensfall. Diese Art soll von nun an im Einklang mit (Terán-Gilmore & Jirsa, 2004) als Höchstduktilität („*ultimate ductility*“)  $\mu_u$  bezeichnet werden. In vielen Untersuchungen wurde aber festgestellt, dass bei zyklischer Belastung im ausgeprägten plastischen Bereich eines Werkstoffs mit nur wenigen Lastzyklen ein vorzeitiger Sprödbruch eintreten kann, bevor die eigentliche Bruchlast des Werkstoffs erreicht wird. Dieses Phänomen wird *ultra-low-cycle-fatigue* genannt (siehe Kapitel 2.7.6.1). In diesem Zusammenhang wird ersichtlich, dass die Höchstduktilität nicht erreicht wird und das Bauteil schon vorher versagt. Dennoch gibt es einen Bereich im plastischen Zustand des Werkstoffs, in dem eine geringe Anzahl an Schwingspielen ertragen und dem auch ein bezeichnender Verformungswert zugeordnet werden kann. Diese Form der Duktilität wird als Maximalduktilität („*maximum ductility*“) siehe auch hier (Terán-Gilmore & Jirsa, 2004)  $\mu_{max}$  bezeichnet.

### 2.6.1.1 Duktilität in der Befestigungstechnik

Aktuell sind in Bezug auf Befestigungsmittel im Stahlbeton nur wenige Kriterien bzw. Parameter vorhanden, um deren Duktilität zu beurteilen. Diese sollen ein ausreichendes Verformungsvermögen in Längsrichtung garantieren und dienen nicht dazu, eine Duktilität, wie sie in Kapitel 2.6.1 eingeführt wurde, zu bestimmen. Diese Kriterien sind entsprechend (DIN EN 1992-4, 2013)

- eine Zugfestigkeit von maximal  $f_u = 800 \text{ N/mm}^2$ ,
- ein maximales Verhältnis zwischen Fließspannung und Zugfestigkeit von  $f_y / f_{uk} = 0,8$  und
- eine Bruchdehnung von mindestens 12 %,

womit eine ausreichende Zähigkeit des Werkstoffs vorausgesetzt wird. Zudem wurde die Forderung nach einer Dehnlänge (Länge des Dehnschafts) von mindestens  $8 \cdot d$  aufgenommen. Die vorgeschriebene Kombination von Zähigkeit und Dehnlänge stellt eine ausreichende Duktilität des Bauprodukts sicher, damit eine Verbindung entsprechend Abbildung 1.7 möglich ist. Gleichzeitig ist pauschal nachzuweisen, dass die eintretende Längsverformung  $\delta_{N,eq}$  nicht größer als  $\delta_{N,eq} = 3 \text{ mm}$  ist. In diesem Zusammenhang ist

zudem erwähnenswert, dass bei den Zulassungsversuchen nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) ein Grenzwert der Längsverschiebung der Befestigungsmittel von  $\delta_{N,lim} = 7$  mm einzuhalten ist. Zur Begründung heißt es schlicht: „Due to lack of sufficient test data this limit is assumed as  $\delta_{N,lim} = 7$  mm.“ (ETAG 001 - Annex E, 2013).

Hinsichtlich der Beschreibung des duktilen Verhaltens von Befestigungen ist zwischen einer Einzel- und Mehrfachbefestigung zu unterscheiden. Für beide Befestigungsarten gilt, dass deren Duktilität abgesehen von der Geometrie bzw. den Querschnittswerten der Befestigungsmittel und deren Werkstoffeigenschaft von einer Vielzahl von Effekten beeinflusst wird. Erste Überlegungen zur Duktilität für Befestigungen sind in (Cook & Klingner, 1989) festgehalten und werden im Folgenden zusammengefasst.

Bei Betrachtung der Duktilität der Einzelbefestigung sind folgende Mechanismen vorstellbar: Bei reiner Normalkraftwirkung erfährt die Befestigung eine Verschiebung in Längsrichtung. Die Verschiebung setzt sich aus der Duktilität des Verbunds (verschieblicher Verbund) und der Dehnung des Schafts zusammen; siehe Abbildung 2.32 - linke Seite. Wird das Herausziehen des Ankers nicht berücksichtigt, ist die Duktilität einzig von der Dehnung der freien Schaftlänge abhängig (Dehnungsduktilität). Sie kann im statischen Fall anhand einer monotonen Last-Verschiebungskurve über die bereits genannte  $\frac{3}{4}$ -Regel bestimmt werden. Ein Beispiel für die gezielte Ausnutzung der Duktilität in Längsrichtung bei Stützen-Fundament-Verbindungen wurde in Kapitel 1 beschrieben.

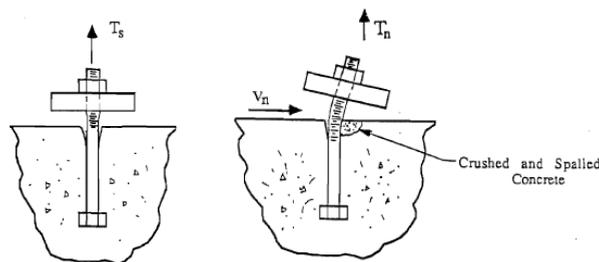


Abbildung 2.32: Duktilität von Befestigungsmitteln in Beton (Cook & Klingner, 1989) ;links: reine Längsbelastung; rechts: kombinierte Längs- und Querbelastung

Bei reiner Querkraftbelastung entstehen Schubverformungen (Schubduktilität) entlang der Querschnittsfläche der Befestigung, siehe Abbildung 2.33, welche aber auch nach (ACI 318-14, 2014) vernachlässigbar klein sind. Maßgebliche Duktilität entsteht durch Biegung (Rotationsduktilität) im Schaft, bei Betonabplatzungen. Konventionelle Befestigungsmittel sind für allseitigen Kontakt mit dem Ankergrund konzipiert. Dennoch kann es durch Spannungsspitzen infolge der Querkraft bzw. der Kontaktpressung zwischen Schaft und Bohrlochkante zu Ausbrüchen kommen, Abbildung 2.33, was erhebliche

Verschiebungskapazitäten hervorruft. Dieser Mechanismus ist durch die Einflüsse von Betoneigenschaften, Bohrlochbeschaffenheit, Geometrie und Beschaffenheit des Schafts des Befestigungsmittels in weiten Teilen zufälliger Natur, was einen gezielten Einsatz der Duktilität erschwert. Ein Anhaltswert des sich einstellenden Hebelarms ist in (Fuchs, 1992) mit dem Zwei- bis Zweieinhalbfachen des Durchmessers des Befestigungsmittels angegeben. Infolge der Betonabplatzungen während der zyklischen Belastung ändern sich die geometrischen Randbedingungen der Befestigungsmittel und damit auch deren Tragmechanismus. Liegen keine oder nur geringe Betonabplatzungen vor, werden Querlasten über den Abscherwiderstand abgetragen. Sind die Abplatzungen groß, werden die zyklischen äußeren Lasten zuerst über die Schraubenbiegung und anschließend den Abscherwiderstand aufgenommen. Jedoch planmäßig kann die Rotationskapazität nur entstehen, wenn die Befestigung als Abstandsmontage ausgeführt wurde oder ein Spalt entlang der freien Schaftlänge vorliegt.

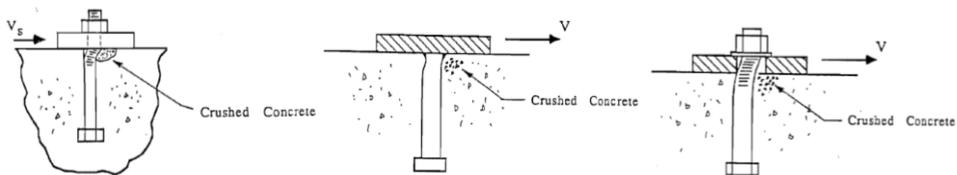


Abbildung 2.33: Duktilität von Befestigungsmitteln in Beton bei reiner Querbelastung Beton  
(Cook & Klingner, 1989)

Die Dehnungsduktilität tritt orthogonal zur Schub- und Rotationsduktilität (bei Vernachlässigung des Bewegungsanteils in Längsrichtung) auf. Derzeit existieren nur wenige Untersuchungen, in wie weit sich die unterschiedlichen Duktilitäten beeinflussen. In (Lotze, Klingner, & Graves, 2001) wird anhand von Versuchen an Hinterschnittdübeln und Spreizankern unter Schrägzug festgehalten, dass die Verschiebung in Querrichtung größer ist, als bei reiner Querlastbeanspruchung. Nach aktuellem Stand der Forschung konnte aber bisher keine schlüssige Definition einer globalen Duktilität für Befestigungen gefunden werden.

Der Versagensmodus einer auf Zug- und Querlast beanspruchten Einzelbefestigung ist maßgeblich vom Verhältnis der jeweiligen Beanspruchungsart zu den einzelnen reinen Tragfähigkeiten abhängig. Wie in Abbildung 2.32 – rechte Seite ersichtlich, stellt sich im Zuge der Zugbelastung eine Verschiebung der Befestigung in Längsrichtung ein, sodass sich zwischen Betonoberfläche und Anbauteil ein Spalt bildet und so eine Rotation des Anbauteils zugelassen wird. Infolge der zusätzlichen Rotationsmöglichkeit sind auch Verschiebungen in Querrichtung denkbar.

Die oben genannten Verformungsmechanismen werden auch bei zyklischer Belastung, wie es während eines Erdbebens der Fall ist, aktiviert. Durch die dynamisch wiederkehrenden Belastungen ergeben sich aber im Gegenzug wesentlich andere Last-Verschiebungskurven bzw. Hysteresekurven (siehe Kapitel 2.1.5.2).

Die Duktilität des Systems kann anhand einer solchen Last-Verschiebungsbeziehung auf unterschiedliche Weise quantifiziert werden. In (Meskouris, Hinzen, Butenweg, & Mistler, 2011) wird vorgeschlagen, den sog. zyklischen und kumulativen Duktilitätswert  $\mu_{kum}$  zu ermitteln

$$\mu_{kum} = \frac{\sum_i u_{pl,i}}{u_y} \quad (2.92)$$

wobei  $u_{pl,i}$  die plastische Verformung des einen  $i$ -ten Beanspruchungszyklus ist.

In (Rieder A., 2003) wird die Duktilität in statischen Querlastversuchen an Hinterschnittdübeln und Spreizdübeln aus galvanisch verzinktem Kohlenstoffstahl und Edelstahl untersucht. Es kamen Dübel mit Durchmessern M6, M8, M10, M12, M16, M20 und M24 in ungerissenem und gerissenem ( $\Delta w = 0,3$  mm) Beton (C20/25 und C50/60) zum Einsatz. Dabei wurden die mittleren Duktilitäten über das Verhältnis von der Verschiebung bei Höchstlast zur „Verschiebung beim ersten Knick in der Lastverformungskurve“ definiert. Auf Grundlage dieser Definition ergeben sich bei der Auswertung der Versuche Duktilitäten von 1 bis 6. Die Spreizdübel der Durchmesser M8 bis M16 aus galvanisch verzinktem Kohlenstoffstahl erreichen eine mittlere Duktilität von maximal 6 und die Hinterschnittdübel (M12 aus Edelstahl) eine Duktilität von maximal 3,4. Die Spreizdübel aus Kohlenstoffstahl der Durchmesser M20 und M24 können dagegen nur eine Duktilität von maximal 2 entwickeln, was mit der niedrigen Dehnung bei Höchstlast erklärt wird. Eine Zuordnung der Ergebnisse zu den Betonfestigkeiten erfolgt nicht. Auf das Vorgehen nach (Rieder A., 2003) wird kurz eingegangen. Genauere Details und Hintergründe sind Kapitel 4 zu entnehmen. Der Ansatz der Duktilität nach Gleichung (2.91) wird hierfür in Verbindung mit den Prinzipien nach Abbildung 2.31 auf das Querlasttragverhalten von Befestigungsmitteln angewandt. Dazu wird die Last-Verschiebungskurve aus einem quasi-statischen Querlastversuch als ideal-elastisch-plastisch linearisiert. Beispielhafte Last-Verschiebungskurven quasi-statischer Versuche mit herkömmlichen Befestigungsmitteln wurden bereits in Abbildung 2.9 („*monotonic mean*“) vorgestellt.

In Abbildung 2.34 ist deren typischer Verlauf (Bezeichnung: *quasi-statisch*) skizziert und die Linearisierung durchgeführt worden. Die Duktilität an der quasi-statischen Last-Verschiebungskurve kann relativ unproblematisch bestimmt werden. Das dort skizzierte Tragverhalten gilt für herkömmliche Betonschrauben. Querlasten werden direkt über die

Kontaktfläche in den Beton übertragen, bis dieser in Form eines muschelförmigen Ausbruchs versagt. Infolge der geringen Tiefe des Betonausbruchs kann der Schaft nur auf einer kurzen Länge gebogen werden und sich damit nur eine kurze Fließzone einstellen (siehe Abbildung 2.35). Die Schraube wird dadurch überwiegend auf Abscheren beansprucht.

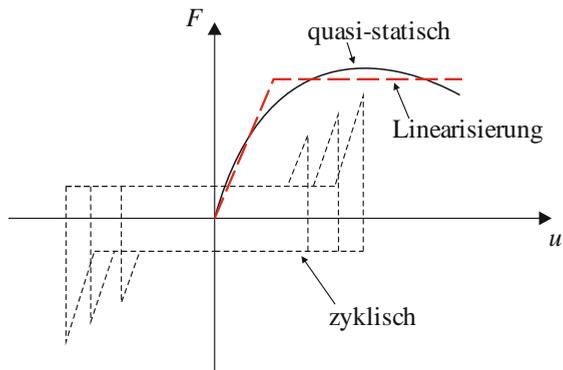


Abbildung 2.34: Kraft-Verschiebungskurve und deren Linearisierung unter quasi-statischer und die linearisierten Hysteresekurven unter zyklisch anwachsender Belastung eines herkömmlichen Befestigungsmittels

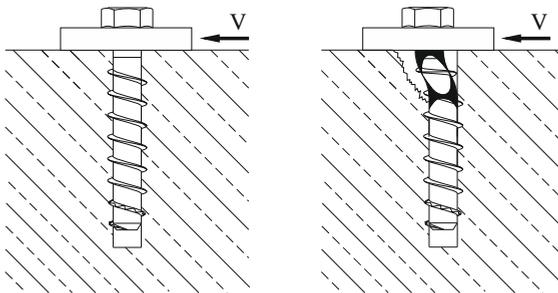


Abbildung 2.35: Querlasttragverhalten von herkömmlichen Betonschrauben

Wird nun das quasi-statische Querlasttragverhalten des duktilen Schraubankers betrachtet, ergibt sich am Beispiel einer Abstandsmontage folgender Tragmechanismus, siehe Abbildung 2.36.

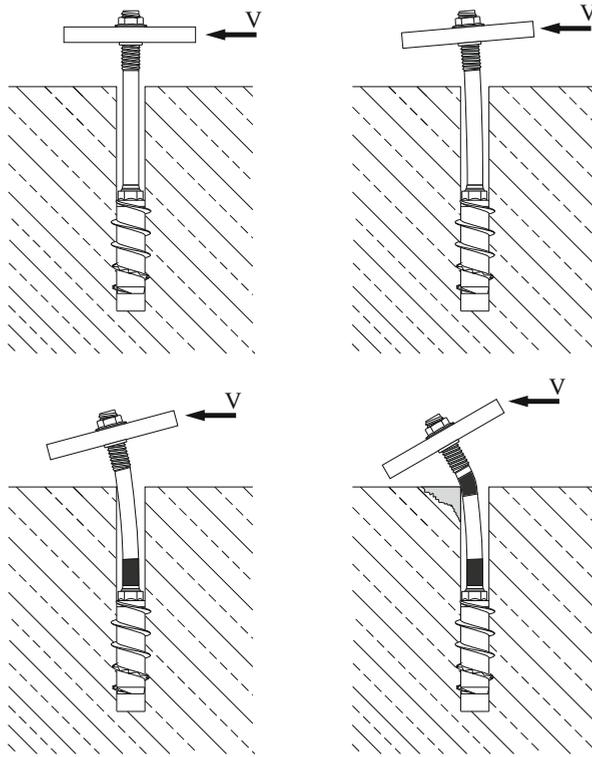


Abbildung 2.36: Versagensmechanismus des duktilen Schraubankers mit Abstandsmontage

Werden im Erdbebenfall Horizontalkräfte aktiviert, erfährt der Schraubenschaft eine Verformung in Richtung der Wirkungslinie der Kraft. Mit zunehmender Kraft gehen die elastischen Verformungen in plastische über und am Punkt der Einspannung des Schafts in das Verankerungselement entsteht eine Fließzone. Im Bereich der Fließzone kann der Querschnitt große Krümmungen entwickeln, sodass der Spalt überbrückt wird und sich der Schaft am Bohrloch anlegt. Bei weiterer Laststeigerung bildet sich eine zweite Fließzone im Bereich des Berührungspunkts, was mit Abplatzungen im Beton verbunden ist. (Letzteres ist in Abbildung 2.36 nicht dargestellt.) Ab diesem Zeitpunkt wird der Schaft hauptsächlich auf Abscheren beansprucht. Der Tragmechanismus bei Montage ohne zusätzlichen Hebelarm zur Betonoberfläche (d.h. nicht mit Abstandsmontage, siehe Abbildung 2.37 – linke Seite) stellt sich im Detail anders dar. Hierbei ist prinzipiell zwischen zwei Fällen je nach Größe des Lochspiels im Anbauteil zu unterscheiden. Dabei wird die Längsdehnung infolge der Verträglichkeitsbedingungen vernachlässigt. Ist ein großes Lochspiel vorhanden, sodass sich der Schraubenkopf verdrehen kann, bildet sich bei Biegung im Spalt infolge Querlastbeanspruchung ein plastisches Gelenk an der Einspannstelle des Schafts (siehe Abbildung 2.37 – mittig).

Danach wird der obere Teil des Schafts auf Abscheren beansprucht, wobei es zu Beton- ausbrüchen und -abplatzungen kommt. Die während des Abscherens entstehenden plasti- schen Schubverformungen (nicht dargestellt) sind vernachlässigbar klein. Ist dagegen kein Lochspiel vorhanden und der Schaft an beiden Enden vollständig eingespannt, bilden sich bei Verbiegen des Schafts zwei plastische Gelenke, das eine am Schrauben- kopf und das andere an der Einspannstelle des Schafts, gleichzeitig aus (Abbildung 2.37 – rechte Seite). Danach wird die Last auch in diesem Fall über Abscheren an den Beton übertragen.

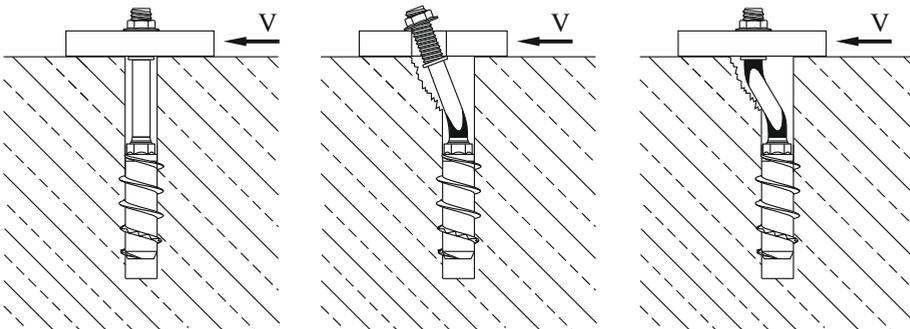


Abbildung 2.37: Versagensmechanismus des duktilen Schraubankers ohne Abstandsmontage; links: Ausgangs- situation; mittig: Verschiebungsfigur mit großem Lochspiel; rechts: Verschiebungsfigur ohne Lochspiel

Die dem Tragverhalten ohne Abstandsmontage zugehörige Last-Verschiebungs-Kurve ist in Abbildung 2.38 – linke Seite linearisiert dargestellt. Im Gegensatz zur Kurve eines herkömmlichen Befestigungsmittels zeigt sich hier ein zusätzlicher Traganteil infolge der Schraubenbiegung im Schaft, bevor auch hier das charakteristische Tragverhalten von Befestigungsmitteln auftritt (Abscheren sobald Kontakt zwischen Schaft und Bohrloch entsteht). Das Schraubenbiegen im Spalt äußert sich über einen bilinearen Kraft- Verschiebungsverlauf mit einem Kraftplateau von geringer Höhe. Der Einspanngrad des Schafts im Anbauteil steuert dabei die Größe des Kraftplateaus. Daran anschließend zeigt die Last-Verschiebungs-Kurve einen ähnlichen Verlauf wie in Abbildung 2.34. Der zuletzt genannte Traganteil kann wieder linearisiert werden, wie es schon in Abbildung 2.34 durchgeführt wurde. Wird nun eine zweite Linearisierung auf Basis der gleichen Energie vorgenommen, kann die Last-Verschiebungs-Kurve des duktilen Schraubankers in eine ideal-elastisch-plastische überführt werden (siehe Abbildung 2.38 – rechte Seite). Damit wäre es möglich, den Ansatz zur Berechnung der Duktilität nach Gleichung (2.91) zu verwenden. Der Berechnungsaufwand steigt folglich gegenüber einem herkömmlichen Befestigungsmittel. Vorab wäre aber zu klären, ob eine zweifache Linearisierung in

Verbindung mit dem Kriterium der gleichen Energien das richtige Vorgehen darstellt, da dadurch das Tragverhalten grob vereinfacht wird. Dieser Frage wird innerhalb dieser Arbeit nicht nachgegangen. Grund dafür ist, dass bereits das allgemeine Vorgehen zur Bestimmung der Duktilität über eine einmalige Linearisierung der statischen Last-Verschiebungs-Kurve für Befestigungsmittel als widersprüchlich angesehen wird.

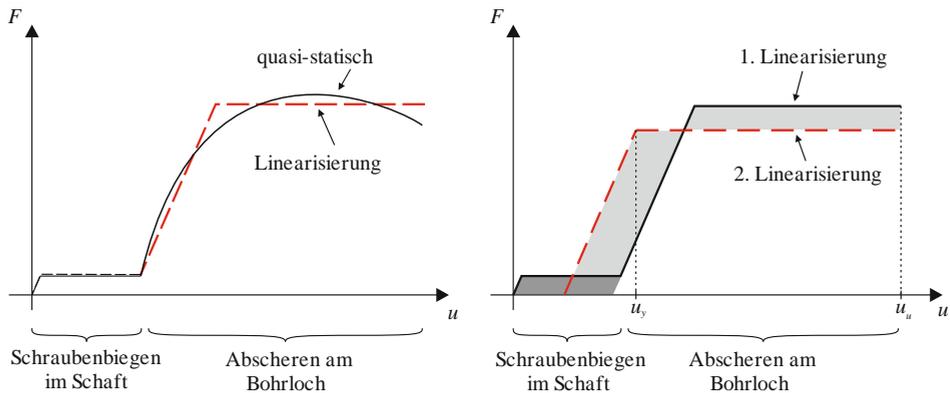


Abbildung 2.38: Bestimmung der Duktilität am duktilen Schraubanker; Links: Schematische Last-Verschiebungskurve bei quasi-statischer Belastung; Rechts: Bestimmung der Duktilität mit zweifacher Linearisierung über die Energiegleichheit

Da all diese Ansätze auf der Auswertung einer monotonen Kraft-Verschiebungskurve beruhen, bleibt dabei das zyklische Verhalten unberücksichtigt. Diese Methodik birgt aber zwei Gefahren in sich. Einerseits bleiben Schädigungsmechanismen infolge der zyklischen Belastung, wie *ultra-low-cycle-fatigue* und die Akkumulation der Dehnungen (siehe hierzu Kapitel 2.7.6), unberücksichtigt. Andererseits kann nicht davon ausgegangen werden, dass die zyklische Energiedissipation identisch mit der unter quasi-statischen Verhältnissen ist. Das erste Problem kann am besten über die Versuchsmethodik berücksichtigt werden, wenn die Auswertung an der Umhüllenden der Hysteresen erfolgt (siehe Abbildung 2.39 - linke Seite). Die zweite Unstimmigkeit ist leicht nachvollziehbar, wenn die möglichen Hystereseverläufe nach Abbildung 2.39 - rechte Seite betrachtet werden. Da die von der Hysterese umschlossene Fläche ein Maß der Energiedissipation ist (siehe hierzu Kapitel 2.6.3), wird ersichtlich, dass die ideal-elastisch-plastische Hysterese mehr Energie dissipiert als die eines Befestigungsmittels. Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass die Duktilität, welche unter quasi-statischen Verhältnissen bestimmt wurde, keine Information über das dynamische Verhalten des Systems während eines Erdbebens gibt. Damit wird der Belastungsgeschichte eines Erdbebens nicht Rechnung getragen. Zudem sei an dieser Stelle auch auf die zyklischen Werkstoffeigenschaften des Werkstoffs Stahl in Kapitel 2.7 verwiesen. Deren Einflüsse, wie z.B. der Bauschinger-Effekt im Bereich

der Einschnürung der Hysteresen (d.h. eine Verringerung der Fließgrenze infolge Wechselplastifizierung), werden nicht zwangsläufig über die Auswertung der Umhüllenden berücksichtigt.

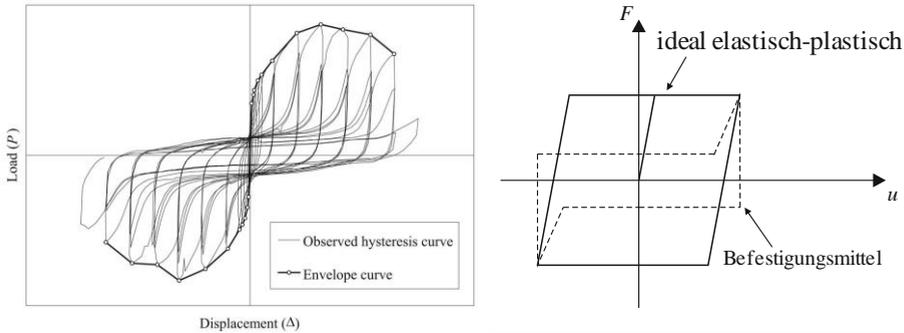


Abbildung 2.39: links: Bestimmung der Duktilität an der Umhüllenden von Hystereseverläufen nach (ASTM E2126-11, 2012); rechts: Vergleich unterschiedlicher Hystereseverläufe

Ist darüber hinaus die Duktilität nach Kapitel 2.6.1 zu einem bestimmten Belastungszeitpunkt zu ermitteln, ist dies anhand von zyklischen Versuchen mit Befestigungsmitteln ab dem zweiten Zyklus nicht mehr möglich. Um dies zu erläutern, sind in Abbildung 2.34 zusätzlich zum quasi-statischen Querlast-Tragverhalten auch die linearisierten Hystereseverläufe aus zyklischen Versuchen (Bezeichnung: *zyklisch*) dargestellt. Es wird gut ersichtlich, dass die Ansätze für die Berechnung der Duktilität nur auf die quasi-statischen Last-Verschiebungskurven und nicht auf die Hysteresen übertragbar sind. Infolge der Einschnürung der Hysterese weicht die Hysterese zu stark von einer ideal-elastischen-plastischen Last-Verschiebungskurve ab, als dass eine sinnvolle Linearisierung möglich ist. Das hysteretische Verhalten des duktilen Schraubankers ähnelt prinzipiell dem herkömmlicher Betonschrauben. Die entscheidenden Unterschiede zwischen den Hysteresen sind aber die Höhe des Kraftplateaus im Bereich der Einschnürung und dessen Ausdehnung. Die Höhe des Kraftplateaus ist das Resultat des sich einstellenden (herkömmliche Betonschrauben) oder vorgegebenen (duktiler Schraubanker) Hebelarms bei reiner Schraubenbiegung. Die Größe der Ausdehnung der Einschnürung ergibt sich aus den Betonabplatzungen (herkömmliche Betonschraube) und der vorhandenen Spaltbreite (duktiler Schraubanker). Sobald an einer solchen Hysterese die zyklische bzw. kumulative Duktilität bestimmt werden soll, ist dies aufgrund des hysteretischen Verhaltens nicht möglich, da, wie bereits beschrieben, keine Linearisierung des Verlaufs möglich ist.

Aufbauend auf den Erkenntnissen aus zyklischen Versuchen heißt es in (Mahrenholtz, 2012), dass bei üblichen Befestigungsmitteln die Energiedissipation kein geeigneter Parameter für die Quantifizierung der Duktilität sei, da zum einen nur Zugkräfte übertragen werden können und zum anderen bei einer Querkraftbelastung durch den direkten Kontakt mit dem Beton, als Voraussetzung für die Kraftübertragung, kaum Energie dissipiert werden kann. In beiden Fällen sind die von den Lastverformungskurven umschlossenen Flächen nur von sehr geringen Größen, sodass kaum Energie dissipiert werden kann (siehe Kapitel 2.1.5 und 2.6.3.4). Dafür werden alternative Ansätze zur Quantifizierung der Duktilität genannt. Sie kann sich über unterschiedliche Aspekte äußern. Diese sind

- große Absolutverformungen,
- große Relativverformungen,
- Robustheit und
- Widerstand bei zyklischer Belastung.

Große Absolutverformungen sind entscheidend für ein sich mit Verformungen ankündigendes Versagen der Gesamtbefestigung und ermöglichen Lastumlagerungen bei Mehrfachbefestigungen. Über große Relativverschiebungen ist es dann möglich, die maximale Tragfähigkeit bei maximaler Verschiebung frühzeitig zu aktivieren. Gleichzeitig ist ein starker Abfall der Sekantensteifigkeit nach Erreichen des Maximalwerts wünschenswert, der sich über ein ausgedehntes Plateau erstreckt. Die Robustheit zeigt sich über geringe Steifigkeit nach Erreichen der maximalen Traglast und gleichzeitig weitreichender Verschiebung bis zum Erreichen der Bruchlast. Zuletzt definiert der Widerstand bei zyklischer Belastung einen ausreichenden *low-cycle*-Ermüdungswiderstand bei starker Plastifizierung.

An dieser Stelle müssen die Definitionen nach Mahrenholz verfeinert werden, da zwischen unterschiedlichen Verformungsanteilen je Richtung unterschieden werden muss:

Eine Längsverschiebung des Befestigungsmittels ergibt sich zum einen aus der Dehnung des Schafts und zum anderen aus dem Verbundschlupf zwischen Anker und Beton. Für die Befestigungsmittel haben die beiden Effekte unterschiedliche Anteile an der Gesamtverschiebung des Systems. Die Dehnung des Stahlschafts ist eine Relativverschiebung zwischen Fuß- und Kopfpunkt auf Bauteilebene und wird maßgeblich von der freien Dehnlänge vorbestimmt. Der Schlupf hingegen ist eine Verschiebung des gesamten Befestigungsmittels und somit keine Relativverschiebung auf Bauteilebene. Die Absolutverschiebung ist die Summe der Verschiebungen aus Schaftdehnung und Verbundschlupf. Die Trennung zwischen lokaler und globaler Duktilität ist an dieser Stelle schwierig. Sinngemäß ergibt sich die globale Duktilität über die Absolutverschiebung. Die Schaftdehnung und der Verbundschlupf sind folglich lokale Duktilitäten.

Auch bei der Querverschiebung des Befestigungsmittels sind unterschiedliche Anteile getrennt zu betrachten. Anders als bei der Längsverschiebung ergibt sich die Querverschiebung aus einer Kombination von Beanspruchungsarten des Befestigungsmittels. Wohingegen die Längsdehnung aus einer reinen Längskraftbeanspruchung hervorgerufen wird, entwickelt sich die Querverschiebung aus der Kombination von Querlastbeanspruchung mit Biegung. Bei Querlastbeanspruchung des Schafts stellen sich Schubverzerrungen ein. Die Verzerrungen sind sehr klein, sodass sie nicht ausreichend sind, um einen duktilen Mechanismus (Schubduktilität) zu beschreiben. Infolge der geringen Querverzerrung legt sich der Schaft am Bohrloch an und es entstehen Kontaktpressungen, wodurch der umliegende Beton gestaucht wird und es im Weiteren zu Betonausbruch und -abplatzungen entlang der Kontaktfläche kommt. Infolge der Abplatzungen entsteht ein Spalt, in dem sich der Schaft verbiegen kann. Alle Anteile der Querverschiebung sind Relativverschiebungen auf Bauteilebene. Zudem sind sie alle lokale Duktilitäten.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Schwierigkeit bei der Bestimmung der Duktilität von Befestigungsmitteln insgesamt auf das zyklische Kraft-Verschiebungsverhalten zurückzuführen ist. Wie in Kapitel 2.1.5.2 gezeigt wurde, ist der Hystereseverlauf bei zyklischer Querlastbeanspruchung stark von der Einschnürung im Bereich des Verschiebungsnulldurchgangs geprägt. Dieser Effekt wird bei einer herkömmlichen Ermittlung der Duktilität nach Gleichung (2.91) nicht berücksichtigt. Wird die Energie-dissipation als Fläche innerhalb der Hysterese bzw. unterhalb der monotonen Kraft-Verschiebungskurve angesehen, wird klar, dass keine Übertragbarkeit möglich ist.

Maßgebend für diese Problematik ist das Vorhandensein von geometrischer Nichtlinearität im Zusammenspiel mit der Bauteil- oder Werkstoffnichtlinearität. Die herkömmliche Duktilität geht von reiner Werkstoffnichtlinearität aus, da sie für freistehende Tragwerke entwickelt wurde. Um das Vorgehen auf Befestigungsmittel zu übertragen, ist eine Lösung zu finden, die die geometrische Nichtlinearität (Kontakt zwischen Bohrloch und Schaft, Betonabplatzungen), die sich durch Einschnürung und Seileffekt einstellt, berücksichtigt.

## 2.6.2 Verhaltensbeiwert

Das Konzept der Abminderung der Bemessungslasten im Erdbebenfall durch den sogenannten Verhaltensbeiwert  $q$  ist die Grundlage der aktuellen Bemessungsansätze im Erdbebeningenieurwesen. Entsprechend (DIN EN 1998-1, 2010) ist der Verhaltensbeiwert wie folgt definiert: *„Beiwert, der bei der Bemessung zur Reduzierung der durch lineare Berechnung ermittelten Kräfte verwendet wird, um der nichtlinearen Antwort eines Tragwerks in Abhängigkeit von Baustoff, Tragsystem und dem verwendeten Bemessungs-*

verfahren Rechnung zu tragen“. Grundlage ist die Duktilität. Gleichung (2.93) beschreibt das zugrunde gelegte Prinzip

$$F_{el} = q \cdot F_y \Leftrightarrow q = \frac{F_{el}}{F_y} \quad (2.93)$$

Für die Ermittlung des Verhaltensbeiwerts stehen zwei Möglichkeiten zur Verfügung. In (Bachmann, 2002) wird für niedrige Frequenzen ( $f < 1,5$  Hz) nahegelegt, den Ansatz nach dem Prinzip der gleichen maximalen Verschiebungen zu verwenden. Der Verhaltensbeiwert wird in diesem Fall über das Verhältnis der Kräfte eines ideal-elastischen und eines elastisch-plastischen Einmassenschwinger bestimmt, welches wiederum per Definition genau der Duktilität entspricht. Daraus folgt:

$$q = \frac{F_{el}}{F_y} = \mu \quad (2.94)$$

Sind dagegen Systeme bei mittleren Frequenzbereichen ( $2 \text{ Hz} < f < 10 \text{ Hz}$ ) zu untersuchen, ist auf das Prinzip der gleichen Formänderungsarbeit zurückzugreifen. Auf Grundlage zweier Einmassenschwinger, wobei einer ideal-elastisches und der andere ideal-elastisch-plastisches Werkstoffverhalten aufweist, wird über die Äquivalenz der Formänderungsarbeit (Inhalt der von der  $F$ - $u$ -Kurve und Abszisse eingeschlossenen Fläche) des elastischen EMS zum elastisch-plastischen EMS der Verhaltensbeiwert bestimmt. In diesem Kontext ergibt sich die Beziehung zwischen Verhaltensbeiwert und Duktilität zu:

$$q = \frac{F_{el}}{F_y} = \sqrt{2 \cdot \mu - 1} \quad (2.95)$$

Die Zusammenhänge sind in Abbildung 2.40 dargestellt.

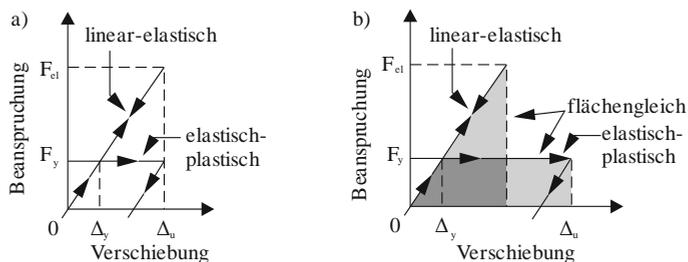


Abbildung 2.40: Schema zu den Prinzipien der Bestimmung des Verhaltensbeiwerts  $q$  (Bachmann, 2002)

## 2.6.3 Dämpfung

Abseits des Ansatzes über den Verhaltensbeiwert kann die Energiedissipation auch über Dämpfung erfasst werden; siehe Kapitel 2.5. In diesem Kapitel wird gezeigt, dass der Ansatz über die Dämpfung eine wesentlich genauere Quantifizierung ermöglicht.

Im Weiteren wird eine kompakte Zusammenfassung der wichtigsten Aspekte der Dämpfung im Zusammenhang mit dieser Arbeit gegeben. Für weiterführende Darstellungen wird an dieser Stelle auf entsprechende Literatur verwiesen.

### 2.6.3.1 Dämpfungsarten

In der Baudynamik und im Erdbebeningenieurwesen wird meistens auf ein lineares Dämpfungsmodell zurückgegriffen (Eibl & Häußler-Combe, 1997) (Stempniewski & Haag, 2010). Am geläufigsten sind folgende Dämpfungsarten

- viskose Dämpfung,
- modale Dämpfung und
- Rayleigh Dämpfung.

Die Wahl der jeweiligen Dämpfungsart ist von der Problemstellung abhängig.

### 2.6.3.2 Rayleigh-Dämpfung

Bei der modalen Analyse eines Mehrmassenschwingers werden die Massen- und Steifigkeitsmatrizen in Diagonalmatrizen umgewandelt. Aufgrund der Kopplung mit den Eigenschwingungsformen ist dies mit der Dämpfungsmatrix nicht möglich, sodass unter Beibehaltung eines viskosen Dämpfers die Bewegungsgleichungen der einzelnen Massen nicht entkoppelt werden können. Die Lösung an dieser Stelle ist die mathematische Umformulierung der viskosen Dämpfung in die sogenannte Rayleigh-Dämpfung. Aus mathematischer Sicht wird die viskose Dämpfung in einen massen- und einen steifigkeitsproportionalen Anteil aufgespalten. Dies führt dazu, dass dadurch die Entkopplung der Bewegungsgleichungen möglich ist. Wird über den gesamten Frequenzbereich eine konstante Dämpfung angenommen, wie es in der Baudynamik üblich ist, können die Parameter der Rayleigh-Dämpfung wie folgt abgeschätzt werden. (Petersen, 2000)

$$\alpha = 2 \cdot \xi \cdot \frac{\omega_1 \cdot \omega_2}{\omega_1 - \omega_2} = \omega_1 \cdot \omega_2 \cdot \beta \quad (2.96)$$

$$\beta = 2 \cdot \xi \cdot \frac{1}{\omega_1 - \omega_2} \quad (2.97)$$

Dabei sind  $\omega_1$  und  $\omega_2$  zwei Eigenfrequenzen der Struktur.

Die Rayleigh-Dämpfung wird demnach für die Analyse von Mehrmassenschwingern verwendet. Innerhalb dieser Arbeit wird sie für die numerischen Untersuchungen mit dem FEM-Programm ABAQUS in Kapitel 5 genutzt.

### 2.6.3.3 Viskose Dämpfung

Die viskose Dämpfung wird für die Beschreibung von Bewegungen von Einmassenschwingern herangezogen, wie es auch schon in Kapitel 2.4 vorausgesetzt wurde. Die Dämpfungskraft ergibt sich dabei über die Dämpfungskonstante  $d$ , welche proportional zur Relativgeschwindigkeit  $\dot{u}$  ist

$$F_d(t) = d \cdot \dot{u}(t) \quad (2.98)$$

Für eine harmonische Anregung kann nach Kapitel 2.4 die Bewegungsgleichung auf Kraft-Verschiebungsebene (mit der Verschiebung  $u$ ) wie folgt angegeben werden:

$$k \cdot u(t) + d \cdot \dot{u}(t) = \bar{F} \cdot \sin(\Omega \cdot t) \quad (2.99)$$

Mit der Partikulärlösung der Form

$$u(t) = \bar{u} \cdot \sin(\Omega \cdot t - \gamma) \quad (2.100)$$

(mit  $\bar{u}$  als Amplitude der Verschiebung) gelangt man zu der Beziehung

$$F_k(t) = k \cdot \bar{u} \cdot \sin(\Omega \cdot t - \gamma) \quad (2.101)$$

für die Federkraft. Die Dämpfungskraft ist über

$$F_d(t) = \pm d \cdot \Omega \cdot \sqrt{(\bar{u})^2 + u^2(t)} \quad (2.102)$$

gegeben. Wird nun die Summe aus Feder- und Dämpfungskraft (der dynamische Widerstand) aufgestellt, quadriert und wiederum umgeformt, erhält man die Gleichung einer Ellipse der Form

$$\left( \frac{F_d}{d \cdot \Omega \cdot \bar{u}} \right)^2 + \left( \frac{u(t)}{\bar{u}} \right)^2 = 1 \quad (2.103)$$

Der Inhalt wird als Dämpfungsarbeit  $E_d$  oder nach (Petersen, Dynamik der Baukonstruktionen, 2000) auch Verlustarbeit bezeichnet. Sie gibt an, wieviel Energie pro Zyklus dissipiert wird

$$E_d = \pi \cdot d \cdot \Omega \cdot (\bar{u})^2 \quad (2.104)$$

### 2.6.3.4 Hysteretische Dämpfung

Gemessene Hysteresekurven von Konstruktionsbaustoffen sind frequenzunabhängig und weichen stark von der Ellipsenform ab, vor allem bei Lasten oberhalb der Gebrauchstauglichkeit. Da die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit „die Anforderungen für eine normale Nutzung der Bauwerke sicherstellen“ (König & Tue, 1998) sollen und damit nur Lastniveaus zulässig sind, die nahezu keine Plastifizierungen zur Folge haben, werden bei Lastniveaus oberhalb der Gebrauchstauglichkeit die Hysteresekurven von der anwachsenden Nichtlinearität der Werkstoffe geprägt. Dadurch kann an der viskosen Dämpfung bei hoher Beanspruchung nicht festgehalten werden und es wird auf die hysteretische Dämpfung zurückgegriffen. Dazu wird in (Petersen, Dynamik der Baukonstruktionen, 2000) die Verzerrungsarbeit bzw. die potentielle Energie der Feder (Rückstellkraft · Federweg)  $E_p$  eingeführt

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot k \cdot \bar{u}^2 \quad (2.105)$$

Mit Gleichungen (2.51) und (2.54) ergibt sich über Einsetzen der Gleichung (2.104) in (2.105) (wobei  $\xi_{hyst} \equiv \xi$  und  $\Omega = \omega$  gesetzt wurde)

$$\xi_{hyst} = \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{E_d}{E_p} \quad (2.106)$$

$\xi_{hyst}$  ist die hysteretische Dämpfung. Sie wurde in (DIN EN 12512, 2005) als äquivalentes proportionales Dämpfungsverhältnis  $\nu$  aufgenommen (siehe Abbildung 2.42). Prinzipiell kann nun mit dessen Hilfe das Energiedissipationsvermögen einer unregelmäßigen Hysterese (mit nichtlinearem Steifigkeits- und Dämpfungsverhalten) linearisiert werden und auf eine ellipsenförmige Hysterese (mit linearer äquivalenter viskoser Dämpfung und linearer Steifigkeit) übertragen werden. Die hysteretische Dämpfung gibt, vereinfacht ausgedrückt, das Maß der Energiedissipation eines nichtlinearen Schwingers infolge Plastifizierungen wieder. Wohingegen sich im Erdbebeningenieurwesen die Duktilität als ein solches Maß eingebürgert hat, kann der Zusammenhang der hysteretischen Dämpfung und der Duktilität mit Abbildung 2.41 gezeigt werden. Es wird eine ideal-elastisch-plastische Hysteresekurve betrachtet. Entsprechend der Definitionen der Duktilität nach Kapitel 2.6.1 und des hysteretischen Dämpfungsverhältnisses ergibt sich die Beziehung

$$\xi_{hyst} = \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{E_d}{E_p} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\mu - 1}{\mu} \quad (2.107)$$

mit

$$\mu = \frac{u_u}{u_y} \tag{2.108}$$

Wobei hier von der maximalen Duktilität  $\mu_{max}$  auszugehen ist.

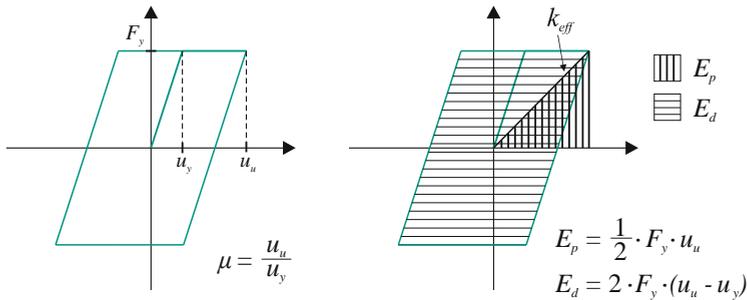


Abbildung 2.41: Zusammenhänge zwischen hysteretischer Dämpfung und Duktilität am elastisch-plastischen System

Diese Betrachtung des Zusammenhangs zeigt die Konsistenz der beiden Dissipationsmaße. Dennoch ist die oben beschriebene Herleitung lediglich eine vereinfachte Betrachtungsweise, da dynamische Effekte nicht berücksichtigt werden.

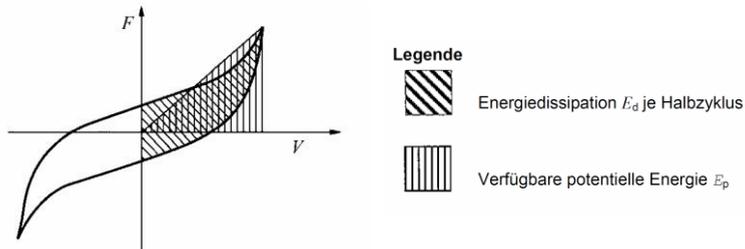


Abbildung 2.42: Definition des äquivalenten proportionalen Dämpfungsverhältnisses (DIN EN 12512, 2005)

Insgesamt wird ersichtlich, dass die herkömmliche Definition der Duktilität für eine ideal-elastisch-plastische Kraft-Verschiebungskurve gilt, deren Völligkeit während den Zyklen konstant bleibt. Ihr ist ein bestimmtes hysteretisches Dämpfungsmaß zugeordnet, wohingegen bei abweichenden Entlastungspfaden andere Dämpfungsmaße bei gleicher Duktilität ermittelt werden.

Ein Beispiel der Anwendung des hysteretischen Dämpfungsmaßes ist in (DIN EN 1998-2, 2011) normativ verankert. Das Verfahren beschreibt die Beurteilung des dissipativen Verhaltens von Brückenisolatoren auf Grundlage der hysteretischen Dämpfung. Ein Beispiel für Isolatoren sind Blei-Gummi-Lager (*lead rubber bearing* LRB), d.h. bewehrte Elastomerlager, bei denen zusätzlich in Lagermitte ein Bleikern als dissipatives Element angeordnet wird. Grundlage des Verfahrens ist aber das zyklische Querlasttragverhalten der Isolatoren. Dieses weicht nämlich nur gering von dem eines ideal-elastisch-plastischen Systems ab. Auf dieser Grundlage (siehe Abbildung 2.43) kann die hysteretische Dämpfung eines Produkts und im Weiteren sogar ein zugehöriger Verhaltensbeiwert für die Nachweisführung mit dem vereinfachten Antwortspektrum ermittelt werden. Die Umrechnung von der hysteretischen Dämpfung in den Verhaltensbeiwert hat über Gleichung (2.90) zu erfolgen. Es wird dabei nicht zwischen hysteretischer und äquivalenter viskoser Dämpfung unterschieden (siehe hierzu Kapitel 2.6.3.7).

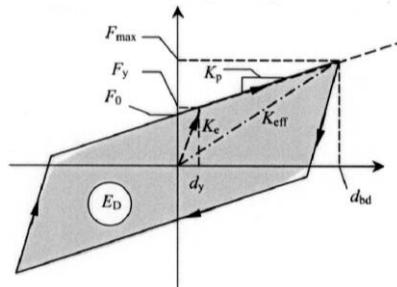


Abbildung 2.43: Bilineare Näherung des hysteretischen Kraft-Verformungs-Verhaltens von Brückenisolatoren nach (DIN EN 1998-2, 2011)

Wie an diesem Beispiel für Brückenisolatoren ersichtlich wird, kommt dem hysteretischen Dämpfungsmaß eine wesentliche Bedeutung für die Bemessung im Erdbebeningenieurwesen zu. Die Anwendung ist aber in Europa normativ derzeit noch auf annähernd ideal-elastisch-plastische Systeme eingeschränkt. Im nordamerikanischen Raum dagegen sind Nachweisführungen von Gebäuden unter Erdbebeneinwirkung über nichtlineare Verfahren auch auf Grundlage der hysteretischen Dämpfung möglich, deren Werte an Hysteresen ermittelt wurden, die von der einer ideal-elastisch-plastischen abweichen (ATC40, 1996). Doch dafür ist es erforderlich, die effektive Dämpfung des Systems zu ermitteln, die wiederum aus der hysteretischen Dämpfung berechnet werden kann. Diese effektive Dämpfung ist kleiner als die hysteretische Dämpfung. Diese Tatsache bestätigt den oben beschriebenen Widerspruch bei der Quantifizierung des Energiedissipationsvermögens über die Duktilität oder die hysteretische Dämpfung. Darauf wird in Kapitel

2.6.3.7 näher eingegangen. Zuvor wird im nachfolgenden Kapitel die hysteretische Dämpfung in der Befestigungstechnik genauer betrachtet.

### 2.6.3.5 Hysteretische Dämpfung in der Befestigungstechnik

Die Beurteilung der Energiedissipation von Befestigungen und Befestigungsmitteln im Holzbau erfolgt auf Grundlage der hysteretischen Dämpfung. Dabei werden die experimentell ermittelten Dämpfungswerte miteinander verglichen. Ein höheres Dämpfungsmaß lässt auf eine größere Energiedissipation rückschließen.

Ein Beispiel einer solchen Versuchsdurchführung ist bereits in Kapitel 2.3.4 und Abbildung 2.23 (Gavric, Fragiaco, & Cecotti, 2012) beschrieben. Die daraus ermittelten Ergebnisse der hysteretischen Dämpfung liegen in einem Wertebereich von  $\zeta_{hyst} \in \{4,12\% ; 23,37\% \}$ . Da die Versuche weggeregelt gefahren wurden, fielen sowohl die gemessenen Querlasten, als auch die dissipierte Energie  $E_d$  innerhalb eines Verschiebungsniveaus stets ab. Dies hatte zum Resultat, dass auch die hysteretische Dämpfung während der Zyklen gleicher Verschiebung abnahm. In (Loss, Zonta, & Piazza, 2012) wird aus unterschiedlichen Veröffentlichungen ein Wertebereich der hysteretischen Dämpfung von  $\zeta_{hyst} \in \{2,5\% ; 30\% \}$  für genagelte Verbindungen im Holzbau zusammengefasst. In den vorgestellten Versuchen (Loss, Zonta, & Piazza, 2012) wird ebenfalls von abfallender Dämpfung von Zyklus zu Zyklus gleicher Verschiebungsniveaus berichtet. Beide Erkenntnisse werden zudem durch Ergebnisse in den Veröffentlichungen von (Schädle, 2012), (Pozza, Scotta, Trutalli, Mario, Polastri, & Betoni, 2014) und (Wrzesniak & Fragiaco, 2016) bestätigt.

In der Befestigungstechnik im Stahlbetonbau hingegen ist die Anwendung des Dämpfungsmaßes kaum verbreitet. In (Rieder A., 2009) werden hysteretische Dämpfungsmaße von Hinterschnitt- und Spreizdübeln der Größe M12 unter alternierender Querlast (d.h. Wechselbeanspruchung) in ungerissenem niederfestem Beton C20/25 ermittelt. Die Erhöhung der Querbelastung erfolgte stufenweise in Schritten von 10 % der zyklischen Querlasttragfähigkeit, wobei stets fünf Zyklen eines Lastniveaus durchfahren wurden. Die Dübel wurden entsprechend den Herstellerangaben montiert, wobei das vollständige Vorspannmoment aufgebracht und nach 10 Minuten auf die Hälfte reduziert wurde, um den zeitabhängigen Verlust an Vorspannkraft zu simulieren. Die Verankerungslängen der Dübel und die vorhandenen Lochspiele werden nicht angegeben. Einige Ergebnisse sind in Abbildung 2.44 dargestellt. Zusätzlich wurden Versuche in gerissenem ( $\Delta w = 0,5$  mm) Beton C20/25 mit den oben genannten Spreizdübeln durchgeführt. Das Belastungsprogramm war identisch mit dem in ungerissenem Beton. Die Entwicklung der hysteretischen Dämpfung über die Querlastzyklen hinweg ist in Abbildung 2.45 dargestellt.

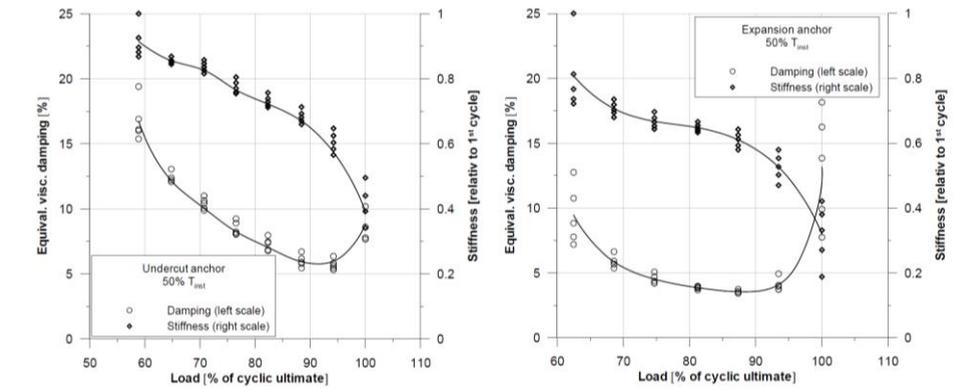


Abbildung 2.44: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung und Steifigkeit eines Hinterschnitt- und Spreizdübels (beides M12) in ungerissenem Beton C20/25 nach (Rieder A. , 2009)

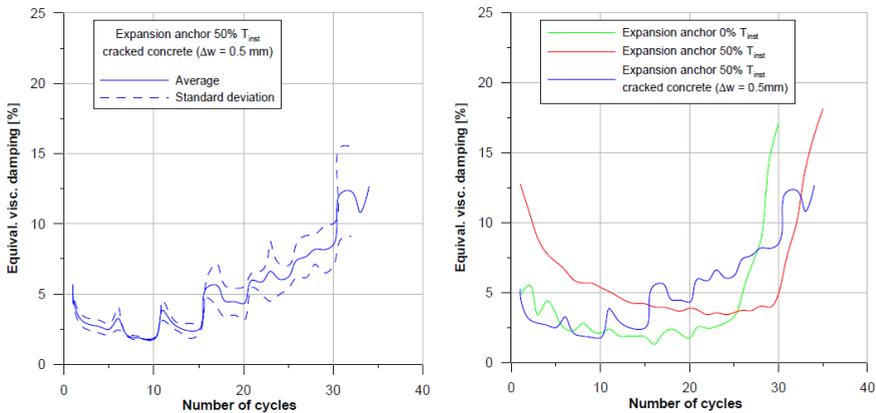


Abbildung 2.45: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung eines Spreizdübel M12 in gerissenem Beton C20/25 nach (Rieder A. , 2009)

Wie bei den Ergebnissen im Holzbau wurden Dämpfungswerte von maximal  $\zeta_{hyst} = 20\%$  ermittelt. Trotz der Tatsache, dass in den Versuchen die Querlast die Regelgröße war, zeigt sich auch in den vorgestellten Ergebnissen eine Abnahme der hysteretischen Dämpfung während der Zyklen eines gleichen Kraftniveaus.

Zusätzlich können mit den Ergebnissen zwei Erkenntnisse gewonnen werden: Die beiden Schaubilder in Abbildung 2.44 zeigen den Verlauf der hysteretischen Dämpfung während der Versuche mit ansteigenden Kraftniveaus für einen nicht vorgespannten (linke Seite mit „0 %  $T_{inst}$ “) und einen teilweise vorgespannten Hinterschnittdübel (rechte Seite mit

„50 %  $T_{inst}$ “). Die Vorspannung hat einen positiven Einfluss auf die hysteretische Dämpfung. So sind die ermittelten Werte des teilweise vorgespannten Dübels vor allem bei geringen Querlastniveaus wesentlich größer. In Abbildung 2.45 – rechte Seite ist der Verlauf der Dämpfung bei gerissenem ( $\Delta w = 0,5 \text{ mm}$ ) und ungerissenem Beton dargestellt. Zu Beginn bis etwa zum 15. Zyklus sind die Verläufe im selben Wertebereich. Ab dem 15. Zyklus steigt der Verlauf der Ergebnisse in gerissenem Beton stark an, wohingegen im ungerissenen Beton ein konstanter bis leicht abfallender Verlauf gemessen wird. Die Rissbreite scheint also auch einen positiven Einfluss auf die gemessenen Dämpfungswerte zu haben. Im Bereich der Befestigungstechnik im Stahlbetonbau sind dem Verfasser darüber hinaus keine Veröffentlichungen über die Verwendung des hysteretischen Dämpfungsmaßes bekannt.

### 2.6.3.6 Untersuchung der hysteretischen Dämpfung von Befestigungsmitteln

Der prinzipielle Verlauf der Hysterese eines Befestigungsmittels konnte anhand der Literatur und den Versuchen des Verfassers in Kapitel 4 charakterisiert werden. Dennoch fehlt für eine Bewertung und einen Vergleich eines erreichten hysteretischen Dämpfungsmaßes ein Referenzwert, um die Energiedissipation einschätzen zu können. Mit einer Linearisierung der Hystereseverläufe (siehe Abbildung 2.46) kann der Wertebereich der hysteretischen Dämpfung von Befestigungsmitteln überschlagen werden:

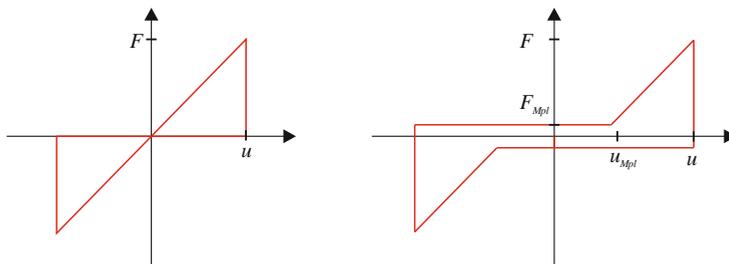


Abbildung 2.46: Hysteresen / Duktilitätsmodelle von Befestigungsmitteln; Links: herkömmliches Befestigungsmittel bei geringem Lastniveau ohne Vorspannung; Rechts: herkömmliches Befestigungsmittel bei hohem Lastniveau, duktiler Schraubanker und vorgespannte Befestigungsmittel

Für das herkömmliche Befestigungsmittel bei geringem Lastniveau (Abbildung 2.46 – linke Seite) ergibt sich die hysteretische Dämpfung zu

$$\xi_{hyst,con} = \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{E_d}{E_p} = \frac{1}{2 \cdot \pi} = 15,9 \% \quad (2.109)$$

Durch die Linearisierung des Kraft-Verschiebungsverlaufs als Dreieck wird die dissipierte Energie überschätzt. Deshalb kann davon ausgegangen werden, dass die oben ermittelte hysteretische Dämpfung von  $\zeta = 15,9\%$  das maximal erreichbare Dämpfungsmaß für ein herkömmliches Befestigungsmittel bei geringem Lastniveau und ohne Vorspannung ist. Der Linearisierung liegt zudem zu Grunde, dass kein Lochspiel und keine Reibung in der Befestigung vorhanden sind. Wäre Lochspiel vorhanden, wären die Dreiecke nach außen hin verschoben und das Lochspiel äußere sich in Form einer Einschnürung, in deren Bereich nahezu keine Querlast (lediglich der vernachlässigbar geringe Anteil aus Reibung zwischen Anbauteil und Betonoberfläche) wirken würde. Der Flächeninhalt in der Einschnürung ist vernachlässigbar klein, sodass die dissipierte Energie den gleichen Wert annimmt wie bei einer Hysterese ohne Lochspiel. Die potentielle Energie dagegen wird größer, da die Gesamtverschiebung  $u_{ges}$  um die Größe des Lochspiels  $\Delta\varnothing_{fix}$  anwächst. Es ist

$$u_{ges} = u + \Delta\varnothing_{fix} \quad (2.110)$$

Mit diesem Hintergrund wird klar, dass das erreichbare Dämpfungsmaß nochmals geringer sein wird.

Es muss zudem angemerkt werden, dass das hysteretische Verhalten nach Abbildung 2.46 nur für den Versagensfall Stahlbruch mit muschelförmigem Betonausbruch zutrifft. Für den Versagensfall des rückwärtigen Betonausbruchs (*pry-out*), der bei kurzen Verankerungstiefen eintritt, sind weiterführende Untersuchungen durchzuführen. Es wird davon ausgegangen, dass sich bei kurzen Verankerungslängen keine plastischen Gelenke im Schaft ausbilden können und damit geringere Verschiebungen zu erwarten sind. Die Tragfähigkeiten sind zudem maßgeblich von der Betonfestigkeit bestimmt.

Wird nun die Hysterese des duktilen Schraubankers betrachtet und der Frage nachgegangen, wie sich das daraus resultierende Dämpfungsmaß gegenüber dem eines herkömmlichen Befestigungsmittels verhält, müssen im Vorfeld folgende Vereinfachungen getroffen werden

$$F = c \cdot F_{Mpl} \text{ wobei } c > 1 \quad (2.111)$$

d.h. die in den Zyklen erreichten Querlasten  $F$  sind größer als die plastischen Querlasten zum Erreichen der Fließmomente  $F_{Mpl}$  und können als ein  $c$ -faches von  $F_{Mpl}$  angenommen werden und

$$u_{Mpl} = k \cdot u \quad (2.112)$$

was bedeutet, dass die plastischen Verschiebungen bei reiner Schraubenbiegung als ein  $k$ -faches der Gesamtverschiebung  $u$  angenommen wird.

Damit berechnet sich das hysteretische Dämpfungsmaß zu

$$\xi_{hyst,duc} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \left[ \left( 1 - \frac{1}{c} \right) \cdot (1 - k) + \frac{4}{c} \right] \quad (2.113)$$

Mit der Bedingung, dass die hysteretische Dämpfung des duktilen Schraubankers  $\xi_{hyst,duc}$  mindestens genauso groß wie die einer herkömmlichen Schraube  $\xi_{hyst,con}$  ist, folgt

$$\xi_{hyst,duc} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \left[ \left( 1 - \frac{1}{c} \right) \cdot (1 - k) + \frac{4}{c} \right] \geq \frac{1}{2 \cdot \pi} = \xi_{hyst,con} \quad (2.114)$$

woraus die Beziehung für  $c$  und  $k$  (sowohl  $c$  und  $0 < k < 1$ ) hervorgeht

$$k + 3 \geq c \cdot k \quad (2.115)$$

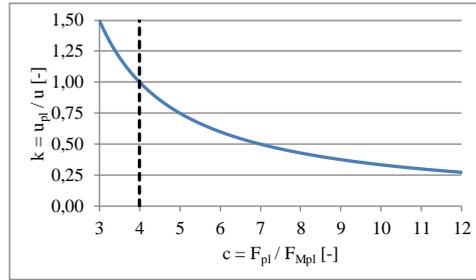
Die sinnvolle Lösung der Ungleichung ist für  $c > 1$

$$k \leq \frac{3}{c - 1} \quad (2.116)$$

Der Maximalwert von  $c$  kann über das Verhältnis der Abscherfestigkeit und der notwendigen Querkraft zum Erreichen eines Fließgelenks abgeschätzt werden.  $c$  wird demnach maximal, wenn die Fließquerlast  $F_{Mpl}$  minimal wird. Daher wird an dieser Stelle das System „Kragarm“ mit einer bezogenen Länge von  $b = 6$  ( $b = l / d_{Schaft}$ ) gewählt, woraus mit Gleichungen (2.21) und (2.22) folgt:

$$c_{\max}(b) = \frac{F_{pl}}{F_{Mpl,KA}(b)} = \frac{\frac{\sqrt{3} \cdot \pi}{16} \cdot d^2 \cdot f_y}{\frac{1}{6} \cdot \frac{d^2}{b} \cdot f_y} = \frac{3 \cdot \sqrt{3} \cdot \pi}{8} \cdot b \approx 2,0 \cdot b \quad (2.117)$$

Die Auswertung von Gleichung (2.116) ergibt die Funktion in Abbildung 2.47. Alle Wertepaare unterhalb der Kurve sind die Lösungen der Ungleichung für  $c > 1$ . Umso größer der Wert  $c$  wird, d.h. je kleiner die Fließspannung  $F_{Mpl}$  ist, desto kleiner muss der  $k$ -Wert werden, d.h. der Bereich der Einschnürung muss kleiner werden, damit die Bedingung eingehalten ist. Der sinnvolle Minimalwert ist  $c = 4$ .

Abbildung 2.47: Zusammenhang zwischen  $k$  und  $c$  zur Ermittlung der hysteretischen Dämpfung

Wird zudem das maximale Lastniveau aus Versuchen an herkömmlichen Betonschrauben nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) der Kategorie C2 von  $V_{R,um,C2.4} = 0,77 \cdot F_{pl}$  herangezogen, ist nach Gleichung (2.117) mit  $b = 6$  ein realitätsnäherer Wert von  $c = 5,9$  anzunehmen. Die Bedingung von  $k \leq 0,61$  ist damit eingehalten, wodurch das System ein höheres hysteretisches Dämpfungsmaß erreicht, als bei einer herkömmlichen Betonschraube.

Unter Vernachlässigung der Lochleibung gilt dann mit  $u_{Mpl} = \Delta s$  ( $\Delta s$  ist der Biegespalt entsprechend Tabelle 3.1):

$$u_{Mpl} \leq k \cdot u \quad \xrightarrow{c=5,9 \quad k=0,61} \quad \Delta s \leq 0,61 \cdot u \Rightarrow a \leq 0,61 \cdot \frac{u}{d} \quad (2.118)$$

$a = \Delta s/d$  der auf den Durchmesser bezogene Biegespalt

Für die bezogene Verschiebung  $u/d$  wurden in den Versuchen des Verfassers mit herkömmlichen Betonschrauben der Durchmesser  $d = 16$  mm und 20 mm, Werte im Bereich von  $u/d = 0,10$  bei sehr kleinen Kraftamplituden des Durchmessers  $d = 20$  mm bis  $u/d = 0,90$  bei der maximalen Kraftamplitude des Durchmessers  $d = 20$  mm festgestellt (siehe Tabelle 4.6). Werden diese Werte vereinfachend auf den duktilen Schraubanker übertragen, kann der bezogene Biegespalt ermittelt werden:

$$a \geq 0,61 \cdot \frac{u}{d} = 0,61 \cdot \{0,1; 0,9\} \Rightarrow a \geq \{0,1; 0,5\} \quad (2.119)$$

Zusammenfassend bedeutet dies für die Entwicklung des duktilen Schraubankers, dass bei einer vorliegenden bezogenen Länge des Biegeschafte von  $b = 6$  eine größere hysteretische Dämpfung als  $\zeta = 15,9$  % erreicht werden kann, wenn der bezogene Biegespalt höchstens  $a = 0,1$  bzw. 0,5 beträgt. Es ist hinzuzufügen, dass die Herleitung für das statische System „Kragarm“ gilt, wenn kein Lochspiel im System vorhanden ist und

wesentliche Annahmen bezüglich des Verschiebungsverhaltens getroffen wurden. Zudem wurden einige Vereinfachungen getroffen, die an dieser Stelle kurz diskutiert werden. Zum einen wird für Befestigungsmittel allgemein der Einfluss des Durchmessers nicht berücksichtigt. Mit anwachsendem Durchmesser nimmt auch die Kontaktfläche zu, über welche die Querlasten auf den Beton übertragen werden. Dies hat zur Folge, dass die Betonspannungen abnehmen. Bei kleinen Durchmessern steigt die Kontaktpressung (in Form einer Hertzchen Pressung) wesentlich stärker an, da die Last über eine kleinere Fläche übertragen werden muss. Im letzten Fall sind im Verhältnis zum Durchmesser großflächigere und tieferreichende Betonausbrüche zu erwarten, die auch bei früheren Lastniveaus erreicht werden. Zum anderen werden produktspezifische Eigenheiten des Querlasttragverhaltens außer Acht gelassen, wie zum Beispiel die erhöhte Kontaktfläche bei Verbunddübeln (siehe hierzu Kapitel 2.1.5.2) oder die Tatsache, dass bei sehr großen Lasten die Flanken von Betonschrauben im Anbauteil abplatteten. Letztes reduziert Spannungsspitzen in der Kontaktfläche, wodurch geringere Betonabplatzungen und -ausbrüche zu erwarten sind. Als letztes sind in diesem Zusammenhang die zyklischen Werkstoffeigenschaften des Stahls zu nennen. Deren Einflüsse, wie z.B. der Bauschinger-Effekt, blieben bei dieser Betrachtung unberücksichtigt. All diese Einflüsse führen zu belastungsabhängigen Änderungen der Hystereseverläufe.

Für herkömmliche Befestigungsmittel kann bei der Abschätzung des  $c$ -Wertes auf die Ergebnisse von (Fuchs, 1992) angeknüpft werden. Wie dort beschrieben, stellt sich bei Querlastbeanspruchung ein plastisches Gelenk in der Tiefe von  $2 \cdot d_{\text{Schaft}}$  ein. Strenggenommen gilt die Aussage nur für einbetonierte Kopfbolzen, dennoch trifft sie auch für die Versagensbilder der Versuche des Verfassers zu (siehe Abbildung 2.48), allerdings nur für die Prüflinge des großen Durchmessers mit  $d_{\text{Schaft}} = 20$  mm. Bei den Schrauben des Durchmessers  $d_{\text{Schaft}} = 16$  mm ist die Lage des plastischen Gelenks bei ca.  $3 \cdot d_{\text{Schaft}}$ . Dass der größere Durchmesser infolge der Gedrungenheit des Querschnitts geringere Verformungen erfährt, ist nachvollziehbar. Die tiefere Lage des plastischen Gelenks kann über die Einflüsse der zyklischen Belastung und der Rissbreite in den Versuchen des Verfassers erklärt werden. Der wesentlich kürzere Hebelarm bei herkömmlichen Betonschrauben führt auch zu geringeren  $c$ -Werten. Wird die Anwendbarkeit von Gleichung (2.117) unterstellt und die bezogene Länge von  $b = 2$  bis  $3$  angenommen, sind  $c$ -Werte von  $c = 2$  bis  $3$  zu erwarten (bei Berücksichtigung der Abminderung von  $V_{\text{max},C2.4}$ ). Das Duktilitätsmodell eines herkömmlichen Befestigungsmittels bei hohen Lasten ohne Vorspannung und Seileffekt ist in Abbildung 2.46– rechte Seite dargestellt. Es wird vereinfachend angenommen, dass  $k = 0,5$  ist; d.h.  $u_{\text{Mpl}} = 0,5 \cdot u$ . Das Lochspiel von 2 mm entsprechend (ETAG001 - Annex A, 2013) bleibt unberücksichtigt. Dadurch ergibt sich mit  $b = 2,5$  die maximale hysteretische Dämpfung von

$$\max \xi_{\text{hyst,con}} = 30,24 \% \quad (2.120)$$

Mit dieser sehr vereinfachten Berechnung zeigt sich bereits der merkliche Einfluss des Hebelarms (bezogene Länge des Schafts  $b$ ) auf das hysteretische Dämpfungsmaß. Da weitere Effekte wie Lochspiel, Schubverformungen und Schlupf in Querrichtung nicht betrachtet wurden, ist davon auszugehen, dass auch der Wert  $\max \zeta_{hyst,con}$  das Dämpfungsmaß überschätzt.



Abbildung 2.48: geprüfte herkömmliche Betonschrauben aus den Versuchen C2.4 nach ETAG001;  
Links: d16; Rechts d20

Neben den Betonschrauben in Abbildung 2.48 gibt es diese auch in abgewandelter Form, bei denen ein längerer Bereich des Schafts unterhalb der Mutter ohne Gewindeflanken hergestellt wird (aber ohne Verjüngung wie beim duktilen Schraubanker). Bei diesen Betonschrauben ist davon auszugehen, dass infolge der homogenen Kontaktpressungen zwischen Schaft und Beton (Es sind keine Spannungsspitzen wie bei Schrauben mit Flanken vorhanden.) geringere Betonausbrüche auftreten. Das steifere Tragverhalten dieses Systems wird dazu führen, dass sich im Vergleich mit Betonschrauben nach Abbildung 2.48 bei denselben Lastniveaus kürzere Hebelarme ausbilden und damit die plastischen Gelenke näher zur Betonoberfläche liegen. Dies gilt auch für alle anderen Befestigungsmittel mit glatten Schäften.

Abschließend wird noch der Einfluss der Vorspannung auf die hysteretische Dämpfung diskutiert. Es wird davon ausgegangen, dass die Kraft-Verschiebungskurven für ein sehr stark vorgespanntes System dem eines ideal-elastisch-plastischen Systems (Abbildung 2.41) gleichkommen. Damit folgen für Gleichung (2.117) die Bedingungen  $0 < c < 1$ ; d.h.  $F_{Mpl} > F$  (wobei  $F_{Mpl}$  nun die Fließkraft mit zusätzlicher Reibung ist) und  $u_{Mpl} \rightarrow u_{pl}$ . Dieses Duktilitätsmodell könnte theoretisch eine maximale hysteretische Dämpfung von  $\zeta_{hyst,max} = 63,7\%$  (ideal-plastisch) entwickeln. Dem ist aber hinzuzufügen, dass ein solcher Dämpfungswert nur bei geringen Lasten von wenigen Zyklen und auch nur über eine kurze Dauer hinweg erreichbar ist. Bei Querverschiebung erfährt ein Befestigungsmittel Querkraft, der in Abhängigkeit vom Querlastniveau und vom Verbund des Dübels

im Ankergrund zu einer plastischen Längsdehnung und/ oder bleibenden Längsverschiebung (Schlupf) führt. Dadurch wird die Vorspannkraft abgebaut und das Dämpfungsmaß abgemindert. Den plastischen Dehnungen könnte mit einem elastischen Werkstoff entgegengesteuert werden. Den Schlupf dagegen könnte man mithilfe einer Verschiebesicherung unterbinden, sodass ein bestimmter Wert der Querverschiebung nicht überschritten wird. Diese Querverschiebung müsste so festgelegt werden, dass die Zugkraftkomponente des Querzugs keinen Schlupf im Anker erzeugt. Zusätzlich sind zeitabhängige Spannkraftverluste infolge Kriechen und Schwinden des Betons und Relaxation des Stahls zu berücksichtigen. Sobald eine Druckspannung im Beton vorhanden ist, werden Kriecheffekte im Beton aktiviert, deren Intensität von der Spannungshöhe abhängt. Daher kann das Kriechen über eine angepasste Wahl der Vorspannkraft in Verbindung mit einer darauf abgestimmten Kraftübertragungsfläche auf den Beton reduziert werden. Ähnliches gilt für die Relaxation des Stahls, welche auch von der Spannungshöhe im Werkstoff abhängig ist. Das heißt, dass auch in diesem Fall, eine auf den Querschnitt abgestimmte Vorspannkraft die Spannkraftverluste herabsetzen kann. Auch das Schwinden des Betons kann nur über eine geeignete Nachbehandlung abgemindert, aber nicht unterbunden werden. Da alle zeitabhängigen Spannkraftverluste nicht vermieden, sondern nur auf einen Minimalwert reduziert werden können, könnte nur durch kontinuierliches Nachspannen der Schrauben sichergestellt werden, dass eine bestimmte Vorspannkraft dauerhaft vorhanden ist.

Anhand dieser kurzen analytischen Betrachtung der hysteretischen Dämpfung können folgende Thesen aufgestellt werden:

- Die maximale hysteretische Dämpfung von Befestigungsmitteln unter geringen konstanten Lastniveaus ohne Vorspannung beträgt  $\zeta = 15,9 \%$ . Bei geringen Lastniveaus ist es mit einem zusätzlichen Biegespalt im System prinzipiell möglich, höhere hysteretische Dämpfungsmaße als bei herkömmlichen Betonschrauben zu generieren.
- Bei hohen Lastniveaus und sehr kleinen Hebelarmen von  $b = 2,5$ , wie sie bei herkömmlichen Befestigungsmitteln entstehen, kann theoretisch ein maximales Dämpfungsmaß von  $\zeta = 30,24 \%$  erreicht werden.
- In Abhängigkeit vom Tragverhalten der Betonschrauben und der Vorspannung sind dennoch größere Dämpfungsmaße von bis zu  $\zeta_{hyst,max} = 63,7 \%$  möglich. Dann gilt jedoch der typische Hystereseverlauf von Befestigungsmitteln nicht mehr.
- Die weitreichendste Erkenntnis ist, dass Dämpfungsmaße höher als  $15,9 \%$  ohne den Einfluss der Vorspannung und des Seileffekts nur möglich sind, wenn der Schraubenschaft Biegung erfährt.

### 2.6.3.7 Äquivalente viskose Dämpfung

Wie schon in Kapitel 2.6.1 beschrieben, ist die Duktilität unter statischen Verhältnissen zu bestimmen. Aus diesem Grund bringt die Einführung der hysteretischen Dämpfung keinen Mehrwert in das kraftbasierte Bemessungsverfahren im Erdbebeningenieurwesen. Die Weiterentwicklung des kraftbasierten zu einem verformungsbasierten Bemessungs- bzw. Nachweiserfahren auf Grundlage der Dämpfung wurde in den 1990er Jahren in die Wege geleitet. Maßgeblich vorangetrieben wurde das sogenannte „*direct displacement based design*“ (auch DDBD –Verfahren) durch die Arbeiten von (Priestley, Grant, & Kowalsky, 2007). Der Grundgedanke des Verfahrens ist der Nachweis, dass ein System im Erdbebenlastfall eine Bemessungsverschiebung erreichen kann. Für die Berechnung soll auf ein Ersatzsystem zurückgegriffen werden, das über seine Steifigkeit und Dämpfung ausreichend genau beschrieben wird. Anstelle der elastischen Anfangssteifigkeit  $k_i$  und einer elastischen viskosen Dämpfung  $\zeta_{el}$  (bis ca. 5%) wird vorgeschlagen, die effektive elastische Steifigkeit  $k_{eff}$  des Systems (Sekantensteifigkeit) in Verbindung mit der äquivalenten viskosen Dämpfung  $\zeta_{eq}$  heranzuziehen. Das Verfahren ist in Abbildung 2.49 versinnbildlicht. Das Verhältnis der Steifigkeiten für ein ideal-elastisch-plastisches System entspricht nach Abbildung 2.41 genau der Duktilität.

$$\mu = \frac{k_i}{k_{eff}} \quad (2.121)$$

Die äquivalente Dämpfung ist mit

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \lambda \cdot \xi_{hyst} \quad (2.122)$$

anzunehmen. Der Faktor  $\lambda$  ergibt sich aus der Form der Hystereseschleife und der daraus berechneten hysteretischen Dämpfung. Vereinfacht ausgedrückt, kann damit die hysteretische Dämpfung (in Form einer nichtlinearen Hysterese aus quasi-statischen Versuchen) in die äquivalente viskose Dämpfung umgewandelt werden, welche für die dynamische Berechnung angesetzt werden kann. Sie basiert auf der im Erdbebeningenieurwesen üblichen elastischen Dämpfung ( $\zeta_{el} = 5\%$ ). Das Ersatzsystem wird demnach wesentlich weicher, die Dämpfung dafür bedeutend größer. In Kombination soll damit die Energie-dissipation der realen Struktur beschrieben werden.

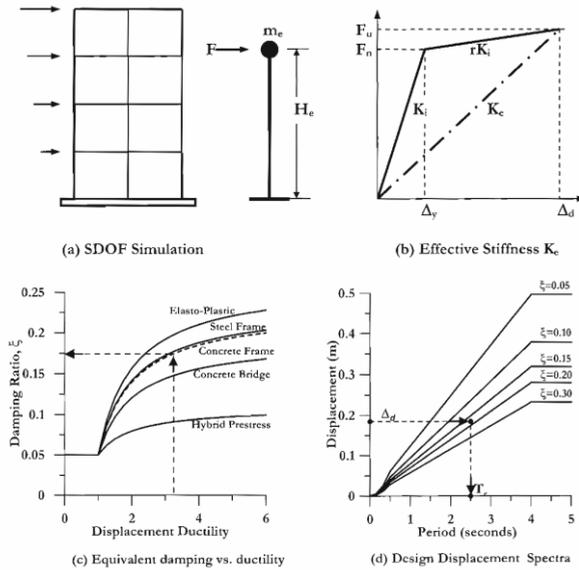


Abbildung 2.49: Ersatzsystem eines Rahmentragwerks als Einmassenschwinger für das DDBD-Verfahren und Definition der effektiven Steifigkeit nach (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Da jedoch die hysteretische Dämpfung und die effektive Steifigkeit von der Bemessungsverschiebung abhängen, ist letztere im Vorfeld der Untersuchung zu bestimmen. Dies kann über eine statische *Push-over*-Analyse erfolgen, d.h. die „klassische“ Duktilität  $\mu$  wird herangezogen. Da es sich dabei um die maximal ertragbare Duktilität handelt, ist die daraus ermittelte hysteretische Dämpfung auch die maximale Dämpfung, die das System entwickeln kann. Die zugehörigen maximalen Verschiebungen können in einem Erdbeben als einmaliges Ereignis auftreten, sodass mit der abgeleiteten Dämpfung deren Wirkung bei geringen Verschiebungen überschätzt werden kann.

Aufgrund der großen Vielfalt von Bauteilen (Stützen, Biegeträger, Wände, etc.), Werkstoffen (Stahl, Stahlbeton, Holz) und Randbedingungen (Lagerungsbedingungen, Belastungssituation) ergeben sich verschiedene Hystereseformen. Beispiele unterschiedlicher Hystereseformen werden in (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007), siehe Abbildung 2.50, gegeben. Mechanische Modelle, die das hysteretische Verhalten nachbilden, werden auch als Duktilitätsmodelle bezeichnet. Auf Grundlage dieser Modelle kann die Beziehung zwischen hysteretischer und äquivalenter viskoser Dämpfung aufgestellt werden. Am Beispiel des elastisch-plastischen Einmassenschwingers soll an dieser Stelle kurz darauf eingegangen werden. Das Ersatzsystem des Einmassenschwingers könnte z.B. die Idealisierung eines Rahmens mit konzentrierter Masse am Kopf darstellen. Seine Hysterese würde der des Duktilitätsmodells aus Abbildung 2.41 gleichen.

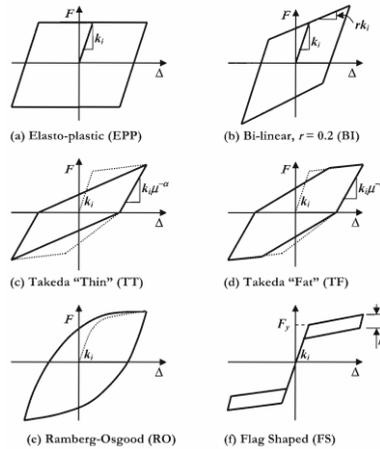


Abbildung 2.50: Beispielhafte Duktilitätsmodelle zusammengefasst in (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

An diesem System ist die extremale horizontale Kopfverschiebung bei dynamischer Anregung zu ermitteln. Diese wird mit  $u_{h,pl}$  bezeichnet, da sie bei Plastifizierung des Systems entsteht. Im zweiten Schritt ist die horizontale Kopfverschiebung des elastischen Systems bei 5 % elastischer Dämpfung zu ermitteln; im Folgenden  $u_{h,el}$  genannt. Daraus ergibt sich die Duktilität des Systems über

$$\mu = \frac{u_{h,el}}{u_{h,pl}} \tag{2.123}$$

Die äquivalente viskose Dämpfung ist nun genau das Dämpfungsmaß, das die Bedingung erfüllt, dass der elastische Einmassenschwinger mit der zu bestimmenden viskosen Dämpfung genau dieselbe horizontale Kopfverschiebung erfährt, wie der elastisch-plastische Einmassenschwinger,

$$u_{h,el}(\xi_{eq}) = u_{h,pl} \tag{2.124}$$

wobei  $u_{h,el}(\xi_{eq})$  die horizontale Kopfverschiebung des elastischen Einmassenschwingers mit äquivalenter viskoser Dämpfung ist.

Damit kann die viskose äquivalente Dämpfung gefunden werden. Als letztes gilt es den Zusammenhang zwischen hysteretischer und äquivalenter Dämpfung über

$$\lambda = \frac{\xi_{eq} - \xi_{el}}{\xi_{hyst}} = \frac{\xi_{eq} - 0,05}{\xi_{hyst}} \tag{2.125}$$

zu finden. Für das Beispiel eines elastisch-plastischen Duktilitätsmodells unter harmonischer Anregung mit Resonanzfrequenz beträgt  $\lambda = 0,7$ . Für andere Duktilitätsmodelle und Belastungsverläufe ergeben sich jeweils verschiedene  $\lambda$ -Werte.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass über die äquivalente Dämpfung ein nichtlineares System in ein lineares überführt werden kann, dessen zusätzliche Dämpfung den Einfluss von Nichtlinearitäten berücksichtigt. Dafür ist die Umrechnung der hysteretischen  $\zeta_{hyst}$  zur äquivalenten viskosen Dämpfung  $\zeta_{eq}$  über den Korrekturbeiwert  $\lambda$  erforderlich. Für eine Vielzahl von Duktilitätsmodellen bzw. Hystereseverläufen wurden zwar die Korrekturwerte  $\lambda$  bestimmt, allerdings bisher nicht für den typischen Verlauf von Befestigungsmitteln.

## 2.7 Stahl

Sowohl in der Befestigungstechnik im Betonbau als auch bei Anschlüssen im Stahl- und Holzbau werden Befestigungsmittel aus Stahl verwendet. Typische Spannungs-Dehnungslinien unterschiedlicher Stahlwerkstoffe sind in Abbildung 2.51 dargestellt. In beiden Fällen ist ein linearer (elastischer) und ein nichtlinearer (plastischer) Bereich ersichtlich. Die Spannungs-Dehnungslinie des Typs I trifft für kubisch-flächenzentrierte, austenitische Stähle und hoch angelassene Vergütungsstähle zu (Macherauch & Zoch, 2014). Bei diesen Werkstoffen ist ein fließender Übergang zwischen der elastischen und der plastischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung vorhanden. Da der Übergang vom elastischen zum plastischen Bereich nicht eindeutig bestimmbar ist, wurde die Fließgrenze auf die Spannung  $R_{p0,2}$  bzw.  $f_{yb}$  festgelegt, bei der eine bleibende Dehnung von  $\varepsilon = 2\%$  verbleibt. Bei unlegierten Stählen mit geringem Kohlenstoffanteil ist der Übergang mit einem ausgeprägten Fließplateau, der sogenannten Lüders-Dehnung, deutlich abgrenzbar. Der Beginn der Lüders-Dehnung wird über die obere Streckgrenze  $R_{eL}$  und untere Streckgrenze  $R_{eH}$  abgekündigt.

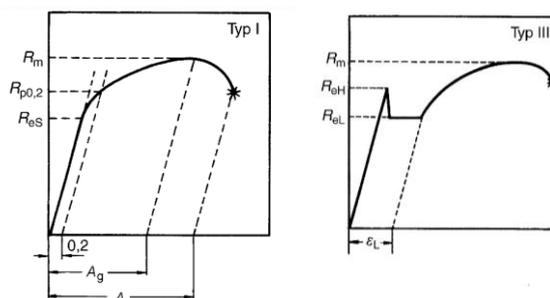


Abbildung 2.51: Charakteristische Verfestigungskurven von Metallen (Macherauch & Zoch, 2014)

Die technische Zugfestigkeit wird in beiden Fällen mit  $R_m$  bzw.  $f_{ub}$  bezeichnet. Nennwerte der Spannungswerte sind in Tabelle 2.6 nach DIN EN 1993-1-8 für Schrauben für den Einsatz im Stahlbau angegeben. Die Spannungs-Dehnungslinie des Typs III gilt für die Schraubenklassen bis 6.8. Die Klassen 8.8 und 10.9 gehören der Arbeitslinie des Typs I an (Petersen, 2013).

Tabelle 2.6: Nennwerte der Streckgrenze  $f_{yb}$  bzw.  $R_{p0,2}$  und  $R_{eL}$  und der Zugfestigkeit  $f_{ub}$  bzw.  $R_m$  von Schrauben (DIN EN 1993-1-8, 2010)

Schraubenfestigkeitsklasse	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	400	400	500	500	600	800	1000

## 2.7.1 Fließen

Für Metalle ist die Gestaltänderungshypothese nach von Mises die angemessene Fließregel (Rust, 2016). Wird ein Werkstoff unterhalb der Fließgrenze beansprucht, gilt nach dem Hook'schen Gesetz ein linearer Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen. Übersteigt eine einachsige Beanspruchung oder unter mehraxialer Beanspruchung die Vergleichsspannung die Fließgrenze, tritt Fließen ein. Der lineare Spannungs-Dehnungs-Zusammenhang gilt ab diesem Punkt nicht mehr, siehe Abbildung 2.52.

In allgemeiner Form ist die von Mises-Fließfläche wie folgt definiert (Mang & Hofstetter, 2013):

$$\sigma_v = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 + 6 \cdot (\sigma_{12}^2 \cdot \sigma_{23}^2 \cdot \sigma_{31}^2)} \quad (2.126)$$

Und im ebenen Spannungszustand mit Ersetzen von  $\sigma_1 = \sigma_x$ ,  $\sigma_2 = \sigma_y$  und  $\sigma_{12} = \tau_{xy}$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \quad (2.127)$$

Die Fließfläche nimmt im Hauptspannungsraum die Form einer Ellipse an (Abbildung 2.52 – linke Seite).

Im Weiteren wird vereinfachend für beide Stahltypen nach Abbildung 2.51 beim Übergang vom elastischen zum plastischen Bereich eine eindeutige Fließspannung  $f_y$  angenommen. Damit wird für beide Werkstoffe eine Linearisierung der Spannungs-Dehnungslinien möglich, wobei für den Stahl des Typs I die bleibende Dehnung von  $\varepsilon = 2 \text{ ‰}$  unberücksichtigt bleibt.

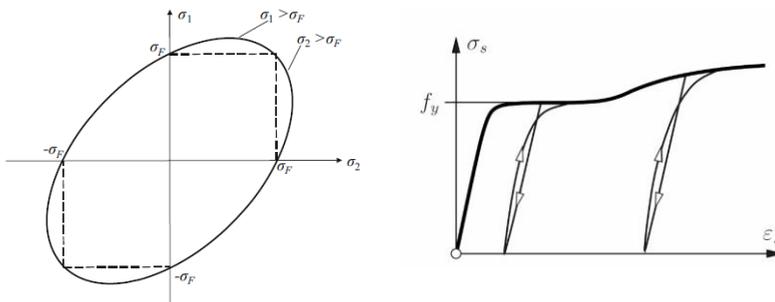


Abbildung 2.52: Fließen; links: Fließfläche nach von-Mises im ebenen Spannungszustand (Rust, 2016); rechts: Spannungs-Dehnungslinie bei Wiederbelastung nach Plastifizierung (Mang & Hofstetter, 2013)

## 2.7.2 Verfestigung

Nach dem Erreichen der Streckgrenze sind die meisten Werkstoffe noch in der Lage, weiter Spannung aufzunehmen. Dies äußert sich über eine deutliche Änderung des Tangenten-Moduls, da ab dem Fließen der lineare Spannungs-Dehnungs-Zusammenhang nicht mehr gültig ist. Dieses Verhalten wird als Verfestigung bezeichnet. Wird ein metallisches Material bis über den Verfestigungsbereich hinaus belastet, wieder entlastet und anschließend wieder belastet, ergibt sich eine Spannungs-Dehnungslinie, wie in Abbildung 5.52 – rechte Seite dargestellt. Bei Entlastung und Wiederbelastung verhält sich der Werkstoff nahezu elastisch (linear), bis die Spannung, ab der entlastet wurde, wieder erreicht wurde. Ab diesem Spannungsniveau fließt der Werkstoff erneut und bei Laststeigerung folgt die Verfestigung ihrem Verlauf, wie bei einer quasi-statischen Belastung ohne zwischenzeitliche Ent- und Wiederbelastung. Dementsprechend muss sich die Fließgrenze mit zunehmender Plastifizierung der Lastgeschichte, deren Richtung und den vorhandenen plastischen Dehnungen anpassen (Hübel H., 2015). Zwei klassische Verfestigungsgesetze können nach (Mang & Hofstetter, 2013), (Hübel H., 2015) und (Rust, 2016) angewandt werden:

Zum einen kann die Änderung der Verfestigung über eine Aufweitung der Fließgrenze beschrieben werden. Sie wird isotrope Verfestigung genannt. Bei dieser Formulierung fließt der Werkstoff bei umgekehrter Lastrichtung erst dann, wenn auch in dieser Richtung die neue aufgeweitete Fließgrenze erreicht wird. Zum anderen ist eine Verschiebung der Fließfläche denkbar. Sie wird kinematische Verfestigung genannt. Infolge der Translation der Fließfläche ist sie eine anisotrope Fließfunktion. Bei umgekehrter Belastungsrichtung tritt Fließen bei einer Spannungsdifferenz von ca.  $2 \cdot f_y$  ein, Abbildung 2.53. Dadurch ist es möglich, das zyklische Verhalten von metallischen Werkstoffen unter Wechsellastplastifizierungen zu berücksichtigen, den sog. Bauschinger-Effekt.

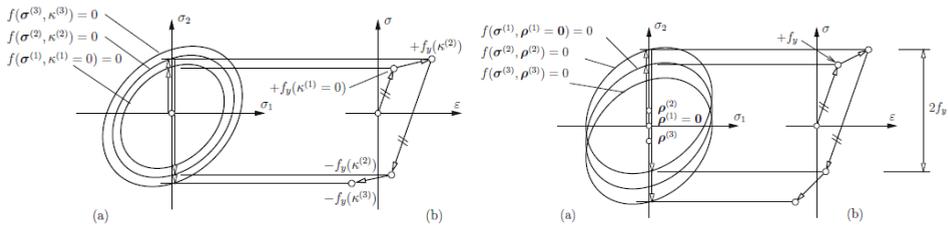


Abbildung 2.53: Darstellung der Verfestigungsregeln nach (Mang & Hofstetter, 2013) links: isotrope Verfestigung; Rechts: kinematische Verfestigung

Auch eine Kombination von isotroper und kinematischer Verfestigung ist möglich und vor allem bei detaillierter Betrachtung des Verformungsverhaltens unter zyklischer Beanspruchung empfehlenswert (Rust, 2016).

### 2.7.3 Bauschinger-Effekt

Nach (Macherauch & Zoch, 2014) beschreibt der Bauschinger-Effekt das Verformungsverhalten eines metallischen Werkstoffs bei einer Wechsellastifizierung. Bei Rückverformung und anschließender Verformung in Gegenrichtung eines elastisch-plastischen Werkstoffs weicht die Spannungs-Dehnungslinie von der bei Erstbelastung ab. Der Übergang zwischen elastischen und plastischen Dehnungen ist kontinuierlich, sodass keine eindeutige Streckgrenze mehr vorhanden ist. Die Fließgrenze und allgemein der Widerstand gegen plastische Verformungen ist herabgesetzt. In Abbildung 2.54 - linke Seite ist das prinzipielle Verformungsverhalten eines Werkstoffs mit Einfluss des Bauschinger-Effekts dargestellt. Mit der Abminderung der Fließgrenze wird auch der zusätzliche Effekt der steigenden Verfestigungsrate ersichtlich. Eine vereinfachte Berücksichtigung des Bauschinger-Effekts in einem Verfestigungsgesetz kann mit der kinematischen Verfestigung erreicht werden (siehe Abbildung 2.53). Hierbei wird aber nur die Verringerung der Fließgrenze in umgekehrter Belastungsrichtung, nicht aber die Änderung der Fließrate, berücksichtigt.

### 2.7.4 Zyklische Ver- und Entfestigung

Wird ein Metall mit einer reinen dehnungsgeregelten Wechsellastifizierung beansprucht, kann in Abhängigkeit von der Struktur (Macherauch & Zoch, 2014) und der Belastungsgeschwindigkeit (Böttcher, 2002) und (Schubert, 1989) entweder eine kinematische Verfestigung (Abbildung 2.54 – rechte Seite a)) oder Entfestigung (Abbildung 2.54 – rechte Seite b)) der Spannungsamplitude auftreten. Nach (Hertz, 1976) führt eine hohe zyklische

Beanspruchungsintensität zu einer zyklischen Verfestigung und eine geringe Intensität zu einer Entfestigung. Dies wird in den Versuchen von (Böttcher, 2002) bestätigt.

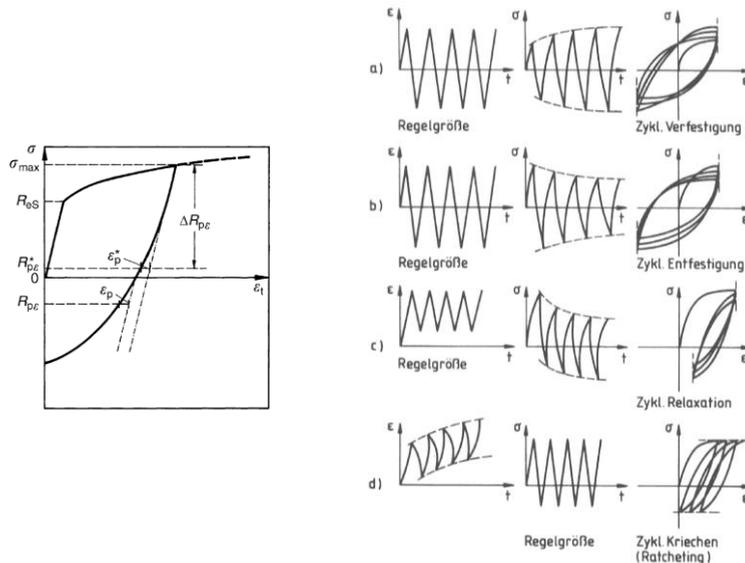


Abbildung 2.54: Zyklisches Werkstoffverhalten von Stahl: links: Bauschinger Effekt (Macherauch & Zoch, 2014); rechts: Zyklische Ver-, Entfestigung, Relaxation und Ratcheting (Schubert, 1989)

## 2.7.5 Einspielen und Ratcheting

Wird ein Metall mit Wechsellastungen um eine konstante Mitteldehnung beansprucht, können die resultierenden Hysteresen in Abhängigkeit von der Anzahl an Zyklen unterschiedliche Entwicklungen durchlaufen. Es sind folgenden Szenarien denkbar (Rust, 2016):

- Nach einigen Zyklen ändert sich die Hysterese nicht mehr (plastisches Einspielen, Abbildung 2.54 – rechte Seite c).
- Die Hysterese bleibt stabil, aber es treten keine zusätzlichen mittleren plastischen Verformungen auf (elastisches Einspielen, ohne Abbildung).
- Die Hysterese bleibt stabil, aber die mittlere Dehnung wächst an, d.h. die Hysterese verschiebt sich konstant mit jedem Zyklus (Ratcheting, Abbildung 2.54 – rechte Seite d).

Elastisches Einspielen tritt ein, wenn die Belastungsamplitude keine größeren Spannungen als das Zweifache der ursprünglichen Fließgrenze annimmt. Werden größere

Spannungsamplituden erreicht, tritt entweder plastisches Einspielen oder Ratcheting ein. Mit Abbildung 2.53 kann dies sehr anschaulich nachvollzogen werden. Als Beispiel für das Einspielen wird in (Rust, 2016) ein Biegebalken betrachtet, der mit seinem vollplastischen Moment belastet und anschließend mit konstanten Belastungsamplituden beansprucht wird. Ist die Amplitude größer als das doppelte elastische Grenzmoment  $M_y$  stellt sich plastisches Einspielen ein. Bei geringeren Belastungsamplituden dagegen ist direkt mit elastischem Einspielen zu rechnen.

Kommt das Anwachsen der plastischen Verformungen nicht zu einem Stillstand, wird vom sog. Ratcheting–Effekt gesprochen. Er beschreibt die Zunahme der mittleren Dehnung mit anwachsender Zyklenanzahl, wobei zwischen zwei Arten zu unterscheiden ist. Sie werden in (Hübel H. , 2015) sehr gut definiert:

- *„Material-Ratcheting, das im reinen Werkstoffversuch, also bei homogenen, ein- oder mehrachsigen Spannungszuständen, zu beobachten ist,*
- *Struktur-Ratcheting, das auch bei Werkstoffen ohne Material-Ratcheting auftritt und auf inhomogene Spannungsverteilungen in Tragwerken und somit auf die Wirkung der Feldgleichungen an Stelle der konstitutiven Gleichungen zurück zu führen ist.“*

Überlagern sich Wechselplastifizierungen mit einer konstanten Längsbelastung, kann demnach Struktur-Ratcheting auftreten. Ein anschauliches Beispiel für Struktur-Ratcheting ist in (Rust, 2016) für einen Balken unter konstanter Längsbeanspruchung, der mit einem wechselnden Moment beansprucht wird, beschrieben. Auf einer Seite der Fasern überlagern sich die inneren Schnittgrößen gleichen Vorzeichens, sodass sie nicht nur höher beansprucht ist als die andere Seite, sondern auch die Streckgrenze überschritten wird und plastische Verformungen entstehen. Wechselt das Moment seine Drehrichtung, plastifizieren nun die Fasern auf der anderen Seite, die ihrerseits nun die höhere Beanspruchung erfährt. Auf der ersten Seite wird die plastische Verformung aber durch das nun gegensinnig drehende Moment nicht (oder zumindest nur teilweise) rückverformt, da sich nach Entlastung von der Momentenbeanspruchung Eigenspannungen über die Querschnittshöhe eingestellt haben und sich diese mit konstanter Längsbelastung überlagern. Dies führt zu einer sukzessiven Zunahme der mittleren plastischen Verformung. Wie bereits in obiger Definition beschrieben, ist der Effekt des Material-Ratcheting eine reine Materialeigenschaft. Ihre Größe wird von der wirkenden Mittelspannung definiert. Ist keine Mittelspannung vorhanden, treten auch keine Ratcheting-Effekte ein (Rust, 2016).

In Abhängigkeit von der Belastungsart (ein- oder mehraxial) und –höhe (Interaktion) können in einem Tragsystem aus metallischem Werkstoff die oben genannten zyklischen Effekte, elastisches Einspielen, plastisches Einspielen und Ratcheting, auftreten. Ein

Beispiel hierfür ist das Ratcheting-Interaktionsdiagramm für einen Biegebalken mit Rechteckquerschnitt unter konstanter Längsbeanspruchung und zyklischem Biegemoment ohne Querkrafteinfluss nach (Hübel H. , 2015), welches aus den Veröffentlichungen (Hübel H. , 2003) und (Sawczuk, 1974) hervorgeht. In diesem analytischen Interaktionsdiagramm sind die einzelnen Lastkombinationen dargestellt, unter denen die einzelnen zyklischen Effekte auftreten. Es kann davon ausgegangen werden, dass es dem Interaktionsdiagramm für einen Rundquerschnitt in der grundsätzlichen Raumaufteilung gleichkommt und sich nur die Werte ändern.

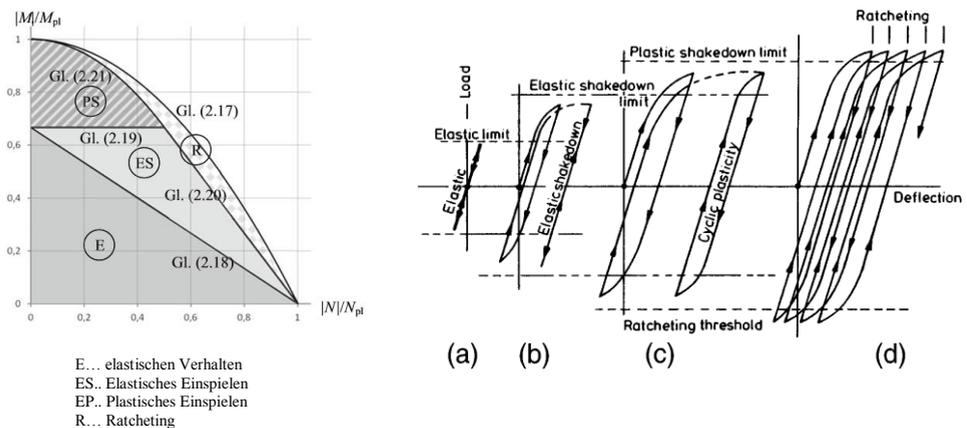


Abbildung 2.55: links: *Ratcheting*-Interaktionsdiagramm für einen Rechteckquerschnitt nach (Hübel H. , 2015); rechts: Belastungsabhängigkeit der zyklischen Effekte (Williams, 1999)

Der belastungsabhängige Übergang zwischen den zyklischen Effekten ist in (Williams, 1999) auf Spannungs-Dehnungsebene zusammengefasst. Nach (Fouvry, Kapsa, & Vincent, 2001) nimmt dabei die dissipierte Energie zu, wobei bei elastischem Einspielen (Abbildung 2.55 - rechte Seite (b)) die Dissipation zu einem Stillstand kommt. Durch die inkrementelle Zunahme der Mitteldehnung ist die dissipierte Energie während des *Ratchetings* (Abbildung 2.55 - rechte Seite (d)) größer als beim plastischen Einspielen (Abbildung 2.55 - rechte Seite (c)).

## 2.7.6 Plastische Versagensmodi

### 2.7.6.1 Low-cycle und ultra-low-cycle Ermüdung

Tritt bei zyklischer Beanspruchung ein plötzliches Versagen unterhalb der Zugfestigkeit ein, ist von Materialermüdung (*fatigue*) auszugehen. Wird dabei nur eine geringe Anzahl an Lastwechsel  $N < 10.000$  erreicht, wird das Versagen als *low-cycle*- (Kurzeitermüdung)

oder *ultra-low-cycle-fatigue* ( $N < 100$ ) (Pereira, de Jesus, Xavier, & Fernandes, 2014) bezeichnet (siehe Abbildung 2.56 – linke Seite). Im Gegensatz zur herkömmlichen Ermüdungsproblematik sind nicht eine große Anzahl an Belastungsamplituden von geringer Höhe, sondern wenige Zyklen mit hoher Amplitude Ursache des Versagens. Die Beanspruchung reicht an die Streckgrenze heran oder übersteigt sie, sodass Plastifizierungen im Material entstehen. Da im plastischen Bereich kein linearer Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung herrscht, wird für die Kurzzeitermüdung in der Regel eine Betrachtung auf Dehnungsebene durchgeführt (Macherauch & Zoch, 2014).

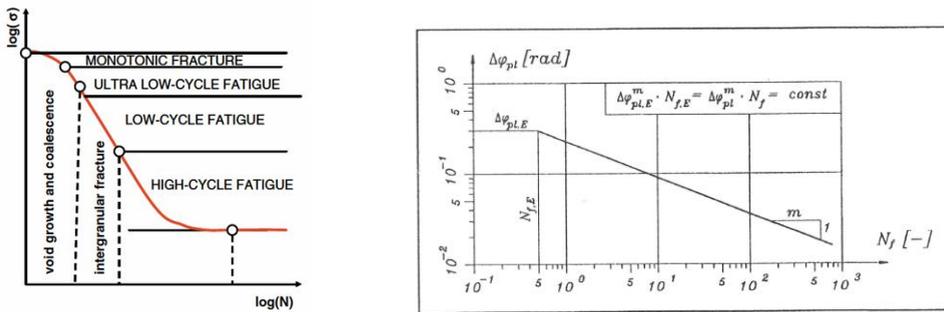


Abbildung 2.56: Wöhlerlinien; links: Einordnung der Versagensformen in Abhängigkeit von der Lastwechselanzahl  $N$  (Bleck et al, 2009); rechts: Rotations-Wöhlerlinie (Kuck, 1994)

Erste Untersuchungen der Kurzzeitermüdung gehen auf die Arbeiten nach (Coffin, 1954) und (Manson, 1954) zurück, aus denen die sog. Manson-Coffin Regel hervorging:

$$\left( \frac{\Delta \varepsilon_{pl}}{2} \right) = \varepsilon'_f \cdot (2 \cdot N_f)^c \quad (2.128)$$

- mit  $\Delta \varepsilon_{pl}$  plastische Dehnungsamplitude
- $\varepsilon'_f$  Ermüdungsduktilitätskoeffizient
- $2 \cdot N_f$  Anzahl an Dehnungswechseln bis zum Versagen
- $c$  Ermüdungsduktilitätsexponent

Mit Gleichung (2.128) kann die ertragbare Anzahl an Lastwechseln bei vorgegebener konstanter Dehnungsamplitude ermittelt werden. Kann nicht von einer konstanten Dehnungsamplitude ausgegangen werden, kann die Lebensdauer über eine lineare Schadensakku-

mulation nach Palmgren-Miner (Miner, 1945) auf Basis von Dehnungs-Wöhlerlinien erfolgen. Versagen tritt ein, wenn die Schädigung  $D$  den Wert 1,0 erreicht.

$$D(n_i) = \sum_i \left( \frac{n_i(E_i)}{N_i(E_i)} \right) \quad (2.129)$$

mit  $n_i(E)$  einwirkende Lastspiele einer Belastung  $E_i$

$N_i(E_i)$  ertragbare Lastspiele einer Belastung  $E_i$

Die Wöhlerlinie kann einerseits rein versuchstechnisch oder auf Grundlage der Manson-Coffin-Regel bestimmt werden. Da die vorhandene Dehnung nicht stets messbar ist, oder dies zu aufwändig ist, werden in (Kuck, 1994), aufbauend aus Versuchen aus (Ballio & Castiglioni, 1994), an stählernen Kragstützen Rotations-Wöhlerlinien versuchstechnisch bestimmt (siehe Abbildung 2.56 - rechte Seite). Ermüdungsversagen kann beispielsweise bei Strukturen eintreten, die sich plastisch eingespielt haben und damit bis zum Bruch eine konstante Hysterese aufweisen.

### 2.7.6.2 Akkumulation der plastischen Dehnungen

Abseits eines Bruchs infolge Materialermüdung besteht bei zyklischer Belastung die Gefahr eines Versagens infolge Überschreitung der Zähigkeit des Materials. Durch sukzessives Anwachsen der plastischen Dehnungen wird die Bruchdehnung des Materials erreicht. Dieser Versagensmodus kann infolge *Ratcheting* auftreten, da die Mitteldehnung kontinuierlich anwächst. In der Literatur wird in diesem Zusammenhang von „Akkumulierter Dehnung“ gesprochen (Hübel H. , 2015). Der Nachweis ist normativ in (DIN EN 1993-1-6, 2010) §7 „Grenzzustand Zyklisches Plastifizieren“ eingearbeitet.

## 2.7.7 Dehnratenabhängigkeit

Da ein Erdbeben eine zeitvariante Beanspruchung darstellt, ist der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf Werkstoffebene über die resultierende Dehnrate und deren Folgen zu betrachten. Im Erdbebenfall ist nach (Stempniewski & Haag, 2010), (Eibl & Häußler-Combe, 1997) und (Böttcher, 2002) mit einer Dehnrate von  $\dot{\epsilon} = 1 \cdot 10^{-4} \text{ s}^{-1}$  bis 1 auszugehen. In (Böttcher, 2002) werden die Ergebnisse von monotonen und zyklischen Versuchen mit unterschiedlichen Dehnraten an unlegierten Baustählen (mit ausgeprägter Streckgrenze) vorgestellt. Bei Zunahme der Dehnrate zeigte sich ein Anstieg der Streckgrenze und Zugfestigkeit und Verlängerung des Fließplateaus bei gleichzeitiger Verringerung der Bruchdehnung. Ein Einfluss auf das E-Modul war kaum vorhanden. Der Zusammenhang zwischen Spannungs- und Dehnungsentwicklung im Bereich der Verfestigungen war von der Dehnrate nicht betroffen, d.h. der Verlauf der Verfestigungsfunktion

war parallel. Im Fall der Versuche mit zyklischen Wechsellastplastifizierungen hatte die Zunahme der Belastungsgeschwindigkeit folgende Einflüsse

- Zunahme der Spannungswerte bei vorgegebener Dehnungsamplitude
- Änderung der Dehnungsamplitude, welche die Grenze zwischen zyklischer Ver- und Entfestigung darstellt, dahingehend, dass eine größere Dehnungsamplitude die Grenze bildet
- Abnahme des Sättigungsverhaltens der zyklischen Spannungswerte
- Geringe Zunahme des zyklischen E-Moduls

## 2.7.8 Temperatur

Eine Lastfallkombination, bestehend aus Erdbeben- und Brandlasten und/ oder Explosionen und den entsprechenden Widerständen, ist nach (EN1990, 2010) nicht zu berücksichtigen. Dennoch ist ein gleichzeitiges Auftreten der Beanspruchungsarten durchaus möglich. Da ein Erdbeben auch nur eine kurze Auftretensdauer hat, liegt der Fokus auf den kurzzeitigen Folgen hoher Temperaturen. Eine qualitative Zusammenfassung des Einflusses hoher Temperaturen auf die mechanischen Eigenschaften von herkömmlichen Stahlschrauben bzw. auf deren Werkstoff wird an dieser Stelle nach (Wiegand, Kloos, & Thomala, 2007) gegeben.

Ein Temperaturanstieg führt zu folgenden Effekten:

- Abnahme des  $E$ -Moduls
- Abminderung der Streckgrenze bzw. 0,2% -Dehngrenze und Zugfestigkeit
- Zunahme der Zähigkeit (indirekt über Zunahme der Kerbschlagzähigkeit) (Macherauch & Zoch, 2014)
- Abnahme der Spannungsamplitude bei vorgegebener Dehnungsamplitude (Schubert, 1989)

Die Einflüsse werden erst bei hohen Temperaturen von ca.  $T > 100$  °C relevant. Die Auftretenswahrscheinlichkeit von Erdbeben bei tiefen Temperaturen kann im Gegensatz zu der bei hohen Temperaturen als höher angesehen werden. Ein Erdbeben im Winter, bei dem Außentemperaturen von  $T = -20$  °C bis allertiefsten  $T = -50$  °C ist in Europa vorstellbar. Allgemein können bei sinkender Temperatur nach (Wiegand, Kloos, & Thomala, 2007) und (Horlacher & Helbig, 2016) folgende Effekte eintreten:

- Zunahme der Streckgrenze bzw. 0,2%-Dehngrenze, der Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls und
- Abnahme der Dehnungen, wie Bruchdehnung und Zähigkeit (Kerbschlagarbeit).

In (Stephan, Berger, Oliver; 2011) und (Stephan, 2011) werden an Stahlschrauben der Festigkeiten 5.6, 10.9 und 12.9 Versuche zur Ermittlung der quasi-statischen Festigkeits- und Verformungskennwerte und der dynamischen Zähigkeitskennwerte bei Temperaturen von bis zu  $T = -70\text{ °C}$  beschrieben. Als Ergebnis wird ein Anstieg der Zugfestigkeit von 5 % bis 9 % (10.9), 10 % bis 14 % (12.9) und von ca. 15 % (5.6) verzeichnet. Die Bruchdehnung und Brucheinschnürung wurden von den tiefen Temperaturen kaum beeinflusst. Für kaltverformte Stähle können nach (Thienel, 2014) die Zusammenhänge zwischen fallender Temperatur und 0,2%-Dehngrenze bzw. der Zugfestigkeit nach Abbildung 2.57 – linke Seite und der Gleichmaßdehnung bzw. Bruchdehnung nach Abbildung 2.57 – rechte Seite angenommen werden.

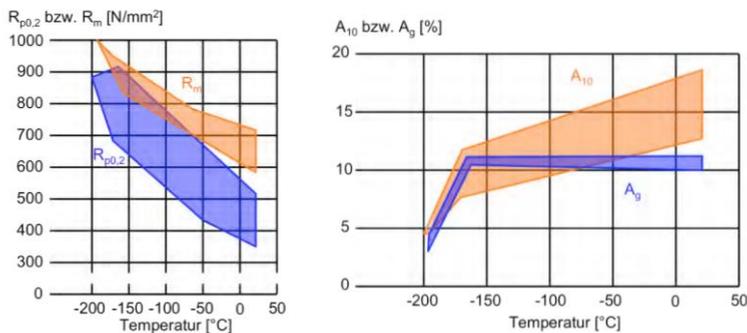


Abbildung 2.57: Mechanische Eigenschaften von kaltverformtem Stahl bei tiefen Temperaturen; Links: 0,2%-Dehngrenze  $R_{p0,2}$  und Zugfestigkeit  $R_m$ ; Rechts: Gleichmaß-  $A_g$  und Bruchdehnung  $A_{10}$  (Thienel, 2014)

## 2.7.9 Beurteilung der zyklischen, zeit- und temperaturabhängigen Effekte

Über numerische Vergleichsrechnungen mit unterschiedlichen Materialmodellen (bilineares kinematisches, geschwindigkeitsunabhängiges Modell; zyklisches Materialmodell für unlegierte Baustähle aber geschwindigkeitsunabhängig; zyklisches Materialmodell für legierte Baustähle und geschwindigkeitsabhängig) eines Stockwerksrahmens unter seismischer Beanspruchung werden in (Böttcher, 2002) folgende Aussagen getroffen: Auf lokaler Ebene können die zyklischen Material-Modelle stark plastifizierte Bereiche besser beschreiben und gezielter bestimmen. Auf globaler Ebene ist im Bereich der Starkbebenphase kaum ein Unterschied hinsichtlich der Energiedissipation infolge Materialplastifizierungen zu vermerken und andererseits wird im Bereich des ausklingenden Erbebens über das bilineare kinematische und geschwindigkeitsunabhängige Modell die Energiedissipation unterschätzt. Die genauere Betrachtung der auftretenden

plastischen Dehnungen ermöglicht es, einen wirklichkeitsnahen Ermüdungsnachweis zu führen. Gerade im Bereich des *low-cycle-fatigue* ist eine detaillierte Betrachtung der plastischen Dehnungen erforderlich.

Tiefe Temperaturen erhöhen einerseits die Steifigkeit des Systems, sodass die Tragfähigkeit ansteigt. Für einen verformungsbasierten Nachweis, wie z.B. *low-cycle* oder akkumulierte Dehnungen, ist die verringerte Zähigkeit des Materials maßgebend. Zur Interaktion von zyklischer Belastung bei tiefen Temperaturen ist in (Schubert, 1989) eine Zunahme der Empfindlichkeit der Spannungsamplitude auf die Belastungsgeschwindigkeit bei sinkender Temperatur beschrieben. Das Auftreten von hohen Temperaturen (z.B. infolge Brand oder Explosion) und Erdbeben ist möglich, wird aber nicht weiter thematisiert. Prinzipiell ist ein gegenteiliges Verhalten wie bei tiefen Temperaturen und Erdbeben zu erwarten. Zudem ist zu beachten, dass das Randhärten der Betonschrauben (siehe Kapitel 1.1) keine pauschale Aussage über den Einfluss unterschiedlicher Temperaturen auf deren globale mechanische Eigenschaften zulässt. Durch das Wärmebehandeln der äußeren Schicht ändert sich das Werkstoffgefüge, sodass sie andere Werkstoffeigenschaften als der Kern aufweist. Da außerdem, je nach Verfahren des Härteprozesses, unterschiedliche Einflusstiefen erreicht werden, ist davon auszugehen, dass die globalen Eigenschaften des Produkts bei unterschiedlichen Schraubendurchmessern und Belastungsarten stark variieren.

Hinsichtlich des elastischen Einspielens ist im Fall einer Erdbebenbelastung davon auszugehen, dass die auftretenden Beschleunigungsamplituden immer groß genug sein werden, um plastische Verformungen und damit auch Energiedissipation zu erreichen. Bei Betrachtung der geringen plastischen Verschiebungen zur Ausbildung eines vollplastischen Gelenks an den Einspannstellen des duktilen Schraubankers, kann davon ausgegangen werden, dass die Belastungskombination im Bereich des *Ratcheting* liegen wird (siehe Abbildung 2.55). Für einen verformungsbasierten Nachweis auf Grundlage des *low-cycle-fatigue* oder der akkumulierten Dehnungen ist dieser Effekt in weiteren Forschungsarbeiten zu untersuchen, wie es auch in (Ahn, Chen, Dargush, & Cheng, 2015) erfolgte.

Eine ungünstige Kombination der Effekte würde die seismische Tragfähigkeit eines Befestigungsmittels stark abmindern, wodurch, aufbauend auf diese Arbeit, weitere Untersuchungen notwendig sind.

### 2.7.10 Wärmbehandlung von Stahlwerkstoffen

Durch eine gezielte Wärmebehandlung von Stahlwerkstoffen, d.h. Erwärmen und Abkühlen bei unterschiedlichen Aufheiz- und Abkühlgeschwindigkeiten, können die mechani-

schen Eigenschaften des Grundwerkstoffs enorm verändert werden. Dies betrifft die Festigkeit, Härte, Duktilität, Zähigkeit und Verschleißfestigkeit (Kalpakjian, Schmid, & Werner, 2011).

In den folgenden zwei Kapiteln wird ausschließlich auf die beiden Methoden Härten und Anlassen eingegangen. Der Einfluss des Härten auf die Zugfestigkeit  $R_m$  von unlegierten Stählen ist in Abbildung 2.58 – linke Seite dargestellt. Infolge der gezielten Strukturumwandlung des Stahls von Austenit (kubisch flächenzentriert) in Martensit (tetragonal raumzentriert) durch den Härteprozess kann die Zugfestigkeit extrem erhöht werden. Martensit ist zwar wesentlich härter, aber dafür auch äußerst spröde. Die erreichbare Härte wird zudem vom Kohlenstoffgehalt C des austenitischen Stahls beeinflusst.

In Abbildung 2.58 – rechte Seite ist der Einfluss des Härten auf die Spannungs-Dehnungs-Linie dargestellt. Der Werkstoff im Normalzustand (Kurvenbezeichnung “normal”) zeigt eine Linie des Typs III mit größerer Zähigkeit. Der gehärtete Werkstoff (Kurvenbezeichnung “RT”) hat eine Spannung-Dehnungskurve des Typs I mit kaum vorhandener Duktilität. Wird der Werkstoff zusätzlich angelassen, sind die Spannungs-Dehnungslinien dazwischen (Kurvenbezeichnungen “100 °C”, “200 °C”, “400 °C” und “600 °C”) erreichbar.

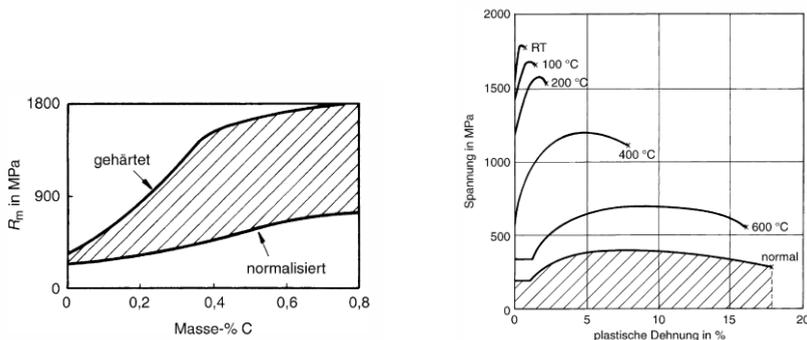


Abbildung 2.58: Einfluss einer Wärmebehandlung (Macherauch & Zoch, 2014); links: Einfluss des Härten auf die Zugfestigkeit  $R_m$  von unlegierten Stählen; rechts: Spannungs-Dehnungs-Diagramm einer wärmebehandelten 1.1181-Probe

Das Härten erhöht demnach drastisch die Zugfestigkeit eines Stahlwerkstoffs, bringt aber gleichzeitig den Effekt mit sich, die Zähigkeit extrem herabzusetzen. Das Anlassen dagegen vermag, die Zähigkeit zu erhöhen, aber die Zugfestigkeit herabzusetzen. Die beiden Methoden werden im Folgenden kurz vorgestellt.

### **2.7.10.1 Härten**

Um den Werkstoff oberflächlich gegen Eindringen und Verschleiß zu verbessern, kann er einer Oberflächenhärtung unterzogen werden. Dadurch wird die Härte der Oberfläche erhöht, wobei ein Härtegradient über die Werkstoffdicke entsteht. Die Einflusszonen des Härteprozesses variiert je nach Härteverfahren und –technik. Infolge der geringen Duktilität kann eine vollständige Durchhärtung den Nachteil mit sich bringen, dass sich ein oberflächlicher Anriss bildet und zu einem schnellen Versagen des gesamten Werkstoffs führt. Bleibt allerdings ein zäher Kern im Werkstoff zurück, wirkt dieser als Rissbremse, sodass nicht direkt ein sprödes Versagen, sondern ein wesentlich duktilerer Bruch eintritt. Je nachdem welcher Ausgangsstoff vorliegt, sind unterschiedliche Verfahren für das Oberflächenhärten möglich, die mit und ohne Zugabe von Legierungselementen durchgeführt werden. Alle haben gemeinsam, dass das Werkstück erwärmt ( $T = 500\text{ °C}$  bis maximal  $950\text{ °C}$ ) und anschließend abgeschreckt wird. Das Abschrecken hat eine hohe Sprödigkeit des Werkstoffs zur Folge. Besitzt der Werkstoff bereits einen hohen Kohlenstoffanteil, sind keine weiteren Zugaben notwendig. Zu diesen Verfahren gehört das Flamm- und Induktionshärten. (Kalpakjian, Schmid, & Werner, 2011)

### **2.7.10.2 Anlassen**

Soll die Zähigkeit und Duktilität eines Werkstoffs erhöht werden, so kann dies über eine bestimmte Erwärmung und anschließende kontrollierte Abkühlung erreicht werden. Dieser Vorgang wird als Anlassen bezeichnet. Das Anlassen kann genutzt werden, um die Duktilität und Zähigkeit zuvor gehärteter Werkstoffe zu verbessern, aber gleichzeitig eine ähnliche Härte aufrechtzuerhalten. (Kalpakjian, Schmid, & Werner, 2011)

### **2.7.10.3 Wärmebehandlung von Schrauben**

Das Anlassen von Schrauben im Allgemeinen ist nach (DIN EN ISO 898-1, 2013) für Festigkeitsklassen von 8.8 und höher normativ vorgeschrieben, um eine ausreichende Zähigkeit zu garantieren. Da beispielsweise im Stahlbau für Schraubenverbindungen Festigkeiten bis 5.6 und HV-Schrauben der Qualität 10.9 und im Maschinenbau bevorzugt Schrauben der Festigkeit 8.8 eingesetzt werden (Steurer, 1996), kommen randgehärtete Schrauben wesentlich seltener zum Einsatz. Das Randhärten wird nur für selbstschneidende oder selbstbohrende Schrauben oder Bolzenanker in hochfestem Ankergrund, wie z.B. Beton oder Blech, erforderlich. Aus diesem Grund sind die Festigkeit und die Zähigkeit von herkömmlichen Schrauben nicht unmittelbar vergleichbar mit Betonschrauben, die durch das Randhärten unterschiedliche Eigenschaften entlang des Durchmessers aufweisen (siehe 1.1).

### 3 Analytisches Modell

Um die optimale Gestalt des Schraubankers zu bestimmen, wird eine analytische Untersuchung des Versagensmechanismus vorgenommen. Auch bei dieser Betrachtung steht das Querlasttragverhalten der Prototypen im Vordergrund.

Bei Betrachtung des Versagensmechanismus (siehe Abbildung 2.36) wird die Analogie zur klassischen Fließzonen- (bzw. –gelenk-) -theorie, welche sich in Form einer kinematischen Kette zeigt, ersichtlich. Die Fließgelenktheorie gilt in Verbindung mit der Balkentheorie für stabförmige Bauteile, die auf Biegung beansprucht werden (Biegebalken) und deren Länge  $l$  viel größer als deren Höhe und Breite (bzw. Durchmesser  $d$ ) ist. Hinsichtlich dieser Definition können in der Literatur nur wenige konkrete Verhältnisse gefunden werden. Diese befinden sich im Bereich von  $l/d \geq 2$  bis  $l/d \geq 20$  (siehe z.B. (Hake & Meskouris, 2007) und (Merkel & Öchsner, 2014)). Bei dieser großen Streuung wird ersichtlich, dass es keine genaue Definition gibt, sondern vielmehr ein Kompromiss in der Übertragbarkeit der Balkentheorie auf ein System hinsichtlich der Genauigkeit von Ergebnissen eingegangen werden muss. Zudem sind zusätzlich noch das statische System, die Art der Belastung und die Lagerverhältnisse zu beachten. Über die angegebenen Verhältnisse  $l/d$  kann über die handelsüblichen Schraubendurchmesser auf die Mindestlänge des Schraubenschafts geschlossen werden. Das vorgeschlagene Verhältnis von  $l/d \geq 2$  wird nur in wenigen Literaturstellen und ausschließlich für den Stahlbeton angegeben, siehe z.B. (Leonhardt & Mönning, 1984). Innerhalb dieser Arbeit wird das Verhältnis  $l/d \geq 3$  als untere Grenze der Bedingung zur Anwendung der Balken- bzw. Fließgelenktheorie angesehen, da damit ein für die weiteren Untersuchungen akzeptabler Einfluss der Querkraft auf die  $M$ - $V$ -Interaktion im plastischen Gelenk zu erwarten ist (siehe hierzu Kapitel 3.2.5).

Ein weiterer Richtwert für erste Prototypen ergibt sich aus der maximalen Verdrehung des Querschnitts im Fließgelenk. Ist nach der Theorie eine unendlich große Verdrehung bzw. Krümmung im Fließgelenk möglich, werden in der Literatur unterschiedliche Grenzwerte angegeben:

$$\theta_{max} = \begin{cases} 0,1 [rad] \text{ bzw. } 6^\circ & (1) \\ 6 \cdot 10^{-3} \cdot l/d [rad] & (2) \\ 45/d^{0,7} [^\circ] & (3) \\ 45/d^{0,7} + 10 [^\circ] & (4) \\ 10^\circ & (5) \end{cases} \quad (3.1)$$

Die ersten beiden Empfehlungen nach (Petersen, 2013) wurden für gegliederte Träger mit schlanken Druckgurten ausgesprochen, da in den Druckgurten sonst Beulversagen eintritt.

Der dritte und vierte Grenzwert beschreibt die nach (DIN EN 14592, 2012) erforderlichen Biegewinkel, die innerhalb der Konformitätsbewertung des Bauprodukts, in diesem Fall Holzschrauben, erreicht werden müssen. Die Prüfung hat nach (DIN EN 409, 2009) als Vierpunktbiegeversuch des Schafts zu erfolgen und zielt zudem darauf ab, das charakteristische Fließmoment einer Schraube zu bestimmen. Der Grenzwert (3) gilt allgemein für Holzschrauben und der Grenzwert (4) für Schrauben in tragenden Verbindungen, wobei es bei letztgenanntem Fall bei Erreichen des Biegewinkels zu keiner Rissbildung im Schaft kommen darf.

Nach (Scheer, Peil, & Nölle, 1988) ist bei duktilen Schrauben ein Biegewinkel von bis zu  $90^\circ$  möglich. In ihrer Arbeit wurden dennoch die Biegebeanspruchbarkeiten von Schrauben mit unterschiedlichen Durchmessern und aus verschiedenen Stahlsorten bei einer zulässigen Winkelverdrehung von  $10^\circ$  bestimmt (Grenzwert (5) in Gleichung (3.1)), um auf diese Weise spröde und duktile Schrauben miteinander vergleichen zu können, mit dem Hinweis, dass Schrauben aus sehr sprödem Stahl auch schon bei Winkeln kleiner  $10^\circ$  versagen. Der Verdrehwinkel  $\Phi^*$  wurde als Grenzwert für die Gebrauchstauglichkeit angesehen, ab welchem von zu großen Verformungen bzw. Verdrehungen der Befestigungen auszugehen ist. Gezeigt wurde zudem, dass *„bei Fehlen der Kerbwirkung durch Gewindegänge auch die Schrauben der Festigkeitsklassen 10.9 und 8.8 ein zähes Verhalten aufwiesen und niemals vor Erreichen von  $\Phi^*$  (Anmerkung:  $\Phi^* = 10^\circ$ ) durch Bruch versagten.“* Alle Empfehlungen gelten für quasi-statische Belastungsfälle. Aussagen zur Rotationskapazität unter zyklischer Beanspruchung von vergleichbaren Bauteilen waren nicht auffindbar.

Allgemein kann der Grenzbiegewinkel über die Dehnungsverteilung im Querschnitt bestimmt werden. Bei reiner Momentenbeanspruchung (siehe Abbildung 3.1) ergibt sich eine lineare Dehnungsverteilung mit betragsmäßig gleichgroßen Dehnungen an den äußeren Fasern des Querschnitts (es gilt:  $\varepsilon := \varepsilon_1 = |\varepsilon_2|$ ). Aus den Dehnungen der äußeren Fasern  $\varepsilon$  kann, wie bereits in Kapitel 2.3.6 (siehe Gleichung (2.40)) gezeigt wurde, die Krümmung  $\kappa$  im Querschnitt in Abhängigkeit vom Durchmesser  $d$  über

$$\kappa = \frac{2 \cdot \varepsilon}{d} \tag{3.2}$$

ermittelt werden. Damit geht aus Gleichung (3.2) hervor, dass bei gleichem Werkstoff bzw. gleichen Randdehnungen aber unterschiedlichen Durchmessern die maximale Krümmung und damit auch der Grenzbiegewinkel des Systems maßgeblich vom Durchmesser bestimmt werden. Der Grenzbiegewinkel kann über die Integration des Krümmungsver-

laufs über die Balkenlänge in Abhängigkeit vom einwirkenden Moment und der ertragbaren Randdehnung ermittelt werden. Insgesamt wird ersichtlich, dass die Größe des Grenzbiegewinkels sowohl vom Material und der Beanspruchung als auch von der Bauteilgeometrie beeinflusst wird. Es kann demnach davon ausgegangen werden, dass bei anwachsendem Durchmesser und ansonsten gleichen Bedingungen die maximale Krümmung des Querschnitts und damit auch der Grenzbiegewinkel eines Systems abnehmen.

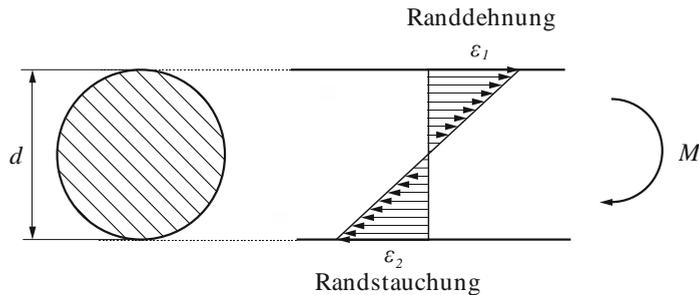


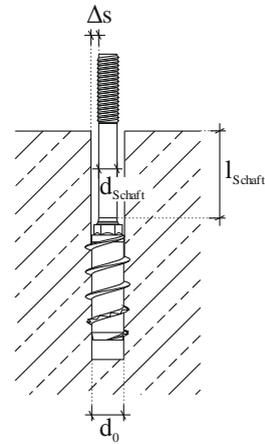
Abbildung 3.1: Dehnungsverteilung im Querschnitt bei reiner Momentenbeanspruchung

Auf die Berechnung des Grenzbiegewinkels über das oben beschriebene allgemeine Vorgehen wird innerhalb der nachfolgenden Parameterstudien aufgrund dessen Komplexität verzichtet. Vereinfachend werden die Grenzwerte nach Gleichung (3.1) herangezogen, um damit auf die maximalen Spaltbreiten zurückzuschließen, welche dem Schaft für Verformungen zur Verfügung stehen. Wie in Kapitel 2.6.3.6 beschrieben wurde, ist dabei eine bezogene Spaltbreite von  $a = 0,50$  ( $= \Delta s/d$ ) nicht zu übersteigen. Aus diesen Erkenntnissen folgen die in Tabelle 3.1 zusammengefassten Eckdaten zur Gestaltung der Prototypen des duktilen Schraubankers. Die Länge und Beschaffenheit des Verankerungselements werden im ersten Schritt aus den Erfahrungen der Fa. HECO bestimmt.

Einer genaueren Betrachtung bedarf nur noch die zweite plastische Zone am Kontaktpunkt zwischen Schaft und Bohrloch. Dabei soll im Weiteren auf experimentelle Untersuchungen zurückgegriffen werden, auf die in Kapitel 4 eingegangen wird.

Tabelle 3.1: Zusammenhang zwischen Durchmesser und Schaftlänge

Durchmesser $d \equiv b = h$ [mm]	Schaftlänge $\min l_{\text{Schaft}}$ [mm]	Spaltbreite $\max. \Delta s$ [mm]	Bohrloch- durchmesser $d_0$ [mm]
6	18	3	12
8	24	4	16
10	30	5	20
12	36	6	24
14	42	7	28
16	48	8	32
20	60	10	40



### 3.1 Prototypen

Die Prototypen wurden von der Firma HECO in zwei unterschiedlichen Ausführungen hergestellt, in einer einteiligen und einer zweiteiligen Ausführung (siehe Abbildung 3.2). Diese beiden Varianten wurden für einen Schaftdurchmesser von  $d_{\text{Schaft}} = 5,1$  mm hergestellt. Zudem wurden einteilige Schraubanker mit Schaftdurchmessern von  $d_{\text{Schaft}} = 8,8$  mm und  $d_{\text{Schaft}} = 10,7$  mm gefertigt (siehe Abbildung 3.3).

Abbildung 3.2: Prototypen der duktilen Schraubanker MM-EQ  $d_{\text{Schaft}} = 5,1$  mm

Grund der unterschiedlichen Ausführungen der Prototypen ist der Herstellungsprozess von Betonschrauben. Das Ausgangsmaterial der Betonschrauben ist Stahl der Güte 1.7131 (16MnCr5). Da sowohl die herkömmlichen Betonschrauben als auch die Prototypen selbstschneidende Gewinde aufweisen, brauchen die ersten Gewindegänge eine Mindestfestigkeit, um ein eigenständiges Einschneiden in den Beton zu ermöglichen. Das

wird mittels einer Wärmebehandlung der Befestigungsmittel erreicht, d.h. sie werden oberflächengehärtet. Wie Kapitel 2.7.10 beschrieben, bringt die Wärmebehandlung neben der Festigkeitssteigerung aber auch den nachteiligen Effekt der Versprödung mit sich, d.h. der Ermüdungswiderstand wird herabgesetzt. Das Härten kann jedoch nicht auf das Ankerelement begrenzt werden, sodass sich die Einflusszone einige Zentimeter auf den verjüngten Schaft erstreckt. Hierdurch wird genau der Teil der Erdbebenbetonschraube in seiner Zähigkeit beeinträchtigt, der die Duktilität im plastischen Gelenk bereitstellen soll. Diesem Effekt kann mit anschließendem Anlassen entgegengewirkt werden. Dieser Schritt ist nicht Teil des Herstellungsprozesses normaler Betonschrauben.

Um die Auswirkungen der beiden Vergütungen zu untersuchen und der Frage nachzukommen, ob der Ausgangswerkstoff generell der richtige ist, wurden die zwei Ausführungsvarianten gefertigt. Bei der einteiligen Ausführung wurden die Vergütungsmethoden, wie eben erwähnt, angewandt. Dadurch gibt es die Möglichkeit, die lediglich gehärtete und auch die zusätzlich flammangelassene Schraube zu testen. Demgegenüber ist es bei der zweiteiligen Variante durch das Innengewinde möglich, das gehärtete Ankerelement mit einem Schaft aus dem unvergüteten Ausgangsmaterial (oder sogar einem anderen Werkstoff) zu verbinden. Für die ersten Prototypen wurden die Ankerelemente der zweiteiligen Anker aus herkömmlichen Betonschrauben herausgearbeitet. Dazu wurde das untere Ende der Schrauben abgeschnitten und dieses mit einem Innengewinde versehen. Die Verbindung hatte geringfügig Spiel, da sie mit einem Normalgewinde ausgeführt wurde. Dies hatte eine Verringerung des Einspanngrads des Schafts in das Ankerelement zur Folge, wodurch auch die plastische Verformungskapazität des eingeschraubten Schafts reduziert wurde.



Abbildung 3.3: Prototypen der duktilen Schraubanker MM-EQ (von unten nach oben: mit  $d_{\text{Schaft}} = 5,1$  mm,  $d_{\text{Schaft}} = 8,8$  und  $d_{\text{Schaft}} = 10,7$ ) samt Setzwerkzeug

Für erste Untersuchungen an den Prototypen wurde die Werkstoffauswahl auf den Ausgangswerkstoff samt der beiden Vergütungsmethoden beschränkt; siehe hierzu Kapitel 4.

## 3.2 M-N-V-Interaktion auf Querschnittsebene

### 3.2.1 Grundlagen und Annahmen

Für einen runden Vollquerschnitt aus Stahl sind dem Verfasser keine existierenden Interaktionsbedingungen bzw. -diagramme für Moment, Normal- und Querkraft bekannt. Die Interaktionsbedingungen in den Kapiteln 2.1.3, 2.3.1.1 und 2.3.3 gelten nur für Befestigungsmittel im Beton-, Stahl- und Holzbau bei kombinierter Normal- und Querkraft-Beanspruchung. Die zusätzliche Beanspruchung durch ein Moment bei einer Abstandsmontage bleibt unberücksichtigt. Für den Nachweis der Interaktion entsprechend Kapitel 2.3.1 im Stahlbau allgemein ist die Querschnittsaufteilung für die Ermittlung der einzelnen plastischen Widerstände bei kombinierter Beanspruchung bisher nicht untersucht worden. Einzig die experimentellen Untersuchungen (Scheer, Peil, & Nölle, 1988) sind auf diesem Gebiet zu finden. Hier wurde an Schrauben M12, M20 und M24 mit Schrägzug unter  $60^\circ$  und  $30^\circ$ , mit Gewinde und freiem Schaft, die Interaktion von Moment und Normalkraft analysiert. Die Ergebnisse zeigten gute Übereinstimmung mit Vergleichsrechnungen nach den Gleichungen (3.3) und (3.4).

$$M_{pl} = \frac{1,7 \cdot \pi \cdot D^3}{32} \cdot f_y \quad (3.3)$$

Aus versuchstechnischen Gründen konnte der Normalkraftausnutzungsgrad nur bis  $\eta_N = 0,1$  untersucht werden. Aus ihren Versuchen ergab sich eine lineare *M-N*-Interaktion entsprechend folgender Gleichung:

$$M_{pl}(\eta_N) = M_{pl} \cdot \left( 1 - \eta_N \cdot \frac{f_u}{f_y} \right) \quad (3.4)$$

mit  $\eta_N \leq 0,1$

Für den untersuchten Bereich wurde zudem festgestellt, dass bei einer Exzentrizität  $e$  größer als der Durchmesser einer Schraube  $d$  (d.h.  $e/d > 1$ ) keine Querkraftinteraktion berücksichtigt werden muss. Die Schlussfolgerungen der Untersuchungen in (Scheer, Peil, & Nölle, 1988) sind im Rahmen dieser Arbeit nicht ausreichend. Entsprechend dem Tragverhalten von herkömmlichen Befestigungsmitteln, die vorrangig durch Querlast- und / oder Normalkraft beansprucht werden, ist davon auszugehen, dass der duktile Schraubanker im Erdbebenlastfall gänzlich unterschiedlichen Lastpaarungen von Querkraft-, Normalkraft und zusätzlich durch die geometrische Ausbildung auch Momentbeanspruchungen ausgesetzt sein wird. Um die Konkurrenzfähigkeit mit herkömmlichen

Betonschrauben aufrecht zu erhalten, ist es zudem erforderlich, hohe Ausnutzungsgrade in Längstragrichtung zu realisieren. Dies ist notwendig, um der Verminderung der Querschnittsfläche im Vergleich zu herkömmlichen Befestigungsmitteln entgegen zu wirken.

Aus diesem Grund wird in den folgenden zwei Unterkapiteln die M-N-V-Interaktion für einen Kreisquerschnitt genauer untersucht.

Folgende Begrifflichkeiten sind zu beachten:

1. Das Verhältnis zwischen wirkender Normalkraft und plastischer Normalkraft des Vollquerschnitts ist der Ausnutzungsgrad der Längslasttragfähigkeit  $\eta_N$

$$\eta_N = \frac{N}{N_{pl}} \quad (3.5)$$

2. Das Verhältnis zwischen einwirkendem Moment und dem vollplastischen Moment des Vollquerschnitts ist der Ausnutzungsgrad der Momententragfähigkeit  $\eta_M$

$$\eta_M = \frac{M}{M_{pl}} \quad (3.6)$$

3. Das Verhältnis der einwirkenden Querkraft und der vollplastischen Querkraft des Vollquerschnitts ist der Ausnutzungsgrad der Querlasttragfähigkeit  $\eta_V$

$$\eta_V = \frac{V}{V_{pl}} \quad (3.7)$$

Im Weiteren wird das Vorgehen zur Bestimmung der Interaktionsbedingungen beschrieben. Hierzu werden folgende Annahmen und Voraussetzungen getroffen:

Die Normalkraft wird in einem ihr zugeteilten Querschnittsbereich vom Vollkreisquerschnitt abgetragen. Diese anteilige Querschnittsfläche ist immer genau so groß, dass über sie die vollplastische Normalkraft erreicht wird. Bei reiner Biegung fällt die Spannungsnulldlinie in die Flächenhalbierende eines Querschnitts, sodass die Querschnittsfläche für Normalkraft (im Weiteren Kernfläche genannt) um den Dehnungsnullpunkt angeordnet werden kann. Das vollplastische Moment kann über den Restquerschnitt, der sich aus dem Ausnutzungsgrad der Längslasttragfähigkeit ergibt, ermittelt werden. Die Querkraft wird im gesamten Kreisquerschnitt abgetragen. Der Interaktion zwischen Schubspannung infolge Querkraft und Normalspannung infolge Normalkraft und Moment wird über eine Abminderung der Streckgrenze Rechnung getragen.

Prinzipiell können Querkräfte aus zwei Hauptrichtungen auf den Anker bzw. dessen Querschnitt einwirken. Wird nur deren Resultierende betrachtet und auch nur das davon abgeleitete Moment berücksichtigt, kann in Verbindung mit dem rotationssymmetrischen Querschnitt eine zweidimensionale Beanspruchung angenommen werden. Das räumliche System wird damit in ein ebenes überführt. Vereinfachend kann dann von einem zwei-axialen Spannungszustand ausgegangen werden. Bei schlanken Biegebalken, wie es für den Biegeschaft angenommen wird, sind die Schubverzerrungen vernachlässigbar gering (Ebenbleiben der Querschnitte), sodass nach der Balkentheorie nach Bernoulli sogar ein einaxialer Spannungszustand angenommen werden könnte. Die Theorie gilt allerdings nur für Verformungen unterhalb der Elastizitätsgrenze. Bei höheren Beanspruchungen werden die plastischen Verformungen auf die plastischen Gelenke konzentriert (Fließgelenktheorie) und der Stab bzw. Schaft wird weiterhin als elastisch angenommen. Um den Einfluss der Schubbeanspruchung im plastifizierten Bereich des Stabs bzw. im plastischen Gelenk dennoch zu berücksichtigen, ist ein zweiachsiger Spannungszustand ein sinnvoller Kompromiss zwischen Genauigkeit und Berechnungsaufwand. Der Einfluss einer Schubbeanspruchung auf den duktilen Schraubanker wird in Kapitel 3.2.5 genauer untersucht.

Insgesamt ist das Tragverhalten des gewählten Ersatzsystems samt den angewandten Theorien nur eine Näherung an die Wirklichkeit, die für eine analytische Betrachtung und deren Lösung als ausreichend genau angesehen wird. Es sei darauf hingewiesen, dass das plastische Gelenk am Schraubenkopf bzw. in der Scherfuge infolge Abscherbeanspruchung maßgeblich unter dem Einfluss von Schubbeanspruchung steht. An dieser Stelle ist die Annahme eines zweiachsigen Spannungszustands nur eine grobe Näherung, die weiterer Klärung bedarf. Im Folgenden bleibt dies unberücksichtigt.

Die Abminderung der Fließgrenze kann unter Annahme eines zweiachsigen Spannungszustands über die Fließhypothese von der Gestaltänderungsenergie nach von Mises erfolgen

$$f_{y,red}^2 + 3 \cdot \tau^2 = f_y^2 \quad (3.8)$$

Die reduzierte Streckgrenze wird über

$$f_{y,red} = f_y \cdot \sqrt{1 - 3 \cdot \left( \frac{V}{V_{pl}} \right)^2} = f_y \cdot \sqrt{1 - 3 \cdot (\eta_V)^2} \quad (3.9)$$

ermittelt, wodurch sich ein vollplastisches Moment in Abhängigkeit von  $\eta_V$  ergibt

$$M_{pl}(\eta_V) = M_{pl} \cdot \sqrt{1 - 3 \cdot \eta_V^2} \quad (3.10)$$

Zur Berücksichtigung einer Schubbeanspruchung auf die  $M$ - $N$ -Interaktion muss der Bezug der Ausnutzungsgrade  $\eta_N$  und  $\eta_M$  bei vorhandener Schubbeanspruchung beachtet werden. In den nachfolgenden Herleitungen beziehen sich die resultierenden Ausnutzungsgrade immer auf die Widerstandsgrößen ohne reduzierte Fließspannung infolge Querkraftbeanspruchung.

$$\eta_N(f_y) = \frac{N}{N_{pl,K}(f_y)} \quad (3.11)$$

$$\eta_M(f_y) = \frac{M}{M_{pl}(f_y)} \quad (3.12)$$

Prinzipiell ist es möglich, das plastische Moment in einem äußeren Kreisring oder in zwei Kreissegmente (in der Biegeebene auf der Ober- und Unterseite des Kreisquerschnitts) aufzunehmen und die Normalkraft dem verbleibenden inneren Restquerschnitt zuzuweisen. Beide Varianten werden in den folgenden Kapiteln besprochen.

### 3.2.2 Interaktion am Kreisring

Für die Herleitung am Ersatzsystem „Kreisring“ werden folgende Indizes vereinbart (siehe Abbildung 3.4):

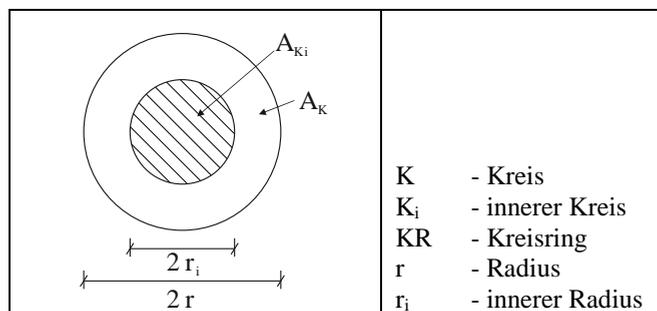


Abbildung 3.4: Definitionen am Modell Kreisring

Die Fläche des Urquerschnitts  $A_K$  wird in die Teilflächen eines Kreisrings  $A_{KR}$  und in die des verbleibenden inneren Kreisquerschnitts  $A_{Ki}$  aufgeteilt.

Die Normalkraftausnutzung des Querschnitts kann über

$$\eta_N = \frac{N_{pl}(A_{Ki})}{N_{pl,K}} = \frac{f_y \cdot A_{Ki}}{f_y \cdot A_K} \quad (3.13)$$

beschrieben werden, womit das Verhältnis der Radien zwischen dem Ursprungsquerschnitt und dem reduzierten Querschnitt bestimmt werden kann:

$$\eta_N = \frac{A_{Ki}}{A_K} \quad \Rightarrow r_i = r \cdot \sqrt{\eta_N} \quad (3.14)$$

Die plastischen Widerstandsmomente des Vollquerschnitts und des Kreisrings sind:

$$W_{pl,K} = \frac{4}{3} \cdot r^3 \quad \text{und} \quad W_{pl,KR} = \frac{4}{3} \cdot (r^3 - r_i^3) \quad (3.15)$$

Das Verhältnis zwischen den vollplastischen Momenten  $\eta_M$  des Urquerschnitts und des Kreisrings ergibt sich mit Gleichung (3.14) und (3.15) zu

$$\eta_M = \frac{f_y \cdot W_{pl,KR}}{f_y \cdot W_{pl,K}} = 1 - \eta_N^{3/2} \quad (3.16)$$

Wird der Einfluss der Querkraft nicht berücksichtigt, ist damit die Interaktion zwischen Moment und Normalkraft bekannt. Ansonsten kann mit Gleichungen (3.8) und (3.9) der Einfluss der Querkraft miteinbezogen werden. Dies führt zu

$$\eta_N(f_{y,red}) = \frac{N(f_{y,red})}{N_{pl,K}} = \sqrt{1 - 3 \cdot (\eta_V)^2} \cdot \frac{r_i^2}{r^2} = \sqrt{1 - 3 \cdot (\eta_V)^2} \cdot \eta_N(f_y) \quad (3.17)$$

und

$$\eta_M(f_{y,red}) = \frac{f_{y,red} \cdot W_{pl,KR}}{f_y \cdot W_{pl,K}} = 1 - \left[ \sqrt{1 - 3 \cdot (\eta_V)^2} \cdot \eta_N(f_y) \right]^{3/2} \quad (3.18)$$

### 3.2.3 Interaktion am Kreissegment

Für die Herleitung am Ersatzsystem „Kreissegment“ werden folgende Indizes vereinbart (siehe Abbildung 3.5):

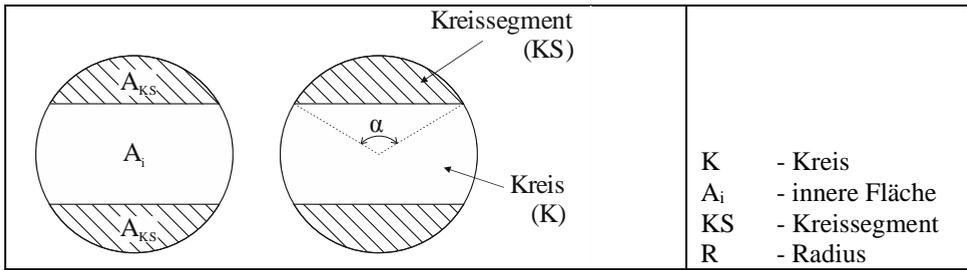


Abbildung 3.5: Definitionen am Modell Kreissegment

Die Fläche des Urquerschnitts  $A_K$  wird in die Teilflächen von zwei Kreissegmenten  $A_{KS}$  und in die des verbleibenden inneren Querschnitts  $A_i$  aufgeteilt.

Die Normalkraftausnutzung des Querschnitts ergibt sich zu

$$\eta_N = \frac{N_{pl}(A_i)}{N_{pl,K}} = \frac{f_y \cdot A_i}{f_y \cdot A_K} = \frac{A_i}{A_K} \quad (3.19)$$

bzw.

$$A_i = \eta_N \cdot A_K \quad \text{mit} \quad A_K = 2 \cdot A_{KS} + A_i \quad (3.20)$$

Wird Gleichung (3.19) in (3.20) eingesetzt, ergibt sich für die Fläche eines Kreissegments:

$$A_{KS} = \frac{1}{2} \cdot A_K \cdot (1 - \eta_N) \quad (3.21)$$

Die Fläche eines Kreissegments kann auch in Abhängigkeit des Öffnungswinkels  $\alpha$  (Abbildung 3.5) ermittelt werden. Es ist

$$A_{KS} = \frac{r^2}{2} \cdot (\alpha - \sin \alpha) \quad (3.22)$$

Über Gleichsetzen der Beziehungen (3.21) und (3.22) ergibt sich der Zusammenhang zwischen Öffnungswinkel und Ausnutzungsgrad:

$$\alpha - \sin \alpha = \pi \cdot (1 - \eta_N) \quad (3.23)$$

Der Ausnutzungsgrad des plastischen Moments kann, wie schon am System Kreisring, über das Verhältnis der Widerstandsmomente am Kreissegment und Kreis bestimmt werden. Das plastische Widerstandsmoment der Kreissegmente kann über die Guldinsche Regel bestimmt werden (Ruff, 2012):

$$W_{pl,KR} = 2 \cdot z_{s,KS} \cdot A_{KS} = \frac{4}{3} \cdot r^3 \cdot \left( \sin^3 \left( \frac{\alpha}{2} \right) \right) \quad (3.24)$$

Der Ausnutzungsgrad  $\eta_M$  ist dann in Abhängigkeit vom Öffnungswinkel  $\alpha$  (bzw.  $\eta_N$ ) bekannt:

$$\eta_M = \frac{f_y \cdot W_{pl,KS}}{f_y \cdot W_{pl,K}} = \sin^3 \left( \frac{\alpha}{2} \right) \quad (3.25)$$

Ist der Einfluss aus kombinierter Querlast zu berücksichtigen, kann dies folgendermaßen erfolgen

$$\eta_N(f_{y,red}) = \sqrt{1 - 3 \cdot (\eta_V)^2} \cdot \eta_N(f_y) \quad (3.26)$$

und

$$\eta_M(f_{y,red}) = \frac{f_{y,red} \cdot W_{pl,KS}}{f_y \cdot W_{pl,K}} = \sqrt{1 - 3 \cdot (\eta_V)^2} \cdot \sin^3 \left( \frac{\alpha}{2} \right) \quad (3.27)$$

### 3.2.4 Vergleich der Interaktionsbedingungen

In Abbildung 3.6 sind beide Ansätze aus den Kapiteln 3.2.2 und 3.2.3 der Momenten-Normalkraft-Interaktion für einen Kreisquerschnitt aufgetragen. Zum Vergleich sind zusätzlich die Interaktionsbedingungen für eine rein elastische Bemessung ( $M_y / M_{pl} = 1 / \alpha_{pl} = 0,59$ ) und die lineare Interaktion nach Gleichungen (2.10) und (2.14) (Exponent gleich 1) aufgetragen. Es wird deutlich, dass der Ansatz für das Modell Kreissegment geringe Sicherheit aufweist. Die lineare Interaktion verläuft weit unterhalb der plastischen Bemessungsansätze und ist somit der konservativste Ansatz. Der Verlauf des Modells Kreisring liegt zwischen den beiden, wobei er sich noch eher den Ergebnissen des Modells Kreissegment nähert.

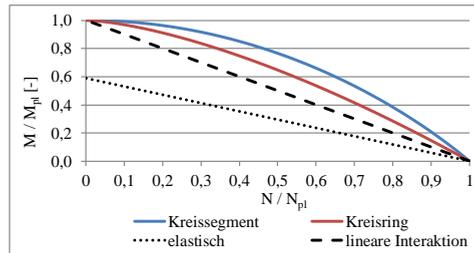


Abbildung 3.6: Vergleich der  $M$ - $N$ -Interaktionsansätze für einen Kreisquerschnitt

In Vergleichsrechnungen mit dem FE-Programm ABAQUS mit Stabelementen (*beam-element* mit schubweicher Timoshenko-Definition) in (Opitz, 2017) und (Nikolov, 2015) war eine gute Übereinstimmung mit beiden Ansätzen (Kreissegment und Kreising) gefunden worden. Die numerisch ermittelten Ergebnisse lagen bis zu einer Normalkraftausnutzung von ca.  $\eta_N = 0,6$  zwischen den beiden analytischen. Ab diesem Ausnutzungsgrad überschreiten die Ergebnisse die analytische Lösung des Modells am Kreissegment geringfügig. Bei einer weiteren Vergleichsrechnung mit Volumen-Elementen in ABAQUS (C3D8R und C3D20 *solid-element*) in (Kappler, 2015) wurde eine nahezu vollständige Übereinstimmung der numerisch ermittelten Ergebnisse mit dem analytischen Modell Kreissegment nachgewiesen. Für die weitere analytische Betrachtung der Energiedissipation wird daher die Interaktionsbedingung für das Modell Kreissegment verwendet.

### 3.2.5 Ausnutzungsgrad der Querlasttragfähigkeit am Prototyp

Für die Betrachtung der  $M$ - $N$ - $V$ -Interaktion am Kreisquerschnitt ist zu klären, inwieweit die Querkraft das plastische Verhalten des Schraubankers beeinflusst. Hierzu wird der Biegeschaf des Prototyps mit einer Einzellast  $V$  am Kopfende betrachtet. Als statisches System dient ein Kragarm mit Kreisquerschnitt (Durchmesser  $d$ ).

Folgende Annahmen werden dieser Betrachtung zu Grunde gelegt:

- Die elastischen Verformungen sind vernachlässigbar klein.
- Die plastische Zone kann als Fließgelenk idealisiert werden.
- Die Wirkungslinie der Horizontallast  $V$  ändert sich bei Verformung des Tragwerks nicht, wodurch keine Normalspannungen entstehen.

Es wird der Zeitpunkt  $t$  betrachtet, bei dem das Fließmoment erreicht wurde und sich ein Fließgelenk an der Einspannstelle eingestellt hat, sodass der Kragarm im Fließgelenk

rotiert. Die Querlast am Kopfende ändert dabei ihren Angriffspunkt und ihre Wirkungsrichtung nicht. Infolge der Rotation des Kragarms nimmt der Hebelarm der Kraft  $V$  bezogen zur Einspannstelle ab. Die Querlast muss demnach um eine zusätzliche Querlast  $\Delta V$  gesteigert werden, um das plastische Moment an der Einspannstelle aufrecht zu erhalten. Aus dem Gleichgewicht am verformten Zustand ergibt sich der erforderliche Ausnutzungsgrad der plastischen Querkraft  $\eta_V$

$$\eta_V(\alpha, l, d) = \frac{d \cdot \left( \cos^2 \alpha + \frac{16}{3 \cdot \pi} - 1 \right) \cdot \sqrt{3}}{6 \cdot l \cdot \cos^2 \alpha} \quad (3.28)$$

Abbildung 3.7 – linke Seite zeigt die Auswertung von Gleichung (3.28) für eingeschränkte Wertebereiche der Parameter  $l$  und  $\alpha$ . Mit steigendem Abstand des Lastangriffspunkts zur Einspannung (bzw. mit wachsender Länge des Kragarms) fällt der Ausnutzungsgrad  $\eta_V$  stark ab. Weniger ausgeprägt ist die Zunahme des Ausnutzungsgrads bei wachsender Rotation im plastischen Gelenk für die unterschiedlichen Lastangriffspunkte. Bis zu einer Rotation von  $\alpha = 20^\circ$  hat die Verschiebung des Kragarms kaum Auswirkungen auf den Ausnutzungsgrad der Querlast. Bei einer Verdrehung von  $\alpha = 45^\circ$  und kleinen Stablängen ist der Einfluss dagegen sehr stark vorhanden.

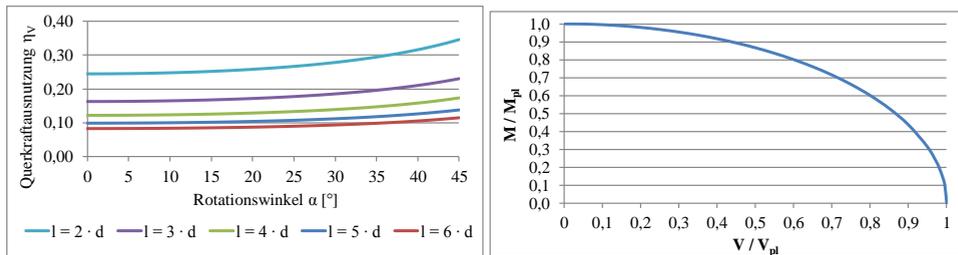


Abbildung 3.7: Querkraftausnutzungsgrad  $\eta_V$  in Abhängigkeit von  $l$  und  $\alpha$

Mit den Annahmen aus Kapitel 3.1 wird für den Schraubanker ein Abstand des Lastangriffs bzw. eine Länge des Kragarms von  $l = 4 \cdot d$  bis  $6 \cdot d$  angestrebt. Mit den Untersuchungen zu Beginn dieses Kapitels wird der Wertebereich des Rotationswinkels  $\alpha$  von  $10^\circ$  bis maximal  $20^\circ$  angenommen. Damit kann ein Wertebereich des Ausnutzungsgrads  $\eta_V \in [0,10; 0,17]$  angegeben werden. Für den maximalen Ausnutzungsgrad der Querlast ergibt sich nach Abbildung 3.7 – rechte Seite ein Ausnutzungsgrad des Moments von

$$\eta_V = 0,17: \eta_M(\eta_N = 0) = 0,99$$

Da das statische System „Grundsystem I“ die vierfache Steifigkeit besitzt, wird auch unter den oben genannten Randbedingungen die vierfache Querkraft erforderlich.

$$\eta_V = 0,68: \eta_M(\eta_N = 0) = 0,76$$

Bei diesem Ersatzsystem hat die Schubbeanspruchung einen deutlich größeren Einfluss auf die  $M$ - $N$ -Interaktion im Biegeschicht als bei dem System „Kragarm“. Dennoch wird vereinfachend in den folgenden Untersuchungen der Einfluss der Schubbeanspruchung nicht berücksichtigt.

### 3.2.6 Einfluss der M-N-V-Interaktion auf die Krümmungskapazität

Mit der hergeleiteten  $M$ - $N$ - $V$ -Interaktionsbedingung wird jeder Beanspruchungskomponente ein bestimmter Querschnittsbereich zugewiesen, welcher die äußeren Kräfte bzw. das Moment aufnehmen muss. Dieses Vorgehen führt allerdings dazu, dass über die Querschnittshöhe keine stetige Dehnungsverteilung gefunden werden kann, was im Widerspruch zu den Verträglichkeitsbedingungen steht. Die Interaktion der Kraftkomponenten ist demnach nicht auf die Dehnungsebene übertragbar. Da die weiteren Berechnungen auf einer idealisierten bilinearen Spannungs-Dehnungsbeziehung ohne Nachverfestigung beruhen, wird die Interaktion auf Dehnungsebene über eine einfache Überlagerung der beiden Dehnungsanteile über den Gesamtquerschnitt berücksichtigt. Dabei wird die vorhandene Dehnungskomponente in Längsrichtung  $\varepsilon_N$  infolge Normalkraftbeanspruchung über den Ausnutzungsgrad der Normalkraft wie folgt ermittelt:

$$\varepsilon_N = \eta_N \cdot \varepsilon_y \quad (3.29)$$

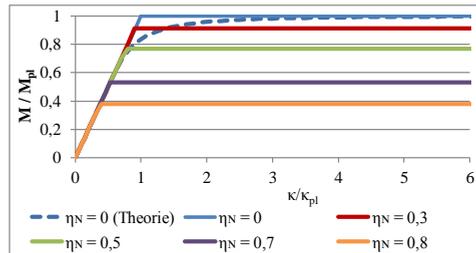
Damit steht der maximalen Längsdehnung infolge Biegebeanspruchung  $\max \varepsilon_M$  die restliche Dehnung bis zum Erreichen der Bruchdehnung  $\varepsilon_u$  zur Verfügung

$$\max \varepsilon_M = \varepsilon_u - \eta_N \cdot \varepsilon_y \quad (3.30)$$

Wie in Kapitel 2.3.6 beschrieben ist  $\varepsilon_y \ll \varepsilon_u$ , sodass gilt:

$$\max \varepsilon_M \approx \varepsilon_u \quad (3.31)$$

Die kombinierte Beanspruchung hat mit den eingeführten Vereinfachungen einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Krümmungskapazität des Querschnitts. In Abbildung 3.8 ist dieser Zusammenhang nochmals graphisch verdeutlicht.

Abbildung 3.8: M- $\kappa$ -Beziehungen am Kreisquerschnitt für unterschiedliche Ausnutzungsgrade  $\eta_N$ 

## 3.3 Energiedissipationsvermögen bei Biegen im Spalt

### 3.3.1 Voraussetzungen und Annahmen

Im folgenden Kapitel wird die Leistungsfähigkeit der Erdbebenbetonschraube untersucht. Dabei steht nicht das Gesamtsystem im Vordergrund, sondern nur die Alleinstellungsmerkmale. Diese sind der Biegeschaft und der zugehörige Biegespalt. Ziel des Kapitels ist, die Leistungsfähigkeit des Systems auf Grundlage der Theorie zu quantifizieren. Eine analytische Untersuchung wird auf Grund der Vielzahl an variablen Parametern einer rein numerischen vorgezogen. Diese Parameter sind

- Schaftdurchmesser  $d_{Schaft}$
- Länge des Biegespalts  $l_{Schaft}$
- Breite des Biegespalts  $\Delta s$
- Stahlgüte (Spannungsdehnungslinie, Zugfestigkeit, Fließspannung  $f_y$ )
- abgehängte Masse  $m$

Zur theoretischen Betrachtung werden zwei Ansätze genutzt. Zu Beginn sind für beide Ansätze Voraussetzungen und Annahmen zu treffen. Diese werden in den Punkten 1 bis 8 kurz diskutiert.

- (1) Die Lastverschiebungskurve des Systems ist ideal-elastisch-plastisch.

Durch diese Annahme reduzieren sich die benötigten Materialkennwerte auf das Elastizitätsmodul  $E$  und die Fließspannung  $f_y$ . Die Nachverfestigung des Stahls erhöht den statischen Widerstand des Systems. Da dieser nicht berücksichtigt wird, liegt die Annahme auf der sicheren Seite.

- (2) Der umliegende Beton (Bohrloch) wird als unendlich steif angenommen.

Mit dieser Annahme wird davon ausgegangen, dass der untere Grenzwert der dynamischen Tragfähigkeit ermittelt wird, da zusätzliche nichtlineare Effekte, die weitere Energiedissipation mit sich bringen, vernachlässigt werden. Im Modell kann durch diese Voraussetzung der Beton als Auflager idealisiert werden.

- (3) Für die betrachteten Systemlängen  $l \geq 3 \cdot d_{\text{Schaft}}$  kann die Balkentheorie angewandt werden.
- (4) Es gilt die vereinfachte Fließzonentheorie mit den Ansätzen nach Kapitel 2.3.6
- (5) Der Einfluss der Querkraft (des Schubs) im plastischen Gelenk kann unberücksichtigt bleiben.

Nach Kapitel 3.2.5 ist der Einfluss der Querkraft auf das vollplastische Moment für das System Kragarm vernachlässigbar klein. Für das System „Grundsystem I“ ist die Annahme auf der unsicheren Seite und bedarf genauerer Klärung.

- (6) Der Einfluss der Beschleunigungskomponente in vertikaler Richtung auf den Ausnutzungsgrad der Normalkraft bleibt unberücksichtigt.

Prinzipiell ist die Annahme gerechtfertigt, da nach (Mahrenholtz, 2012) die Beschleunigungsamplituden in Vertikal- und Querrichtung nicht in Phase sind. Dennoch ist nach (DIN EN 1998-1, 2010) für die Bemessung von Tragwerken eine Superposition beider Anteile zu berücksichtigen.

- (7) Der Verbund zwischen Ankerelement und Beton wird als vollkommen steif betrachtet.

In Realität hat das Verbundverhalten einen Einfluss auf die Steifigkeit des Systems. Es ist davon auszugehen, dass keine volle Einspannung vorliegt. Die Annahme liegt demnach auf der unsicheren Seite.

- (8) Der Seileffekt wird vernachlässigt.

Grundlage des analytischen Ansatzes ist ein Modell des duktilen Schraubankers, das den Biegeschafte aber nicht das Ankerelement berücksichtigt. Der Schaft wird als Balken angesehen, der am Fußpunkt, d.h. am Übergang vom Biegeschafte zum Ankerelement, eingespannt ist (siehe hierzu Annahme 7). Zudem werden infolge der sich unterschiedlich einstellenden Lagerungsfälle des Ankers am Kopfpunkt (durch z.B. Lochspiel im Anbauteil, Abstandsmontage und Verbundverhalten) zwei Ersatzsysteme gewählt. Diese werden im Weiteren in Anlehnung an die Baustatik als „Kragarm“ oder KA (d.h. einseitig einge-

spannt gelagert) und als „Grundsystem I“ oder GSI (d.h. zweiseitig eingespannt gelagert) bezeichnet. Die in Abbildung 3.9 dargestellten Ersatzsysteme der Erdbebenbetonschraube unterscheiden sich über die Lagerung bzw. über den Einspanngrad des Schraubenkopfs. Das „Grundsystem I“ lässt im Vergleich zum „Kragarm“ keine Verdrehung am Kopf zu. In Abhängigkeit von der Größe des Lochspiels wird die Steifigkeit des realen Systems zwischen diesen liegen, sodass die beiden Ersatzsysteme („Grundsystem I“ und „Kragarm“) als Grenzwerte betrachtet werden können. Das System „Kragarm“ beschreibt dabei den unteren und das System „Grundsystem I“ den oberen Grenzwert des zu erwartenden dynamischen Verhaltens.

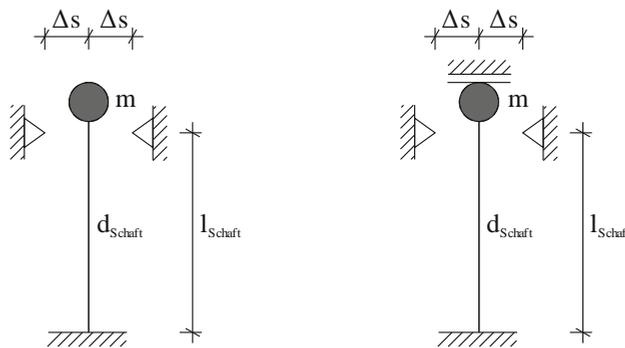


Abbildung 3.9: Statische Systeme der vereinfachten Parameterstudie; links: System „Kragarm“; rechts: System „Grundsystem I“

Infolge des ideal-elastisch-plastischen Materialverhaltens des stählernen Schraubenschafts ergibt sich bei zyklischer Biegung des Schafts im Biegespalt die Hysterese nach Abbildung 3.10.

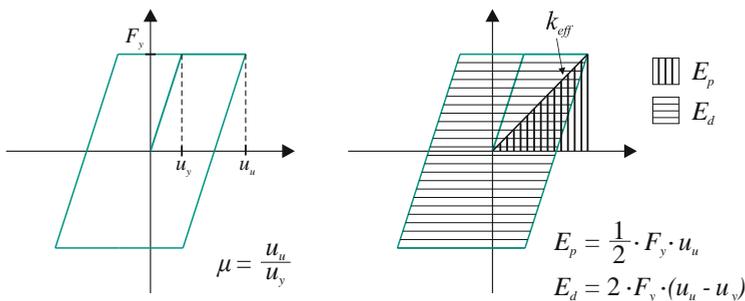


Abbildung 3.10: Kraftverschiebungskurve (Hysterese) bei freier Biegung im Spalt; links: Definition der Duktilität, rechts: Definition der Energien

Als Maß der Energiedissipation wird, wie im Erdbebeningenieurwesen üblich, die Duktilität herangezogen. Da im Weiteren lediglich der Einfluss des Kraftverschiebungsvermögens des Biegeschafts im Biegespalt untersucht wird, wird die im Biegespalt zur Verfügung stehende Duktilität ermittelt. Diese wird in diesem Kapitel über  $\mu_{\Delta s}$  definiert.

$$\mu_{\Delta s} = \frac{\Delta s}{u_{pl}} \quad (3.32)$$

Dabei ist  $\Delta s$  wie in Abbildung 3.9 gezeigt die Breite des Biegespalts. Die Verschiebung des Systems bei Erreichen des vollplastischen Moments im Biegespalt (siehe Kapitel 2.3.6) wird mit  $u_{pl}$  bezeichnet. Entsprechend Kapitel 2.3.6 ist die erforderliche Querkraft zum Erreichen des vollplastischen Moments  $F_{Mpl}$  bekannt. Es gilt für das System Kragarm:

$$F_{Mpl}(\eta_N) = \frac{\eta_M \cdot M_{pl}}{l} = \frac{\eta_M \cdot f_y}{6} \cdot \frac{d_{Schaft}^3}{l_{Schaft}^2} \quad (3.33)$$

Im Weiteren ist die Kraft zum Zeitpunkt des Fließens  $F_y$  (siehe Abbildung 3.10) gleich der Querkraft bei Erreichen des vollplastischen Moments  $F_{Mpl}$ . Für die Parameterstudie werden der Biegespalt und die Schaftlänge auf den Schaftdurchmesser bezogen.

$$\Delta s = a \cdot d \text{ und } l = b \cdot d \quad (3.34)$$

Damit ergibt sich die vollplastische Verschiebung  $u_{pl}$  für das System „Kragarm“ mit kreisrundem Querschnitt zu

$$u_{pl} = \alpha_{pl} \cdot u_{el} = \frac{1024}{9 \cdot \pi^2} \cdot \frac{b^3}{E \cdot d} \cdot F_{My} \quad (3.35)$$

was bedeutet, dass die plastische Verschiebung maßgeblich vom Durchmesser beeinflusst wird.

Ein weiteres Ziel dieses Kapitels ist, den Einfluss der Normalkraft auf das Energiedissipationsvermögen zu beschreiben. Aus diesem Grund wird an dieser Stelle wieder auf den Ausnutzungsgrad der Normalkraft nach Kapitel 3.2 zurückgegriffen.

Dabei wird die Masse, welche das Anbauteil symbolisiert, auf den Ausnutzungsgrad  $\eta_N$  bezogen, was Annahme (6) entspricht. Es ist

$$m = \frac{N_{pl}}{g} \cdot \eta_N \quad (3.36)$$

Über die bezogenen Längen der Spaltbreite und Schaftlänge kann die zur Verfügung stehende Duktilität der Systeme wie folgt ermittelt werden:

$$\mu_{\Delta s} = \frac{\Delta s}{u_{pl}} = \frac{9 \cdot \pi}{32} \cdot \frac{a}{b^2} \cdot \frac{E}{f_y (1 - \eta_N)} \quad (\text{„Kragarm“}) \quad (3.37)$$

$$\mu_{\Delta s} = \frac{\Delta s}{u_{pl}} = \frac{9 \cdot \pi}{16} \cdot \frac{a}{b^2} \cdot \frac{E}{f_y (1 - \eta_N)} \quad (\text{„Grundsystem I“}) \quad (3.38)$$

Die vorhandene Duktilität im Biegespalt ist von einer Vielzahl von Parametern abhängig. In Abbildung 3.11 sind einige Zusammenhänge der Eingangsparameter auf die Duktilität zusammengestellt. Darauf aufbauend werden in den folgenden Kapiteln die beiden Ansätze (kraftbasierter Ansatz und pseudo-verformungsbasierter Ansatz) angewandt.

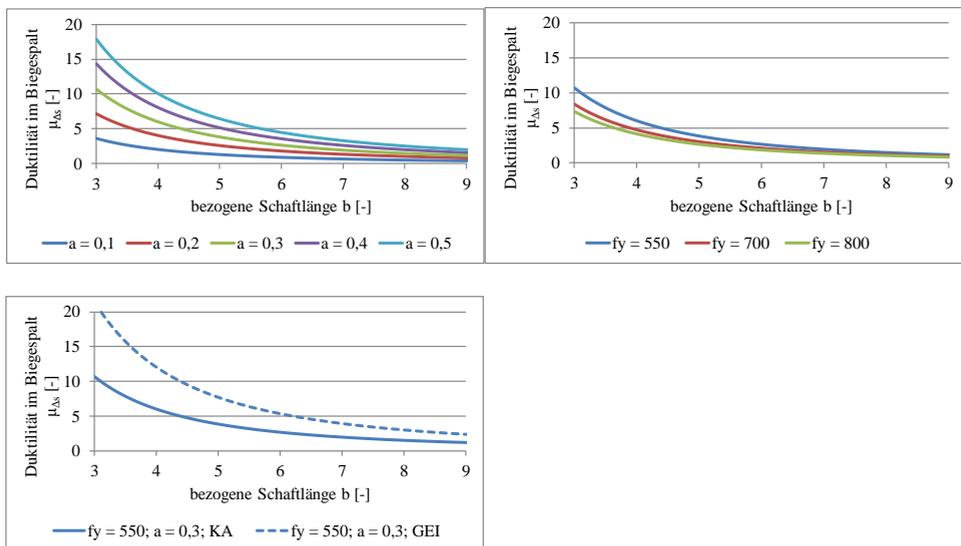


Abbildung 3.11: Parameterstudie zur vorhandenen Duktilität im Biegespalt  $\mu_{\Delta s}$ ; Oben links: Einfluss der Größe des bezogenen Biegespalts am System „Kragarm“; Oben rechts: Einfluss der Fließspannung am System „Kragarm“ bei einem bezogenen Biegespalt  $a = 0,3$ ; Unten: Einfluss des Ersatzsystems „Kragarm“ (KA) oder „Grundsystem I“ (GS I)

### 3.3.2 Kraftbasierte Herleitung

Als einfachster Ansatz kann die Leistungsfähigkeit der Erdbebenbetonschraube über die bekannten Ansätze im Erdbebeningenieurwesen auf Grundlage des Verhaltensbeiwerts

abgeschätzt werden. Wie in Kapitel 2.6.2 beschrieben, stehen dazu zwei Möglichkeiten zur Verfügung, welche in Abhängigkeit von der Eigenfrequenz des Systems verwendet werden sollen, das Prinzip der gleichen Verformungen nach Gleichung (2.94),  $q = \mu$ , und das Prinzip der gleichen Energien nach Gleichung (2.95),  $q = (2 \cdot \mu - 1)^{0.5}$ . Um die Auswirkung der Berechnungsansätze darzustellen, werden beide Möglichkeiten angewandt. Im ersten Schritt wird die theoretische Last-Verschiebungskurve unter quasi-statischer Belastung des Systems „Kragarm“ betrachtet, siehe Abbildung 3.12 – rechte Seite. Am Kopfpunkt wirkt eine äußere Kraft  $F$ , die Biegung im Schaft erzeugt. Wird die äußere Kraft größer als die vollplastische Querkraft  $F_{Mpl}$ , stellt sich ein plastisches Gelenk an der Einspannstelle des Kragarms ein. Ab diesem Zeitpunkt kann das System keine weitere Kraft aufnehmen. Dafür sind große Rotationen im plastischen Gelenk möglich, sodass die Verschiebung weiterhin zunimmt, siehe Abbildung 3.12 – linke Seite. Wird die Verschiebung so groß, dass der Biegespalt überbrückt wird, legt sich der Schraubenkopf am Auflager an. Ab diesem Zeitpunkt kann wieder zusätzliche Kraft aufgenommen werden. Da entsprechend Annahme (2) von einer starren Lagerung ausgegangen wird, wirkt das Lager wie eine Scherfuge. Je nachdem wie groß der Überstand des Schraubenkopfs über das Auflager ist, kann die Belastung auch als Scherbeanspruchung mit oder ohne Hebelarm charakterisiert werden. Im Weiteren wird davon ausgegangen, dass kein Überstand vorhanden ist und reine Scherbeanspruchung vorliegt. Während des Abscherens treten nur noch geringe Verschiebungen auf, sodass die Kraft-verschiebungskurve in diesem Bereich vereinfacht linear angenommen wird. Im Gegensatz zur Querkraft  $F_{Mpl}$ , welche bei Erreichen des vollplastischen Moments vorliegt, ist der reine Abscherwiderstand des Schraubenquerschnitts  $F_{Vpl}$  wesentlich größer, dafür sind die zugehörigen Verschiebungen wesentlich geringer.

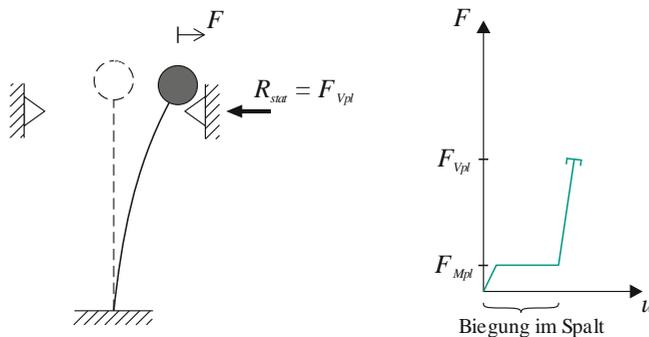


Abbildung 3.12: Ersatzsystem Kragarm unter quasi-statischer äußerer Belastung  $F$  links: System mit Kräften  
rechts: Kraft-Verschiebungsdiagramm

Da im Erdbeben dynamische Beanspruchungen hervorgerufen werden, ist der beschriebene Kraftfluss unter statischen Verhältnissen zu konservativ, um ihn auf eine Erdbebenbeanspruchung zu übertragen. Die Leistungsfähigkeit der Betonschraube zeigt sich erst bei dynamischer Beanspruchung. Dabei wird die Annahme getroffen, dass die plastischen Verformungen im Biegespalt die durch das Erdbeben eingebrachte Energie im selben Maß dissipieren, wie es ein freies (ohne Auflager als Kontaktpunkt) System mit ideal-elastisch-plastischer Kraftverformungsbeziehung vermag. Dementsprechend kann infolge der Biegung im Spalt die um das  $q$ -fache (Verhaltensbeiwert  $q$ ) gesteigerte Fließkraft  $F_{Mpl}$  aufgenommen werden, siehe Abbildung 3.13.

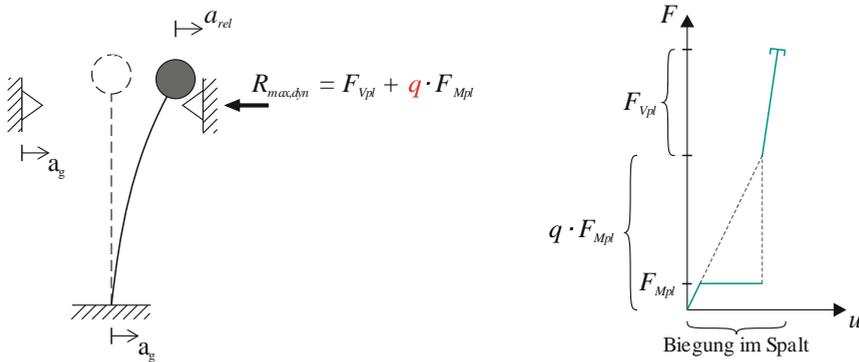


Abbildung 3.13: Ersatzsystem „Kragarm“ unter Fußpunkterregung links: System mit Ersatzkräften; rechts: Kraft-Verschiebungsdiagramm

Da bei einer quasi-statischen Belastung die eingetragene Energie nicht dissipiert werden kann, sondern ein Kräftegleichgewicht (mit oder ohne Kraftumlagerungen) gefunden werden muss, weichen die Kraftverschiebungskurven der Abbildung 3.12 und Abbildung 3.13 (jeweils rechte Seite) deutlich voneinander ab. Im dynamischen Fall ist das System wesentlich leistungsfähiger, da während der Schaftbiegung die Energie teilweise dissipiert wird. Bei Kontakt am Auflager kann unter der Annahme von reinem Abscheren ohne Energiedissipation nur noch der statische Abscherwiderstand aufgenommen werden. Damit ist der dynamische Widerstand deutlich größer als der statische Widerstand.

Abbildung 3.14 zeigt vereinfacht die Auswirkung der unterschiedlichen Ansätze zur Berechnung des Verhaltensbeiwerts  $q$  auf den dynamischen Widerstand des Systems.

Um die dynamische Tragfähigkeit des duktilen Schraubankers quantitativ beurteilen zu können, ist es notwendig, einen Grenzwert einzuführen. Hierbei ist die Überlegung, dass die Neuentwicklung mindestens den gleichen dynamischen Widerstand aufweisen soll wie ein vergleichbares herkömmliches Befestigungsmittel. Für diesen Fall ist ein äquiva-

lentes Befestigungsmittel, also ohne Verjüngung im Schaft bzw. ohne Biegespalt, zu wählen. Entsprechend den vorangegangenen Überlegungen ist dessen Widerstand die quasi-statische Querlasttragfähigkeit. Das heißt, herkömmliche Befestigungsmittel weisen in beiden Fällen einen Widerstand gleich dem Abscherwiderstand auf, da während des Abscherens keine deutlichen Plastifizierungen eintreten.

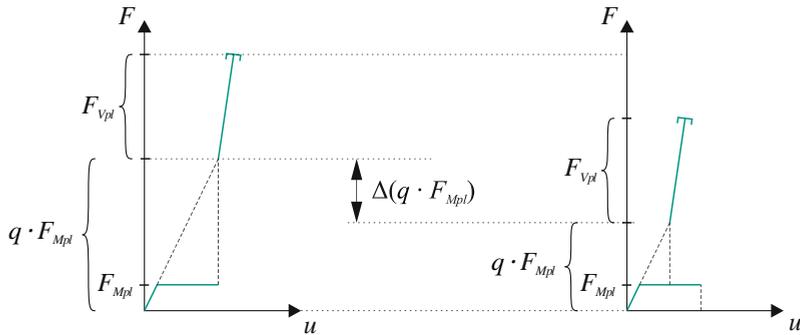


Abbildung 3.14: Vergleich der dynamischen Kraft-Verschiebungskurven für verschiedene Ansätze des Verhaltensbeiwerts; links: Ansatz der gleichen Verschiebungen; rechts: Ansatz der gleichen Energien

Im Folgenden werden die Parameter des herkömmlichen Befestigungsmittels mit dem Index „gr“ und die der Neuentwicklung mit „kl“ gekennzeichnet. Zudem gilt innerhalb dieses Kapitels  $d_{\text{Schaft}} = d$ . Für den Durchmesser des herkömmlichen Befestigungsmittels gilt:

$$d_{gr} = 2 \cdot \Delta s + d_{kl} = d_{kl} (2 \cdot a + 1) \quad (3.39)$$

Zwischen den Ausnutzungsgraden der Normalkraft beider Durchmesser besteht dann der Zusammenhang

$$\eta_{N,gr} = \frac{\eta_{N,kl}}{(2a+1)^2} \quad (3.40)$$

Der Abscherwiderstand eines herkömmlichen Befestigungsmittels und der Prototypen kann über

$$F_{pl}(\eta_N) = \frac{\sqrt{3}}{16} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot (1 - \eta_N) \cdot f_y \quad (3.41)$$

beschrieben werden.

Um die Bedingung erfüllen zu können, dass der Schraubanker mindestens den gleichen dynamischen Widerstand wie eine herkömmliche Betonschraube aufweist, muss die dissipierte Energie, welche als eine Ersatzkraft  $q \cdot F_{Mpl}$  im Gleichgewicht berücksichtigt wird, gleich der Differenz der Abscherwiderstände zwischen herkömmlichem Befestigungsmittel und der Prototypen sein (siehe Abbildung 3.15):

$$q \cdot F_{Mpl,kl} = F_{Vpl,gr} - F_{Vpl,kl} \tag{3.42}$$

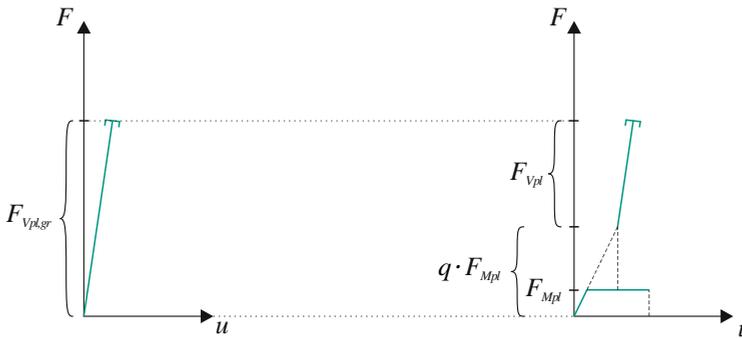


Abbildung 3.15: Definition des Grenzwerts zur Beurteilung der Leistungsfähigkeit der Neuentwicklung über den gleichen dynamischen Widerstand links: dynamischer Widerstand einer herkömmlichen Betonschraube rechts: dynamischer Widerstand der Erdbeschraube

Mit Gleichung (3.42) kann unter Berücksichtigung der Gleichungen (2.93) und (2.94) auf die optimale Geometrie des Systems zurückgeschlossen werden, d.h. auf die optimale Kombination zwischen bezogener Schaftlänge  $b$  und bezogener Spaltbreite  $a$ . Durch die Normierung der beiden Parameter entfällt eine Studie über den Einfluss des Durchmessers. Zudem ist nach Annahme (6) die befestigte Masse über den Ausnutzungsgrad der Normalkrafttragfähigkeit bestimmt. Die Stahlgüte ergibt sich aus den Zugversuchen nach Kapitel 4 in Abhängigkeit von den möglichen Vergütungsmöglichkeiten des Ausgangsmaterials. Für die folgende Parameterstudie wurden die Werte nach Tabelle 3.2 genutzt.

Tabelle 3.2: Ausgangswerte der analytischen Parameterstudie

$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$a = \Delta s / d$ [-]	$\eta_N$ [-]	$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
550 / 700 / 800	0,2 / 0,3 / 0,4 / 0,5	0,25 / 0,50 / 0,75	200 000	35 / 65

Die Studie hat zum Ziel, bei vorgegebener bezogener Spaltbreite  $a$  die maximale bezogene Schaftlänge  $b$  bei sonst variablen Parametern zu bestimmen, mit der Bedingung, dass Gleichung (3.42) eingehalten ist.

Für die Berechnung der bezogenen Schaftlänge  $b$  aus Gleichung (3.42) über den Ansatz der gleichen Verschiebungen ergibt sich für das System „Kragarm“

$$b = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot a \cdot E \cdot \eta_M}{4\sqrt{3} \cdot f_y \cdot (1 - \eta_N) \cdot [(2 \cdot a + 1)^2 - 1]}} \cdot \frac{q_a}{\eta_{FVpl}} \quad (3.43)$$

und für das System „Grundsystem I“

$$b = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot a \cdot E \cdot \eta_M}{\sqrt{3} \cdot f_y \cdot (1 - \eta_N) \cdot [(2 \cdot a + 1)^2 - 1]}} \cdot \frac{q_a}{\eta_{FVpl}} \quad (3.44)$$

Bei Verwendung des Ansatzes der gleichen Energien zur Berechnung des Verhaltensbeiwerts können die folgenden Zusammenhänge gefunden werden:

für das System „Kragarm“

$$\sqrt{2 \cdot \frac{9 \cdot \pi}{32} \cdot \frac{a}{b^2} \cdot \frac{E}{f_y \cdot (1 - \eta_N)} - 1} \cdot \eta_M \cdot \frac{d^2}{6 \cdot b} \cdot f_y = \frac{\eta_{FVpl}}{q_a} \cdot \frac{\sqrt{3}}{16} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot [(2 \cdot a + 1)^2 - 1] \quad (3.45)$$

und für das System „Grundsystem I“

$$\sqrt{2 \cdot \frac{9 \cdot \pi}{16} \cdot \frac{a}{b^2} \cdot \frac{E}{f_y \cdot (1 - \eta_N)} - 1} \cdot \eta_M \cdot \frac{2 \cdot d^2}{6 \cdot b} \cdot f_y = \frac{\eta_{FVpl}}{q_a} \cdot \frac{\sqrt{3}}{16} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot [(2 \cdot a + 1)^2 - 1] \quad (3.46)$$

Die Lösungen der Gleichungen (3.45) und (3.46) können EDV-gestützt gefunden werden.

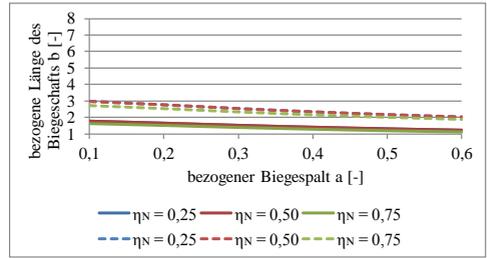
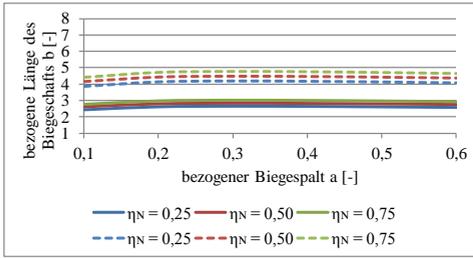
In Gleichungen (3.43) bis (3.46) ist zudem der Verhaltensbeiwert  $q_a$  hervorzuheben, welcher nach (DIN EN 1998-1, 2010) pauschal angesetzt werden darf. Es wird angenommen, dass der Wert sowohl für herkömmliche Befestigungsmittel als auch für den duktilen Schraubanker auf die Abscherfestigkeit angerechnet werden darf. Diese Annahme beruht darauf, dass die Kriterien für die Anwendung des Verhaltensbeiwerts nach (DIN EN 1992-4, 2013) vorwiegend für Zugbeanspruchung gelten. Zudem sind die Kriterien an die Festigkeiten und Dehnungen eingehalten (siehe Kapitel 4).

Trotz dieses Sachverhalts wäre eine Zulassung nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) für die Kategorie C2 von Nöten, um die Verhaltensbeiwerte einrechnen zu dürfen. Dies wird an dieser Stelle nicht weiter berücksichtigt.

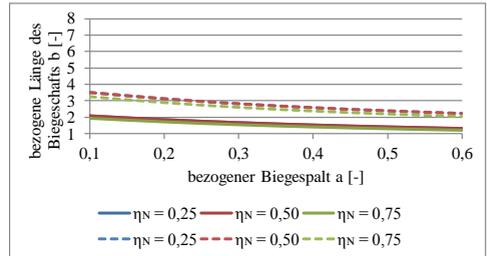
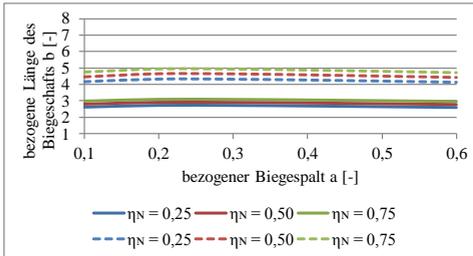
### 3.3.3 Ergebnisse des kraftbasierten Ansatzes

Die Ergebnisse der Berechnungen nach Gleichungen (3.43) bis (3.46) sind in den folgenden Abbildungen zusammengestellt. Das Ergebnis ist die maximale bezogene Länge des Biegeschafts  $b$  aufgetragen über die bezogene Spaltbreite  $a$  in Abhängigkeit von den variablen Parametern in Tabelle 3.2. Wird die maximale bezogene Schaftlänge  $b$  nicht überschritten, kann der duktile Schraubanker die gleichen oder sogar höhere dynamische Widerstände entwickeln als ein äquivalentes herkömmliches Befestigungsmittel. Zusätzlich wurde der Verhaltensbeiwert  $q_a$  als variable Größe aufgenommen. An dieser Stelle wird eine kurze Zusammenfassung der Erkenntnisse erstellt, die den nachfolgend dargestellten Ergebnissen entnommen werden können. Eine ausführliche Diskussion folgt in Kapitel 3.4.2.

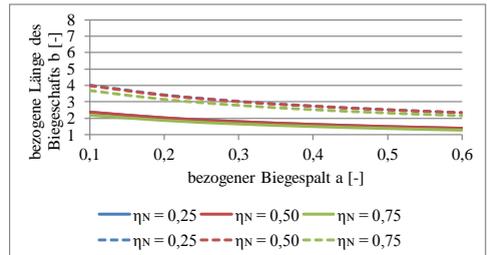
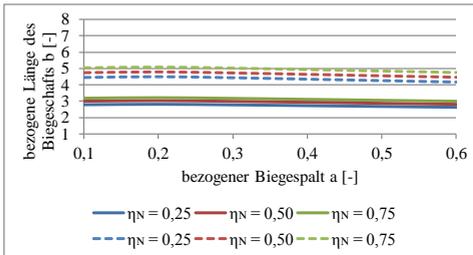
- Um die gleiche dynamische Tragfähigkeit wie ein äquivalentes Befestigungsmittel zu erreichen, darf bei vorhandenem bezogenem Biegespalt  $a$  eine maximale bezogene Schaftlänge  $b$  nicht überschritten werden.
- Die maximale bezogene Schaftlänge  $b$  nimmt mit zunehmender bezogener Breite des Biegespalts  $a$  ab.
- Die Fließgrenze  $f_y$  und der Ausnutzungsgrad  $\eta_N$  haben nur geringen Einfluss auf die Ergebnisse. Es zeigt sich dennoch, dass mit zunehmender Fließgrenze und Ausnutzungsgrad geringere maximale Schaftlängen erforderlich werden.
- Das für den Biegeschaft gewählte statische System („Kragarm“ „KA“ oder „Grundsystem I“ „GSI“) hat maßgebenden Einfluss auf die Ergebnisse. Dabei erhält man mit dem System „Kragarm“ konservativere Ergebnisse.
- Die Kriterien zur Berechnung der Verhaltensbeiwerte (Gleichheit der Verschiebungen oder der Energien) haben den größten Einfluss auf die Ergebnisse, wobei nach dem Prinzip der gleichen Verschiebungen größere maximale Schaftlängen einzuhalten sind.
- Wird der Verhaltensbeiwert  $q_a$  in Ansatz gebracht, zeigt sich, dass die maximal erforderlichen Schaftlängen zunehmen.



$f_y = 550 \text{ N/mm}^2$



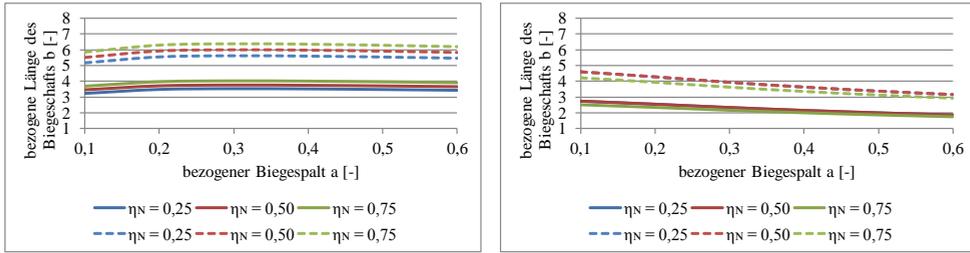
$f_y = 700 \text{ N/mm}^2$



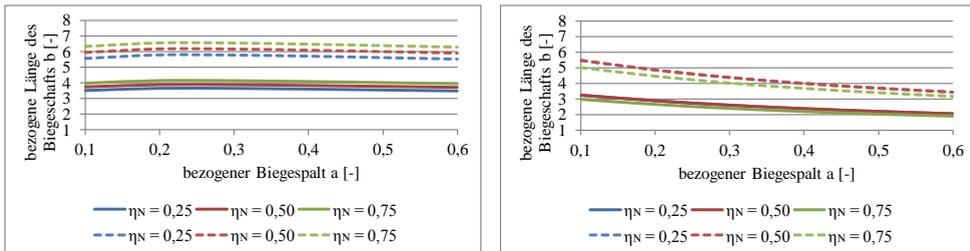
$f_y = 800 \text{ N/mm}^2$



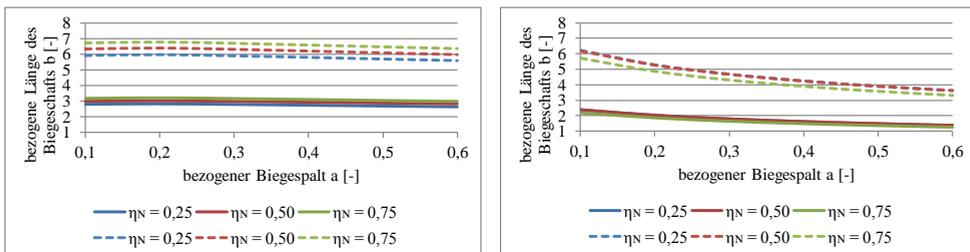
Abbildung 3.16: Ergebnisse der Parameterstudie des kraftbasierten Ansatzes für  $q_a = 1$ ; Linke Seite: Kriterium der gleichen Verschiebung; Rechte Seite: Kriterium der gleichen Energien



$f_y = 550 \text{ N/mm}^2$



$f_y = 700 \text{ N/mm}^2$



$f_y = 800 \text{ N/mm}^2$



Abbildung 3.17: Ergebnisse der Parameterstudie des kraftbasierten Ansatzes für  $q_a = 2$ ; Linke Seite: Kriterium der gleichen Verschiebung; Rechte Seite: Kriterium der gleichen Energien

### 3.3.4 Pseudo-verformungsbasierte Herleitung

Prinzipiell kann mit den Ergebnissen aus Kapitel 3.3.3 die Leistungsfähigkeit des Systems quantifiziert werden. Dennoch wird zur Validierung der Ergebnisse ein alternatives Verfahren auf Grundlage des *displacement-based-design-concepts* bzw. der äquivalenten viskosen Dämpfung (siehe Kapitel 2.6.3.6) angewandt. Dazu ist das Verfahren unter

dynamischen Verhältnissen anzuwenden. Es gelten weiterhin die Grundlagen und Annahmen aus Kapitel 3.3.1. Für die weitere Herleitung sind jedoch zusätzliche Voraussetzungen und Annahmen zu treffen:

- (9) Die Befestigung wird durch eine harmonische Schwingung angeregt. Es liegt Resonanz vor, d.h. die Erregerfrequenz ist gleich der ersten Eigenfrequenz des Systems.
- (10) Es wird angenommen, dass die Näherungsbeziehungen der Pseudo-Beschleunigung  $S_v = \omega \cdot S_d$  ausreichend genau ist.

Entsprechend der Annahme (1) nach Kapitel 3.3.1 (elastisch-plastisches Materialverhalten) ergibt sich für die Befestigung bzw. für die beiden Ersatzsysteme („Kragarm“ und „Grundsystem I“) die Hysterese nach Abbildung 3.10 - rechte Seite.

### 3.3.4.1 Gedämpfte Beschleunigung im Biegespalt

Nach Kapitel 2.6.3.6 kann für eine ideal-elastisch plastische Hysterese die hysteretische Dämpfung über

$$\xi_{hyst} = \frac{2}{\pi} \cdot \left( 1 - \frac{1}{\mu_{\Delta s}} \right) \quad (3.47)$$

ermittelt werden. Es wird wieder die zur Verfügung stehende Duktilität  $\mu_{\Delta s}$  entsprechend Kapitel 3.3.1 (Gleichungen (3.37) und (3.38)) angesetzt. Damit können die hysteretischen und äquivalenten viskosen Dämpfungen, wie sie in den Kapiteln 2.6.3.4 und 2.6.3.7 eingeführt wurden, mit

$$\xi_{hyst} = \frac{2}{\pi} \left( 1 - \frac{32}{9 \cdot \pi} \cdot \frac{b^2}{a} \cdot \frac{f_y (1 - \eta_N)}{E} \right) \text{ (Kragarm)} \quad (3.48)$$

$$\xi_{hyst} = \frac{2}{\pi} \left( 1 - \frac{16}{9 \cdot \pi} \cdot \frac{b^2}{a} \cdot \frac{f_y (1 - \eta_N)}{E} \right) \text{ („Grundsystem I“) } \quad (3.49)$$

und mit

$$\xi_{eq} = \lambda \cdot \xi_{hyst} + 0,05 \quad (3.50)$$

bestimmt werden.

Der äquivalenten viskosen Dämpfung kann nun eine äquivalente Dämpfungskraft  $F_{d,eq}$  zugesprochen werden. Diese ergibt sich mit Gleichung (2.55) aus

$$F_{d,eq} = d_{eq} \cdot \dot{u} \quad (3.51)$$

Wird nun die Geschwindigkeit als Pseudo-Geschwindigkeit in Abhängigkeit von der Spaltbreite über  $\dot{u} = u \cdot \omega = \Delta s \cdot \omega$  (entsprechend der Annahme  $S_v = \omega \cdot S_d$ ) beschrieben, wird mit Gleichungen (2.50) und (2.54) die äquivalente Dämpfungskraft zu

$$F_{d,eq} = 2 \cdot \xi_{eq} \cdot k \cdot \Delta s \quad (,Kragarm“) \quad (3.52)$$

Die äquivalente Dämpfungskraft beschreibt den Anteil des Widerstands des Systems, der bei dynamischer, harmonischer Anregung aktiviert wird. Sie ist das Resultat der durch die Plastifizierungen dissipierten Energie. Aus der äquivalenten Dämpfungskraft geht die äquivalente Dämpfungsbeschleunigung  $a_{d,eq}$  hervor (siehe Gleichung (2.70)):

$$a_{d,eq} = \frac{F_{d,eq}}{m} \quad (3.53)$$

Unter der Bedingung, dass Vertikalbeschleunigungen infolge des Erdbebens vernachlässigt werden, kann die abgehängte Masse direkt über die einwirkende Normalkraft bzw. des daraus resultierenden Ausnutzungsgrads der Normalkraft berücksichtigt werden:

$$m = \frac{\pi \cdot d^2 \cdot f_y}{4 \cdot g} \cdot \eta_N \quad (3.54)$$

Letzten Endes kann die äquivalente Dämpfungsbeschleunigung über die folgende Gleichung für das System „Kragarm“ angegeben werden

$$a_{d,eq,KA} = \frac{g}{\pi \cdot b \cdot \eta_N} \left[ \frac{6 \cdot \lambda + 0,15 \cdot \pi}{8} \cdot \frac{a}{b^2} \cdot \frac{E}{f_y} - \frac{24 \cdot \lambda}{9 \cdot \pi} \cdot (1 - \eta_N) \right] \quad (3.55)$$

und für das „Grundsystem I“

$$a_{d,eq,ES} = \frac{g}{\pi \cdot b \cdot \eta_N} \left[ \frac{6 \cdot \lambda + 0,15 \cdot \pi}{2} \cdot \frac{a}{b^2} \cdot \frac{E}{f_y} - \frac{48 \cdot \lambda}{9 \cdot \pi} \cdot (1 - \eta_N) \right] \quad (3.56)$$

Die Gleichungen (3.55) und (3.56) beinhalten die grundlegenden Parameter, welche die geometrische Ausbildung, die Werkstoffeigenschaften und den Ausnutzungsgrad der Systeme beschreiben. Der Schaftdurchmesser selbst hat keinen direkten Einfluss.

Da bei der Betrachtung von Resonanz ausgegangen wurde, ist die äquivalente gedämpfte Beschleunigung gleich der Fußpunktbeschleunigung, siehe Kapitel 2.4.1 Gleichung (2.70).

$$a_{d,eq} = a_G \quad (3.57)$$

Sie ist die Beschleunigung am Fußpunkt des Einmassenschwingers, die erforderlich ist, damit das System genau innerhalb einer vorgegebenen Spaltbreite  $\Delta s$  schwingt. Damit könnten die Schaftlänge und Spaltbreite so ausgelegt werden, dass bei einer Erdbebenbelastung kein Kontakt zwischen Schaft und Bohrlochkante entsteht. Für das Anbauteil könnte dies wie eine Isolierung gegen die Anregung wirken und zudem würden keine Schäden im Anker und im Ankergrund entstehen.

### 3.3.4.2 Genaue Ermittlung des Korrekturbeiwerts $\lambda$

Bei der Gegenrechnung des Verfassers der Ergebnisse der gedämpften Beschleunigung  $a_{d,eq}$  fiel eine starke Diskrepanz zwischen den numerischen und analytischen Ergebnissen auf. (Auf die genauen Ergebnisse wird innerhalb dieser Arbeit nicht weiter eingegangen.) Es zeigte sich, dass der Korrekturfaktor  $\lambda$  um mehr als 30 % gegenüber dem empfohlenen konstanten Wert von  $\lambda = 0,7$  abweicht. Der Korrekturfaktor nimmt mit zunehmender Plastifizierung zu. Da in der Literatur unterschiedliche Werte für den Korrekturbeiwert  $\lambda$  zu finden sind, wird diesem Parameter spezielle Aufmerksamkeit gewidmet. In einem ersten Schritt wird hierzu untersucht, wie stark die Beschleunigung des Kopfes infolge der Fußpunkterregung unter Berücksichtigung der Plastifizierungen amplifiziert wird. Hierfür wird auf die Erkenntnisse aus numerischen Untersuchungen an quasi-ideal-elastisch-plastischen Einmassenschwingern zurückgegriffen. Die Berechnungen wurden mit dem FEM-Programm ABAQUS durchgeführt. Es wurden schubweiche Beam-Elemente B21 von einer Elementlänge von  $l_E = 1$  mm verwendet. Das Materialmodell „plasticity“ für duktile Stahlwerkstoffe wurde verwendet. Es wurden ausschließlich Berechnungen mit einem E-Modul von  $200.000 \text{ N/mm}^2$  durchgeführt. Damit nach Erreichen der Fließspannung ein positives Sekantenmodul erhalten bleibt, wurde im Gegensatz zur analytischen Lösung mit einer geringen Nachverfestigung gerechnet. Das Sekantenmodul im Nachverfestigungsbereich betrug circa das  $6,6 \cdot 10^{-5}$ -fache des elastischen E-Moduls. Die geringe Nachverfestigung hat demnach einen vernachlässigbaren Einfluss. Für das nichtlineare System konnte herausgefunden werden, dass sich die Relativbeschleunigung  $a_{rel}$  der Masse am Kopfpunkt aus der Beschleunigung des Fußpunkts  $a_G$  und der äquivalenten Beschleunigung  $a_{Mpl}$ , bei der Fließen bzw. das vollplastische Moment erreicht wird, zusammensetzt:

$$a_{rel} = a_G + a_{Mpl} = a_{d,eq} + a_{Mpl} \quad (3.58)$$

Die Beschleunigung  $a_{Mpl}$  kann über den Ansatz

$$a_{Mpl} = \frac{F_{Mpl}}{m} \quad (3.59)$$

ermittelt werden.

Die Beschleunigungen, die in den beiden Systemen Fließgelenke erzeugen, können mit

$$a_{Mpl} = \frac{2}{3 \cdot \pi} \cdot \frac{\eta_M(\eta_N)}{\eta_N} \cdot \frac{g}{b} \quad (\text{„Kragarm“}) \quad (3.60)$$

und

$$a_{Mpl} = \frac{4}{3 \cdot \pi} \cdot \frac{\eta_M(\eta_N)}{\eta_N} \cdot \frac{g}{b} \quad (\text{„Grundsystem I“}) \quad (3.61)$$

berechnet werden. Der Zusammenhang wurde in (Kauffmann, 2016) bestätigt.

Die Grenzwertbetrachtung der Relativgeschwindigkeit für den linearen Einmassenschwinger zu den Zeitpunkten  $t = \pm n(2\pi)/\omega$  (siehe Gleichung 2.64) ergab:

$$\lim_{\xi \rightarrow 0,5} \dot{x} = \frac{x_{G,0} \cdot k}{2 \cdot m \cdot \varpi \cdot \xi} = x_{G,0} \cdot \varpi = \dot{x}_{G,0} \quad (3.62)$$

Wird nun anstelle der elastischen Steifigkeit  $k$  die nichtlineare ideal-elastisch-plastische Steifigkeit  $k(u)$  betrachtet, gilt

$$k(u) = \begin{cases} k & u < u_{pl} \\ k_{pl} & u \geq u_{pl} \end{cases} \quad (3.63)$$

und  $F_{Mpl} = u \cdot k_{pl}$  für  $u \geq u_{pl}$

Für den Fall  $x_{G,0} \geq u_{pl}$  ist der Zusammenhang zwischen Pseudo-Relativgeschwindigkeit und Pseudo-Absolutbeschleunigung ( $S_a = \omega \cdot S_a$ ):

$$\lim_{\xi \rightarrow 0,5} \ddot{x} = \frac{1}{2 \cdot \xi} \cdot \frac{x_{G,0} \cdot k(u_{pl})}{m} = \frac{1}{2 \cdot \xi} \cdot \frac{F_{Mpl}}{m} = \frac{1}{2 \cdot \xi} \cdot a_{M,pl} \quad (3.64)$$

Es wird ersichtlich, dass die Umrechnung der Pseudo-Verschiebung und -Geschwindigkeit in die -Beschleunigung nach Kapitel 2.4.2 nicht auf den nichtlinearen Einmassenschwinger übertragbar ist. Da aber die Verschiebungen und Geschwindigkeiten nach Erreichen der plastischen Beschleunigung weiter harmonisch verlaufen, ist der Zusammenhang der Spektralwerte zwischen  $S_v$  und  $S_d$  noch gültig. Dies wurde durch die Vergleichsrechnungen bestätigt. Unter der Annahme, dass das Dissipationsvermögen infolge der Plastizität der nichtlinearen Federsteifigkeit in einen viskosen Dämpfer übergeht und dass das Grundsystem elastisch bleibt, muss im Umkehrschluss der Zusammenhang der Spektralwerte ( $S_d$ ,  $S_v$  und  $S_a$ ) des linearen Schwingers auch auf die Spektralwerte des äquivalenten linearen Schwingers übertragbar sein.

Abbildung 3.18 zeigt die Zeitverläufe der auftretenden Beschleunigungen zweier Einmassenschwinger unter harmonischer Fußpunktanregung. In Abbildung 3.18 –linke Seite sind die Zeitverläufe eines linearen Einmassenschwingers mit einer bezogenen Dämpfung von  $\zeta = 5\%$  dargestellt. Wie in Kapitel 2.4.1 beschrieben, wird die Relativbeschleunigung um den Faktor  $V_2$  amplifiziert. Zudem ist deutlich erkennbar, dass bei Resonanz die Absolutbeschleunigung gleich der Relativbeschleunigung ist.

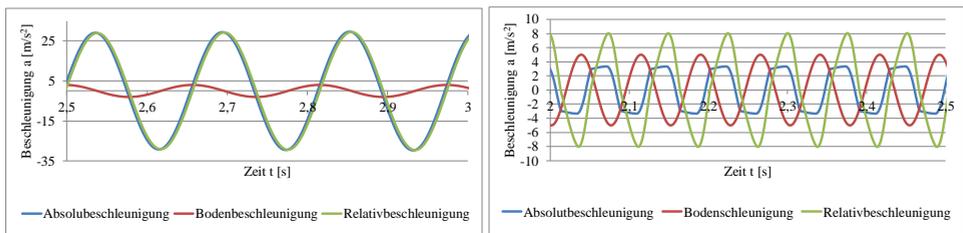


Abbildung 3.18: Zeitverlauf der Beschleunigungen am Einmassenschwinger EMS; links: linearer EMS mit  $\zeta = 5\%$ ; rechts: nichtlinearer EMS

Andere Verhältnisse liegen beim nichtlinearen Schwinger vor, siehe Abbildung 3.18 – rechte Seite. Die drei Beschleunigungsanteile verlaufen phasenverschoben zueinander. Auffallend ist, dass die Extremalwerte der Bodenbeschleunigung nun auf die Extremalwerte der Absolutbeschleunigung fallen. Die Extremalwerte sind aber im Vorzeichen verschieden, sodass entsprechend des Zusammenhangs  $a_{rel} = a_{abs} - a_G$  für den nichtlinearen Einmassenschwinger gilt

$$|a_{rel}| = |a_{abs}| + |a_G| \quad (3.65)$$

Es fällt zudem auf, dass die Relativbeschleunigung infolge der Summe aus harmonischer und nicht-harmonischer Schwingung nicht harmonisch ist. Wird der Wert der Vergröße-

rungsfunktion  $V_2$  für den nichtlinearen Schwinger ermittelt, erhält man  $V_2 = 1,612$  was einer bezogenen Dämpfung von  $\xi = 0,31$  entspricht. Infolge der Umrechnung des nichtlinearen in das lineare System gelten, wie oben beschrieben, die Zusammenhänge der Spektralwerte, da dem äquivalenten linearen Einmassenschwinger unterstellt wird, dass dessen Absolut- und Relativbeschleunigungen auch identisch sind.

Mit diesen Erkenntnissen ergibt sich der Zusammenhang über die Gleichungen (2.66) bzw. (3.70) und (3.58)

$$a_{rel} \equiv \frac{a_G}{2 \cdot \xi_{eq}} = a_{Mpl} + a_G \quad \Leftrightarrow \quad \frac{a_G}{2 \cdot \xi_{eq}} - a_{Mpl} - a_G = 0 \quad (3.66)$$

Die Gleichung (3.66) kann nur gelöst werden, wenn der Korrekturbeiwert  $\lambda$  bekannt ist. Werden in Gleichung (3.66) die Gleichungen (3.55) bzw. (3.56) und (3.60) bzw. (3.61) für die  $a_G$  und  $a_{Mpl}$  eingesetzt, erhält man den Zusammenhang für das System des Kragarms in Abhängigkeit von  $a$ ,  $b$ ,  $E$ ,  $f_y$ ,  $\eta_N$ ,  $\eta_M$  und auch  $\lambda$ . Wird dieser Term nach  $\lambda$  umgestellt, kann für beide statische Systeme in Abhängigkeit von  $\mu_{\Delta s}$  die nachfolgende Beziehung gefunden werden.

$$\lambda = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{\eta_M - \mu_{\Delta s} \cdot \frac{8,1}{9} \cdot (1 - \eta_N)}{(1 - \eta_N) - \mu_{\Delta s} \cdot (1 - \eta_N)} \quad (3.67)$$

Mit Gleichung (3.67) ist es möglich, auf den Korrekturbeiwert  $\lambda$  bei gegebenen Parametern zurückzuschließen. Interessant ist dabei, wie viele Parameter den Korrekturbeiwert beeinflussen. Von maßgebendem Einfluss ist hierbei das Fließniveau. Dies wird in den Diagrammen in Abbildung 3.19 ersichtlich, welche für das statische System des Kragarms aufgestellt wurden. Hierbei ist jeweils die Auswertung des Korrekturbeiwerts  $\lambda$  für die bezogene Spaltbreite bzw. die Duktilität zu sehen. Es wurde eine bezogene Schaftlänge von  $b = 6$  gewählt. In beiden Darstellungen wird ersichtlich, dass mit steigender Fließspannung der Korrekturbeiwert stark abnimmt. Mit zunehmendem Biegespalt bzw. zunehmender Duktilität nimmt auch der Korrekturbeiwert zu, wobei er gegen einen Grenzwert von  $\lambda = 0,7$  strebt. Der Grenzwert wird aber erst bei großen Duktilitäten von  $\mu > 8$  erreicht. Bei hohen Fließgrenzen sogar noch wesentlich später.

Auffallend ist in Abbildung 3.19 - linke Seite, dass sich rechnerisch negative Korrekturbeiwerte für die Fließgrenzen von  $f_y = 550, 700$  und  $800 \text{ N/mm}^2$  für einen Wertebereich des bezogenen Biegespalts von ca.  $a < 0,18$  einstellen. Dies hat zur Ursache, dass infolge der hohen Fließgrenze und der geringen Spaltbreite in Verbindung mit der Schaftlänge keine plastischen Verformungen eintreten, wenn nur der Biegespalt überbrückt werden soll. Der Biegespalt ist demnach zu klein, als dass sich bei Verbiegen plastische Verschie-

bungen einstellen können. Der Korrekturbeiwert kann aber auch im elastischen Bereich keine negativen Werte annehmen, da immer eine geringe Dämpfung von ca. 5 % erhalten bleibt. Über die Darstellung in Abbildung 3.19 – linke Seite geht die Information verloren, ab wann Plastifizierungen im Schaft eintreten, sodass im Gegensatz dazu in Abbildung 3.20 auf der Abszisse die Duktilität anstatt der bezogenen Spaltbreite angegeben wird. Die Umrechnung kann mit Gleichung (3.68)

$$a = \mu_{\Delta s} \cdot b^2 \cdot \frac{32}{9 \cdot \pi} \cdot \frac{f_y (1 - \eta_N)}{E} \quad (3.68)$$

erfolgen. Dort liegt ein linearer Zusammenhang zwischen bezogenem Biegespalt und Duktilität vor. Es wird die Problematik deutlich: Während das System bei Biegung um eine bezogene Spaltbreite von  $a = 0,3$  und einer Fließgrenze von  $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$  eine Duktilität von ca.  $\mu = 6,1$  erreicht, kann das gleiche System mit einer Fließgrenze von  $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$  nur noch eine Duktilität von ca.  $\mu = 1,8$  entwickeln. Es treten wesentlich geringere plastische Verformungen ein.

Von weiterem Interesse ist in Abbildung 3.19 - rechtes Diagramm der große Einfluss des Fließniveaus auf den Korrekturbeiwert. Schon bei einer Duktilität von  $\mu = 2$  liegt zwischen den Streckgrenzen  $f_y = 240$  ( $\lambda = 0,629$ ) und  $800 \text{ N/mm}^2$  ( $\lambda = 0,370$ ) ein Unterschied von 70 % vor. Mit anwachsender Duktilität nimmt er allerdings ab, sodass bei  $\mu = 6$  zwischen den Streckgrenzen  $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$  ( $\lambda = 0,691$ ) und  $800 \text{ N/mm}^2$  ( $\lambda = 0,607$ ) nur noch ein Unterschied von 14 % vorhanden ist. Auffällig ist darüber hinaus der wesentlich steilere Anstieg des Korrekturbeiwerts bei höheren Fließgrenzen. Bei einem Fließplateau von  $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$  werden schon bei geringen Duktilitäten hohe Korrekturbeiwerte und damit auch größere Dämpfungsmaße erreicht.

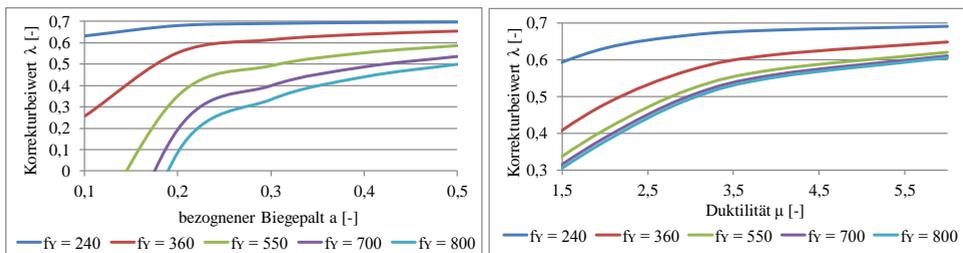


Abbildung 3.19: Ermittelte Werte des Korrekturbeiwerts  $\lambda$  für verschiedene Fließgrenzen  $f_y$ ; links: in Abhängigkeit vom bezogenen Biegespalt  $a$ ; rechts: in Abhängigkeit von der Duktilität  $\mu$

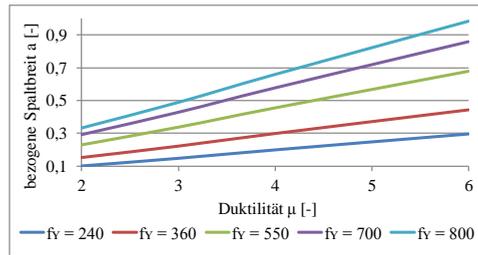


Abbildung 3.20: Zusammenhang zwischen bezogenem Biegepalt  $a$  und Duktilität  $\mu$  für verschiedene Fließgrenzen  $f_y$

Die hergeleiteten Beziehungen für den Korrekturbeiwert nach den Gleichungen (3.67) und (3.68) werden in den Parameterstudien berücksichtigt.

### 3.3.4.3 Einfluss der Amplifikation

Die Vergrößerungsfunktion  $V_2$  an der Resonanzstelle wird im Folgenden diskutiert. Die Vergrößerungsfunktion kann vereinfacht über die folgende Beziehung ermittelt werden

$$V_2 = \frac{a_{rel}}{a_G} = 1 + \frac{a_{Mpl}}{2 \cdot a_G} \quad (3.69)$$

Werden Gleichungen (3.55) bzw. (3.56) und (3.60) bzw. (3.61) für  $a_G$  und  $a_{Mpl}$  eingesetzt, können die Vergrößerungsfunktionen der beiden Systeme angegeben werden:

System „Kragarm“

$$V_2 \left( \frac{\Omega}{\varpi} = 1 \right) = 1 + \left[ \frac{\frac{2}{3} \cdot \eta_M (\eta_N) + a \cdot \pi \cdot \eta_N}{\frac{6 \cdot \lambda + 0,15 \cdot \pi}{8} \cdot \frac{a}{b^2} \cdot \frac{E}{f_y} - \frac{3 \cdot \lambda \cdot 8}{9 \cdot \pi} (1 - \eta_N)} \right] \quad (3.70)$$

System „Grundsystem I“

$$V_2 \left( \frac{\Omega}{\varpi} = 1 \right) = 1 + \left[ \frac{\frac{4}{3} \cdot \eta_M (\eta_N) + a \cdot \pi \cdot \eta_N}{\frac{6 \cdot \lambda + 0,15 \cdot \pi}{2} \cdot \frac{a}{b^2} \cdot \frac{E}{f_y} - \frac{3 \cdot \lambda \cdot 16}{9 \cdot \pi} (1 - \eta_N)} \right] \quad (3.71)$$

Die Vergrößerungsfunktion  $V_2$  steigt demnach unter folgenden Bedingungen an:

- Die Fließspannung  $f_y$  nimmt zu.

Ist die Fließgrenze des Systems hoch, ist es im elastischen Bereich in der Lage, große Verformungen aufzunehmen. Erst wenn die Verschiebungen den Elastizitätsbereich verlassen, setzt der Effekt der äquivalenten viskosen Dämpfung ein, sodass erst ab einem späteren Zeitpunkt die Schwingung gedämpft wird.

- Der Ausnutzungsgrad der Normalkrafttragfähigkeit  $\eta_N$  (und auch  $\eta_M$ ) nimmt ab.

Wenn der Ausnutzungsgrad der Normalkraft  $\eta_N$  ansteigt, sinkt die Fließgrenze des plastischen Moments, sodass Fließen schon bei kleineren Horizontalverschiebungen erreicht wird. Demnach wird die Schwingung schon bei kleinen Verschiebungen gedämpft.

- Die Systemlänge  $l$  ist groß (ausgedrückt über  $b$ ).

Mit größer werdender Systemlänge werden die elastischen Verschiebungen des Systems größer. Um die geforderte Gesamtverschiebung zu erreichen, sind im Gegensatz zu einem System mit kleiner Länge geringe plastische Verformungen erforderlich, sodass der Effekt der äquivalenten Dämpfung mit dem Eintreten der Plastifizierung erst nach größeren Verschiebungen wirksam wird. Des Weiteren kann die Dämpfung nur über eine kurze Verschiebungslänge ihren Einfluss auf die Schwingung ausüben.

- Der Biegespalt  $\Delta s$  ist klein (ausgedrückt über  $a$ ).

Werden nur kleine Horizontalverschiebungen betrachtet, ist naheliegend, dass diese zum Großteil schon im elastischen Bereich erreicht werden. Dafür reicht eine geringe Erregerbeschleunigung, die aber durch die kaum vorhandene Dämpfung stark amplifiziert wird.

- Der Korrekturbeiwert  $\lambda$  wird klein.

Umso geringer das äquivalente viskose Dämpfungsmaß  $\zeta$  wird, was einem geringen Korrekturbeiwert gleicht, desto stärker kann sich das System aufschaukeln, da nur ein geringer Dämpfungswiderstand vorhanden ist.

Abbildung 3.21 gibt einen Eindruck über die Entwicklung der Vergrößerungsfunktion in Abhängigkeit der Schaftlänge, des Ausnutzungsgrads und der Spaltbreite für eine Fließgrenze von  $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$ . Im ungünstigsten Fall wird eine Amplifikation von ca.  $V_2 = 4,3$  ersichtlich. Mit zunehmender Spaltbreite nimmt sie jedoch schnell ab.

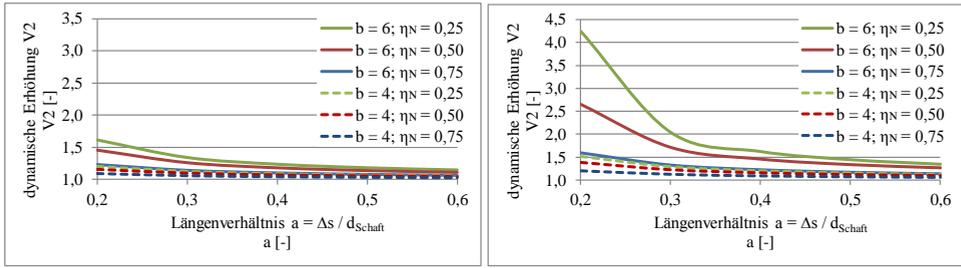


Abbildung 3.21: Entwicklung der Vergrößerungsfunktion  $V_2$  in der Resonanzstelle für  $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$ ; links: System „Kragarm“; rechts; System „Grundsystem I“

Die Ergebnisse werden mit den vorgegebenen Amplifikationsbeiwerten nach (DIN EN 1998-1, 2010), wie in Kapitel 2.2.2 beschrieben, verglichen. Der Ansatz beinhaltet die Faktoren  $A_h$  (Amplifikation der Stockwerksbeschleunigung) und  $A_a$  (Amplifikation des Bauteils). Die geometrische Ausbildung und Werkstoffauswahl haben keinen Einfluss auf  $A_h$ , aber auf den dynamischen Erhöhungsfaktor  $A_a$  (über die Eigenperiode  $T_a$ ). Wird die maximale Amplifikation eines herkömmlichen Befestigungsmittels ermittelt, so ist das Verhältnis zwischen den Amplifikationswerten eines sehr steifen und eines sehr weichen Bauteils in Abhängigkeit von  $A_a$  und  $A_h$  zu betrachten:

$$\max V_{a/h} = \frac{A_{a/h} \left( \frac{T_a}{T_1} = 1 \right)}{A_{a/h} \left( \frac{T_a}{T_1} = 0 \right)} = \frac{5,5}{2,5} = 2,2 \quad (3.72)$$

Der Einfluss des dynamischen Erhöhungsfaktors allein aus  $A_a$  ist in Abbildung 3.22 dargestellt. Ähnlich wie im elastischen Antwortspektrum nach (DIN EN 1998-1, 2010) wird im Resonanzfall eine Amplifikation der Beschleunigung von 3,0 festgelegt.

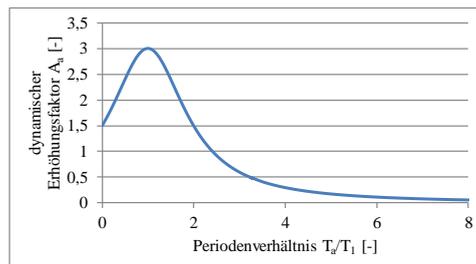


Abbildung 3.22: Auswertung des dynamischen Erhöhungsfaktors  $A_a$  nach (DIN EN 1998-1, 2010)

An dieser Stelle ist nur die Amplifikation für den Fall  $T_a = T_l$  von Interesse. Hier ist eine Amplifikation von  $A_a = 3,0$  anzunehmen. Im Vergleich mit den ermittelten Ergebnissen nach Abbildung 3.21 wird ersichtlich, dass die Plastifizierung des Schafts zu wesentlich kleineren Amplifikationsbeiwerten führen kann, je nachdem, wie die geometrische Ausbildung des Systems ist und welcher Werkstoff eingesetzt ist. Die vereinfachte Berechnung nach (DIN EN 1998-1, 2010) ist demnach als konservativ einzuschätzen. Für den Nachweis des duktilen Schraubankers könnte über einen angepassten Amplifikationsbeiwert, welcher dessen Plastizität berücksichtigt, zusätzlichen Traglastreserven Rechnung getragen werden. Hierzu sind weiterführende Untersuchungen notwendig. Allerdings muss an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, dass der Amplifikationsbeiwert  $\max V_{a/h}$  nur für das freie Schwingen des Schafts im Biegespalt gilt und nicht für den Fall, dass Kontakt zwischen dem Schaft und der Bohrlochwandung eintritt. Um den Einfluss der Amplifikation dennoch zu berücksichtigen, wird der Beiwert innerhalb dieser Arbeit vereinfachend auch im Kontaktfall pauschal angesetzt.

#### 3.3.4.4 Berechnung der optimalen Geometrie

Auch mit dem pseudo-verschiebungsbasierten Ansatz werden die optimalen Verhältnisse von  $a$  und  $b$  für die Bedingung gleicher Abscherwiderstände ermittelt. Dem Widerstand des duktilen Schraubankers infolge Energiedissipation bei Schraubenbiegung im Schaft wird im dynamischen Gleichgewicht über eine zusätzliche Kraft Rechnung getragen. Sie ist das Produkt aus der abgehängten Masse und der Relativbeschleunigung der Masse bei Schwingen im Spalt  $a_{rel,\Delta s}$ .

Im Gegensatz zum kraftbasierten Ansatz können zusätzlich die unterschiedlichen Amplifikationsbeiwerte berücksichtigt werden. Wie im vorherigen Kapitel beschrieben, ist bei einer herkömmlichen Betonschraube im ungünstigsten Fall mit einer Amplifikation von  $\max V_{a/h}$  auszugehen. Die Beschleunigung des duktilen Schraubankers wird in Abhängigkeit von seiner Geometrie vergrößert. Somit ist dessen Amplifikation in der Relativbeschleunigung  $a_{rel,\Delta s}$  bereits enthalten. Um gleiche Voraussetzungen zu schaffen, sind die unterschiedlichen Amplifikationen zu berücksichtigen. Dies erfolgt über eine angepasste Bodenbeschleunigung des herkömmlichen Befestigungsmittels über

$$a_{G,a} = a_G \cdot V_{a/h} \quad (3.73)$$

Im Folgenden werden die Parameter des herkömmlichen Befestigungsmittels mit dem Index „gr“ und die der Neuentwicklung mit „kl“ gekennzeichnet.

Das Gleichgewicht am herkömmlichen Befestigungsmittel lautet

$$m_{gr} \cdot a_{G,a} \leq F_{Vpl,gr} \quad (3.74)$$

und am duktilen Schraubanker mit Gleichung (3.58)

$$m \cdot (a_{rel} - a_{rel,\Delta s}) = m \cdot (a_G - a_{G,\Delta s}) \leq F_{Vpl,kl} \quad (3.75)$$

Der plastischen Querkrafttragfähigkeit ist eine Beschleunigung  $a_{Vpl}$  zugeordnet von

$$a_{Vpl} = \frac{F_{Vpl}(\eta_N)}{m} = g \cdot \frac{\sqrt{3}}{4} \cdot \frac{1 - \eta_N}{\eta_N} \quad (3.76)$$

Für den Durchmesser und den damit verbundenen Ausnutzungsgraden des herkömmlichen Befestigungsmittels gelten Gleichungen (3.39) und (3.40) wie für den kraftbasierten Ansatz.

Auf Grundlage dieser Zusammenhänge lässt sich eine äquivalente Dämpfungsbeschleunigung  $a_{d,eq}$  bestimmen, mit der der Gesamtwiderstand aus Dämpfung und plastischer Tragfähigkeit des duktilen Schraubankers genau dem Widerstand eines herkömmlichen Befestigungsmittels entspricht. Dazu muss  $a_{d,eq}$  genau so groß werden, dass sie die Differenz der „Abscherbeschleunigungen“ zwischen herkömmlicher Betonschraube und duktilen Schraubankers  $\Delta a_{Vpl}$  ausgleicht. Dies ergibt sich unter Berücksichtigung von Gleichung (3.73) zu

$$\Delta a_{Vpl} = \frac{\eta_{Vpl} \cdot \sqrt{3}}{4 \cdot q_a \cdot V_{a/h}} \cdot \left[ \frac{(2 \cdot a + 1)^2 - \eta_{N,kl} - V_{a/h} \cdot (1 - \eta_{N,kl})}{\eta_{N,kl}} \right] \cdot g \quad (3.77)$$

$$\text{wobei } \eta_N = \eta_{N,kl} \text{ und } \eta_{Vpl,m} \begin{cases} \geq 0,87 \\ < 1,00 \end{cases}$$

Anhand der Versuchsergebnisse an herkömmlichen Betonschrauben aus den Versuchen C1.2 (alternierende Querlast in gerissenem Beton und anschließende Restzugtragfähigkeit) ergaben sich folgende Ergebnisse: Der Mittelwert des Ausnutzungsgrads beträgt  $\eta_{Vpl,m} = 0,87$ . Dieser Wert wird als untere Grenze des Abscherwiderstands angesetzt, sodass Gleichung (3.78) über den Ausnutzungsgrad erweitert werden kann.

Über die Bedingung lassen sich die optimalen Verhältnisse von  $a$  und  $b$  ermitteln (mit  $a_G^{Grenz}$  nach Gleichung (3.79)):

$$a_{d,eq,KA/GSI} = \Delta a_{Vpl}$$

Für den Kragarm lautet sie

$$\frac{g}{\pi \cdot b \cdot \eta_N} \left[ \frac{6 \cdot \lambda + 0,15 \cdot \pi}{8} \cdot \frac{a}{b^2} \cdot \frac{E}{f_y} - \frac{24 \cdot \lambda}{9 \cdot \pi} \cdot (1 - \eta_N) \right] = a_G^{Grenz} \quad (3.78)$$

und in ähnlicher Form für das „Grundsystem I“:

$$\frac{g}{\pi \cdot b \cdot \eta_N} \left[ \frac{6 \cdot \lambda + 0,15 \cdot \pi}{2} \cdot \frac{a}{b^2} \cdot \frac{E}{f_y} - \frac{48 \cdot \lambda}{9 \cdot \pi} \cdot (1 - \eta_N) \right] = a_G^{Grenz} \quad (3.79)$$

Werden Gleichungen (3.78) und (3.79) nach  $b$  umgestellt und die Parameter nach Tabelle 3.2 eingesetzt, erhält man die maximalen bezogenen Schaftlängen  $b$  entsprechend den Abbildung 3.23 bis Abbildung 3.28.

### 3.3.4.5 Ergebnisse der Parameterstudie Abscheren

In den nachfolgenden Abbildungen (Abbildung 3.23 bis Abbildung 3.28) sind die Ergebnisse der Parameterstudie mit den Ansätzen der Gleichungen (3.77) bis (3.79) dargestellt. Das Ergebnis ist die maximale bezogene Länge des Biegeschafts  $b$ , aufgetragen über die bezogene Spaltbreite  $a$  in Abhängigkeit von den variablen Parametern in Tabelle 3.2. Zusätzlich wurden der Ausnutzungsgrad der Querkrafttragfähigkeit  $\eta_V$ , der Verhaltensbeiwert  $q_a$  und der Amplifikationsfaktor  $V_{a/h}$  als variable Größen aufgenommen. Grundsätzlich gelten die zusammengefassten Erkenntnisse nach Kapitel 3.3.3 auch für den pseudo-verformungsbasierten Ansatz. Zusätzliche Ergebnisse werden an dieser Stelle kurz zusammengestellt. Eine ausführliche Diskussion der Ergebnisse folgt in Kapitel 3.4.2.

- Auch mit dem pseudo-verformungsbasierten Ansatz können die maximalen bezogenen Schaftlängen  $b$  ermittelt werden, die nicht überschritten werden dürfen, um mit dem duktilen Schraubanker mindestens die gleichen Tragfähigkeiten wie mit äquivalenten herkömmlichen Befestigungsmitteln zu erreichen.
- Der pseudo-verformungsbasierte Ansatz führt zu ähnlichen Ergebnissen, wie der kraftbasierte Ansatz bei Verwendung des Kriteriums der gleichen Verschiebungen.
- Der Einfluss des Ausnutzungsgrads bei zyklischer Querbeanspruchung  $\eta_V$  ist gering.
- Wird der maximale Amplifikationsbeiwert  $A_{a/h} = 2,2$  für herkömmliche Befestigungsmittel angenommen, hat dies eine signifikante Erhöhung des maximalen bezogenen Biegeschafts  $b$  zur Folge.
- Unter Berücksichtigung der Parameter  $\eta_V$  und  $A_{a/h}$  können wesentlich größere maximale bezogene Schaftlängen als mit dem kraftbasierten Ansatz ermittelt werden.

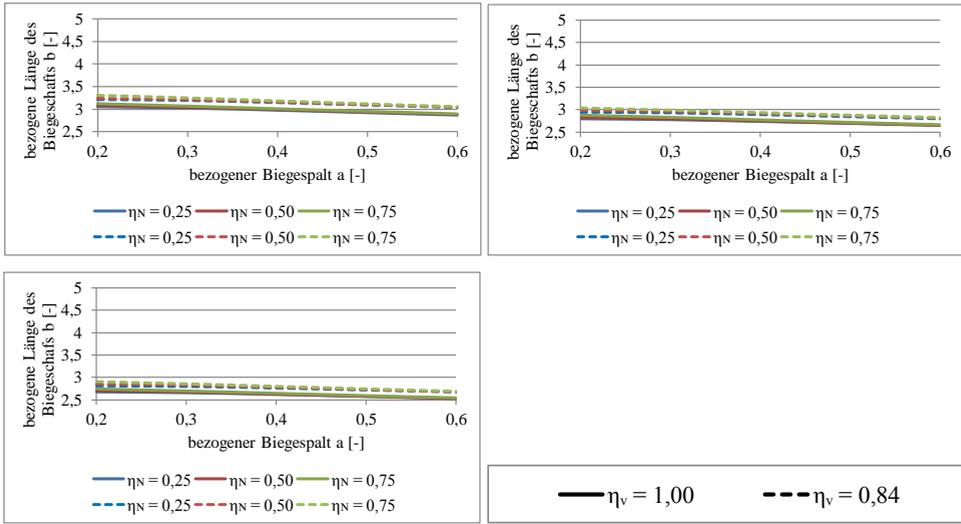


Abbildung 3.23: Ergebnisse der Parameterstudie (pseudo-Beschleunigung) KA,  $q_a = 1,0$ ,  $V_{a/h} = 1,0$ ; Oben links:  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ; Oben rechts  $f_y = 700 \text{ N/mm}^2$ ; Unten:  $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$

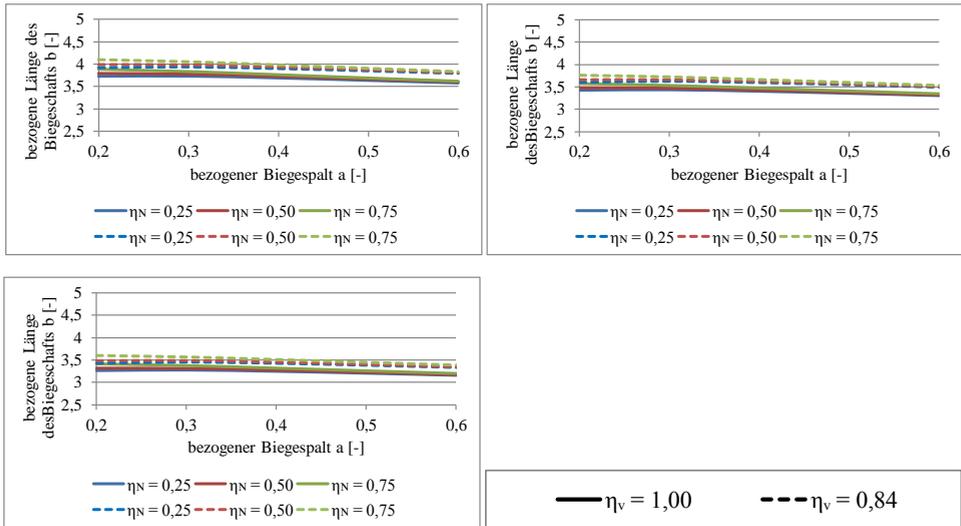


Abbildung 3.24: Ergebnisse der Parameterstudie (pseudo-Beschleunigung) KA,  $q_a = 2,0$ ,  $V_{a/h} = 1,0$ ; Oben links:  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ; Oben rechts  $f_y = 700 \text{ N/mm}^2$ ; Unten:  $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$

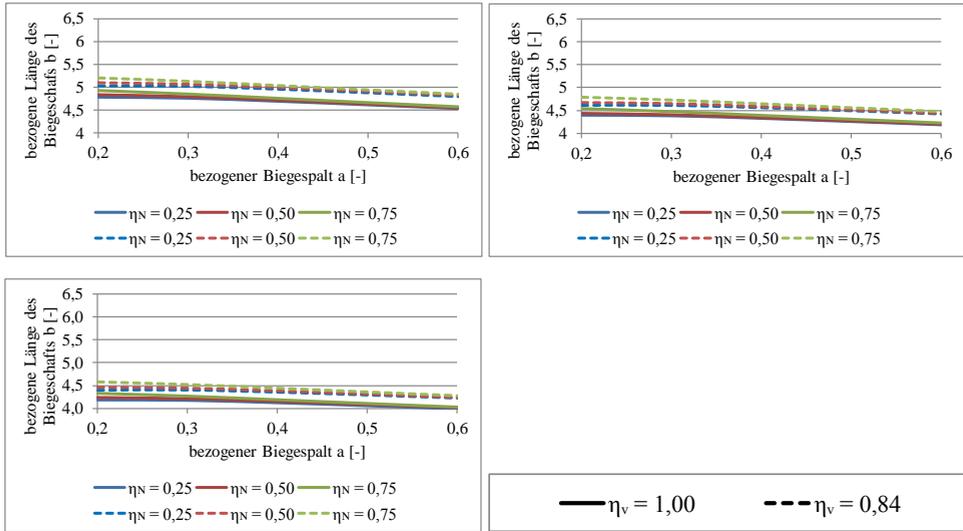


Abbildung 3.25: Ergebnisse der Parameterstudie (pseudo-Beschleunigung) GSI,  $q_a = 1,0$ ,  $V_{a/h} = 1,0$ ; Oben links:  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ; Oben rechts  $f_y = 700 \text{ N/mm}^2$ ; Unten:  $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$

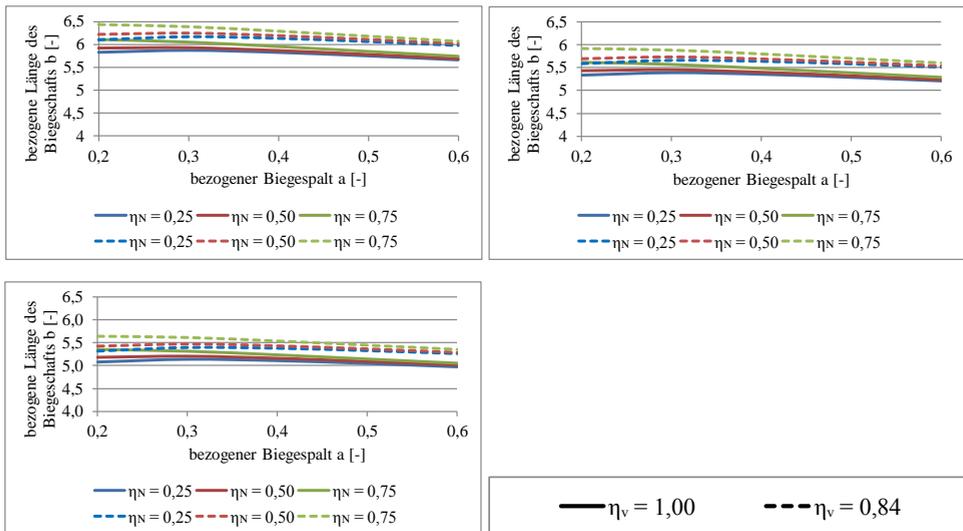


Abbildung 3.26: Ergebnisse der Parameterstudie (pseudo-Beschleunigung) GSI,  $q_a = 2,0$ ,  $V_{a/h} = 1,0$ ; Oben links:  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ; Oben rechts  $f_y = 700 \text{ N/mm}^2$ ; Unten:  $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$

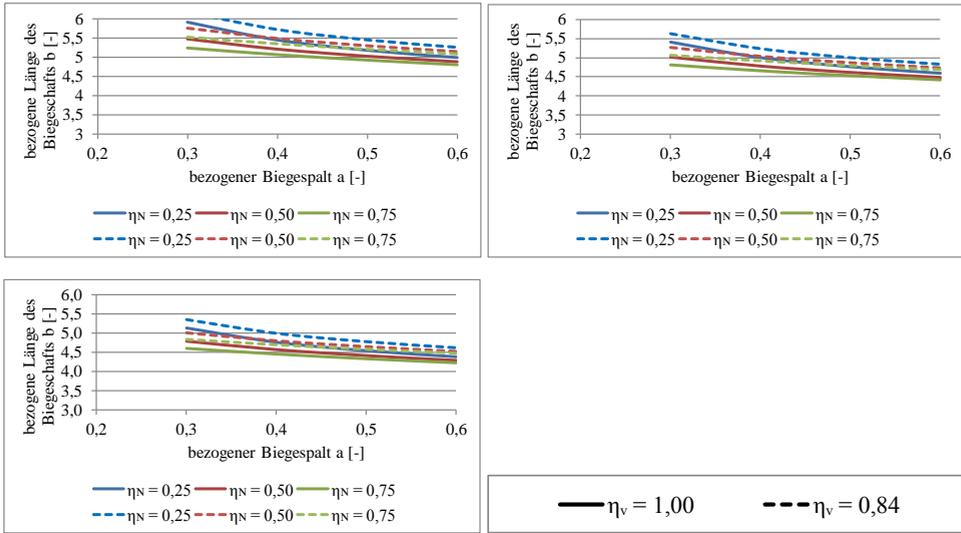


Abbildung 3.27: Ergebnisse der Parameterstudie (pseudo-Beschleunigung) KA,  $q_a = 2,0$ ,  $V_{ah} = 2,2$ ;  
 Oben links:  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ; Oben rechts  $f_y = 700 \text{ N/mm}^2$ ; Unten:  $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$

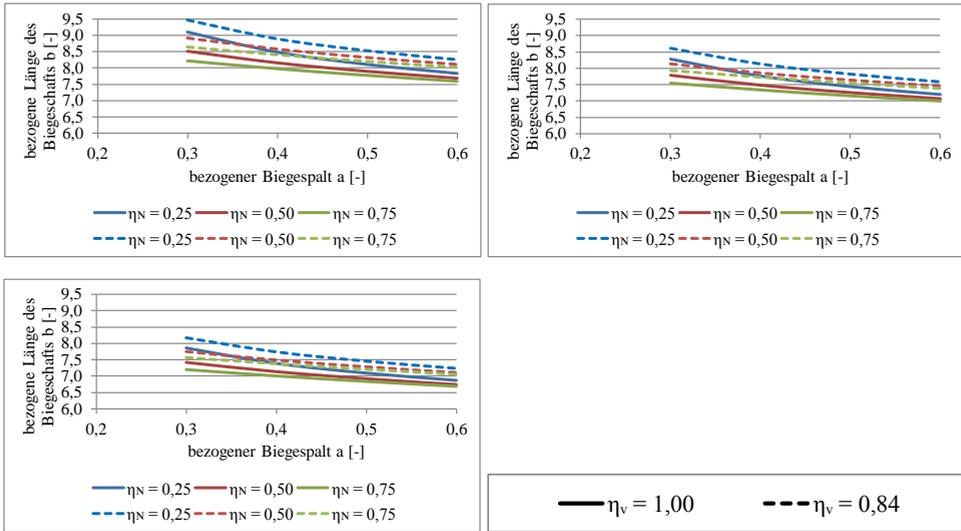


Abbildung 3.28: Ergebnisse der Parameterstudie (pseudo-Beschleunigung) GSI,  $q_a = 2,0$ ,  $V_{ah} = 2,2$ ;  
 Oben links:  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ; Oben rechts  $f_y = 700 \text{ N/mm}^2$ ; Unten:  $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$

### 3.3.4.6 Parameterstudie muschelförmiger Betonausbruch

Reines Abscheren tritt, wie schon in den vorangegangenen Kapiteln beschrieben, bei Querbeanspruchungen von Befestigungsmitteln im Beton nicht direkt ein. Bei Querbeanspruchung wird der Schaft gegen den Beton gepresst, wodurch der Beton ausbricht. Der Betonausbruch kann wie eine Vergrößerung des Biegespalts angesehen werden, der dem Befestigungsmittel zusätzliche Verschiebungsduktilität ermöglicht. Die Tiefe des Ausbruchs ist aber zufälliger Natur und sehr stark von der Betongüte, Gesteinskörnung (wie z.B. Größtkorn, Sieblinie, gebrochene oder runde Zuschläge) und Montagestelle (z.B. Schal- oder Betonierseite des Bauteils) abhängig. Das Tragverhalten des Befestigungsmittels während des Ausbruchvorgangs und dessen Einfluss auf weitere Beschleunigungszyklen sind kaum quantifizierbar. Tatsache ist lediglich, dass sich das System bei Betonausbruch infolge der Überschreitung der Betonspannungen ändert. Wie sich diese Änderung auf die Gesamtduktilität bzw. Energiedissipation auswirkt, kann an dieser Stelle nicht weiterverfolgt werden. Im Weiteren wird deshalb die Kraft bzw. Beschleunigung, die zum Betonausbruch führt, als Grenzwert zwischen den herkömmlichen und neuentwickelten Befestigungsmitteln herangezogen. Die einwirkende Querkraft, die nötig ist, um einen Betonausbruch hervorzurufen, wird über den Ansatz nach (Fuchs, 1992) abgeschätzt. Dabei wird angenommen, dass sich bei herkömmlichen Befestigungsmitteln ein Hebelarm von  $l = 2 \cdot d_{\text{Schaft}}$  (zu Abbildung 3.29:  $d_B = d_{\text{Schaft}}$ ) ausbildet, auf dessen Länge der umliegende Beton beansprucht wird. Die aufnehmbare Betonspannung wurde mit  $3,5 \cdot f_{ck}$  ermittelt. Daraus ergibt sich eine Widerstandskraft von

$$F_{uR} = \frac{(d_{\text{Schaft}})^3}{2 \cdot d_{\text{Schaft}} + e} \cdot \left( \frac{f_y}{6} + 4,5 \cdot f_{ck} \right) \quad (3.80)$$

Dabei beschreibt der Term

$$M_{pl} = \frac{(d_{\text{Schaft}})^3}{6} \cdot f_y \quad (3.81)$$

das plastische Moment, das sich in der Tiefe  $l = 2 \cdot d_{\text{Schaft}}$  einstellt. Für weitere Betrachtungen wird der Einfluss der Normalkraftausnutzung auf das plastische Moment über  $\eta_M$  berücksichtigt.

Zudem wird angenommen, dass der Ansatz auch auf die Prototypen zutrifft. In diesem Fall wird unterstellt, dass sich bei Versagen ein weiteres Fließgelenk bzw. eine Fließzone im Schaft ausbildet. Das erste Fließgelenk wurde zur gezielten Energiedissipation in der Tiefe von  $l = b \cdot d_{\text{Schaft}}$  angesetzt, das Zweite würde sich mit dem Ansatz nach (Fuchs, 1992) genau in einer Tiefe von  $2 \cdot d_{\text{Schaft}}$  einstellen. Nach der Fließgelenktheorie müsste

zwischen den Gelenken ein Abstand von mindestens  $3 \cdot d_{\text{Schaft}}$  eingehalten werden, damit die mechanische Beschreibung des Systems als Stab bzw. Balken bestehen bleiben kann. Demnach gilt dieser Ansatz streng genommen nur bei einer Schaftlänge von  $l \geq 5 \cdot d_{\text{Schaft}}$ . Bei kurzen Schaftlängen sind die Verformungseigenschaften des Stahlschafts genauer zu untersuchen. Dieser Frage wird aber an dieser Stelle nicht nachgegangen.

Zudem wird für die Exzentrizität  $e$  (siehe Abbildung 3.29) vorausgesetzt, dass sie den Wert  $e = d$  annimmt. Letztes beruht auf den Vorgaben der Versuchsdurchführung nach ETAG 001. Hier wird eine maximale Klemmdicke des Anbauteils  $t_{\text{fix}}$  von  $t_{\text{fix}} = 2 \cdot d_{\text{Schaft}}$  festgelegt. Wird zusätzlich das zulässige Lochspiel von 1 bis 2 mm je nach Schaftdicke entsprechend (ETAG001 - Annex A, 2013) berücksichtigt, ist diese Annahme gerechtfertigt.

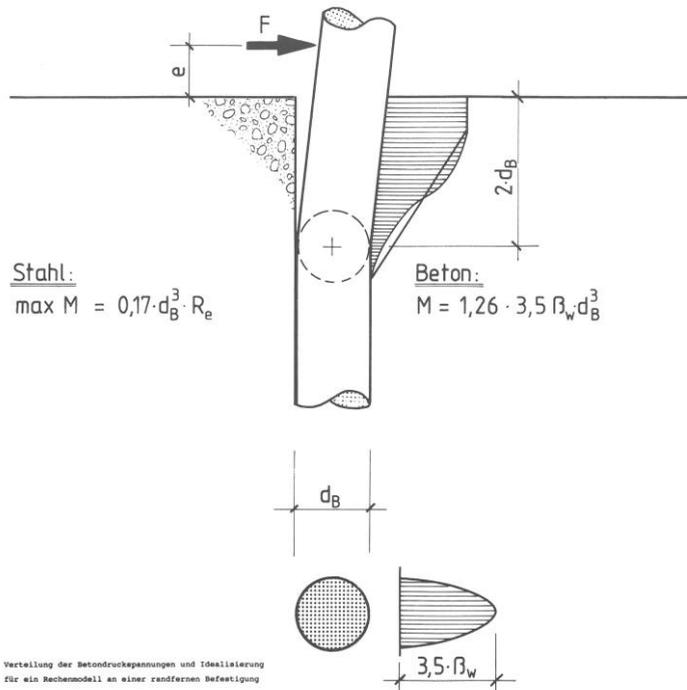


Abbildung 3.29: Tragmechanismus von Befestigungsmitteln nach (Fuchs, 1992)

Zusätzlich sind die Einwirkungen eines Erdbebens auf den Ankergrund zu berücksichtigen. Nach den Grundsätzen der (ETAG 001 - Annex E, 2013) ist von gerissenem Beton auszugehen, wodurch sich in der Kontaktfläche zwischen Schaft und Beton ein anderer

Spannungszustand einstellt, als der, der er in Abbildung 3.29 angenommen wurde. Dieser Effekt wird im Weiteren mit dem Parameter  $r$  berücksichtigt.

$$r \begin{cases} = 1 & \text{für ungerissenen Beton} \\ \leq 1 & \text{für gerissenen Beton} \end{cases} \quad (3.82)$$

Damit ergibt sich der Grenzwert nach (Fuchs, 1992):

$$F_{uR}(\eta_N) = \frac{(d_{\text{Schaft}})^2}{3} \cdot \left( \eta_M(\eta_N) \cdot \frac{f_y}{6} + r \cdot 4,5 \cdot f_{ck} \right) \quad (3.83)$$

Der Last  $F_{uR}$  kann, wie schon für die reine Scherkraft, eine zugehörige Beschleunigung  $a_{uR}$  zugeordnet werden. Dabei wird die Masse  $m$  wieder auf die Normalkrafttragfähigkeit bezogen.

$$a_{uR} = \frac{F_{uR}}{m} \quad (3.84)$$

Dadurch ergibt sich das gleiche Vorgehen wie in Kapitel 3.3.4.4, was an dieser Stelle nicht erneut beschrieben wird. Die Bedingungen zur Ermittlung der optimalen Geometrie ergeben sich dann aus

$$a_{d,eq,KA} = \Delta a_{uR} \quad (3.85)$$

Die Ergebnisse für die maximale bezogene Schaftlänge  $b$  sind in Abhängigkeit von der bezogenen Spaltbreite  $a$  in Abbildung 3.30 und Abbildung 3.31 für eine Fließgrenze von  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$  dargestellt.

### 3.3.4.7 Ergebnisse muschelförmiger Betonausbruch

In den nachfolgenden Abbildungen (Abbildung 3.30 bis Abbildung 3.31) sind die Ergebnisse der Parameterstudie „muschelförmiger Betonausbruch“ für das statische System „Grundsystem I“ dargestellt. Das Ergebnis ist die erforderliche bezogene Länge des Biegeschafts  $b$ , aufgetragen über die bezogene Spaltbreite  $a$  in Abhängigkeit von den variablen Parametern in Tabelle 3.2, allerdings nur für eine Fließspannung von  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ . Zusätzlich wurden der Beiwert zur Berücksichtigung von ungerissenem oder gerissenem Beton  $r$ , der Verhaltensbeiwert  $q_a$  und der Amplifikationsfaktor  $V_{a/h}$  als variable Größen aufgenommen. Eine ausführliche Diskussion der Ergebnisse folgt in Kapitel 3.4.2. An dieser Stelle werden nur kurz die maßgebenden Erkenntnisse zusammengetragen.

- Der Einfluss des Betons (ungerissen oder gerissen), berücksichtigt über den Beiwert  $r$ , ist von untergeordneter Bedeutung.
- Mit steigender Betonfestigkeit nimmt die maximale bezogene Schaftlänge  $b$  ab.
- Die Einflüsse der Parameter  $q_a$  und  $V_{a/h}$  auf die Ergebnisse sind gravierend. Werden sie einbezogen, hat dies wesentlich größere maximale bezogene Schaftlängen  $b$  zur Folge.
- Mit der Festlegung des Grenzwerts für das Auftreten von muschelförmigem Betonausbruch werden im Vergleich zum Grenzwert für Abscheren wesentlich größere maximale bezogene Schaftlängen  $b$  erreicht.

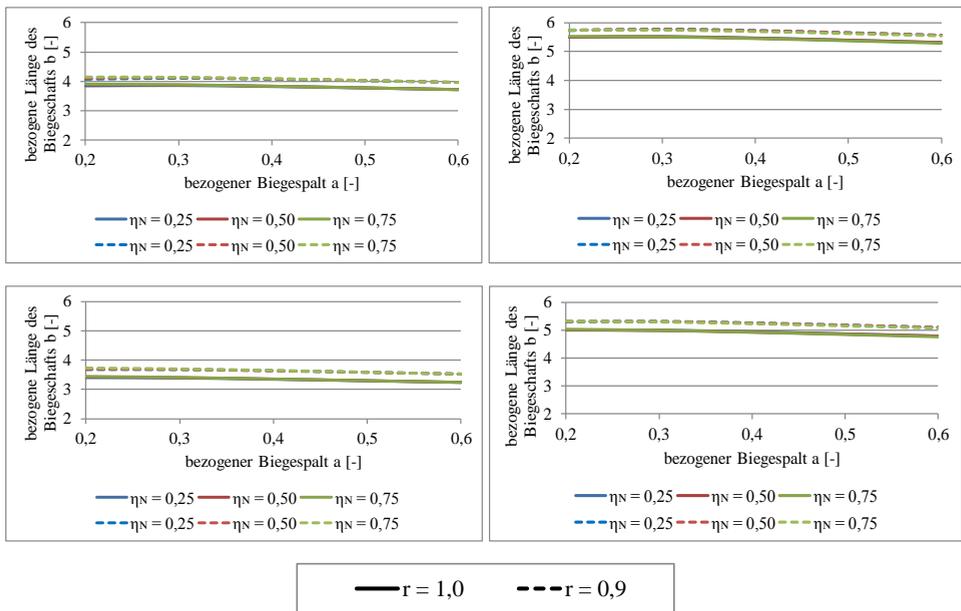


Abbildung 3.30: Ergebnisse der Parameterstudie Betonausbruch für  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$   $q_a = 1,0$ ,  $V_{a/h} = 1,0$ ; Linke Seite: System „Kragarm“; Rechte Seite: System „Grundsystem I“; Oben: Beton C20/25; Unten: Beton C50/60

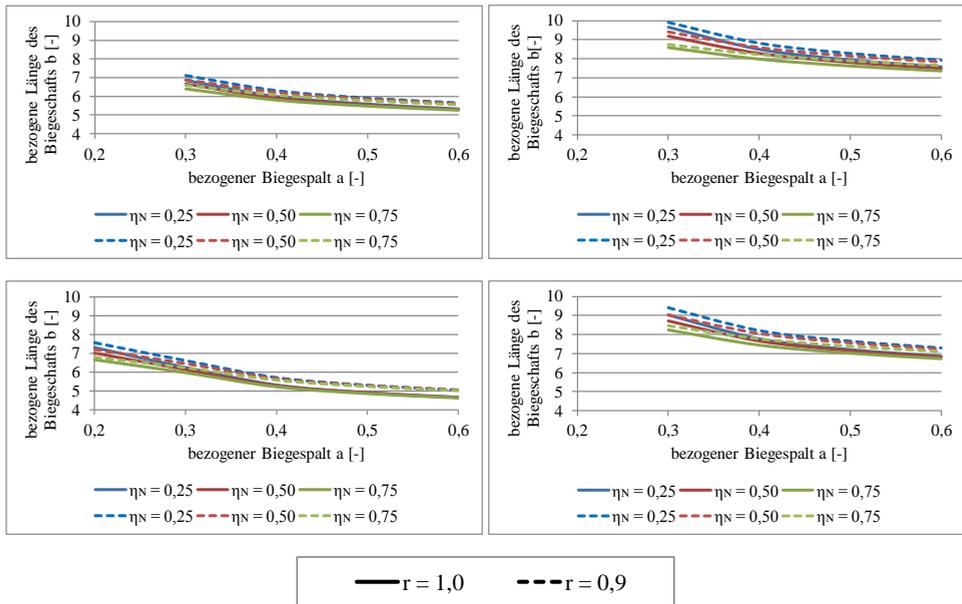


Abbildung 3.31: Ergebnisse der Parameterstudie Betonausbruch für  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ,  $q_a = 2,0$ ,  $V_{alt} = 2,2$ ; Linke Seite: System „Kragarm“; Rechte Seite: System „Grundsystem I“; Oben: Beton C20/25; Unten: Beton C50/60

### 3.3.4.8 Einfluss der Beschleunigungsart

Im Gegensatz zu einer dynamischen Belastung im Resonanzfall wird bei einer stochastischen Erdbebenbelastung nicht zwangsweise die Resonanzfrequenz getroffen. Da im Resonanzfall die Dämpfung maßgeblich das dynamische Verhalten beeinflusst, heißt das im Umkehrschluss, dass im Erdbebenfall die Dämpfung weitaus geringer effektiv ist. Dies zeigt sich in den Untersuchungen von Priestley. Im Jahre 2003 veröffentlichte er (Priestley & J.N.M., 2003) folgenden Zusammenhang der effektiven Dämpfung

$$\xi_{\text{eq,harm}} = 0,05 + 1,5 \cdot \left( \frac{\mu - 1}{\mu \cdot \pi} \right) \quad (3.86)$$

welcher sicher anhand von Parameterstudien unter sinus-förmiger (harmonischer, siehe Index: „harm“) Belastung ergibt. Einige Jahre später veröffentlichte er den Zusammenhang zwischen Duktilität und äquivalenter Dämpfung für den Erdbebenfall. Für den elastisch-plastischen Schwinger gilt der folgende Ansatz nach (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

$$\xi_{eq,EB} = 0,05 + 0,67 \cdot \left( \frac{\mu - 1}{\mu \cdot \pi} \right) \quad (3.87)$$

Index „EB“ = Erdbeben

$$\delta_{EB}(\mu) = \frac{\xi_{eq,EB}}{\xi_{eq,harm}} \quad (3.88)$$

Der Einfluss des Lastfalls Erdbeben auf das Energiedissipationsvermögen kann nun mit den Ergebnissen unter Resonanzregung über  $\delta(\mu)$  und unter Verwendung der Gleichung (3.88) ermittelt werden. Die Auswertung des Ergebnisses ist in Abbildung 3.32 dargestellt. Mit anwachsender Duktilität strebt der Abminderungsfaktor gegen einen Wert von  $\delta(\mu) = 0,5$ . Daraus kann geschlossen werden, dass die Dämpfung in der Parameterstudie des pseudo-verschiebungsbasierten Ansatzes überschätzt wurde. Es wird vermutet, dass über den Abminderungsfaktor die Frequenzabhängigkeit der Systemantwort bei einer Erdbebenbeanspruchung berücksichtigt wird, wie es bei der Ermittlung des Verhaltensbeiwerts das Gleichheitskriterium darstellt (Gleichheit der Energie bzw. der Verschiebungen).

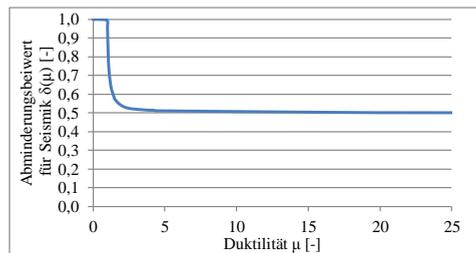


Abbildung 3.32: Verlauf des Abminderungsbeiwerts  $\delta(\mu)$  für Seismik

## 3.4 Zusammenfassung der analytischen Untersuchung

### 3.4.1 Auswertung – kraftbasierter Ansatz

Die Auswertung der Ergebnisse erfolgt unter dem Gesichtspunkt, dass die maximalen erforderlichen bezogenen Schaftlängen  $b$  für vorgegebene bezogene Biegespalte  $a$  untereinander verglichen werden. Die Schaftlänge ist demnach Bezugsgröße für den Vergleich der Einflüsse folgender unterschiedlicher Parameter auf die Ergebnisse.

- Einfluss der Fließspannung

Mit steigender Fließspannung nimmt die erforderliche bezogene Länge des Biegespalts ab. Dies kann damit erklärt werden, dass die Differenz der Querlasttragfähigkeiten zwischen herkömmlichen Betonschrauben und dem duktilen Schraubanker geringer wird. Insgesamt ist der Einfluss aber äußerst gering. Die maximale erforderliche bezogene Schaftlänge kann höchstens um  $\Delta b = 0,5$  durch eine Erhöhung der Fließgrenze angehoben werden.

- Einfluss des Ausnutzungsgrads

Der Ausnutzungsgrad hat einen ähnlich großen Einfluss auf die erforderliche Schaftlänge wie die Fließgrenze. Für das System „Grundsystem I“ sind bei Anwendung der Verschiebungsgleichheit maximale Änderungen von  $\Delta b = 0,5$  ersichtlich. Ansonsten hat der Ausnutzungsgrad nur sehr geringen Einfluss. Hervorzuheben ist aber der Zusammenhang zwischen Gleichheitsbedingung (Verhaltensbeiwert) und Ausnutzungsgrad. Bei Verschiebungsgleichheit nimmt die minimale erforderliche Schaftlänge bei wachsendem Ausnutzungsgrad zu, wohingegen bei Energiegleichheit und ansonsten gleichen Bedingungen die Schaftlänge abnimmt.

- Einfluss des statischen Systems

Je nachdem welches statische System vorliegt, ergeben sich große Unterschiede des minimalen erforderlichen bezogenen Biegespalts. Das „Grundsystem I“, welches die höhere Systemsteifigkeit mit sich bringt, führt zu größeren minimalen Schaftlängen. Unter Anwendung der Energiegleichheit führt dies bis zu einer Erhöhung von  $\Delta b = 2,5$ , bei Ansatz der Verschiebungsgleichheit sogar bis zu  $\Delta b = 4$ .

- Einfluss des Gleichheitskriteriums zur Berechnung des Verhaltensbeiwerts

Abseits der Wahl des statischen Systems hat das Gleichheitskriterium zur Berechnung des Verhaltensbeiwerts den größten Einfluss auf die Ergebnisse. Im Vergleich fällt der wesentlich konservativere Verlauf mit dem Kriterium der Energiegleichheit auf (siehe Ergebnisse des kraftbasierten Nachweises in Kapitel 3.3.3 – jeweils rechte Seite der Abbildungen). Mit zunehmender Spaltbreite fällt die erforderliche Spaltlänge exponentiell für beide statischen Systeme schnell ab. Für die Verschiebungsgleichheit dagegen wächst der Verlauf über einen kurzen Bereich von ca.  $a = 0,2$  bis  $a = 0,3$  an, bevor er dann sehr langsam, fast linear, abfällt. Zu Beginn der Verläufe bei  $a = 0,1$  liegen die beiden Gleichheitskriterien mit nur geringen Unterschieden von maximal  $\Delta b = 0,5$  bis  $\Delta b = 1,0$  auf ähnlichem Niveau. Bei großen Spaltbreiten werden dann aber Unterschiede von über  $\Delta b = 3$  erreicht. Auch bei einer Spaltbreite von  $a = 0,3$  sind infolge der unterschiedlichen Funktionsverläufe schon Unterschiede von ca.  $\Delta b = 2,5$  vorhanden.

- Verhaltensbeiwert  $q_a$  und Ausnutzungsgrad  $\eta_{vpl}$

Werden der Verhaltensbeiwert  $q_a$  und der effektive Ausnutzungsgrad  $\eta_{vpl}$  berücksichtigt und vergleicht man die Ergebnisse mit den Verläufen ohne deren Berücksichtigung, erkennt man eine Anhebung aller Verläufe von ca.  $\Delta b = 1$  bis  $\Delta b = 2$ . Der Einfluss dieser beiden Parameter macht sich vor allem bei dem statischen System „Grundsystem I“ bemerkbar.

Zusammenfassend zeigt sich, dass, wenn das System des „Kragarms“ für den duktilen Schraubanker vorausgesetzt wird, es mit allen Kombinationen kaum möglich ist, den gleichen Widerstand wie bei einem herkömmlichen Befestigungsmittel zu erreichen oder sogar zu übertreffen. Die maximale Länge des Schafts von  $b = 3$  (ohne  $q_a$  und  $\eta_{vpl}$ ) ist sogar so gering, dass die Balkentheorie an ihre Grenzen der Anwendbarkeit stößt. Auch mit Ansatz des Verhaltensbeiwerts  $q_a$  und des Ausnutzungsgrads  $\eta_{vpl}$  ist sogar in Verbindung mit der Gleichheit der Verschiebungen immer noch eine Länge von maximal  $b = 4$  einzuhalten. Beim statischen System „Grundsystem I“ dagegen können mit der Energiegleichheit und ohne die Parameter  $q_a$  und  $\eta_{vpl}$  bei  $a < 0,3$  maximale Schaftlängen von  $b = 3$  erreicht werden. Werden die zusätzlichen Parameter angenommen und eine Spaltbreite von  $a = 0,3$  angestrebt, steigern sich die maximalen Schaftlängen in Abhängigkeit von der Fließspannung und des Ausnutzungsgrads auf Werte  $b = 4$  (Gleichheit der Energie) auf bis zu ca.  $b = 7$  (Gleichheit der Verschiebungen).

In Anbetracht des großen Einflusses des Gleichheitskriteriums bei der Ermittlung des Verhaltensbeiwerts  $q$  auf Basis der Duktilität wird dieses kurz genauer betrachtet:

Wie in Kapitel 2.6.2 vorgestellt, ist das Kriterium zur Berechnung des Verhaltensbeiwerts an die Eigenfrequenz  $f$  des Systems gebunden. Werden die Eigenfrequenzen der Ersatzmodelle „Kragarm“ und „Grundsystem I“ bei unterschiedlichen Ausnutzungsgraden  $\eta_N$  (gleichbedeutend mit der abgehängten Masse  $m$ ) über die elastische Steifigkeit  $k_i$  ermittelt, ergeben sich Eigenfrequenzen aller Systeme, die zwischen  $f_i = 3,5$  Hz bis  $f_i = 13,9$  Hz liegen. Demnach sind die Verhaltensbeiwerte über die Gleichheit der Energien zu berechnen. Mit dem gewählten Verhältnis der Prototypen von  $b = 6$  und  $a = 0,3$  bedeutet dies, dass auch mit dem statischen Ersatzsystem „Grundsystems I“ und zusätzlich mit dem Ansatz der Parameter  $q_a$  und  $\eta_{vpl}$  kein größerer dynamischer Widerstand als der von herkömmlichen Befestigungsmitteln aktiviert werden kann. Wie in Kapitel 2.6.3.7 vorgestellt wurde, kann für ein ideal-elastisch-plastisches System die effektive Steifigkeit über Gleichung (2.121) ermittelt werden. Der elastische Einmassenschwinger besitzt auf Grund der geringeren effektiven Steifigkeit auch eine effektive Eigenfrequenz  $f_i$ , die geringer ist als die elastische Eigenfrequenz. Sie ermittelt sich über die Beziehungen (2.51) und (2.52) zu

$$f_{\text{eff}} = \frac{f_i}{\sqrt{\mu}} \quad (3.89)$$

Entsprechend den Ergebnissen nach Tabelle 3.3 wird auch bei Berücksichtigung der effektiven Eigenfrequenz der beiden Ersatzsysteme das Kriterium der Energiegleichheit größtenteils maßgebend. Einzig bei großen Ausnutzungsgraden von  $\eta_N$  unterschreiten die Eigenfrequenzen den Wert von 2 Hz, sodass in diesen Fällen die Verschiebungsgleichheit angesetzt werden dürfte.

Tabelle 3.3: Berechnung der effektiven Eigenfrequenzen

$b = 6$	Effektive Eigenfrequenz $f_{\text{eff}}$ [Hz]			
	System „Kragarm“		System „Grundsystem I“	
Ausnutzungsgrad $\eta_N$ [-]	$f_y = 550$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y = 800$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y = 550$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y = 800$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0,25	3,8	3,8	5,2	5,2
0,50	2,2	2,2	3,0	3,0
0,75	1,3	1,3	1,7	1,7

Hinsichtlich der Anwendung der effektiven Eigenfrequenzen auf die Berechnung des Verhaltensbeiwerts über die Duktilität besteht aber keine genormte Regelung.

Für den Prototypen bedeutet dies, dass auf Grundlage dieses Modells eine Änderung der geometrischen Ausbildung notwendig ist, um vergleichbare dynamische Widerstände wie die von herkömmlichen Befestigungsmitteln bereitzustellen.

### 3.4.2 Auswertung – pseudo-verschiebungsbasiert Ansatz

Wie schon bei der Auswertung der Ergebnisse des kraftbasierten Ansatzes wird auch bei der des pseudo-verschiebungsbasierten Ansatzes das Hauptaugenmerk auf die maximale bezogene Länge des Biegeschafts  $b$  gelegt. Die Ergebnisverläufe des Modells fallen monoton über den gesamten Wertebereich von  $a$ . Die Änderung der maximalen bezogenen Schaftlänge zwischen den Spaltbreiten  $a = 0,1$  und  $a = 0,6$  ist aber sehr gering und übersteigt nicht den Wert von  $\Delta b = 0,5$ .

- Einfluss der Fließspannung

In den Verläufen zeigt sich eine geringe Abnahme der maximalen Schaftlänge von ca.  $\Delta b = 1$ . Im Gegensatz zu den Ergebnissen des kraftbasierten Modells führt eine Anhebung der Fließgrenze zu einer Abnahme der maximalen bezogenen Schaftlänge.

- Einfluss des Ausnutzungsgrads

Der Ausnutzungsgrad hat wie schon im kraftbasierten Ansatz kaum einen Einfluss auf die maximale Schaftlänge. Prinzipiell ist eine Abnahme der Schaftlänge bei sinkendem Ausnutzungsgrad vorhanden. Die Änderung der maximalen Schaftlänge ist aber nie größer als  $\Delta b = 0,5$ .

- Einfluss des statischen Systems

Mit einer Änderung der maximalen Schaftlänge von  $\Delta b = 1,5$  bis  $\Delta b = 2$  hat wiederum das statische System den größten Einfluss auf die Schaftlänge. Die Änderungen werden mit dem System „Grundsystem I“ in Bezug auf die Ergebnisse mit dem System „Kragarm“ erreicht. Mit dem „Grundsystem I“ liefern die Berechnungen ohne Ansatz der zusätzlichen Parameter ( $A_{a/h}$ ,  $q_a$  und  $\eta_{vpl}$ ) maximale Schaftlängen von über  $b = 4$  (bis maximal  $b = 5$  bei  $a = 0,2$ ) für den betrachteten Bereich der Spaltbreite von  $a < 0,6$ . Das Modell „Kragarm“ bleibt für alle Parameter in einem Bereich von  $b = 2,5$  bis  $b = 3,5$ .

- Zusätzliche Parameter Verhaltensbeiwert  $q_a$ , Ausnutzungsgrad  $\eta_{vpl}$  und Amplifikationsfaktor  $A_a$

Werden wieder die zusätzlichen Randbedingungen in die Modelle aufgenommen, können die maximalen Schaftlängen teilweise deutlich angehoben werden. Den geringsten Einfluss hat dabei der Ausnutzungsgrad  $\eta_{vpl}$ . Dadurch kann in allen Verläufen eine Änderung von maximal  $\Delta b = 0,25$  erreicht werden. Der pauschale Verhaltensbeiwert  $q_a = 2$  dagegen hat eine Anhebung der Schaftlänge von  $b = 1$  zur Folge. Bei Berücksichtigung der beiden Parameter kann mit dem „Grundsystem I“ eine maximale Schaftlänge von über  $b = 5$  über den gesamten Wertebereich von  $a$  erreicht werden. Wird im letzten Schritt die dynamische Amplifikation  $A_a$  berücksichtigt, werden die Ergebnisverläufe nochmals stark angehoben. Bei dem System des Kragarms hat das zur Folge, dass im ganzen Wertebereich von  $a$  eine maximale Schaftlänge von  $b = 4$  ausreichend ist. Bei dem System „Grundsystem I“ wird sogar eine maximale Schaftlänge von über  $b = 6,5$  erreicht. Der pauschale Ansatz von  $A_{a/h} = 2,2$  führt aber dazu, dass für Spaltbreiten kleiner als  $a = 0,2$  jede Schaftlänge die Bedingung erfüllt, dass der dynamische Widerstand dem eines herkömmlichen Befestigungsmittels gleicht. Dies beruht auf der vereinfachten Berechnung des Amplifikationsbeiwerts. Bei sehr großen Schaftlängen würde jedoch der Biegespalt schon allein durch die elastischen Verschiebungen überbrückt

werden, wobei folglich sogar größere Amplifikationen als bei einer Bemessung nach Norm erwartet werden.

Bei den Ergebnissen der Grenzwertbetrachtung für Betonausbruch handelt es sich nur um die Verläufe der maximalen Schaftlängen für eine Fließgrenze von  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ , wie sie vermutlich auch bei den zweiteiligen Schraubankern zum Einsatz kommen wird (siehe Kapitel 4). Die beiden Parameter Fließgrenze und Ausnutzungsgrad haben auf die Ergebnisse für den Betonausbruch einen ähnlichen Einfluss wie schon beim Grenzwert Abscheren. Es zeigt sich, dass das statische System einen sehr großen Einfluss auf die maximale Schaftlänge hat. Im Vergleich zum System „Kragarm“ sind die Verläufe des Systems „Grundsystems I“ um ca.  $\Delta b = 2$  größer. Insgesamt ist mit diesem System nur eine maximale Länge von ca.  $b = 5$  einzuhalten. Unter Einbeziehung der zusätzlichen Parameter ( $A_a$  und  $q_a$ ) wachsen für beide Systeme die Schaftlängen deutlich um bis zu  $\Delta b = 5$  an. Die Betonfestigkeit hat nur geringen Einfluss auf die Ergebnisse. Wie erwartet sinkt die maximale Schaftlänge bei Zunahme der Betonfestigkeit. Die daraus resultierenden Änderungen der Schaftlänge liegen deutlich unterhalb von  $\Delta b = 0,5$ .

Bezogen auf den Prototypen (mit  $b = 5$  und  $a = 0,3$ ) wird deutlich, dass er, modelliert als „Grundsystem I“ ohne Einberechnung der zusätzlichen Parameter, den gleichen Widerstand gegen Betonausbruch entwickeln kann wie ein äquivalentes Befestigungsmittel. Werden aber die zusätzlichen Parameter (Verhaltensbeiwert  $q_a$ , Ausnutzungsgrad  $\eta_{Vpl}$  und Amplifikationsfaktor  $A_{a/h}$ ) einbezogen, wird die Bedingung ( $b \leq 8$ ) deutlich eingehalten. Sogar das System „Kragarm“ ist dann mit der festgelegten Geometrie in der Lage, den Widerstand zu realisieren.

Hinsichtlich des dynamischen Tragverhaltens des Prototyps (mit  $b = 6$  und  $a = 0,3$ ) zeigt der pseudo-verschiebungsbasierte Ansatz, dass dessen dynamische Tragfähigkeit das Niveau eines äquivalenten Befestigungsmittels erreichen und sogar übertreffen kann. Dies trifft erneut vorrangig auf das System „Grundsystem I“ zu, das auch ohne Ansatz der zusätzlichen Parameter ( $A_{a/h}$ ,  $q_a$  und  $\eta_{Vpl}$ ) bei einem Ausnutzungsgrad von  $\eta_N = 0,25$  und bei einer Streckgrenze von  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$  eine maximale Schaftlänge von  $b = 4,5$  erreicht. Werden die zusätzlichen Parameter miteinbezogen, ist im ungünstigsten Fall eine maximale Schaftlänge von  $b = 7$  einzuhalten. Für die Fließgrenze von  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$  würde sogar eine Schaftlänge von  $b = 8$  ausreichen, um die Tragfähigkeit eines vergleichbaren Befestigungsmittels hervorzurufen. Es zeigte sich, dass die detaillierte Betrachtung der Energiedissipation über eine äquivalente Dämpfung den zusätzlichen Vorteil gegenüber dem kraftbasierten Ansatz mit sich bringt, dass die Amplifikation berücksichtigt werden kann.

### 3.4.3 Zusammenfassung und Methodenkritik

Auf Grundlage der Alleinstellungsmerkmale (Biegeschafte und Biegespalt) des duktilen Schraubankers wurden zwei Modelle aufgebaut, die zur Bestimmung der optimalen geometrischen Ausbildung des duktilen Schraubankers herangezogen wurden. Die statischen Modelle „Kragarm“ und „Grundsystem I“ beschreiben als Ersatzmodelle des Biegeschafte dessen Verschiebungsverhalten unter dynamischer Beanspruchung. Die Fließgelenktheorie dient hierbei dazu, die Nichtlinearität des Werkstoffes in die Balkentheorie einzubetten. Beide Modelle basieren darauf, der zusätzlichen Duktilität, die die Alleinstellungsmerkmale des duktilen Schraubankers bereitstellen, im dynamischen Gleichgewicht Rechnung zu tragen. Der Betonausbruch bzw. die Betonabplatzungen werden nicht berücksichtigt. Der Kontakt zwischen Bohrlochwandung und Biegeschafte wird als unendlich steif angenommen. An diesem Auflager kommt es bei Laststeigerung zum Abscheren und damit zum Erreichen der Querlasttragfähigkeit. Über den Vergleich der dynamischen Querlasttragfähigkeiten wird eine Grenzwertbetrachtung zur Bestimmung der Geometrie des duktilen Schraubankers aufgestellt. Während das erste Modell einen quasi-statischen kraftbasierten Ansatz verfolgt, vermag das zweite Modell auf Basis der Verschiebungen den pseudo-dynamischen Widerstand zu ermitteln. Mit dem Programm Excel wurde damit ein Algorithmus generiert, der eine optimale Gestaltung des duktilen Schraubankers (Verhältnis von Biegespalt und Biegeschafte) in Abhängigkeit von der Fließgrenze und dem Ausnutzungsgrad bestimmt. Der Algorithmus des pseudo-dynamischen Ansatzes vermag zudem, die Berechnung des vorhandenen Korrekturfaktors  $\lambda$  für die Ermittlung der äquivalenten Dämpfung zu berücksichtigen. Der mathematische Zusammenhang war analytisch bestimmt worden. Um die optimale Geometrie des Schraubankers zu finden, wurden als Grenzwert zwei Bedingungen eingeführt. Sie zielen darauf ab, dass der duktile Schraubanker die gleiche Querlast wie ein äquivalentes herkömmliches Befestigungsmittel aufnehmen kann, wenn einerseits der Abscherwiderstand oder andererseits die Kraft, welche zu Betonausbrüchen bzw. Betonabplatzungen führt, als Bezugswert angenommen werden. In diesem Zusammenhang ist bei der Studie zum Betonausbruch nochmals klarzustellen, dass die Ergebnisse maßgeblich vom Schaftdurchmesser beeinflusst werden. Wie auch in Kapitel 4.2.3.3 gezeigt, wird bei Querlastbeanspruchung eines Dübels mit kleinem Durchmesser die Pressung des Schafts gegen den Beton größer, da die Kontaktfläche kleiner ist. Daher wird bei kleinen Durchmessern schon bei niedrigeren Lasten der muschelförmige Betonausbruch auftreten als bei großen Durchmessern. Infolge dessen muss die zusätzliche dynamische Tragfähigkeit des duktilen Schraubankers die Differenz der beiden Lasten, die zu Betonausbrüchen führen, ausgleichen. Darüber hinaus sind in weiterführenden Untersuchungen der produktspezifische Einfluss auf den Betonausbruch zu berücksichtigen (z.B. bei Verbunddübeln).

Folgende Ergebnisse in allgemeiner Form können festgehalten werden:

- Mit den Modellen („Kragarm“ und „Grundsystem I“) können die Einflüsse der Alleinstellungsmerkmale auf die dynamische Tragfähigkeit der duktilen Schraubanker berücksichtigt und quantifiziert werden.
- Die Fließgrenze und der Ausnutzungsgrad haben nur untergeordneten Einfluss auf die Ergebnisse. Eine geringe Fließgrenze führt zu einer großen Duktilität, die den dynamischen Widerstand soweit erhöht, dass der geringere Querlastwiderstand (Scherwiderstand) gegenüber Werkstoffen mit höheren Fließgrenzen ausgeglichen wird.
- Das statische Ersatzsystem des Biegeschafths hat einen wesentlichen Einfluss auf den resultierenden dynamischen Widerstand. Das System „Grundsystem I“ vermag bei sonst gleichen Bedingungen wesentlich größere Widerstände zu aktivieren.
- Die Bemessungsansätze für herkömmliche Betonschrauben haben neben dem statischen Ersatzsystem den größten Einfluss auf die Ergebnisse. Mit dem analytischen Modell des duktilen Schraubankers kann gezeigt werden, dass die nach Norm vorgegebenen Bauteilamplifikationen nicht für den duktilen Schraubanker zutreffen. Hierbei ist das pseudo-verschiebungsbasierte Modell von Vorteil, da die Amplifikation der Kopfbeschleunigung in Ansatz gebracht werden kann. Dennoch ist die pauschale Abminderung mit  $A_a = 2,2$  genauer zu untersuchen und lediglich als erste Näherung zu betrachten.
- Über das pseudo-verschiebungsbasierte Modell ist es möglich, die Fußpunktbeschleunigung (Bodenbeschleunigung) zu ermitteln, unter welcher nur Verschiebungen im Spalt auftreten. Der Kontakt von Schaft und Bohrloch könnte vermieden werden. Dadurch könnten die Beanspruchungen des Anbauteils stark abgemindert werden und das System wie eine Isolierung wirken. Zudem würden sich keine Schäden im Ankergrund einstellen. Diese Einsatzmöglichkeit ist für kleine Erdbeben (Betriebserdbeben) von Vorteil, wenn die Funktionsfähigkeit der Anbauteile erhalten bleiben soll und nur geringe oder keine Instandsetzungsmaßnahmen annehmbar sind.
- Die Betrachtungsebenen der entwickelten Modelle haben in Verbindung mit dem Gleichheitskriterium zur Berechnung des Verhaltensbeiwerts sehr großen Einfluss auf die Ergebnisse. Mit dem kraftbasierten Modell in Verbindung mit der Energiegleichheit werden die geringsten dynamischen Widerstände der Modelle ermittelt. Auch wenn die Verschiebungsgleichheit große Widerstände zur Folge hat, ist sie auf Grund der großen Eigenfrequenzen der Schraubanker nicht anzuwenden.

Dennoch sind die Ergebnisse des pseudo-verschiebungsbasierten Modells nahezu identisch mit denen des kraftbasierten Modells mit Verschiebungsgleichheit. Vermutlich wird im pseudo-verschiebungsbasierten Modell der Einfluss der Eigenfrequenz auf den dynamischen Widerstand über die Belastungsart gesteuert. Im Gegensatz zur Anregung der Systeme mit einer Resonanzfrequenz kann unter Erbebenbeanspruchung die äquivalente Dämpfung bis zur Hälfte absinken.

- Die Nachverfestigung hat einen Einfluss auf die äquivalente viskose Dämpfung des Systems. Die Auswirkungen sind in weiteren Untersuchungen zu betrachten.

Die Ergebnisse der Parameterstudien offenbaren für den Prototypen mit der festgelegten Geometrie, dass mit beiden Ersatzsystemen die Bedingungen der äquivalenten Tragfähigkeiten nur eingeschränkt eingehalten werden können. Die Einschränkung bezieht sich auf die Berücksichtigung von zusätzlichen Parametern, die aus Bemessungsvorschriften für herkömmliche Befestigungsmittel stammen. Werden diese Parameter in den Studien einbezogen, kann gezeigt werden, dass der duktile Schraubanker in der Lage ist, vergleichbare oder sogar höhere dynamische Traglasten als ein herkömmliches Befestigungsmittel aufzunehmen. Die zweite Grenzwertbetrachtung (Gleichheit der Kräfte für den Betonausbruch) wird aber in diesem Zusammenhang als sinnvoller erachtet. Wie schon die Literaturrecherche und die eigenen experimentellen Untersuchungen zeigen, ist das zyklische Querlasttragverhalten von Befestigungsmitteln von plastischen Verformungen im Beton (Ausbrüchen und Abplatzungen) geprägt. Hierdurch wird der Biegespalt des duktilen Schraubankers vergrößert und damit auch die vorhandene Duktilität. Der dynamische Widerstand wächst demnach an, sobald muschelförmiger Betonausbruch eintritt bzw. die dazu erforderliche Querlast überschritten wird. Im Prinzip ist dies vergleichbar mit einer Stufenbohrung. Anstelle einer Bohrung vergrößert hierbei der Betonausbruch den Biegespalt. In Anbetracht dieser Tatsache ist davon auszugehen, dass eine numerische Berechnung mit Berücksichtigung des plastischen Verhaltens des Betons deutliche Tragreserven der Prototypen aufzeigen kann.

Bei der Modellbildung wurden weitere Vereinfachungen und Annahmen getroffen, deren Einflüsse im Folgenden kurz diskutiert werden:

- Impuls infolge des Anpralls an die Kontaktfläche

Der Impuls beim Anprall des beschleunigten Schafts an die Bohrlochkante führt zu einer stoßartigen, sehr starken Belastung im Schaftquerschnitt. Demgegenüber führt die große Beanspruchungsgeschwindigkeit zu einer Versteifung sowohl des Betons, als auch des Stahlschafts. Die Auswirkung der Tragfähigkeit sollte in dynamischen Versuchen untersucht werden.

- Werkstoffspezifische Eigenschaften

Alle zyklischen Einflüsse des Werkstoffs Stahl (elastisches Einspielen, Bauschinger-Effekt, *low-cycle-fatigue*) bleiben im Modell unberücksichtigt. Deren Einflüsse und Effekte werden in 2.7.6.1 in allgemeiner Form dargestellt.

- Einspanngrad des Ankers im Beton

Ist keine vollständige Einspannung, wie innerhalb dieses Modells angenommen wurde, vorhanden, wird das System nicht im Stande sein, die erforderlichen großen Duktilitätswerte bereitzustellen. Hinsichtlich der entwickelten Modelle ist die gewählte volle Einspannung auf der unsicheren Seite.

- Seileffekt

Da der duktile Schraubanker darauf ausgelegt ist dem Schaft zusätzliche Querverschiebungskapazität bereitzustellen, liegt nahe, dass der Seileffekt einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf das dynamische Tragverhalten des Ankers hat. Da der Seileffekt aber im Modell nicht berücksichtigt wurde, sind hiermit weitere Tragreserven vorhanden.

- Lochspiel im Anbauteil

Ist ein Lochspiel im Anbauteil vorhanden, hat dies einen wesentlichen Einfluss auf den Einspanngrad des Schraubenkopfes. In diesem Fall wird keine volle Einspannung vorliegen, und das System „Grundsystem I“ wäre nicht zutreffend. Ein weiterer Einfluss, den das Lochspiel zur Folge hat, ist der Hammereffekt des Bauteils, der in (Rieder A. , 2009) beschrieben ist. Das Bauteil wird sich auf der kurzen Strecke des Lochspiels stark beschleunigen, sodass nach Überbrücken des Lochspiels ein Impuls entsteht.

- Reibung zwischen Anbauteil und Betonoberfläche

Die Reibung führt dazu, dass zum einen die Tragfähigkeit und zum anderen die dissipierte Energie des Systems zunehmen. Durch deren Nichtberücksichtigung werden Tragreserven außer Acht gelassen und damit das Modell konservativer.



## **4 Experimentelle Untersuchungen**

Innerhalb der experimentellen Untersuchungen werden im Wesentlichen zwei Untersuchungsschwerpunkte gesetzt. Der Erste betrifft die Weiterentwicklung des duktilen Schraubankers und die Prüfung seiner Funktionsfähigkeit. Dazu werden zum einen Versuche hinsichtlich der Werkstoffauswahl und zum anderen Versuche nach aktueller Norm an Prototypen durchgeführt. Der zweite Schwerpunkt betrifft das Tragverhalten herkömmlicher Betonschrauben. Hier gilt es zu klären, welchen Einfluss der Seileffekt auf das zyklische Tragverhalten und die Energiedissipation ausübt. Darüber hinaus wird das Zugtragverhalten von Betonschrauben unter den Prüfbedingungen nach ETAG 001 – Anhang E analysiert, da dieses Thema bisher kaum Beachtung fand.

### **4.1 Werkstoffauswahl**

Wie bereits in Kapitel 3.1 beschrieben wurde, müssen die selbstschneidenden Gewinde der Betonschrauben und Prototypen vergütet werden. Die Auswirkungen der Werkstoffbehandlung werden in Kapitel 2.7.10 geschildert. Prinzipiell stehen drei Werkstoffe für den Biegeschacht zur Verfügung. Diese sind das unbehandelte Ausgangsmaterial, welches im zweiteiligen Schraubanker verwendet werden kann, und der vergütete Werkstoff in den zwei Varianten, gehärtet und gehärtet mit nachträglichem Flammanlassen, die für die einteiligen Schraubanker zum Einsatz kommt. Um sich auf eines der Materialien festlegen zu können, werden die nachfolgenden Eignungsprüfungen durchgeführt.

#### **4.1.1 Zugversuch**

Ein erstes Kriterium hinsichtlich der Werkstoffauswahl ergibt sich aus den Ergebnissen aus Standardzugversuchen nach (DIN 50125, 2009). Der Einfluss des Vergütens zeigt sich deutlich an den Spannungs-Dehnungslinien der drei Stahlwerkstoffe (siehe Abbildung 4.1).

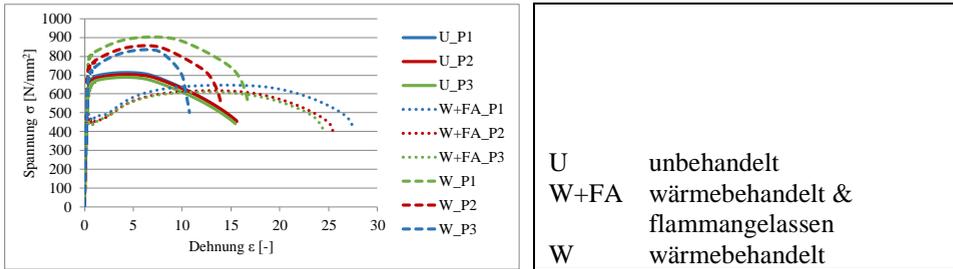


Abbildung 4.1: Ergebnisse der Zugversuche nach (DIN 50125, 2009)

Die Zunahme der Streckgrenze durch das Härten des Ausgangswerkstoffes mit zeitgleicher Abnahme der Zähigkeit ist deutlich erkennbar. Auffallend ist zudem die für Stahl große Streuung der Bruchdehnung zwischen den drei gehärteten Proben von 11 %, 14 % und 16 %. Die Streuung der Bruchdehnung bei nachträglichem Flammangelassen ist dagegen weitaus geringer ausgeprägt, wohingegen der unbehandelte Stahl so gut wie keine Streuung aufweist. Das zusätzliche Flammangelassen wirkt sich sehr positiv auf die Zähigkeit des Stahls aus, sodass die mittlere Bruchdehnung gegenüber dem Ausgangswerkstoff um über 60 % ansteigt (von ca. 15,5 % auf 25,5 %). Dennoch ist der Einfluss dieser Vergütungsart auf die Zugfestigkeit weitaus geringer (von ca. 700 MPa auf 620 MPa, d.h. eine Abnahme von ca. 12 %) als bei bloßem Härten (von ca. 700 MPa auf ca. 875 MPa, d.h. eine Zunahme von ca. 25 %) gegenüber dem Ausgangswerkstoff. Das Härten führt zu einer Abnahme der mittleren Bruchdehnung von ca. 13 % (von ca. 15,5 % auf ca. 13,5 %). Bemerkenswert ist darüber hinaus die Ausbildung eines ausgeprägten Fließplateaus bei zusätzlichem Flammangelassen. Die wesentlichen mechanischen Eigenschaften des Ausgangsmaterials (1.7131, 16MnCr5) sind in Tabelle 4.1 zusammengestellt.

Tabelle 4.1: Mechanische Eigenschaften des Ausgangswerkstoffes

0,2 %-Dehngrenze von $R_{p0,2}$ [ $\text{N/mm}^2$ ]	639
Nennzugfestigkeit von $R_m$ [ $\text{N/mm}^2$ ]	705
$R_{p0,2} / R_m$ [-]	0,91
Gleichmaßdehnung $A_{gt}$ [%]	4,30
Bruchdehnung $A$ [%]	15,5

### 4.1.2 Hin- und Herbiegeversuche

Für Befestigungsmittel im Erdbebenlastfall ist neben der reinen Zähigkeit (Bruchdehnung im Zugversuch) die Rotationskapazität an der Einspannung des Schafts von wesentlicher Bedeutung. Zum Vergleich der Kapazitäten der Werkstoffe wurden Hin- und Herbiegeversuche in Anlehnung an (DIN ISO 7801, 2008) durchgeführt. Dazu wurde eine von Hand betriebene Hin- und Herbiegeapparatur mit einem höhenverstellbaren Querjoch ausgestattet (siehe Abbildung 4.2 – linke Seite). Mit dem Querjoch kann der Weg des Mitnehmers begrenzt werden und damit ein Biegewinkel bzw. eine Querverschiebung gezielt eingestellt werden. Für die Versuche wurden spezielle Prüflinge hergestellt (Abbildung 4.3 – rechte Seite). Betreffend die Rotationskapazität des Schafts können die Ergebnisse der Versuche auf die Prototypen übertragen werden, da sie mit denselben Durchmessern und Verfahren der Wärmebehandlung hergestellt wurden. In der Realität ist aber zu beachten, dass sich eine Querverschiebung des Kopfes der Prototypen sowohl aus der plastischen und elastischen Verformung des Schafts als auch aus einer Verdrehung des Ankerelements im Bohrloch infolge Lochspiel zusammensetzt.

Der gewählte Versuchsaufbau ermöglicht, einen schnellen und einfachen Eindruck über die Rotationskapazität zu erhalten. Darüber hinaus sind die Versuche gut reproduzierbar. Dennoch muss festgehalten werden, dass der Versuch Ungenauigkeiten bezüglich der Einstellung eines genauen Öffnungswinkels mit sich bringt. Zudem ist es nicht möglich, die eingetragenen Kräfte am Mitnehmer zu messen. Es wurden Öffnungswinkel bis ca.  $\theta = 85^\circ$  untersucht, da beabsichtigt ist, die Schraube nicht nur tief zu montieren, sondern auch oberflächlich zu setzen. Solch große Winkel werden zwar im Fall eines Erdbebens nicht erreicht, dennoch werden vor allem bei diesen großen Plastifizierungen die Auswirkungen des Vergütens offensichtlich. Ein erkennbarer Anriss im Material wurde als Versagen des Prüflings angesehen, weitere Schwingspiele wurden nicht gewertet.

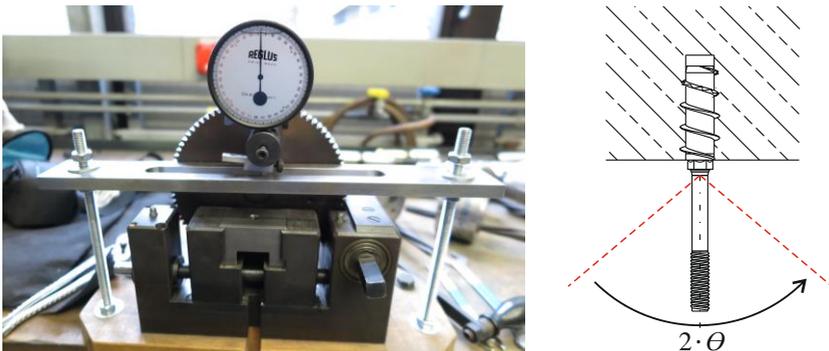


Abbildung 4.2: Details des Hin- und Herbiegeversuchs; links: Apparatur mit verstellbarem Querjoch; rechts: Definition des doppelten Öffnungswinkels  $2 \cdot \theta$

In einer ersten Versuchsreihe wurden die drei Materialien (unbehandelt, wärmebehandelt und wärmebehandelt mit Flammanlassen) getestet. Es wurden nur Prüflinge mit einem Schaftdurchmesser von  $d_{\text{Schaft}} = 5,1 \text{ mm}$  und einer Länge von  $l_{\text{Schaft}} \approx 30 \text{ mm}$  ( $b = 6$ ) geprüft, um eine erste Einschätzung der Auswirkungen der unterschiedlichen Verfahren der Wärmebehandlung vornehmen zu können. Die Übertragbarkeit dieser Versuchsreihe auf größere Durchmesser ist nicht möglich, da mit steigendem Durchmesser die Wahrscheinlichkeiten von Fehlstellen (wie Gitterfehler, Hohlräume) und Bearbeitungsfehlern zunehmen (Maßstabeffekt). In Anlehnung an das Nachweisformat der Lebensdauer im *low-cycle* Bereich (siehe Kapitel 2.7.6.1) ist in Abbildung 4.3 – linke Seite die Rotationslastwechsel-Linie der Prüflinge dargestellt. Entsprechend einer Wöhlerlinie ist auch hier die Schwingbreite als der doppelte Öffnungswinkel  $2 \cdot \theta$  angegeben (siehe Abbildung 4.2 – rechte Seite) und über die Anzahl an ertragbaren Schwingspielen  $n$  aufgetragen. Aufgrund der geringen Anzahl an Schwingspielen wurde kein logarithmischer Maßstab gewählt.

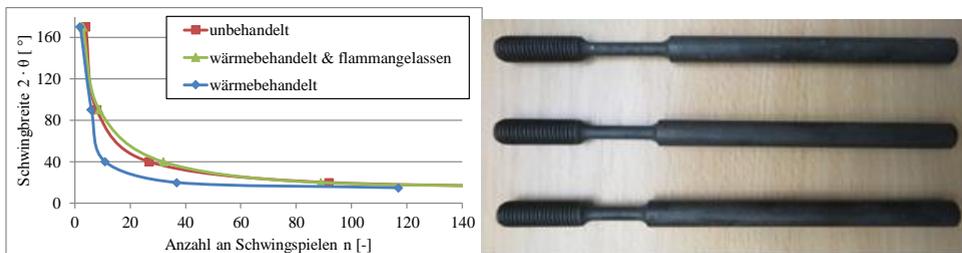


Abbildung 4.3: Ergebnisse des Hin- und Herbiegeversuchs; links: Ergebnisse der Hin- und Herbiegeversuche der 1. Versuchsreihe; rechts: Prüflinge der Hin- und Herbiegeversuche (2. Versuchsreihe)

Es wird offensichtlich, dass die Wärmebehandlung den Widerstand gegen Wechsellastplastifizierung deutlich herabsetzt. Das anschließende Flammangelassen vermag die Zähigkeit auf das Niveau des unbehandelten Ausgangswerkstoffs zurückzubringen. Wie aus den Zugversuchen vermutet, zeigt der nachträglich flammangelassene Stahl aufgrund der erhöhten Zähigkeit den größten Ermüdungswiderstand. Unter Berücksichtigung der geringen Anzahl an Versuchen kann an dieser Stelle nur ein geringer Unterschied zwischen den Versuchsergebnissen des unbehandelten und des gehärtet und flammangelassen Werkstoffs festgestellt werden.

Von Interesse sind neben den Wöhlerlinien die Bruchbilder der Prüflinge. Mit abnehmender Anzahl an Schwingspielen verändert sich das Bruchbild von einem spröden Ermüdungsbruch hin zu einem duktilen Bruch mit auffälliger Einschnürung (siehe Abbildung 4.4).



Abbildung 4.4: Bruchbilder der Prüflinge nach den Hin- und Herbiegeversuchen; links: unbehandelt; mittig: gehärtet und flammangelassen; rechts: gehärtet

In einer zweiten Versuchsreihe wurde neben einer anderen Vergütungsart des Ausgangswerkstoffes auch der Einfluss größerer Durchmesser ( $d_{\text{Schaft}} = 8,8 \text{ mm}$ ) und unterschiedlicher Schaftlängen untersucht. Die zusätzliche Vergütungsart wurde untersucht, da die Wärmebehandlung mit anschließendem Flammangelassen den negativen Effekt zu großer Streuung auf die mechanischen Eigenschaften mit sich brachte. Im Gegensatz zur Darstellung der Ergebnisse der ersten Versuchsreihe wurde für die zweite Versuchsreihe die bezogene Querverschiebung  $u_H / l$  [-] über die Schwingspiele gewählt. Dies war möglich, da ein Einfluss der Schaftlänge und der damit einhergehenden unterschiedlichen Querlastbeanspruchung in den Versuchen nicht festgestellt werden konnte. Diese Darstellung hat den Vorteil einer einfacheren Übertragbarkeit auf reguläre Querlastversuche an Befestigungsmitteln.

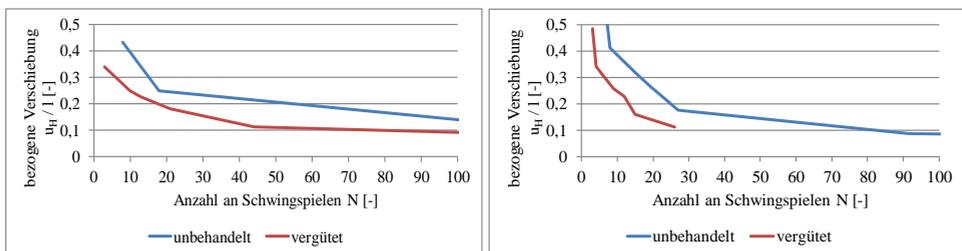


Abbildung 4.5: Ergebnisse der Hin- und Herbiegeversuche der zweiten Versuchsreihe; Links: Durchmesser  $d_{\text{Schaft}} = 8,8 \text{ mm}$ ; rechts: Durchmesser  $d_{\text{Schaft}} = 5,1 \text{ mm}$

Bei der zweiten Versuchsreihe zeigte sich ein verminderter Widerstand der vergüteten Werkstoffe gegenüber dem unbehandelten Material (siehe Abbildung 4.5). Die angewandte Vergütungsmethode hat zudem geringere Widerstände als die Methode der Wärmebehandlung mit Flammangelassen zur Folge. Die Ergebnisse zur Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher Durchmesser für den unbehandelten Werkstoff werden in

Abbildung 4.6 dargestellt. Es zeigt sich, dass mit anwachsendem Durchmesser für eine Anzahl an Schwingspielen größer  $N = 30$  die ertragbaren bezogenen Verschiebungen zunehmen.

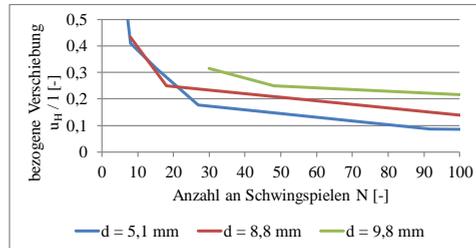


Abbildung 4.6: Ergebnisse der Hin- und Herbiegeversuche der zweiten Versuchsreihe mit unbehandeltem Werkstoff bei unterschiedlichen Durchmessern

Dies widerspricht der Erwartung, dass größere Durchmesser infolge erhöhter Wahrscheinlichkeit von Fehlstellen geringere Widerstände entwickeln können als die Prüflinge mit kleinem Durchmesser. Eine mögliche Erklärung kann die Herstellung der Prüflinge darstellen. Die Prüflinge mit den Durchmessern  $d = 5,1$  mm und  $8,8$  mm wurden aus einem Rohling bzw. Drahtstück durch Fräsen herausgearbeitet. Durch die Bearbeitung der Oberfläche kann deren Rauheit zugenommen haben, sodass kleine Kerben vorhanden sind. Diese würden einen Anriss des Querschnitts begünstigen. Für die Prüflinge des Durchmessers  $d = 9,8$  mm konnte der unbearbeitete Draht verwendet werden. Ein anderer Aspekt ist die geringe Anzahl an Versuchen mit den Prüflingen  $d = 8,8$  mm und  $9,8$  mm gegenüber der an Versuchen mit  $d = 5,1$  mm. Um aber konkrete Aussagen machen zu können, wären zusätzliche Versuche erforderlich.

In Anbetracht der Versuchsergebnisse kann festgehalten werden, dass das gehärtete Ausgangsmaterial ohne zusätzliches Flammanlassen den geringsten Ermüdungswiderstand aufweist. Da das Verfahren mit Wärmebehandlung und anschließendem Flammanlassen nicht wie gewünscht reproduzierbar ist und die alternative Vergütungsmethode nicht die erhoffte Erhöhung der Zähigkeit mit sich bringt, ist in diesem Zusammenhang der unbehandelte Stahl zu bevorzugen.

Die Übertragbarkeit der Ergebnisse der Hin- und Herbiegeversuche auf die Versuche nach (ETAG 001 - Annex E, 2013), siehe auch Kapitel 4.2, ist nicht möglich. Als Beispiel dazu wird der Versuch C1.2 mit 140 Querlastzyklen gewählt. Anstelle von kraftge-regelten wurden weggeregelterte Versuche durchgeführt. Für den Anker des Durchmessers  $d_{\text{Schaft}} = 5,1$  mm wird die maximale Querverschiebung zu  $u_H = 8$  mm (ohne Lochspiel, vergleiche Kapitel 4.2.4.2) geschätzt. Die Belastung wird entsprechend (ETAG 001 -

Annex E, 2013) der Versuche C.1.2 mit Verschiebungsniveaus bestehend aus  $u_{eq} = 8$  mm für  $N = 10$  Zyklen,  $u_m = 0,75 \cdot u_{eq} = 6$  mm für  $N = 40$  Zyklen und  $u_i = 0,5 \cdot u_{eq} = 4$  mm für weitere  $N = 100$  Zyklen angenommen.

Aus Abbildung 4.5 – rechte Seite ergeben sich die ertragbaren Lastwechsel  $N$  des unvergüteten Materials in Abhängigkeit von der bezogenen Querverschiebung zu

$$\frac{u_{eq}}{l} = \frac{8}{30} = 0,26 \quad N_i \approx 20 \quad (4.1)$$

$$\frac{u_m}{l} = \frac{6}{30} = 0,20 \quad N_i \approx 25 \quad (4.2)$$

$$\frac{u_i}{l} = \frac{4}{30} \approx 0,13 \quad N_i \approx 60 \quad (4.3)$$

Damit kann über die Anwendung der linearen Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner (siehe Kapitel 2.7.6.1) die Schädigung ermittelt werden:

$$D = \sum_i \left( \frac{n}{N} \right) = \frac{10}{20} + \frac{30}{25} + \frac{100}{60} = 3,4 \gg 1,0 \quad (4.4)$$

Entsprechend dieser kurzen und vereinfachten (Lochspiel und Einspanngrad wurden nicht berücksichtigt.) Berechnung sollte ein Versagen während des zweiten Verschiebungslastniveaus mit  $u_m$  eintreten. Wie in Kapitel 4.2.4.2 aufgeführt wird, konnte jedoch der Prüfling die oben beschriebenen Verschiebungswechsel ertragen.

Insgesamt kann festgehalten werden, dass die Versuchsdurchführung keine präzisen Aussagen über die Lebensdauer der Prüflinge ermöglicht. So kann davon ausgegangen werden, dass die händische Steuerung der Belastungsgeschwindigkeit und Schwierigkeiten bei der Detektion eines Anrisses Einfluss auf die Ergebnisse haben. Die Übertragbarkeit der Verschiebungs-Wöhlerlinien ist nicht ohne weitere Untersuchungen möglich, da zwischen herkömmlichen Versuchen an Befestigungsmitteln und den hier beschriebenen Biegeversuchen wesentliche Unterschiede bestehen, wie beispielsweise

- der Kontakt mit dem Bohrloch,
- der Einspanngrad des Prüflings (sowohl am Kopf als auch am Fuß) und
- das Lochspiel im Anbauteil.

Zudem ist auch das Versagenskriterium zu hinterfragen. Wie eingangs beschrieben, war dafür ein sichtbarer Anriss auf der Oberfläche gewählt worden. Hinsichtlich der unterschiedlichen Werkstoffe gab es dabei sehr große Unterschiede im „Nachbruchverhalten“.

Bei den vergüteten Prüflingen, die infolge des Härtens geringe Zähigkeit aufweisen, bildete sich ein vollständiger Trennbruch nach maximal zwei weiteren Verschiebungszyklen nach Auftreten des Erstrisses aus. Sobald hier ein Anriss in der Randfaser des Querschnitts entstanden ist, konnte der Riss mit jeder Wechselbeanspruchung in sehr großen Schritten weiter in den Querschnitt hinein anwachsen. Mit jeder Beanspruchung wachsen die lokalen Kerbspannungen an der Rissspitze an, bis die Festigkeit des Werkstoffs überschritten wird und er weiter aufreißt. Dieser Mechanismus kann durch lokales Fließen des Werkstoffs abgemindert werden. Je zäher nun ein Werkstoff ist, desto stärker wird der Rissfortschritt unterdrückt. Deshalb war das unbehandelte Material, welches wesentlich zäher ist, in Abhängigkeit von der Verschiebungsamplitude in der Lage, zwischen 10 bis 25 weitere Zyklen zu ertragen, bis die Prüflinge vollständig gebrochen waren. Die Hin- und Herbiegeversuche können aber wegen ihrer einfachen Handhabung und dem geringen Aufwand sehr gut für die Materialauswahl für den duktilen Schraubanker oder auch zur Beurteilung der Duktilität von herkömmlichen Befestigungsmitteln herangezogen werden.

## 4.2 Versuche nach ETAG 001 - Anhang E:2013

Mit der Einführung des Anhangs E „*Assessment Of Metal Anchors Under Seismic Action*“ der ETAG 001 „*Guideline for European Technical Approval Of Metal Anchors For Use In Concrete*“ im Jahr 2013, (ETAG 001 - Annex E, 2013), durch die *European Organisation for Technical Approvals* (EOTA) wurde in Europa die Grundlage eines einheitlichen Zulassungsverfahrens für metallische Befestigungsmittel in Beton in Erdbebengebieten geschaffen. Nunmehr ist es den Herstellern von Befestigungsmitteln möglich, ihre Produkte für den Einsatz in Hochbauten mit unterschiedlichen Bedeutungskategorien (siehe (DIN EN 1998-1/NA, 2011)) nach unterschiedlichen Kriterien experimentell untersuchen zu lassen und schließlich eine Zulassung zu beantragen. Der experimentelle Aufwand ergibt sich nach den Kategorien C1 und C2. Der Einsatz eines Befestigungsmittels nach seiner Zulassung für eine Leistungskategorie ergibt sich über die Bedeutungskategorie und die erwartete Seismizität. Wie in Kapitel 2.1.4 beschrieben, muss im Erdbebenlastfall von gerissenem Ankergrund ausgegangen werden. In (ETAG 001, 2013) wurden für nichttragende Bauteile außerhalb von plastischen Gelenken Rissbreiten von  $\Delta w = 0,5$  mm bis 0,8 mm angenommen. Die Schwierigkeiten bei den Versuchen sind das gezielte Einbringen und Steuern der Rissbreite in den Prüfkörpern. Sowohl die Versuche mit zyklischer als auch mit konstanter Rissbreite sind davon betroffen. Die Anforderungen an die Rissbreiten sind sehr streng, vor allem hinsichtlich der Versuche mit zyklischer Rissbreite.

In folgenden Kapiteln werden nur die grundlegenden Details der Versuche vorgestellt.

## 4.2.1 Versuchsprogramm

Die Leistungskategorien stellen unterschiedliche Anforderungen an Umfang und Inhalt der Versuche. Leistungskategorie C1 fordert dynamische Zug- und Querkraftversuche bei einer konstanten Rissbreite von  $\Delta w = 0,5$  mm. Sechs zusätzliche Versuche für Kategorie C2 haben bei einer Rissbreite von  $\Delta w = 0,8$  mm und unter weiteren Randbedingungen, wie z.B. mit zyklisch variierender Rissbreite im Versuch C2.5, zu erfolgen. Einen Überblick über die zyklischen Versuche beider Kategorien gibt Tabelle 4.2.

Tabelle 4.2: Zusammenfassung der zyklischen Versuche nach (ETAG 001 - Annex E, 2013)

Versuch	Zweck	Beton	Rissbreite $\Delta w$ [mm]	Versuchsablauf nach ETAG 001
C1.1	Funktionsweise bei pulsierender Zuglast	C20/25	0,5	Zyklische Längsbelastung
				Konstante Rissbreite
C1.2	Funktionsweise bei alternieren- der Querlast	C20/25	0,5	Zyklische Querbelastung
				Konstante Rissbreite
C2.3	Funktionsweise bei pulsierender Zuglast	C20/25	0,5 bis 0,8	Zyklische Längsbelastung
				Konstante)* Rissbreite
C2.4	Funktionsweise bei alterierender Querlast	C20/25	0,8	Zyklische Querbelastung
				Konstante Rissbreite
C2.5	Funktionsweise unter Zuglast bei variierender Rissbreite	C20/25	0,0 bis 0,8	Konstante)* Längsbelastung
				Zyklische Rissbreite

Die mit \*) markierten Versuchsbedingungen müssen unterschiedliche Niveaus annehmen, die jeweils über eine bestimmte Versuchsdauer konstant gehalten werden.

Die Versuche unter quasi-statischen Versuchsbedingungen wurden nicht mit aufgenommen. Sie müssen bei einer Rissbreite von  $\Delta w = 0,8$  mm in geringstem (C20/25) und hochfestem Beton (C50/60) durchgeführt werden und dienen dazu, Eingangswerte für die zyklischen Versuche der Kategorie C2 zu finden.

## 4.2.2 Versuchsaufbau

Die Versuchsaufbauten wurden nach den Vorgaben nach ETAG001 Anhang A und E umgesetzt. Für die Versuche mit konstanter und die mit zyklischer Rissbreite wurden unterschiedliche Aufbauten gewählt.

Um jedoch die Prüflinge belasten zu können, wurde in beiden Fällen das gleiche Prinzip verwendet: Stahlbacken dienten dabei als Anbauteil. In diese Backen konnten gehärtete Buchsen eingesetzt werden, die Durchgangslöcher entsprechend den Vorgaben nach ETAG 001 Anhang A in Abhängigkeit von den Dübeldurchmessern hatten. Gleichzeitig waren die Stahlbacken so konzipiert, dass sie über Adaptionen mit den jeweiligen Hydraulikzylindern verbunden werden konnten. Stahlbacken und Buchsen sind in Abbildung 4.7 dargestellt.



Abbildung 4.7: Stahlbacke und Einsteckbuchse als Anbauteil

In den Versuchen mit konstanter Rissbreite wurden die erforderlichen Rissbreiten mit Keilen, die in spezielle Risskeilplatten eingetrieben wurden, eingestellt (Abbildung 4.8 – links). Die Messung erfolgte über Messuhren auf der Ober- und Unterseite der Betonplatte (Abbildung 4.9). In den Versuchen mit zyklischer Rissbreite wurde die Rissbreite über induktive Wegaufnehmer gemessen. Die Rissbreite wurde über einen Hydraulikzylinder einer ortsfesten Prüfmaschine gesteuert. Im Anschluss an die Versuche wurde mit einem Endoskop überprüft, ob die Rissbreite über die gesamte Setztiefe verläuft (Abbildung 4.8 – Mitte und rechts).

Die Frequenz aller zyklischen Vorgänge wurden auf  $f = 0,2$  Hz festgelegt. Einzige Ausnahme war die Frequenz der Risszyklen von  $f = 0,1$  Hz.

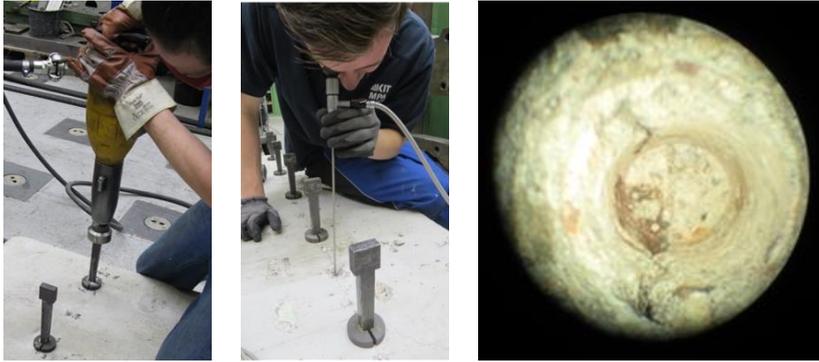


Abbildung 4.8: Details der Versuchsdurchführung; links: Einschlagen der Risskeile; Mitte: Überprüfung des Rissverlaufs über die Verankerungstiefe; rechts: Rissverlauf im Bohrloch



Abbildung 4.9: Messung der Rissbreite bei den Risskeilplatten; links: Oberseite neben dem Prüfling mit zwei Messuhren; rechts: Unterseite mit einem induktiven Wegaufnehmer unterhalb des Bohrlochs

#### 4.2.2.1 Versuchskörper

In den Versuchen mit konstanter Rissbreite wurden spezielle Risskeilplatten verwendet. Diese zeichnen sich dadurch aus, dass eine optimale Bewehrungsführung einen gleichförmigen Rissverlauf über Breite und Höhe des Körpers erlaubt (Hoehler, 2006). Für das Einschlagen der Keile werden werksseitig Plastikrohre in die Schalung eingelegt, die kurz nach dem Erhärten gezogen werden. In die Löcher können die Keile eingetrieben werden.

Für die Versuche mit zyklischer Rissbreite mussten kleine Prüfkörper mit hochfesten Gewindestäben in Auftrag gegeben werden. Die hochfesten Stäbe sind notwendig, da während der Risszyklen keine plastischen Verformungen in der Bewehrung auftreten dürfen.

In beiden Fällen wurden Rissbleche und Verbundbrecher (Plastikröhrchen um die Bewehrung) eingesetzt, um das Rissbild zu steuern und die gewünschte Rissbreite zu erreichen.



Die Querverschiebung wurde über zwei induktive Wegaufnehmer gemessen. Die Rissbreite wurde vor Montage der Zugleiter mit zwei Messuhren und nach dem Einbau mit einer Messuhr über eine Messbrücke hinweg kontrolliert (siehe Abbildung 4.12).



Abbildung 4.12: Detail des Versuchsaufbaus mit zyklischer Querlast

Es wurden sowohl weg- als auch kraftgeregelte Versuche durchgeführt. Der Großteil der Versuche wurde weggeregt gefahren (siehe hierzu Kapitel 4.2.4.2). Das Lastprogramm nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) für den Versuch C2.4 ist in Abbildung 4.13 dargestellt.

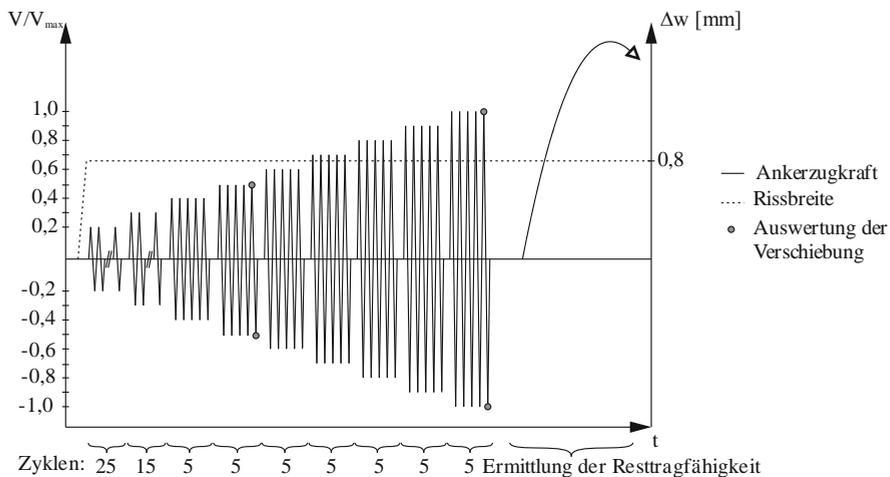


Abbildung 4.13: Beispielhaftes Lastprogramm mit zyklischer Querlast (Versuch C2.4) nach (ETAG 001 - Annex E, 2013)

### 4.2.2.3 Versuche mit zyklischer Längskraft

Für den Versuch mit zyklischer Längsbelastung wurde die Rissplatte auf I-Profile gelagert. Ein Ausziehbock wurde mit einem Hydraulikzylinder ausgestattet und über die Prüfstellen gesetzt. Die Längsverschiebung der Befestigungsmittel wurde mit einem induktiven Wegaufnehmer gemessen, der auf die Kopffläche der Prüflinge tastete (siehe Abbildung 4.14 bis Abbildung 4.16). Die Versuche wurden ausschließlich kraftgeregelt durchgeführt.

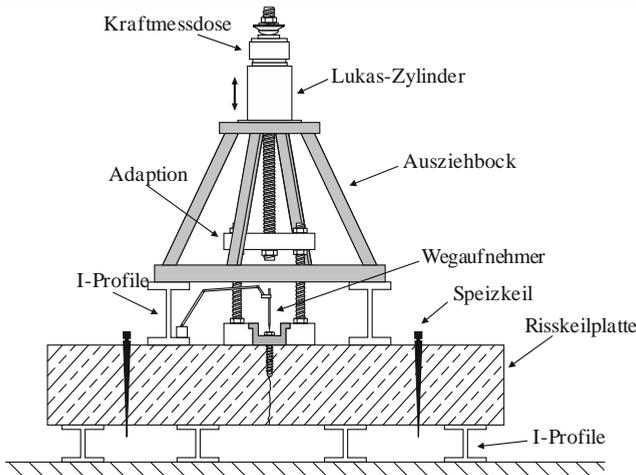


Abbildung 4.14: Skizze des Versuchsaufbaus bei zyklischer Längskraft

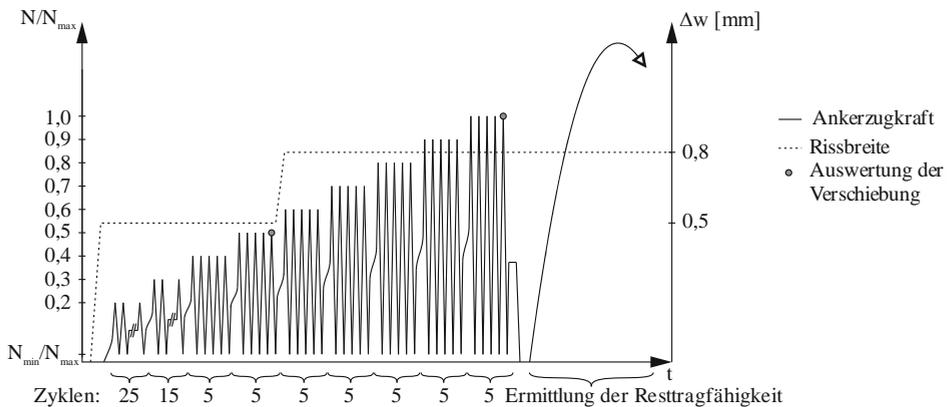


Abbildung 4.15: Lastprogramm mit zyklischer Längsbelastung (Versuche C.2.3)



Abbildung 4.16: Detail des Versuchsaufbaus mit zyklischer Längskraft

#### 4.2.2.4 Versuche mit zyklischer Rissbreite und konstanter Längskraft

Für die Versuche mit konstanter Längsbelastung und zyklischer Rissbreite war ein anderer Versuchsaufbau notwendig, da in zwei Achsen Lasten aufgebracht werden mussten. Der Prüfkörper wurde dazu über die innenliegenden Gewindestäbe und zwei Stahlplatten in eine ortsfeste Prüfmaschine eingespannt. Damit konnte die Kraft zur Steuerung der zyklischen Rissbreite in der Vertikalen aufgebracht werden. Nach der Montage der Schraube, wurde der Ausziehbock aus den Versuchen nach Kapitel 4.2.2.3 vor der Prüfmaschine abgehängt und das Befestigungsmittel in horizontaler Richtung mit einer Längskraft belastet (siehe Abbildung 4.18 und Abbildung 4.19).

Das vorgeschriebene Versuchsprogramm (siehe Abbildung 4.17) besteht aus 59 Risszyklen von  $\Delta w = 0,1$  mm bis 0,8 mm bei konstanter Längsbelastung des Prüflings mit zwei Lastniveaus. Die Rissbreite  $\Delta w = 0$  mm ist nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) erreicht, wenn der Prüfkörper mit einer Kraft  $C_{test}$  von

$$C_{test} = 0,1 \cdot f_{c,C2.5} \cdot A_g \quad (4.5)$$

$A_g$  Querschnittsfläche des Prüfkörpers

$f_{c,C2.5}$  mittlere Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Versuche C2.5

überdrückt ist.

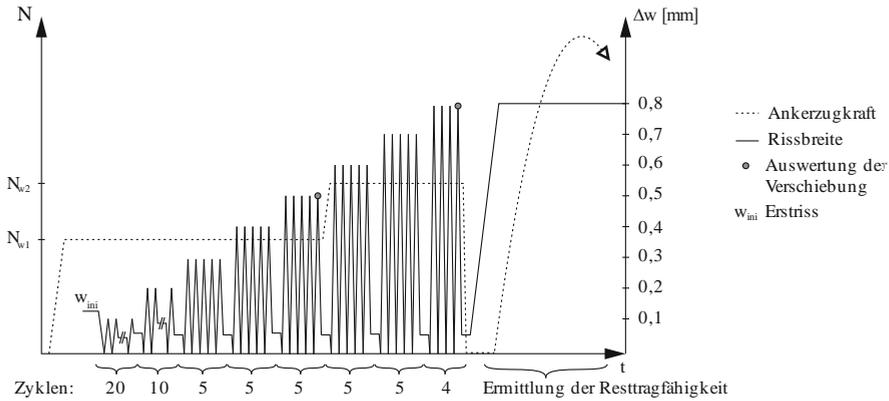


Abbildung 4.17: Lastprogramm zyklische Rissbreite und konstante Längskraft

Die Rissbreiten wurden in den Versuchen mit zwei induktiven Wegaufnehmern an den Seitenflächen der Prüfkörper auf Höhe der effektiven Verankerungslänge des jeweiligen Befestigungsmittels gemessen (Abbildung 4.18). Die Rissbreite als Regelgröße der Versuche, war entsprechend (ETAG 001 - Annex E, 2013) der Mittelwert aus diesen beiden Wegmessungen.

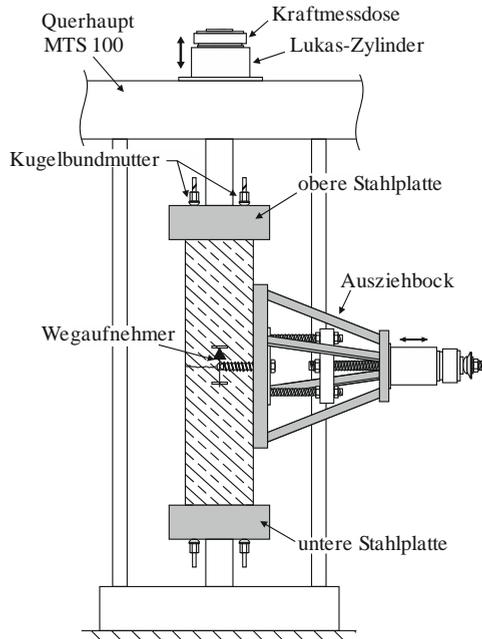


Abbildung 4.18: Skizze des Versuchsaufbaus mit konstanter Längskraft und zyklischer Rissbreite

Im Vorfeld der Versuche wurde anhand von sechs induktiven Wegaufnehmern (zwei je Vorder- und Rückseite und zwei an den Außenseiten, siehe Abbildung 4.19) gezeigt, dass die Rissbreite konstant über die Breite als auch die Tiefe der Prüfkörper verläuft. Durch die Einhaltung dieses Kriteriums konnte in den weiteren Versuchen der Mittelwert der zwei seitlichen Wegaufnehmer als Regelgröße verwendet werden.



Abbildung 4.19: Details des Versuchsaufbaus mit konstanter Längskraft und zyklischer Rissbreite

### 4.2.3 Vorversuche mit modifizierten Betonschrauben

Mit der Versuchsserie mit modifizierten herkömmlichen Betonschrauben wurden grundlegende Untersuchungen durchgeführt. Dabei sollten vorab der Versuche an den Prototypen die folgenden Ziele bzw. Untersuchungsschwerpunkte verfolgt werden:

- Überprüfung der prinzipiellen Funktionsfähigkeit,
- Ermittlung und Bewertung der Energiedissipation über das hysteretische Dämpfungsmaß,
- Vergleich mit herkömmlichen Schrauben hinsichtlich der Auswirkung der geometrischen Ausbildung auf das Verschiebungsverhalten,
- Einfluss des Seileffekts auf die Schraubenbiegung,

- Ausarbeitung der Prototypen (Machbarkeit, Einfluss des Herstellungsverfahrens bzw. der erforderlichen Geometrie (Setzwerkzeug) auf die Tragfähigkeit und Duktilität).

Hinsichtlich der analytischen Betrachtung des dynamischen Widerstands des duktilen Schraubankers gilt zu klären, ob die dort getroffenen Annahmen Gültigkeit besitzen bzw. auf der sicheren Seite liegen. Da nur zyklische, aber nicht dynamische Versuche durchgeführt wurden, können nur einige Annahmen untersucht werden. Dabei handelt es sich um die folgenden Aspekte nach Kapitel 3.3.1

- (1) Die Lastverschiebungskurve des Systems ist ideal-elastisch-plastisch.
- (2) Für die betrachteten Systemlängen  $l \geq 3 \cdot d_{\text{Schaft}}$  kann die Balkentheorie angewandt werden.
- (3) Es gilt die vereinfachte Fließzonentheorie.
- (4) Der Einfluss der Querkraft (des Schubs) im plastischen Gelenk kann infolge des großen Hebelarms unberücksichtigt bleiben.
- (5) Der Verbund von Ankerelement und Beton wird als vollkommen steif betrachtet, sodass der Übergang von Biegenschaft zum Anker als volle Einspannung idealisiert werden kann.

Zu Beginn der Versuchsreihen wurden erste Prüflinge aus herkömmlichen Betonschrauben hergestellt. Dazu wurden Betonschrauben der Durchmesser ( $d = 12 \text{ mm}$ ;  $d = 16 \text{ mm}$  und  $d = 20 \text{ mm}$  (abgekürzt mit d12, d16 und d20)) genutzt. Die Flanken der Schrauben wurden von Hand mit einem Winkelschleifer über eine Länge von circa dem Fünffachen des Schaftdurchmessers ( $l_{\text{Schaft}} = 5 \cdot d_{\text{Schaft}}$ ) abgeschliffen (siehe Abbildung 4.20). Der Biegespalt wurde nach dem Prinzip einer Stufenbohrung umgesetzt. Der Bohrerdurchmesser wurde so gewählt, dass der bezogene Biegespalt ungefähr Werte von  $a = 0,3$  und  $a = 0,5$  aufweist ( $a = \Delta s / d_{\text{Schaft}}$ ). Diese Werte sind als Mittelwerte der einzelnen Versuche zu verstehen. Die grobe Bearbeitung des Schafts hatte zur Folge, dass der Schaftdurchmesser über die Höhe variiert. An dieser Stelle muss auch darauf hingewiesen werden, dass die starke Bearbeitung einen hohen Wärmeeintrag in den Werkstoff mit sich brachte. Dadurch wird es zu Gefügeänderungen gekommen sein, die einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Zähigkeit und Zugfestigkeit des Werkstoffs haben. Dem Einfluss der Wärmeentwicklung wurde an dieser Stelle nicht weiter nachgegangen. Durch die aufgestauchten Schraubenköpfe der Prüflinge (und den noch vorhandenen Gewindegängen) mussten die Bohrlochdurchmesser im Anbauteil (Durchgangslöcher  $\varnothing_{\text{fix}}$ ) der herkömmlichen Betonschrauben übernommen werden. Dadurch sind die Anforderungen nach (ETAG001 - Annex A, 2013) in diesem Punkt nicht eingehalten.



Abbildung 4.20: modifizierte herkömmliche Betonschrauben; von oben nach unten: d12, d14 und d20

#### 4.2.3.1 Versuchsdurchführung und Vorüberlegungen

Wie bereits beschrieben, wurde für die modifizierten Betonschrauben der Biegespalt über Stufenbohrungen mit einem Hammerbohrer und unterschiedlichen Bohrerdurchmessern hergestellt. Somit kam dasselbe Bohrverfahren wie bei herkömmlichen Betonschrauben und auch bei den duktilen Schraubankern zum Einsatz. Der Einfluss anderer Bohrverfahren, wie z.B. das Diamantbohren, welches den umliegenden Beton kaum schädigt, wurde nicht untersucht. Die Bohrlöcher wurden von Hand ohne Bohrständer hergestellt, sodass ihr Verlauf geringfügig von der Orthogonalen zur Betonoberfläche abweicht. Dadurch standen einige Betonschrauben leicht schräg im aufgebohrten Bohrloch. Zudem sind die Bohrungen nicht zentrisch über einander, was gerade bei schräg montierten Schrauben dazu führt, dass der Biegespalt nicht dem gewünschten Wert entspricht; siehe hierzu Abbildung 4.21.



Abbildung 4.21: Montage und Versuchsvorbereitung mit den modifizierten Betonschrauben

Ein Drehmoment wurde entsprechend den Vorgaben nach ETAG 001 Anhang A nicht aufgebracht. Die Schrauben wurden handfest mit dem Anbauteil verschraubt. Das komplette Versuchsprogramm mit den herkömmlichen Betonschrauben ist in Tabelle 4.3 zusammengefasst. Die einzelnen Versuche und deren Ergebnisse werden in den folgenden

Unterkapiteln diskutiert. Die Ergebnisse dieser Studien an Schrauben der Durchmesser d12, d16 und d20 können nicht auf das Tragverhalten von Schrauben kleinerer oder größerer Durchmesser übertragen werden. Hierzu sind zusätzliche Untersuchungen notwendig.

Tabelle 4.3: Versuchsprogramm und Anzahl mit den modifizierten Betonschrauben

Versuch	d12 $d_{\text{Schaft}} = 9 \text{ mm}$ $\varnothing_{\text{fix}} = 13 \text{ mm}$	d16 $d_{\text{Schaft}} = 14 \text{ mm}$ $\varnothing_{\text{fix}} = 17 \text{ mm}$	d20 $d_{\text{Schaft}} = 18 \text{ mm}$ $\varnothing_{\text{fix}} = 21 \text{ mm}$
Versuch C2.2 ungerissen	3	3	3
Versuch C2.4b Weggesteuert ungerissen	2 $a \approx 0,3$ / Langloch	2 $a \approx 0,3$ / Langloch	2 $a \approx 0,3$ / Langloch
Versuch C2.4 kraftgesteuert	3 $a \approx 0,3$	2 $a \approx 0,3$	2 $a \approx 0,3$
Versuch C2.4 weggesteuert	4 (2 x $a \approx 0,3$ / 2 x $a \approx 0,5$ )	4 (2 x $a \approx 0,3$ / 2 x $a \approx 0,5$ )	2 (2 x $a \approx 0,3$ )

#### 4.2.3.2 Monotone Querbeanspruchung

Die prinzipielle Funktionsfähigkeit der modifizierten Betonschrauben wurde in einer ersten Versuchsreihe mit quasi-statischer Querbeanspruchung geprüft. Der Ankergrund war ungerissener Beton C20/25. Abbildung 4.22 gibt einen Überblick über die Last-Verschiebungskurven aller durchgeführten Versuche. Die Verläufe kann man vereinfacht in drei Bereiche einteilen. Im ersten Bereich treten große Verschiebungen ohne merklichen Anstieg der Querlast auf. Dies ist das Resultat des Lochspiels im Anbauteil. Ist das Lochspiel überbrückt, wird die reine Biegung im Schaft aktiviert. Dies ist der zweite Bereich. Er endet, wenn der Biegespalt überbrückt wird und es zu Kontakt zwischen Schaft und Bohrlochwand kommt. Ab hier erfährt der Schaft hauptsächlich eine Scherbeanspruchung. Dieser Bereich beginnt an den deutlich ausgeprägten Knicken der Kraftverschiebungskurven. Auffällig sind in diesem Zusammenhang die unterschiedlichen Quer-verschiebungen, ab welchen das Abscheren beginnt. Gründe dafür sind das Lochspiel im Anbauteil und die Montage der modifizierten Betonschrauben.

Stark abweichend von diesem Tragverhalten ist die Probe P3 des Durchmessers d20. Infolge der von Hand durchgeführten Bohrungen stand der Prüfling sehr schräg im Bohrloch, sodass in Belastungsrichtung nur ein äußerst geringer Biegespalt vorhanden war. Dieser wurde bereits durch sehr geringe elastische Verschiebungen überbrückt. Aus diesem Grund wurde nahezu keine freie Schraubenbiegung im Spalt hervorgerufen. Zudem war der Prüfling in einem Randfeld der Betonplatte montiert, durch welches auch Risse aus angrenzenden Prüffeldern verliefen. Bei zunehmender Querlast stellte sich deshalb anstelle des Abscherens hauptsächlich ein Versagen infolge Betonkantenbruch in Kombination mit einer Abscher- und Biegebeanspruchung des Prüflings ein. Der Ausbruchkörper der Betonkante wurde aber durch die Bewehrung in der Betonplatte abgestützt. Dadurch wurden große Verschiebungen bei nur noch geringem Anstieg der Querbeanspruchung erreicht, die mit starker Rissbildung im Beton einhergingen.

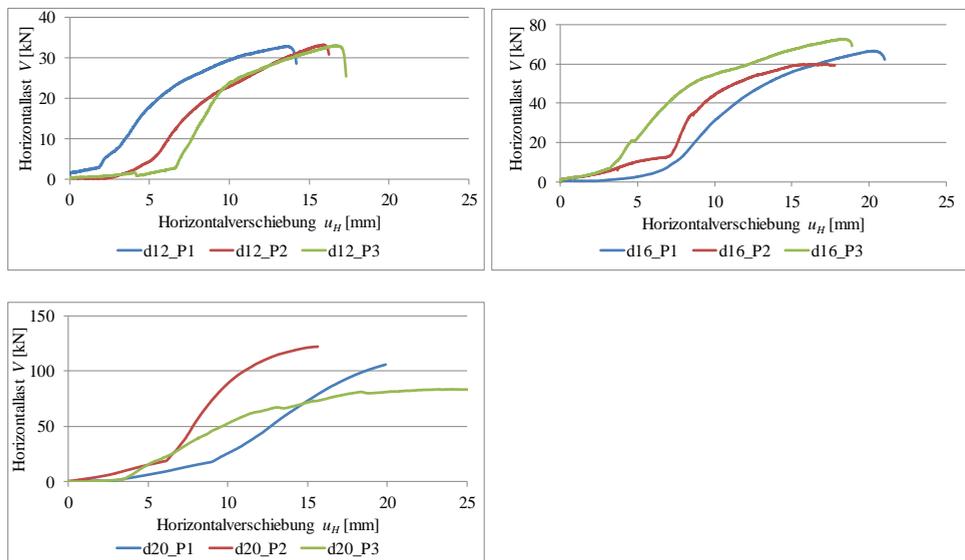


Abbildung 4.22: Kraftverschiebungskurven – monotoner Querbeanspruchung; oben links: modifizierte Betonschraube d12; oben rechts: modifizierte Betonschraube d16; unten links: modifizierte Betonschraube d20

Die modifizierten Schrauben d12 und d16 versagten durch Abscheren. Die modifizierten Schrauben d20 konnten nicht bis zum Bruch geprüft werden. Anhand der Kraftverschiebungs-Kurven und der “Versagensbilder” ist aber davon auszugehen, dass auch sie durch Abscheren versagen würden. Einige Versagensbilder der Prüflinge sind in Abbildung 4.23 dargestellt. Anhand der Abbildungen wird ersichtlich, dass die Biegeverformung mit anwachsendem Durchmesser abnimmt. Die modifizierte Schraube d12 ist an der Kante des Bohrlochs stark gekrümmt, wohingegen die Schraube d20 im Spalt zwar

Biegung erfahren hat, aber zwischen Betonoberfläche und Anbauteil fast ausschließlich auf Abscheren beansprucht wurde. Dies bestätigt die geringe Krümmung des Schafts im Bereich der Scherfuge.



Abbildung 4.23: Versagensbilder der modifizierten Betonschrauben unter monotoner Querlastbeanspruchung; links: d12 – Probe P2; mittig: d16 – Probe P3; rechts: d20 – Probe P1

Tabelle 4.4: Werte der maximalen Querlast bei reiner Schaftbiegung

	P1		P2		P3		mittlere Kraft	erwartete)* Querlast
	$u_{H,y}$	$V_y$	$u_{H,y}$	$V_y$	$u_{H,y}$	$V_y$	$V_{m,y}$	$F_{Mpl}$
	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]
d12	1,8	3,0	n.e.		6,6	2,8	2,9	1,6 – 2,7
d16	n.e.		6,8	12,4	3,2	6,6	9,5	3,3 – 5,6
d20	9,0	17,9	6,1	18,7	n.e.		18,3	5,8 – 9,6

)\* Fließgelenktheorie  $b = 5$  für  $f_y = 600 - 1000 \text{ N/mm}^2$ ; n.e. = nicht ersichtlich

Tabelle 4.4 gibt einen Überblick über die gemessenen Querlastwerte  $V_y$  bei Erreichen des Kontakts zwischen Schaft und Bohrlochwand. Im Vergleich zu den erwarteten Lasten nach der Fließgelenktheorie  $F_{Mpl}$  zeigt sich, dass die gemessenen Querlasten wesentlich höher sind als die Werte nach der analytischen Lösung. Eine Rückrechnung der maximalen Spannung anhand der gemessenen Querlasten  $F_{Mpl}$  auf Grundlage des analytischen Ansatzes nach Gleichung (3.34), bei welchem vereinfachend von einem ideal-elastisch-plastischen Werkstoff (d.h. ohne Verfestigung) ausgegangen wird, ergibt einen Wert von ca.  $1.000 \text{ N/mm}^2$ . Dem analytischen Ansatz folgend wäre dies die Fließspannung des zu Grunde gelegten ideal-elastisch-plastischen Werkstoffs. Eine genauere Berechnung der

tatsächlich vorhandenen Fließspannung unter Berücksichtigung der Verfestigung erfolgt an dieser Stelle nicht. Wie in Tabelle 4.5 festgehalten ist, übertreffen auch die mittleren Bruchlasten  $V_{m,u}$  die anhand von Gleichung (3.42) berechneten Werte von  $F_{pl}$  nach der Plastizitätstheorie nur geringfügig. Auch hier wurde eine maximale Spannung von  $1.000 \text{ N/mm}^2$  angenommen. Anhand dieser Berechnungen kann festgestellt werden, dass für die geprüften Schrauben eine Abschätzung der zu erwartenden Querlasten ( $F_{Mpl}$  und  $F_{pl}$ ) über die analytischen Ansätze unter Annahme eines ideal-elastisch-plastischen Werkstoffs mit einer Fließspannung von  $1.000 \text{ N/mm}^2$  möglich ist.

Tabelle 4.5: Werte der maximalen Querlast bei reinem Abscheren

	P1		P2		P3		mittlere Kraft $V_{m,u}$ [kN]	erwartete Querlast $F_{pl}$ [kN]
	$u_{H,u}$ [mm]	$V_u$ [kN]	$u_{H,u}$ [mm]	$V_u$ [kN]	$u_{H,u}$ [mm]	$V_u$ [kN]		
d12	13,7	32,8	16,1	33,3	16,8	33,0	33,0	16,5 - 27,5
d16	20,3	66,6	16,0	59,6	18,3	72,6	66,3	34,5 - 57,5
d20	19,9	105,9	15,3	122,1	24,1	83,7	103,9	59,0 - 98,3

Insgesamt wurde jedoch ersichtlich, dass anhand der quasi-statischen Querlastversuche nicht ausreichend genau die Querlast, welche erforderlich ist, um das plastische Gelenk zu erreichen, bestimmbar ist. Es ist davon auszugehen, dass die Last-Verschiebungskurven unter starken Einflüssen zweier Randbedingungen stehen. Zum einen sind dies das große Lochspiel im Anbauteil, d.h. der Spalt zwischen Biegeschachtel und Anbauteil, und zum anderen der Seileffekt, der sich infolge der Querverschiebung einstellt. Das Lochspiel hat zum Resultat, dass das Verschiebungsverhalten und die Steifigkeit des Systems bei reiner Schraubenbiegung augenscheinlich nicht bestimmbar sind. Der Seileffekt führt dazu, dass die Querlasten am Fließplateau (beim Erreichen des plastischen Moments) überschätzt werden, da ein zusätzlicher Traganteil hervorgerufen wird. Mithilfe der Versuche kann demnach nicht auf das Tragverhalten im Biegespalt zurückgeschlossen werden. Daher werden im Folgenden die weggesteuerten Versuche C2.4 an den modifizierten Betonschrauben herangezogen.

#### 4.2.3.3 Versuche C2.4 mit zyklischer Querlast

Wie im Versuchsprogramm beschrieben, wurden sowohl kraft- als auch wegeregelt Versuche durchgeführt. Beispielhaft sind in den nachfolgenden Abbildungen die Verläufe der Ein- und Ausgangsgrößen über die Zyklen hinweg dargestellt. Es handelt sich dabei

um kraft- (Abbildung 4.24) und weggeregelte (Abbildung 4.25) Versuche an den modifizierten Schrauben des Durchmessers d12. Die Versuche bestanden aus 75 Belastungszyklen mit anwachsenden Amplituden.

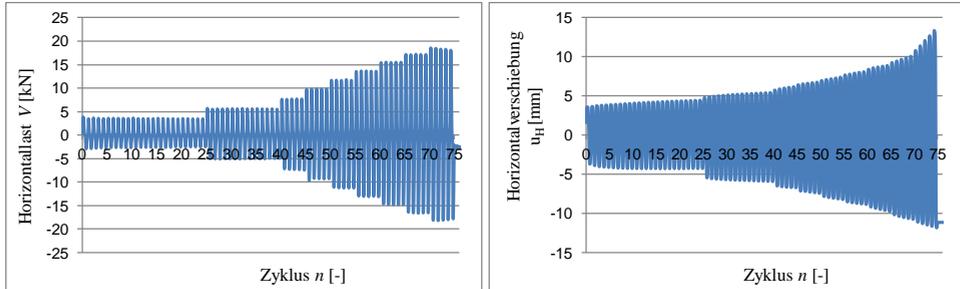


Abbildung 4.24: Ein- und Ausgangsgrößen über die Zyklen  $n$  der kraftgeregelten Versuche; links: Horizontallast  $V$  (Regelgröße); rechts: Horizontalverschiebung  $u_H$  (Messwert)

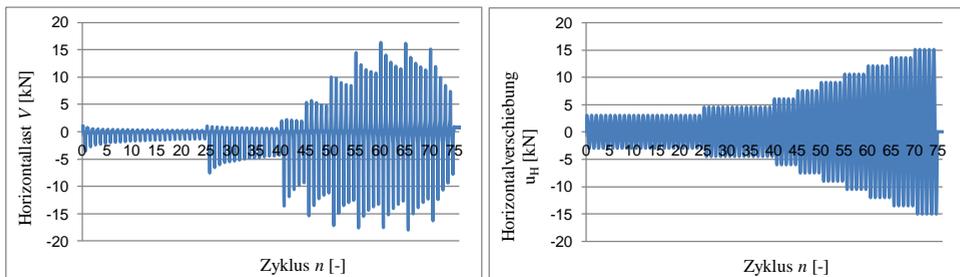


Abbildung 4.25: Ein- und Ausgangsgrößen über die Zyklen  $n$  der weggeregelten Versuche; links: Horizontallast  $V$  (Messwert); rechts: Horizontalverschiebung  $u_H$  (Regelgröße);

Vorab der eigentlichen Untersuchungen wird der Einfluss der Regelgröße auf das hysteretische Verhalten analysiert. Dazu sind in Abbildung 4.26 beispielhaft Hysteresen der modifizierten Schrauben d12 und d20 bei unterschiedlicher Regelgröße dargestellt. Es wurden jeweils 75 Zyklen durchfahren. Die Hysteresen zeigen signifikante Unterschiede. Dies trifft vor allem auf den Hystereseverlauf nach Erreichen der jeweiligen Höchstlast zu. Die Versuche mit Kraftregelung zeigen einen wesentlich steileren Abfall der Querlast. Gravierendster Unterschied ist, dass es mit einer Wegregelung möglich ist, das „Nachbruchverhalten“ bzw. die Entfestigung der Schrauben zu betrachten.

Prinzipiell können die Entwicklungen der Hystereseverläufe bei unterschiedlicher Regelgröße anhand Abbildung 4.27 charakterisiert werden. Bei einer Wegregelung bleibt die Verschiebung von Zyklus zu Zyklus konstant. Die zugehörige Querlast und auch die

Völligkeit der Hysteresen nehmen dagegen mit jedem Zyklus ab. Bei einer Kraftregelung bleibt dagegen die Kraft von Zyklus zu Zyklus konstant. Dafür nehmen die Verschiebungen und die Völligkeit der Hysteresen mit jedem Zyklus zu.

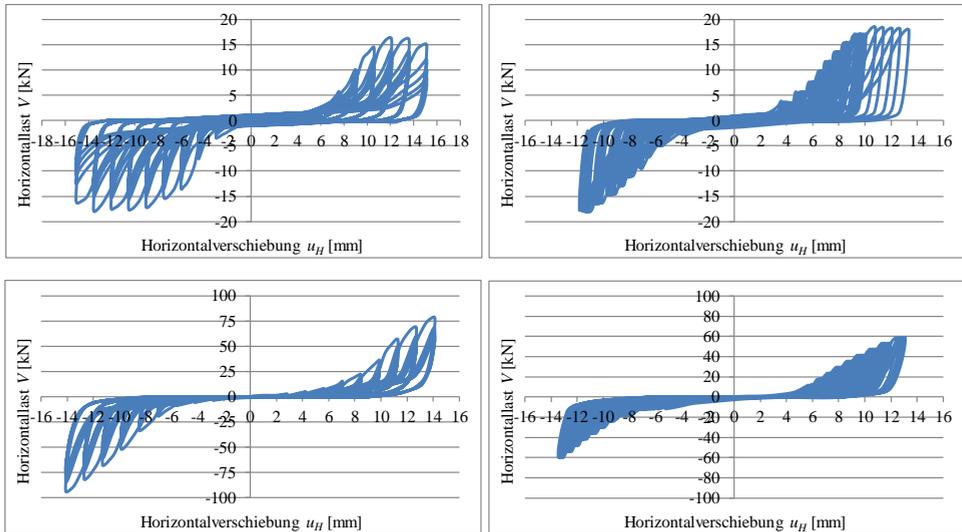


Abbildung 4.26: Vergleich der Hysteresen bei unterschiedlicher Regelgröße; links: Wegregelung; rechts: Kraftregelung; oben: d12 modifiziert; unten: d20 modifiziert

Beide Effekte können durch eine Kombination aus Betonschädigung und Seileffekt erklärt werden. Bei einer Wegregelung entstehen im ersten Zyklus Betonabplatzungen, sodass dieser Widerstand in den darauffolgenden Zyklen nicht mehr vorhanden ist. Zudem wird das Ankerelement in jedem Zyklus geringfügig herausgezogen (Schlupf), sodass der Seileffekt abgebaut wird. Bei einer Kraftregelung treten dieselben Effekte auf. Um jedoch ein Kräftegleichgewicht zu finden, muss der Zylinder die Prüflinge in jedem Zyklus mit größeren Verschiebungen beanspruchen, damit die Betonabplatzungen überbrückt und der Seileffekt in seiner vollen Wirkung aktiviert werden.

An dieser Stelle wird nicht weiter auf das Tragverhalten der Befestigungsmittel bei unterschiedlichen Regelgrößen eingegangen. In Anbetracht der sehr unterschiedlichen Versuchsergebnisse wären weitere Forschungsarbeiten auf diesem Gebiet, vor allem hinsichtlich des Tragverhaltens anderer Befestigungsmittel, wünschenswert.

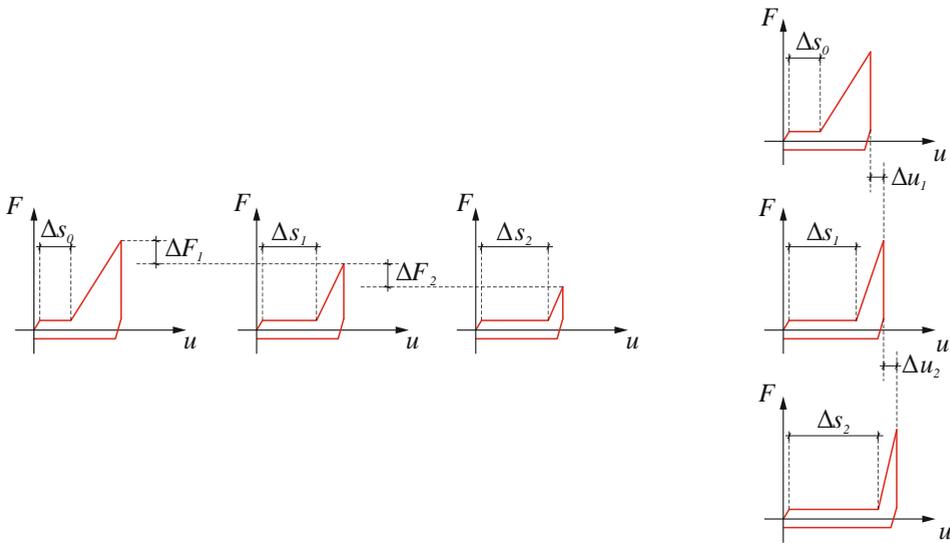


Abbildung 4.27: Entwicklung des Hystereseverlaufs bei unterschiedlicher Regelgröße der Querlastversuche; links: Wegregelung; rechts: Kraftregelung

Es wird nun auf die Funktionsfähigkeit der modifizierten Schrauben zurückgegangen. Anhand der Hystereseverläufe des letzten ertragbaren Zyklus des größten Verschiebungsniveaus kann wesentlich besser auf das Verschiebungsverhalten zurückgeschlossen werden, als bei monotonen Querlastversuchen, siehe Abbildung 4.28 und Abbildung 4.29. Dies trifft vor allem auf die Prüflinge des Typs d12 zu (Abbildung 4.28 – linke Seite). Im Gegensatz zu den Tests an Prüflingen größeren Durchmessers ist das Biegen im Spalt deutlich erkennbar. Hier beeinflusst das Lochspiel im Anbauteil den Hystereseverlauf zu stark, als dass die Bereiche der reinen Schraubenbiegung identifiziert werden können. Gerade bei den Schrauben d20 ist der Effekt stark ausgeprägt (siehe Abbildung 4.29). Durch die große Steifigkeit des Schafts in Verbindung mit dem gerissenen Ankergrund ist es naheliegend, dass der Einspanngrad zu gering ist und sich dadurch die gesamte Schraube im Bohrloch verschiebt. Hinzu kommt, dass die Eindrückungen des Schafts in den Beton mit anwachsendem Schaftdurchmesser geringer werden. Der Schraubentyp d20 vermag dadurch nicht, den Biegespalt während der Zyklen merklich zu vergrößern, sodass mehr Weg zum Verbiegen bereitstünde. Ganz anders ist dies beim Typ d12, bei dem der schlanke Schaft zu hohen Kontaktpressungen und dadurch zu großen Abplatzungen und Stauchungen im Beton führt.

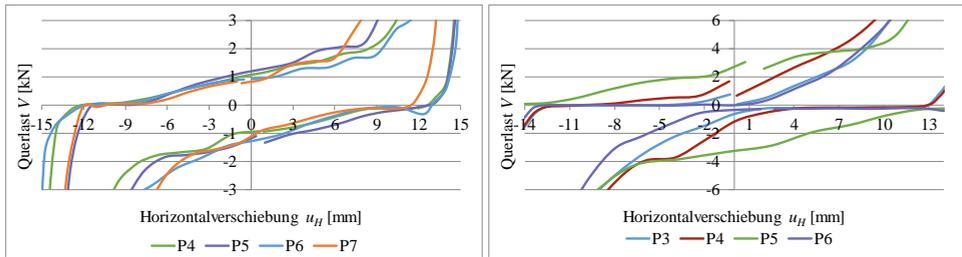


Abbildung 4.28: Ausschnitt der Hysteresen des 70. Zyklus im Versuch C2.4 an modifizierten Betonschrauben d12; rechts: d16

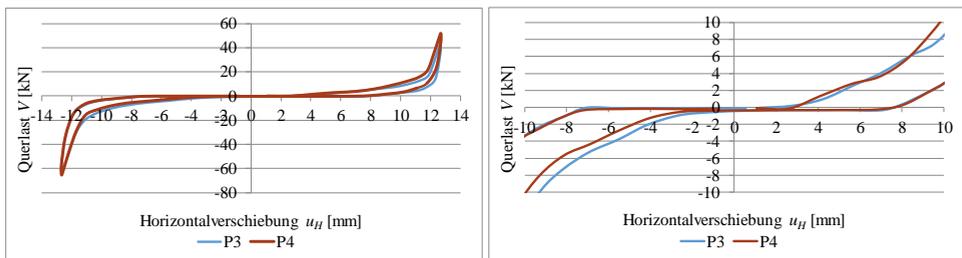


Abbildung 4.29: Hysteresen des 70. Zyklus im Versuch C2.4 an modifizierten Betonschrauben d20; links: Gesamthysterese; rechts: Ausschnitt des Hystereseverlaufs

Bei den modifizierten Schrauben des Durchmessers d16 liegt die Völligkeit der Hystereseverläufe im Bereich des Nulldurchgangs zwischen den beiden anderen Durchmessern. Auch hier wirkt sich das Lochspiel größtenteils negativ auf das Verformungsverhalten im Spalt aus.

In Abbildung 4.30 sind einige Versagensbilder der modifizierten Betonschrauben nach den Versuchen C2.4 dargestellt. Bis auf die Schrauben d12 mit  $a = 0,3$  bei wegeregulierten Zyklen und die Schrauben d20 versagten alle Prüflinge vorzeitig während der Last- bzw. Verschiebungszyklen. Auch dabei zeigten sich wesentliche Unterschiede. So versagten einige Prüflinge an der oberen Einspannstelle in das Anbauteil (Abbildung 4.30 – oben links) und andere an der unteren Einspannstelle in den Schaftbereich, der noch mit Gewindeflanken versehen war (Abbildung 4.30 – unten links). Das vorzeitige Versagen in Abbildung 4.30 – oben links kann durch die gut erkennbaren Rastlinien entlang des Querschnitts als Ermüdungsversagen charakterisiert werden. Abbildung 4.30 – oben rechts lässt zudem sehr anschaulich erkennen, wie infolge des Querzugs die Schraube d12 während der Ermittlung der Resttragfähigkeit aus dem Bohrloch herausgezogen wurde. Die modifizierten Schrauben d20 zeigen im Verhältnis zu ihrem Durchmesser die geringsten Verschiebungen nach den Versuchen (Abbildung 4.30 – unten rechts).



Abbildung 4.30: Versagensbilder der Versuche C2.4 an modifizierten Betonschrauben; oben links: d12 – Probe P6 nach vorzeitigem Versagen; oben rechts: d12 – Probe P2 nach Ermittlung der Resttragfähigkeit; unten links: d16 – Probe P6 nach vorzeitigem Versagen; unten rechts : d20 – Probe P4 nach Ermittlung der Resttragfähigkeit

Im Weiteren soll das Verformungsverhalten genauer betrachtet werden. Es gilt zu klären, ob die geänderte Geometrie einen Einfluss auf das Verschiebungsverhalten der modifizierten Betonschrauben hat. Dazu sind in Tabelle 4.6 die gemessenen Horizontalverschiebungen sowohl der modifizierten, als auch der herkömmlichen Betonschrauben in den Zyklen 1, 25, 50, 70 und 75 zusammengestellt. Da die Verschiebungen  $u_{max}$  und  $u_{min}$  betragsmäßig nicht gleich sind, wurden die Mittelwerte der Verschiebungen aller Versuche eines Ankertyps aus beiden Verschiebungsamplituden ( $u_{max}$  und  $u_{min}$ ) berechnet. Vor allem bei den modifizierten Betonschrauben sind die Extremalwerte der Verschiebungen sehr unterschiedlich, da, wie bereits beschrieben, eine mittige Montage der Schrauben im aufgebohrten Bohrloch bei keiner der Schrauben realisiert werden konnte. Es wird deutlich, dass die modifizierten Betonschrauben größere mittlere Verschiebungen  $u_{i,m}$  in den Zyklen erfahren als herkömmliche Betonschrauben. Um vergleichbare Werte zu schaffen, werden die Absolutwerte der mittleren Verschiebungen auf den Durchmesser der einzelnen Anker bezogen ( $u_{i,m}/d$ ). Werden die ermittelten Werte über den Zyklus aufgetragen, ergibt sich das Schaubild in Abbildung 4.31 – linke Seite. Man erkennt deutlich, dass die bezogene Horizontalverschiebung mit zunehmendem Durchmesser abnimmt. Eine Erklärung dafür ist, dass die Kontaktfläche zwischen Beton und Ankerschaft mit geringerem Durchmesser abnimmt, siehe Abbildung 4.31 – rechte Seite. Dadurch nimmt die Kontaktpressung zu, wodurch letzten Endes größere Eindrückungen

und Abplatzungen entstehen als bei Ankern mit größerem Durchmesser. Hier verteilen sich die Pressungen auf einer größeren Fläche. Vergleicht man nun die Verläufe der bezogenen Verschiebungen der beiden Ankertypen (herkömmlich und modifiziert) mit den Durchmessern d16 und d20 über die Zyklen hinweg, erkennt man, dass sie nahezu parallel zu einander verlaufen. Über die gesamten Zyklen hinweg ist eine Differenz  $\Delta(u/d)$  vorhanden (siehe Abbildung 4.31 – linke Seite). Diese Differenz sollte der zusätzlichen Verschiebung infolge Schraubenbiegung im Spalt entsprechen, und sie sollte demnach auch identisch mit den bezogenen Spaltbreiten  $a$  ( $a = 0,3$ ) sein, wenn das Lochspiel vernachlässigt wird. Die Werte von  $\Delta(u/d)$  für alle Zyklen sind in Tabelle 4.6 angegeben. Es zeigt sich, dass die Werte bei den Ankern des Durchmessers d20 gut mit den Werten  $a = 0,3$  übereinstimmen. Bei den Ankern des Durchmessers d16 weichen sie etwas davon ab und sind geringfügig größer.

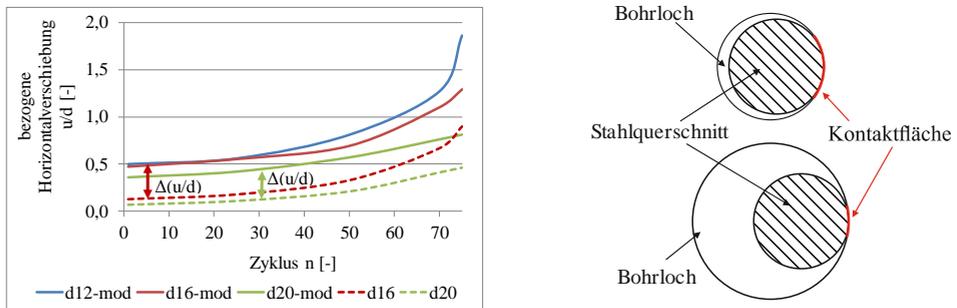


Abbildung 4.31: Einfluss der Geometrie auf die Querverschiebung; links: Differenz der bezogenen Verschiebungen; rechts: Fläche der Kontraktpressungen zwischen Schaft und Beton

Insgesamt kann festgehalten werden, dass die Geometrie der geprüften modifizierten Betonschrauben (abgesehen vom zusätzlichen Verschiebungsweg im Spalt) nur geringen Einfluss auf das Verschiebungsverhalten der Anker hat. Es konnte zudem bestätigt werden, dass mit kleinerem Durchmesser die bezogene Horizontalverschiebung zunimmt.

Tabelle 4.6: Horizontalverschiebungen der Versuche C2.4 in ausgewählten Zyklen

		$u_i(n)$ [mm]									
		Zyklus $n$ [-]									
		1		25		50		70		75	
d12-mod	P1	6,5	4,1	6,8	4,6	8,8	6,1	14,7	10,4	21,5	20,2
	P2	3,6	3,7	4,5	4,3	6,8	7,4	10,1	10,7	13,4	11,9
	$u_{i,m}$	4,5		5,0		7,3		11,5		16,7	
	$u_{i,m}/d$	0,5		0,6		0,8		1,3		1,9	
d16-mod	P1	10,0	2,9	11,0	3,7	12,8	5,5	17,8	11,5	20,1	20,2
	P2	4,7	7,2	6,2	7,5	8,4	9,2	13,7	14,6	16,8	16,4
	$u_{i,m}$	6,2		7,1		9,00		14,4		16,8	
	$u_{i,m}/d$	0,5		0,6		0,7		1,1		1,3	
d20-mod	P1	10,2	3,5	10,6	4,8	13,4	7,1	17,5	9,5	18,3	10,0
	P2	5,7	5,3	6,1	7,3	8,27	10,3	12,0	12,8	13,1	13,5
	$u_{i,m}$	6,2		7,2		9,8		12,9		13,7	
	$u_{i,m}/d$	0,4		0,4		0,6		0,8		0,8	
d16	P1	1,7	1,4	2,2	2,1	3,3	3,7	8,2	9,8	9,7	10,3
	P2	2,7	1,0	3,6	1,6	5,2	2,6	9,4	6,5	11,6	9,2
	P3	1,3	2,2	2,0	3,1	4,2	4,9	9,5	9,4	12,4	14,3
	P4	0,7	3,3	1,8	4,4	4,5	6,9	11,4	10,2	14,3	12,0
	P5	1,3	2,2	2,1	3,0	4,7	5,7	10,2	9,4	16,7	15,2
	$u_{i,m}$	1,8		2,6		4,60		9,4		12,6	
	$u_{i,m}$	0,1		0,2		0,3		0,7		0,9	
	$u_{i,m}/d$	0,4		0,4		0,4		0,4		0,4	
d20	P1	1,1	1,5	1,9	2,5	3,8	4,3	7,6	8,4	8,2	9,1
	P2	1,7	0,9	2,5	1,6	4,8	3,1	8,6	6,4	9,4	7,2
	P3	1,3	0,9	1,9	1,5	3,7	2,8	7,2	5,5	7,9	7,5
	P4	1,9	1,3	2,6	1,9	4,6	3,4	8,4	6,3	9,3	7,3
	P5	1,5	1,1	2,4	1,7	4,3	3,4	8,4	7,8	8,9	8,8
	$u_{i,m}$	1,3		2,0		3,8		7,5		8,3	
	$u_{i,m}$	0,1		0,1		0,2		0,4		0,5	
	$u_{i,m}/d$	0,3		0,3		0,4		0,4		0,3	

Es zeigt sich jedoch auch bei diesen Ergebnissen, dass bei den Versuchen C2.4 mit den modifizierten Betonschrauben die Bereiche der reinen Schraubenbiegung nicht eindeutig bestimmt und charakterisiert werden können, vor allem nicht bei Schrauben mit großem Durchmesser. Daher wurde ein alternativer Versuchsaufbau gewählt, wobei der Versuchsablauf entsprechend (ETAG 001 - Annex E, 2013) – Versuch C2.4 beibehalten wurde. Da der Untersuchungsschwerpunkt das reine Biegeverhalten im Spalt ist, wurde der Kontakt zwischen Beton und Schaft über Langlöcher vermieden (siehe Abbildung 4.33). Die Versuche wurden in ungerissem Beton C20/25 durchgeführt. Abbildung 4.32 zeigt ausgewählte Hysteresen und deren Ausschnitte, in denen der Bereich der reinen Schraubenbiegung vermutet wird. Im Vergleich zu den Versuchen mit Kontaktstellen entsprechen die Verläufe der Hysteresen nun genau den Erwartungen. Insbesondere der Bereich der reinen Schraubenbiegung ist in den Ausschnitten der Hysteresen (Abbildung 4.32 - rechte Seite) sehr deutlich erkennbar.

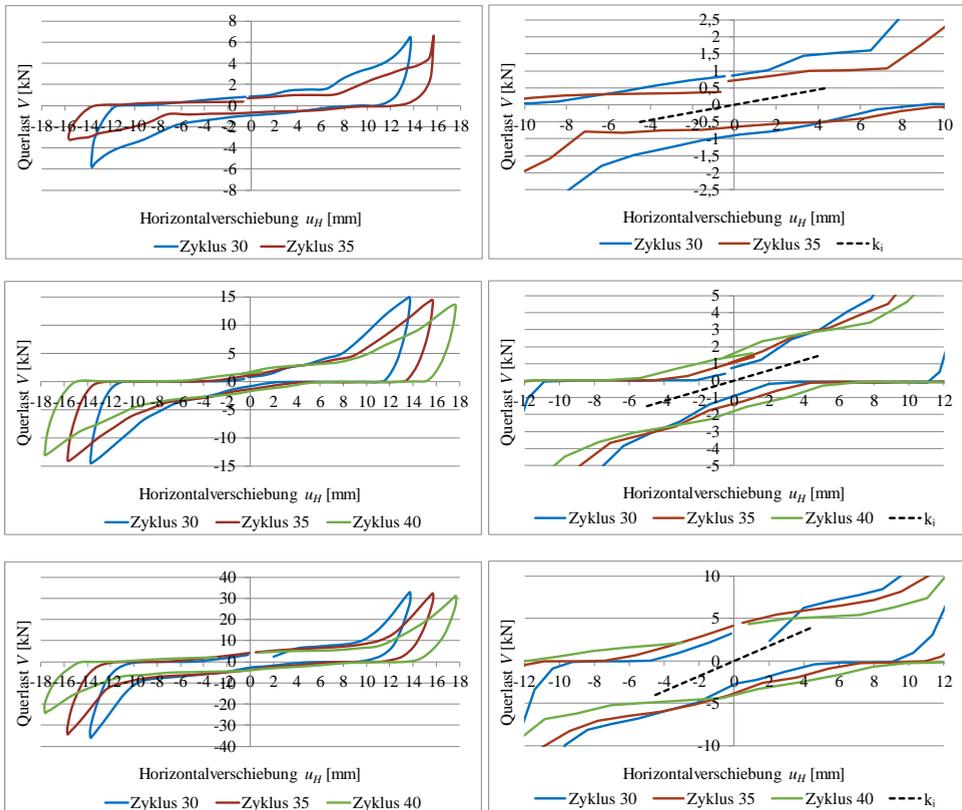


Abbildung 4.32: Hysterese der Versuche mit Langloch; links: Gesamthysteresen; rechts: Ausschnitt des Hystereseverlaufs; oben: d12, mittig: d16; unten d20

Die Lastwerte in den Fließbereichen bei reiner Schraubenbiegung sind in Tabelle 4.7 zusammengefasst und denen nach der Fließgelenktheorie gegenübergestellt. Es wurde angenommen, dass die Punkte der Steifigkeitsänderung die Übergänge zwischen reiner Schraubenbiegung und Querkzug bzw. Seileffekt darstellen. An diesen Stellen ist die maximale Querkraft im Fließplateau erreicht. Die unteren Querkräfte wurden an den Punkten der Steifigkeitsänderung beim Übergang zwischen elastischer und plastischer Schraubenbiegung ausgewertet. Die darüber gewonnenen Wertebereiche stimmen sehr gut mit den erwarteten Querlasten nach der Fließgelenktheorie überein, ganz im Gegensatz zu den Ergebnissen aus den quasi-statischen Versuchen (siehe Tabelle 4.4). Auffallend ist, dass die Hystereseverläufe der Zyklen mit höherem Verschiebungsniveau insgesamt geringere Werte für die Querlasten im Fließplateau zeigen. Dies kann über den Abbau des Seileffekts infolge der Zunahme des Schlupfs in Schraubenlängsrichtung oder durch die Abnahme der Fließspannung als Resultat der Wechsellastifizierungen (Bauschinger-Effekt; siehe 2.7.3) erklärt werden.

Tabelle 4.7: Auswertung der Hysteresen der Versuche C2.4 mit Langloch

Schraubentyp	Querkraft im Fließplateau $F_{Mpl}$ [kN]		Elastische Steifigkeit $k_i$ [N/mm]	
	Messwert	Analytik	Messwert	Analytik)* (Kragarm)
d12	1,2 – 1,8	1,6 – 2,7	100	2121
d16	2,7 – 3,8	3,3 – 5,6	300	3063
d20	4,6 – 8,5	5,8 – 9,6	800	4006

)\*  $b = 5$  ( $b = l_{Schaft} / d_{Schaft}$ )

Neben der Querlast, welche für das plastische Biegen der Schrauben erforderlich ist, ist auch die „elastische“ Steifigkeit des Befestigungsmittels von Interesse. Auf deren Grundlage basiert die analytische Betrachtung nach Kapitel 3. Wird die elastische Steifigkeit  $k_i$  vereinfachend als Steigung des Hystereseverlaufs im Bereich des Nulldurchgangs der Verschiebungen angesehen (siehe Abbildung 4.32), ergeben sich die Werte nach Tabelle 4.7. Im Vergleich sind auch die Ergebnisse bei Berechnung der elastischen Steifigkeit nach der Balkentheorie für das System „Kragarm“ eingefügt. Die Werte weichen extrem voneinander ab. Gerade bei dem Prüfling d12 ist der Unterschied sehr stark. Die anhand der Messwerte abgeschätzte Steifigkeit ist kleiner als 5 % der analytischen Lösung. Bei genauer Betrachtung der Bohrlöcher im Anschluss an die Versuche (Abbildung 4.33), erkennt man, dass die Löcher für die Montage der Schrauben ausgeleibt sind. Dies ist vor allem bei der Schraube d20 sehr gut ersichtlich, da der untere Teil der Schraube nach

deren Versagen im Beton verblieben ist (Abbildung 4.33 – rechte Seite). Dadurch hat sich ein Spalt von einigen Millimetern Breite gebildet, was zur Folge hat, dass sich die Einspannung unterhalb des Bohrlochs ausbildet. Da zudem die Hysterese nahezu linear ansteigt, kann davon ausgegangen werden, dass der Spalt nicht weit in die Bohrlochtiefe verläuft und die gesamte Schraube verschoben wird. In diesem Fall würde sich ein unstetiger oder mindestens ein stark nicht-linearer Verlauf einstellen. Es ist sehr gut vorstellbar, dass sich der von der Bohrlochwandung abgebröselte Beton in diesem Spalt abgesetzt hat und Kontaktpressung teilweise überträgt, nur eben mit wesentlich geringerer Steifigkeit. Die Annahme untermauert Abbildung 4.33 linke Seite, in welcher das ungesäuberte Bohrloch im Anschluss an die Versuche zu sehen ist: Kleine Betonabplatzungen und Zuschlagskörner haben sich im Bohrloch angesammelt.



Abbildung 4.33: Bohrlöcher der Prüfungen C2.4 in Langlöchern; links: d12; mittig: d16; rechts: d20

#### 4.2.3.4 Zusammenfassung und Thesen

Anhand der Versuchsergebnisse lassen sich folgende Aussagen konkretisieren:

Mit den modifizierten Betonschrauben kann prinzipiell die Funktionsfähigkeit des duktilen Schraubankers bewiesen werden. Das Biegen des Schafts im Bohrloch kann gezielt ausgenutzt werden. Infolge des Lochspiels und des Seileffekts kann an den quasi-statischen Querlastversuchen jedoch weder die Steifigkeit noch das Verformungsverhalten des Schraubankers ausreichend genau bestimmt werden. Dies gelingt besser mit den zyklischen Versuchen C2.4. Hier ist es möglich, an Hystereseverläufen großer Verschiebungsniveaus, bei denen sich der Seileffekt abgebaut hat und das Lochspiel von geringem Einfluss ist, die Querkräfte für das reine Biegen zu bestimmen. Die Messwerte stimmen gut mit der analytischen Lösung überein. Es zeigt sich aber auch, dass die

Schraubanker in Abhängigkeit vom Durchmesser des Schraubenschafts sehr unterschiedliche Hysteresen entwickeln. Dies betrifft vor allem Schrauben mit großen Durchmessern. Beispielsweise ist es bei der modifizierten Schraube des Typs d20 mit einem bezogenen Biegespalt von  $a = 0,3$  nahezu unmöglich den Bereich der reinen Schraubenbiegung zu bestimmen.

Die Ergebnisse der Vorversuche zeigen zudem, dass die elastische Steifigkeit der Befestigungsmittel nicht an die des statischen Systems „Kragarm“ heranreicht. Es wird vermutet, dass die Lochleibung am Ankereslement den Einspanngrad stark herabsetzt. Von vollkommen steifem Verbund des Ankereslements im Beton kann bei dieser Art der geometrischen Ausbildung des Befestigungsmittels nicht ausgegangen werden. Jedoch ist zu beachten, dass die Prototypen mit einer Verjüngung zwischen Biegeschaft und Ankereslement ausgestattet sind. Durch die Querschnittsänderung entsteht ein Steifigkeitssprung, der den Einspanngrad des Schafts im Ankereslement im Gegensatz zu den modifizierten Betonschrauben mit Stufenbohrung erhöht. In Kapiteln 4.2.4.1 und 4.2.4.2 wird dies näher untersucht.

Die Versuchsreihe mit Langlöchern wurde lediglich zur Untersuchung der reinen Schaftbiegung durchgeführt. Die Anwendung von Langlöchern zur Erhöhung der Duktilität im Erdbebenlastfall ist dagegen nicht zielführend, da die Löcher entlang einer vorgegebenen Richtung verlaufen. Prinzipiell kann die Belastungsrichtung auf ein Befestigungsmittel infolge eines Erdbebens kaum vorherbestimmt werden. Daher wäre in diesem Zusammenhang nur eine runde Stufenbohrung mit einem Durchmesser, gleich der Länge des Langlochs, effektiv.

Insgesamt zeigte sich zudem, dass der Kraft-Verschiebungsverlauf von der Idealisierung nach Balken- und Fließgelenktheorie deutlich abweicht.

#### **4.2.3.5 Entwicklung der Querlast während den Zyklen**

Ein weiterer Aspekt der experimentellen Untersuchungen war, den Einfluss des Biegespalts auf das Verschiebungsverhalten zu untersuchen. Die erste Untersuchung nach Kapitel 4.2.3.3 war dafür zu ungenau. Für eine genauere Betrachtung wurden kraftgeregelte Prüfungen sowohl an den modifizierten (mit bereichsweise abgeschliffenem Gewinde) als auch an herkömmlichen Schrauben durchgeführt. Mit Hilfe der Versuche C2.4 an den herkömmlichen Schrauben d16 und d20 wurden die maximalen zyklischen Querlastniveaus bestimmt, mit denen das vollständige Lastprogramm durchlaufen werden konnte. Diese Lastniveaus wurden auch für die modifizierten Betonschrauben d16 und d20 angesetzt. Über den direkten Vergleich der Verschiebungswerte der verschiedenen Schraubentypen konnte der Einfluss des Durchmessers bereits in Kapitel 4.2.3.3 analysiert werden. Um anschaulichere Ergebnisse zu erhalten, wurde an dieser Stelle das Auswertungsverfahren aus Kapitel 2.1.5.2 nach (Vintzeleou & Eligehausen, 1991)

genutzt, da, im Vergleich mit herkömmlichen Betonschrauben, die modifizierten Schrauben infolge des zusätzlichen Biegespalts und der unterschiedlichen Durchgangslöcher erwartungsgemäß größere Querverschiebungen erfahren. In diesem Fall wurde aber bei der Auswertung die Änderung der bezogenen Querverschiebung (Querverschiebung des  $n$ -ten Zyklus bezogen auf die Verschiebung im ersten Zyklus  $u_n/u_1$ ) über die fünf Zyklen eines Lastniveaus hinweg berechnet. Da die Versuche kraftgeregelt durchgeführt wurden und somit die Prüflinge mit anwachsenden Kraftniveaus belastet wurden, nahmen die Verschiebungen vom ersten bis zum fünften Zyklus jeweils zu. Da für die herkömmliche Betonschraube d12 keine Versuche C2.4 durchgeführt wurden, kann kein Vergleich gezogen werden.

In der Abbildung 4.34 sind die Versuchsergebnisse der Versuche der modifizierten Schrauben und in Abbildung 4.35 die der herkömmlichen Betonschraube dargestellt. Bei den modifizierten Betonschrauben ist eine mittlere Zunahme der Verschiebungen zwischen dem ersten und fünften Zyklus von 5 % bis 8 % zu erkennen.

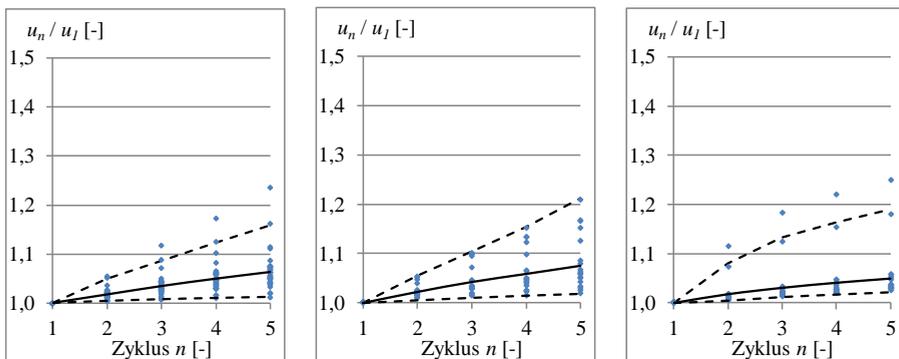


Abbildung 4.34: Entwicklung der Verschiebungen der modifizierten Schrauben über die Zyklen; links: d12; mittig: d16; rechts: d20

Bei den herkömmlichen Betonschrauben steigen die Mittelwerte der bezogenen Verschiebungen innerhalb der Zyklen um 10 % und 13 % an. Sowohl die Mittelwerte der bezogenen Verschiebungen als auch die Streubereiche der unterschiedlichen Prüflinge nehmen größere Wertebereiche an als die der modifizierten Schrauben. Es liegt jedoch die Vermutung nahe, dass sich bei weiteren Versuchen mit der modifizierten Schraube die Ergebnisse denen der herkömmlichen Schraube annähern.

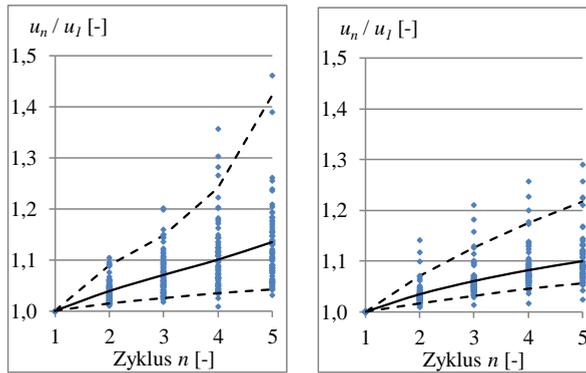


Abbildung 4.35: Entwicklung der Verschiebungen der herkömmlichen Schrauben über die Zyklen; links: d16; rechts: d20

Dass die Querverschiebungen weniger stark zunehmen als bei herkömmlichen Schrauben, kann aber auch an unterschiedlichen Gründen liegen: Einerseits ist es möglich, dass sich die glatte Oberfläche des Schafts positiv auf den Kontakt auswirkt. Im Gegensatz zu einem Schaft mit Gewindeflanken ist ein homogenerer Kontakt zwischen Bohrlochwand und Schaft vorhanden. Die Flanken einer herkömmlichen Schraube drücken sich punktuell in den Beton und führen zu größeren Schäden. Das führt zu größeren Abplatzungen und demnach zu geringem Widerstand bei erneuter Belastung. Andererseits ist es möglich, dass sich der Seileffekt positiv auf das Verschiebungsverhalten der modifizierten Schrauben auswirkt. Aufgrund der zusätzlichen Querverschiebung im Biegespalt wird er auch in einem größeren Maß aktiviert.

#### 4.2.3.6 Hysteretische Dämpfung der Vorversuche

Es wurden die kraftgeregelten Versuche C2.4 nach Kapitel 4.2.3.5 herangezogen. Während der Flächenberechnung zeigte sich, dass die Abtastrate von  $f = 10$  Hz zu gering gewählt worden war. Dies äußert sich in den teilweise großen Ausreißern in den Ergebnisverläufen des gleichen Verschiebungsniveaus. Da deren Zyklen, ausgenommen der erste Zyklus eines jeden Niveaus, nahezu kongruent sind, müssen die ermittelten Dämpfungsmaße auch übereinstimmen. Aufgrund der zu groben Abtastrate und der geringen Datenmenge an Prüfungen von modifizierten Betonschrauben wurde zum Vergleich eine lineare Trendlinie über das Programm ECXEL gewählt. Die Ausgleichsgerade wird über die Methode der kleinsten Quadrate bestimmt. Trotz der Tatsache, dass das Bestimmtheitsmaß mit der gewählten Ansatzfunktion nicht ausreichend erfüllt ist, können grundlegende Zusammenhänge erkannt aber nicht genau quantifiziert werden.

Für die Auswertung standen die Versuche an den herkömmlichen Betonschrauben d16 und d20 (jeweils fünf Durchläufer) zum Vergleich zur Verfügung. Prüflinge die vorzeitig

während der Zyklen versagten, wurden nicht berücksichtigt. In Abbildung 4.36 sind die Verläufe der hysteretischen Dämpfung über die Zyklen hinweg dargestellt. Die Dämpfungsmaße der herkömmlichen Betonschraube liegen sowohl für den Durchmesser d16 als auch d20 im Bereich von  $\zeta_{hyst} = 12\%$ . Wie erwartet sind die herkömmlichen Betonschrauben im Stande, hohe Dämpfungswerte im Bereich von 15,9 % (siehe Kapitel 2.6.3.6) zu erreichen. In den ersten Zyklen eines neuen Kraftniveaus werden sogar größere Werte von über 30 % erreicht. Im Vergleich der beiden Durchmesser miteinander sind im Mittel kaum Unterschiede zu erkennen. Im Gegensatz dazu ist aber für beide Durchmesser erkennbar, dass die hysteretische Dämpfung der herkömmlichen Betonschrauben stets um über 5 % größer ist als die der modifizierten Schrauben. Insgesamt sind die Werte der hysteretischen Dämpfung der modifizierten Betonschraube von ca.  $\zeta_{hyst} = 5\%$  sehr gering und steigen gegen Ende der Versuche auch nur geringfügig an.

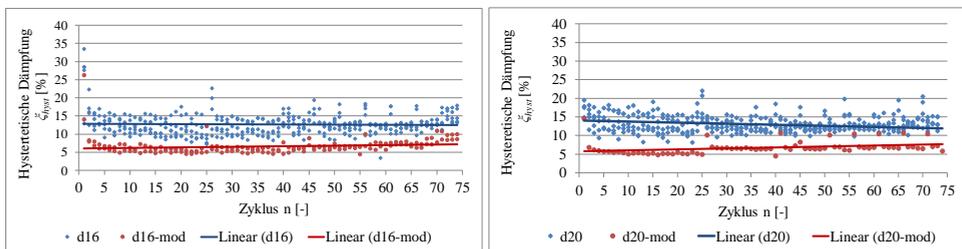


Abbildung 4.36: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung über die Zyklen; links; d16; rechts d20

Als Grund der geringen hysteretischen Dämpfung wird das Lochspiel vermutet. Wie in Kapitel 2.6.3.6 beschrieben, hat ein großes Lochspiel zur Folge, dass die hysteretische Dämpfung geringer wird. Dies ist auch bei den Versuchen mit den modifizierten Betonschrauben der Fall. Da die Gewindeflanken über die gesamte obere Schafthälfte abgeschliffen wurden, aber die Anbauteile dieselben Durchgangslöcher wie die herkömmlichen Betonschrauben hatten, ist das Lochspiel genau um die Höhe der Flanken größer. Dieses Manko konnte nicht vermieden werden, da die Anker in Durchsteckmontage gesetzt werden mussten und der untere Teil der Schrauben noch die vollen Gewindeflanken hatte.

Im Gegensatz zu den Ergebnissen von (Rieder A., 2009) ist zum Ende der Zyklen kein Anstieg der Dämpfungswerte zu verzeichnen. Dies kann auf die unterschiedlichen Versuchsdurchführungen bzw. Lastwerte zurückgeführt werden. In den Versuchen nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) wird eine voremüdete Resttragfähigkeit ermittelt, sodass die Querlasten in den Zyklen weit unterhalb dieser Tragfähigkeit liegen. Würden größere Lastwerte angesteuert werden, würde entweder ein vorzeitiges Versagen eintreten oder zu geringe Resttragfähigkeiten erzielt werden. Dafür haben höhere zyklische Querlastni-

veaus in den Zyklen größere Verformungen zur Folge, wodurch ferner ein ausgeprägteres plastisches Tragverhalten der Befestigungsmittel geweckt wird. Dies wiederum würde sich in völligeren Hysteresen widerspiegeln, sodass die ermittelten Dämpfungsmaße ansteigen. Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass die in der Abbildung 4.36 ermittelten hysteretischen Dämpfungsmaße nicht die maximal erreichbaren Werte der geprüften Befestigungsmittel darstellen. Vielmehr handelt es sich bei den Dämpfungsmaßen um die Werte, die von Befestigungsmitteln erreicht werden können, wenn sie das komplette Lastprogramm ertragen und gleichzeitig bestimmte Resttragfähigkeiten erhalten bleiben sollen. Zum Vergleich sind in Abbildung 4.37 die Entwicklungen der hysteretischen Dämpfungsmaße von Prüflingen dargestellt, die während der Versuche vorzeitig versagten. Im Vergleich zu den Dämpfungsmaßen nach Abbildung 4.36 liegen nun die Dämpfungswerte von 11 % und 13% nahe an den Werten von herkömmlichen Betonschrauben trotz des größeren Lochspiels. Wie bei den Ergebnissen von (Rieder A. , 2009) ist diesmal der Effekt zu beobachten, dass die Dämpfungswerte gegen Versuchsende hin zunehmen.

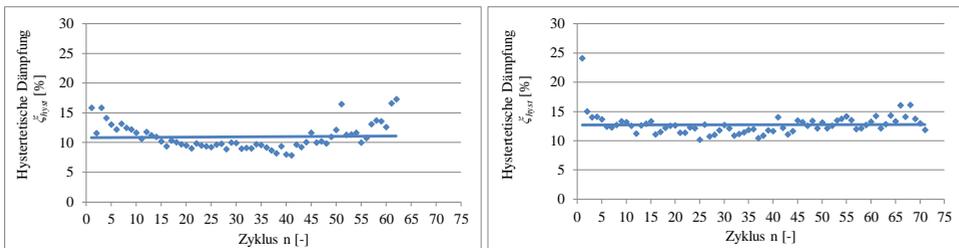


Abbildung 4.37: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung von Prüflingen mit vorzeitigem Versagen – d16; Links: d16 – Versagen im 63. Zyklus; rechts: d20 – Versagen im 73. Zyklus

Es zeigt sich anhand der Ergebnisse, dass die analytische Betrachtung nach Kapitel 2.6.3.6 sehr gut die hysteretischen Dämpfungsverhältnisse beschreibt. Auffällig ist die starke Abhängigkeit der ermittelten Dämpfungswerte vom vorhandenen Lochspiel.

#### 4.2.3.7 Einfluss des Seileffekts

Diese Versuchsreihe hatte zum Ziel, den Einfluss des Seileffekts auf das hysteretische Verhalten von Betonschrauben zu untersuchen. Dazu wurden zwei Varianten des Versuchs C2.4 (anwachsende, alternierende Amplitude) nach ETAG 001 herangezogen (siehe Tabelle 4.8).

Tabelle 4.8: Versuchsdurchführung zum Einfluss des Seileffekts

	Variante 1	Variante 2
Befestigungsgrund	Ungerissen Bohrloch nach Zulassung	Ungerissen Langloch
Versuchsablauf	Kraftgesteuert 75 Amplituden	Weggesteuert 45 Amplituden
Prüflinge	Herkömmliche Betonschrauben	Modifizierte herkömmliche Betonschrauben
Anzahl an Prüfungen	1 x d16 1 x d20	1 x d12 1 x d16 1 x d20

Variante 1 ist im Wesentlichen der Standard-Versuch C2.4 nach (ETAG 001 - Annex E, 2013). Der Unterschied ist hierbei, dass die herkömmlichen Betonschrauben nicht so weit eingeschraubt wurden, dass der Schraubenkopf bündig auf dem Anbauteil anliegt, sondern dass ein Spalt von einigen Millimetern zwischen Schraubenkopf und Anbauteil vorhanden ist (siehe Abbildung 4.38). Dadurch kann sich das Befestigungsmittel bei Querverschiebung auch in Längsrichtung zwangsfrei verformen. Demnach kann sich der Seileffekt nicht einstellen. Die auf diese Weise montierten Betonschrauben können nur über Kontakt (Abscheren) die äußeren Lasten abtragen. Die beiden Prüflinge dieses Versuchsaufbaus versagten vorzeitig während der Lastzyklen.



Abbildung 4.38: Herkömmliche Betonschraube, montiert mit Spalt zwischen Mutter und Anbauteil

Die Versagensbilder der beiden Schrauben sind in Abbildung 4.39 dargestellt. Im Vergleich mit herkömmlichen Betonschrauben, welche konform montiert wurden, waren die muschelförmigen Betonausbrüche dieser beiden Versuche größer und geringfügig tiefer.

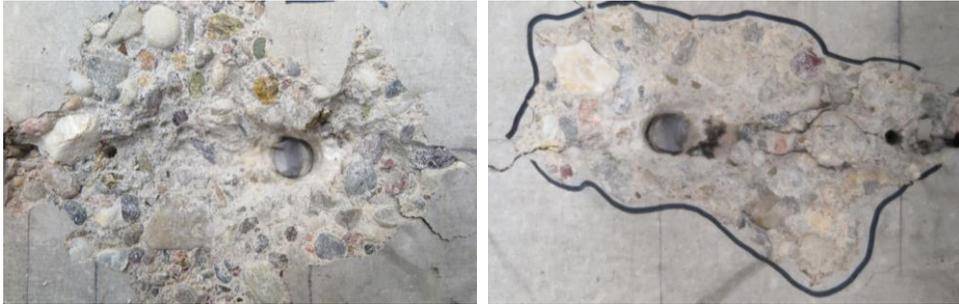


Abbildung 4.39: Versagensbilder – Versuche C2.4 Variante 1; links: d16; rechts: d20

Abbildung 4.40 gibt einen Eindruck über die Hysteresen des Versuchs im Vergleich zu konform montierten Betonschrauben. Man erkennt, dass die maximalen zyklischen Tragfähigkeiten der mit Spalt montierten Schrauben bei Lastniveaus von ca. 70 % derer von konform montierten Schrauben erreicht wurden. Im Bereich von 50 % des Lastniveaus mit konform montierten Schrauben nehmen die Querverschiebungen der mit Spalt montierten Prüflinge sehr stark zu. Hier haben die Prüflinge beider Montagevarianten eine Verschiebung von 4 bis 5 mm erreicht, sodass der Seileffekt seine Wirkung zeigen sollte. Im Fall der mit Spalt montierten Schrauben kann er das aber eben nicht, die Tragfähigkeit wird ab diesem Punkt bei nur noch geringer Laststeigerung erreicht.

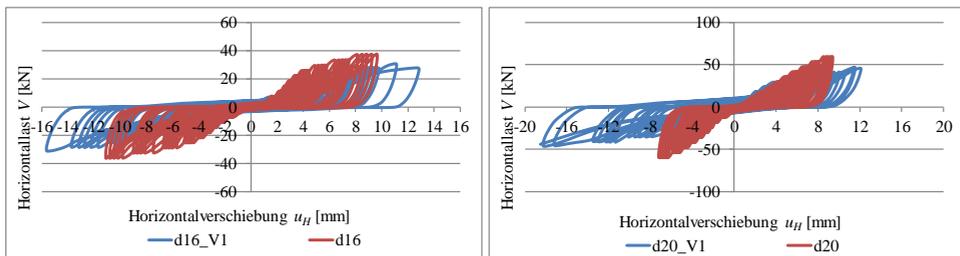


Abbildung 4.40: Hysteresen der Versuchsvariante 1 im Vergleich mit konform montierten Schrauben; links: d16; Rechts: d20

Diese These kann gut mit Abbildung 4.41 verdeutlicht werden. Hier sind die Entwicklungen der Verschiebungen über die Zyklen hinweg dargestellt. Der Verlauf der mit Spalt montierten Schraube ist treppenförmig, wohingegen der konform montierten Schraube nahezu exponentiell verläuft. Der Sprung in der Verschiebung ist beim Übergang zwischen Lastniveaus unterschiedlicher Stärke wesentlich geringer. Die Schrauben, welche mit Spalt montiert wurden, reagieren also wesentlich sensibler auf die Zunahme der Kraftniveaus.

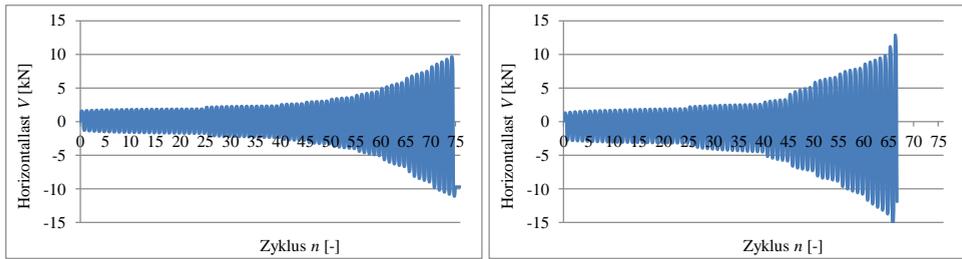


Abbildung 4.41: Entwicklung der Querverschiebung über die Lastzyklen; Links: Betonschraube d16 konform montiert; Rechts: Betonschraube d16 mit Spalt montiert

Die Verschiebungen nehmen deutlich zu und die Hysteresen werden dadurch nicht nur aufgeweitet, sondern scheinen auch wesentlich völliger zu sein, wie man in Abbildung 4.40 erkennt. Entsprechend den Hystereseverläufen ist zu erwarten, dass der Seileffekt auch einen signifikanten Einfluss auf die hysteretische Dämpfung haben wird. In Abbildung 4.42 ist die Entwicklung des Dämpfungsmaßes über die Zyklen zu finden. In beiden Fällen steigen die Dämpfungswerte in den letzten Zyklen deutlich über 15,9 %. Hier werden sogar Werte von 20 % erreicht, Im Gegensatz zu den Verläufen aus Versuchen mit einteiligen Schraubankern, bei denen die Prüflinge auch allesamt vorzeitig versagten, kündigte sich das Versagen bei diesen Versuchen nur durch die Zunahme des Dämpfungsmaßes prinzipiell an.

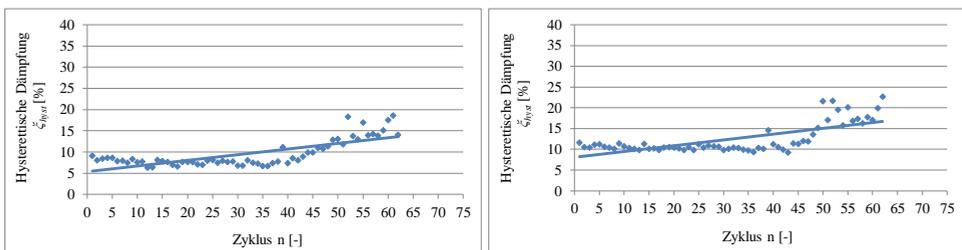


Abbildung 4.42: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung über die Zyklen – Versuche C2.4 Variante 1; links: d16\_V1 (Variante 1); rechts: d20\_V1 (Variante 1)

Das Lastprogramm der Versuche nach Variante 2 bestand in Anlehnung an die Versuche C2.4 aus anwachsenden Querlastniveaus mit jeweils fünf Lastzyklen. Die Versuchsvariante war durch Langlöcher im Verankerungsgrund so aufgebaut, dass kein Kontakt zwischen dem Biegeschaf und dem Bohrloch während der Verschiebungsamplituden eintritt, d.h. es liegt keine Scherfuge vor. Somit kann nur der Biege- und der sich einstellende Querkzug bzw. Seileffekt der Verschiebung entgegenwirken.

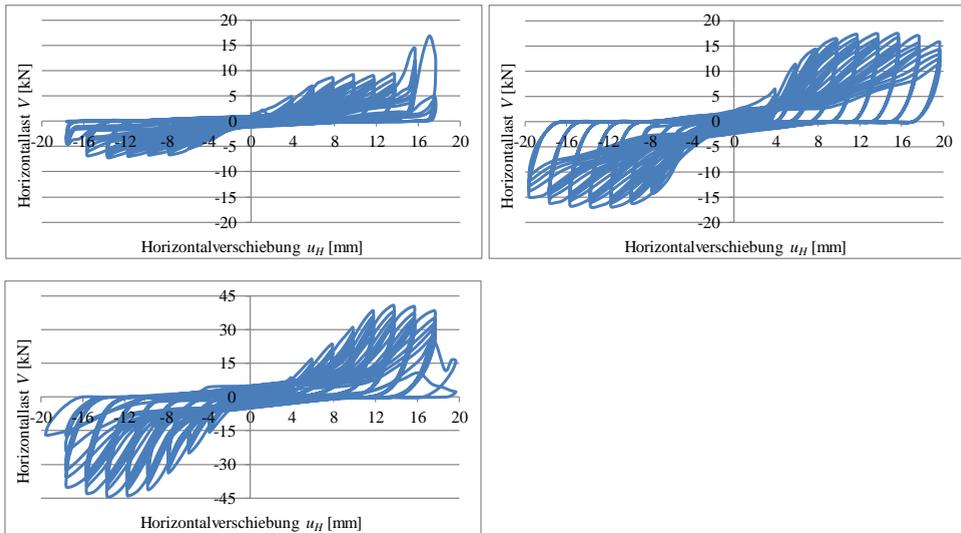


Abbildung 4.43: Hysteresen der modifizierten Betonschrauben der Versuche C2.4 mit Langloch; oben links: d12; oben rechts: d16; unten: d20



Abbildung 4.44: Modifizierte Betonschraube d16 nach dem Versuch C2.4 mit Langloch

In Abbildung 4.43 erkennt man trotz dieser Tatsachen deutlich die charakteristischen Verläufe herkömmlicher Befestigungsmittel wieder. Dabei sind die maximal erreichten Querlasten beachtlich, da sie bei allen drei Versuchen über 50 % der maximalen Kraftamplituden bei Standard-Zulassungsversuchen liegen. Im Falle der Schraube d20 können sogar 75 % der Kraft einer herkömmlichen Schraube aufgebracht werden. Demgegenüber muss festgehalten werden, dass große Querlasten erst ab einer Verschiebung von ca.  $u_H = 5$  mm erreicht werden können. Diese Verschiebungswerte werden aber von herkömmlichen Betonschrauben erst in den Zyklen der höchsten Lastniveaus erreicht. Abbildung 4.44 zeigt sehr deutlich, wie groß die dabei hervorgerufenen plastischen Verformungen in den Schrauben waren, die sie während der Versuche ertragen mussten.

In Abbildung 4.45 sind die bezogenen Querlastamplituden in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl dargestellt. Dazu sind für alle Verschiebungsniveaus die Verhältnisse der einzelnen Querlasten in Bezug auf die Querlast im ersten Zyklus aufgetragen. Für die Auswertung wurden immer alle Verschiebungsniveaus eines kompletten Versuchs

eingerechnet. Über einen Versuch mit 45 Amplituden, wobei 5 davon das gleiche Verschiebungsniveau aufwiesen, konnten 9 Beiträge für die Auswertung der bezogenen Verschiebungen  $V_n / V_I$  herangezogen werden. Da aber während der Versuche die Schrauben d12 und d20 vorzeitig versagten, konnten in diesen Fällen nicht alle Verschiebungsniveaus eingerechnet werden. Es wurden nur vollständig durchlaufene Verschiebungsniveaus in die Statistik mit aufgenommen. Entsprechend den Ergebnissen ergeben sich Kraftminderungen von durchschnittlich knapp 20 % im letzten Zyklus. Über die Zyklen hinweg zeigen sich große Streuungen. Im Vergleich mit den Ergebnissen von (Vintzeleou & Eligehausen, 1991) in Abbildung 2.130 fügen sich die mittleren Abminderungen und auch die Streuungen gut ein. Die Betonschrauben in ungerissenem Beton mit Langloch zeigen ähnliche Entwicklungen wie die Untersuchungen in (Vintzeleou & Eligehausen, 1991) von Hinterschnitt- und Spreizdübeln.

Die Versuche mit Langloch wurden nur in ungerissenem Beton durchgeführt. Daher sind weitere Untersuchungen in gerissenem Beton erforderlich, um dessen Einfluss zu analysieren. Der Einfluss der Rissbreite auf die Entwicklung der bezogenen Querlastamplituden in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl kann an dieser Stelle nur über die Versuchsreihen der modifizierten Schrauben mit Stufenbohrung mit  $a = 0,3$  und  $a = 0,5$  in gerissenem Beton untersucht werden. Hierbei ist aber zu beachten, dass bei diesen Versuchen nicht nur in gerissenem Beton geprüft wurde, sondern auch Kontakt zwischen Beton und Schaft aufgrund der Stufenbohrungen eintrat. Dadurch kam es zu Betonausbrüchen und -abplatzungen, was eine Änderung der Steifigkeit bei Querverschiebung bedeutete. Die Auswertung der Versuche ist in Abbildung 4.46 dargestellt. Wesentliche Bedeutung scheint der Einfluss der Rissbreite auf die Streuung der bezogenen Querlastamplituden und deren Mittelwert über die Zyklen hinweg zu haben. Da aber zusätzlich die Einflüsse von Betonausbrüchen während den Zyklen vorhanden sind, müssen weitere Untersuchungen folgen, um eindeutige Aussagen treffen zu können.

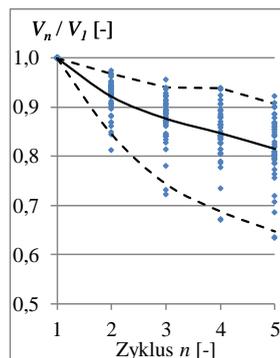


Abbildung 4.45: Entwicklung der Querlastpeaks über die Zyklen, Versuche C2.4 mit Langloch aller Schraubendurchmesser in ungerissenem Beton

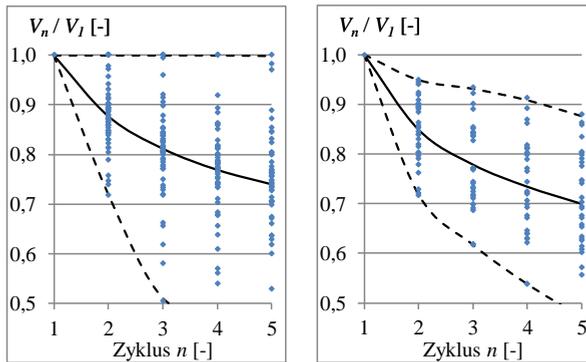


Abbildung 4.46: Entwicklung der Querlastpeaks über die Zyklen, Versuche C2.4 mit Stufenbohrung aller Schraubendurchmesser in gerissenem Beton; links:  $a = 0,3$ ; rechts:  $a = 0,5$

Insgesamt zeigt die Versuchsreihe, dass der Seil- oder Einhängeeffekt eine große Wirkung auf den Tragwiderstand hat. Um ihn zu nutzen, muss aber ein ausreichend großer Verschiebeweg bereitgestellt werden. Ein größerer freier Verschiebeweg hätte den positiven Nebeneffekt, dass Querlasten infolge eines Erdbebens geringer Stärke (sog. Betriebserdbeben) ohne Schädigung des Ankergrunds ertragen werden könnten. In diesem Fall könnte die Schraubenbiegung in Verbindung mit dem Seileffekt ausreichend großen Widerstand entwickeln, um die Lasten abzutragen. D.h. der Abscherwiderstand müsste dann nicht herangezogen werden, sodass es nicht zum Kontakt zwischen Schaft und Beton käme und dementsprechend auch nicht zu Betonausbrüchen- und -abplatzungen.

Im Weiteren gilt es zu klären, in wie weit der Seileffekt bei anderen Befestigungsmitteln als Betonschrauben, die entsprechend Kapitel 2.1.1 geringere Steifigkeiten in Längsrichtung haben, das Quertragverhalten beeinflusst. Da die Hystereseverläufe nach Abbildung 4.40 denen der Versuche mit kombinierter zyklischer N-V-Belastung nach (Guillet, 2011) bzw. nach Abbildung 2.6 gleichen, liegt die Vermutung nahe, dass hier der Seileffekt merklichen Einfluss auf den Tragwiderstand hat. Demnach müsste die Interaktion von Quer- und Normalkraft nicht nur auf Ebene der Kräfte, sondern auch auf Ebene der Verschiebungen berücksichtigt werden.

#### 4.2.4 Versuche an Prototypen

Neben den modifizierten Betonschrauben konnten auch die Prototypen des duktilen Schraubankers geprüft werden. Da aber durch das Vergüten der einteiligen Prototypen nicht die gewünschte Zähigkeit im Biegeschacht erreicht werden konnte (vor allem bei den Prototypen der Durchmesser  $d_{\text{Schaft}} = 8,8$  und  $10,7$  mm), wurden nur Prototypen des Durchmessers  $d_{\text{Schaft}} = 5,1$  mm unter Querbeanspruchung geprüft (siehe Abbildung 4.47).

Tabelle 4.9 gibt einen Überblick über die geometrischen Randbedingungen der Prototypen, die in den Versuchen untersucht wurden. Die Versuche mit Längsbeanspruchung konnten dagegen mit allen Prototypen durchgeführt werden, da der Versagensmodus stets Betonversagen war.

Tabelle 4.9: Geometrische Randbedingungen der Prototypen

MM EQ	$\varnothing_{cut}$ [mm]	$\varnothing_{Schaft}$ [mm]	$\Delta s$ [mm]	$a$ [-]	$l_{Schaft}$ [mm]	$b$ [-]	$\varnothing_{fix}$ [mm]	$l_{fix}$ [mm]	An- schluss- gewinde
12x80	10,35	5,1	3	0,56	25	5	6,5	12	M10
12x100	10,35	5,1	3	0,56	30	6	13	10	M6

Abbildung 4.47: Gesetzte Prototypen  $d_{Schaft} = 5,1$  mm

#### 4.2.4.1 Monotone Querlasttragfähigkeit

Im ersten Schritt wurde überprüft, ob für die Prototypen die Fließgelenktheorie besser zutrifft als für die modifizierten Betonschrauben, und ob die Verjüngung zu einem höheren Einspanngrad des Schafts im Ankerelement führt. Dazu wurden monotone Querlastversuche in gerissenem und ungerissenem Beton durchgeführt. In Abbildung 4.48 und Abbildung 4.49 sind die Verläufe der Lastverschiebungskurven beider Prototypen bei monotoner Querbelastung dargestellt. Die einteiligen Prototypen wurden sowohl in gerissenem als auch in ungerissenem Beton geprüft, die zweiteiligen dagegen nur in gerissenem Beton ( $\Delta w = 0,8$  mm). Im Vergleich der Ergebnisse aus den Versuchen mit einteiligen Prototypen in gerissenem und ungerissenem Beton sticht die unterschiedliche Anfangssteifigkeit der Versuche ins Auge. Dies kann über den geringeren Einspanngrad des Ankerelements in gerissenem Beton erklärt werden. Durch die große Rissbreite im Vergleich zum Durchmesser hat sich um das Ankerelement herum ein geringes Spiel gebildet. Bei Verschiebung des Schraubenkopfes kann sich nun das Ankerelement bei geringer Beanspruchung stärker verdrehen als in ungerissenem Beton.

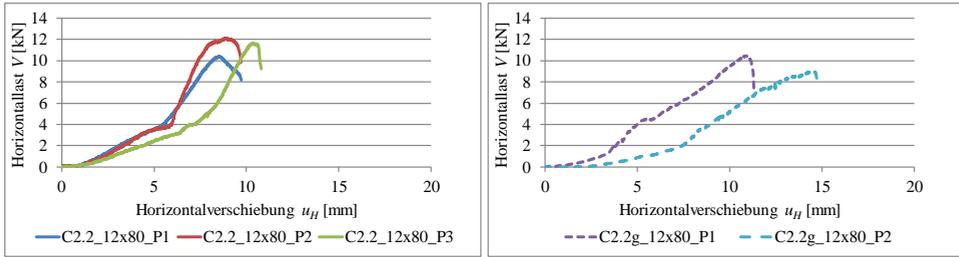


Abbildung 4.48: Lastverschiebungskurven der einteiligen Prototypen mit Durchmesser  $d_{\text{Schaft}} = 5,1 \text{ mm}$ ; links: gerissener Beton mit  $\Delta w = 0,8 \text{ mm}$ ; rechts: ungerissener Beton

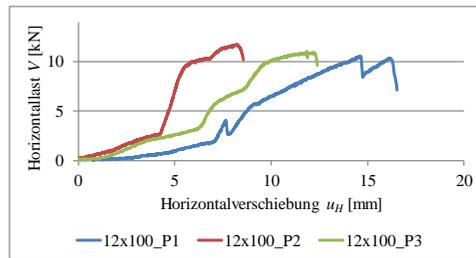


Abbildung 4.49: Lastverschiebungskurven der zweiteiligen Prototypen mit Durchmesser  $d_{\text{Schaft}} = 5,1 \text{ mm}$

Diese Annahme unterstreichen die Ergebnisse der ermittelten elastischen Steifigkeit  $k_i$ , die über die Tangentensteifigkeit bestimmt werden kann (siehe Tabelle 4.10). Bei vorhandenem Riss nimmt die mittlere Steifigkeit von  $k_i = 613 \text{ N/mm}$  auf  $k_i = 357 \text{ N/mm}$  um über 40 % ab. Bemerkenswert ist am Kraft-Verschiebungsverlauf auch, dass sich im Bereich der reinen Schraubenbiegung kein Fließplateau einstellt. In fast allen Versuchen ist ein linearer Verlauf vorzufinden. Nur einige Graphen haben einen nichtlinearen Charakter und verlaufen bis zur Steifigkeitsänderung bei Kontakt mit dem Bohrloch parabolisch.

Zum Vergleich der Messwerte mit den Ergebnissen der analytischen Lösung mit der Fließgelenktheorie kann Tabelle 4.10 herangezogen werden. Hier ist die Querkraft zum Erreichen des vollplastischen Moments in Abhängigkeit von der Fließspannung und des Ausnutzungsgrades der Normalkrafttragfähigkeit für das statische System „Kragarm“ zusammengetragen. Zudem werden die Ergebnisse der gemessenen Werte der Fließspannung und der elastischen Steifigkeit gegenübergestellt. Für die Schraubentypen 12x100, bei deren Versuchen ein großes Lochspiel von  $\Delta\phi_{\text{fix}} = 3 \text{ mm}$  vorhanden war, sollten Werte in diesem Bereich (siehe Tabelle 4.10) gemessen werden. Da bei den Schraubentypen 12x180 dagegen ein sehr kleines Lochspiel von  $\Delta\phi_{\text{fix}} = 0,5 \text{ mm}$  vorlag, waren dem analytischen Ansatz folgend wesentlich größere Steifigkeiten, von bis zu dem Vierfachen

der gemessenen Werte, erwartet worden. Dies kann nicht bestätigt werden. Die Steifigkeiten sind wesentlich geringer als die nach der Theorie ermittelten.

Um den Einfluss der Rissbreite auf das Querverschiebungsverhalten zu überprüfen, wurden fünf Versuche bei einer Rissbreite von  $\Delta w = 0,8$  mm durchgeführt. In Anbetracht der Last-Verschiebungskurven kann ein deutlicher Einfluss der Rissbreite auf die Tragfähigkeit und die Verschiebungen festgehalten werden. Wie bereits in den Versuchen mit den modifizierten Schrauben festgestellt wurde, ist der Seileffekt schon bei Biegen im Spalt stark ausgeprägt.

Es wird deutlich, dass bei der vorhandenen Rissbreite von  $\Delta w = 0,8$  mm die maximale Querverschiebung zu- und die ertragbare Querlast abnimmt. Eine Erklärung ist die große Rissbreite in Relation zum Durchmesser der Prototypen, wodurch davon ausgegangen werden kann, dass die geschädigte Kontaktfläche zwischen Schaft und Beton anwächst und die Kontaktsteifigkeit geringer wird. Warum sich bei größerer Querverschiebung nicht auch ein größerer Einhängeeffekt einstellt, kann über das schlechtere Verbundverhalten des Ankerelements im gerissenen Beton erklärt werden.

Tabelle 4.10: Zusammenfassung der Messwerte der quasi-statischen Versuche C2.2 und C2.2b;  $d_{\text{Schaft}} = 5,1$  mm

	$u_{pl}$ [mm]	$F_{Mpl}$ [kN]	$F_{Mpl}$ [kN]	$k_{el}$ [N/mm]	$k_i$ [N/mm]	$u_u$ [mm]	$V_u$ [kN]
			erwartet		erwartet		
12x80	5,54	3,81	0,361 - 0,506 (KA)	688	695 (KA) 2782 (GEI)	8,46	10,31
	5,82	3,82		656		8,89	12,07
	6,33	3,13		494		10,30	11,61
		<b>3,59</b>		<b>613</b>		<b>9,22</b>	<b>11,33</b>
12x80g	3,43	1,32	0,361 - 0,506 (KA)	585	695 (KA) 2782 (GEI)	12,10	10,46
	5,06	1,66		328		15,31	9,00
		<b>1,49</b>		<b>357</b>		<b>13,71</b>	<b>9,73</b>
12x100	6,94	1,89	0,361 - 0,506 (KA)	272	695 (KA) 2782 (GEI)	14,65	10,54
	4,28	2,85		666		8,56	11,72
	3,98	2,12		533		12,40	11,04
		<b>2,29</b>		<b>490</b>		<b>11,87</b>	<b>11,10</b>



Abbildung 4.50: Bruchbilder des Prototyps  $d_{\text{Schaft}} = 5,1 \text{ mm}$

Insgesamt ergeben sich ähnliche Ergebnisse wie die aus Kapitel 4.2.3.2 an den modifizierten Betonschrauben.

- Die elastische Steifigkeit  $k_i$  ist geringer als die nach der Theorie ermittelte. Die Verjüngung des Ankeres auf den Durchmesser des Biegeschafte führt zu keiner Erhöhung der elastischen Steifigkeit. Diese Aussage gilt für die Prototypen mit kleinen Durchmessern. Denn hier ist zu berücksichtigen, dass der Einspanngrad des Ankeres stark von der großen Rissbreite beeinflusst wird, und dass sich bei Prototypen größeren Durchmessers andere Verhältnisse einstellen.
- Die Fließspannung  $F_{Mpl}$  ist größer als die nach der Theorie.

Die Rissbreite von  $\Delta w = 0,8 \text{ mm}$  hat auf die Schrauben mit Durchmesser von  $d = 5,1 \text{ mm}$  unterschiedliche Einflüsse:

- Der Einspanngrad am Ankeres nimmt ab.
- Der Abscher- bzw. Lochleibungswiderstand des Betons nimmt ab.
- Die Querverschiebung nimmt zu, der Querlastwiderstand nimmt ab.

Die Ermittlung der nötigen Querlast zum Erreichen des plastischen Biege- und Lochleibungswiderstands ist mithilfe der Fließgelenktheorie ausreichend genau (auf der sicheren Seite liegend) bestimmbar.

#### 4.2.4.2 Zyklische Querlastversuche

Wie auch schon bei den Versuchen mit den modifizierten Betonschrauben ist, ebenso bei den quasi-statischen Querlastversuchen nicht ausreichend genau auf das plastische Tragverhalten des Schafte zurückzuschließen. Es wurde auch in dieser Versuchsreihe der zyklische Querlastversuch C2.4 mit anwachsender Querverschiebung amplitude herangezogen. Bei einteiligen Ankern wurde eine maximale Verschiebung amplitude von

$u_{H,max} = 10$  mm im ersten Versuch angesetzt. Sie wurde aber infolge des vorzeitigen Versagens auf  $u_{H,max} = 8$  mm herabgesetzt. Dennoch konnte keiner der Prüflinge die kompletten Zyklen durchlaufen. Beispielhaft sind zwei Hysteresen in Abbildung 4.51 dargestellt. Im Bereich des Nulldurchgangs ist wieder eine deutliche Einschnürung (*pinching*) des Verlaufs erkennbar. Dennoch wird ersichtlich, dass anhand der Kraft-Verschiebungskurven der Bereich der reinen Schraubenbiegung, wie auch bei den bisherigen zyklischen Versuchen, kaum zu identifizieren ist.

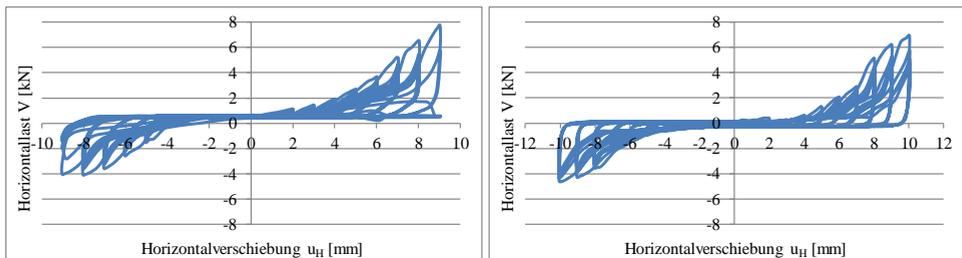


Abbildung 4.51: Last-Verschiebungsverläufe der Prototypen – links: MM-EQ12x100; rechts: MM-EQ12x80

Gerade im Verlauf bei Lastumkehr wird erwartet, dass nach Überbrückung des Lochspiels das Rückverbiegen der Schrauben einsetzt, was sich in Form eines Fließplateaus mit der Last  $F_{Mpl}$  äußern sollte. Vor allem in dieser Versuchsreihe war davon auszugehen, dass durch das sehr klein gewählte Lochspiel bei den Prototypen 12x80 dieses Tragverhalten deutlich hervortritt. Auch bei näherer Betrachtung der Hystereseverläufe bei den ersten Lastniveaus (Abbildung 4.52) ändert sich dies nicht. Die kleinsten Verschiebungsamplituden betragen ca.  $u_H = 1,6$  bis 2 mm, sodass bei einem Lochspiel von ca.  $\Delta\phi_{fix} = 0,5$  mm und dem vorhandenen Biegepalt von rechnerisch  $\Delta s = 2,6$  mm der Effekt der reinen Schraubenbiegung gut erkennbar sein sollte. In den Zyklen mit hohen Verschiebungsamplituden ist die Hysterese wesentlich völliger. Hier kann davon ausgegangen werden, dass plastische Verformungen im Biegeschacht auftreten. Trotz dieser Tatsache ist auch bei Belastung die reine Schraubenbiegung nicht erkennbar.

Wie schon in den Vorversuchen an herkömmlichen Betonschrauben war die elastische Steifigkeit erneut weit unterhalb der Erwartungswerte nach der Balkentheorie.

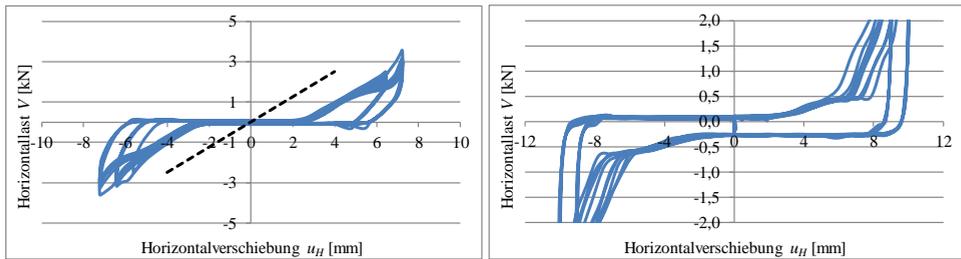


Abbildung 4.52: Hysteresen der Prototypen im Versuch C2.4 bei den maximalen Verschiebungsniveaus; links: geringes Verschiebungsniveau 12x80; rechts: großes Verschiebungsniveau 12x100

Die einteiligen vergüteten Prototypen versagten allesamt vorzeitig in den Lastzyklen. Der Versagensmodus war stets ein Ermüdungsbruch, der sich dadurch äußerte, dass im Querschnitt deutlich Rastlinien erkennbar waren. Die Versagensstellen waren unterschiedlich: Eine Probe versagte in der Scherfuge, wohingegen bei einer anderen an der Einspannstelle (Übergang zwischen Ankereslement und Biegeschaf) der Bruch stattfand. Der Versagensmodus an der Einspannstelle ist wiederum ein Indiz dafür, dass sich dort eine Fließzone eingestellt haben muss.



Abbildung 4.53: Bruchbilder der Prototypen; links: MM-EQ 12x100 (zweiteilig); rechts: MM-EQ 12x80 (einteilig)

Bei den Schrauben, deren Versagensstelle in der Scherfuge lag und deren Schaft samt Ankereslement im Beton verblieben ist, konnte festgestellt werden, dass sich der Einspanngrad während der Zyklen deutlich reduziert hatte. Der Anker konnte schon bei geringer Berührung um circa ein bis zwei Millimeter verschoben werden. Es ist anzunehmen, dass der Ankergrund so stark geschädigt wurde, dass der Schlupf und der geringe Einspanngrad entstanden sind. Dies erklärt die abgeschätzten elastischen Steifigkeiten von  $k_i = 250 \text{ N/mm}^2$  bis  $500 \text{ N/mm}^2$  (je nach Prototyp).

An den zweiteiligen Prototypen 12x100 wurden die gleichen Versuche C2.4, nur mit höheren maximalen Amplituden von  $u_H = 10$  mm, durchgeführt. Dieses Niveau konnten drei Anker vollständig durchlaufen. Im Vergleich mit den Ergebnissen aus den Versuchen an den einteiligen Ankern sind nur sehr geringe Unterschiede zu erkennen. Bei den zweiteiligen Ankern erkennt man aber im Bereich der reinen Schraubenbiegung den eingeschnürten Verlauf, der nun deutlicher eine Fläche umschließt. Im Umkehrschluss deutet dies auf plastische Verformungen hin, die stärker ausgeprägt sind als bei den einteiligen Schraubankern.

Der einzige merkliche Unterschied zwischen den Versuchen mit den beiden Prototypen ist das größere Lochspiel von  $\Delta\varnothing_{fix} = 3$  mm im Anbauteil bei zweiteiligen Schrauben. Wie auch schon bei den bisherigen Versuchen zeigte sich, dass das Tragverhalten im Bereich der reinen Schraubenbiegung von der analytischen Betrachtung abweicht. Der größte Unterschied ist der geringe Einspanngrad des Ankeres im Beton, der aus der zyklischen Schädigung des Betons resultiert. Zudem ist für das Verschieben des Anbauteils in die Ausgangslage annähernd keine Last notwendig. Entsprechend der Abbildung 4.52 – linke Seite wird der Schlupf des Ankers im Ankergrund auf  $u_{H,S} = 1$  bis 2 mm geschätzt.

Da die zweiteiligen Schraubanker die Lastamplituden erfolgreich durchliefen, konnten im Anschluss die Restquerlasttragfähigkeiten ermittelt werden. Die Kraft-Verschiebungskurven sind in Abbildung 4.54 dargestellt. Die mittlere Restquerlasttragfähigkeit ist im Vergleich mit den quasi-statischen Querlastversuchen nach Kapitel 4.2.6.1 geringer. Im Vergleich mit den zweiteiligen Ankern in ungerissenem Beton ist die Tragfähigkeit um 3,8 kN geringer. Dies bedeutet eine Abnahme von 34 % (bezogen auf  $V_u = 11,1$  kN). Die maximale Verschiebung ist um 3,1 mm größer (Zunahme von 26 %), wobei ein Vergleich der Verschiebungen durch die Lastgeschichte in der Kontaktzone weniger aussagekräftig ist.

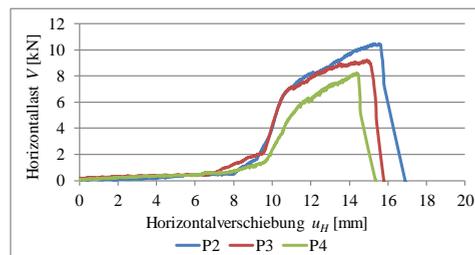


Abbildung 4.54: Resttragfähigkeit MM-EQ 12x100

Tabelle 4.11: Ergebnisse der Versuche C2.4 MM-EQ12x100

	Erwartete Höchstlast		
	$F_{H,u}$ [kN]	$F_{pl}$ [kN]	$u_{H,max}$ [mm]
P2	10,46	6,19 ( $f_y = 700 \text{ N/mm}^2$ )	15,53
P3	9,22		14,90
P4	8,22		14,41
Mittelwert	9,30		14,95

Zusätzlich zu den Versuchen C2.4 mit anwachsender Verschiebungsamplitude wurden mit den Prototypen auch die Versuche C1.2 mit alternierender Querlast aber abfallender Amplitude durchgeführt. Es werden nur einige Ergebnisse präsentiert. In diesem Fall sind es die Ergebnisse der zweiteiligen Prototypen, da die einteiligen schon früh vorzeitig versagten. Die Versuche wurden weggeregelt gefahren. Im Gegensatz zu den bisherigen Versuchen wurde ein Prüfling mit einem Drehmoment von  $T_{inst} = 12 \text{ Nm}$  angezogen. Bei dem anderen Prüfling wurde der Biegespalt mit einer Stufenbohrung um zwei Millimeter vergrößert. Im Gegensatz zu den Versuchen der Kategorie C2 sind die Prüflinge in den Versuchen C1 bei einer Rissbreite von  $\Delta w = 0,5 \text{ mm}$  zu prüfen.

Beide Versuche konnten die 140 Zyklen ertragen, sodass auch die Resttragfähigkeit ermittelt werden konnte. Abgesehen von der Lastabfolge zeigen die Hysteresen (siehe Abbildung 4.55) einen ganz anderen Verlauf als die bisherigen. Dies betrifft vor allem die Hysteresen der ersten zehn Amplituden, in denen das Bohrloch ausleibt, sodass bei geringeren Verschiebungen kein Kontakt zwischen Schaft und Bohrloch entsteht. Die Lastabfolge mit abfallender Amplitude führt dazu, dass die Hysteresen mit geringerer Amplitude kaum Völligkeit entwickeln, da die Prüflinge nur noch im ausgeweiteten Spalt verschoben werden. Zudem kann angenommen werden, dass in den ersten Zyklen der Seileffekt im System abgebaut wird, sodass bei Verschiebungen, die geringer sind, der Seileffekt fast oder sogar komplett verloren geht. Die erste Hysterese dagegen umschließt wesentlich mehr Fläche als die darauffolgenden. Grund dafür ist das Zusammenwirken von Quer- und Längsverschiebung und der zusätzlichen Vorspannung. Im ersten Zyklus ist der Verbund zwischen Beton und Anker noch vollständig intakt und der Anker kann über den Verbund große Zuglasten bei gleichzeitig geringem Schlupf aufnehmen. Durch das Anziehen der Schraubenmutter ist zudem eine Vorspannung im System, wodurch zum einen die Reibung zwischen Anbauteil und Betonoberfläche erhöht und zum anderen eine Federwirkung hervorgerufen wird. Der letztere Effekt hat das gleiche Wirkungsprinzip wie der Seileffekt, nur dass die Vorspannkraft ihn erhöht. Im ersten Zyklus wirken nun Reibung und der Seileffekt von Beginn an. Die Querverschiebung bringt zusätzlichen Widerstand durch die Erhöhung des Seileffekts mit sich. Wie sich aber zeigt, wird der

Effekt innerhalb von zwei bis drei Zyklen abgebaut. Durch den verschieblichen Verbund, der auch teilweise geschädigt wird, erfährt der Anker eine geringe Längsverschiebung und die Vorspannkraft wird abgebaut. Der Seileffekt dagegen wird erst wieder bei größeren Verschiebungen aktiviert. Aus Abbildung 4.56 wird der nachteilige Effekt der eingebrachten Vorspannung deutlich: Hier sind die Resttragfähigkeiten der beiden Prüflinge mit und ohne Vorspannung dargestellt. Der vorgespannte Prüfling erreicht nur etwa die Hälfte der Resttragfähigkeit des Prüflings ohne Vorspannung.

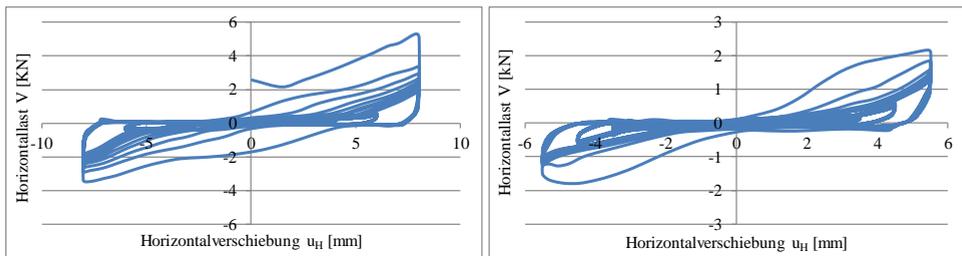


Abbildung 4.55: Hysteresen der Versuche C1.2 am zweiteiligen Prototyp 12x100; Links: mit Anzugsdrehmoment  $T_{inst}$  Rechts: ohne Anzugsdrehmoment und Stufenbohrung

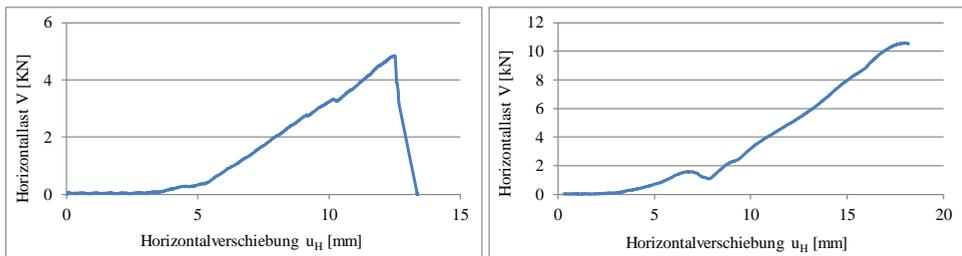


Abbildung 4.56: Resttragfähigkeiten der Versuche C1.2 am zweiteiligen Prototyp 12x100; Links: mit Anzugsdrehmoment  $T_{inst}$  Rechts: ohne Anzugsdrehmoment und Stufenbohrung

Sehr deutlich werden die oben ausgeführten Erkenntnisse an einem weiteren Versuch C2.4 mit einem einteiligen Prototyp 12x80 ersichtlich. Bei diesem Versuch wurde der Prüfling ebenfalls mit einem Anzugsdrehmoment von  $T_{inst} = 12$  Nm angezogen. Zwar versagte der Anker vorzeitig bei einer Verschiebung von  $u_H = 5$  mm, dennoch zeigt die Hysterese interessante Eigenheiten. In den Bereichen der Verschiebungen im Lochspiel und der reinen Schraubenbiegung, die bei nicht vorgespannten Ankern durch das Einschneiden mit sehr geringen Querlasten auffielen, zeigt sich bei diesem Versuch ein ganz anderes Bild. Die Hysteresen gleichen bis zu einer Verschiebung von  $u_H = 1$  mm denjenigen eines bilinearen Systems (siehe Abbildung 2.50). Ab dem Erreichen des Fließpunkts

fällt die Steifigkeit stark ab und es werden bei großen Verschiebungen nur noch geringe Horizontallasten aufgenommen. Die Horizontallasten in den ersten Zyklen erreichen Werte im Bereich von über  $V = \pm 2$  kN, wie sie sonst bei Systemen ohne Vorspannung erst bei der drei- bis vierfachen Verschiebung erreicht werden. Da in den Versuchen am einteiligen Schraubanker so gut wie kein Lochspiel und zur Minderung der Reibung zwischen Betonoberfläche und Anbauteil eine PTFE-Unterlage vorhanden sind, können die großen Querlasten nur zu einem geringen Anteil aus Reibung entstehen. Wird die eingetragene Vorspannkraft aus dem Anzugsdrehmoment von  $T_{inst} = 12$  Nm über die Beziehung nach (VDI 2230 – 2015) ermittelt, ergibt sich ein Wert ca.  $F_p = 5,9$  N bis 9,5 N, je nachdem welche Reibungsverhältnisse vorhanden sind. Mit der PTFE-Unterlage zwischen Betonoberfläche und Stahl kann von einem Reibbeiwert von  $\mu_R = 0,04$  (Stahl auf PTFE) bis 0,1 (Stahl auf Stahl) (Gross, Ehlers, Wriggers, Schröder, & Müller, 2013) ausgegangen werden. Die maximale Reibungskraft  $R$  sollte demnach einen Maximalwert von  $R = 953$  kN bis 235 kN annehmen. Die restliche Querlast muss daher dem Biegen des Schafts oder dem Seileffekt entspringen. Einer dieser Effekte wird zudem der Grund für die „Verfestigung“ nach dem Überschreiten des Haftens sein. Die Vorspannung bringt neben der Längskraft auch zusätzliche Steifigkeit in das System ein. Daher liegt es nahe, dass sie die Schraubenbiegung unterstützt, die ansonsten durch den Schlupf und wegen des geringen Einspanngrads bei kleinen Verschiebungen nicht aktiviert werden kann.

Interessant ist die zeitliche Entwicklung des Effekts über die Zyklen. In Abbildung 4.57 – rechte Seite ist der Verlauf der Querlast über den gesamten Versuch dargestellt. Die ersten 25 Zyklen ( $n = 25$ ) zeigen dabei den Verlauf bei einer Verschiebungsamplitude von  $u_H = \pm 1$  mm. Die erforderliche Querlast fällt exponentiell von  $V(n = 1) = 2,56$  kN im ersten Zyklus über  $V(n = 10) = 1,24$  kN (51 % von  $V(n = 1)$ ) auf  $V(n = 25) = 0,62$  kN ab, was letztlich einem Verlust von 75% entspricht. Der positive Effekt der Vorspannung auf die Tragfähigkeit kann also bei den Prototypen dieses Durchmessers nicht lange aufrechterhalten werden. Zu konkreten Aussagen ist aber die Anzahl an Versuchen zu gering. Dessen ungeachtet zeigt sich, dass die Vorspannkraft einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Tragfähigkeit eines Befestigungsmittels hat, das zur Montage ursprünglich kein Anzugsdrehmoment erfordert. Andererseits ist davon auszugehen, dass die aus der Vorspannung resultierende Längsbeanspruchung den Ermüdungswiderstand herabsetzt. Hierfür sind aber weiterführende Untersuchungen notwendig.

Außerdem ist anzumerken, dass in beiden Prüfungen nicht das reine Schraubenbiegen untersucht werden konnte.

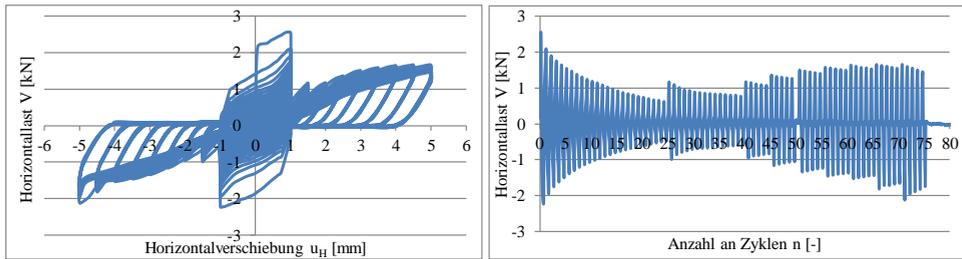


Abbildung 4.57: Hysteresen Versuche C2.4 P12x80 einteilig  $T_{max} = 12 \text{ Nm}$ ; links: Hysteresen; rechts: Entwicklung der Querlast über die Zyklen

#### 4.2.4.3 Hysteretische Dämpfung

Die Versuche an den Prototypen wurden auch hinsichtlich der hysteretischen Dämpfung ausgewertet. Sowohl bei den einteiligen als auch bei den zweiteiligen Schraubankern fallen sofort die sehr großen Dämpfungswerte in den ersten 25 bis 40 Zyklen auf. Durch die geringen Verschiebungen gleichen die Hysteresen der Zyklen eher denen eines elastisch-plastischen Systems. Wie auch schon bei den modifizierten Betonschrauben geht aber auf Grund der Nebeneffekte, wie Reibung und Seileffekt, nicht hervor, ob der Dämpfungswert aus der reinen Schraubenbiegung resultiert. Dass dem nicht der Fall ist, kann noch am ehesten anhand der Versuchsergebnisse der zweiteiligen Schraubanker begründet werden. Trotz des großen Lochspiels wurden die großen Dämpfungswerte ermittelt, die eigentlich gerade durch das Lochspiel nicht hätten auftreten sollen. Vielmehr hat es den Anschein, dass bis 40 Zyklen die Schraubenbiegung nicht aktiviert wurde, oder sie in Verbindung mit dem Seileffekt und der Reibung kaum Einfluss auf den Hystereseverlauf hat.

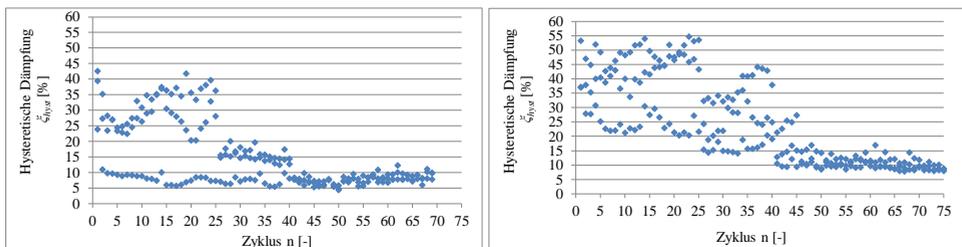


Abbildung 4.58: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung über die Zyklen; links: MM-EQ 12x80 (einteilig); rechts: MM-EQ 12x100 (zweiteilig)

Beschränkt man sich daher nur auf die höheren Zyklen (ab Zyklus 40), werden nur noch Dämpfungswerte im Bereich von 15 % erreicht. Hier haben die Hysteresen wieder ihren

typischen Verlauf angenommen. Obwohl die einteiligen Schraubanker vorzeitig versagen, erkennt man keine Auffälligkeiten in der Entwicklung der Dämpfungswerte, die das Versagen ankündigen.

## 4.2.5 Zusammenfassung der Querlastversuche

Es wurden Querlastversuche nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) mit herkömmlichen und modifizierten Betonschrauben und den Prototypen durchgeführt. Dabei beschränkte man sich nahezu vollkommen auf die zyklischen Versuche C2.4 mit anwachsenden Amplituden.

Mit den Versuchen konnte die prinzipielle Funktionsfähigkeit der Prototypen demonstriert werden. Es zeigte sich, dass die Fließgelenktheorie die Querlasten zum Erreichen des Fließens unterschätzt und auf Kräftebene auf der sicheren Seite liegt. Demgegenüber wurde festgestellt, dass der Biegeschaft sowohl der modifizierten Betonschrauben als auch der Prototypen nicht als voll eingespannt in das Ankerelement angesehen werden kann. Auch die Verjüngung des Ankers zum Biegeschaft hin führt bei den Prototypen nicht zu einer merkbaren Erhöhung des Einspanngrads. Es gilt jedoch zu prüfen, ob dies nur bei den Prototypen mit kleinem Durchmesser gilt. Des Weiteren hat die geometrische Ausbildung des duktilen Schraubankers keinen nachteiligen Effekt auf das Verschiebungsverhalten im Vergleich zu herkömmlichen Betonschrauben.

Eine erhöhte Energiedissipation konnte über die Berechnung des hysteretischen Dämpfungsmaßes nicht bestätigt werden. Hierzu sind weitere experimentelle Untersuchungen mit genaueren Randbedingungen durchzuführen. Es zeigte sich zudem, dass die ermittelten Werte der hysteretischen Dämpfung maßgeblich vom vorhandenen Lochspiel im Anbauteil beeinflusst werden. Bei weiteren Berechnungen muss dies unbedingt berücksichtigt werden. In diesem Zusammenhang wird nach den Erfahrungen des Verfassers eine Abtaste von mindestens  $f = 20$  Hz empfohlen.

Bezüglich des zyklischen Tragverhaltens der herkömmlichen Betonschrauben konnte gezeigt werden, dass dies unter maßgebendem Einfluss des Seileffekts steht. Hinsichtlich dessen Quantifizierung und Folgen für die kombinierte Beanspruchung aus Normalkraft und Querkraft sind weitere Versuche durchzuführen.

## 4.2.6 Versuche mit zentrischer Zugbelastung

Die Zugtragfähigkeit ist zwar innerhalb dieser Arbeit von geringerer Bedeutung, da der duktile Schraubanker nicht direkt für duktilen Tragverhalten in Längsrichtung konzipiert wurde, dennoch ist zu klären, inwiefern die Geometrie des Ankerelements die Längstragfähigkeit beeinflusst. Zudem soll das Tragverhalten von herkömmlichen Betonschrauben

unter den Lastprogrammen nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) genauer betrachtet werden. Auf die Untersuchungen zum Längstragverhalten wird an dieser Stelle nur in kompakter Form eingegangen. Wie sich im vorherigen Kapitel gezeigt hat, ist der Seileffekt ein einflussreicher Bestandteil der Tragfähigkeit von Befestigungsmitteln im Beton. Die Größe und die zyklische Entwicklung des Effekts sind eng verbunden mit dem Verbund des Ankers im Beton.

Ein weiterer Untersuchungsschwerpunkt dieses Kapitels ist darüber hinaus der Abgleich der Tragfähigkeiten mit den Ansätzen von (Küenzlen, 2005) und deren Erweiterung auf Erdbebensituationen.

Die Versuche wurden entsprechend den Vorgaben und dem Versuchsprogramm nach ETAG 001 umgesetzt. Dafür standen außerdem die Prototypen der Durchmesser  $d_{\text{Schaft}} = 8,8 \text{ mm}$  und  $10,7 \text{ mm}$  zur Verfügung, da die Normalkrafttragfähigkeit der Schraubanker in gerissenem Beton von dessen Tragfähigkeit bestimmt wird und damit die Stahlgüte bzw. deren Zähigkeit und damit deren Qualität der Vergütung nur von untergeordneter Rolle sind. Für die Versuche wurden die Parameter entsprechend Tabelle 4.12 angenommen.

Tabelle 4.12: Zusammenstellung der geometrischen Werte der Schraubanker

	$h_{\text{nom}}$ [mm]	$d_0$ [mm]	$d_{\text{Schaft}}$ [mm]	$h_{\text{ef}}$ [mm]
d10	80	8	-)*	50
d12	100	10	-)*	70
d16	115	14	-)*	88
d20	140	18	-)*	109
MM-EQ 12x80 - einteilig	60	10	5,1	42
MM-EQ 12x100 - zweiteilig	60			42
MM-EQ 12x100 - zweiteilig; oberflächlich	30			20,4
MM-EQ 20x160	115	18	8,8 / 1,7	70

)\* Grundsätzlich ist für herkömmliche Betonschrauben  $d_0 = d_{\text{Schaft}}$ , da keine Verjüngung des Querschnitts vorhanden ist.

#### 4.2.6.1 Quasi-statische Zugversuche in ungerissenem Beton

Das prinzipielle Tragverhalten der Prototypen des Durchmessers  $d_{\text{Schaft}} = 5,1 \text{ mm}$  wurde zuerst in ungerissenem Beton überprüft. Es wurden sowohl Versuche mit geringer als auch großer Setztiefe durchgeführt. Bei den Versuchen in ungerissenem Beton mit großer Setztiefe war die Tragfähigkeit des Schaftquerschnitts maßgebend. Bei den Versuchen mit geringer Setztiefe, bei der eine kleinere Betonfläche aktiviert wurde, trat dagegen Betonversagen in Form von Ausbruchkegeln auf (siehe Abbildung 4.59).

Die Ergebnisse der Prüfungen sind in Tabelle 4.13 zusammengestellt. Dort sind zudem die theoretischen Traglasten  $N_{uc}$  nach Rückrechnung mit den Ansätzen nach (Küenzlen, 2005) (siehe Kapitel 2.1.1) beigefügt. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Versuchsergebnissen und den geschätzten Lasten.

Tabelle 4.13: Rückrechnung der Traglasten

	$N_{uc}$ [kN]	$k_l$ [-]	$N_{R,um}$ [kN]	$k_{I,m,u}$ [-]
MM-EQ 12x80	22,5	15,5	Stahlversagen ( $\geq 15 \text{ kN}$ )	
MM-EQ 12x100	22,5		Stahlversagen ( $\geq 15 \text{ kN}$ )	
MM-EQ 12x100 Geringe Setztiefe	7,6		8,5	17,3



Abbildung 4.59: Bruchbilder quasi-statischer Versuche an Prototypen  $d_{\text{Schaft}} = 5,1 \text{ mm}$

#### 4.2.6.2 Zyklische Zugversuche

Entsprechend (ETAG 001 - Annex E, 2013) wurden folgende Versuche durchgeführt:

- Versuche C1.1 (fallende Normalkraftamplitude, bei einer Rissbreite von  $\Delta w = 0,5$  mm. Die Ergebnisse werden innerhalb dieser Arbeit nicht diskutiert),
- Versuche C2.3 (anwachsende Normalkraftamplitude, bei konstanter Rissbreite von  $\Delta w = 0,5$  mm und 0,8 mm) und
- Versuche C2.5 (konstante Normalkraft bei zyklischer Rissbreite bis zu  $\Delta w = 0,8$  mm).

Die Zusammenfassung der ermittelten  $k_I$ -Werte (welche entsprechend Kapitel 2.1.1 bzw. Gleichung (2.2) das Zugtragverhalten von Befestigungsmitteln charakterisieren) in Abhängigkeit von den Ausnutzungsgraden nach Gleichung (2.2) und (2.3) ist in Tabelle 4.14 zusammengestellt. Zum Vergleich sind auch die Tragfähigkeiten der herkömmlichen Betonschrauben aufgeführt. In den einzelnen Unterkapiteln wird in kompakter Form genauer auf das Tragverhalten eingegangen.

Tabelle 4.14: Zusammenfassung der  $k_I$ -Werte aller Zugversuche (bezogen auf  $f_c = 25$  N/mm<sup>2</sup>)

	$k_{I,C1.1} [-]$ ( $N_{eq}/N_{R,um}$ )	$k_{I,C1.1,m}$ [-]	$k_{I,C2.3} [-]$ ( $N_{max}/N_{R,um}$ )	$k_{I,C2.3,m}$ [-]	$k_{I,C2.5} [-]$ ( $N_{w2}/N_{R,um}$ )	$k_{I,C2.5,m}$ [-]
d10	8,3 (0,59)	11,3	–	–	–	–
d12	9,2 (0,55)		–	–	–	–
d16	13,8 (0,40)		4,9 (0,83)	7,1	6,9(0,33)	8,3
d20	13,9 (0,59)		9,3 (0,81)		7,9 (0,50) 10,2 (0,29)	
MM-EQ 12x80	7,4 (0,49)	7,8	–	–	2,6 (0,57)	2,6
MM-EQ 12x100	8,1 (0,45)		–	–	–	–
MM-EQ 12x100 (geringe Setztiefe)	8,5 (0,51)	8,5	–	–	–	–
MM-EQ 20x160	–	–	6,9 (0,67)	<b>6,9</b>	11,0 (0,31) 8,2 (0,60)	9,6

### 4.2.6.3 Dimensionierung der Anker über die Versuchsergebnisse

Auf Grundlage der Ergebnisse nach Tabelle 4.14 wird an dieser Stelle die optimale Gestaltung der Geometrie (Zusammenhang von Durchmesser  $d_{\text{Schaft}}$ , Verankerungstiefe  $h_{\text{nom}}$  und Gewindelänge  $h_{\text{gew}}$ ) der Prototypen aufgestellt. Dazu wurde der geringste  $k_I$ -Wert von  $k_I = 6,9$  berücksichtigt. Der Wert von  $k_I = 2,6$  aus dem Versuch mit dem Prototyp des Durchmessers von  $d_{\text{Schaft}} = 5,1$  mm wird auf Grund der geringen Datenbasis nicht berücksichtigt. Hier sind zusätzliche experimentelle Untersuchungen erforderlich.

Über den  $k_I$ -Wert kann bei bekannter Zugbelastung  $N_{Ed}$  auf die erforderliche effektive Verankerungslänge  $h_{ef}$  der Ankerelemente zurückgeschlossen werden. Aus der analytischen Parameterstudie wird ein Ausnutzungsgrad von mindestens  $\eta_N = 0,25$  angestrebt, sodass die zugehörige Gewichtskraft als Längsbelastung angenommen werden kann. Eine Amplifikation der statischen Längsbelastung im Erdbebenlastfall wird nicht berücksichtigt.

Nach Gleichung (2.2) gilt

$$erf \ h_{ef} = \left( \frac{N_{Ed}}{k_I \cdot \sqrt{f_{ck}}} \right)^{2/3} \quad (4.6)$$

Mit bekannter erforderlicher Verankerungslänge kann über die Beziehung (2.3) auf die erforderliche Gesamtlänge bzw. Gewindelänge zurückgeschlossen werden:

$$h_{ef} = \max \begin{cases} 1,4 \cdot h_{Gew} \\ 0,75 \cdot h_{nom} \end{cases} \quad (4.7)$$

Wobei 
$$h_{nom} = h_{Gew} + l_{\text{Schaft}} = h_{Gew} + b \cdot d_{\text{Schaft}}$$

$$b = l_{\text{Schaft}} / d_{\text{Schaft}} \text{ (Länge des bezogenen Biegespalts nach Kapitel 3)}$$

Dabei wurde die Vereinfachung von  $h_{ef} \approx 0,75 \cdot h_{nom}$  vorgenommen.

Die Rückrechnung der erforderlichen Verankerungstiefe in Verbindung mit ausreichender Gewindelänge bei vorgegebener Schaftlänge ist in Tabelle 4.15 zusammengefasst. Der gewählte Ansatz beruht einzig auf der Längstragfähigkeit. Auftretende Längsverschiebungen, die einen möglichen Einfluss auf das Querlasttragverhalten haben könnten, werden nicht berücksichtigt. Für weiterführende Versuche sollten Prototypen unter Berücksichtigung der geometrischen Vorgaben nach Tabelle 4.15 hergestellt werden.

Tabelle 4.15: Ergebnisse zur Studie der optimalen Geometrie des duktilen Schraubankers in Abhängigkeit der Längstragfähigkeit

		$d_{Schaft}$ [mm]							
		5		8		10		14	
Stahlfestigkeit	$b$	$h_{nom}$	$h_{Gew}$	$h_{nom}$	$h_{Gew}$	$h_{nom}$	$h_{Gew}$	$h_{nom}$	$h_{Gew}$
$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
550	3	39	24	72	48	98	68	153	111
	4	41	21	72	40	98	58	153	97
	5	46	21	79	39	102	52	153	83
	6	51	21	87	39	112	52	166	82
800	3	50	35	93	69	125	95	196	154
	4	50	30	93	61	125	85	196	140
	5	52	27	93	53	125	75	196	126
	6	57	27	98	50	127	67	196	112

#### 4.2.6.4 Versuche C2.3 mit pulsierender, anwachsender Zuglast mit konstanter Rissbreite

Die Versuchsreihe wurde ausschließlich mit den Prototypen der Durchmesser  $d_{Schaft} = 8,8$  mm und 10,7 mm durchgeführt, wovon jeweils vier Prüflinge geprüft wurden. Zu Beginn der Versuche wurde bei der Ermittlung der Restzugtragfähigkeit vom Versagensfall Betonausbruch ausgegangen. Deshalb wurde dieselbe Verankerungstiefe  $h_{nom} = 115$  mm, wie bei den herkömmlichen Betonschrauben d16 ausgeführt. Es zeigte sich aber, dass der Versagensfall Herausziehen eintrat. Daher können die Schrauben mit ihren verschiedenen Durchmessern und den damit einhergehenden, unterschiedlichen Verbundspannungen nicht direkt mit einander verglichen werden.

In Abbildung 4.60 ist beispielhaft die Entwicklung der Verschiebungen über die Zyklen hinweg anhand der Ergebnisse der Versuche an zwei Prüflingen dargestellt. Der Verlauf ist auch für herkömmliche Betonschrauben sehr charakteristisch: In den Zyklen der kleinsten Kraftamplituden sind die Verschiebungen unterhalb von einem Millimeter, was sich fast bis zum 50. Zyklus nicht ändert. Erst mit dem Aufweiten des Risses von  $\Delta w = 0,5$  mm auf  $\Delta w = 0,8$  mm nehmen die Verschiebungen deutlich zu. Vor allem im 51. Zyklus wird gut ersichtlich, dass der Verbund durch die größere Rissbreite deutlich gestört wird und zunehmend verschieblich wird. In Abbildung 4.61 sind die Mittelwerte der Längsverschiebungen und die 95%- und 5%- Quantilwerte der Prototypen und der

herkömmlichen Betonschraube d16 dargestellt. Für alle Schraubanker ist auffallend, dass die Streuungen mit der Aufweitung der Rissbreite stark zunehmen. Am deutlichsten wird dies mit den Auswertungen der Versuche an den Prototypen (Abbildung 4.61 – linke Seite) ersichtlich, da bei diesen Anker auch der Sprung der 5%-Quantile am ausgeprägtesten ist. Dafür haben die Prototypen insgesamt kleinere Streuungen als die herkömmliche Betonschraube. Der Mittelwert der Verschiebungen am Ende der Kraftzyklen ist mit etwas über  $u_V = 2$  mm für beide Anker nahezu identisch. Die Vorgabe hinsichtlich der zulässigen Verschiebungen während der Zyklen nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) ist bei allen Schraubankern eingehalten.

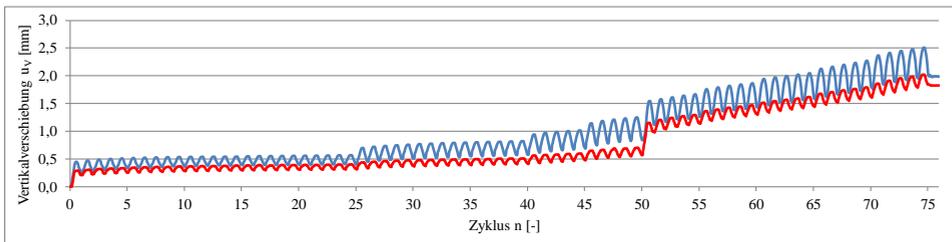


Abbildung 4.60: Entwicklung der Vertikalverschiebung über die Zyklen – MM-EQ 20x160

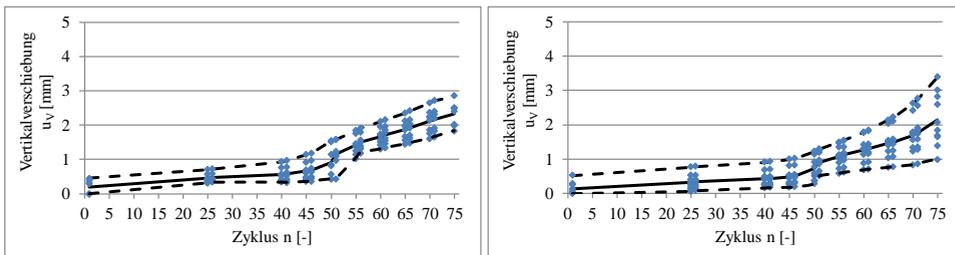


Abbildung 4.61: Entwicklung der Vertikalverschiebung über die Zyklen – links: MM-EQ 20x160; rechts: herkömmliche Betonschraube d16

Der Versagensmodus der Prototypen in gerissenem Beton äußert sich als Betonausbruch (siehe Abbildung 4.63), der aber im Nachbruchverhalten stärker vom Herausziehen beeinflusst wird. Dadurch sind die Verläufe wellig und die Kräfte steigen nochmals stark an, da sich die Prototypen während des Herausziehens erneut im Beton verankern können. Bei einem der Prototypen in Abbildung 4.62 – linke Seite übertrifft die zweite Lastspitze bei der erneuten Verfestigung sogar die erste Lastspitze. Die herkömmlichen Betonschrauben dagegen erreichen ihre Resttragfähigkeit und werden dann mit geringen Verschiebungen aus dem Bohrloch herausgezogen, wobei sich das Versagen mit einem oberflächlichen Betonausbruch äußert. Da die Versuche an herkömmlichen Betonschrau-

ben nach dem Erreichen der Höchstlast vorzeitig abgebrochen wurden, um die Rissbreite entlang der Bohrlochtiefe zu überprüfen, enden die Diagramme sehr abrupt. Dies war allerdings notwendig gewesen, da sich gezeigt hatte, dass die Risse in den Betonplatten sehr oft nicht konstant über die Höhe hinweg verliefen.

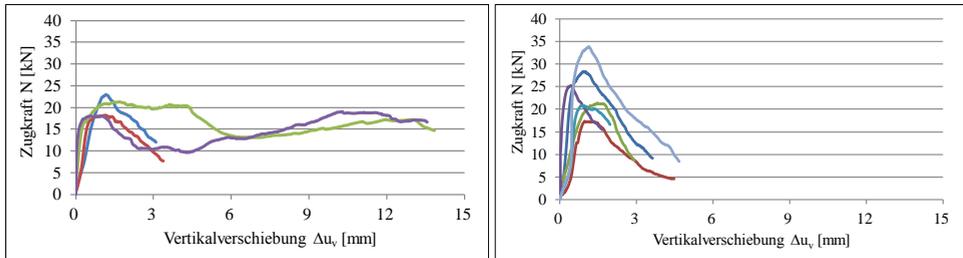


Abbildung 4.62: Last-Verschiebungskurven bei Ermittlung der Restzugtragfähigkeit; Links: MM-EQ 20x160; Rechts: herkömmliche Betonschraube d16

Widmet man sich den gemessenen Resttragfähigkeiten, kann festgehalten werden, dass die mittleren Resttragfähigkeiten der Prototypen und die der herkömmlichen Betonschraube d16 zwar ähnliche Werte erreichen, aber die Streuung bei der herkömmlichen Betonschraube wesentlich größer ausfällt. Die mittlere Resttragfähigkeit der Prototypen lag bei  $N_{R,um,C2.3} = 20,3$  kN bei einem Variationskoeffizienten  $CV = 9,3$  %. Die zugehörigen Verschiebungen dagegen streuten sehr stark. Grund dafür ist vor allem einer der Versuche, bei dem der Prüfling erst bei erneuter Verankerung die maximale Resttragfähigkeit erreichen konnte. Die mittlere Verschiebung bei Höchstlast betrug  $\Delta u_{V,m} = 3,57$  mm bei einem Variationskoeffizienten von  $CV = 125,6$  % (ohne den Ausreißer  $\Delta u_{V,m} = 1,33$  mm und  $CV = 22,8$  %).

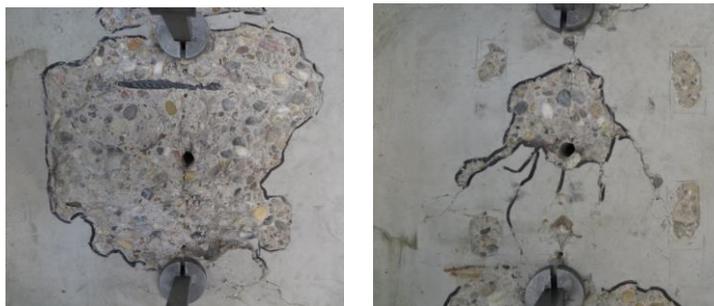


Abbildung 4.63: Bruchbilder der Versuche C2.3

Insgesamt zeigte sich, dass die vorhandene Rissbreite einen maßgebenden Einfluss auf das Tragverhalten der Schraubanker während der Zyklen hat. Dies äußerte sich sehr anschaulich in der Entwicklung der Verschiebungen, bei denen nach Aufweitung des Risses ein deutlicher Schlupf im Verbund eintrat. Die mittlere Resttragfähigkeit der Prototypen ist auf dem Niveau herkömmlicher Betonschrauben, aber das Tragverhalten der beiden Befestigungsmittel, vor allem das Nachbruchverhalten, zeigt große Unterschiede.

#### 4.2.6.5 Versuche C2.5 konstante Zuglast bei zyklischer Rissbreite

In dieser Versuchsreihe wurden sowohl die kleinen als auch die großen Prüflinge getestet. Ein typischer Verschiebungsverlauf über die Zyklen hinweg ist in Abbildung 4.64 dargestellt. Prinzipiell gilt er sowohl für die Prototypen als auch für herkömmliche Betonschrauben. In den ersten 45 Zyklen werden kaum Längsverschiebungen der Schraube gemessen. Mit der Lasterhöhung nach dem 45. Zyklus (Plateau der Verschiebungen in Abbildung 4.64) und den darauffolgenden Rissbreitenzyklen von  $\Delta w = 0,6$  bis  $\Delta w = 0,7$  mm steigen die Verschiebungen enorm an. Auch der Schlupf (Differenz zwischen der maximalen und minimalen Verschiebung je Zyklus) nimmt deutlich zu, was sich an den zunehmenden Abständen zwischen den 1 %- bzw. 99 %- Quantilwerten zu den Mittelwerten ausdrückt (siehe Abbildung 4.65 und Abbildung 4.66). Hier wurden die gemessenen Längsverschiebungen während der Zyklen getrennt nach den unterschiedlichen Prüflingen in bestimmten Zyklen aufgetragen. Wie bereits in den Versuchen C2.3 fällt auch hier bei erster Betrachtung der Schaubilder auf, dass die großen Rissbreiten einen deutlichen Einfluss auf das Tragverhalten der Schraubanker haben. In allen Schaubildern gehen die Verläufe ab dem 45. Zyklus von einem nahezu linearen in einen exponentiellen Verlauf über. Die Versuche mit den Prototypen (Abbildung 4.65) haben insgesamt größere Verschiebungen während der Zyklen zum Ergebnis, als die mit den herkömmlichen Betonschrauben (Abbildung 4.66). Vergleicht man die Längsverschiebungen der Prototypen bei unterschiedlichen bezogenen Längszuglasten  $N_{W2} / N_{u,R,m,C2.5}$  in den Zyklen (Abbildung 4.65), kann festgehalten werden, dass eine höhere bezogene Zuglast auch wesentlich größere Verschiebungen mit sich bringt, ohne das zwangsweise ein vorzeitiges Versagen der Prototypen eintritt.

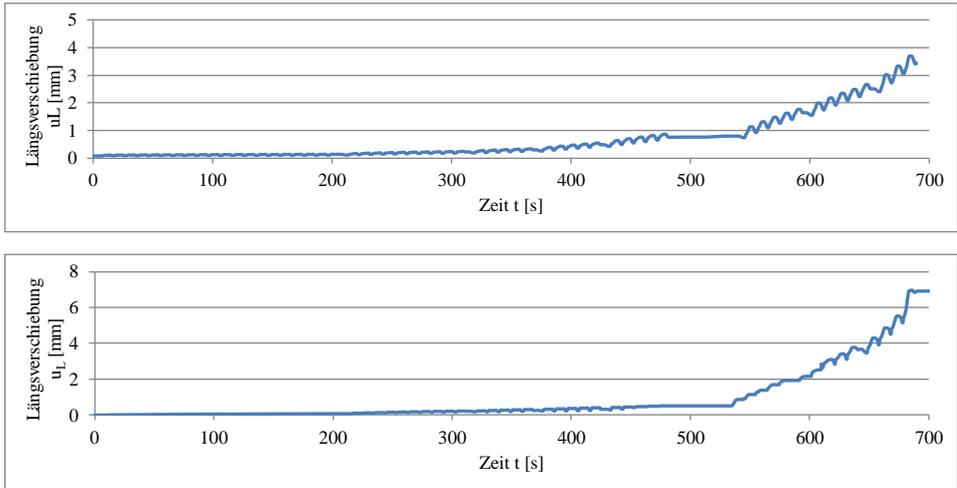


Abbildung 4.64: Entwicklung der Vertikalverschiebung über die Versuchsdauer; oben: MM-EQ 20x160; unten: MM-EQ 12x80

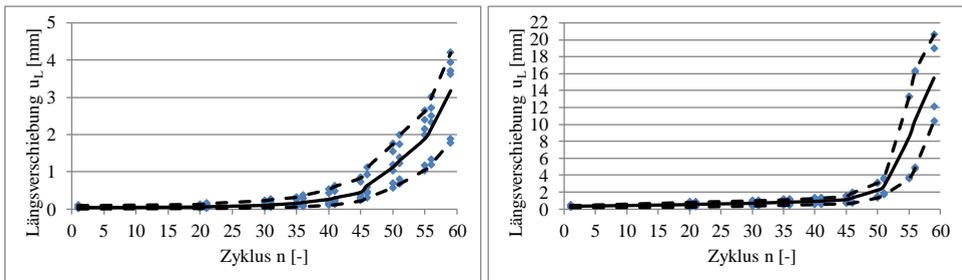


Abbildung 4.65: Entwicklung der Vertikalverschiebung über die Zyklen – MM-EQ 20x160  
Links:  $N_{W2} / N_{u,R,m,C2.5} = 0,31$  Rechts:  $N_{W2} / N_{u,R,m,C2.5} = 0,60$

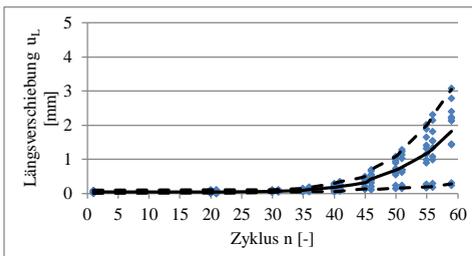


Abbildung 4.66: Entwicklung der Vertikalverschiebung über die Zyklen –herkömmliche Betonschraube d16  
( $N_{W2} / N_{u,R,m,C2.5} = 0,33$ )

Insgesamt zeigte sich aber, dass eine Rissbreite von  $\Delta w = 0,5$  mm mit der vorgegeben Last nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) zu sehr geringen Längsverschiebungen der Schraubanker führt. In den Versuchen des Verfassers ist bei den Prototypen eine maximale Verschiebung von  $u_L = 2$  mm aufgetreten, bei herkömmlichen Betonschrauben sogar lediglich von  $u_L = 1,5$  mm. Wie sich die unterschiedlichen Geometrien der Prototypen und der Betonschrauben und das Verschiebungsverhalten der Schraubanker während den Zyklen auf die Resttragfähigkeit auswirken, wird im Folgenden untersucht. Dazu sind in Abbildung 4.67 und Abbildung 4.68 die Kraft-Verschiebungskurven bei Ermittlung der Resttragfähigkeiten dargestellt. Ein quantitativer Vergleich der Lasten ist bedingt durch die verschiedenen Durchmesser der Schraubanker nicht möglich. In Abbildung 4.67 sind die Resttragfähigkeiten des Prototyps MM-EQ 20x160 zu finden. Dabei zeigt die linke Seite die Ergebnisse nach geringen Längszuglasten während der Zyklen und die rechte Seite die nach hohen Längszuglasten. Vergleicht man die Last-Verschiebungskurven, können bemerkenswerte Unterschiede festgestellt werden: Die mittlere Resttragfähigkeit der Prüflinge mit geringer Vorlast beträgt  $N_{R,um,C2.5} = 32,3$  kN bei einem Variationskoeffizienten  $CV = 22,2$  %. Bei denen mit hoher Vorlast beträgt die mittlere Resttragfähigkeit  $N_{R,um,C2.5} = 24,0$  kN mit  $CV = 25,6$  %, wobei die Datenbasis sehr gering ist. Die Prüflinge mit geringer Vorlast können zudem wesentlich größere Verschiebungen ertragen als diejenigen mit großer Vorlast. Die mittlere Verschiebung bei Erreichen der Höchstlast beträgt  $\Delta u_{L,m} = 20,74$  mm bei einem Variationskoeffizienten von  $8,0$  % bei denen mit hoher Vorlast und  $\Delta u_{L,m} = 6,61$  mm mit  $CV = 47,9$  % bei denen mit geringer Vorlast. Da die Schraubanker bei geringen Lasten während der Zyklen weniger in Längsrichtung verschoben werden, steht ihnen bei der weggeregelten Ermittlung der Resttragfähigkeit auch mehr Weg zur Verfügung.

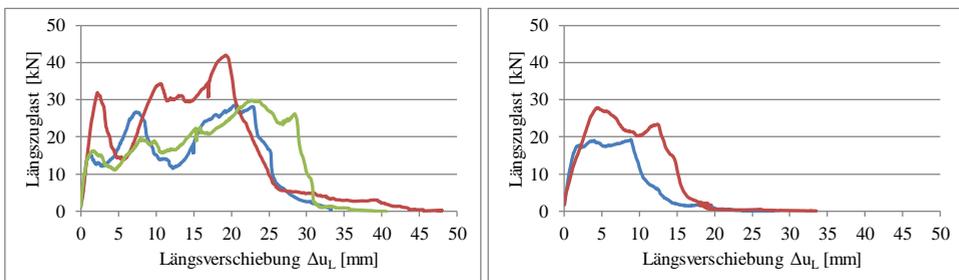


Abbildung 4.67: Last-Verschiebungsdiagramm bei Ermittlung der Resttragfähigkeit MM-EQ 20x160; Links: Versuche mit  $N_{W2} / N_{u,R,m,C2.5} = 0,31$ ; Rechts: Versuche mit  $N_{W2} / N_{u,R,m,C2.5} = 0,60$

Der Last-Verschiebungsverlauf des Prototypen MM-EQ 12x80 (Abbildung 4.68 – linke Seite) ähnelt sehr stark denen der Prototypen MM-EQ 20x160 bei geringen Lasten während der Zyklen (Abbildung 4.67 – linke Seite). Auch hier wurde der Anker aus dem

Bohrloch herausgezogen, wobei er sich erneut im Bohrloch verankern konnte. Die Prototypen mit kleinem Durchmesser zeigten sich aber wesentlich sensibler auf die Versuche mit zyklischer Rissbreite, sodass nur an einem Prüfling die Resttragfähigkeit ermittelt werden konnte.

Beispielhafte Lastverschiebungskurven aus der Ermittlung der Resttragfähigkeit von herkömmlichen Betonschrauben des Durchmesser d16 sind in Abbildung 4.68 – rechte Seite dargestellt. Im Gegensatz zu den Ergebnissen bei den Prototypen ist bei herkömmlichen Betonschrauben nur eine deutlich ausgeprägte Lastspitze ohne Plateaubereich vorhanden. Auch die herkömmlichen Betonschrauben wurden aus dem Beton herausgezogen, doch mit dem Unterschied, dass sie sich nicht erneut im Bohrloch verankern konnten.

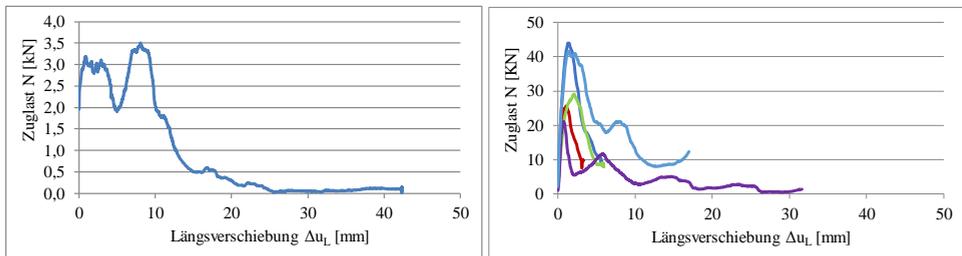


Abbildung 4.68: Last-Verschiebungsdiagramm bei Ermittlung der Resttragfähigkeit herkömmliche Betonschraube; Links: Prototyp MM-EQ 12x80; Rechts: herkömmliche Betonschrauben d16

In Abbildung 4.69 und Abbildung 4.70 ist das vorgefundene Versagen dokumentiert. Sowohl bei herkömmlichen Betonschrauben als auch bei den Prototypen war das Versagensbild eine Mischung aus Herausziehen und Betonausbruch. Bei den herkömmlichen Betonschrauben bildete sich ein Ausbruchkörper in wenigen Zentimetern Tiefe in einem flachen Winkel von deutlich unter  $45^\circ$ . Die Tiefe des aktivierten Betons (Spitze des Ausbruchkegels) war deutlich geringer als die Verankerungstiefe  $h_{ef}$  aus Versuchen in ungerissenem Beton. Zudem waren die Ausbruchkegel teilweise stark unsymmetrisch zum Riss, wenn dieser als Symmetrieachse angenommen wird (siehe Abbildung 4.70).

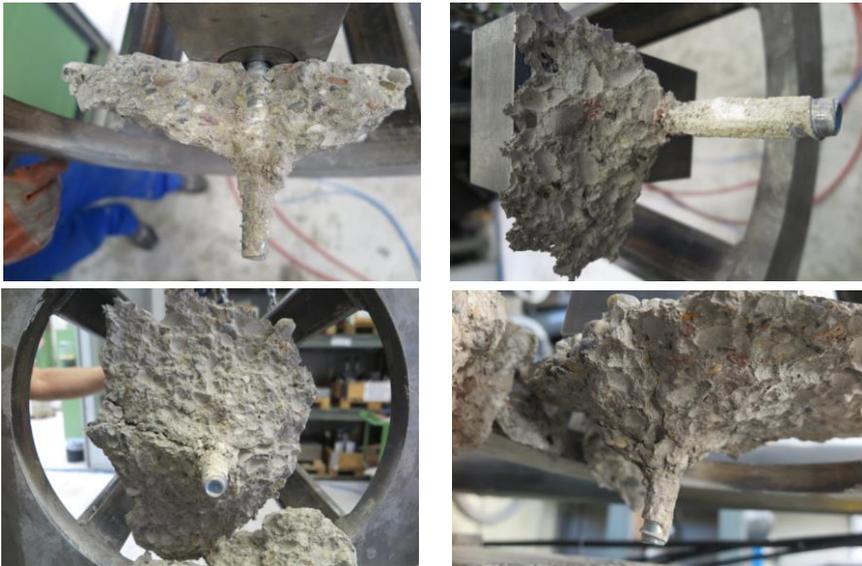


Abbildung 4.69: Versagensbilder der herkömmlichen Betonschrauben

Dies kann damit erklärt werden, dass die Anker nach der Rissöffnung nicht mittig im Riss liegen. Der obere Teil des Prüfkörpers wird beim Aufweiten des Risses vom unteren weggezogen, sodass das obere Rissufer vom unteren entfernt wird. Die Anker aber bleiben in ihrer Position, sodass auf der Unterseite der Anker mehr Aufstandsfläche vorhanden ist (d.h. geringe Verzahnung vorliegt) als im oberen Rissufer, das sich bewegt hat.



Abbildung 4.70: Versagensbilder der herkömmlichen Betonschrauben

Nach dem vollständigen Herausziehen zeigten sich die Schraubanker wie in Abbildung 4.71 und Abbildung 4.72 dargestellt. Der ausgebrochene Beton war bereits von den Prüflingen abgefallen. In den meisten Zwischenräumen der Flanken des freien unteren Teils der Anker, der unterhalb des Ausbruchkegels verlief, war eine sehr kompakte Betonschicht. Die Bruchfläche aus Beton ummantelte die Schraubanker und bildete in den meisten Fällen eine nahezu „glatte“ Oberfläche, sodass die Anker in Verbindung mit ihrem Betonmantel bereichsweise der Form eines Kreiszylinders sehr ähnelten.

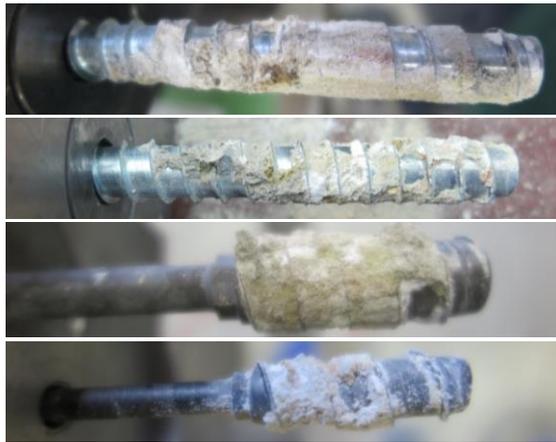


Abbildung 4.71: Vergleich der herkömmlichen Betonschrauben und der Prototypen nach den Versuchen

Analog zum Versagensmodus des Verbunds zwischen geripptem Betonstahl und Beton sind die Betonkonsolen an den Bewehrungsrippen bzw. hier an den Schraubenflanken, über die die Bewehrung bzw. über die die Anker die äußeren Kräfte in den Beton einleiteten, abgeschert. (Dabei ist zu beachten, dass im Gegensatz zu Betonstahl bei den Betonschrauben ein kleiner Spalt zwischen Schraubenschaft und Bohrlochwand vorhanden ist). Dies ist ein Indiz dafür, dass der Rippenabstand sehr klein ist (oder die bezogene Rippenfläche zu groß), siehe (Leonhardt & Mönning, 1984). Wie bereits erwähnt, war der Betonmantel sehr komprimiert. Vermutlich war der Beton durch das Schließen der Rissbreite (Überdrücken des Prüfkörpers mit einer Kraft von  $F = 300 \text{ kN}$ , siehe Kapitel 4.2.2.4 Gleichung (4.5)) zusätzlich verdichtet worden. Da der Betonmantel nicht vollständig die Schraubanker umhüllt und einzelne Flanken frei liegen, können sich die Anker beim Herausziehen teilweise erneut verankern. Da aber nur noch wenige Gewindeflanken zum Lastabtrag zur Verfügung stehen, sind die aufnehmbaren Lasten wesentlich geringer. Das Bohrloch hat entsprechend der Prüflinge auch eine glatte Oberfläche und sieht nahezu unbeschädigt aus, siehe Abbildung 4.73. Alle Versagensbilder ähnelten sehr denen von Verbundankern im Fall des Verbundversagens „an der Grenzfläche zwischen

*Beton und Mörtel*“ (Eligehausen & Mallée, Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau, 2000). Da bei den Schraubankern aber kein Mörtel vorhanden ist, bildet der Betonmantel zwischen den Flanken die Grenzfläche zum umliegenden Beton, in der das Verbundversagen auftrat.



Abbildung 4.72: Versagensbilder Herausziehen der duktilen Schraubanker MM-EQ, oben: MM-EQ 12x160 mit  $d_o = 8,8$  und  $10,7$  mm; unten: MM-EQ 12x80 mit  $d_o = 5,1$  mm

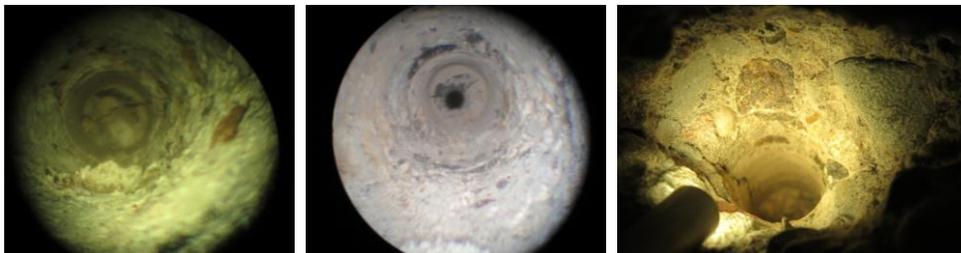


Abbildung 4.73: Bohrlöcher im Anschluss an die Versuche C2.5

Das Versagen der herkömmlichen Betonschrauben kann wie folgt charakterisiert werden: Geringe Lasten werden vollständig über den verschieblichen Scherverbund zwischen den Flanken und dem Beton abgetragen. Daran anschließend scheren die Betonkonsolen zwischen den Gewindeflanken ab, wodurch der Beton den Schaft ummantelt. Dies führt dazu, dass mit dem Überschreiten der Tragfähigkeiten der Betonkonsolen die Höchstlast erreicht wird, da der glattere Betonmantel wesentlich geringere Verbundspannungen

entwickeln kann als die Gewindeflanken. Der oberflächliche Betonausbruch entsteht analog zur Betonbewehrung schon bei relativ geringen Lasten, wenn die Druckstreben bzw. Druckkegel sich nicht gegen die Betonoberfläche abstützen können (sinngemäß übertragen aus (Zilch & Zehetmaier, 2010)). Das Ausbrechen des Kegels ist sehr spröde und wie bereits festgestellt, liegt sein Ursprung nicht auf Höhe der Verankerungstiefe, sondern wesentlich näher zur Oberfläche. Einen weiteren, aber geringeren Traganteil bildet deshalb noch der im Beton verbliebene Ankerteil unterhalb des Kegels. Dieser kann über Reibung und Verzahnung des Betonmantels und über die übrigen freien Flanken Kräfte während des Herausziehens aufnehmen. Das Versagen kann kurz mit „Betonausbruch von geringer Tiefe mit anschließendem Herausziehen“ bezeichnet werden.

Im Versagensfall der Prototypen ist der Mechanismus ein anderer. Die äußeren Lasten werden wie bei herkömmlichen Betonschrauben über den verschieblichen Scherverbund abgetragen. Da die Verbundlänge der Prototypen aber wesentlich geringer ist als die der Betonschrauben, können auch nur geringere Kräfte aufgenommen werden, ehe der Verbund versagt. Wird die Festigkeit erreicht, scheren die Betonkonsolen teilweise ab und die Anker erfahren bei geringen Lasten große Relativverschiebungen, bis sie sich wieder neu im ungeschädigten Beton, im oberen Bereich des Bohrlochs, verzahnen können. Durch diese erneute „Verankerung“ kann wieder Last aufgenommen werden, bis die Verbundfestigkeit abermals erreicht wird und sich der Mechanismus wiederholt. In Abhängigkeit vom Rissverlauf und von der Beschaffenheit des Bohrlochs und des Betonmantels sind während des Herausziehens stets unterschiedliche Verbundfestigkeiten zu erwarten. Der Versagensmodus des Herausziehens endet, sobald der Anker soweit sukzessive herausgezogen worden ist, dass der oberflächennahe Beton nun nicht mehr in der Lage ist, die eingetragenen Kräfte aufzunehmen. Es bildet sich ein Ausbruchkegel in Verbindung mit einem abrupten Lastabfall. Der Ursprung der Ausbruchkegel liegt ziemlich genau bei der ersten Flanke des Ankerelements am Übergang zwischen Biegeschicht und Ankerelement. Auch hier kann im Anschluss das verbliebene Ankerelement noch bei geringer Last aus dem Beton herausgezogen werden. Dieses Versagen kann mit „Herausziehen mit Betonausbruch“ beschrieben werden. Dieser Mechanismus gilt allerdings nur für Prüflinge, die während der Zyklen mit nicht zu großen Zuglasten beaufschlagt wurden. Dadurch erfahren sie während der Zyklen nur geringe Längsverschiebungen, sodass sie bei der Ermittlung der Resttragfähigkeit genug Verschiebungsreserven aufweisen. Ist das nicht der Fall, wird das erste Herausziehen nur sehr gering bis gar nicht eintreten und sich direkt ein Betonausbruchkegel bilden.

Tabelle 4.16: Gemessene Tiefe des Betonausbruchs bzw. effektive Verankerungstiefe bei Ermittlung der Resttragfähigkeit C2.5

Schraubentyp	Ausnutzungsgrad	gemessene mittlere Verankerungstiefe	bezogene mittlere Verankerungstiefe
	$N_{W2} / N_{u,Rm,C2.5} [-]$	$h_{ef,m,C2.5}$ [mm] (CV [%])	$h_{ef,m,C2.5} / h_{ef}$ * [%]
d16	0,33	36 (CV = 26,2)	40,6
d20	0,29	88 (CV = 18,6)	80,4
	0,50	58 (CV = 27,8)	53,6
MM-EQ 12x160 ( $d_{Schaft} = 8,8$ mm)	0,31	65 (CV = 10,3)	92,4
	0,60	61 (CV = 7,4)	86,4
MM-EQ 12x80	0,57	26 (-)	61,9

)\*  $h_{ef}$  ist die wirksame Verankerungstiefe in ungerissenem Beton

Im Anschluss an die Ermittlung der Resttragfähigkeit wurden die Tiefen der Betonausbrüche (Ursprung der jeweiligen Ausbruchkegel) gemessen. Diese sind gleichbedeutend mit den effektiven Verankerungstiefen  $h_{ef}$  nach Kapitel 2.1.1 (mit Bezug auf die Versuche C2.5 werden sie im Weiteren mit  $h_{ef,C2.5}$  bezeichnet). Die Ergebnisse in Form von Mittelwerten  $h_{ef,m,C2.5}$  sind in Tabelle 4.16 zusammengestellt. Dort ist zudem das Verhältnis der effektiven Verankerungstiefen aus den Versuchen C2.5 zu den Werten ( $h_{ef}$ ) aus den Versuchen in ungerissenem Beton aufgeführt. Der Unterschied der Verankerungstiefen ist beachtlich. Die größte prozentuale Abminderung der effektiven Verankerungslänge in gerissenem Beton gegenüber ungerissenem Beton trat bei den Prüflingen des Typs d16 mit einem Wert von 59,4 % ( $= 1 - h_{ef,m,C2.5} / h_{ef}$ ) ein, die geringste Abminderung bei den Prototypen MM-EQ-12x160 liegt bei 7,6 % (in Bezug auf die Versuche mit geringen Lasten während der Versuche). Dem ist aber hinzuzufügen, dass es sich bei der Verankerungstiefe der Prototypen um die theoretische Verankerungstiefe nach (Küenzlen, 2005) handelt und nicht um eine wirklich gemessene. Da die Datenbasis sehr gering ist, sind nur wenige Vergleiche möglich. Man erkennt jedoch deutlich den Trend, dass die effektive Verankerungstiefe bei zunehmender Zuglast während der Zyklen abnimmt.

Werden die Ergebnisse aus den Versuchen mit herkömmlichen Betonschrauben mit denen der Versuche mit den Prototypen verglichen, wird ersichtlich, dass der Betonausbruch der Prototypen seinen Ursprung in einer wesentlich größeren Tiefe hat. Dies bestätigt Tabelle 4.16. Ihr kann entnommen werden, dass der Prototyp MM-EQ 20x160 eine über das 1,7-fache größere Verankerungstiefe als die herkömmliche Betonschraube d16 hat. Vergleichbar sind diese beiden Schraubentypen, da die rechnerische Ermittlung des Betonausbruchs bei Zugbelastung nach Gleichung (2.2) unabhängig vom Durchmesser

durchgeführt wird und beide Schrauben mit derselben Verankerungstiefe  $h_{nom}$  montiert wurden. Dennoch muss beachtet werden, dass mit den unterschiedlichen Durchmessern der Schraubentypen auch unterschiedliche Verbundspannungen einhergehen.

#### **4.2.7 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen aus den Versuchen mit Zugbelastung**

Anhand der durchgeführten Zugversuche nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) konnte gezeigt werden, dass der duktile Schraubanker trotz seiner geometrischen Ausbildung im Stande ist, Zuglasten im Bereich von äquivalenten herkömmlichen Betonschrauben aufzunehmen. Dies beruht auf dem eintretenden Versagensfall Herausziehen, der grundsätzlich sowohl bei den Prototypen als auch bei den Betonschrauben eintritt. Der wesentliche Unterschied hierbei ist aber der Versagensmechanismus beider Anker. Die herkömmliche Betonschraube erreicht ihre Höchstlast mit dem Erreichen der Abscherfestigkeit der Betonkonsolen und der Überschreitung der Verbundfestigkeit. Der dabei entstehende oberflächliche Betonausbruch beeinflusst die Höchstlast nicht. Bei den Prototypen dagegen versagt der Verbund schon wesentlich früher, sodass die Schraube große Verschiebungen (Schlupf) erfährt. Während des Herausziehens kann sich die Schraube stets neu im unbeschädigten Bohrloch verankern, bis die effektive Verankerungstiefe gefunden wird, bei der der Betonausbruch einsetzt. Bei den Prototypen mit geringen Vorlasten wurde erst hier die Höchstlast erreicht. Wie bereits erwähnt, zeigt sich anhand der Last-Verschiebungs-Kurven der Prototypen, dass sie während des Herausziehens unterschiedliche Verbundspannungen entwickeln, die bedeutend größer sind als bei Erreichen der erstmaligen Abscherfestigkeit. Dadurch ist man dazu geneigt, dem System eine Redundanz zuzusprechen. Dieser Effekt ist aber nur zufälliger Natur, der aus dem Aufbau der Oberfläche des Bohrlochs bzw. dem Betongefüge im umliegenden Beton resultiert. In Abbildung 4.74 sind beispielhaft die Extremfälle unterschiedlicher Betongefüge um ein Bohrloch herum dargestellt. Verläuft das Bohrloch nicht durch die Gesteinskörnung (siehe Abbildung 4.74 – linke Seite), kann sich das Gewinde nur in den Zementstein schneiden und diesen zum Abtrag der äußeren Lasten beanspruchen. Ist dagegen das umliegende Betongefüge bzw. die Oberfläche des Bohrlochs mit Gesteinskörnung durchzogen (siehe Abbildung 4.74 - mittig), schneiden sich die Flanken in die Gesteinskörnung, sodass diese die äußeren Lasten abtragen bzw. weiterleiten kann. Da die Gesteinskörnung in nieder- und normalfestem Beton höhere Festigkeiten als der Zementstein aufweist, sind im Umkehrschluss mit durchschnittlicher Gesteinskörnung höhere Verbundspannungen erreichbar. In Wirklichkeit wird entlang eines Bohrlochs eine Mischung von beiden Fällen (Abbildung 4.74 - linke Seite und mittig) vorgefunden und der Anteil an durchschnittlicher Gesteinskörnung variiert über die Tiefe des Bohrlochs. Zudem muss in diesem Zusammenhang beachtet werden, dass die Gesteinskörnung unterschiedlich groß

ist und der positive Effekt nur mit ausreichend großer Gesteinskörnung einhergeht, in der sich das Gewinde gut verzahnen kann. Für den Fall der Montage einer Schraube in eine Betonoberfläche, die nicht Schalseite war, ist keine nennenswerte Festigkeitssteigerung gegenüber dem Zementstein zu erwarten. Das Betongefüge in diesem Bereich ist mit einer Gesteinskörnung aufgebaut, die nur geringe Durchmesser aufweist (Abbildung 4.74- rechte Seite).

Da der Aufbau des Betongefüges zufällig ist, sind es auch die Verbundspannungen. Demnach hätte bei der Ermittlung der Resttragfähigkeiten der Prototypen ebenso gut die Höchstlast bei Erreichen der Verbundfestigkeit nach nur geringen Verschiebungen eintreten können, sodass der Betonausbruch nicht maßgebend gewesen wäre, so wie es in (Küenzlen, 2005) der Fall gewesen ist.

Infolge des Betongefüges im oberen Bereich der Bohrlöcher konnten sich die duktilen Schraubanker nicht nur neu verankern, sondern auch höhere Verbundfestigkeiten entwickeln. Diesen Effekt unterstützt zudem die Verbundermüdung durch zyklische Vorbelastung, welche eine zusätzliche Abminderung der Verbundfestigkeit nach sich zieht. Der Beton oberhalb der ursprünglichen Verankerungstiefe ist davon nicht betroffen, sodass eine erneute Verankerung während des Herausziehens in ungeschädigtem Beton erfolgen kann. Bei den herkömmlichen Betonschrauben ist dieser Redundanz-Effekt nicht vorhanden. Insgesamt führt dieses Zusammenspiel dazu, dass vergleichbare Traglasten erreicht werden.

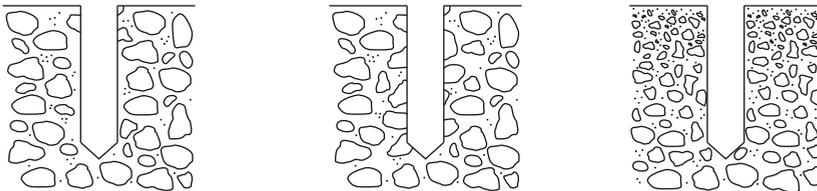


Abbildung 4.74: Unterschiedliche Betongefüge um das Bohrloch; links: Bohrloch schneidet keine oder nur geringfügig die Gesteinskörnung; mittig: Bohrloch schneidet Gesteinskörnung; rechts: Schichtung der Gesteinskörnung an der Betonierseite

Somit kann festgehalten werden, dass der duktile Schraubanker unter Zugbeanspruchung ein ähnliches Tragverhalten wie herkömmliche Betonschrauben annimmt. Der wesentliche Unterschied besteht im Verschiebungsverhalten zwischen den Ankern. Die Prototypen erfahren sowohl in den Zyklen als auch bei der Ermittlung der Resttragfähigkeit größere Relativverschiebungen. Durch die geringere Verbundlänge der Prototypen wird der Versagensmodus Herausziehen von maßgebender Bedeutung für deren Tragverhalten und das schon vor Erreichen der maximalen Tragfähigkeit.

Der Versagensmodus von herkömmlichen Betonschrauben in gerissenem Beton mit einer Rissbreite von  $\Delta w = 0,8$  mm stellte sich als eine Mischung von Betonausbruch mit anschließendem Herausziehen heraus, wie es bei Verbundankern beobachtet wird. Die Prototypen haben zusätzlich die Eigenheit, vor Auftreten des Betonausbruchs große Längsverschiebungen zu ertragen und dabei einen nicht zu vernachlässigenden Widerstand gegen das Herausziehen zu entwickeln. Das Versagen ist Herausziehen mit Betonausbruch.

Das Verschiebungsverhalten während der Zyklen war bei beiden Ankern sehr steif. Der Einfluss der wirkenden Zuglasten während der Rissöffnungen stellte sich als sehr groß heraus, sowohl auf das Verschiebungsverhalten während der Zyklen als auch auf die mittleren Resttragfähigkeiten.

Für die Entwicklung des duktilen Schraubankers zeigt sich anhand der Zugversuche, dass eine ausreichende Tragfähigkeit der Anker nachweislich vorhanden ist. Problematisch ist dabei nur die Vorhersage der maximalen Tragfähigkeit, da diese stark vom Verbundverhalten abhängig ist. Das Verbundverhalten wiederum ist ein Resultat der Verzahnung der Anker im Beton und damit stark abhängig von der Bohrlochgeometrie, den Betoneigenschaften und der Betonmatrix. Zwar war der maximale Variationskoeffizient von  $CV = 25,6$  % der Resttragfähigkeiten in den Versuchen C2.5 und die maximalen Verschiebungen in den Zyklen ausreichend klein, um die Kriterien nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) (Der zulässige Variationskoeffizient beträgt hier  $CV = 30$  % und die maximale Verschiebung in den Zyklen  $u = 7$  mm) einzuhalten, dennoch sollten auf Grund der geringen Datenmenge weitere Untersuchungen durchgeführt werden. Die hohen Variationskoeffizienten resultieren auf dem Einfluss des Betongefüges entlang des Bohrlochs, wie oben beschrieben wurde.

Über die Ergebnisse aus den Versuchen konnte dennoch die optimale geometrische Ausbildung des duktilen Schraubankers ermittelt werden, sodass eine ausreichende Längstragfähigkeit zur Verfügung steht und sich gleichzeitig das gewünschte Querlasttragverhalten einstellen kann.

Wie bereits gezeigt wurde, hat die Längsverschieblichkeit der Schrauben bei Querlastbeanspruchung durch den Seileffekt einen großen Einfluss auf die Querlasttragfähigkeit. In Anbetracht dieser Feststellung muss der Ausnutzungsgrad in Längsrichtung auf das Querlast-Tragverhalten abgestimmt werden, damit die gewünschte Querlasttragfähigkeit erreicht werden kann. Bei einer kombinierten Beanspruchung aus Längs- und Querlasten betrifft diese Überlegung aber auch alle anderen Befestigungsmittel. Da eine Längsbeanspruchung zu Verschiebungen in Längsrichtung führt und die Querbeanspruchung bei Längsverschiebungen abnimmt, sollte die Interaktion der Belastungen auch auf Basis der Verschiebungen nachgewiesen werden.



# 5 Numerische Untersuchungen

## 5.1 Grundgedanken und Ziele

Wie bereits die in den vorangegangenen Kapiteln beschriebenen analytischen und experimentellen Untersuchungen zielen auch die folgenden numerischen Untersuchungen auf das Tragverhalten in Querrichtung der Befestigungsmittel und der daraus ableitbaren Duktilität ab. Untersuchungen zum Zugtragverhalten sind damit nicht Teil der folgenden numerischen Berechnungen.

Die analytischen Untersuchungen nach Kapitel 3 haben die Auswirkung des Biegespalts auf das Energiedissipationsvermögen der duktilen Betonschraube aufgezeigt. Anhand der experimentellen Untersuchungen in Kapitel 4 konnte gezeigt werden, dass die Hystereseform im Bereich der reinen Schraubenbiegung bei zyklischer quasi-statischer Belastung prinzipiell den analytischen Annahmen entspricht. Dabei wurden aber auch Unterschiede festgestellt, und eine Vielzahl von Effekten konnte analytisch oder experimentell nicht untersucht werden. Deshalb werden in diesem Kapitel numerische Modelle mit dem Finite-Elemente-Programm ABAQUS vorgestellt, die tiefere Untersuchungen ermöglichen.

Zur Analyse des Hystereseverlaufs und zur Ausarbeitung der Einflussparameter wurde ein vereinfachtes, dreidimensionales Finite-Elemente-Modell erstellt. Die Einflussparameter waren das Lochspiel bzw. der Einspanngrad am Schraubenkopf, die Zwangsnormalkraft bei Querverschiebung (Seileffekt), die Reibung zwischen den Kontaktflächen und der Hystereseverlauf an sich. Mit diesem Modell wurden quasi-statische, zyklische Berechnungen durchgeführt.

Neben der Untersuchung des Hystereseverlaufs und der Einflussparameter ist das Ziel, anhand von dynamischen, numerischen Berechnungen auf das Energiedissipationsvermögen des duktilen Schraubankers mit  $d_{\text{Schaft}} = 5,1$  mm unter Einbezug geometrischer Nichtlinearität rückschließen zu können. Hierzu wurde ein vollständig zweidimensionales FE-Modell generiert. Das Energiedissipationsvermögen sollte bei nichtlinearen dynamischen Berechnungen unter Ansatz von „plastischen Verformungen“ im Beton untersucht werden. Da sich die analytische Betrachtung lediglich auf das Biegen im Schaft beschränkt, wird erwartet, dass das Befestigungsmittel große Systemreserven bereithält. Vor allem Betonabplatzungen und -ausbrüche erhöhen die Verschiebbarkeit bzw. den nutzbaren Verschiebeweg, um zusätzliche plastische Verformungen im Schaft hervorzurufen. In

den folgenden numerischen Untersuchungen wurden daher die „plastischen Verformungen“ des Betons und deren dämpfende Wirkung auf das System berücksichtigt.

## 5.2 Modellierung der Werkstoffe

### 5.2.1 Modellierung des Betons

Der umliegende Beton wurde entsprechend dem Vorgehen nach (Rieder A. , 2003) über elastisch-plastische Betonfedern modelliert. Da sich im Kontaktbereich des Betons ein räumlicher Spannungszustand einstellt, wurde das Federgesetz aus den Spannungsdehnungslinien von dreiaxial belasteten Würfeldruckversuchen abgeleitet. Hierzu wurden die Ergebnisse von Druckfestigkeitsprüfungen an Betonwürfeln unter mehraxialem Druck nach (Jamet, Millard, & Nahas, 1984) herangezogen. Bei diesen Versuchen wurden zusätzlich zur einaxialen Druckbeanspruchung in die beiden anderen Hauptrichtungen konstante Druckbelastungen aufgebracht. Letztere Belastungen variierten zwischen den Druckspannungen von  $\sigma_{c,2} = \sigma_{c,3} = -3, -10, -25, -50$  und  $-100 \text{ N/mm}^2$ . Der Beton gehörte einer Festigkeitsklasse von C25/30 an. Es wurde die Spannungs-Dehnungslinie für eine zusätzliche Druckbeanspruchung von  $\sigma_{c,2} = \sigma_{c,3} = -25 \text{ N/mm}^2$  herangezogen (siehe hierzu Abbildung 5.1).

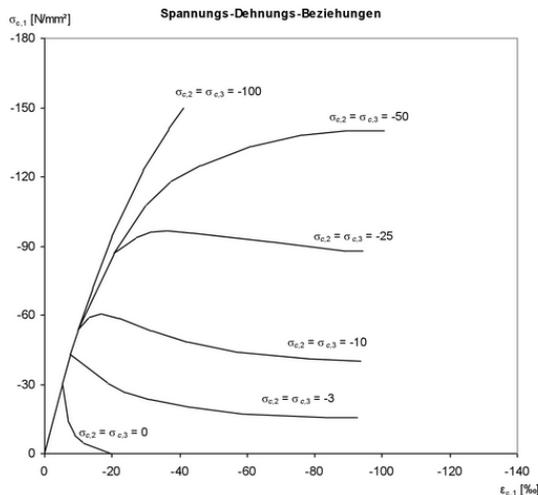


Abbildung 5.1: Beton unter mehraxialer Beanspruchung (Jamet, Millard, & Nahas, 1984)

Abgesehen vom vorherrschenden Spannungszustand im Kontaktbereich ist, sobald Betonabplatzungen eintreten und sich der Schaft zunehmend in den Beton eindrückt, zusätzlich die Umlagerung der Kontaktpressungen vom randnahen Kontaktbereich in den angrenzenden (dahinterliegenden) Beton zu berücksichtigen. Dabei wächst die Kontaktfläche an, und deren Pressungen werden über einen größeren Bereich eingetragen. Demnach nimmt die Kontaktsteifigkeit bei steigender Verschiebung stets zu, da sukzessive mehr Beton aktiviert wird. Für die Umrechnung der Werkstoffdefinition des Betons in eine äquivalente Feder ist aus diesem Grund eine einfache Integration der Spannungsdehnungs-Linie samt Entfestigung über eine definierte Eintragungslänge nicht zielführend. Für das vorliegende Problem ist deshalb die Modifikation der Spannungs-Dehnungslinie ohne Entfestigung von Nöten.

Die genaue Ermittlung der Federsteifigkeit und –Festigkeiten wurde wie folgt durchgeführt: Die Federn wurden untereinander mit einem vertikalen Abstand von  $a = 4$  mm angeordnet. Die Einzugsbreite der Betonfläche einer jeden Feder wurde auf das Viertel des Umfangs der Schraubenfläche angesetzt. Die Einflusslänge der Betonfedern in den anliegenden Beton (in Ausbreitungsrichtung der Kontaktpressungen) wurde mit  $l = 40 \cdot d_{\text{Schaft}}$  angenommen. Dies entspricht dem 1,5fachen der Empfehlungen nach (Rieder A. , 2009). Dieser Annahme liegen mehrere Einflüsse zu Grunde:

- Der duktile Schraubanker mit  $d_{\text{Schaft}} = 5,1$  mm hat einen kleineren Schaftdurchmesser als die der in (Rieder A. , 2009) getesteten Befestigungsmittel. Dort waren Befestigungsmittel größer als  $d_0 = 12$  mm untersucht worden.
- Bei den Versuchen des Verfassers wurde eine größere Rissbreite von  $\Delta w = 0,8$  mm (im Vergleich zu  $\Delta w = 0,5$  mm) gewählt.

Die Federsteifigkeit wurde über den folgenden Ansatz ermittelt

$$K = \frac{E \cdot A}{l} \quad (5.1)$$

wobei  $E$  das E-Modul des Betons,

$A$  die Ersatzquerschnittsfläche als Einzugsbereich der Feder

$A = a \cdot \frac{1}{4} \cdot U_{\text{Schaft}}$  darstellen,

dabei sind  $a$  der Abstand zwischen den Federn untereinander und  $U_{\text{Schaft}}$  der Umfang des Schafts und

$l$  der Abstand vom Schaft in den Beton, an dessen Stelle die Spannungen abgeklungen sind.

Neben dem quasi-statischen nichtlinearen Materialverhalten von Beton ist auch dessen zyklischem Verhalten Rechnung zu tragen. In Abbildung 5.2 - linke Seite ist beispielhaft eine Spannungs-Dehnungslinie einer zyklischen Druckfestigkeitsprüfung unter mehraxialer Druckbeanspruchung mit ansteigender Dehnungsamplitude an einem Betonwürfel dargestellt (siehe auch Kapitel 2.1.5.2). Man erkennt deutlich, dass mit anwachsender Belastungsamplitude (Stauchung des Betons) die Steifigkeit des Betons abnimmt, was sich in einem Abflachen der Wiederbelastungspfade widerspiegelt. Zudem zeigt die Entlastung einen verzögerten viskosen Anteil, der sich mit einem fast vertikalen Spannungsabfall bei Entlastung äußert. Die Entlastung erfolgt somit bei nahezu unendlicher Steifigkeit, die dann erst kurz vor vollständiger Entlastung in eine sehr weiche übergeht.

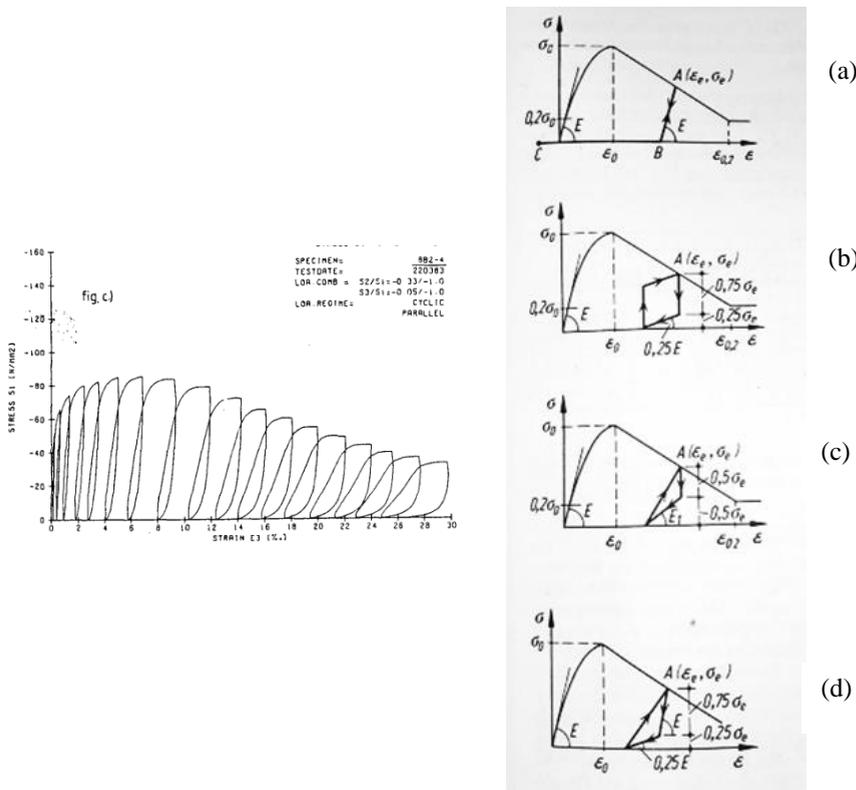


Abbildung 5.2: Zyklisches Verhalten von Beton; links: Zyklisches Betonverhalten nach (van Mier, 1986); rechts: Ansätze Idealisierung der Spannungs-Dehnungslinie nach (Eibl & Häußler-Combe, 1997)

Für die Modellierung der zyklischen Spannungs-Dehnungslinie von Beton geben (Eibl & Häußler-Combe, 1997) unterschiedliche Varianten an, wobei der passende Ansatz der

Aufgabenstellung angepasst sein sollte. Abbildung 5.2 - rechte Seite (a) bis (d) zeigen die unterschiedlichen Modellierungsweisen, wobei die Genauigkeit der Simulation von (a) nach (d) zunimmt. Die einfachste Methode ist eine elastisch-plastische Modellierung, sodass Be- und Entlastungspfad parallel verlaufen (a). Die Verfeinerungen greifen den Aspekt der nahezu vertikalen Entlastung auf, wobei der Spannungsabfall zwischen 0,5 bis 0,75 der in der Amplitude erreichten Spannung entsprechen kann ((b) und (c)). Zusätzliche Genauigkeit kann über einen bilinearen Entlastungspfad erreicht werden (d). Für die Modellierung wurde der Ansatz (c) in abgewandelter Form aufgegriffen. Der vertikale Abfall wird über ein der Feder parallel geschaltetes Reibungselement simuliert. Das Element erzeugt eine Reibungskraft in Abhängigkeit von der wirkenden Federkraft (siehe Abbildung 5.3 - rechte Seite). In Anbetracht der Empfehlungen nach (Eibl & Häußler-Combe, 1997) wurde ein Reibbeiwert von  $\mu_R = 0,3$  angesetzt, sodass sich ein Kraftabfall bei Entlastung der Feder von  $\Delta R = 0,3 \cdot F_k(u)$  einstellt. Dabei ist  $F_k(u)$  die momentane Federkraft bei einer Verschiebung  $u$ .

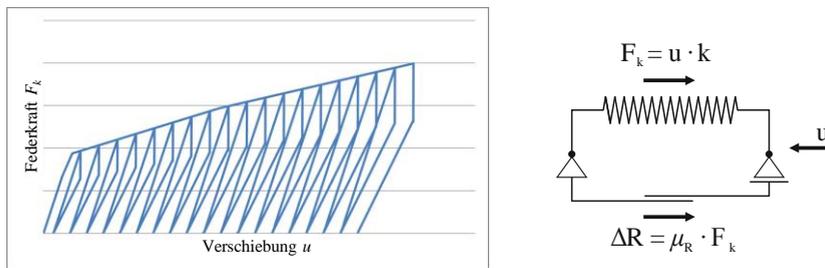


Abbildung 5.3: Modellierung des zyklischen Betonverhaltens mit Federelementen; links: Kraft-Verschiebungskurve; rechts: Feder-Reibungselement

Der Reibbeiwert wurde geringer gewählt als in der Empfehlung von (Eibl & Häußler-Combe, 1997) von  $\mu_R = 0,5$  bis  $0,75$ , da wieder von einem vollständig geschädigten Betonwürfel ausgegangen wurde. Bei der Kontaktpressung wird zwar der Beton der Kontaktschicht stark geschädigt, der dahinterliegende Beton wird aber infolge der Spannungsumlagerungen und der räumlichen Ausbreitung wesentlich geringer beansprucht. Da die Kontaktspannungen in die Betonkörper hinein abklingen, wird ein großer Bereich des aktivierten Betonvolumens nur im elastischen Bereich für den Kraftabtrag herangezogen. Aus diesem Grund ist ein geringerer Reibungsbeiwert gerechtfertigt.

Wie in Abbildung 5.3 – linke Seite auch erkennbar ist, wird die Schädigung, die bei zyklischen Würfelprüfungen nach Überschreiten der Fließgrenze und vor allem nach Überschreiten der Druckfestigkeit in einer Abnahme des Elastizitätsmoduls resultiert, nicht im Detail beachtet. Vereinfachend wurde die Schädigung über die pauschale Abminderung des Elastizitätsmoduls um 50% berücksichtigt. In Anbetracht der Empfehlun-

gen nach (Eibl & Häußler-Combe, 1997), die Abminderungen des E-Moduls von 0,50 bis 0,75 nahelegen, wird dies als ein angemessener Kompromiss angesehen.

Der verschiebliche Verbund wurde vereinfacht über eine elastisch-plastische Federbeziehung modelliert und entsprechend den Kraft-Verschiebungs-Kurven aus den Versuchen nach Kapitel 4.2.6 an den Prototypen des Durchmesser  $d_{\text{Schaft}} = 5,1$  mm umgesetzt.

## 5.2.2 Modellierung des Stahls

Für die numerische Beschreibung des Stahls wurden für das dreidimensionale Modell, die wahren Spannungen und Dehnungen, welche sich auf die aktuellen Querschnittswerte und Bezugslängen während eines Zugversuchs beziehen, implementiert. Die wahren Spannungen und Dehnungen können vereinfachend mit Gleichungen den (5.2) und (5.3) ermittelt werden:

$$\bar{\sigma} = \sigma \cdot (1 + \varepsilon) \quad (5.2)$$

$$\bar{\varepsilon} = \ln(1 + \varepsilon) \quad (5.3)$$

Die mittlere Spannung in der Einschnürung kann nach Bridgman, wie es in (Kalpakjian, Schmid, & Werner, 2011) aufgeführt ist, berechnet werden. Seinem Ansatz liegen die Annahmen zu Grunde, dass die Einschnürung über einen sich fortlaufend ändernden Radius  $R$  beschrieben werden kann und die Längsdehnung über die Querschnittsfläche entlang konstant bleibt (Valberg, 2010). Die wahre Dehnung in der Einschnürung kann dann nach Gleichung (5.4) ermittelt werden:

$$\bar{\varepsilon} = \ln\left(\frac{A_0}{A}\right) \quad (5.4)$$

mit  $A_0$  Ausgangsquerschnittsfläche und

$A$  Querschnittsfläche zu einem Zeitpunkt nach Beginn der Einschnürung.

Im zweidimensionalen Modell wurde vereinfachend eine ideal-elastisch-plastische Spannungs-Dehnungslinie (siehe Abbildung 5.4) gewählt, wie sie nach (DIN EN 1993-1-1; 2005) für eine plastische Berechnung verwendet werden darf.

In beiden Fällen wurde die Fließhypothese nach von Mises mit isotroper Verfestigung (siehe Kapitel 2.7.1 und 2.7.2) angenommen.

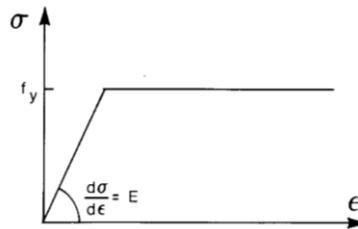


Abbildung 5.4: Bilineare (ideal-elastisch-plastische) Spannungs-Dehnungslinie für die plastische Tragwerksberechnung (DIN EN 1993-1-1; 2005)

## 5.3 Dreidimensionales Modell

Das dreidimensionale Modell zielt darauf ab, die Hystereseform und einzelne Einflussparameter, vor allem den Seileffekt, auf deren Verlauf zu untersuchen. Dabei steht das plastische Verformungsverhalten des duktilen Schraubankers im Vordergrund.

Der Biegeschaft wurde mit Volumenelementen modelliert. Um den Seileffekt bei Querverschiebung hervorzurufen, wurde die Schraubenmutter mit vereinfachter Geometrie abgebildet. Das Ankererelement wurde im Modell nicht mitaufgenommen. Der verschiebliche Verbund wurde über eine nichtlineare Feder (*connector*-Element) berücksichtigt.

Das Anbauteil, welches in den Querlastversuchen über die Stahlbacken repräsentiert wurde, wurde indirekt über weitere *connector*-Elemente modelliert. Sie wurden auch genutzt, um den Kontakt zwischen der Schraubenmutter und dem Anbauteil zu simulieren. In beiden Fällen wurde die *stop*-Definition eingesetzt. Über diese Funktion kann eine Länge definiert werden, über welche ein *connector*-Element verformt werden kann. Nach dem Erreichen der zulässigen Verformungslänge verhält sich das Element vollständig starr. Für diejenigen *connectoren*, die das Durchgangsloch im Anbauteil darstellen, wurde eine Länge definiert, in der die Elemente ohne jeglichen Widerstand verformt werden können. Die Kontaktbedingung zwischen der Schraubenmutter und dem Anbauteil hatte das gleiche Prinzip, nur dass der *connector* per Definition keine Zugkräfte aufnehmen kann, er aber im Druckbereich aktiviert wird. Zusätzlich kann die Reibung in Abhängigkeit von der vorhandenen Druckbeanspruchung berücksichtigt werden. Die Aufteilung der Elemente im System ist in Abbildung 5.5 und Abbildung 5.6 – linke Seite dargestellt. Im Vergleich dazu ist in Abbildung 5.5 – rechte Seite ein Kontinuumsmodell dargestellt, wie es auch in (Schacherl, 2017) genutzt wurde. Die Kraftübertragung der *connector*-Elemente auf die Volumenelemente des Schafts erfolgte mit *coupling*-Definitionen. Dabei wird die Kraft nicht nur in einem mit dem Schaft verbundenen Knoten übergeben, sondern über eine festgelegte Fläche verteilt (Abbildung 5.6 - Mitte). Dadurch konnten Singularitäten vermieden werden, die sich vor allem an den Punkten

der Verbindungen mit dem „Anbauteil“ ergeben hätten. Ähnlich wurde auch bei der nichtlinearen Feder des verschieblichen Verbunds vorgegangen. Das *connector*-Element wurde an die Stirnfläche der Unterseite des Schafts gekoppelt, welche über eine Elementhöhe als *rigid-body* definiert war; siehe Abbildung 5.6 – rechte Seite.

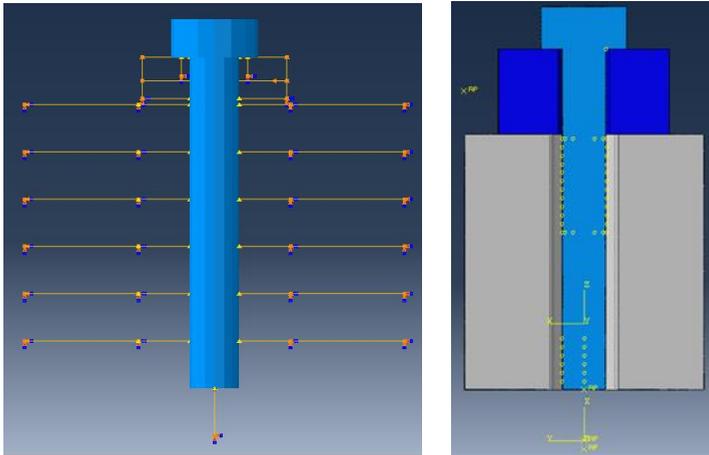


Abbildung 5.5: links vereinfachtes 3D-Modell mit *connector*-Elementen; rechts vollständiges 3D-Modell

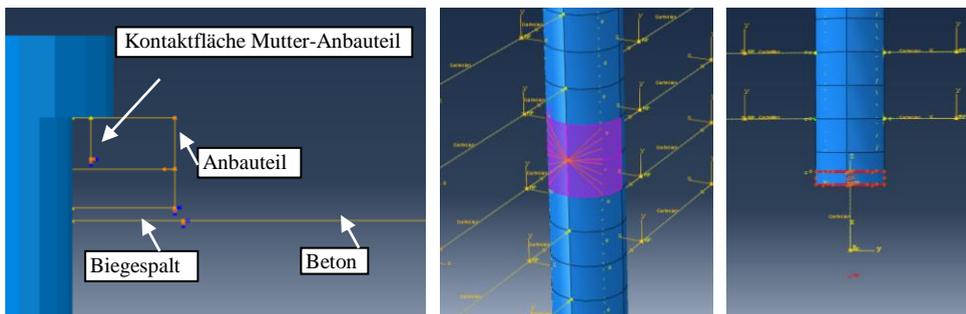


Abbildung 5.6: Detailbetrachtungen des 3D-Modells; links: Übersicht der *connectoren* im Modell; mittig: *coupling*-Definition zwischen Betonfedern und Schaft; rechts: Lagerung des Schafts über einen *rigid-body*

Das Modell wurde entsprechend dem zweiteiligen Prototyp mit einem Durchmesser von  $d_{\text{Schaft}} = 5,1 \text{ mm}$  abgebildet. Die Länge des Schafts im Bohrloch beträgt  $l_{\text{Schaft}} = 30 \text{ mm}$ . Zusätzlich wurde eine Klemmdicke von  $t_{\text{fix}} = 5 \text{ mm} (\hat{=} 1 \cdot d_{\text{Schaft}})$  abgebildet.

Für das Modell wurden, wie es in (Dassault Systems, 2016), (Kappler, 2016), (Schacherl, 2017) und (Vayas & Thanopoulos, 2006) empfohlen wird, C3D8R Elemente verwandt.

### 5.3.1 Einfluss der Reibung und Verbundsteifigkeit

Bei dieser Studie steht die Reibung zwischen Anbauteil und Betonoberfläche im Mittelpunkt der Untersuchung. Entsprechend (ETAG 001 - Annex E, 2013) ist in den zyklischen Querlastversuchen die Reibung mit PTFE-Folien zwischen Betonoberfläche und Anbauteil zu minimieren. In den Versuchen des Verfassers wurden gefettete Folien genutzt, sodass von einem Reibbeiwert von kleiner als  $\mu_R = 0,1$  ausgegangen werden kann. Da in der Realität wesentlich größere Reibbeiwerte von bis zu  $\mu_R = 0,3$  erwartet werden, wird deren Einfluss im Folgenden untersucht. Dazu wurde das 3D-Modell mit den nachstehenden Parametern nach Tabelle 5.1 belegt.

Tabelle 5.1: Eingangparameter der Studie Reibung

Steifigkeit der Betonfeder $kt$	$2,5 \cdot 10^7$ N/m (elastisch)
Lochspiel im Anbauteil $\Delta\emptyset$	1,0 mm
Reibbeiwert $\mu_R$ (variabel)	0,0 bis 0,3

Die Belastung der Schraube ist eine konstante, sinusförmige Querverschiebung von  $u_H = 4$  mm. In Abbildung 5.7 sind die Hysteresen des jeweils ersten Zyklus der vier Berechnungen überlagert. Die Reibung hat zwei wesentliche Einflüsse auf den Hystereseverlauf: Zum einen nimmt die erforderliche Querlast zu, um das Anbauteil in Querrichtung zu verschieben und zum anderen wird der Verlauf insgesamt völliger. Die Entwicklung des hysteretischen Dämpfungsmaßes, die über diese vier Berechnungen ermittelt wurde, und die Entwicklung der zugehörigen Querkräfte sind jeweils über die ersten fünf Zyklen hinweg in Abbildung 5.8 aufgetragen. Die Kombination aus höherer Querlast und anwachsender Völligkeit der Hysterese hat auch ein größeres Dämpfungsmaß zur Folge. Hier steigt die Dämpfung von  $\zeta_{hyst}(\mu_R = 0) = 15,4$  % auf  $\zeta_{hyst}(\mu_R = 0,3) = 19,0$  % um  $\Delta\zeta_{hyst} = 3,6$  % an, das bedeutet eine Zunahme von ca. 23 %. Insgesamt bringt eine Änderung des Reibbeiwerts von  $\Delta\mu_R = 0,1$  im Mittel eine Erhöhung des hysteretischen Dämpfungsmaßes von  $\Delta\zeta_{hyst} = 0,9$  % mit sich. Dieser Anstieg ist zwar gering, dennoch ist zu beachten, dass das Dämpfungsmaß aus dem Energieverhältnis berechnet wird. Der wachsenden Völligkeit steht demnach auch eine größere Querlast gegenüber. Wenn nun die vorhandenen Querlasten der Zyklen verglichen werden (Abbildung 5.8 - rechte Seite), wird deutlich, dass diese stärker von der Reibung beein-

flusst werden als das Dämpfungsmaß. Die Querlast im ersten Zyklus nimmt um  $\Delta V = 1,1 \text{ kN}$  zu ( $V(\mu_R = 0) = 3,6 \text{ kN}$  und  $V(\mu_R = 0,3) = 4,7 \text{ kN}$ ), was prozentual einen Anstieg von 30 % bedeutet.

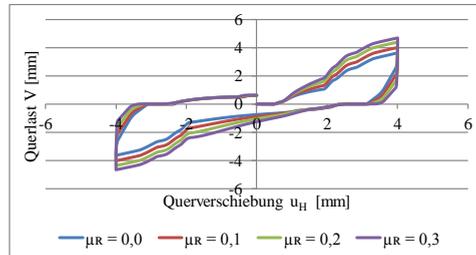


Abbildung 5.7: Hysteresen im ersten Zyklus

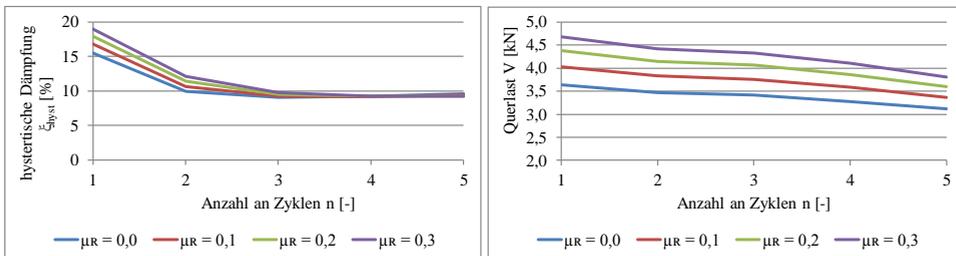


Abbildung 5.8: Ergebnisse der Parameterstudie Reibung; links: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung; rechts: Entwicklung der Querlast

Die Entwicklung der Dämpfungsmaße über die Zyklen hinweg strebt ab dem dritten Zyklus einem Grenzwert von ca.  $\zeta_{hyst} = 9 \%$  zu. Dieser Wert deckt sich mit den Ergebnissen aus den Messwerten in den experimentellen Untersuchungen des Verfassers. Hervorzuheben ist der Abfall vom ersten zum zweiten Zyklus, der in allen Berechnungen über 36 % beträgt.

Die Querlasten dagegen fallen über die Zyklen hinweg monoton ab: Bis zum dritten Zyklus ist eine stetige Abnahme von 4 % und in den darauffolgenden Zyklen sogar von 7 % vorhanden. Wenn der Seileffekt vollständig abgebaut ist, werden aber auch die Querlasten nach weiteren Zyklen gegen einen Grenzwert streben.

Mit weiteren Berechnungen mit einem konstanten Reibbeiwert von  $\mu_R = 0,2$  wird der Einfluss der Steifigkeit der Zugfeder, welche den Verbund des Ankers im Beton simuliert, untersucht. Die Steifigkeit wurde dazu im Bereich von  $kr = 1,0$  bis  $25 [10^6 \text{ N/m}]$  variiert (siehe Tabelle 5.2).

Tabelle 5.2: Eingangparameter der Studie Verbund

Steifigkeit der Betonfeder $k_T$ (variabel)	$1,00 \cdot 10^6$ N/m
	$6,25 \cdot 10^6$ N/m
	$12,50 \cdot 10^6$ N/m
	$18,75 \cdot 10^6$ N/m
	$25,00 \cdot 10^6$ N/m
Lochspiel im Anbauteil $\Delta\emptyset$	1,0 mm
Reibbeiwert $\mu_R$	0,2

Wie in Abbildung 5.9 – linke Seite ersichtlich wird, hat die Steifigkeit  $k_T$  sowohl auf die Querlast als auch auf die Völligkeit einen sehr großen Einfluss. Bei einer Steifigkeit von mehr als  $k_T = 12,5 \cdot 10^6$  N/m ist dieser aber nur noch marginal. Die Entwicklung des Hystereseverlaufs über die Zyklen hinweg zeigt eine deutliche Einschnürung des Verlaufs (siehe Abbildung 5.9 – rechte Seite). Sobald in den ersten Zyklen die Betonkante abgeplatzt und damit der Biegespalt vergrößert ist, wird der Bereich der reinen Schraubenbiegung vergrößert. Mit zunehmender Verschiebung wirkt zusätzlich der Seileffekt. Letzterer macht sich über den Anstieg nach ca.  $u_H = 1,5$  mm bemerkbar.

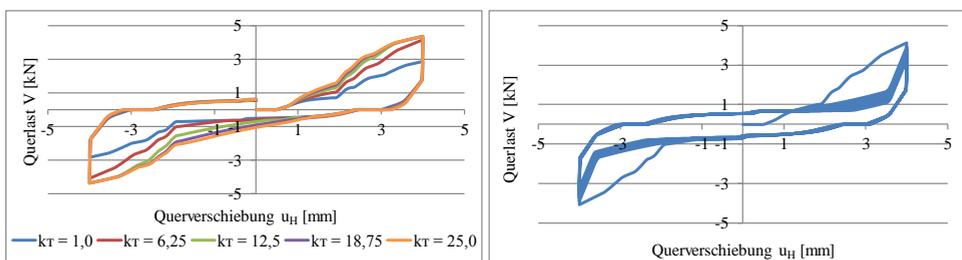


Abbildung 5.9: Hysteresen zur Parameterstudie zum Verbund; links: Hysteresen des ersten Zyklus bei unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten; rechts: Hystereseverlauf über 5 Zyklen für eine Verbundsteifigkeit von  $k_T = 6,25 \cdot 10^6$  N/mm<sup>2</sup>

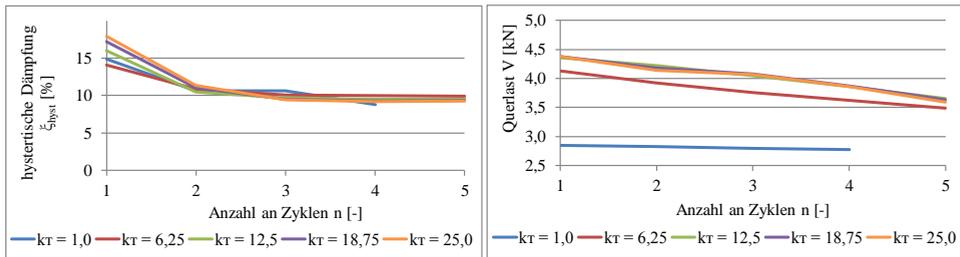


Abbildung 5.10: Ergebnisse der Parameterstudie Verbund; links: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung; rechts: Entwicklung der Querlast

Die Entwicklung des hysteretischen Dämpfungsmaßes und der Querlasten über die Zyklen ist in Abbildung 5.10 dargestellt. Die Ergebnisse gleichen denen der Studie mit unterschiedlichen Reibbeiwerten. Das hysteretische Dämpfungsmaß fällt mit dem zweiten Zyklus stark ab und strebt gegen einen Wert von  $\zeta_{hyst} = 10\%$ . Auch die Querlasten liegen auf einem ähnlichen Niveau. Einzige Ausnahme ist das Modell mit der geringsten Steifigkeit.

### 5.3.2 Einfluss des Seileffekts

Wie bereits in den Versuchen mit Langloch (Kapitel 4.2.3.7) gezeigt wurde, führt die Wirkung des Seileffekts dazu, dass die Befestigungsmittel trotz der fehlenden Kontaktfläche sehr große Querlasten während der Zyklen aufnehmen können. Um diesen Effekt genauer zu betrachten, wurde ein Modell nach dem gleichen Prinzip der Versuche mit Langloch aufgebaut, d.h. nur die Schraubenbiegung mit Seileffekt aber ohne den Kontakt mit dem Bohrloch modelliert. Die Berechnungen basieren auf den Eingangswerten nach Tabelle 5.3. Es wurde eine zyklisch anwachsende Verschiebung als Belastung aufgebracht. In Abbildung 5.11 - linke Seite ist die Hysterese des Modells mit einer elastischen Zugfeder bei einer Steifigkeit von  $kt = 5,0 \cdot 10^6$  N/m dargestellt. Zum Vergleich ist ihr auf der rechten Seite die Hysterese des Modells mit Reibung zwischen Schraube und Anbauteil von  $\mu_R = 0,2$  und ebenfalls mit einer elastischen Zugfeder mit einer Steifigkeit von  $kt = 1,0 \cdot 10^7$  N/m gegenübergestellt. Die Unterschiede im Hystereseverlauf infolge der elastischen Lagerung und der Reibung werden gut ersichtlich: Die Reibung führt einerseits zu höheren Querlasten und andererseits zu einem vertikalen Lastabfall nach Erreichen der Lastspitze. Die unterschiedlichen Steifigkeiten der elastischen Lagerung zeigen ihren Einfluss durch die verschiedenen Anstiege der Querlasten im Bereich des wirkenden Seileffekts. Bei sehr geringer Federsteifigkeit  $kt \leq 5,0 \cdot 10^5$  N/m hat der Seileffekt keinen Einfluss mehr auf das Querlasttragverhalten des Ankers. Der Anker wird bei Querverschiebung nahezu ohne Widerstand aus dem Bohrloch herausgezogen, sodass eine reine Schraubenbiegung wie am System „Kragarm“ vorliegt.

Tabelle 5.3: Eingangparameter der Studie Seileffekt

Steifigkeit der Betonfeder $k_T$ (variabel)	$5,0 \cdot 10^5$ N/m
	$5,0 \cdot 10^6$ N/m
	$1,0 \cdot 10^7$ N/m
	$7,5 \cdot 10^7$ N/m
Lochspiel im Anbauteil $\Delta\emptyset$	2,5 mm
Reibbeiwert $\mu_R$	0 und 0,2

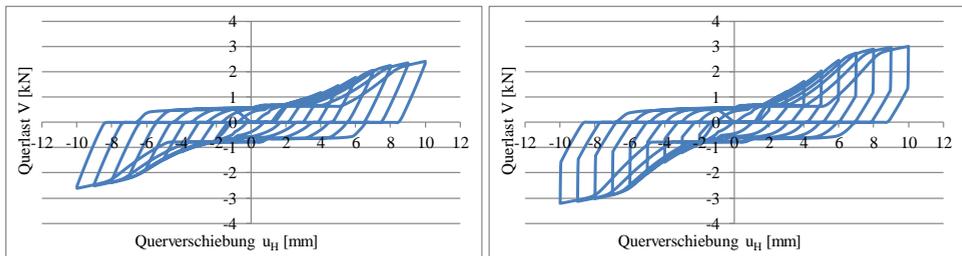


Abbildung 5.11: Hystereseverlauf bei zyklisch anwachsender Querverschiebung und Langloch;  
 Links: Zugfeder  $k_T = 5,0 \cdot 10^6$  N/m; Rechts: Zugfeder  $k_T = 1,0 \cdot 10^7$  N/m und  $\mu_R = 0,2$

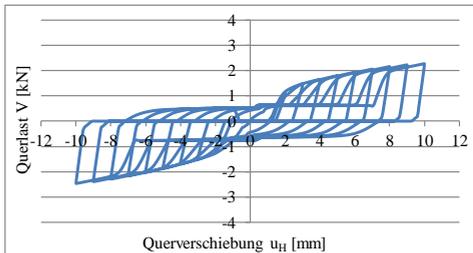


Abbildung 5.12: Hystereseverlauf bei zyklisch anwachsender Querverschiebung und Langloch  
 mit voller Einspannung

In Abbildung 5.12 sind als Grenzwertbetrachtung die Hysteresen des Modells mit voller Einspannung, einer unverschieblichen Lagerung in vertikaler Richtung ( $k_T = \infty$ ) und mit einem Lochspiel von  $\emptyset_{fix} = 2,5$  mm zu finden. Die Hysterese dieses Modells erinnert sehr an die des Systems INERD aus Kapitel 2.3.2, in welchem die Bolzenverbindung zur Energiedissipation vorgestellt wurde. In Anbetracht der Ähnlichkeit der Hysteresen ist

wie schon vermutet davon auszugehen, dass auch das INERD –System stark vom Seileffekt geprägt wird.

Es wird nun die Entwicklung der hysteretischen Dämpfung für die unterschiedlichen Eingangsparameter über die Zyklen hinweg betrachtet (Abbildung 5.13 – linke Seite). Die maximale hysteretische Dämpfung beträgt im Modell mit der größten Federsteifigkeit ( $k_T = 7,5 \cdot 10^7$  N/m)  $\zeta_{hyst} = 20,7$  %. Die Hysterese dieses Modells zeigt nur einen geringen Unterschied zum voll gelagerten System. Dabei führt der stufenförmige Verlauf dazu, dass die dissipierte Energie größer ist als bei den Modellen mit geringerer Steifigkeit, bei denen die Hysteresefläche im Bereich des Seileffekts eher die Form eines Dreiecks annimmt.

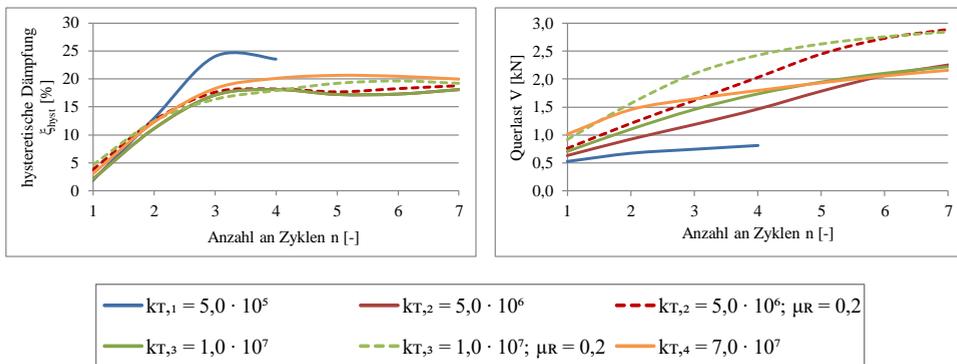


Abbildung 5.13: Ergebnisse der Parameterstudie Plastizität; links: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung; rechts: Entwicklung der Querlast

Den größten Dämpfungswert erreicht das Modell mit der geringsten Federsteifigkeit. Dies liegt an der veränderten Beanspruchungsart des Schafts, da der Seileffekt nicht aktiviert wird. Es liegt reines Schraubenbiegen vor, dessen bilineare Hysterese ein wesentlich größeres Dämpfungsmaß zu Folge hat. Dafür werden nur sehr kleine Querlasten von  $V = 0,8$  kN erreicht.

Bei der Entwicklung der Querlast mit zunehmender Querverschiebung über die Zyklen wird für die Modelle mit  $k_T > 5,0 \cdot 10^5$  N/m ein Grenzwert von  $V = 2,5$  kN erreicht. Dies bedeutet für die Modelle des Ankers mit einer Festigkeit von ca.  $f_u = 650$  N/mm<sup>2</sup>, dass bei Vernachlässigung der Reibung durch den Seileffekt eine Querlast von 42 % der plastischen Querkraft erreicht wird. Für die Modelle mit Reibung scheint die Querlast gegen einen Grenzwert von  $V = 3,0$  kN zu streben, was einer Erhöhung der Tragfähigkeit um 20 % entspricht. Die maximale Querlastdifferenz von  $\Delta V = 0,69$  kN zwischen den Modellen mit und ohne Reibung stellt sich im sechsten Zyklus ein (Modell mit

$k_T = 1,0 \cdot 10^7$  N/m). Dies entspricht einer Erhöhung der Querlast um 39,6 % für den betrachteten Zyklus. Die maximale prozentuale Erhöhung der Querlast, bezogen auf die erreichten Lasten während eines betrachteten Zyklus, beträgt 43,9 % ( $\Delta V = 0,64$  kN) im Modell mit  $k_T = 1,0 \cdot 10^7$  N/m und 38,8 % ( $\Delta V = 0,57$  kN) im Modell mit  $k_T = 5,0 \cdot 10^6$  N/m. Damit kann auf eine wirkende Normalkraft von ca.  $F_N = 3$  kN rückgeschlossen werden ( $\mu_R = 0,2$ ).

### 5.3.3 Einfluss der Plastizität im Verbund und Lochspiel

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Parameterstudie zum Einfluss des Lochspiels und zu der Implementierung einer elastisch-plastischen Zugfeder zur Modellierung des verschieblichen Verbunds zwischen Anker und Beton diskutiert. Die Eingangswerte für das Modell sind in Tabelle 5.4 zu finden.

Tabelle 5.4: Eingangparameter der Studie Plastizität und Lochspiel

Steifigkeit der Betonfeder $k_T$	$2,5 \cdot 10^7$ N/m (elastisch; Abgekürzt: $k_T el$ ) $2,5 \cdot 10^7$ N/m (plastisch; $k_T el$ ) $pl$ Fließgrenze bei $F_T = 2000$ N
Lochspiel im Anbauteil $\Delta\emptyset$ (variabel)	0 mm bis 2 mm
Reibbeiwert $\mu_R$	0,1

Es wurde eine zyklische sinusförmige Belastung in Form einer Verschiebung von  $u_H = 4$  mm gewählt.

Abbildung 5.14 gibt einen Eindruck über die sich ergebenden Hystereseverläufe in den ersten Zyklen. Es fällt deutlich auf, dass die Verläufe mit abnehmendem Lochspiel wesentlich völliger werden. Vor allem im Bereich der reinen Schraubenbiegung ändert das Lochspiel den Einspanngrad des Schraubenkopfes, wodurch sich sehr unterschiedliche Steifigkeiten und damit Anstiege in den Hystereseverläufen ergeben.

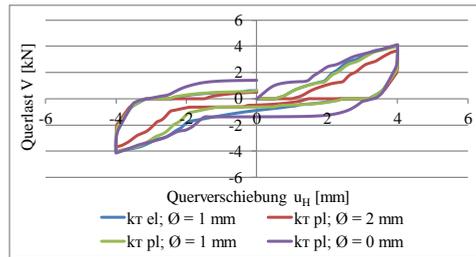


Abbildung 5.14: Entwicklung der Hysteresen Parameterstudie Plastizität

Entsprechend den unterschiedlichen Hystereseverläufen variieren auch die gemessenen Dämpfungswerte und Querlasten. Wie erwartet, ist im ersten Zyklus die Dämpfung im Modell ohne Lochspiel mit  $\zeta_{hyst} = 22,9\%$  am größten, wohingegen mit dem Modell mit einem Lochspiel von  $\varnothing_{fix} = 2\text{ mm}$  nur ein Wert von  $\zeta_{hyst} = 11,2\%$  erreicht wird, d.h. weniger als die Hälfte.

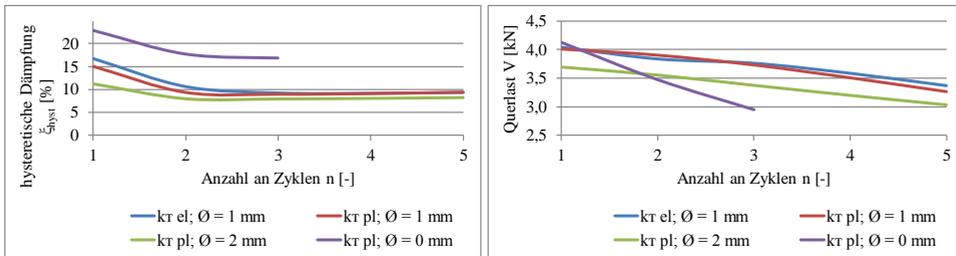


Abbildung 5.15: Entwicklung der Hysteresen Parameterstudie Plastizität

Die Dämpfungswerte über die Zyklen hinweg sind im Modell ohne Lochspiel generell sehr groß. Da aber der Einspanngrad sehr hoch ist, wird der Schaft auch sehr stark auf Querzug beansprucht. Dies äußert sich in Form des raschen Querlastabfalls über die Zyklen hinweg. Der Schaft erfährt eine plastische Längsdehnung, sodass der Seileffekt abgebaut wird. Dadurch ist insgesamt die Materialbeanspruchung infolge der hohen Verformungen so groß, dass die Berechnungen nicht beendet werden konnten.

Die Dämpfungswerte der Modelle mit Lochspiel streben wie schon in vorherigen Kapiteln ermittelt gegen einen Grenzwert von ca.  $\zeta_{hyst} = 9\%$ . Der Einfluss der eingeführten Plastizität ist gering und zeigt sich nur bei der Ermittlung der Dämpfungswerte. Im elastischen Modell wird im ersten Zyklus ein Wert von  $\zeta_{hyst} = 16,8\%$  und im elastisch-plastischen Modell von  $\zeta_{hyst} = 15,1\%$  erreicht.

### 5.3.4 Einfluss der Vorspannung

Ein weiterer Untersuchungsschwerpunkt ist die Vorspannkraft. Nach (ETAG001 - Annex A, 2013) soll im Vorfeld von Versuchen zuerst die volle Vorspannung in Form des durch den Hersteller vorgegebenen Anziehdrehmoments aufgebracht werden. Nach einer Dauer von zehn Minuten ist das Anziehdrehmoment auf die Hälfte zu reduzieren, um damit Spannkraftverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation zu berücksichtigen. Befestigungsmittel, die für die Funktionsfähigkeit kein Anziehdrehmoment benötigen, sind vor den Versuchen nicht anzuziehen. Die Frage ist, was eine zusätzliche Vorspannkraft an Widerstand mit sich bringt. Für die Studie wurden die folgenden Parameter nach Tabelle 5.5 angenommen. Die Belastung war erneut eine zyklische, konstante Querverschiebung von  $u_H = 5$  mm.

Tabelle 5.5: Eingangsparameter der Studie Vorspannung

Steifigkeit der Betonfeder $k_T$	$2,5 \cdot 10^7$ N/m (elastisch)
Lochspiel im Anbauteil $\Delta\emptyset$	1,0 mm
Reibbeiwert $\mu_R$ (variabel)	0,1 und 0,2
Vorspannkraft $F_p$ (variabel)	4 kN (Abkürzung VS 4) und 8 kN (VS 8)

In Abbildung 5.16 sind die Hysteresen der ersten Zyklen aller Modelle abgebildet. Die Vorspannung bringt zusätzliche Reibung in das System. Dadurch steigen wie schon bei zunehmendem Reibbeiwert die Querlast und die Völligkeit in den Hystereseverläufen. Im Gegensatz zu den Berechnungen ohne Vorspannung sind die Verläufe aber nicht mehr symmetrisch zum Ursprung. Mit der unterschiedlichen Vorspannung ändert sich der Hystereseverlauf fast ausschließlich im ersten Quadranten der Darstellungen.

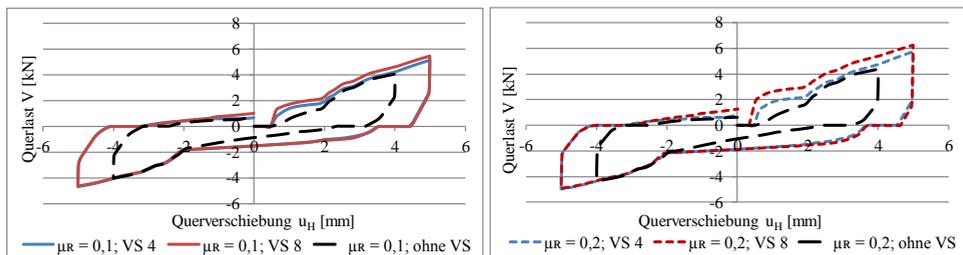


Abbildung 5.16: Entwicklung der Hysteresen – Parameterstudie Vorspannung

Dies beruht maßgeblich auf der Modellierung des Verbunds über eine sehr steife elastische Feder. Bei der ersten Querverschiebung entstehen plastische Dehnungen in Längsrichtung des Schafts, sodass die Vorspannung abgebaut wird und damit keine zusätzliche Reibung bei Verschiebung in die Gegenrichtung wirkt. Dies zeigt sich auch in den starken Änderungen der hysteretischen Dämpfung und der Querlast in den Zyklen (Abbildung 5.17).

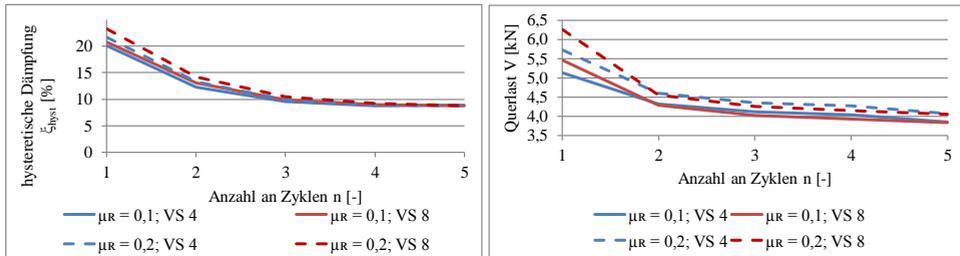


Abbildung 5.17: Ergebnisse der Parameterstudie Vorspannung; links: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung; rechts: Entwicklung der Querlast

Die hysteretische Dämpfung nimmt unter der Wirkung der Vorspannung deutlich größere Werte an (siehe Abbildung 5.17 – linke Seite). Bei einem Reibbeiwert von  $\mu_R = 0,2$  und einer Vorspannkraft von  $F_p = 8$  kN ist eine hysteretische Dämpfung von  $\zeta_{hyst} = 23,3$  %, bei  $\mu_R = 0,1$  und  $F_p = 4$  kN ein Wert von  $\zeta_{hyst} = 20,1$  % vorhanden. Sowohl die Entwicklung der hysteretischen Dämpfung, als auch die Entwicklung der Querlasten (Abbildung 5.17 – rechte Seite) über die Zyklen hinweg, werden sehr deutlich von der Wirkung der Vorspannung und deren Abbau im ersten Zyklus geprägt. In beiden Fällen ist die Abnahme hier am stärksten. Es kann davon ausgegangen werden, dass bei einer genaueren Modellierung des Verbunds mit einer elastisch-plastischen Feder die Vorspannkraft nicht sofort innerhalb des ersten Zyklus abgebaut wird und der positive Effekt über längere Zeit im System vorhanden bleibt.

Wie den Hystereseverläufen in der Abbildung 5.16 zu entnehmen ist, vermag die Modellierung mit den *connectoren* als Anbauteil nicht das exakte Verschiebungsverhalten zu simulieren. Bei Verschiebungsbeginn wird trotz vorhandener Vorspannung keine Querlast hervorgerufen. Erst nachdem das „Lochspiel“ in den *connectoren* überbrückt ist und der Schraubenkopf verschoben wird, steigt die Querlast an. Die Verschiebung der *connectoren*, die das Anbauteil darstellen, ist also nicht mit der Wirkung der Vorspannung gekoppelt. In Wirklichkeit wirkt aber die Reibung auch der Verschiebung des Anbauteils entgegen. Die Hysterese wäre folglich zu Beginn der Verschiebung völliger und damit würde auch die hysteretische Dämpfung ansteigen. Das Modell unterschätzt an dieser Stelle die Wirkung der Vorspannung.

### 5.3.5 Einfluss einer kontinuierlich ansteigenden, zyklischen Belastung

Für diese Studie wurde anstelle einer konstanten zyklischen Belastung eine ansteigende zyklische Querverschiebung gewählt. Den Modellen wurden sehr unterschiedliche Parameter zugrunde gelegt (siehe Tabelle 5.6).

Tabelle 5.6: Eingangsparameter der Studie anwachsende Amplitude

Steifigkeit der Betonfeder $k_T$ (variabel)	$k_{T,1} = 2,5 \cdot 10^7$ N/m (elastisch) $k_{T,2} = 7,5 \cdot 10^7$ N/m (elastisch) $pl_1$ Fließgrenze bei $F_T = 300$ N $pl_2$ Fließgrenze bei $F_T = 2000$ N
Lochspiel im Anbauteil $\Delta\theta$ (variabel)	1,0 mm; 2 mm; 2,5 mm
Reibbeiwert $\mu_R$	0,1
Vorspannkraft $F_p$	6 kN (VS 6) 10 kN (VS 10)

Die geringen Dämpfungswerte im ersten Zyklus (siehe Abbildung 5.19 und Abbildung 5.20) sind mit der Modellierung der *connectoren* als Anbauteil und der fehlenden Koppelung mit der wirkenden Reibung zu erklären. Dies wirkt sich jedoch vorrangig auf die Modelle mit Vorspannung aus und kann mit anwachsender Querverschiebung vernachlässigt werden. Es wird wieder ersichtlich, dass sich die Vorspannung positiv auf die ermittelte Dämpfung auswirkt. Die Hysterese im Bereich der reinen Schraubenbiegung mit Vorspannung (Abbildung 5.18 – linke Seite) ist wesentlich völliger als die des Modells ohne Vorspannung (Abbildung 5.18 – rechte Seite). Im Fall des steifen Verbunds wird der Effekt aber schon im ersten Zyklus abgebaut, wohingegen im Modell mit geringerer Fließlast der Effekt über die ersten fünf Zyklen erhalten bleibt.

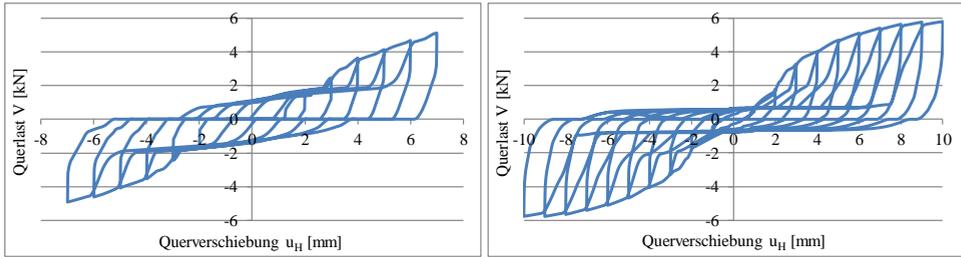


Abbildung 5.18: Hystereseverläufe bei zyklisch anwachsender Querverschiebung; links:  $kt_{,1} pl_2$ ;  $\varnothing = 2,5$  mm; VS 6; rechts:  $kt_{,2} el$ ;  $\varnothing = 1,0$  mm

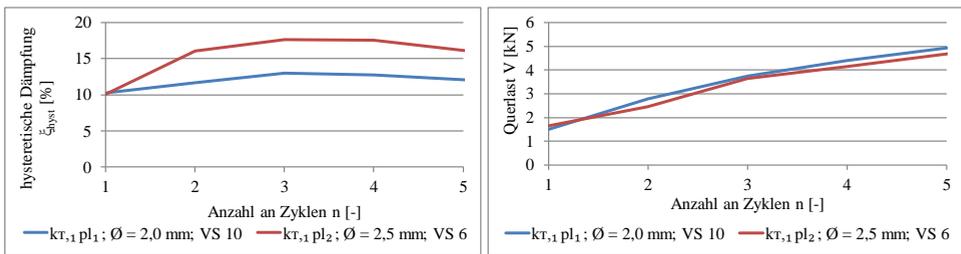


Abbildung 5.19: Ergebnisse der Parameterstudie anwachsende Amplitude mit Vorspannung; links: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung; rechts: Entwicklung der Querlast

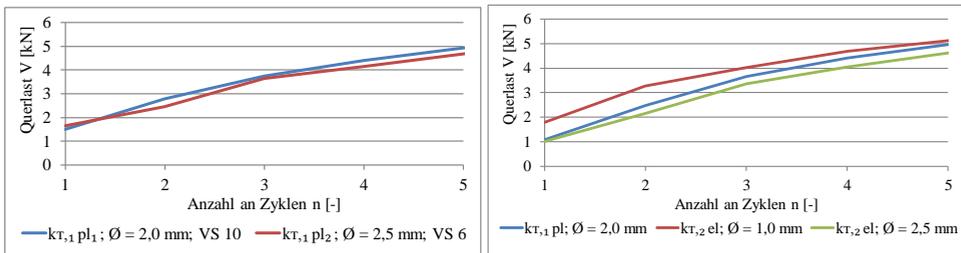


Abbildung 5.20: Ergebnisse der Parameterstudie anwachsende Amplitude ohne Vorspannung; links: Entwicklung der hysteretischen Dämpfung; rechts: Entwicklung der Querlast

Hervorzuheben ist, dass scheinbar in allen Fällen die hysteretische Dämpfung gegen einen Grenzwert von  $\zeta_{hyst} = 10\%$  strebt, wie es schon in den bisherigen Studien zu beobachten war. Das maximal erreichte Dämpfungsmaß des Modells mit Vorspannung beträgt  $\zeta_{hyst} = 17,6\%$  (mit  $kt_{,1} pl_2$ ,  $\varnothing_{fix} = 2,5$  mm und VS 6. Für das Modell ohne Vorspannung ist ein Maximalwert von  $\zeta_{hyst} = 15,8\%$  (Modell mit  $kt_{,2} el$ ;  $\varnothing_{fix} = 1,0$  mm) erreicht worden.

Hinsichtlich der ermittelten Querlasten in den Zyklen ist kein bemerkenswerter Unterschied zu verzeichnen. Es wird davon ausgegangen, dass bei den Modellen mit Vorspannung die Plastizität der Zugfedern die Vorspannung abbaut und damit deren Effekt verloren geht.

### 5.3.6 Zusammenfassung und Methodenkritik

In diesem Kapitel wurde ein semi-dreidimensionales Modell des duktilen Schraubankers mit einem Durchmesser von  $d = 5,1$  mm vorgestellt. Das Modell diente dazu, den Einfluss des Seileffekts auf die Energiedissipation und die Querlasttragfähigkeit zu untersuchen. Zur Quantifizierung des Energiedissipationsvermögens wurde die hysteretische Dämpfung herangezogen. Hierzu wurde der Anker unter quasi-statischen Verhältnissen mit zyklischen Querverschiebungen belastet. Es wurden sowohl konstante als auch ansteigende Amplituden vorgegeben. Mit dem Modell konnten die grundlegenden Eigenschaften des hysteretischen Verhaltens des Schraubankers in Verbindung mit dem Seileffekt modelliert werden.

Folgende Erkenntnisse können festgehalten werden:

- Der Seileffekt hat einen maßgebenden Einfluss auf die Querlasttragfähigkeit des Schraubankers. Die äußere Querbelastung kann teilweise durch den zusätzlichen Längstragwiderstand (Einhängeneffekt) aufgenommen werden, wodurch zusätzlich Reibkräfte aktiviert werden, die den Querlastwiderstand nochmals erhöhen.
- Die Steifigkeit des Verbunds zwischen Anker und Beton (vergleichbar mit dem Herausziehewiderstand im Holzbau) beeinflusst den Seileffekt maßgeblich. Mit zunehmender Steifigkeit wachsen die Querlasttragfähigkeit und die hysteretische Dämpfung im System.
- Die Reibung zwischen Anbauteil und Betonoberfläche führt zu einer Erhöhung der Querlasttragfähigkeit des Systems und zu einer Zunahme der hysteretischen Dämpfung. Der Effekt verliert mit zunehmender Anzahl an Zyklen des gleichen Verschiebungsniveaus an Einfluss, da der Seileffekt abgebaut wird.
- Durch die Wirkung der Vorspannung wird eine größere Reibkraft bei Verschiebung der Schraube hervorgerufen. Dies führt sowohl zu größerem Querlastwiderstand als auch zu einer größeren hysteretischen Dämpfung.
- Die Abnahme des Lochspiels führt zu erhöhter Querlasttragfähigkeit und erhöhten hysteretischen Dämpfungswerten. Mit geringerem Lochspiel steigt der Einspanngrad des Systems, was einerseits den Querlastwiderstand bei reiner Bie-

gung und andererseits den Seileffekt anwachsen lässt. Gleichzeitig wachsen die Materialbeanspruchungen und die damit einhergehenden Plastifizierungen an, was sich in erhöhten Dämpfungswerten widerspiegelt.

- Mit dem modellierten System sind theoretisch Dämpfungswerte von bis zu  $\zeta_{hyst} = 22,9\%$  ohne Wirkung einer Vorspannung zu erreichen. Solche hohen Werte können aber nur über eine geringe Anzahl an Zyklen aufrechterhalten werden. Dies bestätigte die theoretischen Betrachtungen der hysteretischen Dämpfung nach Kapitel 2.6.3.6.
- Für das vorgestellte System ergab sich ein unterer Grenzwert der hysteretischen Dämpfung von ca.  $\zeta_{hyst} = 9\%$ . Da aus den Versuchsergebnissen geringere Werte ermittelt wurden, ist davon auszugehen, dass in den Modellen nicht erfasste Effekte das Dämpfungsverhalten des Ankers beeinflussen. Da in den Modellen eine volle Einspannung des Schafts angenommen wurde, bedeutet das im Umkehrschluss, dass eine solche in der Realität nicht vorliegt und dies der Grund für die geringen Dämpfungswerte in den Versuchen ist. Damit ist die Annahme aus Kapitel 4 bewiesen.

In den Modellen wurden einige Vereinfachungen getroffen, deren Auswirkungen nachfolgend diskutiert werden:

- Modellierung des verschieblichen Verbunds:

In den Berechnungen zeigte sich, dass der Schlupf im Verbund zwischen Anker und Beton (Plastizität) maßgeblichen Einfluss auf den Seileffekt bei zunehmender Querverschiebung hat. Eine elastische Modellierung wird dem Tragverhalten nicht gerecht. In weiteren Modellen sollte der Modellierung des Verbunds größere Aufmerksamkeit zukommen.

- Volle Einspannung des Schafts:

Wie sich schon in den experimentellen Untersuchungen zeigte, ist dies der entscheidende Parameter. Zur genauen Quantifizierung des Energiedissipationsvermögens bei reiner Schraubenbiegung im Spalt ist es erforderlich, den genauen Einspanngrad des Schafts in den Beton zu simulieren. Es konnte gezeigt werden, dass dieser wesentlich geringer ist als eine volle Einspannung, sodass die Duktilität durch größere plastische Verschiebungen reduziert wird. Zudem sollte auch der sich einstellende Rotationsschlupf in Verbindung mit den großen Rissbreiten genauer untersucht werden.

- Werkstoffverhalten des Stahls:

Wie in Kapitel 2.7 vorgestellt wurde, ist das Werkstoffverhalten von Stahl von einer Vielzahl an Nichtlinearitäten geprägt. Hinsichtlich der Auswirkungen einiger dieser nichtlinearen Effekte auf das Trag- und Versagensverhalten des duktilen Schraubankers wurden in Kapitel 2.7.9 verschiedene Überlegungen aufgeführt. Der Gesamtheit an Werkstoffnichtlinearitäten (z.B. inklusive einer genauen Implementierung der Verfestigung) ist in weiteren Untersuchungen (numerisch aber auch experimentell) nachzugehen. Beispielsweise ist im Fall der freien Schraubenbiegung im Spalt davon auszugehen, dass die Berücksichtigung von Nachverfestigung und Bauschinger-Effekt gegenüber dem ideal-elastisch-plastischen Ansatz zu einer Abnahme des hysteretischen Dämpfungsmaßes bei gleicher Duktilität führen wird, da in diesem Fall die potentielle Energie  $E_p$  des Systems wesentlich stärker anwächst als die dissipierte Energie  $E_d$  (siehe hierzu Kapitel 2.6.3.4 und (Priestley, Grant, & Kowalsky, 2007)). Diese und auch die anderen Annahmen, gilt es zu überprüfen und quantitativ zu erfassen, vor allem auch im Hinblick auf die Auswirkungen der einzelnen Effekte auf das gesamtheitliche Tragverhalten des Schraubankers (d.h. zyklisches Schraubenbiegen in Kombination mit Abscheren an der Bohrlochwandung bei zunehmenden Betonausbrüchen).

- Modellierung des Anbauteils:

In den vorgestellten Simulationen wurde auf eine Modellierung des Anbauteils als Kontinuum verzichtet. Dies hatte zwar den Vorteil, Singularitäten der Kontaktpressungen vermeiden zu können, aber auch den Nachteil, dass eine realitätsnahe Berücksichtigung der Vorspannung bzw. der daraus resultierenden Reibung nicht möglich war. Wie sich in den Versuchen des Verfassers zeigte, führt die Vorspannung dazu, dass bei Verschiebung des Anbauteils im Lochspiel große Reibkräfte aktiviert werden. Der Einfluss auf die zyklische Entwicklung des hysteretischen Dämpfungsmaßes und auf die Interaktion mit dem Seileffekt bedarf einer detaillierten Modellierung. Abgesehen von der fehlenden Kopplung zwischen der Querverschiebung des Anbauteils und den Reibkräften, können auch weitere Effekte mit den vorgestellten Modellen nicht abgebildet werden. Ein Beispiel ist das Abheben des Anbauteils bei Längsverschiebung des Ankers. Dadurch würden der Seileffekt und die Reibung verloren gehen. Dies kann bei einer Befestigung mit kombinierter Beanspruchung von Quer- und Längskraft auftreten. In Abhängigkeit von der Geometrie des Anbauteils und der auftretenden Längsverschiebung kann auch eine Verkantung des Anbauteils an der Betonoberfläche auftreten. In (Schacherl, 2017) wurden weiterführende Untersuchungen an einem vollständigen Kontinuumsmodell durchgeführt. Infolge des Kontakts wurde ein expliziter Lösungsansatz gewählt. Aufgrund der großen Rechenzeit konnten aber nur wenige Zyklen berechnet werden. Es zeigte sich, dass der starke Abfall in den Hysteresen nach Erreichen der Lastpeaks über die elastische Rückfederung des Schraubenschafts bei Rückverschiebung des starren Anbauteils entsteht. Wird zwischen dem Anbauteil und der Betonoberfläche ein Spalt modelliert und dem Anbauteil die Möglichkeit gegeben, sich mit dem Schraubenkopf mit

zu verdrehen, ist eine Abflachung des vertikalen Abfalls zu beobachten. Infolge dieser Tatsache wird weniger Energie dissipiert (kleinere Hystereseffläche), wodurch eine geringere hysteretische Dämpfung ermittelt wird. Diesem Einfluss sollte in weiteren Forschungsarbeiten nachgegangen werden. Insgesamt zeigten die ermittelten hysteretischen Dämpfungswerte gute Übereinstimmung mit den hier vorgestellten Ergebnissen. Sie lagen in einem Bereich von  $\zeta_{hyst} = 4,7\%$  und  $19,3\%$ , wie sie in diesem Kapitel und in den experimentellen Untersuchungen in Kapitel 4 berechnet wurden.

## 5.4 Zweidimensionales Modell

Die Gesamtlänge des Biegeschafts wurde entsprechend den ersten Prototypen des Durchmessers  $d_{\text{Schaft}} = 5,1\text{ mm}$  mit  $l_{\text{Schaft}} = 30\text{ mm}$  ( $\approx 5,8 \cdot d_{\text{Schaft}}$ ) angenommen. Eine Länge von  $25\text{ mm}$  ( $4,8 \cdot d_{\text{Schaft}}$ ) des Schafts befindet sich im Bohrloch, sodass ein Überstand von  $5\text{ mm}$  ( $1 \cdot d_{\text{Schaft}}$ ) angesetzt wird; siehe Abbildung 5.21. Der Stahlschaft und das Ankerelement wurden mit schubweichen Balkenelementen (*beam element B21*) modelliert.

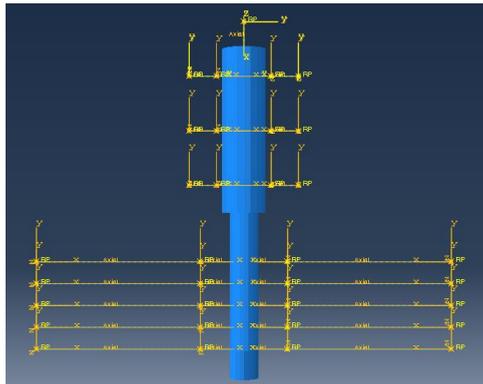


Abbildung 5.21: 2D-Stab-Modell des duktilen Schraubankers in ABAQUS

Zur Verifizierung des FE-Modells in ABAQUS wurden die Versuchsergebnisse der zweiteiligen Prototypen MM-EQ 12x100 aus den Versuchen C2.4 mit den Ergebnissen der numerischen Berechnung unter anwachsender Verschiebungsamplitude verglichen. In Abbildung 5.22 sind die beiden Ergebnisverläufe gegenübergestellt.

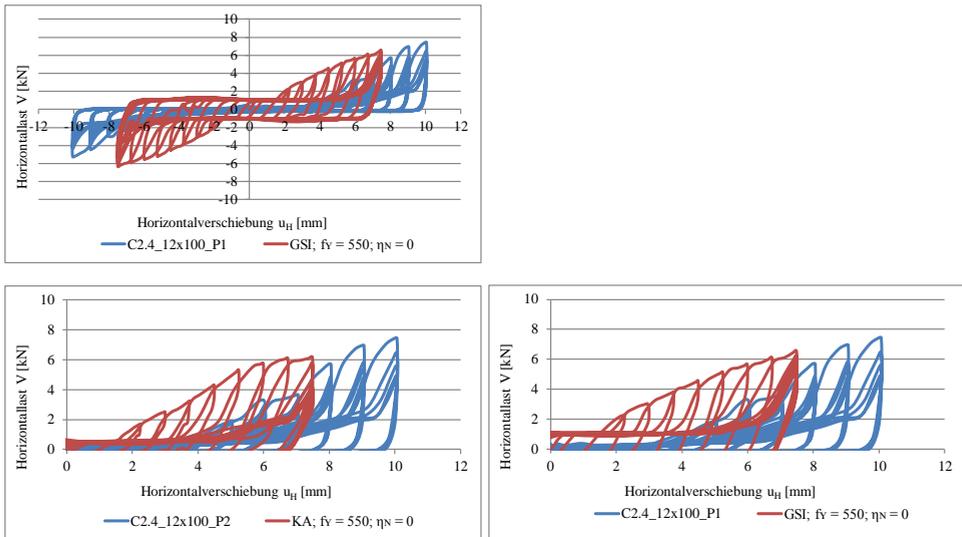


Abbildung 5.22: Vergleich der numerischen Ergebnisse mit den Ergebnissen aus experimentellen Untersuchungen; oben: Gesamte Hysterese am GEI; unten links: Halbhysterese Modell KA; unten rechts: Halbhysterese Modell GSI

Wie dort zu erkennen ist, vermag das numerische Modell die quasi-statischen Versuchsergebnisse gut zu simulieren. Einziger Unterschied ist das fehlende Lochspiel zwischen Anbauteil und Schraubenschaft. In Abbildung 5.22 untere Hälfte sind die halben Hystereseverläufe für die beiden statischen Systeme des „Kragarms“ und des „Grundsystems I“ zum Vergleich gegenübergestellt. Es ist deutlich erkennbar, dass das statische System des „Kragarms“ den Hystereseverlauf im Bereich der reinen Biegung im Spalt besser simuliert. Das System „Grundsystem I“ ist dagegen zu steif und überschätzt die notwendige Querlast, um das plastische Gelenk im Schaft zu erzeugen.

### 5.4.1 Beschleunigungs-Zeitverlauf der Anregung

Im Allgemeinen werden Erdbebeneinwirkungen nach (DIN EN 1998-1, 2010) über das elastische Bodenbeschleunigungs-Antwortspektrum („elastisches Antwortspektrum“) dargestellt. Nach (DIN EN 1998-1, 2010) §3.2.3 können alternativ Zeitverlaufsberechnungen unter Erdbebeneinwirkungen durchgeführt werden. Demnach dürfen als Zeitverläufe aufgezeichnete oder künstlich erstellte Beschleunigungszeitverläufe (Erdbebenschriebe) herangezogen werden. Die Dauer des stationären Teils von künstlich erzeugten Beschleunigungszeitverläufen hat mindestens  $t = 10$  s zu betragen. Eine weitere Vorgabe ist, dass eine Serie von mindestens 3 Beschleunigungszeitverläufen zu verwenden ist. Dass nicht die Dauer des stationären Teils des Zeitverlaufs, sondern vielmehr die Anzahl

an Zyklen maßgebend ist, wird in (Knoedel, Hrabowski, 2012) beschrieben. Nach Erkenntnissen in (Knoedel; Ummenhofer; 2015), kann vereinfachend auch eine harmonische (sinusförmige) Anregung unter Resonanz gewählt werden, damit die größte Antwort des Systems erreicht wird. Diesem Ansatz wurde zur Einschätzung des Duktilitätsvermögens des Befestigungsmittels nachgegangen. Dabei wurden unterschiedliche Beschleunigungen am Fußpunkt generiert. Die Belastung wurde über eine Fußpunktverschiebung  $u(t)$  angesetzt.

$$u(t) = \bar{u} \cdot \sin(\omega \cdot t) \quad (5.5)$$

Es wurde eine ansteigende Amplitude gewählt, sodass die maximale Auslenkung nach zehn Zyklen erreicht wurde. Die maximale Auslenkung wurde dann für weitere zehn Zyklen beibehalten; siehe Abbildung 5.23

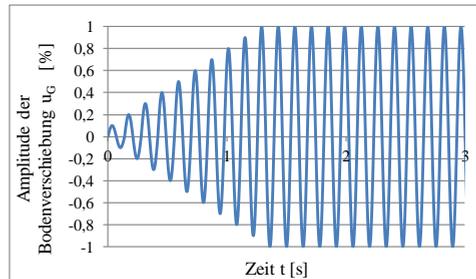


Abbildung 5.23: Verschiebungs-Zeitverlauf der numerischen Parameterstudie

Die dynamischen Berechnungen im Zeitbereich wurden sowohl für das elastisch-plastische als auch für das äquivalente vollkommen elastische System durchgeführt. Bei den Analysen des letzteren Systems ist demnach auch der Beton über elastische Federn berücksichtigt worden. Die Berechnungen mit Zeitverläufen unter Resonanzanregung haben zudem die nachfolgenden Vorteile: Zum einen wird in Verbindung mit der vereinfachten Betrachtung des Schraubenschafts als Einmassenschwinger ein nachprüfbares System beschrieben, das in den Grundzügen mit den Zusammenhängen nach Kapitel 2.4 erklärt werden kann. Zum anderen wird damit eine allgemeinere Aussage zum Energiedissipationsvermögen des Ankers gegeben. Aufgezeichnete oder künstlich generierte Zeitverläufe sind stets Standort-geprägt und besitzen demnach ein bestimmtes Frequenzspektrum und eine bestimmte Intensität. Darüber hinaus wurde schon in den Kapiteln 1.1 und 2.2 darauf hingewiesen, dass sich die Zeitverläufe der Bodenbeschleunigung von jenen einer beliebigen Etage eines Gebäudes voneinander unterscheiden. Da keine genormten Verfahren zur Ermittlung von Etagen-Antwortspektren und -Zeit-

verläufen vorhanden sind, ist die dynamische Berechnung mit Resonanzanregung an dieser Stelle eine gute Zwischenlösung.

## 5.4.2 Parameterstudie

Für die folgenden Berechnungen beschränkte man sich auf die Parameter nach Tabelle 5.7.

Tabelle 5.7: Eingangsparameter am 2D-Modell

Statisches System	Fließgrenze $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	Normalkraftausnutzung $\eta_N$ [-]	Beton
„Kragarm“ (KA)			B1 (el. und pl.)
„Grundsystem I“ (GSI)	550 / 800	0,25 / 0,5 / 0,75	B2 (el. und pl.) mit 1/0,7 * B1

Die effektive Masse des Stabmodells ergibt sich über den Ausnutzungsgrad  $\eta_N$ , wobei deren dynamische Effekte in vertikaler Richtung nicht mit einbezogen wurden. Die Auswirkungen des Ausnutzungsgrads bzw. der Masse wurden vereinfacht über eine Abminderung der Fließgrenze berücksichtigt.

Zudem wurde keine Schädigung des Stahls modelliert und daher ein verformungs-basierendes Versagenkriterium eingeführt. Dabei wurde das Versagen des Prototyps als der Zustand angesehen, wenn sich ein Fließgelenk auf der freien Schaftlänge ausbildet.

## 5.4.3 Darstellung der Ergebnisse

### 5.4.3.1 Ermittlung der Duktilität

Wie in Kapitel 2.6.1.1 gezeigt werden konnte, ist die Quantifizierung der Duktilität und des Verhaltensbeiwerts nicht ohne Weiteres auf die Anwendung von Befestigungsmitteln übertragbar. Die geometrische Nichtlinearität bedarf besonderer Betrachtung. Aus diesem Grund wurden für weitere Untersuchungen drei Ansätze zur Berechnung der Duktilität bzw. des Verhaltensbeiwerts gewählt. Alle basieren auf dem Vergleich einer ideal-elastischen (mit geringer Dämpfung) mit einer plastischen Berechnung. Als Vergleichssystem wurde ein plastisches Modell (Werkstoffnichtlinearität des Stahls und des Betons) mit geometrischer Nichtlinearität gewählt. Die mit diesem Modell berechneten Ergebnisse werden innerhalb dieses Kapitels mit dem Index „pl“ bezeichnet. Die elastischen

Modelle wurden auf unterschiedliche Weisen modelliert. Die Berechnung der Duktilität anhand der mit dem plastischen Modell und den elastischen Modellen ermittelten Ergebnisse erfolgte über die nachfolgenden Ansätze:

Der erste Ansatz ist die klassische Form der Duktilität für Systeme, deren Nichtlinearität nur auf Werkstoffebene vorliegt. Sie wird im Weiteren mit  $\mu(u)$  bezeichnet.

$$\mu(u; \eta_N) = \frac{u_{dyn}}{u_{pl}} \quad (5.6)$$

Die dynamische Verschiebung  $u_{dyn}$  wird an den elastischen Ersatzsystemen des reinen Biegeschafths („Kragarm“ und „Grundsystem I“) ohne geometrische Nichtlinearität (ohne Kontakt bzw. Auflager) nach den elementaren Zusammenhängen der Baudynamik ermittelt. Für die elastischen Systeme wurde eine Dämpfung von  $\zeta_{el} = 5 \%$  berücksichtigt, wie es im Erdbebeningenieurwesen üblich ist. Die dynamische Verschiebung ist dann vereinfacht im Resonanzfall über die Zusammenhänge nach Kapitel 2.4 zu lösen.

Als alternativer Ansatz wurde das Verhältnis der relativen Beschleunigungen gewählt, die unter Fußpunkterregung am elastischen und plastischen System jeweils unter Berücksichtigung der geometrischen Nichtlinearität auftreten. Bei dieser Betrachtungsweise hat die geometrische Nichtlinearität den maximalen Einfluss auf die Ergebnisse, da im elastischen System bei Kontakt mit der Bohrlochwand bzw. beim Anprall große Kräfte und damit Beschleunigungen  $a_{el}$  entstehen. Im elastischen System wurde auch der Beton elastisch modelliert. Die Ergebnisse dieses Systems werden mit dem Index „el“ kenntlich gemacht.

Die damit ermittelte Duktilität wird  $\mu(a)$  bezeichnet und ergibt sich zu

$$\mu(a; \eta_N) = \frac{a_{el}}{a_{pl}} \quad (5.7)$$

Als letzter Lösungsansatz wurde der Vergleich der effektiven Steifigkeiten nach Kapitel 2.6.3.6 herangezogen. Dabei berücksichtigen beide Steifigkeiten sowohl die Verschiebungen als auch die Kräfte (bzw. Beschleunigungen) im jeweiligen System. Da vor allem im elastischen System mit geometrischer Nichtlinearität die Verschiebungen und Beschleunigungen ohne eindeutigen Bezug unharmonisch zueinander verlaufen, ist dieser Ansatz quasi ein Mittelweg zwischen den beiden erstgenannten Ansätzen. Einerseits wird den sehr großen Kontaktkräften und andererseits den kleinen elastischen Verschiebungen Rechnung getragen.

Über den Ansatz am elastisch-plastischen System gilt

$$k_i = k_{eff} \cdot \mu \quad (5.8)$$

Die Steifigkeiten können allgemein über die folgende Beziehung ermittelt werden:

$$k = \frac{F}{u} = \frac{a_H \cdot m}{u_H} \quad (5.9)$$

Für die Duktilität des Befestigungsmittels auf Basis der Steifigkeiten gilt dann:

$$\mu(k; \eta_N) = \frac{a_{el} \cdot u_{pl}}{a_{pl} \cdot u_{el}} \quad (5.10)$$

Die Ermittlung der Duktilität über das Verhältnis der auftretenden Verschiebungen im plastischen System zum elastischen System (jeweils mit geometrischer Nichtlinearität) ist, wie später ausgeführt, nicht sinnvoll. Diese Duktilität ist

$$\bar{\mu}(\eta_N) = \frac{u_{el}}{u_{pl}} \quad (5.11)$$

Als Beispiel für die numerisch ermittelten Ergebnisse sind in Tabelle 5.8 Verschiebungen und in Abbildung 5.24 die daraus berechneten Duktilitäten aufgeführt. Hier sind Ergebnisse aus zehn Berechnungen ( $a_g = 2,5$  bis  $27,5 \text{ m/s}^2$ ) für das System „Grundsystem I“ mit einer Fließgrenze von  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$  bei einer Normalkraftausnutzung von  $\eta_N = 0,25$  dargestellt. Man erkennt deutlich, dass sich die resultierenden Verschiebungen bei geringen Beschleunigungen kaum unterscheiden. In diesen Fällen ist sowohl der Stahl noch elastisch, als auch der Biegespalt noch nicht überbrückt. Ab einer Beschleunigung von ca.  $0,5 \text{ m/s}^2$  fließt der Stahl des plastischen Modells und ab  $1,5 \text{ m/s}^2$  überbrücken die elastischen Modelle den Biegespalt. Ab hier zeigen die geometrischen Nichtlinearitäten ihren Einfluss. Dies spiegeln auch die Werte der Duktilitäten wieder, da vor allem ab einer Beschleunigung von ca.  $1,5 \text{ m/s}^2$  bei allen Kurven ein deutlicher Knick zu erkennen ist. Die Duktilität  $\mu(a)$  steigt bis zu einem Wert von  $a_g = 10 \text{ m/s}^2$  stark an. Mit dieser Anregung überbrücken die Verschiebungen im plastischen System den Biegespalt, sodass ab diesem Beschleunigungswert auch im plastischen System große Relativbeschleunigungen geweckt werden. Dadurch nehmen ab dieser Anregung ( $a_g = 10 \text{ m/s}^2$ ) die Verhältnisse zwischen den Relativbeschleunigungen des elastischen und des plastischen (mit geometrischer Nichtlinearität) Systems kontinuierlich ab. In Abbildung 5.24 äußert sich dies sehr deutlich über den abfallenden Verlauf von  $\mu(a)$  ab der Beschleunigung von  $a_g = 10 \text{ m/s}^2$ . Dennoch ist die Duktilität an dieser Stelle mit ca.  $\mu(a) = 28$  extrem hoch.

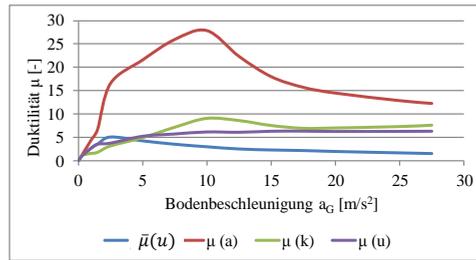


Abbildung 5.24: Ermittelte Werte der Duktilität  $\mu$  mit der numerischen Parameterstudie

Tabelle 5.8: Ermittelte Verschiebungen und Beschleunigungen in der Parameterstudie

$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$u_{pl}$ [mm]	$u_{el}$ [mm]	$u_{dyn}$ [mm]	$a_{pl}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_{el}$ [m/s <sup>2</sup> ]
0	0	0,00	0,00	0	0,00
0,25	0,24	0,24	0,24	2,23	2,50
0,5	0,3	0,48	0,48	2,23	5,00
1,0	0,35	0,96	0,96	2,23	10,00
1,5	0,4	1,43	1,43	2,23	15,00
2,5	0,63	3,22	2,39	2,23	36,83
5,0	0,91	3,91	4,78	2,27	48,90
7,5	1,25	4,47	7,17	2,28	59,07
10,0	1,55	4,71	9,56	2,28	63,42
12,5	1,96	5,04	11,96	3,13	69,88
15,0	2,27	5,36	14,35	4,38	78,85
17,5	2,64	5,91	16,74	5,57	87,56
20,0	3,05	6,23	19,13	6,54	94,78
25,0	3,8	6,62	23,91	8,08	104,08
27,5	4,16	6,65	26,30	8,55	105,06

Es wird ersichtlich, dass die Duktilität  $\bar{\mu}(u)$  mit zunehmender Bodenbeschleunigung abnimmt. Dieser Effekt beruht darauf, dass mit zunehmender Beschleunigung die geometrische Nichtlinearität (mit linearem Beton) im elastischen System kaum Relativverschiebungen zulässt. Dagegen wachsen die Verschiebungen im plastischen System (ab einer Beschleunigung von  $a_G = 10 \text{ m/s}^2$ ) wesentlich schneller an und erreichen annähernd

die Ergebnisse des elastischen Systems. Das Verhältnis der beiden Verschiebungen wird zunehmend geringer. Es kann eine maximale Duktilität von ca.  $\bar{\mu}(u) = 6$  erreicht werden.

Widmet man sich dagegen der Duktilität auf Basis des elastischen Systems ohne geometrische Nichtlinearität, zeigt diese einen logarithmischen Verlauf und strebt gegen einen Wert von ca.  $\mu(u) = 8$ . Die Duktilität auf Basis der Steifigkeiten  $\mu(k)$  liegt, wie vermutet, zwischen den Duktilitäten  $\mu(u)$  und  $\mu(a)$ , wobei sie in diesem Fall wesentlich mehr dem Verlauf der Duktilität der  $\mu(u)$  folgt. Der Einfluss des elastischen Kontakts auf die resultierenden Verschiebungen überwiegt. Es wird deutlich, dass die unterschiedlichen Definitionen der Duktilität gravierenden Einfluss auf die ermittelten Ergebnisse haben. Allerdings wird davon ausgegangen, dass die Duktilität  $\bar{\mu}(u)$  ein zu konservativer Ansatz ist. Die (elastische) geometrische Nichtlinearität hat zur Folge, dass nur sehr geringe Relativverschiebungen ermittelt werden. Die Duktilität  $\mu(u)$  nach klassischer Definition wird daher als unterer Grenzwert angesehen.

#### 5.4.3.2 Ermittlung des dynamischen Widerstands

Um die geometrische Nichtlinearität angemessen zu berücksichtigen, wurden die drei Berechnungsansätze eingeführt, die jedoch auf drei völlig unterschiedlichen Bezugsebenen basieren, der erste Ansatz auf der Verschiebungs-, der zweite auf der Kraft- und der dritte auf der Steifigkeitsebene. Dies erschwert im nächsten Schritt die Berechnung des Verhaltensbeiwerts  $q_a$  über die Duktilität. Im traditionellen Erdbebeningenieurwesen stellt die Duktilität eine Hilfsgröße dar, um mit deren Hilfe auf den dynamischen Widerstand rückschließen zu können. In Abhängigkeit von der Eigenfrequenz des Systems ist dann über die Ansätze der gleichen Verschiebungen oder der gleichen Energien der Verhaltensbeiwert zu bestimmen. Da nun zusätzlich nicht mit Erdbebenzeitverläufen, sondern mit Resonanzanregung gerechnet wurde, kommt der Umrechnung von Duktilität in den Verhaltensbeiwert noch größere Aufmerksamkeit zu. Wie in Kapitel 3.4.1 gezeigt wurde, ändert sich bei zunehmender Plastifizierung des Systems die effektive Eigenfrequenz. Da nun auch Betonabplatzungen berücksichtigt werden, sind größere Verschiebungen aber auch größere Querlasten in den Hysteresen zu erwarten. Dies wird sich auf die effektiven Eigenfrequenzen der Systeme auswirken. Aus diesem Grund wurden beide Ansätze nach Kapitel 2.6.2 weiterverwendet.

#### 5.4.3.3 Vergleichbarkeit der Ergebnisse

Eine einfache Gegenüberstellung der ermittelten Duktilitäten lässt keine Aussage über den dynamischen Widerstand zu. Daher werden für die Darstellung der Ergebnisse nicht der Verhaltensbeiwert oder die Duktilität gewählt. Der dynamische Widerstand  $R_{dyn}$  des Systems ist entsprechend Kapitel 2.6.2 das Produkt aus der Kraft im plastischen System  $F_{pl}$  ( $F_{pl} = a_{pl} \cdot m$ ) und dem Verhaltensbeiwert:

$$R_{dyn} = a_{pl} \cdot m \cdot q_a \quad (5.12)$$

Da nun mit anwachsender Bodenbeschleunigung auch die Relativbeschleunigung des plastischen Systems  $a_{pl}$  zunimmt, steigt der dynamische Widerstand  $R_{dyn}$  trotz unter Umständen fallender Duktilität an. Aus diesem Grund wird für die Darstellung der Ergebnisse der dynamische Widerstand  $R_{dyn}$  in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung  $a_G$  (bzw. der Fußpunktbeschleunigung) gewählt. Dies hat zudem den Vorteil, dass die kraftbasierte Darstellung einen direkten Vergleich mit einem herkömmlichen äquivalenten Befestigungsmittel erlaubt. In diesem Fall werden die Versuchsergebnisse an herkömmlichen Betonschrauben nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) in Verbindung mit der aktuellen Bemessungsnorm (DIN EN 1992-4-1, 2009) herangezogen. Für die Berechnung des dynamischen Widerstands der herkömmlichen Betonschraube werden einige Vereinfachungen getroffen, die im Folgenden zusammengestellt werden.

Zur Ermittlung der Ersatzerdbebenkraft auf ein nichttragendes Bauteil nach Gleichung (2.13) werden folgende Parameter angenommen:

- Bedeutungsbeiwert  $\gamma_a = 1,0$
- Bodenparameter  $S = 1,0$
- $A_a = 1,5$  und  $max A_a = 3,0$  (siehe Tabelle 2.2)
- $min q_a = 1,0$  und  $max q_a = 2,0$  (siehe Tabelle 2.2)

Dadurch gilt:  $S_a = A_a$

Damit haben äußere Randbedingungen keinen Einfluss auf die Vergleichbarkeit. Für die weitere Betrachtung wird als maßgebender Versagensmodus von Stahlversagen ausgegangen. Damit wird die Gleichung (2.10) maßgebend. Mit einem äquivalenten Durchmesser von  $d_{con} = 8$  mm und einer Bruchfestigkeit von  $f_u = 900$  N/mm<sup>2</sup>, können die Tragfähigkeiten in Längs- und Querrichtung entsprechend den Gleichungen (3.44) und (3.50) ermittelt werden. Der Ausnutzungsgrad  $\eta_N$  des herkömmlichen Befestigungsmittels bleibt an dieser Stelle unberücksichtigt.

Aus den Ergebnissen der Versuche C2.4 an den Betonschrauben zeigte sich, dass die Resttragfähigkeit bei Querlastbeanspruchung 87 % der plastischen Querlast entspricht ( $V_{R,um,C2.4} / V_{pl} = 0,87$ ). Die Abminderung wird im Weiteren mit  $\eta_V$  bezeichnet.

Mit diesen Werten kann die maximal ertragbare Querlast bei kombinierter Beanspruchung angegeben werden:

$$V_{Ed} = F_a = \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rds}}\right) + \frac{V_{Rds} \cdot q_a \cdot \eta_V}{A_a} = \left(1 - \frac{m \cdot g}{N_{Rds}}\right) + \frac{V_{Rds} \cdot q_a \cdot \eta_V}{A_a} \quad (5.13)$$

Mit den Werten für  $q_a$  und  $A_a$  ergibt sich ein oberer und ein unterer Wert der Tragfähigkeit der herkömmlichen Betonschraube

$$\min V_{Ed} = \left(1 - \frac{m \cdot g}{N_{Rds}}\right) + \frac{V_{Rds} \cdot 1 \cdot 0,87}{3} = \left(1 - \frac{m \cdot g}{N_{Rds}}\right) + 0,29 \cdot V_{Rds} \quad (5.14)$$

und

$$\max V_{Ed} = \left(1 - \frac{m \cdot g}{N_{Rds}}\right) + \frac{V_{Rds} \cdot 2 \cdot 1}{1,5} = \left(1 - \frac{m \cdot g}{N_{Rds}}\right) + 1,3 \cdot V_{Rds} \quad (5.15)$$

Bei herkömmlichen Befestigungsmitteln führt in diesem Beispiel die Kombination von dynamischer Amplifikation, Verhaltensbeiwert und dynamischem Querlastwiderstand zu einer Vervierfachung der ertragbaren Querlasten ( $\max V_{Ed} / \min V_{Ed} = 4,3$ ). In den Ergebnisverläufen der numerischen Parameterstudien sind die beiden Querlasten  $\max V_{Ed}$  und  $\min V_{Ed}$  zusätzlich in den Schaubildern eingetragen (schwarze gestrichelte Linien in Abbildung 5.25 bis Abbildung 5.35). Damit ist sofort erkennbar, ob und nach welchem Ansatz der Duktilität der dynamische Widerstand des Prototyps den Widerstand der äquivalenten herkömmlichen Betonschraube erreichen kann. In einigen Schaubildern ist der obere Wert der ertragbaren Querlast  $\max V_{Ed}$  aus Gründen der Überschaubarkeit nicht eingezeichnet. Dies bedeutet im Umkehrschluss, dass der Prototyp dieses Lastniveau nicht erreichen kann.

#### 5.4.4 Ergebnisse der Parameterstudie

Auf den folgenden Seiten sind die Ergebnisse der numerischen Parameterstudien dargestellt. Die Schaubilder zeigen die Entwicklung des dynamischen Widerstands des Prototyps mit  $d_{Schaft} = 5,1$  mm bei zunehmender Boden- bzw. Fußpunktbeschleunigung  $a_G$  für die drei unterschiedlichen Ansätze zur Ermittlung der Duktilität mit unterschiedlichen Fließgrenzen und abgehängten Massen, was in Form des Ausnutzungsgrads der Längsbelastung  $\eta_N$  beschrieben ist. Die Schaubilder auf der linken Seite zeigen die Ergebnisse bei Berechnung des Verhaltensbeiwerts über das Kriterium der gleichen Verschiebung und die auf der rechten Seite die Ergebnisse bei der Berechnung über das Kriterium gleichen Energien.

Wie bereits beschrieben, wurde sowohl das statische System „Kragarm (KA)“ als auch das System „Grundsystem I (GS I)“ für die Modellierung des Schraubenschafts herangezogen. Zudem wurde der Einfluss von zwei unterschiedlichen Fließgrenzen ( $f_y = 550$  N/mm<sup>2</sup> und  $f_y = 800$  N/mm<sup>2</sup>) auf den dynamischen Widerstand untersucht.

Darüber hinaus wurden in den nachfolgenden Abbildungen die beiden Querlasten  $\min V_{Ed}$  (Gleichung (5.14)) und  $\max V_{Ed}$  in (Gleichung (5.15)) dargestellt (schwarze gestrichelte Linien in Abbildung 5.25 bis Abbildung 5.35), welche den dynamischen Tragfähigkeiten eines äquivalenten, herkömmlichen Befestigungsmittels entsprechen. Damit wird sehr gut erkennbar, an welchem Punkt die dynamische Tragfähigkeit des Prototyps, die Werte derer eines äquivalenten, herkömmlichen Befestigungsmittels erreicht bzw. sogar übertrifft.

Es wurden vier unterschiedliche Studien durchgeführt:

### **Studie 1 – Betonverhalten B1**

In dieser Studie wurde das Betonverhalten entsprechend den Annahmen nach Kapitel 5.2.1 bestimmt. Der Einfluss der Normalkraftausnutzung wurde für beide Systeme berücksichtigt.

### **Studie 2 – Betonverhalten B2**

Im Vergleich zu Studie 1 wurde lediglich eine erhöhte Betonfestigkeit B2 angenommen.

### **Studie 3 - reine Querlastbeanspruchung**

In Studie 3 wurde keine kombinierte Beanspruchung, sondern eine reine Querlastbeanspruchung, berechnet, d.h. der Einfluss der Normalkraftausnutzung wurde nicht berücksichtigt. Es ist lediglich eine entsprechende Masse vorhanden. Die Studie wurde nur für das System „Grundsystem I“ mit dem Beton B1 durchgeführt.

### **Studie 4 – Einfluss der Fließgrenze**

Für das System „Grundsystem I“ mit Beton B1 werden bei einer Fließgrenze von  $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$  die Massen entsprechend den Ausnutzungsgraden für eine Fließgrenze von  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$  angesetzt. Dies hat zur Folge, dass die gleichen Massen aber geringere Ausnutzungsgrade vorhanden sind.

Die Auswertung der Ergebnisse erfolgt in Kapitel 5.4.5. An dieser Stelle werden nur die wichtigsten Erkenntnisse kurz zusammengefasst:

- Über Zeitverlaufsberechnungen kann der dynamische Widerstand  $R_{dyn}$  des Prototyps in Abhängigkeit von der Boden- bzw. Fußpunktbeschleunigung  $a_G$  ermittelt werden.
- Es zeigt sich, dass die dynamischen Widerstände  $\max V_{Ed}$  und  $\min V_{Ed}$  äquivalenter herkömmlicher Befestigungsmittel (in den Ergebnisverläufen mit gestrichelter Linie kenntlich gemacht) erreicht und sogar übertroffen werden können.

- Die dynamischen Widerstände der Prototypen  $R_{dyn}$  nehmen mit anwachsender Bodenbeschleunigung  $a_G$  zu, da größere plastische Verformungen generiert werden.
- Die Kriterien zur Berechnung des Verhaltensbeiwerts (gleiche Verschiebungen oder gleiche Energien) haben großen Einfluss auf die ermittelten dynamischen Widerstände. Mit dem Kriterium der gleichen Verschiebungen werden höhere Widerstände ermittelt.
- Je nachdem welches statische Ersatzsystem („Kragarm“, „KA“ oder „Grundsystem I“, „GS I“) für den Schaft angenommen wird, werden sehr unterschiedliche dynamische Widerstände  $R_{dyn}$  ermittelt. Mit dem System „GS I“ ergeben sich dabei höhere dynamische Widerstände.
- Die oberen dynamischen Widerstände äquivalenter herkömmlicher Befestigungsmittel ( $\max V_{Ed}$  nach Gleichung (5.15)) können nur mit dem Ersatzsystem „GSI I“ erreicht und übertroffen werden.
- Die verschiedenen Berechnungsansätze für die Duktilitäten ( $\mu(a)$ ,  $\mu(a)$  und  $\mu(k)$ ) haben deutliche Auswirkungen auf die daraus resultierenden dynamischen Widerstände  $R_{dyn}$  des Prototyps. Eine pauschale Aussage über deren Einfluss ist auf Grundlage der vorliegenden Ergebnisse nicht möglich.
- Die Betonfestigkeit, die innerhalb dieser Studie variiert wurde, scheint nur geringen Einfluss auf die berechneten Widerstände zu haben.
- Mit der Erhöhung der Fließgrenze  $f_y$  nimmt der dynamische Widerstand  $R_{dyn}$  des Prototyps zu.
- Mit anwachsendem Ausnutzungsgrad  $\eta_N$  geht eine Abnahme des dynamischen Widerstands  $R_{dyn}$  einher.

### 5.4.4.1 Ergebnisse - Betonverhalten B1 (Studie 1)

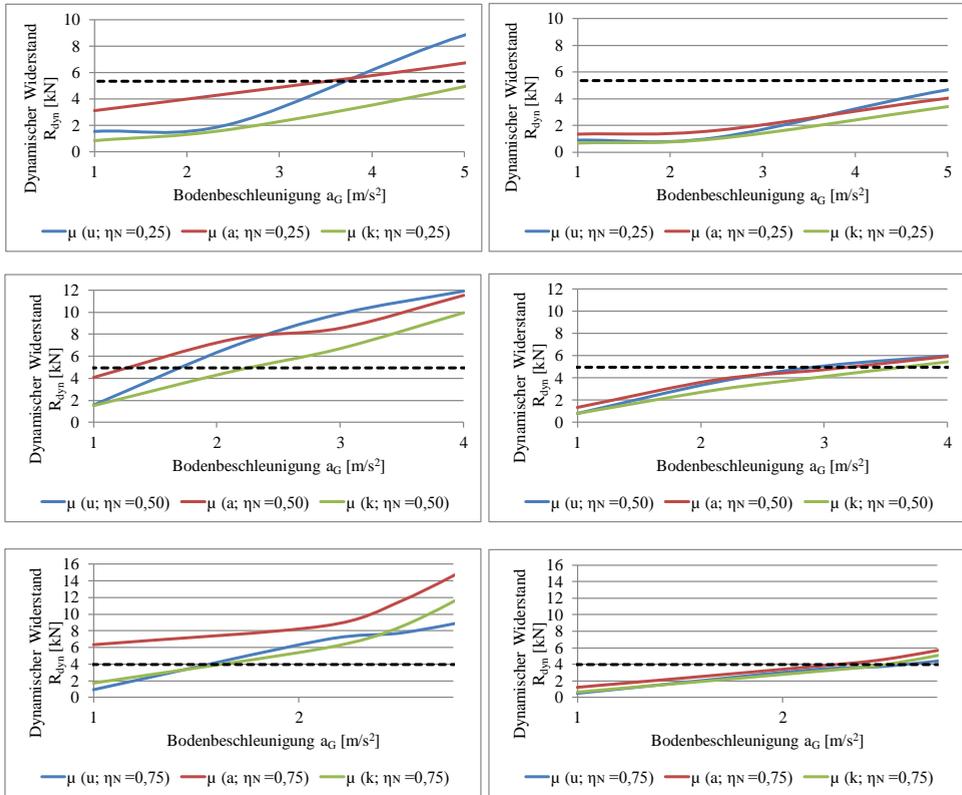


Abbildung 5.25: Entwicklung des dynamischen Widerstands  $R_{dyn}$  in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung  $a_G$  – System „Kragarm“,  $f_y = 550$  N/mm<sup>2</sup>; Beton I; links: Prinzip der gleichen Verschiebung, rechts: Prinzip der gleichen Energie

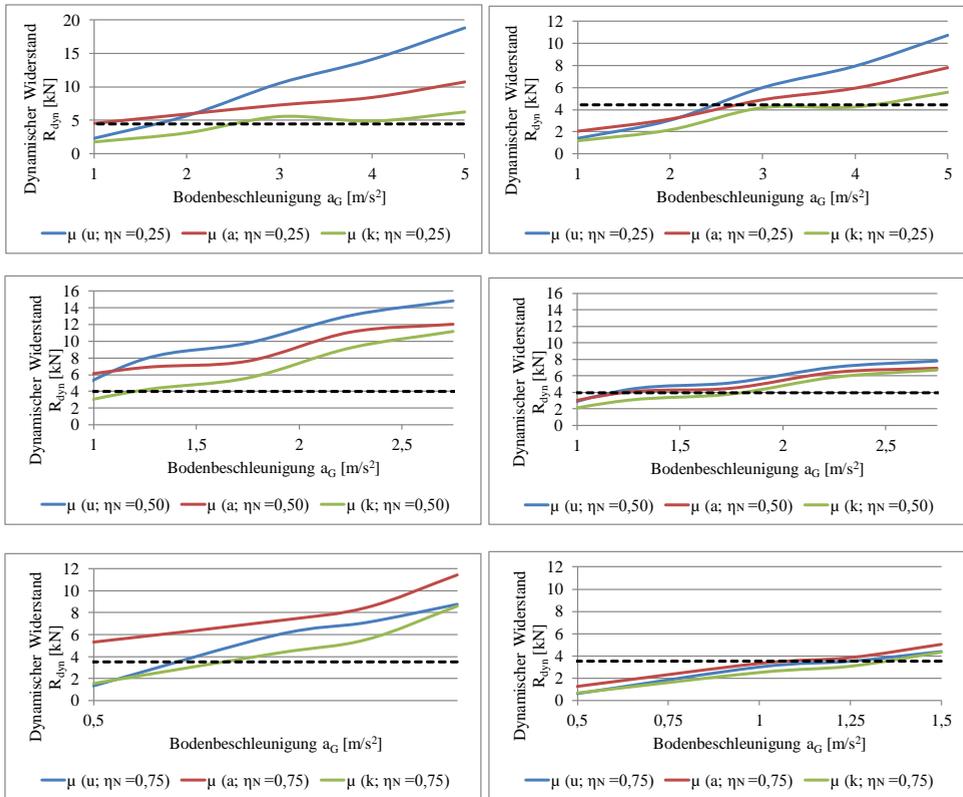


Abbildung 5.26: Entwicklung des dynamischen Widerstands  $R_{dyn}$  in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung  $a_G$  – System „Kragarm“,  $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$ ; Beton 1; links: Prinzip der gleichen Verschiebung, rechts: Prinzip der gleichen Energie

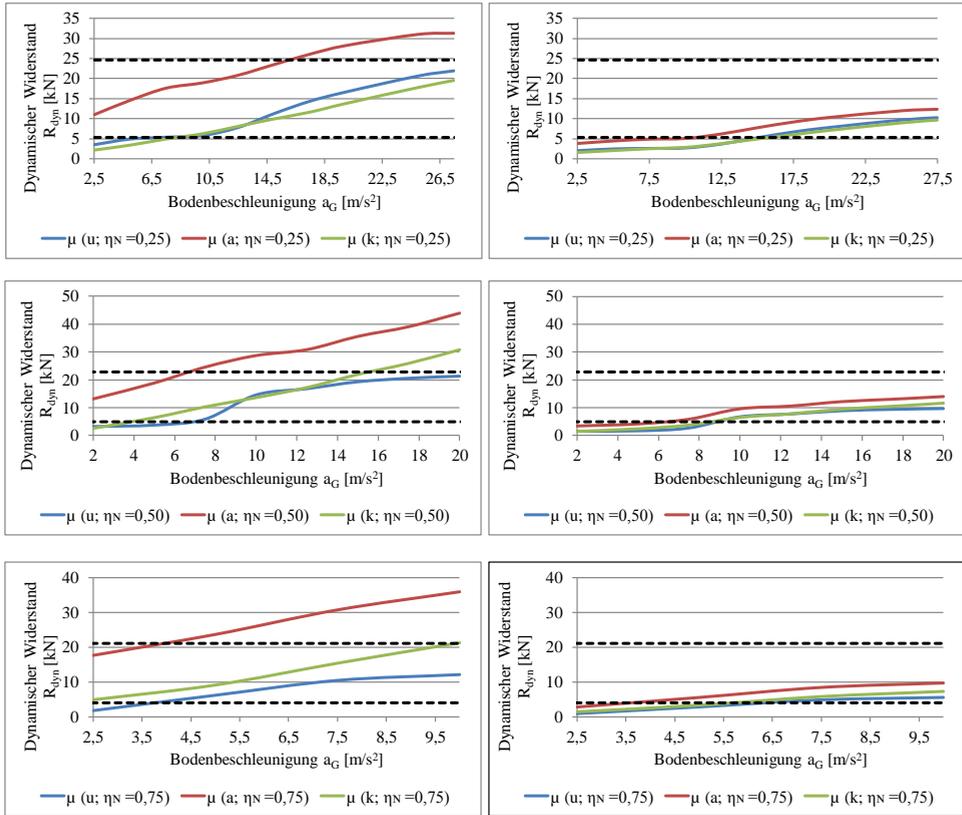


Abbildung 5.27: Entwicklung des dynamischen Widerstands  $R_{dyn}$  in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung  $a_G$  – System „Grundsystem I“,  $f_N = 550$  N/mm<sup>2</sup>; Beton I; links: Prinzip der gleichen Verschiebung, rechts: Prinzip der gleichen Energie

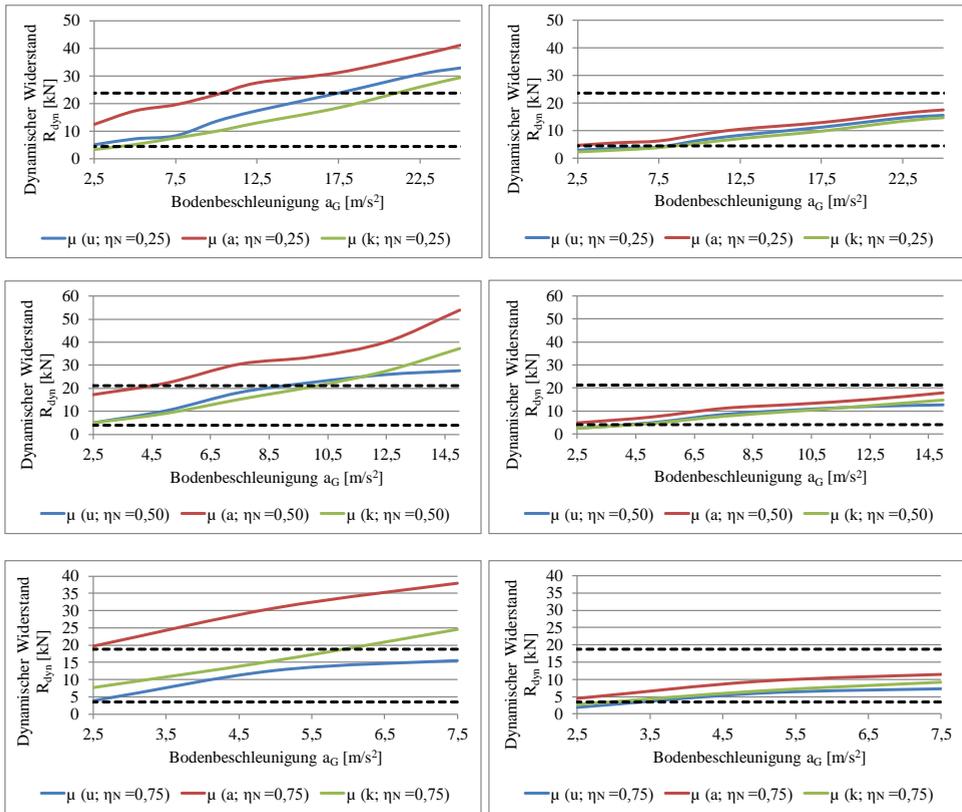


Abbildung 5.28: Entwicklung des dynamischen Widerstands  $R_{dyn}$  in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung  $a_G$  – System „Grundsystem I“,  $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$ ; Beton I; links: Prinzip der gleichen Verschiebung, rechts: Prinzip der gleichen Energie

5.4.4.2 Ergebnisse - Betonverhalten B2 (Studie 2)

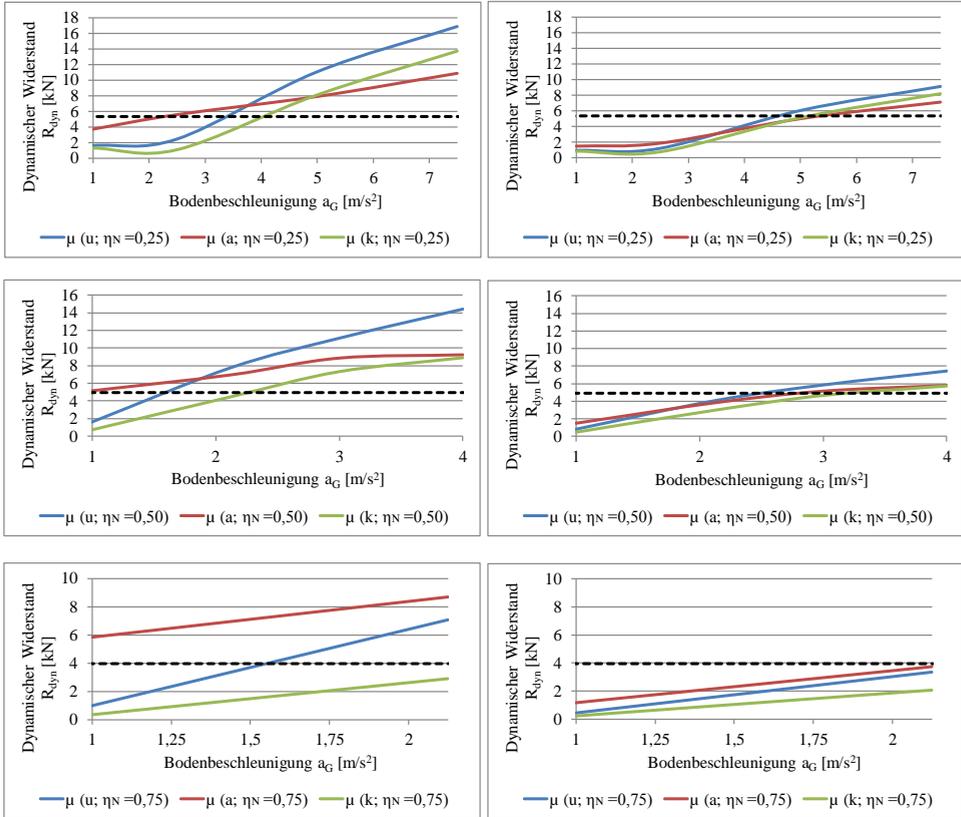


Abbildung 5.29: Entwicklung des dynamischen Widerstands  $R_{dyn}$  in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung  $a_G$  – System „Kragarm“,  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ; Beton 2; links: Prinzip der gleichen Verschiebung, rechts: Prinzip der gleichen Energie

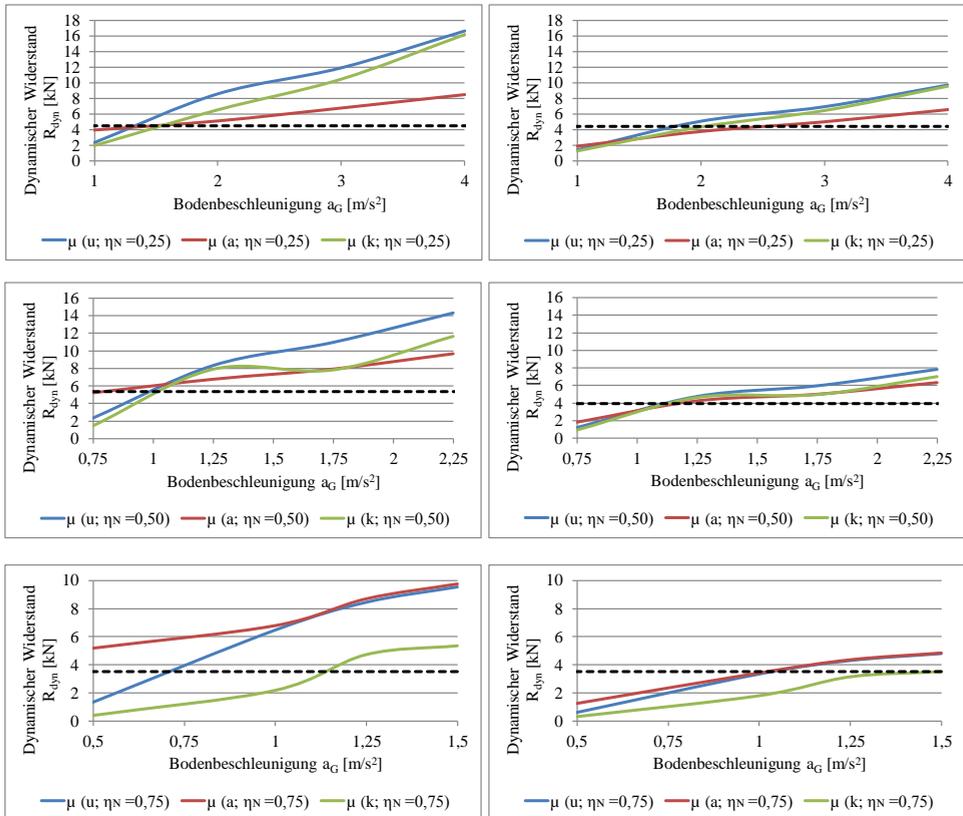


Abbildung 5.30: Entwicklung des dynamischen Widerstands  $R_{dyn}$  in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung  $a_G$  – System „Kragarm“,  $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$ ; Beton 2; links: Prinzip der gleichen Verschiebung, rechts: Prinzip der gleichen Energie

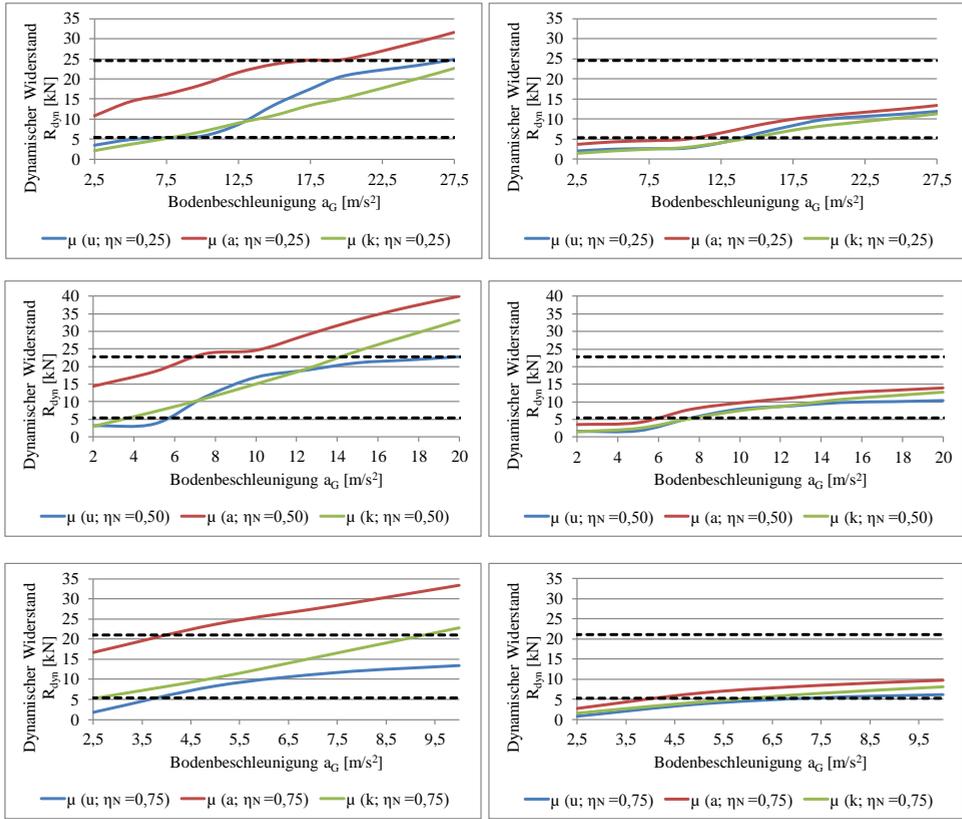


Abbildung 5.31: Entwicklung des dynamischen Widerstands  $R_{dyn}$  in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung  $a_G$  – System „Grundsystem I“,  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ; Beton 2; links: Prinzip der gleichen Verschiebung, rechts: Prinzip der gleichen Energie

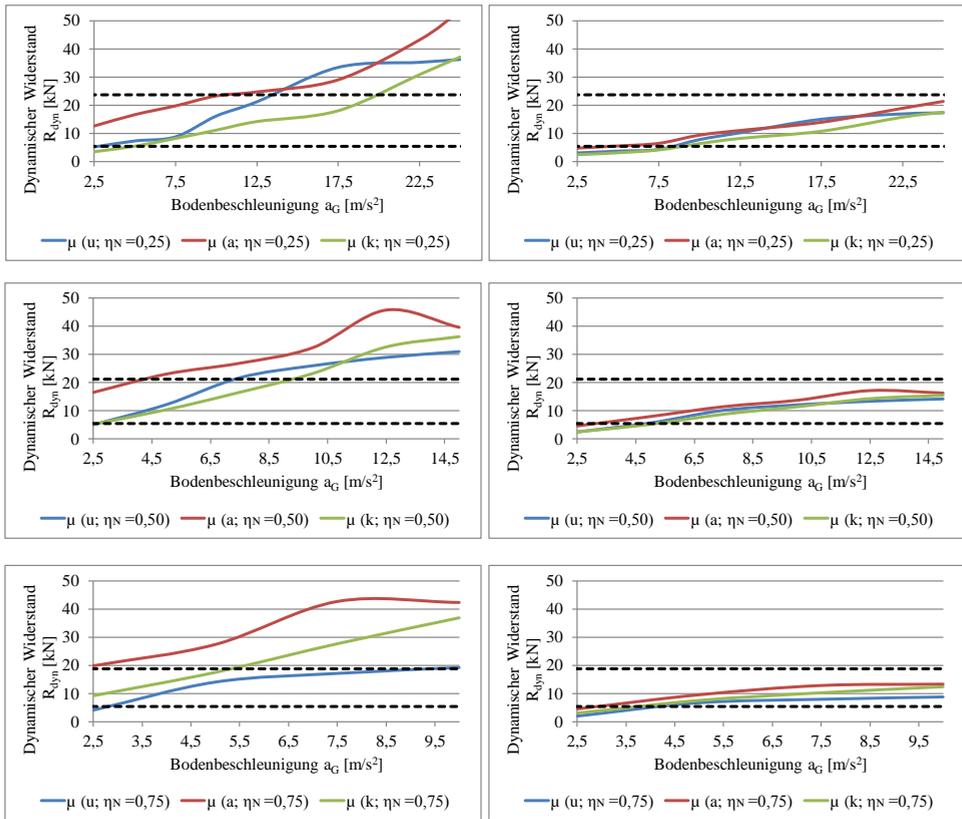


Abbildung 5.32: Entwicklung des dynamischen Widerstands  $R_{dyn}$  in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung  $a_G$  – System „Grundsystem I“,  $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$ ; Beton 2; links: Prinzip der gleichen Verschiebung, rechts: Prinzip der gleichen Energie

### 5.4.4.3 Ergebnisse - reine Querlastbeanspruchung (Studie 3)

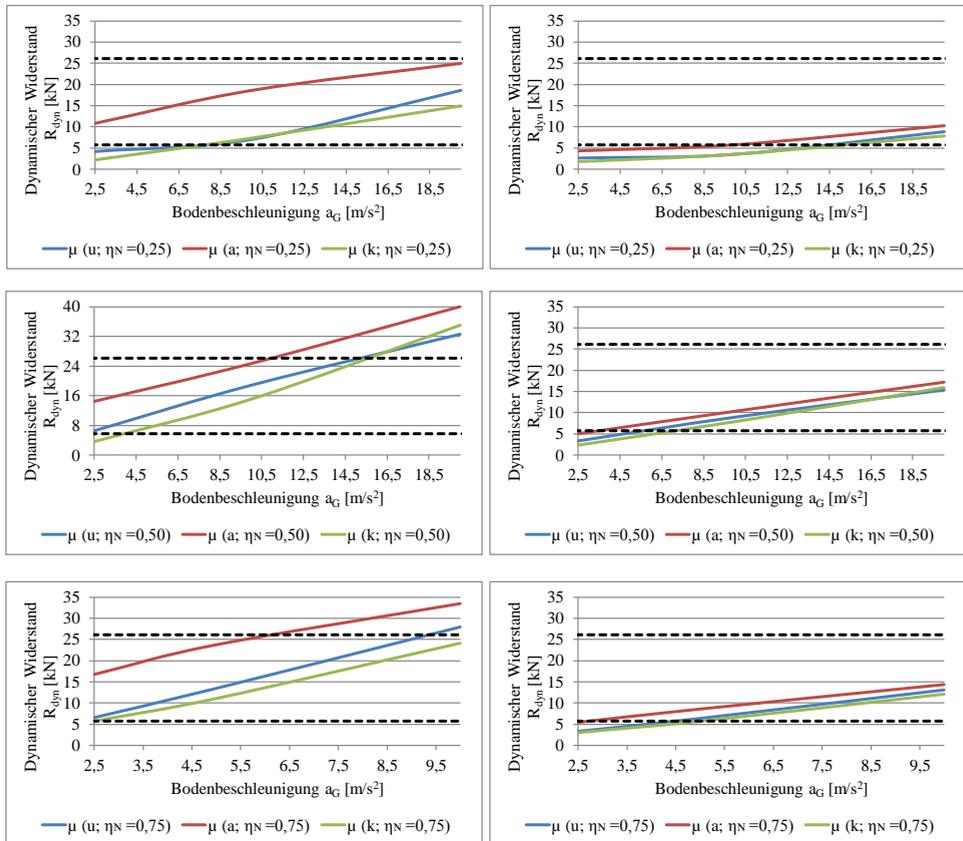


Abbildung 5.33: Entwicklung des dynamischen Widerstands  $R_{dyn}$  in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung  $a_G$  – System „Grundsystem I“,  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ; reiner Schub; Beton 1; links: Prinzip der gleichen Verschiebung, rechts: Prinzip der gleichen Energie

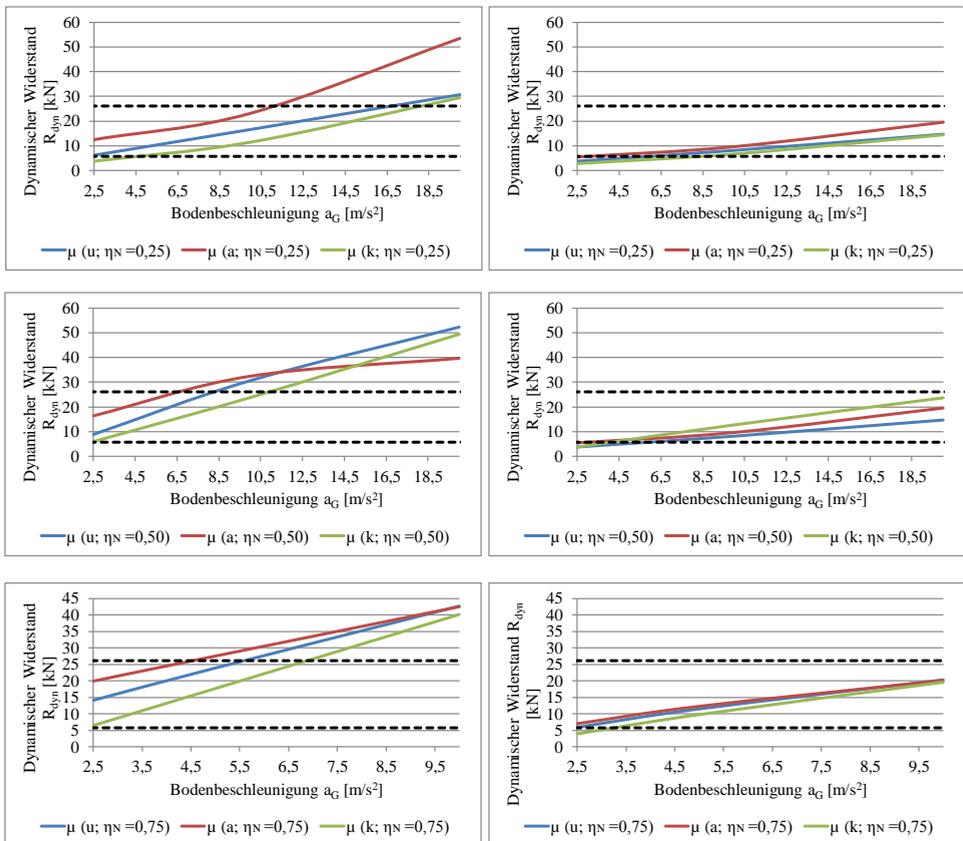


Abbildung 5.34: Entwicklung des dynamischen Widerstands  $R_{dyn}$  in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung  $a_G$  – System „Grundsystem I“,  $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$ ; reiner Schub; Beton 1; links: Prinzip der gleichen Verschiebung, rechts: Prinzip der gleichen Energie

### 5.4.4.4 Ergebnisse - Einfluss der Fließgrenze (Studie 4)

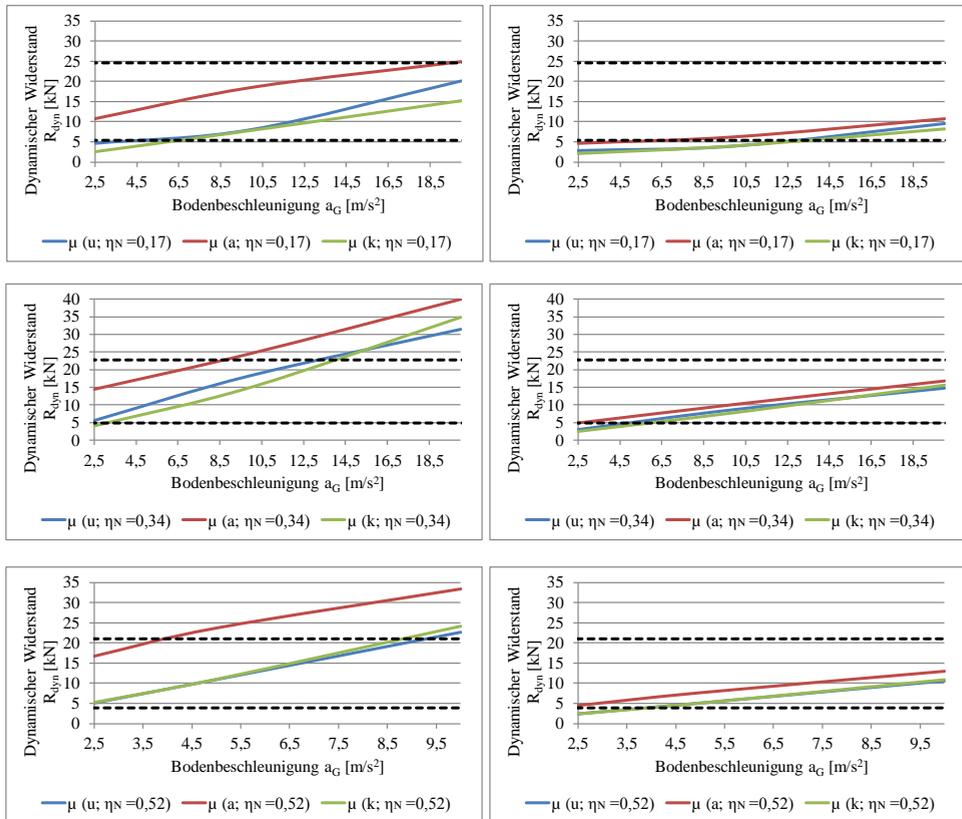


Abbildung 5.35: Entwicklung des dynamischen Widerstands  $R_{dyn}$  in Abhängigkeit von der Bodenbeschleunigung  $a_G$  – System „Grundsystem I“,  $f_y = 800 \text{ N/mm}^2$ ; Einfluss der Fließspannung (Masse wie bei  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ; Beton 1; links: Prinzip der gleichen Verschiebung, rechts: Prinzip der gleichen Energie

### 5.4.5 Auswertung der Parameterstudien

Aus den Ergebnissen zeigt sich, dass mit beiden statischen Systemen mit allen Ansätzen zur Berechnung der Duktilität der untere Wert des dynamischen Widerstands eines äquivalenten Befestigungsmittels erreicht und übertroffen werden kann. Wird das Kriterium der gleichen Verschiebungen unterstellt, kann mit dem statischen System „Grundsystem I“ sogar der obere Wert übertroffen werden. Wird dagegen das Kriterium der gleichen Energien angesetzt, kann der obere Grenzwert nicht erreicht werden.

In den Berechnungen mit dem System „Grundsystem I“ ergibt sich in den meisten Fällen aus dem Duktilitätsansatz  $\mu(a)$  (Beschleunigungen) der größte und über den Ansatz  $\mu(u)$  (Verschiebungen) der geringste Wert des dynamischen Widerstands des Schraubankers. Mit dem System „Kragarm“ nimmt bei geringen und mittleren Ausnutzungsgraden der Widerstand auf Grundlage der Duktilität  $\mu(u)$  seinen Höchstwert an. Da das System sehr weich ist, werden sowohl im elastischen als auch im plastischen System große Beschleunigungen ermittelt, sodass in diesem Fall die Duktilität auf Basis der Verschiebungen maßgebend wird. Insgesamt fällt auf, dass bei hohem Ausnutzungsgrad ( $\eta_N = 0,75$ ) der Widerstand, ermittelt über  $\mu(a)$ , am größten ist. Bei allen anderen Kombinationen können keine einheitlichen Zusammenhänge zwischen minimalem und maximalem Widerstand mit den Ansätzen zur Ermittlung der Duktilität gefunden werden.

Die erhöhte Betonsteifigkeit hat nur geringen Einfluss auf die Ergebnisse, führt aber insgesamt zu einer Erhöhung des dynamischen Widerstands.

Auch die Studie einer reinen Schubbeanspruchung führt nicht zu wesentlich anderen Ergebnissen. Zwar nimmt der dynamische Widerstand der Prototypen zu, dafür steigt aber auch der der herkömmlichen Befestigungsmittel.

Der Einfluss einer höheren Fließspannung bei gleicher abgehängter Masse hat einen deutlichen Einfluss auf die Ergebnisse. Mit anwachsender Fließspannung nimmt der dynamische Widerstand zu.

#### 5.4.5.1 Berechnung des Verhaltensbeiwerts

In diesem Kapitel wird auf Grundlage der Ergebnisse nach Kapitel 5.4.4 der Wertebereich des Verhaltensbeiwerts des Prototypen MM-EQ mit  $d_{\text{Schaft}} = 5,1 \text{ mm}$  ( $q_a^{\text{MM-EQ}}$ ) ermittelt. Die drängendste Frage stellt sich in Bezug auf den Wert des tatsächlichen dynamischen Widerstands dahingehend, welches Gleichheitskriterium zur Berechnung des Verhaltensbeiwerts anzusetzen ist. Dazu wurden, wie schon bereits in Kapitel 3.4 durchgeführt, die effektiven Eigenfrequenzen der Systeme beispielhaft für den Beton B2 berechnet (siehe Abbildung 5.36): Dabei zeigt sich, dass auch mit zunehmender Relativverschiebung keine geringeren effektiven Eigenfrequenzen als  $f < 1,5 \text{ Hz}$  erreicht werden, sodass sowohl bei Verwendung der Eigenfrequenzen des elastischen Systems als auch der effektiven Eigenfrequenzen der Ansatz über die Energiegleichheit zur Bestimmung der Duktilität zu verwenden ist.

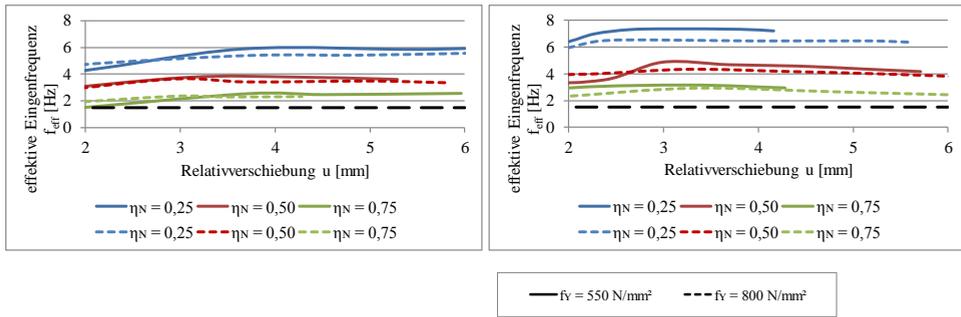


Abbildung 5.36: Entwicklung der effektiven Eigenfrequenz in Abhängigkeit von der Querverschiebung; Beton 2; links: System „Kragarm“; rechts: System „Grundsystem I“

Als Referenzwert zur Ermittlung des Verhaltensbeiwerts  $q_a^{MM-EQ}$  wird der quasi-statische Abscherwiderstand des Prototypen  $F_{Vpl}$  herangezogen. In Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad und der Fließgrenze kann er nach Gleichung (3.40) ermittelt werden (siehe Tabelle 5.9).

Tabelle 5.9: Theoretischer Abscherwiderstand  $F_{Vpl}$  der Prototypen mit  $d_{Schaft} = 5,1 \text{ mm}$

$F_{Vpl}$ [kN]	$\eta_N$ [-]						
$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0	0,17	0,25	0,34	0,50	0,52	0,75
550	4,87	4,04	3,65	3,21	2,43	2,34	1,22
800	7,08	5,87	5,31	4,67	3,54	3,40	1,77

Der Verhaltensbeiwert  $q_a^{MM-EQ}$  ist damit definiert über:

$$q_a^{MM-EQ} = \frac{\max R_{dyn}(\eta_N; \mu)}{F_{Vpl}} \quad (5.16)$$

$\max R_{dyn}$  ist der Maximalwert des dynamischen Widerstands, welcher innerhalb dieser Studien in Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad und der Duktilitäten ( $\mu(u)$ ,  $\mu(a)$  und  $\mu(k)$ ), ermittelt wurde, wobei das Kriterium der gleichen Energie angewandt wurde. Mit Gleichung (5.16) und den Ergebnissen aus Abbildung 5.25 bis Abbildung 5.32 ergeben sich die Verhaltensbeiwerte nach Tabelle 5.10 und Tabelle 5.11 für die Studien der unterschiedlichen Betonfestigkeiten.

Tabelle 5.10: Verhaltensbeiwert  $q_a^{MM-EQ}$  des Prototyps mit  $d_{Schaft} = 5,1$  mm für Beton B1

$q_a^{MM-EQ}$ [-]		System „Kragarm“			System „Grundsystem I“		
$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta_N$ [-]	$\mu(a)$	$\mu(u)$	$\mu(k)$	$\mu(a)$	$\mu(u)$	$\mu(k)$
550	0,25	1,95	2,50	2,24	3,69	3,24	3,09
	0,50	2,40	3,07	2,36	5,76	4,28	5,22
	0,75	3,07	2,76	1,69	8,07	5,04	6,63
800	0,25	1,60	2,33	2,41	4,01	3,26	3,31
	0,50	1,79	2,22	1,98	4,58	4,02	4,38
	0,75	2,75	2,71	1,98	7,48	4,94	6,96

Tabelle 5.11: Verhaltensbeiwert  $q_a^{MM-EQ}$  des Prototyps mit  $d_{Schaft} = 5,1$  mm für Beton B2

$q_a^{MM-EQ}$ [-]		System „Kragarm“			System „Grundsystem I“		
$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta_N$ [-]	$\mu(a)$	$\mu(u)$	$\mu(k)$	$\mu(a)$	$\mu(u)$	$\mu(k)$
550	0,25	2,13	3,11	2,43	3,39	2,81	2,64
	0,50	2,43	2,47	2,24	5,78	3,96	4,81
	0,75	5,62	4,11	5,09	7,91	4,50	6,03
800	0,25	1,47	2,02	1,05	3,29	2,93	2,76
	0,50	1,97	2,21	1,89	5,06	3,57	4,18
	0,75	2,86	2,48	2,46	6,44	4,06	5,15

Bei einer reinen Schubbelastung am „Grundsystem I“ ergeben sich über die Ergebnisse nach Abbildung 5.33 und Abbildung 5.34 die Verhaltensbeiwerte nach Tabelle 5.12 und für die Untersuchung des Einflusses der Fließgrenze (Ergebnisse in Abbildung 5.35) die Werte nach Tabelle 5.13.

Tabelle 5.12: Verhaltensbeiwert  $q_a^{MM-EQ}$  des Prototyps mit  $d_{Schaft} = 5,1$  mm für reinen Schub

$q_a^{MM-EQ}$ [-]		„Grundsystem I <sup>c</sup> “		
$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta_N$ [-]	$\mu(a)$	$\mu(u)$	$\mu(k)$
550	0,25	2,81	2,41	2,14
	0,50	7,04	6,31	6,57
	0,75	11,79	10,73	9,92
800	0,25	3,70	2,76	2,71
	0,50	5,92	6,86	6,65
	0,75	11,41	11,46	11,24

Tabelle 5.13: Verhaltensbeiwert  $q_a^{MM-EQ}$  des Prototyps mit  $d_{Schaft} = 5,1$  mm; Studie: Einfluss der Fließspannung

$q_a^{MM-EQ}$ [-]		„Grundsystem I <sup>c</sup> “		
$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta_N$ [-]	$\mu(a)$	$\mu(u)$	$\mu(k)$
800	0,17	2,81	2,41	2,14
	0,34	7,04	6,31	6,57
	0,52	11,79	10,73	9,92

Vergleicht man die Verhaltensbeiwerte für die unterschiedlichen statischen Systeme (Tabelle 5.10 und Tabelle 5.11), sind deutlich höhere Werte am System „Grundsystem I<sup>c</sup>“ ermittelt worden. Im Vergleich mit den pauschalen Verhaltensbeiwerten nach (DIN EN 1998-1, 2010) von maximal  $q_a = 2$  zeigt sich, dass das System „Kragarm“ diesen Wert nur geringfügig übertreffen und in vielen Fällen nur kleinere Werte hervorbringen kann. Dagegen werden am „Grundsystem I<sup>c</sup>“ durchweg Verhaltensbeiwerte erreicht, die größer sind als die pauschal festgelegten.

Insgesamt zeigen sich anhand der durchgeführten Studien folgende Erkenntnisse für die ermittelten Verhaltensbeiwerte  $q_a^{MM-EQ}$ :

- Der Verhaltensbeiwert nimmt bei anwachsendem Ausnutzungsgrad  $\eta_N$  zu.
- Der Verhaltensbeiwert steigt mit höherer Fließgrenze  $f_y$ .
- Die größten Verhaltensbeiwerte ergeben sich bei reiner Querlastbeanspruchung.
- Der Ansatz zur Berechnung der Duktilität hat einen deutlichen Einfluss auf den resultierenden Verhaltensbeiwert.

Abschließend kann festgehalten werden, dass anhand der numerischen Parameterstudien gezeigt werden konnte, dass der duktile Schraubanker in der Lage ist, höhere Verhaltensbeiwerte zu entwickeln als die, die nach aktueller Norm für Befestigungsmittel vorgeschrieben werden. Für deren Berechnung gilt es in weiteren Forschungsarbeiten zu klären, wie die Duktilität bei geometrischer Nichtlinearität zu ermitteln ist und ob infolge des Ansatzes auf der Basis von Beschleunigungen anstelle auf der Basis von Verschiebungen das Kriterium der gleichen Verschiebungen doch zutreffend ist.

#### 5.4.5.2 Berechnung der äquivalenten viskosen Dämpfung

Mit den durchgeführten Berechnungen wird an dieser Stelle auf das Vorgehen zur Bestimmung der äquivalenten viskosen Dämpfung nach Kapitel 2.6.3.7 eingegangen. Die folgende Berechnung basiert auf den numerisch ermittelten Verschiebungen der plastischen Modelle, bezogen auf die elastischen Modelle ohne geometrische Nichtlinearität (d.h. mit dem Ansatz der Duktilität  $\mu(u)$  auf Grundlage der Verschiebungen). Die Berechnung der äquivalenten viskosen Dämpfung, basierend auf den Ansätzen der Duktilität  $\mu(a)$  und  $\mu(k)$ , ist aufgrund der geometrischen Nichtlinearität an dieser Stelle nicht weiter sinnvoll. Die Idee der äquivalenten viskosen Dämpfung basiert darauf, Werkstoff-Nichtlinearitäten über die Dämpfung einem linearen System zuweisen zu können. Durch das Auftreten von geometrischer und Werkstoff-Nichtlinearität besteht aber nun die Frage nach der Bestimmung des richtigen Bezugssystems. Wie bei der vorgestellten Ermittlung der Duktilität bzw. des Verhaltensbeiwertes sind auch prinzipiell unterschiedliche Ansätze zur Bestimmung der äquivalenten viskosen Dämpfung möglich, die aber in weiterführenden Arbeiten zu untersuchen sind.

An dieser Stelle wird lediglich die klassische Dämpfung eines linearen Systems ohne geometrische Nichtlinearität ermittelt. Hier gilt der vereinfachte Zusammenhang im Resonanzfall wie folgt:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{2} \cdot \frac{u_{stat}}{u_{pl}} \quad (5.17)$$

mit  $u_{stat}$  statische Verschiebung des elastischen Systems bei Belastung mit  $a_G$

$u_{pl}$  plastische Verschiebung des plastischen Systems bei Belastung mit  $a_G$

Die effektive äquivalente viskose Dämpfung ist nach der oben dargestellten Definition mit dem in Kapitel 5.4.3.1 eingeführten Ansatz zur Ermittlung der Duktilität  $\mu(u)$  verknüpft:

Nach Gleichung (5.6) ist

$$\mu(u) = \frac{u_{dyn}}{u_{pl}} \quad \Leftrightarrow \quad u_{pl} = \frac{u_{dyn}}{\mu(u)} \quad (5.18)$$

Sodass in diesem Fall der Zusammenhang gilt:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{2} \cdot \frac{u_{stat}}{u_{dyn}} \cdot \mu(u) = \xi_{el} \cdot \mu(u) = 0,05 \cdot \mu(u) \quad (5.19)$$

Wobei nach (Eibl & Häußler-Combe, 1997) näherungsweise gilt

$$\frac{u_{dyn}}{u_{stat}} = \frac{1}{2 \cdot \xi_{el}} \quad \text{mit} \quad \xi_{el} = 5\% \quad (5.20)$$

Die Auswertung zur Ermittlung der äquivalenten viskosen Dämpfung erfolgt hier nur beispielhaft für die Studien 1 und 2 an den Systemen „Kragarm“ und „Grundsystem I“.

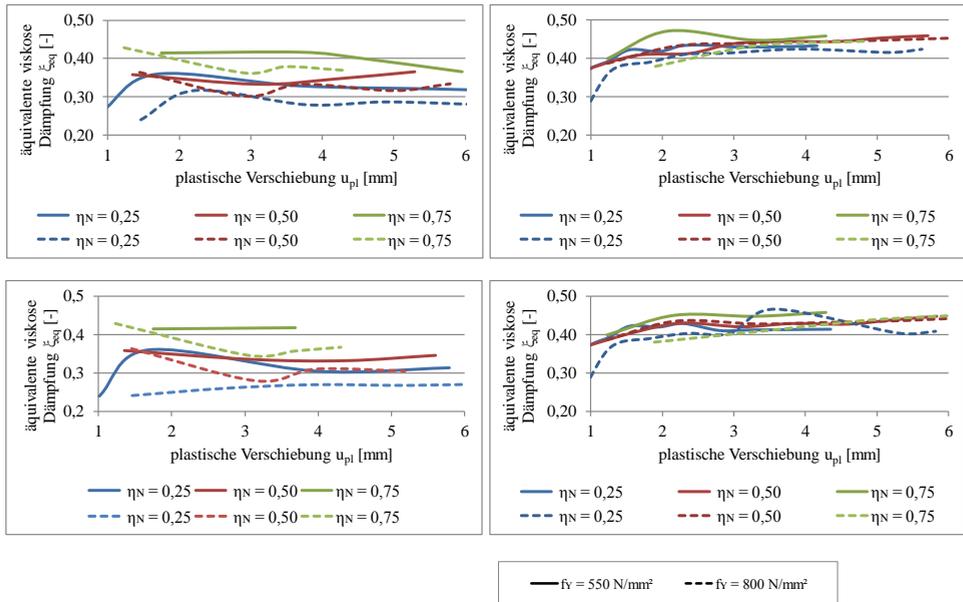


Abbildung 5.37: Entwicklung der äquivalenten viskosen Dämpfung; Linke Seite – Ergebnisse am System „Kragarm“; Rechte Seite – Ergebnisse am System „Grundsystem I“; Oben: Beton B1; Unten Beton B2

Die Entwicklung der ermittelten äquivalenten viskosen Dämpfung nach Gleichung (5.18) ist in Abbildung 5.37 dargestellt. Bei dem Modell „Kragarm“ fallen die Dämpfungswerte mit zunehmender Relativverschiebung von über  $\zeta_{eq} = 40\%$  auf Werte von  $\zeta_{eq} = 25\%$  bis  $35\%$ , je nachdem welche Fließspannung in Kombination mit dem jeweiligen Ausnutzungsgrad vorliegt. Im Modell „Grundsystem I“ steigen dagegen die Dämpfungswerte von  $\zeta_{eq} = 30\%$  mit zunehmender Verschiebung auf bis zu  $\zeta_{eq} = 45\%$  an. Wie erwartet zeigt sich, dass eine geringere Fließspannung größere Dämpfungswerte zur Folge hat.

Der Zusammenhang zwischen der Duktilität  $\mu(u)$  und der plastischen Verschiebung  $u_{pl}$  ist entsprechend Abbildung 5.38 sehr unregelmäßig. Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Duktilität  $\mu(u)$  und der äquivalenten viskosen Dämpfung  $\zeta_{eq}$ , wie er in Abbildung 2.49 dargestellt ist, kann nicht gefunden werden.

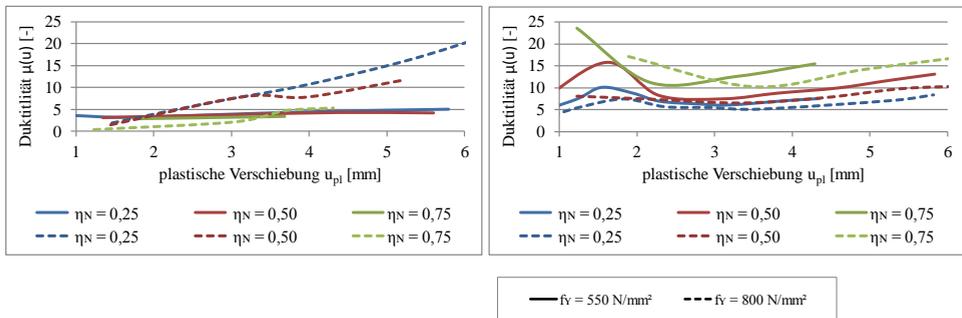


Abbildung 5.38: Entwicklung der Duktilität  $\mu(u)$  bei anwachsender plastischer Verschiebung  $u_{pl}$  am Beispiel Beton B1; Linke Seite: System „Kragarm“; Rechte Seite System „Grundsystem I“

Wird eine hysteretische Dämpfung im Bereich von  $\zeta_{hyst} = 5\%$  bis  $16\%$  (siehe Kapitel 2.6.3.6; Kapitel 4.2.3.6 und Kapitel 4.2.4.3) angenommen, kann über den Zusammenhang

$$\lambda = \frac{\zeta_{eq} - \zeta_{el}}{\zeta_{hyst}} = \frac{\zeta_{eq} - 0,05}{\zeta_{hyst}} \quad (5.21)$$

ein Wertebereich von  $\lambda$  von

$$\lambda_{max} \in [1, 2,5, 2,5] \quad (5.22)$$

für die maximalen Dämpfungswerte gefunden werden.

In (Müller, 2016) wurde ein sehr ähnliches Modell auf Basis von *frame elements* in ABAQUS modelliert. Die ermittelten äquivalenten Dämpfungswerte, die auf die effekti-

ve Steifigkeit  $k_{eff}$  bezogen wurden, waren mit  $\xi_{eq} = 0,77$  wesentlich größer als die in diesem Kapitel angegebenen Werte. Daraus ergeben sich  $\lambda$ -Werte im eingeschwungenen Zustand von  $\lambda = 4,55$ . Durch die unterschiedliche Definition der Steifigkeit ist kein direkter Vergleich möglich.

Im Gegensatz zu den Angaben in (Priestley, Grant, & Kowalsky, 2007) fallen die großen Werte der äquivalenten viskosen Dämpfung im Vergleich zu den geringen Werten der hysteretischen Dämpfung auf, woraus auch die wesentlich größeren Korrekturbeiwerte hervorgehen. In Anbetracht dieser Erkenntnisse gilt es zu prüfen, ob experimentell bestimmte hysteretische Dämpfungswerte ausreichend Informationen über das Energie-dissipationsvermögen von Systemen liefern und damit auch als Vergleichswert herangezogen werden können. Da mit der hysteretischen Dämpfung noch keine Aussage über die Dämpfung unter dynamischen Verhältnissen vorliegt, kann vermutlich erst nach der Umrechnung der hysteretischen in die äquivalente viskose Dämpfung eine konkrete Aussage erfolgen.

#### 5.4.5.3 Amplifikation des Anbauteils

Als letzter Punkt wird an dieser Stelle die Amplifikation am plastischen System untersucht. Mit dem Ansatz der Vergrößerungsfunktion im Resonanzfall gilt

$$V_2\left(\frac{\Omega}{\varpi} = 1\right) = \frac{1}{2 \cdot \xi \cdot \sqrt{1 - \xi^2}} \quad (5.23)$$

Mit den oben genannten Dämpfungswerten ergibt sich damit ein Amplifikationsfaktor von  $V_2 = 2,3$  bis  $V_2 = 1,5$ .

Wird anstelle über die Verschiebungen die Vergrößerungsfunktion auf Basis der Beschleunigungen zurückgerechnet, ergeben sich die Verläufe nach Abbildung 5.39

$$V_2\left(\frac{\Omega}{\varpi} = 1\right) = \frac{a_{pl}}{a_G} \quad (5.24)$$

Die Vergrößerungsfaktoren der Beschleunigungen sind nochmals geringer als jene auf Grundlage der Verschiebungen. Vor allem mit dem Modell „Grundsystem I“ nehmen die Faktoren mit zunehmender Querlast Werte kleiner als  $V_2 = 0,2$  an.

Im Vergleich mit dem Amplifikationsfaktor  $A_a(T; T_a) = 3$  nach (DIN EN 1992-4-1, 2009) sind das sehr deutliche Unterschiede. Auf Grundlage dieser Erkenntnisse sollte die Ermittlung der Bauteilamplifikation in weiteren Forschungsarbeiten untersucht werden.

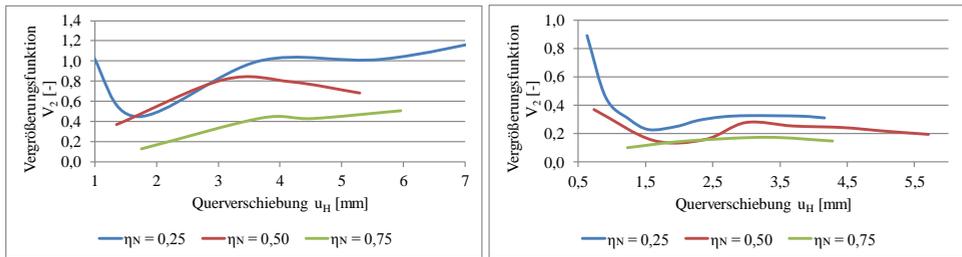


Abbildung 5.39: Entwicklung der Vergrößerungsfunktion  $V_2$  auf Basis der Beschleunigungen, Beton B1,  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$ ; Links: Modell „Kragarm“; Rechts: Modell „Grundsystem I“

## 5.5 Zusammenfassung und Methodenkritik

In diesem Kapitel werden zwei numerische Modelle des Prototyps mit  $d_{\text{Schaft}} = 5,1 \text{ mm}$  des duktilen Schraubankers vorgestellt, mit denen unterschiedliche Untersuchungsziele verfolgt werden. Beide Modelle haben gemeinsam, dass der Beton über nichtlineare Federelemente beschrieben wird. Die Modellbildung der nichtlinearen Federn wird ausführlich dargestellt.

Mit einem dreidimensionalen Modell des Schraubenschafts wird eine Analyse des zyklischen Hystereseverlaufs und des Seileffekts durchgeführt. Es zeigt sich, dass der Seileffekt in Verbindung mit der Verbundsteifigkeit des Ankerelements und der wirkenden Reibung sowohl den Widerstand gegen zyklische Belastungen als auch die hysteretische Dämpfung der Systeme erhöht. Zudem wird anhand der Ergebnisse offensichtlich, dass die ermittelten Dämpfungsmaße in den Versuchen nach Kapitel 4 eine Folge des geringen Einspanngrads des Ankers in den Beton sind. Es wird deutlich, dass Vereinfachungen in der Modellbildung dazu führen, dass einige Effekte des zyklischen Tragverhaltens nicht simuliert werden können. Dies betrifft vor allem die Modellierung des Verbunds als elastisch-plastische Feder, den vollen Einspanngrad des Ankers in den Beton und die Modellierung des Anbauteils über *connector*-Elemente. Wie sich herausstellte, führt der hohe Einspanngrad zu auf der unsicheren Seite liegenden Ergebnissen und die beiden anderen Vereinfachungen dagegen zu konservativen Ergebnissen.

Mit einem zweidimensionalen Stabmodell des Schraubankers wird über Berechnungen unter dynamischen Verhältnissen das Energiedissipationsvermögen ermittelt. Über Berechnungen mit Anregungen mit Resonanzfrequenz zeigt sich, dass die geometrische Nichtlinearität der Systeme dazu führt, dass die klassischen Ansätze des Erdbebeningenieurwesens nicht direkt übertragbar sind. Als Lösung werden drei Ansätze zur Ermittlung der Duktilität bei geometrischer Nichtlinearität vorgestellt und angewandt. Anhand dieser Grundlagen wird der dynamische Widerstand der Prototypen mit dem eines äquivalenten herkömmlichen Befestigungsmittels verglichen. Dabei zeigt sich, dass der Prototyp im

Vergleich zu den analytischen Modellen aus Kapitel 3 Systemreserven besitzt und sehr wohl in der Lage ist, größere Erdbebenlasten als herkömmliche Befestigungsmittel zu ertragen. Darauf aufbauend ist festzustellen, dass der duktile Schraubanker größere Verhaltensbeiwerte entwickeln kann als die nach (DIN EN 1998-1, 2010) pauschal festgelegten. Hierzu ist aber erforderlich, dass der Biegeschicht dem System „Grundsystem I“ entspricht und damit beidseitig eine volle Einspannung vorliegt. Auch an diesem Modell sind Vereinfachungen getroffen worden, deren Einflüsse in weiterführenden Untersuchungen zu klären sind. Diese sind die Anregung mit Resonanzfrequenz, die Nichtberücksichtigung eines Lochspiels, die volle Einspannung des Ankerelements, die Berücksichtigung des Ausnutzungsgrads über eine Herabsetzung der Fließgrenze und das Fehlen der vertikalen Beschleunigungen und des Seileffekts. Zudem ist insgesamt zu klären, inwiefern die Modellbildung als Einmassenschwinger wirklichkeitsnahe Belastungssituationen beschreibt.

Anhand weiterführender Untersuchungen der Ergebnisse des zweidimensionalen Modells wird die äquivalente viskose Dämpfung des Ankers auf Grundlage der hysteretischen Dämpfung ermittelt. Dabei stellt sich die Frage, inwieweit die hysteretische Dämpfung als Maß der Energiedissipation genutzt werden kann. Zuletzt kann anhand der Ergebnisse gezeigt werden, dass die dynamische Amplifikation am duktilen Schraubanker wesentlich geringer ist, als diejenige, die nach aktuellem Normenstandard für die Bemessung anzusetzen ist.

# 6 Zusammenfassung und Ausblick

## 6.1 Zusammenfassung

Im ersten Kapitel wird der Leser an die Problemstellung und Motivation der vorliegenden Arbeit herangeführt. Nach aktuellem Stand der Technik und der Normung der Bemessung von Befestigungsmitteln im Erdbebeningenieurwesen wird deren Energiedissipationsvermögen nur pauschal berücksichtigt. Da für dessen genaue Quantifizierung bei herkömmlichen Befestigungsmitteln ein adäquater Ansatz fehlt, ist es das Ziel, einen duktilen Schraubanker zu entwickeln, dessen Duktilität gezielt für die Energiedissipation herangezogen werden kann. Ferner werden die Prinzipien und Einflüsse des duktilen Verhaltens von herkömmlichen Betonschrauben herausgearbeitet.

Im darauffolgenden Kapitel wird der aktuelle Stand des Wissens mit den grundlegenden Zusammenhängen in den Bereichen der Befestigungstechnik, Dynamik, Erdbebeningenieurwesen und Fließgelenktheorie nahegebracht. Dabei werden im Detail Befestigungen im Stahlbeton-, Stahl- und Holzbau und deren Unterschiede bei der Bemessung im Erdbebenlastfall diskutiert. Es wird dabei offensichtlich, dass völlig unterschiedliche Herangehensweisen bei der Bemessung in den unterschiedlichen Disziplinen vorliegen. Hervorzuheben sind die Verfahren im Holzbau, bei denen einerseits durch eine abstrakte Modellierung des hysteretischen Verhaltens der Verbindungen die Energiedissipation auf Bauteil- oder sogar Gebäudeebene berücksichtigt und andererseits eine detaillierte Betrachtung des Tagverhaltens im Erdbebenlastfall analysiert wird. Bei letzterer Betrachtungsweise kommt dem sog. Seileffekt große Aufmerksamkeit zu. Die Analogie zum zyklischen Verhalten von Befestigungen im Stahlbetonbau ist so offensichtlich, dass der Seileffekt als maßgebende Einflussgröße auf die Querlasttragfähigkeit angesehen wird.

Im dritten Kapitel werden das Grundprinzip und die Arbeitsweise des neuentwickelten Schraubankers vorgestellt. Mit den Eckdaten der Prototypen wird ein analytisches Modell zur Ermittlung des Energiedissipationsvermögens vorgestellt. Hinsichtlich der neuen Schraubanker kann gezeigt werden, dass einzig durch deren Alleinstellungsmerkmale (Schraubenbiegung im Spalt; bzw. Biegespalt und Biegeschaft) ein gleichwertiger dynamischer Widerstand im Vergleich zu einem äquivalenten herkömmlichen Befestigungsmittel erreicht werden kann. Allgemein wird ersichtlich, dass auch herkömmliche Befestigungsmittel ein großes Potential an Energiedissipationsvermögen bereitstellen können. Der entscheidende Tragmechanismus ist das Schraubenbiegen im Biegespalt (bei der neuentwickelten Betonschraube) bzw. im Ausbruchkrater des umliegenden Betons (bei herkömmlichen Schrauben). Im Umkehrschluss zeigt die Studie, dass jegliche Befesti-

gungsmittel im Beton große Systemreserven hinsichtlich der dynamischen Tragfähigkeit aufweisen. Diese werden durch Abplatzungen und Ausbrüche des Betons aktiviert. Sie werden im fünften Kapitel für den duktilen Schraubanker genauer untersucht.

Zuvor werden im vierten Kapitel die durchgeführten experimentellen Untersuchungen vorgestellt. Sie teilen sich in zwei Bereiche auf. Im ersten Bereich stehen die Materialauswahl, die Funktionsfähigkeit und das zyklische Tragverhalten des neuentwickelten Schraubankers im Fokus der Untersuchungen. Für die Materialauswahl wird auf Standardwerkstoffversuche zurückgegriffen. Mit dem Zugversuch und dem Hin- und Herbiegeversuch können die Zähigkeit und die Robustheit der unterschiedlich vergüteten Materialien ermittelt und verglichen werden. Über zyklische Versuche wird die Funktionsfähigkeit der Schraubanker bewiesen und das zyklische Tragverhalten in Längs- und Querrichtung untersucht. Die Grundlage ist das Versuchsprogramm nach (ETAG 001 - Annex E, 2013), die die Zulassungsversuche für Befestigungsmittel im Erdbebenlastfall normt. Dadurch ist ein Vergleich mit dem Tragverhalten herkömmlicher Betonschrauben möglich, wodurch auch ein fließender Übergang zum zweiten Bereich der Untersuchungsziele entsteht. Dieser beschäftigt sich allgemein mit dem Tragverhalten von Betonschrauben unter Erdbebenlasten. Dabei zeigt sich, dass deren Tragverhalten unter zyklischer Längsbelastung dem von Verbundankern sehr ähnelt. Darüber hinaus wird ersichtlich, dass das Querlasttragverhalten beider Befestigungsmittel stark vom Einfluss des Seileffekts geprägt ist. Hinsichtlich der Interaktion von Quer- und Längskräften stellt sich die Frage, inwiefern sich der Effekt auf den Widerstand auswirkt. Es folgt die Erkenntnis, dass bei kombinierter Beanspruchung der reine kraftbasierte Nachweis auf Grundlage der Versuchsergebnisse nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) zu hinterfragen ist und eine parallele Betrachtung der Verschiebungskomponenten zu berücksichtigen ist. Zuletzt wird das Bruchverhalten von Betonschrauben nach vorheriger konstanter Längsbelastung mit zyklischer Rissbreite charakterisiert.

Das fünfte Kapitel fasst die numerischen Untersuchungen zum Querlasttragverhalten des duktilen Schraubankers mit dem Finite-Elemente-Programm ABAQUS zusammen. Im Vorfeld der Untersuchungen wird die Modellierungsweise des nichtlinearen Materialverhaltens von Beton vorgestellt. Mit dessen Einsatz werden unterschiedliche Untersuchungsziele verfolgt. Einerseits wird mit einem dreidimensionalen Kontinuumsmodell das zyklische Tragverhalten des Ankers mit speziellem Fokus auf den Einfluss des Seileffekts untersucht. Andererseits werden mit einem zweidimensionalen Modell das dynamische Tragverhalten und das Energiedissipationsvermögens des Prototyps simuliert. Aufbauend auf den Ergebnissen am Stabmodell werden unterschiedliche Ansätze zur Berücksichtigung des Energiedissipationsvermögens über den Verhaltensbeiwert vorgestellt. Es wird offensichtlich, dass die geometrische Nichtlinearität bei Befestigungsmitteln einen signifikanten Einfluss auf die Abschätzung des Verhaltensbeiwerts hat. Für dessen Ermittlung werden drei Verfahren vorgeschlagen und ein Vergleich

gezogen. Der Unterschied ist teilweise gravierend, sodass es weiterer Forschung auf diesem Gebiet bedarf. Dennoch kann dargelegt werden, dass der Prototyp große Tragreserven in Form von Energiedissipation bei zusätzlichen Betonausbrüchen und Betonabplatzungen sowie bei zunehmenden Plastifizierungen im Schaft aufweist. Dadurch sind je nach Berechnungsansatz größere dynamische Traglasten als bei äquivalenten herkömmlichen Befestigungsmitteln möglich, die sich durch Verhaltensbeiwerte ermitteln lassen, die größer sind, als die pauschal nach Norm vorgegebenen Werte.

Zusammenfassend können aus den beschriebenen Untersuchungen folgende Erkenntnisse gezogen werden:

- Der Seileffekt hat einen gravierenden Einfluss auf das zyklische Tragverhalten von Befestigungen im Beton.
- Die Berechnung der Duktilität und des Verhaltensbeiwerts von Befestigungsmitteln sind nur möglich, wenn der Umgang mit der geometrischen Nichtlinearität geklärt wird.

Für die Weiterentwicklung des Schraubankers ergeben sich drei eindeutige Anforderungen, um dessen Funktionsfähigkeit zu verbessern:

- Materialauswahl

Der unvergütete Grundwerkstoff hat sich von den untersuchten Materialien als am geeignetsten herausgestellt. Da es bei einteiligen Schraubankern unvermeidbar sein wird, dass die Wärmeeinflusszone in den freien Biegeschaft heranreicht, kann mit dem unvergüteten Grundwerkstoff nur die zweiteilige Variante ausgeführt werden.

- statisches System des Biegeschafts

Die Einspanngrade am Kopf und Fuß des Schraubankers entscheiden über das statische System des Biegeschafts. Aus Sicht des dynamischen Widerstands ist das System mit jeweils voller Einspannung („Grundsystem I“) anzustreben. Das bedeutet, dass am Kopf, d.h. Übergang zwischen Schraube und Anbauteil, das kleinstmögliche Durchgangsloch umzusetzen ist. Eine Ausrundung der Bohrlochkante im Anbauteil wäre zusätzlich von Vorteil. Anhand der Versuche zeigte sich, dass der Schaft nicht als voll eingespannt in das Anker-element angesehen werden kann. Es ist an dieser Stelle zu überprüfen, ob dies lediglich für die geprüften Prototypen mit Durchmesser  $d_{\text{Schaft}} = 5,1$  gilt.

- geometrische Ausbildung

Die geometrische Ausbildung des Ankers ist entscheidend für die Funktionsfähigkeit. Je kleiner die bezogene Länge des Biegeschafths ist, desto größer ist die Energiedissipation infolge Plastifizierung. Es ist ein Wert von  $b \leq 5$  ( $l_{\text{Schaft}} \leq 5 \cdot d_{\text{Schaft}}$ ) anzustreben.

Insgesamt legen sowohl die Literaturrecherche als auch die analytischen und numerischen Untersuchungen nahe, dass der Zusammenhang zwischen hysteretischer Dämpfung und Duktilität auf ein geometrisch nichtlineares System nicht eindeutig übertragbar ist, da sich eine belastungsabhängige Systemänderung mit dem Übergang von der freien Schraubenbiegung zur scherbeanspruchten Schraube einstellt. Das System hat zwei unterschiedliche Traganteile, deren Dämpfungseigenschaften sich unterschiedlich auf das globale Tragverhalten auswirken. Die äquivalente Dämpfung bei reiner Schraubenbiegung ist wesentlich größer als die der Gesamthysterese mit Scherbeanspruchung. Über die flächenanteilige Berechnung der äquivalenten Dämpfung wird dies aber nicht berücksichtigt.

## 6.2 Ausblick

Auf Grundlage der in dieser Arbeit vorgestellten Erkenntnisse sind mehrere Forschungsfelder hinsichtlich des Tragverhaltens der duktilen Schraubanker und von Befestigungsmitteln im Erdbebenlastfall tiefergehend zu untersuchen. In folgender Zusammenstellung werden diese grundlegenden Felder genannt und Ideen für die Forschungsrichtung genannt. Dabei ist nochmals zu differenzieren zwischen den Forschungsfeldern für Befestigungsmittel und für Befestigungen im Allgemeinen und für diejenigen bezogen auf die Weiterentwicklung des duktilen Schraubankers. Für Befestigungsmittel und Befestigungen im Allgemeinen sind dies:

- Erarbeitung eines Berechnungsverfahrens zur Quantifizierung des Energiedissipationsvermögens bzw. des Verhaltensbeiwerts

Es ist zu überprüfen, welches der vorgestellten Verfahren zur Bestimmung des Verhaltensbeiwerts des Befestigungsmittels geeignet ist. Dazu ist eine ausführliche Betrachtung der geometrischen Nichtlinearität notwendig. Erstrebenswert wäre es, für jedes Befestigungsmittel einen Verhaltensbeiwert bestimmen zu können, damit dieser im vereinfachten Ersatzkraftverfahren zur Anwendung kommen kann. Dann stellt sich die Frage, wie die Gesamtenergiedissipation auf Bauteilebene (Versagensmechanismus: Fließen in den Befestigungsmitteln und im Anbauteil) global berücksichtigt werden kann. Eine vielversprechende Alternative zur Untersuchung des Energiedissipationsvermögens auf Ebene des Befestigungsmittels, ist die Betrachtung auf Ebene der gesamten Befestigung bzw.

auf Bauteilebene. Hierfür ist die Methodik im Holzbau, das hysteretische Verhalten mit speziellen Modellen (z.B. *florence pinching hysteresis model*) in darauf angepassten FEM-Programmen wie DRAIN2DX oder OPENSEES zu modellieren, in Verbindung mit experimentellen Untersuchungen zu empfehlen.

- Einfluss des Seileffekts auf das zyklische Querlasttragverhalten und auf den Widerstand gegen kombinierte Beanspruchung

Der Seileffekt und dessen zeitliche und belastungsabhängige Entwicklung auf die zyklische Tragfähigkeit von unterschiedlichen Befestigungsmitteln in Stahlbeton sind zu untersuchen. Die Einflüsse der Vorspannung, des Verbundverhaltens und der Belastungshistorie sind in diesem Zusammenhang auch zu nennen. Darauf aufbauend, ist die Auswirkung des Seileffekts auf die Interaktion von Quer- und Längskräften genauer zu betrachten. Hierzu sind einerseits weiterführende experimentelle Untersuchungen entsprechend Kapitel 4 notwendig und andererseits FE-basierte Simulationen für Detailbetrachtungen äußerst sinnvoll. Letzteres sollte an einem Modell mit höherem Detaillierungsgrad (mit genauer Modellierung der Einspannung des Ankers in den Beton, des Verbunds zwischen Anker und Beton und des Anbauteils als Kontinuum) umgesetzt werden.

- Weiterentwicklung der möglichen Versagensmechanismen von Befestigungen und Untersuchung der zugehörigen Duktilitäten hinsichtlich deren Interaktion

Hierbei ist das Energiedissipationsvermögen einer gesamten Befestigung zu betrachten. Dazu sind auch die weiteren Versagensmechanismen entsprechend Abbildung 6.1 zu untersuchen. Die Versagenskette, bestehend aus Fließen im Anbauteil und in den Befestigungsmitteln, ist theoretisch möglich, bedarf aber in der Praxis einer entsprechenden speziellen Dimensionierung der Komponenten. Das Steifigkeitsverhältnis zwischen Anbauteil und Befestigungsmittel müsste auf die Versagenskette abgestimmt sein. Ist ein solches System gefunden, könnte mit dem Vorgehen des *displacement-based designs* ein Nachweis erfolgen. Das plastische Verhalten könnte global oder komponentenweise über die äquivalente viskose Dämpfung berücksichtigt werden. Letzteres hätte den Vorteil, die Interaktion und den Einfluss der duktilen Bereiche getrennt voneinander zu betrachten. Bei numerischen Untersuchungen des Verfassers zeigte sich die prinzipielle Machbarkeit. In (Kauffmann, 2016) wurden weiterführende Untersuchungen an einer Zweifachbefestigung durchgeführt (siehe Abbildung 6.2). Es wurden Belastungen in Form einer Resonanzanregung auf Niveau eines Betriebserdbebens simuliert, sodass sich die Verschiebung der Schrauben auf das Biegen im Spalt beschränkte. Es konnte gezeigt werden, dass mit dem Verfahren eine sehr konservative Abschätzung des duktilen Verhaltens möglich ist. Vor allem die Phasenverschiebung der beiden Massenbewegungen und die daraus entstehenden Trägheitskräfte führen zu weiteren dynamischen Effekten, die zu untersuchen sind.

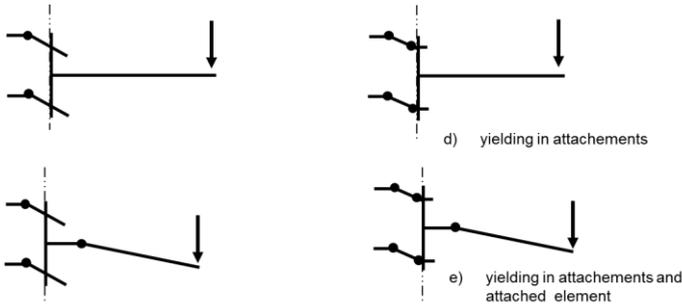


Abbildung 6.1: Weiterentwicklung der Versagensmodi nach (DIN EN 1992-4)

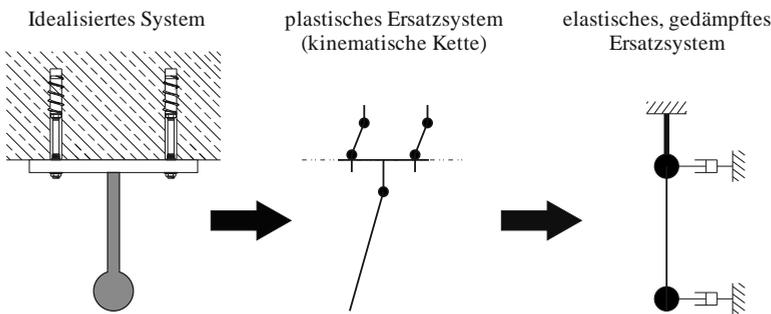


Abbildung 6.2: Äquivalente Dämpfung für eine Zweifachbefestigung

Parallel zum Verfahren des *displacement-based designs* ist auch ein Nachweis der Gesamtbefestigung über eine Push-Over-Analyse denkbar. Die Plastizität kann hier auch über eine äquivalente viskose Dämpfung zur Abminderung des elastischen Antwortspektrums berücksichtigt werden (ATC40, 1996). Die Schwierigkeiten für einen solchen Nachweis für Befestigungen werden die Umrechnung der Systeme in einen äquivalenten Einmassenschwinger und das Fehlen von Etagen-Antwortspektren sein.

Die Weiterentwicklung der Versagensmodi nach (DIN EN 1992-4, 2013) (siehe Abbildung 6.1) ist nur in Verbindung mit dem duktilen Schraubanker sinnvoll, da mit diesem System die notwendigen Duktilitäten und Widerstände auf den globalen Versagensmechanismus abgestimmt werden können. Da durch den Biegespalt garantiert ist, dass sich plastische Gelenke gezielt ausbilden können, sind die Grundvoraussetzungen dafür geschaffen. Für die Anwendung auf herkömmliche Befestigungsmittel im Beton- und auch Stahlbau sind weitere Untersuchungen durchzuführen.

- Weiterentwicklung des Nachweises der seismischen Tragfähigkeit von nichttragenden Bauteilen

Hierzu ist ein genormtes Vorgehen zur Ermittlung von Etagen-Antwort-Spektren notwendig, um auf deren Grundlage beispielsweise ein detaillierteres Ersatzkraftverfahren zu entwickeln.

- Untersuchung des Einflusses des nichtlinearen Tragverhaltens der Gebäude auf das Tragverhalten von Befestigungen

Gerade für die Forschungsbereiche, deren Fokus auf der Energiedissipation liegt, sind Zeitverlaufsberechnungen mit Etagen-Erdbebenzeitverläufen notwendig. Das genormte Ersatzkraftverfahren für nichttragende Bauteile ist nur eine Näherung, um die auftretenden Beschleunigungen im Erdbeben abschätzen zu können. Über Simulationen von Gebäuden unter Erdbebenbeanspruchung ist es zwar prinzipiell möglich, die seismischen Beanspruchungen jeder Etage zu bestimmen, dennoch wird auch beispielsweise in (Meskouris, Hinzen, Butenweg, & Mistler, 2011) darauf hingewiesen, dass an dieser Stelle noch weiterer Forschungsbedarf besteht.

Hinsichtlich der Weiterentwicklung des duktilen Schraubankers sollten folgenden Punkte umgesetzt werden:

- Ausweitung der Versuchsreihen nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) auf Prototypen mit größeren Durchmessern
- Bestimmung des Einspanngrads der Schraubanker in den Verankerungsgrund
- Anpassung der geometrischen Ausbildung des Systems (Schraubanker mit Hülsenmutter) am Schraubenkopf zur Garantie des erforderlichen Einspanngrads (siehe z.B. Abbildung 6.3)

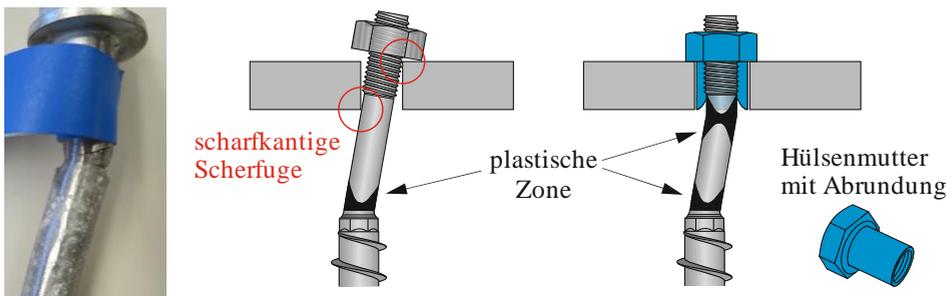


Abbildung 6.3: Versagensstelle an der Scherfuge; rechts: Lösungsvorschlag mit Hülsenmutter

- Untersuchung des Ermüdungswiderstands von Schraubankern mit kleineren Schaftlängen, d.h.  $b \leq 5$

Wie in Kapitel 3 beschrieben wurde, ist eine möglichst kurze Schaftlänge des Schraubankers erstrebenswert. Dies birgt aber die Gefahr in sich, dass infolge der großen Materialbeanspruchung Kurzzeitermüdung eintritt. Zusätzlich erhöht der Einspanngrad die Systemsteifigkeit, was gleichermaßen zu einer großen Materialbeanspruchung führt. Die Funktions- und Tragfähigkeit der Schraubanker mit kurzen Schaftlängen sind daher versuchstechnisch zu prüfen.

- Ausweitung der numerischen Untersuchungen mit Etagen-Erdbeben-Zeitverläufen
- Einbeziehung der zyklischen Werkstoffgesetze
- Detaillierte Modellierung des Verbundverhaltens
- Betrachtung des Verschiebungs- und Tragverhaltens unter kombinierter Beanspruchung
- Idealerweise Validierung der Numerik an experimentellen Untersuchungen bei dynamischen Verhältnissen
- Untersuchungen der Übertragbarkeit auf Mehrfachbefestigungen

Die drei zuletzt genannten Punkte sind prinzipiell auch für Befestigungsmittel im Allgemeinen von Interesse. Das Versuchsprogramm nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) deckt nur zyklische Verhältnisse ab. Da aber die Durchführung von experimentellen Untersuchungen unter dynamischen Verhältnissen sehr aufwändig und kaum reproduzierbar ist, sind detaillierte numerische Berechnungen vorzuziehen.

Zuletzt sind für die Markteinführung des Produktes abseits der Festlegung und Optimierung von Herstellungsprozessen folgende Schritte zu meistern:

- Erhalt einer Zulassung gemäß den Anforderungen nach (ETAG 001 - Annex E, 2013)
- Erarbeitung eines in den Versuchen nach (ETAG 001 - Annex E, 2013) messbaren und stichhaltigen Parameters zur Bewertung des Energiedissipationsvermögens und Aufnahme dieses Parameters in die Zulassung des Befestigungsmittels

Es wird davon ausgegangen, dass die Grundlage der Markteinführung eine Zulassung für seismische Beanspruchung ist. Da nach aktuellem Stand der dynamische Widerstand über beispielsweise einen Verhaltensbeiwert nicht berücksichtigt wird, ist eine Zustimmung im Einzelfall zu erwirken. Hierzu ist eine gutachterliche Stellungnahme zum Energiedissipationsvermögen des Ankers einzuholen. Die Grundlage zur Ermittlung des Energiedissipationsvermögens, z.B. über den Verhaltensbeiwert, wurde innerhalb dieser Arbeit erarbeitet.

# Literaturverzeichnis

ACI 318. (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14). American Concrete Institute.

Ahn, I.-S., Chen, S., Dargush, G., & Cheng, L. (2015). Dynamic Ratcheting in SDOF hysteretic damping system induced by earthquake excitations. *Engineering Structures* 100, S. 665-673.

ASCE. (2010). ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers.

ASCE. (2013). ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures - Commentary for Chapters 11-22. American Society of Civil Engineers.

ASTM E2126-11. (2012). Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting for Buildings. West Conshohocken, USA: ASTM International.

ATC40. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building Volume 1. Applied Technology Council ATC, Redwood City, CA.

Bachmann, H. (1997). Tragwiderstand und Duktilität für Stoß- und Erdbebeneinwirkung (Teil 1 & 2). *Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 8 & 9.

Bachmann, H. (2002). Erdbebensicherung von Bauwerken. Basel: Birkhäuser Verlag.

Balbuena, G., Gramaxo, J., & Kunz, J. (2011). Design Of Post-Installed Anchors For Seismic Actions. Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand.

Ballio, G., & Castiglioni, C. (1994). Seismic Behavior of Steel Sections. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 29, Issues 1-3, S. 21-54.

Béton, C. E.-I. (1994). Fastenings to Concrete and Masonry Structures: State of the Art Report. London: Thomas Telford Services Ltd.

Blaß, H. J. (8. Oktober 2012). Verbindungssysteme für Holzkonstruktionen. Abgerufen am 13. Februar 2017 von netzwerkholzbau:

[http://www.netzwerkholzbau.de/fileadmin/user\\_upload/netzwerk-holzbau/Veranstaltungen/Holzbau\\_Kompakt/Holzbaukompakt\\_08102012/BLASS\\_AUGSBURG\\_2012.pdf](http://www.netzwerkholzbau.de/fileadmin/user_upload/netzwerk-holzbau/Veranstaltungen/Holzbau_Kompakt/Holzbaukompakt_08102012/BLASS_AUGSBURG_2012.pdf)

Blaß, H. J., & Sandhaas, C. (2016). *Ingenieurholzbau*. Karlsruhe: KIT Scientific Publishing.

Bleck, W., Dahl, W., Nonn, A., Amlung, L., Feldmann, M., Schäfer, D., & Eichler, B. (2009). Numerical and experimental analyses of damage behaviour of steel moment connections. *Engineering Fracture Mechanics* 76, S. 1531-1547.

Böttcher, C. (2002). Geschwindigkeitssensitivität des mechanischen Verhaltens unlegierter Baustähle bei wiederholter Beanspruchung bis in den inelastischen Bereich – experimentelle Untersuchung und Modellierung. In *Fortschritt-Berichte VDI Reihe 5 Nr. 654*. Düsseldorf: VDI Verlag GmbH.

Ceccotti, A., & Sandhaas, C. (2010). A Proposal For A Standard Procedure To Establish The Seismic Behaviour Factor  $q$  Of Timber Buildings. *WCTE - World Conference On Timber Engineering*.

Chopra, A. K. (2007). *Dynamics of Structures - Theory And Application To Earthquake Engineering*. New Jersey: Pearson Prentice Hall.

Coffin, L. F. (1954). A study of the Effect of cyclic thermal stresses on a ductile metal. *Trans. ASME*, Vol. 76.

Cook, R. A., & Klingner, R. E. (1989). *Behavior And Design Of Ductile Multiple-Anchor Steel-To-Concrete Connections*. Austin, Texas: The University Of Texas at Austin.

Dassault Systems. (2016). *ABAQUS 6.13 Documentation Collection*.

DIN EN 12512. (2005). *Zyklische Prüfungen von Anschlüssen mit mechanischen Verbindungsmitteln*. Berlin, Deutschland: DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN EN 14592. (Juli 2012). *Holzbauwerke – Stiftförmige Verbindungsmittel – Anforderungen*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.

DIN EN 1993-1-1. (Dezember 2010). *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin, Deutschland: DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN EN 1993-1-8. (Dezember 2010). *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 8: Bemessung von Anschlüssen*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.

DIN EN 1995-1-1. (Dezember 2010). *Bemessung und Konstruktion von Holzbauten*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.

DIN EN 1998-1. (Dezember 2010). *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.

DIN EN 1998-1/NA. (Januar 2011). *Nationaler Anhang - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.

- DIN EN 1998-2. (Dezember 2011). Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 2: Brücken. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 409. (August 2009). Holzbauwerke – Prüfverfahren – Bestimmung des Fließmoments von stiftförmigen Verbindungsmitteln. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN ISO 898-1. (Mai 2013). Mechanische Eigenschaften von Verbindungselementen aus Kohlenstoffstahl und legiertem Stahl – Teil 1: Schrauben mit festgelegten Festigkeitsklassen – Regeltgewinde und Feingewinde. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN 50125. (2009). Prüfung metallischer Werkstoffe – Zugproben. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN CEN/TS 1992-4-4. (2009). Bemessung der Verankerung von Befestigungen im Beton - Teil 4-4 Dübel - mechanische Systeme. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1992-1-1. (2011). Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1992-4. (2013). Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 4: Bemessung der Verankerung in Beton. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1992-4-1. (August 2009). Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton. Berlin, Deutschland: Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1993-1-6. (2010). Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Festigkeit und Stabilität von Schalen. Berlin: Beuth-Verlag GmbH.
- DIN ISO 7801. (2008). Metallische Werkstoffe – Draht – Hin- und Herbiegeversuch. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- ECCS 1986. (1986). Recommended Testing Procedure For Assessing The Behavior Of Structural Steel Elements Under Cyclic Loads. ECCS - European Convention for Constructional Steelwork Pub. No. Brussels, Belgien.
- Eibl, J., & Häußler-Combe, U. (1997). Sonderdruck Betonkalender - Baudynamik. Berlin: Ernst & Sohn Verlag.
- Eligehausen, R., & Fuchs, W. (1988). Tragverhalten von Dübelbefestigungen unter Querkzug, Schrägzug und Biegebeanspruchung. Beton + Fertigteiltechnik, Heft 2, S. 48-56.
- Eligehausen, R., & Mallée, R. (2000). Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau. Berlin: Ernst & Sohn Verlag.
- Eligehausen, R., Mattis, L., Wollmershauser, R., & Hoehler, M. (Juli 2004). Testing Anchors In Cracked Concrete. Concrete International, S. 66-71.

EN1990, D. (2010). Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Berlin: Beuth Verlag GmbH.

ETAG 001 - Annex E. (April 2013). Guideline For European Technical Approval Of Metal Anchors For Use In Concrete - Annex E: Assessment Of Metal Anchors Under Seismic Action. Brüssel: EOTA - European Organisation for Technical Approval.

ETAG 001. (2013). Guideline For European Technical Approval Of Metal Anchors For Use In Concrete. European Organisation for Technical Approvals (EOTA).

ETAG 001-3. (1997). Guideline For European Technical Approval Of Metal Anchors For Use In Concrete: Part 3: Undercut Anchors. Brüssel: European Organisation for Technical Approvals (EOTA).

ETAG 001-3. (2013). Guideline for European technical approval of metal anchors for use in concrete - Part three: Undercut Anchors. Brussels: EOTA.

ETAG001 – Annex A. (April 2013). Guideline For European Technical Approval Of Metal Anchors For Use In Concrete – Annex A: Details of Tests. Brüssel: EOTA – European Organisation for Technical Approval.

ETAG001 - Annex C. (2010). Guideline For European Technical Approval Of Metal Anchors For Use In Concrete - Annex C: Design Methods for Anchorages. Brüssel.

FEMA 450-1. (2003). NEHRP Recommended for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures – Part 1: Provisions. USA: BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL of the NATIONAL INSTITUTE OF BUILDING SCIENCES.

Fockenber, K., & Cardinal, A. (2011). Befestigungstechnik (Teil 10). Abgerufen am 18. 05 2017 von Metallbau - Konstruktion Ausführung und Ausfertigung: [http://www.metallbau-magazin.de/artikel/mb\\_Befestigungstechnik\\_Teil\\_10\\_1091176.html](http://www.metallbau-magazin.de/artikel/mb_Befestigungstechnik_Teil_10_1091176.html)

Fouvry, S., Kapsa, P., & Vincent, L. (2001). An elastic-plastic shakedown analysis of fretting wear. *Wear* 247.

Fuchs, W. (1992). Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast in ungerissenem Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 424. Berlin: Beuth Verlag GmbH.

Gavric, I., Fragiaco, M., & Cecotti, A. (2012). Strength And Deformation Characteristics Of Typical X-Lam Connections. WCTE - World Conference On Timber Engineering. Auckland.

Giardini, D., Wössner, J., & Danciu, L. (2014). Mapping Europe's Seismic Hazard. (A. Publications, Hrsg.) *Eos*, Vol. 95, No. 29.

- Gillengerten, J. D. (2001). Design of Structural Systems and Components. In THE SEISMIC DESIGN HANDBOOK, 2. Ausgabe. New York: Springer Science+Business Media.
- Gölz, J. (2015). Untersuchung des dynamischen und statischen Verhaltens der duktilen Erbebenbetonschraube. Karlsruher Institut für Technologie (KIT) - Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB) (Betreuer: S. Müller). Karlsruhe: unveröffentlicht.
- Gross, D., Ehlers, W., Wriggers, P., Schröder, J., & Müller, R. (2013). Formeln und Aufgaben zur Technischen Mechanik 1: Statik. Springer Vieweg Verlag.
- Guillet, T. (Mai-Juni 2011). Behavior of Metal Anchors under Combined Tension and Shear Cyclin Loads. ACI Structural Journal, S. 315-323.
- Hake, E., & Meskouris, K. (2007). Statik der Flächentragwerke. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag.
- Hertz, K. (1976). Einfluß der Dehnungsgeschwindigkeit auf das Wechselverformungsverhalten von Alpha-Eisenkristallen. Dissertation. Universität Stuttgart. Universitätsverlag Stuttgart.
- Hoehler, M. S. (2006). Behavior and Testing of Fastenings to Concrete for use in Seismic Applications. Dissertation. Stuttgart: Universität Stuttgart, Fakultät für Bau- und Umweltingieurwissenschaften.
- Hoehler, M. S., Motoyui, S., Kasai, K., Sato, Y., Hikino, T., & Hirase, K. (November 2012). Ceiling Anchorage Loads during Shake Table Tests of a Full-Scale Five-Story Building. Earthquake Spectra, S. 1447–1467.
- Holtschoppen, B. (2009). Beitrag zur Auslegung von Industrieanlagen auf seismische Belastung. Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen. Dissertation.
- Horlacher, H.-B., & Helbig, U. (2016). Rohrleitungen 1 Grundlagen, Rohrwerkstoffe, Komponenten, 2. Auflage. Springer-Vieweg Verlag Berlin Heidelberg.
- Hübel, H. (2003). Bemerkungen zur Ausnutzung plastischer Querschnitts- und Systemreserven. Stahlbau 72 (12, S. 844-852.
- Hübel, H. (2015). Vereinfachte Fließzonentheorie, 1. Auflage. Wiesbaden: Springer-Vieweg.
- Jamet, P., Millard, A., & Nahas, G. (1984). Triaxial behavior of a micro-concrete complete stress-strain curves for confining pressures ranging from 0 to 100 Mpa. In Int. Con. on Meeting on concrete order multiaxial conditions, RILEM-CEB. Toulouse.
- Kalpakjian, S., Schmid, S. R., & Werner, E. (2011). Werkstofftechnik, 5.aktualisierte Auflage. München: Pearson Studium.

Kalpakjian, S., Schmid, S. R., & Werner, E. (2011). *Werkstofftechnik*. 5. Auflage. Pearson Education.

Kauffmann, I. (2016). *Displacement-Based Design von Befestigungen in Beton am Beispiel des duktilen Schraubankers MM-EQ*. Masterarbeit, Karlsruher Institut für Technologie (KIT) Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB) (Betreuer: S. Müller). Karlsruhe: unveröffentlicht.

Knoedel, P., & Hrabowski, J. (5-7 September 2012). Yield Limit Vs. Behaviour Factor In Seismic Design. Proc., NSCC 2012 Nordic Steel Construction Conference, (S. pp 147-155). Oslo, Norway.

Knoedel, P., & Ummerhofer, T. (23-25 September 2015). Time History Simulation In Seismic Design. Proc., NSCC 2015 Nordic Steel Construction Conference, (S. contribution 379). Tampere, Finland.

Knoedel, P., Hrabowski, J., & Ummerhofer, T. (10-12 September 2014). Seismic Behaviour Factor In Combined Frame And Braced Structures. EuroSteel 2014, 7th EUROpean conference on STEEL and Composite Structures, (S. Paper no. 19-037). Naples, Italy.

König, G., & Tue, N. V. (1998). *Grundlagen des Stahlbetonbaus*. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag.

Kuck, J. (1994). *Anwendung der dynamischen Fließgelenktheorie zur Untersuchung der Grenzzustände von Stahlbaukonstruktionen unter Erdbebenbelastung*. Dissertation, RWTH Aachen. Aachen.

Küenzlen, J. R. (2005). *Tragverhalten von Schraubdübeln unter statischer Zugbelastung*. Dissertation. Universität Stuttgart.

Leonhardt, F., & Mönning, E. (1984). *Vorlesungen über Massivbau Teil 1 – Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*, 3. Auflage. Heidelberg: Springer-Verlag.

Lotze, D., Klingner, R. E., & Graves, H. L. (10-12. September 2001). Static Behaviour Of Anchors Under Combinations Of Tension And Shear Loading. In R. Eligehausen, International Symposium on Connections between Steel and Concrete (S. 118-128). Stuttgart: ibidem-Verlag.

Macherauch, E., & Zoch, H.-W. (2014). *Praktikum der Werkstoffkunde*, 12. Auflage. Wiesbaden: Springer-Vieweg.

Mahrenholtz, P. (2012). *Experimental Performance and Recommendations for Qualification of Post-installed Anchors for Seismic Application*. Stuttgart.

Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete. *Journal Of Structural Engineering* Vol. 114.

- Mang, H., & Hofstetter, G. (2013). Festigkeitslehre, 4. Auflage. Berlin Heidelberg: Springer-Vieweg.
- Manson, S. S. (1954). Behavior of materials under conditions of thermal stress. NASA Tech. Note 2933.
- Menzel, K., & Fuchs, W. (2006). Concrete screws - suitability in respect to brittle fracture. Stuttgart.
- Merkel, M., & Öchsner, A. (2014). Eindimensionale Finite Elemente. Berlin: Springer Vieweg.
- Meskouris, K., Hinzen, K.-G., Butenweg, C., & Mistler, M. (2011). Bauwerke und Erdbeben. Wiesbaden: Vieweg + Teubner Verlag.
- Miner, M. A. (1945). Cumulative damage in fatigue . Transaction ASME 62 (3), 159-164.
- Miranda, E., & Taghavi, S. (2003). Estimation of Seismic Demands on Accelerationsensitive Nonstructural Components in Critical Facilities. Proceedings of the seminar in Seismic Design, Performance and Retrofit Of Nonstructural Components in Critical Facilities, ATC29-2, Newport, Beach, CA.
- Moradi, A. R., Soltani, M., & Tasnimi, A. A. (Oktober 2012). A Simplified Constitutive Model For Dowel Action across RC Cracks. Journal Of Advanced Concrete Technology. Vol 10.
- Müller, T. (2016). Untersuchung der Zusammenhänge zwischen hysteretischem Dämpfungsmaß und Duktilitätsmodell bei Befestigungsmitteln. Masterarbeit, Karlsruher Institut für Technologie KIT – Institut für Massivbau und Baustofftechnologie IMB (Betreuer: S. Müller). Karlsruhe: unveröffentlicht.
- Nikolov, Y. (2015). Numerische Untersuchung des dynamischen Verhaltens des duktilen Schraubankers im Erdbebenlastfall. Diplomarbeit. Karlsruher Institut für Technologie (KIT) – Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB) (Betreuer: S. Müller). Karlsruhe: unveröffentlicht.
- Opitz, N. (2017). Modellierung des dynamischen Verhaltens des Prototypen MM-EQ. Masterarbeit, Karlsruher Institut für Technologie (KIT) - Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB) (Betreuer: S. Müller). Karlsruhe: unveröffentlicht.
- Palermo, A., Camnasio, E., & Poretti, M. (2008). Role Of Dissipative Connections On The Seismic Response Of One-Storey Industrial Buildings. 14 WCEE - The 14th World Conference On Earthquake Engineering. Beijing, China.
- Park, R. (September 1989). Evaluation Of Ductility Of Structures And Structural Assemblages From Laboratory Testing. Bulletin Of The New Zealand National Society For Earthquake Engineering, S. 155-166.

Pereira, J., de Jesus, A., Xavier, J., & Fernandes, A. (2014). Ultra low-cycle fatigue behaviour of a structural steel. *Engineering Structures*, S. 214-222.

Petersen, C. (2000). *Dynamik der Baukonstruktionen*. Braunschweig: Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH.

Petersen, C. (2013). *Stahlbau*. Wiesbaden: Springer-Vieweg.

Phan, L., & Taylor, A. (1996). State of The Art Report on Seismic Design Requirement for Nonstructural Building Components, NISTIR 5837. Von <http://fire.nist.gov/bfrlpubs/build96/art132.html> abgerufen

Phipps, M. (12. September 2014). Performance of Nonstructural Components in South Napa Earthquake. Abgerufen am 19. Mai 2017 von <http://www.eqclearinghouse.org/2014-08-24-south-napa/files/2014/12/20140912-ATC-FEMA-SEAOC-Napa-Nonstructural-Phipps.pdf>

Popovski, M., Pei, S., van de Lindt, J. W., & Karacabeyli, E. (2014). Ductility Based Force Reduction Factors For Symmetrical Cross-Laminated Timber Structures. Second European Conference On Earthquake Engineering And Seismology. Istanbul.

Priestley, & J.N.M. (2003). Myths and Fallacies in Earthquake Engineering. In *The Ninth Malle Milne Lecture*. Pavia: IUSS Press.

Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). Direct Displacement-Based Seismic Design of Structures. NZSEE Conference 2007. Palmerston North, New Zealand.

Priestley, M., Grant, D., & Kowalsky, M. (2007). Displacement-Based Seismic Design Of Structures. Pavia: IUSS Press.

Pruijssers A., F. (1988). Aggregate Interlock And Dowel Action Under Monotonic And Cyclic Loading. Dissertation. TU Delft: Delft University Press.

Rieder, A. (2003). Dübel unter statischer und wechselnder Querkraftbeanspruchung. In *Festschrift Konrad Bergmeister 10jähriges Wirken am Institut, 1993-2003*. Wien: Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Veröffentlichung des Instituts, Heft Nr. 55 .

Rieder, A. (2009). Seismic response of post-installed anchors in concrete, Dissertation. Wien: Universität für Bodenkultur Wien. Institut für konstruktiven Ingenieurbau.

Rölle, L. (2013). Das Trag- und Verformungsverhalten geschraubter Stahl- und Verbundknoten bei vollplastischer Bemessung und in außergewöhnlichen Bemessungssituationen. Stuttgart: (Dissertation) Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart.

Ruff, D. (2012). Sonderfragen des Stahlbaus. Vorlesungsunterlagen. Karlsruhe.

Rust, W. (2016). *Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen*, 3. Auflage. Wiesbaden: Springer-Vieweg.

- Sawczuk, A. (1974). Shakedown Analysis of Elastic-Plastic Structures. *Nuclear Engineering and Design* 28, S. 121-136.
- Schacherl, M. (2017). Untersuchung des hysteretischen Verhaltens von Befestigungsmitteln im Erdbelastfall, Masterarbeit, Karlsruher Institut für Technologie (KIT) – Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB) (Betreuer: S. Müller). Karlsruhe: unveröffentlicht.
- Schädle, P. (2012). Innovative Wandbausystem aus Holz unter Erdbebeneinwirkungen (Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau; 19). Karlsruhe: KIT Scientific Publishing.
- Scheer, J., Peil, U., & Nölle, H. (August 1988). Schrauben mit planmäßiger Biegebeanspruchung. *Stahlbau*, S. 237-245.
- Schubert, R. (1989). Verformungsverhalten und Risswachstum bei Low Cycle Fatigue. In *Fortschritt-Berichte VDI-Reihe 18 Nr. 73*. Düsseldorf: VDI Verlag GmbH.
- Singh, M. P., Moreschi, L. M., Suárez, L., & Matheu, E. (Oktober 2006). Seismic Design Forces. *Journal Of Structural Engineering*, S. 1524-1542.
- Soltani, M., & Maekawa, K. (2008). Path-Dependent Mechanical Model For Deformed Reinforcing Bars At RC Interface Under Coupled Cyclic Shear And Pullout Tension. *Engineering Structures* Vol. 30.
- Soroushian, P., Obaseki, K., Baiyasi, M. I., El-Sweidan, B., & Choi, K. (1988). Inelastic Cyclic Behavior Of Dowel Bars. *ACI Structural Journal* Vol. 85.
- Soules, J., Bachman, R., & Silva, S. (2010). ascelibrary.org. Appendix B Chilean Standard NCh2369.Of2003: Earthquake-Resistant Design of Industrial Structures and Facilities. Abgerufen am 12. März 2018 von <https://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/9780784413647.ap02>
- Stempniewski, L., & Haag, B. (2010). *Baudynamik-Praxis*. Berlin: Bauwerk Verlag GmbH.
- Stephan, M. (2011). Entwicklung einer Versuchsmethodik für Untersuchungen zum Tieftemperatureinsatz von Schrauben. Kurzfassung des Forschungsprojekts Entwicklung einer Versuchsmethodik für Untersuchungen zum Tieftemperatureinsatz. Abgerufen am 4. Mai 2017 von TU Darmstadt MPA / IfW Darmstadt: [http://mpa-ifw.tu-darmstadt.de/media/mpa\\_ifw/dokumente\\_4/forschungsprojekte\\_1/bauteilfestigkeit/Tieftemperatureinsatz.pdf](http://mpa-ifw.tu-darmstadt.de/media/mpa_ifw/dokumente_4/forschungsprojekte_1/bauteilfestigkeit/Tieftemperatureinsatz.pdf)
- Stephan, M., Berger, C., & Oliver, W. J. (2011). Schraubenverbindungen bei tiefen Temperaturen – Charakterisierung und Methoden zur Auslegung. 4. VDI Fachtagung Schraubenverbindungen 2011. Düsseldorf: VDI Verlag GmbH.

Steurer, A. (1996). Trag- und Verformungsverhalten von auf Zug beanspruchten Schrauben. Von ETH Zürich Research Collection: <https://doi.org/10.3929/ethz-a-001677983> abgerufen

Stewart, W. (1987). The seismic design of plywood sheathed shear walls. University of Canterbury. Department of Civil Engineering.

Takase, Y., Wada, T., Ikeda, T., & Shinohara, Y. (Dezember 2012). Mechanical Model Of Adhesive Post-Installed Anchors Subjected To Cyclic Shear Force. Journal Of Structural And Construction Engineering (Transaction Of AIJ).

Terán-Gilmore, A., & Jirsa, J. O. (March 2004). The Concept Of Cumulative Ductility Strength Spectra And Its Use Within Performance-Based Seismic Design. ISET Journal Of Earthquake Technologie , S. 183-200.

Thienel, K.-C. (2014). Werkstoffe I - Chemie und Eigenschaften metallischer Werkstoffe – Stahl und NE-Metalle – Skript zur Vorlesung. Abgerufen am 4. Mai 2017 von Universität München:  
<https://www.unibw.de/werkstoffe/lehre/skripte/chemie-und-eigenschaften-metallischer-werkstoffe.pdf/view>

Trautner, C., Hutchinson, T., Grosser, P., & Silva, J. (2017). Investigation of Steel Column–Baseplate Connection. (A. A. Engineers, Hrsg.) Journal of Structural Engineering / Volume 143 Issue 8.

Valberg, H. (2010). Applied Metal Forming: Including FEM Analysis. New York: Cambridge University Press.

van Mier, J. G. (Mai 1986). Multiaxial Strain-Softening Of Concrete. Part II: Load-Histories. Materials And Structures Vol.19.

Vayas, I., & Thanopoulos, P. (2005). Behaviour Of Seismic Resistant Braced Frames With Innovative Dissipative (INERD) Connections. Abgerufen am 16.02. Februar 2017 von [www.researchgate.net](http://www.researchgate.net) (Beitrag: Eurosteel 2005 - 4th European Conference On Steel And Composite Structures; Maastricht):  
[https://www.researchgate.net/profile/loannis\\_vayas/publication/238726551\\_BEHAVIOUR\\_OF\\_SEISMIC\\_RESISTANT\\_BRACED\\_FRAMES\\_WITH\\_INNOVATIVE DISSIPATIVE\\_INERD\\_CONNECTIONS/links/00b49528dbc5d370ba000000.pdf](https://www.researchgate.net/profile/loannis_vayas/publication/238726551_BEHAVIOUR_OF_SEISMIC_RESISTANT_BRACED_FRAMES_WITH_INNOVATIVE DISSIPATIVE_INERD_CONNECTIONS/links/00b49528dbc5d370ba000000.pdf)

Vayas, I., & Thanopoulos, P. (2006). Dissipative (INERD) Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten. Stahlbau 75.

Villaverde, R. (August 1997). Seismic Design Of Secondary Structures: State Of The Art. Journal Of Structural Engineering, S. 1011-1019.

Vintzeleou, E. N., & Tassios, T. P. (1986). Mathematical Models For Dowel Action Under Monotonic and Cyclic Conditions. Magazine Of Concrete Research Vol. 38.

Vintzeleou, R., & Eligehausen, R. (1991). Behavior Of Fasteners Under Monotonic Or Cyclic Shear Displacements. Anchors in Concrete – Design and Behavior. Special Publication SP 130, S. 181-203.

Wiegand, H., Kloos, K.-H., & Thomala, W. (2007). Schraubenverbindungen Grundlagen, Berechnung, Eigenschaften, Handhabung, 5. Auflage. Springer Verlag Berlin Heidelberg.

Williams, J. A. (1999). Repeated loading, residual stresses, shakedown and tribology. Journal of Materials Research Vol 14, No. 4.

Zilch, K., & Zehetmaier, G. (2010). Bemessung im konstruktiven Betonbau (2. Ausg.). Springer Verlag Berlin Heidelberg.



# Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

---

Herausgeber Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn  
Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie  
Universität Karlsruhe (TH)  
ISSN 0933-0461

- Heft 1 **Manfred Curbach**  
Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen  
Belastungsgeschwindigkeiten. 1987
- Heft 2 **Franz-Hermann Schlüter**  
Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung –  
Flugzeugabsturz. 1987
- Heft 3 **Marlies Schieferstein**  
Der Zugflansch von Stahlbetonplattenbalken unter Längsschub  
und Querbiegung bei kritischer Druckbeanspruchung von Beton. 1988
- Heft 4 **Thomas Bier**  
Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton. 1988
- Heft 5 **Wolfgang Brameshuber**  
Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton. 1988
- Heft 6 **Bericht DFG-Forschungsschwerpunkt**  
Durability of Non-Metallic Inorganic Building Materials. 1988
- Heft 7 **Manfred Feyerabend**  
Der harte Querstoß auf Stützen aus Stahl und Stahlbeton. 1988
- Heft 8 **Klaus F. Schönlin**  
Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton. 1989
- Heft 9 **Lothar Stempniewski**  
Flüssigkeitsgefüllte Stahlbetonbehälter unter Erdbebeneinwirkung. 1990
- Heft 10 **Jörg Weidner**  
Vergleich von Stoffgesetzen granularer Schüttgüter  
zur Silodruckermittlung. 1990
- Heft 11 **Pingli Yi**  
Explosionseinwirkungen auf Stahlbetonplatten. 1991

Schriftenreihe des  
Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

---

- Heft 12      **Rainer Kunterding**  
Beanspruchung der Oberfläche von Stahlbetonsilos  
durch Schüttgüter. 1991
- Heft 13      **Peter Haardt**  
Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen  
auf Beton. 1991
- Heft 14      **Günter Rombach**  
Schüttguteinwirkungen auf Silozellen – Exzentrische Entleerung. 1991
- Heft 15      **Harald Garrecht**  
Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen  
mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung  
auf Mauerwerk. 1992
- Heft 16      **Violandi Vratsanou**  
Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben  
unter Erdbebenbeanspruchung – Hilfsmittel zur Bestimmung  
der  $q$ -Faktoren. 1992
- Heft 17      **Carlos Rebelo**  
Stochastische Modellierung menschengenerierter Schwingungen. 1992
- Heft 18      **Seminar 29./30. März 1993**  
Erdbebenauslegung von Massivbauten unter Berücksichtigung  
des Eurocode 8. 1993
- Heft 19      **Hubert Bachmann**  
Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton  
bei schneller Zugbeanspruchung. 1993
- Heft 20      **DBV/AiF-Forschungsbericht H. Emrich**  
Zum Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter  
Querkraft- und Längszugbeanspruchung. 1993
- Heft 21      **Robert Stolze**  
Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit von den  
Bruchlinien abweichender Bewehrungsrichtung –  
Bruchlinien-Rotationskapazität. 1993
- Heft 22      **Jie Huang**  
Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter  
Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. 1994

# Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

---

- Heft 23      **Rolf Wörner**  
Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton. 1994
- Heft 24      **Ioannis Retzepis**  
Schiefe Betonplatten im gerissenen Zustand. 1995
- Heft 25      **Frank Dahlhaus**  
Stochastische Untersuchungen von Silobeanspruchungen. 1995
- Heft 26      **Cornelius Ruckenbrod**  
Statische und dynamische Phänomene bei der  
Entleerung von Silozellen. 1995
- Heft 27      **Shishan Zheng**  
Beton bei variierender Dehngeschwindigkeit, untersucht mit  
einer neuen modifizierten Split-Hopkinson-Bar-Technik. 1996
- Heft 28      **Yong-zhi Lin**  
Tragverhalten von Stahlfaserbeton. 1996
- Heft 29      **DFG**  
Korrosion nichtmetallischer anorganischer Werkstoffe im Bauwesen. 1996
- Heft 30      **Jürgen Ockert**  
Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton. 1997
- Heft 31      **Andreas Braun**  
Schüttgutbeanspruchungen von Silozellen unter  
Erdbebeneinwirkung. 1997
- Heft 32      **Martin Günter**  
Beanspruchung und Beanspruchbarkeit des Verbundes  
zwischen Polymerbeschichtungen und Beton. 1997
- Heft 33      **Gerhard Lohrmann**  
Faserbeton unter hoher Dehngeschwindigkeit. 1998
- Heft 34      **Klaus Idda**  
Verbundverhalten von Betonrippenstäben bei Querkzug. 1999
- Heft 35      **Stephan Kranz**  
Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten,  
oberflächennahen Zonen von Betonstrukturen. 1999

# Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

---

- Heft 36      **Gunther Herold**  
Korrosion zementgebundener Werkstoffe in  
mineralsauren Wässern. 1999
- Heft 37      **Mostafa Mehrafza**  
Entleerungsdrücke in Massefluss-Silos – Einflüsse der Geometrie  
und Randbedingungen. 2000
- Heft 38      **Tarek Nasr**  
Druckentlastung bei Staubexplosionen in Siloanlagen. 2000
- Heft 39      **Jan Akkermann**  
Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken. 2000
- Heft 40      **Viktor Mechtcherine**  
Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen  
zur Rißausbreitung in Beton. 2001
- Heft 41      **Ulrich Häußler-Combe**  
Elementfreie Galerkin-Verfahren – Grundlagen und Einsatzmöglichkeiten  
zur Berechnung von Stahlbetontragwerken. 2001
- Heft 42      **Björn Schmidt-Hurtienne**  
Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluß  
des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung. 2001
- Heft 43      **Nazir Abdou**  
Ein stochastisches nichtlineares Berechnungsverfahren für Stahlbeton  
mit finiten Elementen. 2002
- Heft 44      **Andreas Plokitzka**  
Ein Verfahren zur numerischen Simulation von Betonstrukturen  
beim Abbruch durch Sprengen. 2002
- Heft 45      **Timon Rabczuk**  
Numerische Untersuchungen zum Fragmentierungsverhalten von  
Beton mit Hilfe der SPH-Methode. 2002
- Heft 46      **Norbert J. Krutzik**  
Zu Anwendungsgrenzen von FE-Modellen bei der Simulation von  
Erschütterungen in Kernkraftbauwerken bei Stoßbelastungen. 2002
- Heft 47      **Thorsten Timm**  
Beschluß von flüssigkeitsgefüllten Stahlbehältern. 2002

# Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

---

- Heft 48      **Slobodan Kasic**  
Tragverhalten von Segmentbauteilen mit interner und externer  
Vorspannung ohne Verbund. 2002
- Heft 49      **Christoph Kessler-Kramer**  
Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung. 2002
- Heft 50      **Nico Herrmann**  
Experimentelle Verifizierung von Prognosen zur Sprengtechnik. 2002
- Heft 51      **Michael Baur**  
Elastomerlager und nichtlineare Standorteffekte  
bei Erdbebeneinwirkung. 2003
- Heft 52      **Seminar 02. Juli 2004**  
DIN 1045-1; Aus der Praxis für die Praxis. 2004
- Heft 53      **Abdelkhalek Saber Omar Mohamed**  
Behaviour of Retrofitted Masonry Shear Walls Subjected  
to Cyclic Loading. 2004
- Heft 54      **Werner Hörenbaum**  
Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit  
von Sandsteinsichtmauenwerk. 2005
- Heft 55      **Seminar Februar 2006**  
DIN 4149 – Aus der Praxis für die Praxis. 2006
- Heft 56      **Sam Foos**  
Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten  
Beanspruchungen. 2006
- Heft 57      **Ramzi Maliha**  
Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton. 2006
- Heft 58      **Andreas Fäcke**  
Numerische Simulation des Schädigungsverhaltens von  
Brückenpfeilern aus Stahlbeton unter Erdbelastungen. 2006
- Heft 59      **Juliane Möller**  
Rotationsverhalten von verbundlos vorgespannten  
Segmenttragwerken. 2006

# Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

---

- Heft 60      **Martin Larcher**  
Numerische Simulation des Betonverhaltens unter Stoßwellen mit Hilfe des Elementfreien Galerkin-Verfahrens. 2007
- Heft 61      **Christoph Niklasch**  
Numerische Untersuchungen zum Leckageverhalten von gerissenen Stahlbetonwänden. 2007
- Heft 62      **Halim Khbeis**  
Experimentelle und numerische Untersuchungen von Topflagern. 2007
- Heft 63      **Sascha Schnepf**  
Vereinfachte numerische Simulation des Tragverhaltens ebener mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen unter zyklischer Belastung. 2007
- Heft 64      **Christian Wallner**  
Erdbebengerechtes Verstärken von Mauerwerk durch Faserverbundwerkstoffe – experimentelle und numerische Untersuchungen. 2008
- Heft 65      **Niklas Puttendörfer**  
Ein Beitrag zum Gleitverhalten und zur Sattelausbildung externer Spannglieder. 2008

»»»»»»»»»»      **Bezug der Hefte 1 – 65 und 67**  
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie  
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)  
Gotthard-Franz-Str. 3, 76131 Karlsruhe  
[www.betoninstitut.de](http://www.betoninstitut.de)

**Bezug ab Heft 66**  
KIT Scientific Publishing  
Straße am Forum 2, 76131 Karlsruhe  
[www.ksp.kit.edu](http://www.ksp.kit.edu)

»»»»»»»»»»      **Fortführung der Reihe ab Heft 66 unter neuem Namen**  
KARLSRUHER REIHE  
Massivbau  
Baustofftechnologie  
Materialprüfung

erschienen bei KIT Scientific Publishing (ISSN 1869-912X)

KARLSRUHER REIHE

# Massivbau – Baustofftechnologie – Materialprüfung

---

Herausgeber Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn  
Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie  
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)  
KIT Scientific Publishing  
ISSN 1869-912X

Heft 66

**Michael Haist**

Zur Rheologie und den physikalischen Wechselwirkungen  
bei Zementsuspensionen. 2009  
ISBN 978-3-86644-475-1

Heft 67

**Stephan Steiner**

Beton unter Kontaktdetonation – neue experimentelle Methoden. 2009  
(noch erschienen in der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau  
und Baustofftechnologie, ISSN 0933-0461)

Heft 68

**Christian Münich**

Hybride Multidirektionaltextilien zur Erdbebenverstärkung  
von Mauerwerk – Experimente und numerische Untersuchungen  
mittels eines erweiterten Makromodells. 2011  
ISBN 978-3-86644-734-9

Heft 69

**Viktória Malárics**

Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch  
an zylindrischen Betonproben. 2011  
ISBN 978-3-86644-735-6

Heft 70

**Daniela Ruch**

Bestimmung der Last-Zeit-Funktion beim Aufprall  
flüssigkeitsgefüllter Stoßkörper. 2011  
ISBN 978-3-86644-736-3

Heft 71

**Marc Beitzel**

Frischbetondruck unter Berücksichtigung der  
rheologischen Eigenschaften. 2012  
ISBN 978-3-86644-783-7

- Heft 72      **Michael Stegemann**  
Großversuche zum Leckageverhalten von gerissenen  
Stahlbetonwänden. 2012  
ISBN 978-3-86644-860-5
- Heft 73      **Isabel Anders**  
Stoffgesetz zur Beschreibung des Kriech- und Relaxationsverhaltens  
junger normal- und hochfester Betone. 2013  
ISBN 978-3-7315-0043-8
- Heft 74      **Jennifer C. Scheydt**  
Mechanismen der Korrosion bei ultrahochfestem Beton. 2013  
ISBN 978-3-7315-0113-8
- Heft 75      **Michael Auer**  
Ein Verbundmodell für Stahlbeton unter Berücksichtigung  
der Betonschädigung. 2015  
ISBN 978-3-7315-0316-3
- Heft 76      **Christian Moritz Urban**  
Experimentelle Untersuchungen und Bemessungsansätze für  
faserverstärktes Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchungen. 2015  
ISBN 978-3-7315-0372-9
- Heft 77      **Tobias Bacht**  
Horizontaltragfähigkeit von Wänden aus Leichtbeton-Schalungssteinen –  
Experimente und numerische Modellierung. 2015  
ISBN 978-3-7315-0413-9
- Heft 78      **Björn Haag**  
Schadensidentifikation mit modalen Parametern:  
Anwendung auf extern vorgespannte Hohlkastenbrücken. 2016  
ISBN 978-3-7315-0458-0
- Heft 79      **Engin Kotan**  
Ein Prognosemodell für die Verwitterung von Sandstein. 2017  
ISBN 978-3-7315-0520-4
- Heft 80      **Vladislav Kvitsel**  
Zur Vorhersage des Schwindens und Kriechens von normal- und  
hochfestem Konstruktionsleichtbeton mit Blähtongesteinskörnung. 2017  
ISBN 978-3-7315-0521-1

KARLSRUHER REIHE

# Massivbau – Baustofftechnologie – Materialprüfung

---

- Heft 81      **Michael Vogel**  
Schädigungsmodell für die Hydroabrasionsbeanspruchung  
zur probabilistischen Lebensdauerprognose von Betonoberflächen  
im Wasserbau. 2017  
ISBN 978-3-7315-0522-8
- Heft 82      **Georgios Maltidis**  
Seismic soil structure interaction of navigation locks. 2017  
ISBN 978-3-7315-0718-5
- Heft 83      **Steffen Siegel**  
Zustandsbestimmung von externen Spanngliedern  
und Schrägseilen mit Frequenzanalysen. 2018  
ISBN 978-3-7315-0772-7
- Heft 84      **Fernando Acosta Urrea**  
Influence of elevated temperatures up to 100 °C on the  
mechanical properties of concrete. 2018  
ISBN 978-3-7315-0795-6
- Heft 85      **Stephan Müller**  
Ein Beitrag zum Energiedissipationsvermögen von Betonschrauben. 2019  
ISBN 978-3-7315-0943-1

Die Grundlage der Bemessung von nichttragenden Bauteilen im Erdbebenlastfall ist das Ersatzkraftverfahren, innerhalb dessen die Befestigungsmittel als elastisch anzunehmen sind. Die Widerstände der Befestigungsmittel werden experimentell an voremüdeten Proben ermittelt, wobei die Energiedissipation unberücksichtigt bleibt. Dennoch darf sie in der Bemessung pauschal in Abhängigkeit vom Anbauteil, aber unabhängig vom Befestigungsmittel über einen tabellierten Verhaltensbeiwert angesetzt werden. Ein Berechnungsansatz ist nicht vorhanden.

In dieser Arbeit wird einerseits das zyklische Trag- und Dämpfungsverhalten von Befestigungsmitteln, speziell von herkömmlichen Betonschrauben untersucht und andererseits ein duktiler Schraubanker entwickelt. Dieser soll durch seine geometrische Gestaltung und durch einen geeigneten Werkstoff die einwirkende Energie gezielt dissipieren. Zudem wird ein Ansatz vorgestellt, wie die Energiedissipation von Befestigungsmitteln über einen Verhaltensbeiwert quantifiziert werden kann. Zusammenfassend stellt sich heraus, dass das Trag- und Dämpfungsverhalten von Befestigungsmitteln maßgeblich durch den Seileffekt und durch geometrische Nichtlinearität beeinflusst wird. Letztere führt dazu, dass bei der Quantifizierung der Energiedissipation über das hysteretische Dämpfungsmaß sowohl herkömmliche Betonschrauben als auch der duktile Schraubanker nur geringe Dämpfungswerte erreichen. Das Ausmaß der vorhandenen Energiedissipation wird aber erst mit der Überführung der hysteretischen in die äquivalente Dämpfung ersichtlich. Über den Ansatz zur Quantifizierung der Energiedissipation zeigt sich, dass der duktile Schraubanker größere Verhaltensbeiwerte entwickeln kann als die festgelegten Werte nach aktueller Norm.

ISSN 1869-912X

ISBN 978-3-7315-0943-1

