



**Universität für Bodenkultur Wien  
University of Natural Resources  
and Applied Life Sciences, Vienna**

Department für Bautechnik und  
Naturgefahren  
Department of Structural Engineering  
and Natural Hazards

Michael Dellantonio

# **Tragverhalten von Befestigungen in niederfestem Beton**

Diplomarbeit

1. Betreuer: o.Univ.Prof. Dipl.Ing. DDr. Konrad BERGMEISTER, MSc.
2. Betreuer: Dipl.Ing Ronald MIHALA

Institut für Konstruktiven Ingenieurbau

-2010-

## Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre,

dass ich diese Arbeit eigenständig verfasst habe und mich keiner Quellen als den angegebenen bedient habe,

dass ich diese Arbeit weder im In- noch Ausland (einem Beurteiler/ einer Beurteilerin zur Begutachtung) in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe,

dass diese Arbeit mit der vom Begutachter beurteilten Arbeit übereinstimmt.

\_\_\_\_\_  
Datum

\_\_\_\_\_  
Unterschrift

## Vorwort

Die Umsetzung dieser Arbeit war nur durch die Hilfe der folgenden Personen möglich, denen ich an dieser Stelle danken möchte:

Dipl.-Ing. Ronald Mihala, der mir mit Rat und Tat als Betreuer und in freundschaftlicher Weise zur Seite stand und mich auch unabhängig von der Diplomarbeit bei meinem Studium und meiner Tätigkeit am Institut immer unterstützt hat.

Prof. DDr. Dipl.-Ing. Konrad Bergmeister Msc. für die Möglichkeit, diese Arbeit am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau umzusetzen, sowie für die wissenschaftliche Begleitung der Arbeit.

Der Fa. HILTI, insbesondere Dipl.-Ing. Michael Rößle als externen Partner, für die finanzielle und materielle Unterstützung sowie die sachdienlichen Hinweise.

Ao.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn Elmar Tschegg für die kostenlose Durchführung der Keilspaltversuche an der TU-Wien.

Meinem Studienkollegen Dipl.-Ing. Theodor Guggenberger, mit dem ich die großen Hürden des Studiums gemeistert habe und der mir auch bei der Diplomarbeit mit konstruktiver Kritik zur Seite stand.

Den (ehemaligen) Kollegen am Institut, für die Unterstützung im Studium und bei Projekten, den anregenden Diskussionen und den freundschaftlichen Feiern, wobei ich hier namentlich erwähnen möchte: Dr. Anton Rieder, Dr. Simon Hoffmann, Dr. Roman Wendner, Dr. Alfred Strauss, Dipl.-Ing. Panagiotis Spyridis sowie Duro Petricevic und Evelin Kamper.

Schließlich möchte ich mich noch recht herzlich bei meinen Eltern für ihre unentbehrliche Unterstützung während des Studiums bedanken. Außerdem bedanke ich mich bei meiner Freundin Barbara dafür, dass sie mir während dem Verfassen der Arbeit zur Seite stand und für das gewissenhafte Korrekturlesen der Arbeit.

## **Abstract**

The increasing significance of anchorages in concrete requires also applications that are not regulated by current standards. This diploma thesis discusses the load bearing performance of fastenings under tension load in cracked, low strength concrete C12/15. Furthermore, it is attempted to describe the fracture behavior through existing models.

Based on laboratory tests, it can be shown, that modeling of the fracture by means of the Concrete Capacity – Design method can be admissible for form-fit-fastenings, if a full concrete-cone development over the whole embedment depth is given. Due to the specific characteristics of low strength concrete, force-fit-systems react differently with respect to concrete of higher strength. Hence, their fracture behavior can be only partially described by using existing models.

## **Kurzzusammenfassung**

Die zunehmende Bedeutung von Befestigungen im Beton erfordert immer wieder auch Anwendungen, welche nach derzeit gültiger Norm nicht reglementiert sind. Diese Arbeit beschäftigt sich mit dem Tragverhalten von Verankerungen in gerissenem, niederfestem Beton C12/15 unter zentrischer Zugbelastung.

Anhand von Laborversuchen kann gezeigt werden, dass eine Modellabbildung nach dem Concrete Capacity-Design für formschlüssige Verankerungen zulässig sein kann, wenn gewährleistet ist, dass ein vollständiger Betonausbruch in der Höhe der effektiven Verankerungstiefe gegeben ist. Zugelassene kraftschlüssige Systeme hingegen, welche nach ETAG001 für Beton der Klasse C20/25 und höher optimiert wurden, reagieren in jungem, niederfesten Beton aufgrund dessen spezifischen Eigenschaften anders, wodurch das Ausbruchverhalten nur bedingt mit dem oben genannten Modell beschreibbar ist.

---

# Inhaltsverzeichnis

<b>1. Verankerungsgrund Beton</b> .....	<b>1</b>
1.1. Einleitung - Historische Entwicklung .....	1
1.2. Zusammensetzung und Herstellung von Beton .....	2
1.2.1. Zement.....	2
1.2.2. Zuschlag .....	3
1.2.3. Wasser .....	3
1.3. Einteilung des Betons in Festigkeitsklassen .....	3
1.3.1. Betonkategorien .....	3
1.3.2. Festigkeitsklassen .....	4
1.4. Eigenschaften von Beton.....	5
1.4.1. Festigkeitseigenschaften .....	5
1.4.2. Verformungsverhalten von Beton .....	11
1.5. Anwendung und Verbreitung niederfester Betone .....	12
1.5.1. Expositionsklassen .....	12
1.5.2. Anteil niederfester Betone an der Gesamt-Betonproduktion.....	12
1.6. Zusammenfassung.....	15
<b>2. Befestigungstechnik</b> .....	<b>16</b>
2.1. Einleitung - Historische Entwicklung .....	16
2.2. Anwendungsbereiche.....	16
2.3. Funktionsprinzipien und Übersicht Befestigungssysteme .....	17
2.3.1. Funktionsprinzipien .....	17
2.3.2. Übersicht über Systeme zur nachträglichen Befestigung.....	18
2.4. Bemessung von Verankerungen im Beton .....	22
2.4.1. Versagensarten.....	22
2.4.2. Abschätzung der Betonausbruchlast mit dem CC-Verfahren.....	26
2.5. Normung und Richtlinien .....	30
2.6. Bauen im Bestand – Auswirkung auf die Befestigungstechnik .....	32
2.7. Zusammenfassung.....	34
<b>3. Statistische Methodik</b> .....	<b>35</b>
3.1. Einleitung.....	35

3.2. Statistische Verteilungen und deren Parameter .....	35
3.3. Statistische Testverfahren.....	39
3.4. Zusammenfassung.....	42
<b>4. Laborversuche – Aufbau und Durchführung .....</b>	<b>43</b>
4.1. Versuchsprogramm .....	43
4.2. Übersicht über die Prüfmaterialien.....	45
4.2.1. Anker und Betonschrauben .....	45
4.2.2. Versuchskörper.....	46
4.3. Prüffeld.....	53
4.3.1. Prüfmaschine.....	53
4.3.2. Einrichtung und Instrumentierung .....	54
4.4. Versuchsdurchführung.....	55
4.4.1. Vorgaben und Randbedingungen .....	55
4.4.2. Versuchsablauf .....	56
4.5. Zusammenfassung.....	58
<b>5. Versuchsergebnisse und Interpretation.....</b>	<b>59</b>
5.1. Einführung .....	59
5.2. Übersicht über die Versuchsergebnisse.....	59
5.3. Vergleich der Ergebnisse mit den Bemessungswerten .....	61
5.3.1. Vergleich der unterschiedlichen Wirkungsprinzipien .....	63
5.3.2. Einfluss der effektiven Verankerungstiefe .....	67
5.3.3. Maßstabseinfluss.....	69
5.4. Zusammenfassung.....	71
<b>6. Zusammenfassung und Ausblick .....</b>	<b>72</b>
<b>7. Verzeichnisse .....</b>	<b>74</b>
7.1. Literaturverzeichnis.....	74
7.2. Abbildungsverzeichnis.....	77
7.3. Tabellenverzeichnis.....	80
<b>8. Anhang .....</b>	<b>82</b>

# 1. Verankerungsgrund Beton

## 1.1. Einleitung - Historische Entwicklung

Die Entwicklung von Beton als Werkstoff geht auf die Römer zurück. Schon im 3. Jahrhundert v. Chr. stellten sie einen Werkstoff aus einem Gemisch aus Sand, Bruchstein, Puzzolan- und Ziegelmehl sowie gebranntem Kalk her, welches sie als „Opus Caementitium“ bezeichneten. Damit konnten bereits Bauwerke größerer Dimensionen und Spannweiten wie Brücken, Kuppeln oder Hafenanlagen gebaut werden. Der Begriff „Caementium“ wurde später für die feinen Zusatzstoffe Puzzolan und Ziegelmehl verwendet.

Im 18. Jahrhundert entdeckte man schließlich, dass Kalkbindemittel, bestehend aus gebranntem und mit Tonmineralien verunreinigtem Kalk, von sich aus und ohne „Zusatzmittel“ teilweise hydraulisch erhärten [1]. Damit wurde der Grundstein für eine rasche technologische Entwicklung des Werkstoffs Zement und damit des Baustoffs Beton gelegt.

Mitte des 19. Jahrhunderts erkannte man die Vorteile einer Kombination der Werkstoffe Beton und Stahl, also des bewehrten Betons. Zum einen konnte dadurch die Zug- und Biegezugfestigkeit von Betonbauteilen stark erhöht werden, zum anderen zeigte sich, dass der Zementstein wie ein Korrosionsschutz für die Bewehrungsseisen wirkt. Parallel dazu wurden Betone mit unterschiedlichsten Eigenschaften entwickelt, um sie an die immer vielfältiger werdenden Anforderungen im Bauwesen bestmöglich anzupassen.

Heute liegen die Schwerpunkte der Forschung und Entwicklung im Betonbau überwiegend im Bereich der Herstellungs- und Verarbeitungstechnik. Parallel dazu wird versucht, hochdichte und hochfeste Betone sowie Betone mit einer großen Widerstandsfähigkeit gegen äußere Angriffe herzustellen [1].

Im Stahlbetonbau steigt mit zunehmendem Maße die Bedeutung der Vorspanntechnologie: Vorgespannte externe oder interne Stahlglieder erzeugen auf den Beton Druckkräfte, welche bei Überlagerung mit äußeren Einwirkungen (z.B. Eigengewicht) die

Zugkräfte im Beton minimieren. Dies ist insbesondere für Brückenbauwerke interessant, da dadurch sehr große Spannweiten realisiert werden können.



Abb. 1 Donaubrücke bei Traismauer, Österreich. Spannbetonbauweise

## 1.2. Zusammensetzung und Herstellung von Beton

Beton ist ein Konglomerat aus Körnern mit unterschiedlicher Größe und einem erhärteten Bindemittel. Dabei können weitere Zusatzstoffe enthalten sein, welche die Baustoff-Eigenschaften verbessern oder die Herstellung bzw. Verarbeitung erleichtern sollen [2]. Als Zuschlag können sowohl Kies-Sand-Gemische natürlicher Gesteine, industriell hergestellte Stoffe oder aufbereitete mineralische Abbruchmassen verwendet werden. Als Bindemittel dient normalerweise Zement.

### 1.2.1. Zement

Zement kann unterschiedlich zusammengesetzt sein, man unterscheidet Haupt- und Nebenbestandteile. Die Hauptbestandteile dienen der Festigkeitsbildung, die Nebenbestandteile sollen die physikalischen Eigenschaften –insbesondere die Verarbeitbarkeit– verbessern [2]. In Europa werden fünf Hauptarten und insgesamt 27 Zementarten unterschiedlicher Zusammensetzung unterschieden. Des Weiteren erfolgt eine Einteilung des Zements (unabhängig von den Bestandteilen) in 6 verschiedene Festigkeitsklassen.

### **1.2.2. Zuschlag**

70% des Betonvolumens bildet der Zuschlag und ist somit mengenmäßig der wichtigste Bestandteil des Betons. Er kann entweder natürlich in geeigneter Form vorliegen oder mechanisch aus bestimmten natürlichen oder Abfallprodukten durch Zerkleinern, Sieben usw. aufbereitet werden. Als geeignet gelten Stoffe mit ausreichender Kornfestigkeit, Oberflächenbeschaffenheit und Beständigkeit. Zu beachten ist die Abstufung der Korngrößen, damit die Zwischenräume, welche mit dem Bindemittel aufgefüllt werden, möglichst gering bleiben.

### **1.2.3. Wasser**

Zur Herstellung von Beton wird zusätzlich (reines) Wasser benötigt. Beim Vermischen des Zements mit Wasser entsteht Zementleim, wobei der Zement sofort mit dem Wasser reagiert (Hydratation). Dabei erstarrt und erhärtet der Zementleim kontinuierlich, bis er schließlich den Zementstein bildet. Für die Qualität und Festigkeitseigenschaften des Betons spielt der Wasser/Zement-Wert, kurz w/z-Wert, eine bedeutende Rolle. Bezogen auf den Zement werden zur Hydratation etwa 25 Massenprozent an Wasser benötigt, weitere 15 M.-% werden als Zwischenschichtwasser in die Zementmatrix eingelagert. W/Z-Werte über 0,4 verringern die Festigkeit des Betons, da das Wasser verdunstet und Kapillarporen hinterlässt, werden aber toleriert, um die Herstellung und Verarbeitung zu erleichtern. Verallgemeinert wird oft auch der Wasser/Bindemittel-Wert (W/B-Wert) angegeben, wobei unter dem Begriff Bindemittel sowohl Zement als auch anrechenbare Zusatzstoffe zusammengefasst werden. Üblicherweise liegt der W/B-Wert zwischen 0,5 und 0,7, abhängig von der Expositionsklasse (vgl. Kapitel 1.5.1) wird eine Obergrenze angegeben, welche nicht überschritten werden darf.

## **1.3. Einteilung des Betons in Festigkeitsklassen**

### **1.3.1. Betonkategorien**

Die Einteilung in Betonkategorien nach DIN-EN [3] erfolgt mit dem Zweck, geforderte Betoneigenschaften zielsicher zu erreichen [2]. Der Umfang der dafür erforderlichen Maßnahmen (Wahl der Ausgangsstoffe, Betonrezeptur, Herstellung) wird durch die Kategorie bestimmt, welcher der Beton zugeordnet ist. Die Zuordnung des Betons zu einer der Kategorien bestimmt dann den Verwendungszweck bzw. schränkt diesen ein.

Tab. 1 Betonkategorien nach [3] und [2]

Betoneigenschaft	Kategorie 1	Kategorie 2
Festigkeitsklasse	≤ C16/20	Alle Festigkeitsklassen
Betonzusammensetzung	Normalbeton, Zusammensetzung für Standardbeton unter einschränkenden Bedingungen vorgeschrieben	Alle Betonzusammensetzungen (Beton nach Eigenschaften und nach Zusammensetzung)

### 1.3.2. Festigkeitsklassen

Zur Klassifizierung der Druckfestigkeit des Betons wird zunächst unterschieden zwischen Normal- und Schwerbeton sowie Leichtbeton. Die Zuordnung zu einer Festigkeitsklasse erfolgt dann nach der charakteristischen Festigkeit, also jenem Festigkeitswert, den erwartungsgemäß 5% der Grundgesamtheit aller möglichen Festigkeitsmessungen der Menge des betrachteten Betons unterschreiten [4]. Die Festigkeit wird entweder an Zylindern mit einem Durchmesser  $d=150\text{mm}$  und einer Höhe  $h=300\text{mm}$  ( $f_{ck,cyl}$  oder  $f_c$ ) oder an Würfeln mit einer Kantenlänge  $a=150\text{mm}$  ( $f_{ck,cube}$  oder  $f_{c,cube}$ ) nach einem Alter von 28 Tagen bestimmt. Eine Umrechnung kann allenfalls über den Zusammenhang

$$\frac{f_{ck,cyl}}{f_{ck,cube}} = 0,90$$

durchgeführt werden.

Die Zuordnung zu einer Klasse nach Tab. 2 kann dann entweder über  $f_{ck,cyl}$  oder  $f_{ck,cube}$  erfolgen. Beton der Klasse C60/75 und höher werden als hochfeste Betone bezeichnet. Obwohl die Bezeichnung „niedriger Beton“ in der Literatur nicht eindeutig definiert ist, soll der Begriff in dieser Arbeit als Bezeichnung für Beton mit einer Festigkeit  $f_{ck}$  kleiner C20/25 verwendet werden. Dies zum einen, weil die *Leitlinie für europäische technische Zulassung für Metalldübel in Beton* [5; 6] mit Ausnahme des Teils 6 für Beton der Klassen C20/25 bis C50/60 gültig ist (vgl. Kapitel 2.5), zum anderen, weil sich diese Unterscheidung nach DIN-EN [3] mit Kategorie 1 deckt, welche unter einschränkenden Bedingungen geringere Anforderungen an den Nachweis der Betonqualität von Seiten des Herstellers stellt.

Tab. 2 Beton – Festigkeitsklassen nach [3]

Festigkeitsklasse	$f_{ck,cyl}=f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ck,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
C8/10	8	10	nieder- fest
C12/15	12	15	
C16/20	16	20	
C20/25	20	25	
C25/30	25	30	
C30/37	30	37	
C35/45	35	45	
C40/50	40	50	
C45/55	45	55	
C50/60	50	60	
C55/67	55	67	
C60/75	60	75	
C70/85	70	85	
C80/95	80	95	
C90/105	90	105	
C100/115	100	115	

## 1.4. Eigenschaften von Beton

In diesem Abschnitt sollen hauptsächlich jene Eigenschaften des Betons behandelt werden, die in weiterer Folge für diese Arbeit von besonderem Interesse sind. Insbesondere ist für die Bemessung in der Befestigungstechnik der Zusammenhang zwischen Zug- und Druckfestigkeit sowie die Bruchenergie von Bedeutung.

### 1.4.1. Festigkeitseigenschaften

*„Unter Festigkeit versteht man die auf die Fläche bezogene Widerstandskraft, die feste Stoffe einer Grenzverformung oder dem Bruch durch Materialtrennung oder Gleiten entlang von Gleitflächen entgegensetzen“ [2].*

Die für die meisten Anwendungen wichtigste Festigkeitseigenschaft des Betons ist die Druckfestigkeit, weshalb diese auch zur Klassifizierung herangezogen wird. Mit steigender Druckfestigkeit ändern sich tendenziell auch alle anderen Eigenschaften, insbesondere die

weiteren Festigkeitswerte wie beispielsweise die Zugfestigkeit und Formänderungen bei sonst gleichen Voraussetzungen [2].

### Druckfestigkeit

Druckfestigkeit bezeichnet die vom Beton maximal aufnehmbare Druckbeanspruchung. Durch die Zusammensetzung des Betons aus Zuschlag und Zementstein ergeben sich unterschiedliche Verformungs- und Festigkeitseigenschaften, was bei Belastung zu einer ungleichmäßigen Spannungsverteilung und zu örtlichen Spannungskonzentrationen führt, welche schließlich örtlich Risse hervorrufen können. Durch die im Vergleich zur Zementmatrix größere Festigkeit und dem größeren Elastizitätsmodul der Zuschlagskörner bei Betonen niedriger Festigkeit werden die äußeren Druckkräfte zunächst vom Gerüst des Zuschlags aufgenommen. Dadurch entsteht ein räumlicher Spannungszustand. Bei ausreichender Größe der zugehörigen Schub- und Zugspannungen wird die Haftung zwischen Zementstein und Zuschlagkorn überwunden und es kommt zum Bruch. Mit zunehmender Betonfestigkeit können größere Schub- und Zugspannungen durch den Verbund aufgenommen werden, sodass für die Betonfestigkeit von hochfestem Beton die Zugfestigkeit der Zuschlagskörner maßgebend wird. Ein Bruch erfolgt in diesem Fall durch die Körner des Zuschlags [2].

Die Ermittlung der Kurzzeitfestigkeit erfolgt wie in Kapitel 1.3.2 beschrieben. Hierbei sind Einflüsse wie die Form der Prüfkörper, die Lagerung, das Material der Schalungskörper sowie die Belastungsgeschwindigkeit zu beachten.

Die Festigkeit des Betons ändert sich mit dem Alter, wobei sich der Hauptanteil der Verfestigung bis zum 28. Tag nach Herstellung einstellt. Eine weitere Zunahme der Festigkeit wird als Nachhärtung bezeichnet. Entscheidend für die Nachhärtung des Betons ist die Festigkeitsklasse des Zements: Mit steigender Festigkeitsklasse nimmt zwar die Frühfestigkeit zu, allerdings wird der Festigkeitszuwachs infolge Nachhärtung geringer. Zur rechnerischen Abschätzung der zeitlichen Entwicklung der Betonfestigkeit dient folgende analytische Funktion aus dem CEB-FIP Model Code MC 90 [7]:

$$f_{cm}(t) = f_c(t) \cdot f_{cm} \quad [\text{N/mm}^2]$$

mit

$$f_c(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[ 1 - \left( \frac{28}{t/t_1} \right)^{0,5} \right] \right\}$$

und

$f_{cm}(t)$	mittlere Zylinderdruckfestigkeit nach t Tagen [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cm}$	mittlere Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen [N/mm <sup>2</sup> ]
$t_1$	Bezugsalter = 1Tag
s	von der Zementart abhängiger Beiwert nach Tab. 3

**Tab. 3 Beiwert s zur rechnerischen Ermittlung der Betondruckfestigkeit**

Festigkeitsklasse des Zements	32,5N	32,5R 42,5N 52,5N	42,5R 52,5R
Beiwert s	0,38	0,25	0,20

Es ist zu beachten, dass der Verlauf der Entwicklung der Druckfestigkeit auch von der Zementart sowie dem Wasser/Zement-Wert abhängig ist, was in oben angeführter Formulierung zur Abschätzung der Druckfestigkeit nicht berücksichtigt wird.

### Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit ist jene Festigkeit, die der Beton unter Zugbeanspruchung bis zum Bruch aufnehmen kann. Allgemein liegt die Zugfestigkeit bei etwa einem Zehntel der Druckfestigkeit, sie steht aber in Bauteilen aufgrund von Spannungen aus Temperatureinflüssen und Schwinden nicht immer zur Aufnahme von äußeren Lasten zur Verfügung.

Im Stahlbetonbau wird diese Zugkraft meist nicht in die Bemessung aufgenommen, allerdings wird eine Mindestzugfestigkeit vorausgesetzt, welche vor allem die Funktionsfähigkeit von Übergreifungsstößen der Bewehrung und die Aufnahme von Schubspannungen bei Querkraftbelastung gewährleistet.

Im Gegensatz zur Druckfestigkeit ist es versuchstechnisch aufwändig, die Zugfestigkeit zu ermitteln, daher wird sie oft als Funktion der Druckfestigkeit rechnerisch bestimmt, worauf in weiterer Folge noch näher eingegangen werden soll. Für die versuchstechnische Ermittlung kommen drei unterschiedliche Verfahren zur Anwendung:

- Biegezugfestigkeit. Zugfestigkeit eines auf Biegung beanspruchten Prüfkörpers.
- Spaltzugfestigkeit. Zugfestigkeit eines auf Spalten beanspruchten Prüfkörpers.
- Zentrische Zugfestigkeit. Zugfestigkeit eines auf axialen Zug beanspruchten Prüfkörpers.

Dabei ist zu beachten, dass die zentrische Zugfestigkeit der „wahren“ Zugfestigkeit am nächsten kommt, während die Spaltzugfestigkeit ungefähr den 1,2fachen und die Biegezugfestigkeit den zweifachen Wert der zentrischen Zugfestigkeit liefert.

Heilmann [8] stellt anhand umfangreicher Untersuchungen folgenden rechnerischen Zusammenhang zwischen der Zug- und der Druckfestigkeit her:

$$f_{ctm} = c \cdot f_c^{2/3}$$

Für  $c$  gibt er in Abhängigkeit der Art der Zugfestigkeit Werte zwischen 0,17 und 0,55. Sind keine größeren Anforderungen an die Genauigkeit zu stellen, kann nach ÖNORM EN 1992-1-1 [9] die Betonzugfestigkeit bis zur Betonklasse C50/60 nach

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_c^{2/3}$$

bestimmt werden.

Da dieser Ansatz die Zugfestigkeit von hochfestem Beton überschätzt, leitet Remmel [10] einen neuen Zusammenhang her, welcher ebenfalls in die ÖNORM EN 1992-1-1 [9] Eingang findet und für Beton der Klassen C55/67 und höher Gültigkeit hat:

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln \left( 1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \quad [N/mm^2]$$

mit

$f_{cm}$  mittlere Betondruckfestigkeit =  $f_c + 8N/mm^2$

Vor allem in der Befestigungstechnik und insbesondere in der Bemessung von Befestigungselementen wird häufig ein linearer Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeit und der Quadratwurzel der Druckfestigkeit bzw. der Quadratwurzel der Bruchenergie [11] angenommen:

$$f_t \sim \sqrt{f_c} \sim \sqrt{E_c \cdot G_f}$$

Der Zusammenhang wird in der Bemessung nach dem CC-Verfahren ([12] vgl. Kapitel 2.4.2) über den Beiwert  $k_1$  hergestellt, wobei dieser in der endgültigen Formulierung in den Beiwert  $k$  integriert wird, sodass Fuchs und Elgehausen keinen expliziten Faktor  $k_1$  angeben.

Abb. 2 zeigt allerdings, dass diese Gleichung für mögliche Beiwerte  $k_1$  die Zugfestigkeit vor allem für niedere Festigkeitsklassen eher überschätzt oder zumindest einen kleineren

Spielraum für Unsicherheiten lässt. Wählt man einen geringeren Faktor  $k_1$ , wird die Zugfestigkeit für Beton der mittleren Festigkeitsklassen entsprechend unterschätzt.

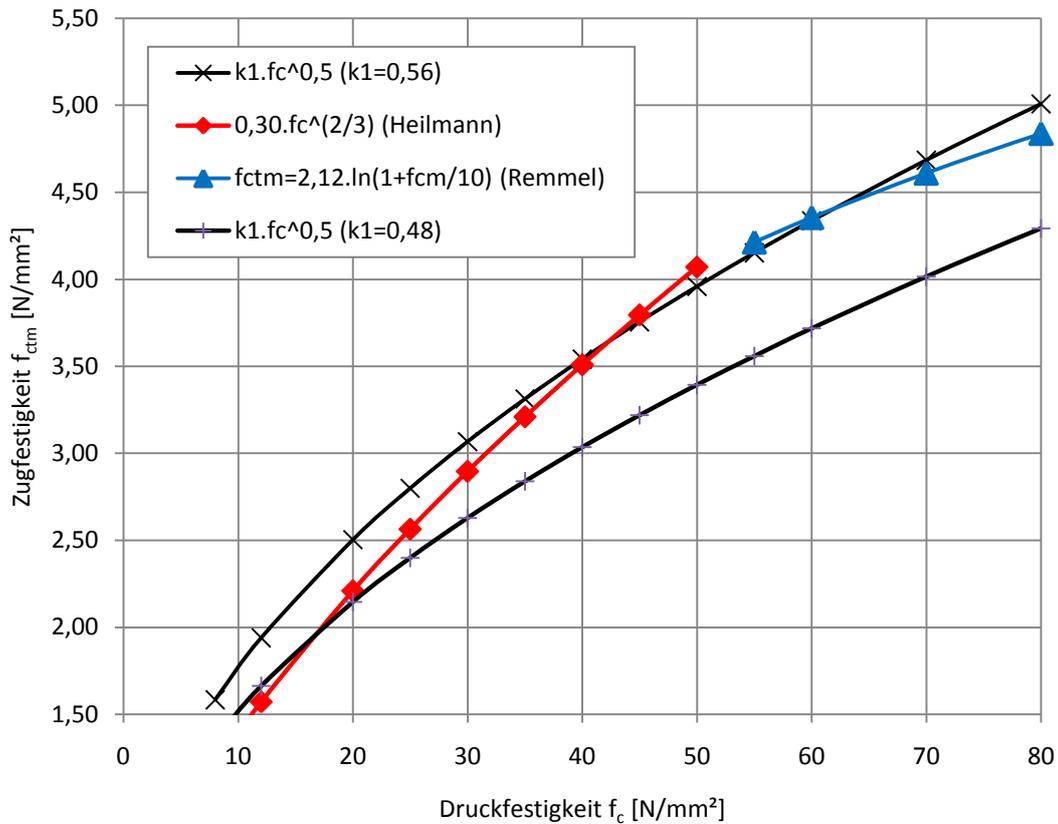
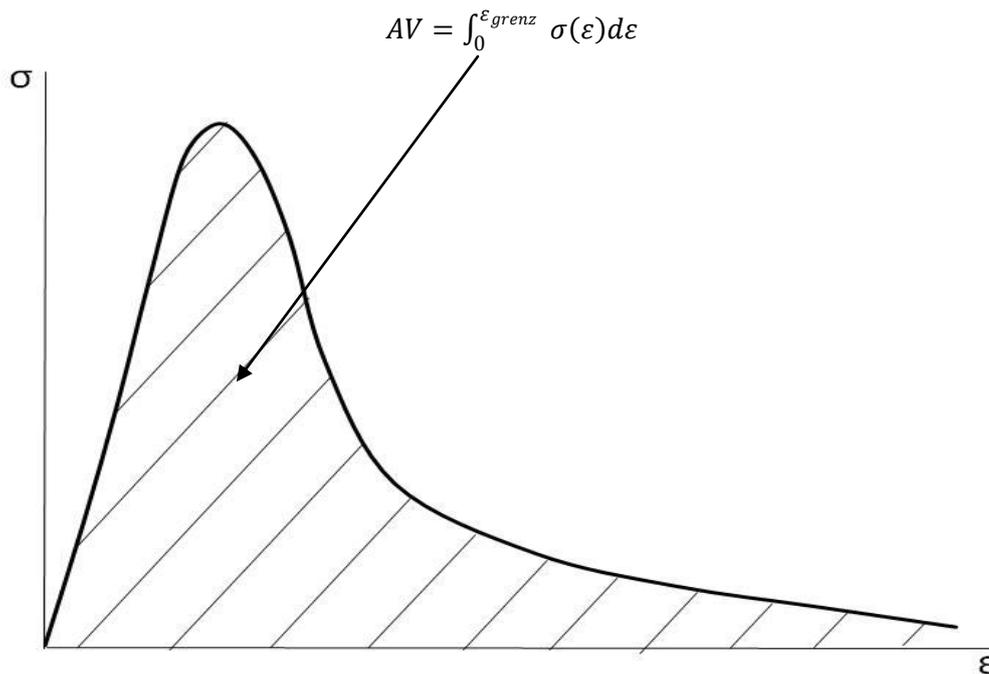


Abb. 2 Vergleich unterschiedlicher rechnerischer Zusammenhänge zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons

### Arbeitsvermögen und Bruchenergie

Die Arbeitslinie beschreibt die Verformung eines Bauteiles in Abhängigkeit der Belastung vom unverformten Zustand bis zur vollständigen Zerstörung des Betons. Dabei entspricht die Energie, welche ein Bauteil aufnehmen kann, der Fläche unter der Belastungs- und Entlastungskurve<sup>1</sup>. Diese mögliche Energieaufnahme wird als Arbeitsvermögen bezeichnet.

<sup>1</sup> Der Bemessung von Bauteilen wird für den Beton üblicherweise nur der Belastungsast der Arbeitslinie bis zur Kurzzeitdruckfestigkeit zugrunde gelegt [2].



**Abb. 3 Arbeitslinie und Arbeitsvermögen (AV) eines Bauteils**

Zum Vergleich von Betonen unterschiedlicher Festigkeiten wird das bezogene Arbeitsvermögen herangezogen, dabei erfolgt eine affine Verzerrung der Arbeitslinie in Richtung der Spannungsachse bezogen auf die Bruchspannung  $f_c$ . Nach [13] kommt es mit zunehmender Druckfestigkeit zu einem steiler verlaufenden Entlastungsast und damit zu einer Abnahme des bezogenen Arbeitsvermögens. Beispielsweise ergibt sich für einen Beton der Klasse C12/15 bei Normalerhärtung ein um ca. 15% größeres Arbeitsvermögen als für einen Beton der Klasse C30/37. Einfluss auf das Arbeitsvermögen haben nicht nur die Festigkeit des Betons und die Erhärtingsbedingungen, auch und vor allem der Größtkorndurchmesser (bei Normalbeton) beeinflusst das Arbeitsvermögen signifikant [14]: Da bei Normalbeton Risse in der Regel um den Zuschlag verlaufen, wirken die Zuschlagskörner wie ein Hindernis. Bei größeren Zuschlagkörnern werden die „Umwege“ des wachsenden Risses also umso größer, was wiederum bedeutet, dass bei größeren Zuschlägen mehr Energie für das Risswachstum gebraucht wird.

Bei im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Keilspaltversuche nach Tschegg [15] mit Betonen unterschiedlicher Festigkeiten (C12/15 sowie C20/25), jedoch gleichem Größtkorndurchmesser und Sieblinie, konnte ebenfalls kein signifikanter Unterschied im Arbeitsvermögen festgestellt werden.

Die (spezifische) Bruchenergie ist ebenfalls ein bruchmechanischer Kennwert zur Beurteilung des Widerstands des Betons gegenüber Zugbeanspruchung. Sie ist je nach Art der

experimentellen Versuchsdurchführung als Fläche unter der Last-Durchbiegungskurve bzw. unter der Last-Rissöffnungskurve bezogen auf den Prüfkörperquerschnitt definiert.

Derzeit hat noch kein experimentelles Verfahren zur Bestimmung der Bruchenergie in die Normung Eingang gefunden, in der Praxis kommt vor allem der RILEM-Vorschlag [16] zur Anwendung. Dabei wird ein gekerbter Biegebalken mit definierten Abmessungen mit einer Einzellast weggesteuert bis zum Bruch belastet. Die Bruchenergie ist dann als Fläche unter der Last-Durchbiegungskurve bezogen auf den gekerbten Querschnitt definiert. Sie ist also diejenige Energie, welche nötig ist, um eine Rissfläche der Größe  $1\text{mm}^2$  zu erzeugen.

Versuchstechnisch etwas einfacher gestaltet sich der Keilspaltversuch nach Tschegg [15], auf den in Kapitel 4.2.2 noch näher eingegangen wird. Hierbei wird die auf die Fläche bezogene Energie ermittelt, welche notwendig ist, einen eingekerbten Prüfkörper definierter Größe und Form zu spalten.

#### **1.4.2. Verformungsverhalten von Beton**

Das Verformungsverhalten von Beton kann in zwei maßgebliche Bereiche unterteilt werden: (a) Kriechen und Relaxation beschreibt das Verhalten des Betonbauteils unter Einwirkung einer Dauerlast und (b) Schwinden bezeichnet die Langzeitverformung des Bauteils aufgrund von Feuchtigkeitsabnahme.

Die Zunahme des Kriechens ist bei jungem Beton zunächst sehr groß, nimmt dann mit zunehmender Alterung ab und klingt je nach Exposition des Bauteils im Alter von 2 (Innenbauteile) bis 8 Jahren (Bauteile im Freien) ab. Die Ursachen sowie der Mechanismus des Kriechens selbst sind noch nicht vollständig geklärt. Es wird vermutet, dass Kriechen vor allem auf die Bewegung und Umlagerung von Wasser im Zementstein, aber zum Teil auch auf Vorgänge im Feststoffbereich (interkristallines Gleiten bzw. Mikrorissbildung) zurückzuführen ist [17]. Dass diese Eigenschaft nicht vollständig geklärt ist, zeigt auch der Umstand, dass in der Literatur teilweise weiter zwischen Kriechen und Mikrorissbildung differenziert wird [18], wobei Mikrorisse bei sehr schneller Lastaufbringung und -steigerung eine Rolle spielen, während Kriechen erst bei längerer Belastungsdauer bzw. bei langsamer Laststeigerung eine Rolle spielt. Dieser Umstand ist vor allem bei der Interpretation von Laborversuchen interessant.

Auf das Schwinden als Langzeitverformung soll in vorliegender Arbeit nicht näher eingegangen werden, da es aufgrund der Rahmenbedingungen bei den Laborversuchen nicht von Relevanz ist.

## **1.5. Anwendung und Verbreitung niederfester Betone**

Die Dauerhaftigkeit beschreibt den Widerstand, den der Beton seiner Umwelt entgegensetzt. Sie ist abhängig von der Nachbehandlung sowie der Betonqualität. Durch die Zuordnung zur Betonkategorie 1 (vgl. Kapitel 1.3.1) wird die Anwendung von niederfestem Beton ( $\leq C16/20$ ) auf bestimmte Gebäudebereiche beschränkt. Diese Einschränkung wird durch die Definition der Expositionsklassen nach DIN-EN [3] erreicht.

### **1.5.1. Expositionsklassen**

Die Expositionsklasse beschreibt die Umweltbedingungen, welchen ein Bauteil ausgesetzt ist. Je nach Angriffsrisiko (Korrosion durch Karbonate oder Chloride, Frost, chemischer Angriff oder Verschleißbeanspruchung) und Anforderung bzw. Ausbildung des Bauteils wird eine bestimmte Expositionsklasse gefordert. Jede Expositionsklasse erfordert eine bestimmte Betonqualität, welche durch die Angabe der Betonmindestfestigkeitsklasse, dem maximalen Wasserzementwert und dem Mindest-Zementgehalt gewährleistet wird.

Mit Ausnahme der Klasse X0 wird eine Betonfestigkeit von  $\geq C20/25$  gefordert, für die Klasse X0 wird eine Betonmindestfestigkeitsklasse C12/15 ohne Definition des maximalen w/z-Wertes und des Mindestzementgehalts angegeben. Als Umgebungsbedingung wird für diese Klasse „sehr trocken“ gefordert, die Anwendung wird nach EN 206 [3] auf *„Beton in Gebäuden mit sehr geringer Luftfeuchte (<35% rel. Feuchte) und unbewehrte Fundamente ohne Frost“* beschränkt.

### **1.5.2. Anteil niederfester Betone an der Gesamt-Betonproduktion**

Der Anteil niederfester Betone an der Gesamtbetonproduktion ist in den einzelnen Ländern der EU bzw. der ERMCO (European Ready Mixed Concrete Organisation) unterscheidet sich deutlich:

Tab. 4 Anteil der Produktion von C12/15 - C20/25 an der Gesamtbetonproduktion ausgewählter Länder im Jahr 2008 nach [19]

Land	Anteil [%]
Deutschland	29
Frankreich	68
Großbritannien	25 <sup>1</sup>
Italien	42
Österreich	20
Spanien	5
<b>EU</b>	<b>34</b>
Russland	5
USA	60 <sup>1</sup>

Die Produktion von niederfestem Beton unterliegt außerdem einer starken zeitlichen Schwankung. Während im Jahr 2007 in der EU im Mittel ca. 52% der Betonproduktion auf Beton der Klassen C12/15 bis C20/25 fallen, liegt der Anteil im Jahr 2008 nur bei 34%.

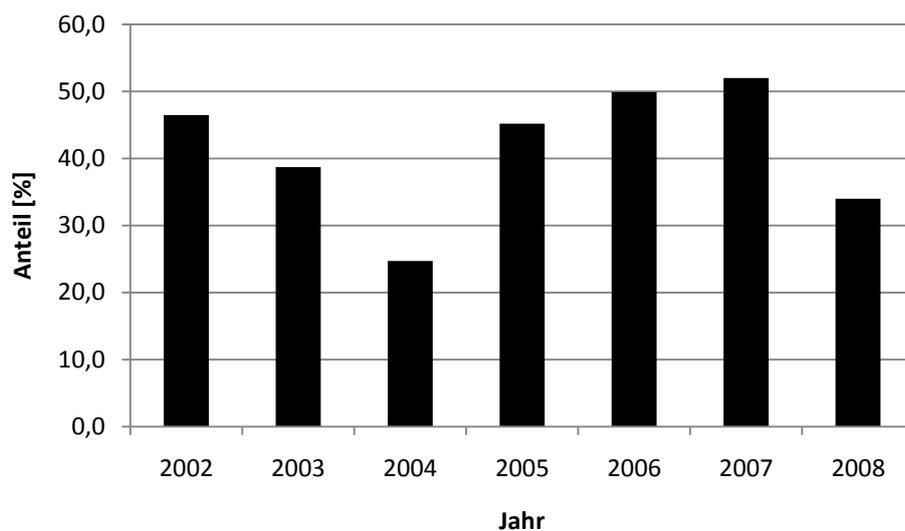


Abb. 4 Anteil der Produktion von C12/15 - C20/25 an der Gesamtbetonproduktion in der EU nach [19]

<sup>1</sup> Schätzung der ERMCO

Eine genauere Statistik über die Produktionsmengen der unterschiedlichen Betonfestigkeitsklassen für Deutschland im Zeitraum 2007-2008 gibt Tab. 5:

**Tab. 5 Anteil der einzelnen Betonfestigkeitsklassen an der Gesamtproduktion in Deutschland [20]**

Betonfestigkeitsklasse nach EN206	2007 Anteil [%]	2008 Anteil [%]
C8/10	1,9	1,9
C12/15	9,5	9,3
C16/20	3,3	2,4
C20/25	25,6	21,8
C25/30	31,0	31,3
C30/37	18,2	20,8
C35/45	7,0	8,8
C45/55	0,7	0,8
C50/60	0,1	0,4
andere	2,7	2,5

## 1.6. Zusammenfassung

Kapitel 1 gibt einen Einblick in die Entwicklung und Anwendung des Baustoffs Beton vom Altertum bis in die Neuzeit. Das künstliche Konglomerat Beton besteht aus in einer Zementmatrix eingebetteten Zuschlagskörnern, wobei zur Erhärtung Wasser benötigt wird. Die Sieblinie des Zuschlags, der Wasser/Zement-Wert sowie die Zementmenge beeinflussen maßgeblich die Eigenschaften des erhärteten Zements.

Zur Klassifizierung des Betons wird die Druckfestigkeit nach 28 Tagen herangezogen, zusätzlich erfolgt eine Einteilung in Betonkategorien, welche die Anforderungen an die Gewährleistung der Betonqualität bestimmen.

Im Kapitel 1 werden desweiteren jene Eigenschaften des Festbetons diskutiert, welche für diese Arbeit als relevant erachtet werden: Die Druckfestigkeit ist der am einfachsten experimentell bestimmbare Festigkeitsparameter. Deshalb wird sie zum einen für die Klassifizierung des Betons herangezogen, zum anderen wird versucht, weitere Festigkeitseigenschaften, wie beispielsweise die Zugfestigkeit, über mathematische Formulierungen durch die Druckfestigkeit auszudrücken. Ein weiterer wichtiger Parameter, insbesondere für die Bemessung von Verankerungen, ist die Bruchenergie.

Das Verformungsverhalten von Beton kann in die Komponenten Kriechen und Schwinden unterteilt werden. Vor allem Kriechen kann bei Verankerungen in jungem Beton einen großen Einfluss auf das Tragverhalten haben.

Kapitel 1.5 gibt schließlich noch einen Überblick über die Verbreitung niederfester Betone. Es wird deutlich, dass niederfester Beton, insbesondere C12/15, immer noch einen signifikanten Anteil an der Gesamtbetonproduktion hat.

## **2. Befestigungstechnik**

### **2.1. Einleitung - Historische Entwicklung**

Einhergehend mit dem Bauen von Gebäuden stellt sich die Frage nach der Verbindung von einzelnen Bauteilen im Gesamtsystem. Während sich dieser Teilbereich beispielsweise im Holzbau relativ früh ausprägte, war für Bauteile aus Beton lange Zeit nur eine Verbindung durch Einlegeteile wie Ankerschienen oder Kopfbolzen möglich, welche noch vor dem Betonier-Vorgang eingebracht werden mussten.

Durch die Entwicklung leistungsfähiger Bohrverfahren, wie dem Hammerbohren oder Diamantbohren, ergab sich schließlich die Möglichkeit einer nachträglichen Befestigung. Zum ursprünglich überwiegenden Anwendungsbereich Haustechnik mit vergleichsweise geringen Anforderungen an Montage und Belastbarkeit kamen bald zahlreiche neue Anwendungsgebiete dazu [21], sodass sich die Befestigungs- und Verbindungstechnik schnell als wichtige und eigenständige Disziplin etablieren konnte.

Parallel zu Verankerungen von Dübeln in vorgebohrten Bohrlöchern entwickelte sich die Technologie der Direktbefestigung: Mittels Explosivstoffen oder pneumatischer Energie werden Nägel direkt in den Beton bzw. Stahl eingetrieben. [11]

Der Vorteil von nachträglichen Befestigungen ist vor allem im Planungsablauf von Interesse, indem eine flexiblere Planung ermöglicht wird und nachträglich Änderungen möglich sind.

### **2.2. Anwendungsbereiche**

Neben dem Bereich der Haustechnik, in welchem hauptsächlich Kunststoffdübel zur Anwendung kommen, bedient die Befestigungstechnik heute große Bereiche der Bautechnik. Beispielsweise können mithilfe von Schwerlastankern Stützen, Leitplanken, Oberleitungen, Schienen, Treppenläufe und Kabeltrassen verankert bzw. befestigt oder Fertigbauteile miteinander verbunden werden.

Ebenso wichtig ist der Bereich der Fassadenbefestigung im Allgemeinen, die energetische Nachrüstung von Gebäuden sowie die Verbindung von neuen zu bestehenden Bauteilen im Zuge der Bauerhaltung und Bauerneuerung.

## **2.3. Funktionsprinzipien und Übersicht Befestigungssysteme**

### **2.3.1. Funktionsprinzipien**

In der Befestigungstechnik wird zwischen drei Wirkungsprinzipien unterschieden:

- Formschluss
- Kraftschluss (Reibung)
- Stoffschluss (Verbund)

Formschluss bezeichnet eine Lastübertragung über mechanische Verzahnung zwischen Befestigungsmittel und Befestigungsgrund. Dieses Prinzip kommt beispielsweise bei Hinterschnittsystemen in Vollbaustoffen durch eine Verbreiterung des Bohrlochfußes zustande (vgl. Abb. 5 (a)).

Kraftschluss bzw. Reibschluss basiert auf der Erzeugung von Spreizkräften beim Setzen des Befestigungselementes (vgl. Abb. 5 (b)). Diese Spreizkräfte zwischen Dübel und Bohrlochwand halten das Befestigungselement im Bohrloch und leiten äußere Lasten über Reibung in das Bauteil. Man unterscheidet hier weiter nach der Erzeugungsweise der Spreizkräfte in wegkontrollierte und kraftkontrollierte Spreizanker.

Beim dritten Wirkungsprinzip - dem Verbund - wird das Befestigungselement durch einen Injektionsmörtel mit der Bohrlochwand verklebt (vgl. Abb. 5 (c)).

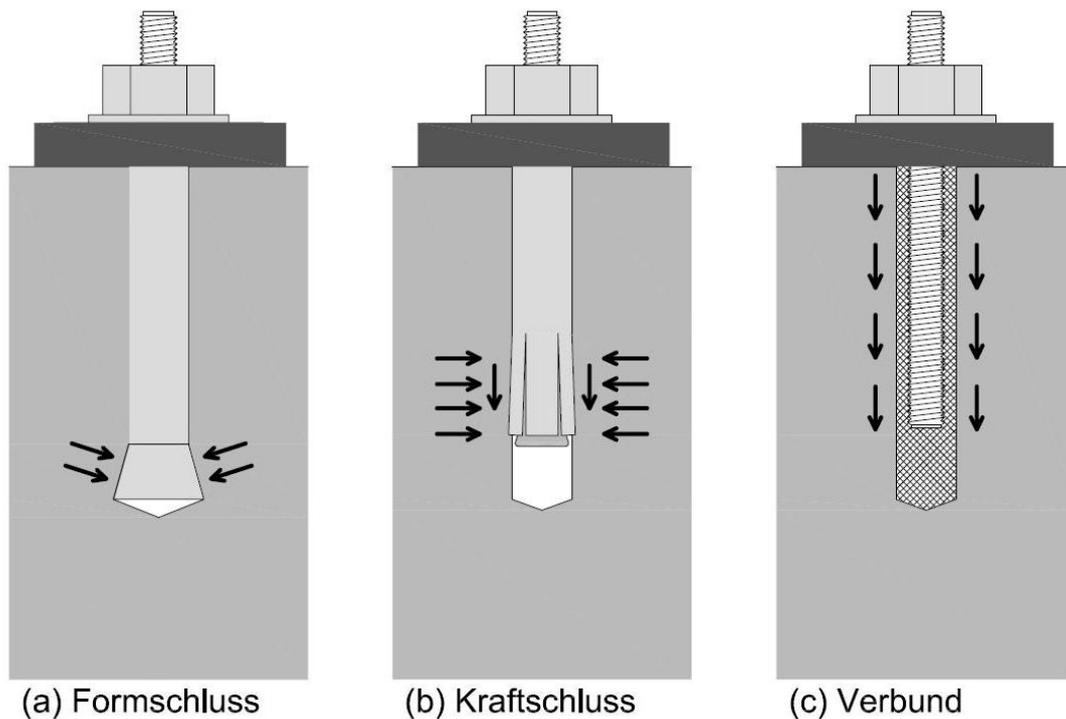


Abb. 5 Wirkungsprinzipien von Befestigungselementen

### 2.3.2. Übersicht über Systeme zur nachträglichen Befestigung

Entsprechend den Funktionsprinzipien können auch die Befestigungssysteme in drei Gruppen eingeteilt werden:

- Hinterschnittanker
- Spreizanker
- Verbundanker

Zusätzlich zu diesen drei sind als eigenständige Systeme noch zu nennen [11]:

- Betonschrauben
- Kunststoffdübel

#### Hinterschnittanker

Allen Hinterschnittankern ist gemeinsam, dass sie im Verankerungsgrund ein Bohrloch erfordern, welches an seinem Fußpunkt (oder im Schaftbereich) hinterschnitten, also verbreitert ist.

Grundsätzlich gibt es drei Möglichkeiten, diesen Hinterschnitt herzustellen. Entweder erfolgt die Bohrung (a) mit einem speziellen Bohrwerkzeug, welches die Fußverbreiterung direkt beim Bohrvorgang herstellt (vgl. Abb. 6), (b) durch selbstschneidende Anker, welche den Hinterschnitt beim Setzvorgang in ein vorgebohrtes zylindrisches Bohrloch durch Hartmetall-Schneidstifte selbst erstellen oder (c) durch Erstellung des zylindrischen Bohrlochs mit einem konventionellen Betonbohrer und des Hinterschnitts mithilfe eines eigenen Schneidwerkzeugs (vgl. Abb. 7).



**Abb. 6 Hinterschnittanker fischer FZA**



**Abb. 7 Hinterschnittanker HILTI HDA, selbstschneidend**

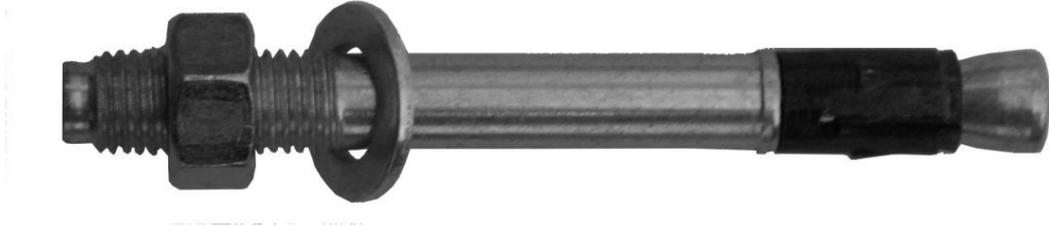
Ein Hinterschnittanker besteht meistens aus einem Konusbolzen mit Innen- oder Außengewinde (Bolzentyp) sowie einer Spreizhülse, welche beim Setzvorgang über den Konus geschoben wird und die formschlüssige Verbindung zwischen Anker und Beton herstellt. Beim Hülstyp ist die Spreizhülse mit einem Innengewinde ausgestattet, in welches nach der Montage beliebig Schrauben oder Gewindestangen eingeschraubt werden können.

### **Spreizanker**

Im Gegensatz zu den Hinterschnittankern werden Spreizanker in zylindrischen Bohrlöchern verankert und übertragen die Traglast durch Reibung an der Bohrlochwandung in den Befestigungsgrund. In Verbindung mit geringem Formschluss in der Spreizzone halten diese Reibungskräfte den Dübel im Bohrloch.

Für die notwendige Verspreizung kommen zwei Prinzipien zum Einsatz: Bei den kraftkontrollierten Systemen (a) erfolgt die Verspreizung durch Aufbringen eines typ- und

größenabhängigen Drehmoments (vgl. Abb. 8), bei den wegkontrollierten Systemen (b) wird die Verspreizung durch Eintreiben eines Spreizstifts gewährleistet (vgl. Abb. 9).



**Abb. 8 Spreizanker fischer FAZ II, kraftkontrolliert**



**Abb. 9 Spreizanker HILTI HKD, wegkontrolliert**

Kraftkontrollierte, also kraftkontrollierte Spreizdübel können weiter in die Typen Bolzentyp, Hülsentyp und Innengewindentyp unterteilt werden. Als Setzkontrolle dient dabei unabhängig vom Typ das erforderliche Drehmoment.

Wegkontrollierte Spreizdübel werden über den notwendigen Eintreibweg kontrolliert. Sie werden nur als Hülsentyp ausgeführt.

### **Verbundanker**

Es gibt derzeit zwei Systeme von Verbundankern:

- Patronensysteme
- Injektionssysteme

Anker mit Patronensystem bestehen entweder aus einer gläsernen Patrone oder einem Kunststoffschlauch, in welchem das Reaktionsharz, der Quarzzuschlag und -räumlich getrennt in einer zweiten, inneren Patrone- der Härter enthalten ist. Nachdem dieser in das Bohrloch eingeführt worden ist, wird eine Gewindestange schlagend/drehend bis zur Setztiefe eingetrieben. Dabei wird die Patrone zerstört und es kommt zu einer Durchmischung des Härter mit dem Reaktionsharz/ Quarzzuschlag, welcher schließlich den Ringspalt zwischen Gewindestange und Beton ausfüllt. Nach Aushärten der Mörtelmasse kann die Gewindestange belastet werden. Spezielle Ausführungen dieses Typs sind auch für Anwendungen in gerissenem Beton geeignet.



**Abb. 10 Verbundanker, Injektionssystem. Verändert aus [22]**

Injektionssysteme verwenden eine Auspresspistole mit aufgeschraubtem Statikmischer, in dem das Reaktionsharz vermischt wird. Der gemischte Injektionsmörtel wird dann vom Bohrlochgrund ausgehend in das Bohrloch eingebracht. Anschließend wird eine Gewindestange mit leichtem Druck bis zur vorgesehenen Setztiefe in die Mörtelmasse eingedreht. Wie beim Patronensystem kann die Gewindestange nach Aushärten der Mörtelmasse belastet werden.

Im Gegensatz zu Spreizankern erzeugen Verbundanker bei der Montage keine oder nur sehr geringe Spreizkräfte, diese entstehen nur beim Vorspannen bzw. unter Belastung der Gewindestange.

### **Betonschrauben**

Betonschrauben werden mittels Schlagschrauber in vorgebohrten Bohrlöchern gesetzt. Die Schraube ist so dimensioniert und auf das Bohrloch abgestimmt, dass sich das Gewinde in den Beton einschneidet. Um dies zu erreichen, werden meist gehärtete Spezialgewinde verwendet, wobei das Gewinde am Schraubenfuß mit einer Zahnung versehen sein kann, um das Einschneiden in den Beton zu erleichtern.

Die Herstellung von Betonschrauben ist relativ komplex und aufwändig. Einerseits muss das Gewinde für den Schneidvorgang ausreichend gehärtet sein, andererseits darf der tragende Querschnitt zur Vermeidung einer Wasserstoffversprödung nicht zu stark gehärtet sein.



Abb. 11 Betonschraube HILTI HUS-HR

## 2.4. Bemessung von Verankerungen im Beton

### 2.4.1. Versagensarten

Je nach Befestigungstyp und Lastrichtung können unterschiedliche Versagensarten auftreten. Während Hinterschnittanker und Spreizanker in Beton ein ähnliches Verhalten aufweisen, müssen Betonschrauben und Verbundanker teilweise getrennt davon betrachtet werden [11]. Bezüglich der Lastrichtungen unterscheidet man zwischen Zugkraft, also Belastung in der Dübelachse, und Querkraft radial zum Dübel (vgl. Abb. 12). Allenfalls tritt eine Kombination dieser beiden Lastrichtungen auf. Befindet sich das zu befestigende Element in einem gewissen Abstand zur Betonoberfläche liegt, also nicht direkt auf (z.B. oft bei Fassadenbefestigungen), so ist zusätzlich das aus dem Hebelarm und der Querkraft resultierende Moment zu berücksichtigen.

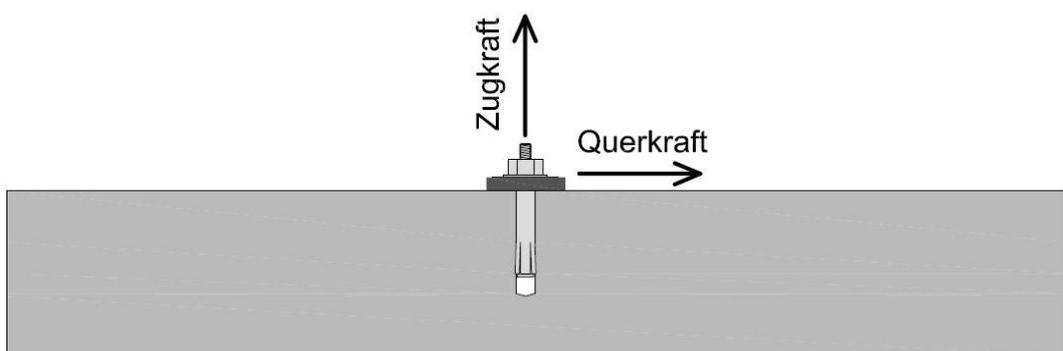


Abb. 12 Belastungsrichtungen

### Versagen unter Zuglast

Eligehausen, Mallée und Silva [11] unterscheiden mehrere Versagensursachen für Befestigungen unter Zuglast. Diese Versagensursachen können sowohl in ungerissenen

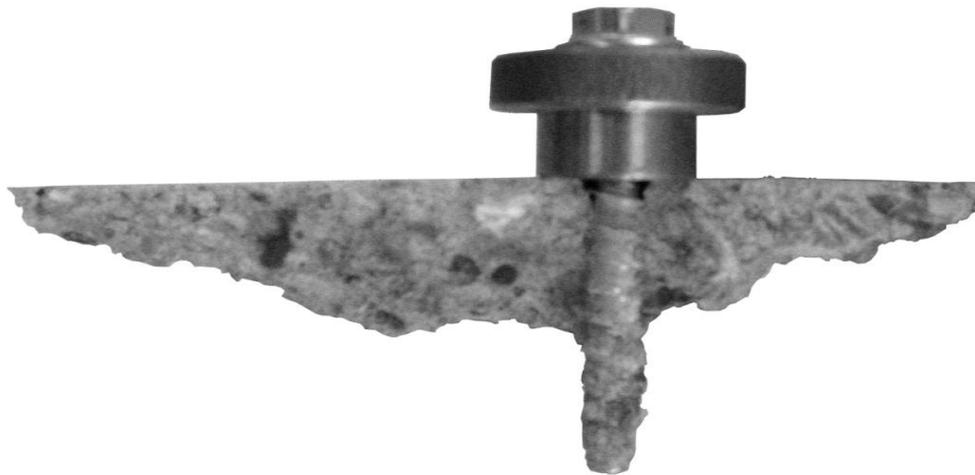
als auch in gerissenen Betonbauteilen auftreten. Allerdings ist für Befestigungen, welche hauptsächlich für Druckzonen konzipiert wurden, in gerissenem Beton eine größere Streuung der Höchstlasten zu erwarten, da die Versagensursache oft nicht genau definiert werden kann.

- *Stahlbruch.* Stahlbruch tritt auf, wenn die Zugtragfähigkeit des Stahlquerschnitts überschritten wird. Dies setzt ein ausreichend großes Verhältnis von Verankerungstiefe zu tragendem Stahlquerschnitt voraus (vgl. Abb. 15 (a)).
- *Dübelauszug bzw. Durchzug des Konus.* Ist die Spreizkraft des Ankers zu gering, so wird der Anker entweder komplett aus dem Bohrloch gezogen oder es verbleibt die Sprezhülse im Bohrloch und der Konus wird durch diese durchgezogen (vgl. Abb. 15 (b)). Dabei kann es in unmittelbarer Nähe des Ankers zu Verformungen des Betons kommen, welche diese Versagensursache begünstigen, insofern spielen hier neben dem typenspezifischen Eigenschaften der Verankerung auch die Eigenschaften des Betons eine wesentliche Rolle.
- *Spalten.* Spaltversagen tritt bei zu geringen Bauteilabmessungen oder bei zu kleinen Randabständen bzw. Achsabständen bei Dübelgruppen auf (vgl. Abb. 15 (c)).
- *Betonausbruch.* Ist die Tragfähigkeit des Stahlquerschnittes ausreichend groß und kann die Zuglast in den Beton eingeleitet werden, ohne dass es zu einem Auszug des Dübels kommt, so tritt Betonbruch als Versagensursache auf, wenn die Zugtragfähigkeit des Betons überschritten wird (vgl. Abb. 15 (d)).

Bei Hinterschnittankern und Spreizankern entspricht die Höhe des Ausbruchkegels im Normalfall der effektiven Verankerungslänge, bei Betonschrauben kommt es häufig zu einem Mischbruch zwischen Auszug und oberflächlichem Betonausbruch. Die Höhe des Ausbruchkegels erreicht maximal die Länge des im Beton eingeschnittenen Gewindes, und nimmt mit zunehmender Verankerungstiefe im Verhältnis zu dieser tendenziell ab (vgl. Abb. 14).



**Abb. 13** Typischer Ausbruchkegel bei Betonversagen



**Abb. 14** Möglicher Ausbruchkegel einer Betonschraube

Die Neigung der Mantelfläche des Ausbruchkegels zur Betonoberfläche kann näherungsweise mit  $\alpha \approx 35^\circ$  angenommen werden [12], steigt allerdings mit zunehmender Verankerungstiefe etwas an.

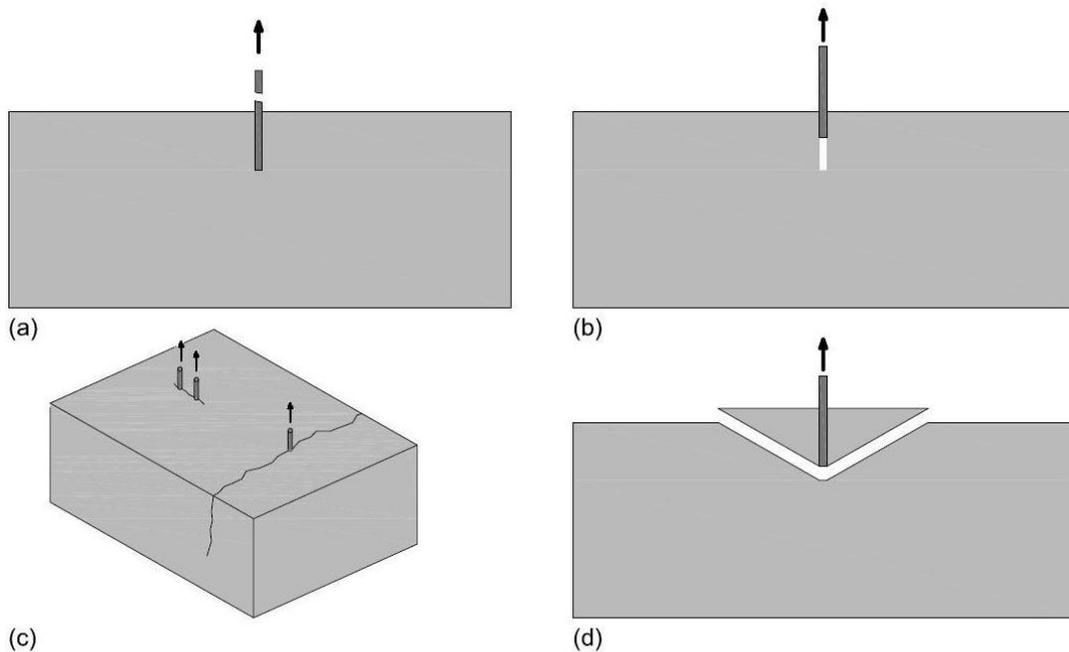


Abb. 15 Versagensarten von Befestigungen unter Zuglast: (a) Stahlbruch, (b) Dübelauszug, (c) Spalten, (d) Betonausbruch

### Betrachtung des Zusammenhangs der Druckfestigkeit des Betons zur Betonausbruchlast unter Zugbelastung

In der Bemessung von Verankerungen wird zur Abschätzung der Tragfähigkeit bei Betonbruch die Zugfestigkeit als Funktion der Druckfestigkeit herangezogen (vgl. Kapitel 1.4.1 und 2.4.2). Dies zum Einen, weil die Untergrenze der charakteristischen Druckfestigkeit derjenige Parameter ist, welcher durch die Festigkeitsklasse des Betons definiert ist und zum Anderen, weil die Druckfestigkeit ein relativ einfach zu bestimmender Parameter ist.

Tatsächlich zeigen aber numerische Untersuchungen von Ozbolt [23], dass bei konstanter Bruchenergie der Einfluss der Zugfestigkeit auf die Betonausbruchlast sehr gering ist, während umgekehrt die Betonausbruchlast bei konstanter Zugtragfähigkeit mit der Quadratwurzel der Bruchenergie steigt.

### Versagen unter Querkraft

Nach Elgehausen et. Al. [11] können folgende Versagensursachen unterschieden werden:

- Stahlversagen bei ausreichend großer Verankerungstiefe und genügendem Randabstand.
- Betonkantenbruch bei zu geringem Randabstand.

- „Pry –Out“-Versagen, wenn bei geringer Verankerungstiefe der Beton auf der lastabgewandten Seite aufgrund der Hebelwirkung des Ankers versagt.
- Dübelauszug bei Spreizankern, welche nicht vollständig verspreizen und aufgrund der Verformung unter Last aus dem Bohrloch herausgezogen werden können.

#### 2.4.2. Abschätzung der Betonausbruchlast mit dem CC-Verfahren

Die Abschätzung der Betonausbruchlast von Verankerungen in Beton erfolgt heute nach dem gängigen CC-Verfahren (*Concrete-Capacity-Design*) von *Fuchs und Elgehausen* [12]. Es wird hier speziell auf die Bemessung von Einzelbefestigungen unter Zugbelastung, insbesondere in gerissenem Beton, nach diesem Verfahren eingegangen.

##### Ungerissener Beton

Die mittlere Bruchlast von Einzelbefestigungen in ungerissenem Beton, bei denen sich aufgrund ausreichender Rand- und Achsabstände<sup>1</sup> der volle Ausbruchkegel ausbilden kann, errechnet sich zu

$$N_u = k_1 \cdot \sqrt{f_{c,cube}} \cdot k_2 \cdot h_{eff}^2 \cdot k_3 \cdot h_{eff}^{-0,5} \quad [\text{N}]$$

Mit

$k_1, k_2, k_3$       Konstante

$k_1 \cdot f_{c,cube}^{0,5}$       Tragvermögen des Betons bei Zugbeanspruchung

$k_2 \cdot h_{eff}^2$       die zum Mittragen aktivierte Betonfläche

$k_3 \cdot h_{eff}^{-0,5}$       Maßstabseinfluss, der berücksichtigt, dass bei Versagen zugbeanspruchter Bauteile die Höchstlast weniger ansteigt als die aktivierte Betonfläche

Zusammengefasst ergibt sich aus dieser Gleichung folgende Formulierung:

$$N_u^0 = k \cdot \sqrt{f_{c,cube}} \cdot h_{eff}^{1,5} \quad [\text{N}]$$

Mit

$k$       =  $k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 = 13,5$  (für Metalldübel)

<sup>1</sup> Aus der Neigung der Mantelfläche des Ausbruchkegels ergibt sich ein minimaler Abstand bei Gruppenverankerungen von  $s = 3 \cdot h_{ef}$  und ein minimaler Randabstand von  $a = 1,5 \cdot h_{ef}$ .

$f_{c,cube}$  =  $f_{c,cube200}$  Würfeldruckfestigkeit ( $a=200\text{mm}$ ) in  $[\text{N}/\text{mm}^2]$

$h_{eff}$  effektive Verankerungstiefe [mm]

Für Ankergruppen, in denen sich die Ausbruchkörper der einzelnen Dübel überschneiden bzw. für Verankerungen nahe am Bauteilrand, muss dieser Wert entsprechend abgemindert bzw. angepasst werden. Außerdem muss bei Gruppenverankerungen eine eventuelle Ausmittigkeit des Lastangriffspunkts berücksichtigt werden. Auf diese Aspekte wird im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht eingegangen.

Da die Lasteinleitung von Betonschrauben in den Verankerungsgrund durch die Gewindegänge über die Verankerungstiefe quasi-kontinuierlich erfolgt und nicht wie bei Spreiz- oder Hinterschnittdübel am Spreizklipp bzw. am Punkt, an dem der Konus sitzt, konzentriert erfolgt [24], wird die CC-Formel entsprechend angepasst. Dabei berücksichtigt man außerdem, dass der tiefste Punkt der Lasteinleitung durch den untersten Gewindegang und nicht durch den Schraubenfuß begrenzt ist.

Ist ein vollständiger Betonausbruch (und nicht ein Mischbruch zwischen Ausbruch und Durchzug) zu erwarten, kann die Ausbruchlast nach folgender Gleichung bestimmt werden:

$$N_u^0 = k \cdot \sqrt{f_{c,cube}} \cdot h_{eff,1}^{1,5} \quad [N]$$

Mit

$k$  = 13,5

$h_{eff,1}$  =  $0,85 \cdot h_{eff}$  [mm]      ( $h_{eff} = h_{nom} - 0,5 \cdot h - h_s$  [mm])

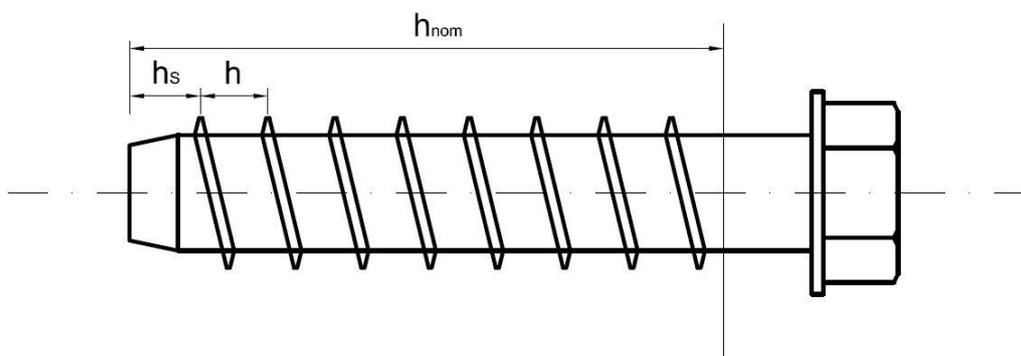


Abb. 16 effektive Verankerungstiefe  $h_{ef}$  bei Betonschrauben

Vereinfachend kann die Betonausbruchlast für Betonschrauben auch nach der Gleichung

$$N_u^0 = k \cdot \sqrt{f_{c,cube}} \cdot h_{eff}^{1,5} \quad [\text{N}]$$

mit  $k = 10,5$  gerechnet werden.

### Gerissener Beton

Aufgrund der geringen Zugtragfähigkeit von Beton, welche außerdem noch Zwangsspannungen beispielsweise aus Temperaturänderungen abdecken muss, werden bei der Bemessung von Stahlbetonbauteilen Risse bis zu einem nachzuweisenden Grenzwert zugelassen. Dabei übernimmt die Bewehrung die Zugspannungen in der Zugzone, der Beton die Druckspannungen in der Druckzone. Als zulässige Rissbreiten werden 0,3 bis 0,4mm in trockenen Innenräumen angesehen. Als 95%-Fraktilwert der zu erwartenden Rissbreiten unter zulässiger Gebrauchslast gibt Bergmeister [25] ca. 0,5 - 0,6mm an.

Befinden sich Anker in der Zugzone eines Stahlbetonbauteils und treten dort Risse auf, so ist die Wahrscheinlichkeit groß, dass der Riss durch das Bohrloch läuft. Dies ist zum Einen auf die Spreizkräfte zurückzuführen, welche bei der Montage des Ankers oder bei Aufbringen der Last in den Beton eingeleitet werden, zum Anderen wird die Rissbildung durch das erhöhte Moment infolge der punktuellen Belastung durch den Anker begünstigt.

In ungerissenem Beton kann man von einem rotationssymmetrischen Spannungszustand ausgehen, während ab Rissbreiten von 0,3 – 0,4mm die Zugspannungen nicht mehr über die Rissufer übertragen werden können und sich auf beiden Seiten des Risses ein ringförmiger Spannungszustand aufbaut. Unabhängig vom Befestigungssystem fällt also die Bruchlast mit steigender Rissbreite bis ca. 0,4mm sehr stark, dann etwas geringer ab. Dieser weitere Abfall wird bei Hinterschnittdübel durch die geringer werdende Aufstandsfläche, bei Spreizankern durch die geringer werdenden Spreizkräfte bedingt.

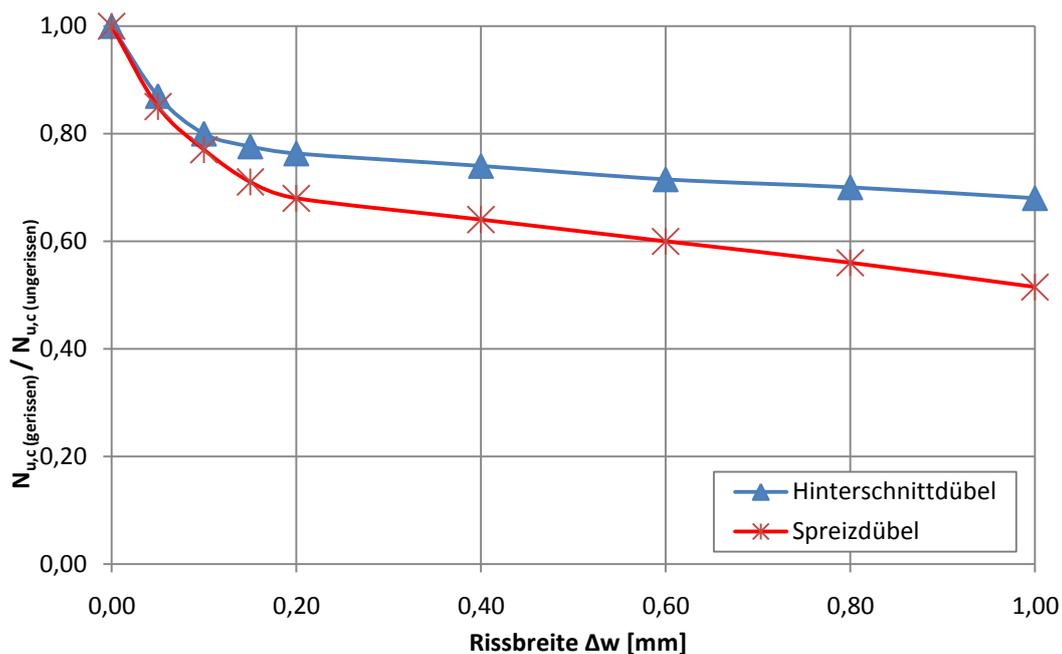


Abb. 17 Einfluss der Rissbreite auf die Betonausbruchlast verschiedener Befestigungselemente nach [26]

Die Funktionsfähigkeit des Befestigungssystems im Riss ist allerdings nur bei Hinterschnittdübel -aufgrund des ausreichenden Formschlusses- und denjenigen Spreizdübeln gegeben, die trotz Rissöffnung nachspreizen können. Das sind diejenigen, bei denen die äußere Reibung zwischen Bohrloch und Spreizhülse größer ist als die innere Reibung zwischen Spreizhülse und Konus, sodass der Konus weiter in die Spreizhülse gezogen wird, nachspreizt und somit den durch die Rissöffnung größer werdenden Bohrdurchmesser überbrücken kann. Bei Rissbreiten von ca. 0,4mm kann man bei Hinterschnittdübel eine Bruchlast von ca. 70 - 75%, bei risstauglichen Spreizdübeln ca. 60% des Wertes in ungerissenem Beton erwarten [26].

Spreizdübel, welche nicht nachspreizen können (wegkontrollierte Spreizdübel), versagen in gerissenem Beton durch Dübelauszug und nicht mehr durch Betonbruch, oder sie verhaken aufgrund von Unebenheiten im Bohrloch nach einem Schlupf von mehreren bis zu 20 Millimetern [21]. Kennzeichnend hierfür sind Last-Verschiebungskurven mit großen Verformungen, aber nur mehr geringen bis keinen Laststeigerungen.

Um die Ausbruchlast von risstauglichen Verankerungen in gerissenem Beton abzuschätzen, wird die CC-Formel um den Faktor  $\psi_{w,N}$  erweitert:

$$N_u = \psi_{w,N} \cdot k \cdot \sqrt{f_{c,cube}} \cdot h_{eff}^{1,5} \quad [N]$$

$$\psi_{w,N} = 0,7 \text{ (für Rissbreiten } w \approx 0,3\text{mm)}$$

## 2.5. Normung und Richtlinien

Die Zulassung von Befestigungsmitteln obliegt in Europa den Zulassungsstellen nach Vorgabe der EOTA (European Organisation for Technical Approvals) bzw. der Zulassungsstellen in den einzelnen Mitgliedsstaaten. Die Hauptaufgabe der EOTA liegt in der Überwachung und Entwicklung der ETAG's (European Technical Approval - Guideline), also der Leitlinien für die europäische technische Zulassung (ETA).

Mit dem Bereich Befestigungstechnik in Beton befassen sich folgende Leitlinien, wobei in dieser Arbeit vorrangig auf den Anhang C „Bemessungsverfahren für Verankerungen“ der ETAG 001 [5] eingegangen werden soll.

- ETAG001 Metalldübel zur Verankerung in Beton
- ETAG014 Kunststoffdübel zur Befestigung von außenseitigen Wärmedämm-Verbundsystemen mit Putzschicht
- ETAG020 Kunststoffdübel als Mehrfachbefestigung von nichttragenden Systemen zur Verankerung im Beton und Mauerwerk

Im Zuge einer Umstrukturierung im Normungsbereich soll die Bemessung von Verankerungen in Beton und Stahlbetonkonstruktionen zukünftig nicht mehr nach ETAG001, Annex C erfolgen, sondern in die neue Vornorm CEN-TS 1992-4-4 [27] integriert werden. Da die Norm EN 1992-4 jedoch voraussichtlich erst 2012 in ihrer Endfassung erscheinen soll und sie sich nach bisherigem Stand mit Ausnahme von wenigen, für diese Arbeit nicht relevanten Erweiterungen, deckt, soll hier trotzdem noch der Annex C der ETAG001 angesprochen werden.

### **ETAG 001 Anhang C: Bemessungsverfahren für Verankerungen**

Das Bemessungsverfahren nach ETAG001 Anhang C ist gültig für Einzel- und Mehrfachbefestigungen –welche die Anforderung dieser Leitlinie erfüllen- in Beton der Klassen C20/25 bis maximal C50/60. Das Verfahren stützt sich auf das oben beschriebene CC-Verfahren, ist allerdings um ein Sicherheitskonzept erweitert.

Entsprechend dem Sicherheitskonzept gibt die Leitlinie an, „*dass Verankerungen, die diesem Bemessungskonzept entsprechen, Verankerungen berücksichtigen, bei deren Versagen eine Gefahr für Leben oder Gesundheit von Menschen und/oder erhebliche wirtschaftliche Folgen bestehen*“ [28 S. 4].

Deshalb wird der Bemessung das Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten zugrundegelegt. Dies erfordert den Nachweis, dass der Bemessungswert der Einwirkung  $S_d$  den Bemessungswert der Widerstände  $R_d$  nicht überschreitet:

$$S_d \leq R_d$$

Mit

$$S_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

$$R_d = R_k / \gamma_M$$

Wobei  $G_k$ ,  $Q_k$ ,  $R_k$  die charakteristischen Werte der Einwirkung bzw. des Widerstands und  $\gamma_G$ ,  $\gamma_Q$ ,  $\gamma_M$  die zulässigen Teilsicherheitsbeiwerte bezeichnen.

Nach dem Bemessungsverfahren muss nun nachgewiesen werden, dass obige Gleichung für alle Versagensarten (Betonversagen, Stahlversagen und Herausziehen) und für alle Lastrichtungen eingehalten wird.

Für Betonausbruch unter Zuglast gilt:

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$$

Wobei  $N_{Rk,c}$  nach der Gleichung

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{ucr,N} \quad [\text{N}]$$

mit dem Ausgangswert

$$N_{Rk,c}^0 = 7,2 \cdot \sqrt{f_{c,cube}} \cdot h_{eff}^{1,5} \quad [\text{N}]$$

berechnet wird.

$N_{Rk,c}^0$  gibt die 5%-Fraktile des Ausgangswerts des charakteristischen Widerstandes in gerissenem Beton wieder [11]. Dabei setzt sich der Faktor 7,2 zusammen aus dem Beiwert  $k = 13,5$  für ungerissenen Beton multipliziert mit dem Abminderungsfaktor  $\Psi_{w,N} = 0,7$  für gerissenen Beton sowie dem angenommenen Fraktilwert von 0,75.

Die Faktoren  $A_{c,N}/A_{c,N}^0$  sowie  $\Psi_{s,N}$  berücksichtigen Begrenzungen des Ausbruchkegels bzw. Störungen des rotationssymmetrischen Spannungszustandes aufgrund von Rand- und Achsabständen,  $\Psi_{re,N}$  berücksichtigt Einflüsse der Bewehrung und  $\Psi_{ec,N}$  berücksichtigt eventuelle Lastexzentrizitäten bei Dübelgruppen.

Im Gegensatz zum CC-Verfahren wird in der Bemessung grundsätzlich von gerissenem Beton ausgegangen. Kann nach [28 S. 8] nachgewiesen werden, dass es sich mit Sicherheit um ungerissenen Beton handelt, so kann der Faktor  $\Psi_{\text{ucr},N} = 1,4$  gesetzt werden, ansonsten ist  $\Psi_{\text{ucr},N} = 1,0$  zu setzen.

## 2.6. Bauen im Bestand – Auswirkung auf die Befestigungstechnik

*„Das Bauen im Bestand nimmt gegenüber dem Neubau sowohl nach dem Bauvolumen als auch der Vielfalt der zu lösenden Bauaufgaben in Deutschland signifikant zu“* [29]. Hier spielt die Befestigungstechnik beispielsweise bei der Bauwerksertüchtigung durch Fassadenerneuerung oder durch die Anbindung von neuen Bauteilen an den Bestand eine wesentliche Rolle.

Für eine fachgerechte und wirtschaftliche Anwendung von Befestigungsmitteln bei Sanierungen und Bauwerksertüchtigungen sowie Erweiterungen im Bestand –insbesondere in Betonstrukturen- ist allerdings eine möglichst umfassende Kenntnis der Eigenschaften der in den bestehenden Bauten verwendeten Baustoffe von zentraler Bedeutung. Fingerloos [29] schlägt vor, *„die tatsächlich am Bauwerk vorhandenen Materialeigenschaften auf Basis der damals geforderten und unter Berücksichtigung der früher wesentlich ausgeprägteren Streuungen in der Herstellung und Bauausführung abzuschätzen bzw. stichprobenartig versuchsstechnisch zu verifizieren“*.

Das DBV-Merkblatt „Bauen im Bestand – Beton und Betonstahl“ [30] gibt einen Einblick in die historische Entwicklung der Qualitätssicherung in der Betonherstellung und Verarbeitung. Einen Überblick über die Entwicklung der Betondruckfestigkeiten und deren Bezeichnungen gibt Abb. 18. Das Diagramm macht deutlich, dass vor allem in der ersten Hälfte des 20. Jh. zu einem großen Teil Beton verwendet wurde, dessen Druckfestigkeiten generell unter der Druckfestigkeit eines Betons der Klasse C20/25 liegen.

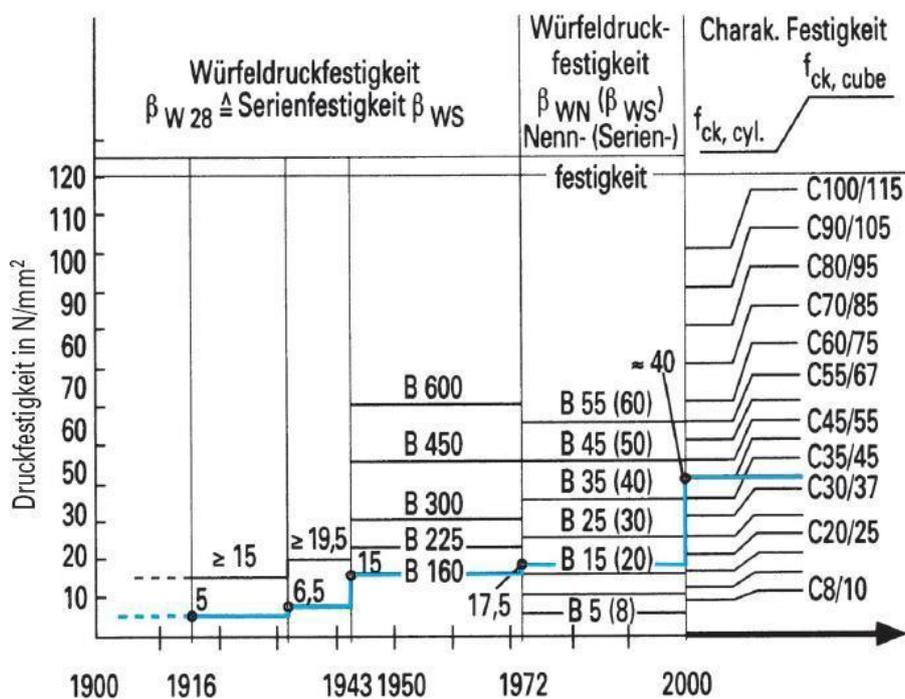


Abb. 18 Entwicklung der Betondruckfestigkeiten [N/mm²] im 20. Jh. nach [1]

## 2.7. Zusammenfassung

Kapitel 2 gibt einen Überblick über den aktuellen Stand der Befestigungstechnik, deren Anwendungsbereiche und der Funktionsprinzipien von Befestigungen. Es werden die verschiedenen Befestigungstypen und ihre Wirkungsweisen beschrieben. Das Augenmerk liegt auf den für diese Arbeit relevanten Typen Hinterschnittanker, Spreizanker sowie Betonschrauben. Als Versagensursachen unter Zuglast kann allgemein in Stahlbruch, Dübelauszug und Betonausbruch differenziert werden, unter Querlast kann neben Stahlbruch noch Betonkantenbruch und „Pry-Out“ maßgebend sein.

Der Bemessung von Befestigungen liegt das CC-Verfahren [12] zugrunde und erfolgt derzeit nach dem Bemessungsverfahren laut ETAG 001 Anhang C, wobei die Gültigkeit auf Beton der Klassen C20/25 bis C50/60 beschränkt ist.

Das Kapitel „Bauen im Bestand“ gibt schließlich noch einen kurzen Überblick über die Anwendung von Befestigungen bei Instandsetzungen und Bauwerksertüchtigungen bzw. Bauwerkserweiterungen. Hier wird aufgezeigt, dass vor allem bei Bauwerken aus der Zeit vor 1950 Beton verwendet wurde, der Festigkeiten kleiner C20/25 (nach heute gültiger Norm) aufweist.

## **3. Statistische Methodik**

### **3.1. Einleitung**

In der Naturwissenschaft und Technik werden beobachtete Phänomene meist durch mathematische Modelle beschrieben. Diese Modelle enthalten in der Regel Parameter, welche durch Messungen zu ermitteln sind. Beispielsweise ist die Druckfestigkeit des Betons ein Modellparameter für die Betonausbruchlast eines Befestigungselements. Zu beachten ist, dass zum einen Modelle in aller Regel nur vereinfachte Annäherungen an die Wirklichkeit sind und zum anderen durch Messungen nicht der wahre Wert der Parameter ermittelt werden kann. Gründe hierfür können Umwelteinflüsse, natürliche Variabilität der Messobjekte, oder Ungenauigkeiten des Instrumentariums bzw. des Beobachters sein, um nur einige Gründe zu nennen. Die Messabweichungen können von ihren Eigenschaften her als Zufallsvariablen betrachtet werden, daher ist es sinnvoll, bei der Auswertung der Messungen auf die Methoden der mathematischen Statistik zurückzugreifen [31].

Um diese statistischen Methoden anzuwenden, müssen eine Mindestanzahl an Messungen durchgeführt werden, welche dann als Stichprobe aus der fiktiven Grundgesamtheit aller denkbaren Wiederholungsmessungen gesehen werden können. Um schließlich aus der Stichprobe den Schätzwert für den Erwartungswert zu berechnen, muss der Stichprobe eine Verteilung zugrunde gelegt werden, welche die beobachteten Werte am besten beschreibt.

### **3.2. Statistische Verteilungen und deren Parameter**

Man unterscheidet zwischen diskreten und kontinuierlichen Verteilungen. Diskrete Verteilungen bestehen aus endlich bzw. abzählbar unendlich vielen Werten beispielsweise durch Einteilung der Werte in Klassen.

Geht die Klassenbreite gegen Null und die Anzahl der Messwerte gegen unendlich, so erhält man schließlich eine kontinuierliche Verteilung ohne „Sprünge“ (Abb. 19).

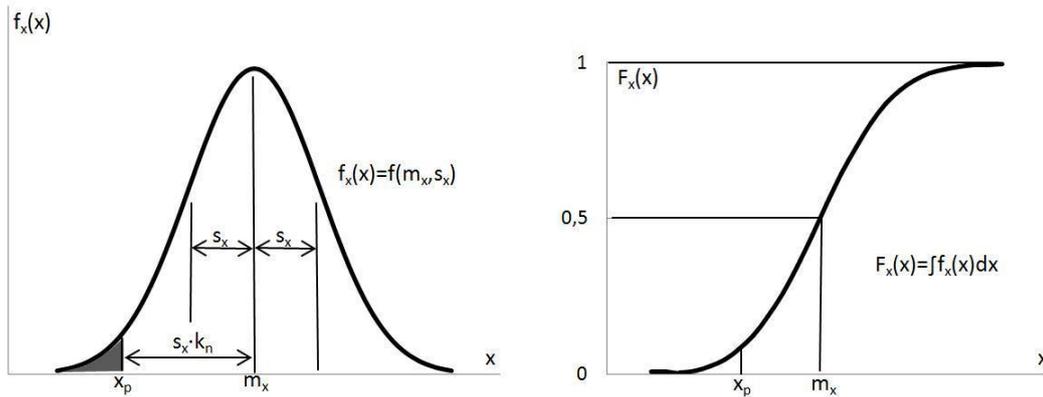


Abb. 19 Dichte  $f(x)$  und Verteilungsfunktion  $F(x)$  der Normalverteilung

Der Wert  $F_x(x_1)$  beschreibt den Anteil derjenigen Ereignisse, welche kleiner oder gleich  $x_1$  sind. Mit zunehmender Größe von  $x_1$  geht  $F_x(x_1)$  gegen Eins.

Der Fraktilwert  $x_p$  (vgl. Abb. 19, links) gibt den Wert an, für den die Unterschreitungswahrscheinlichkeit  $p\%$  beträgt, beispielsweise wird die häufig verwendete 5%-Fraktile mit 95% Wahrscheinlichkeit überschritten und mit 5% Wahrscheinlichkeit unterschritten.

Jede Verteilung ist durch mehrere statistische Maßzahlen definiert. Diese Maßzahlen sollen erwartungstreu sein, mit zunehmendem Stichprobenumfang gegen die Parameter der (wahren) Grundgesamtheit gehen und die kleinstmögliche Streuung liefern. Die maßgeblichen statistischen Maßzahlen sind Mittelwerte zur Beschreibung der globalen Lage der Verteilung und Streuungswerte zur Charakterisierung der Bandbreite der zu erwartenden Werte. Schiefeparameter beschreiben die Symmetrie der Verteilung.

In der Statistik kommen mehrere Mittelwerte zur Anwendung:

- Das *Arithmetische Mittel*  $\bar{x}$  stellt den Schwerpunkt der Fläche unter der Verteilungsdichte dar und eignet sich vor allem für Stichproben mit geringem Umfang.

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

- Der *Median*  $Z$  ist derjenige Beobachtungswert, welcher von gleich vielen Werten über- und unterschritten wird. Er entspricht der 50%-Fraktile.
- Der *Modalwert*  $D$  (auch Dichtemittel) ist der am häufigsten auftretende Messwert bei diskreten Verteilungen, bzw. die Klassenmitte derjenigen Klasse mit der größten Häufigkeit.

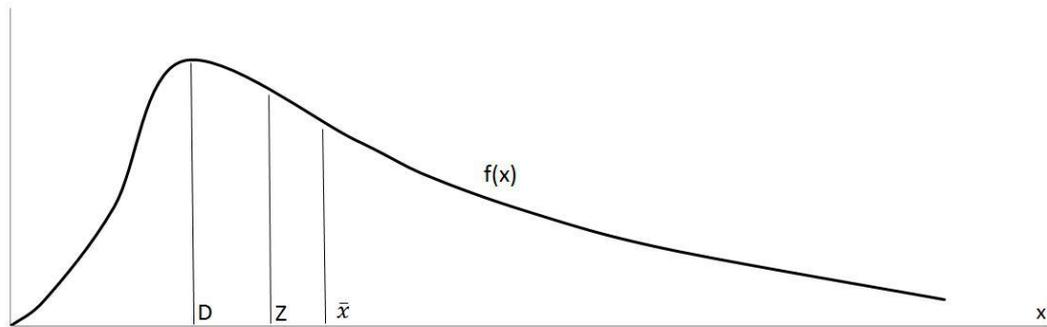


Abb. 20 Modalwert D, Median Z und arithmetisches Mittel  $\bar{x}$  einer rechts-schiefen Verteilung

Bei symmetrischen Verteilungen fallen das arithmetische Mittel, der Median und der Modalwert zusammen.

Zur Beschreibung der Variabilität der Messwerte wird häufig die *Varianz* oder *Streuung*  $\sigma_x^2$  herangezogen. Sie ist definiert als die Quadratsumme der Abweichungen der Messwerte vom Mittelwert bezogen auf die Anzahl der Messwerte.

Daraus lässt sich die *empirische Standardabweichung*  $s$  ermitteln:

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$

Bezogen auf den Mittelwert  $m_x$  erhält man eine dimensionslose Darstellung der Standardabweichung, welche Variationskoeffizient  $V_x$  genannt wird:

$$V_x = \frac{s_x}{m_x}$$

### Die Gauß'sche Normalverteilung

Die Gauß'sche oder einfach nur Normalverteilung ist die wichtigste und am häufigsten angewandte Verteilung, wenn die Stichprobenwerte symmetrisch um den Mittelwert verteilt sind. Eine stetige Zufallsgröße  $X$  ist dann normalverteilt mit den Parametern  $\mu$  und  $\sigma^2$ , wenn ihre Wahrscheinlichkeitsdichte die Form

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \text{ mit } -\infty < x < \infty$$

aufweist.

Für den Spezialfall  $\mu=0$  und  $\sigma=1$  erhält man die sogenannte gauß'sche Glockenkurve, welche durch folgende Eigenschaften gekennzeichnet ist (vgl. Abb. 21):

- Sie ist symmetrisch um die Ordinatenachse mit einem Maximum bei  $x=0$ .
- Der Gesamthalt unter der Kurve  $\varphi(x)$  beträgt 1
- Innerhalb der Wendepunkte (Standardabweichung, -1 und 1) liegen etwa 68% der Werte.

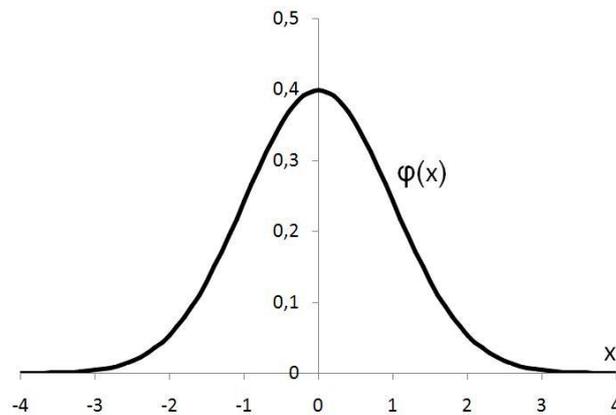


Abb. 21 Gauß'sche Glockenkurve

### Logarithmische Normalverteilung (Lognormal-Verteilung)

Wenn auch bei der Normalverteilung die Funktionswerte von  $x$  rasch abfallen und gegen 0 gehen, erweist sich die Ausdehnung von  $-\infty$  bis  $\infty$  als nachteilig. Dies würde beispielsweise bedeuten, dass die Betonfestigkeit auch negative Werte annehmen kann, was physikalisch nicht möglich ist.

Aus diesem Grund wurde die logarithmische Normalverteilung entwickelt, bei der die natürlichen Logarithmen der Zufallsvariablen normalverteilt sind. Dadurch wird die Verteilung nur auf der positiven  $x$ -Achse ungleich null. Negative Werte sind ausgeschlossen.

Die Dichtefunktion hat nach Differenzieren folgende Form (vgl. Abb. 22):

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2} \cdot \frac{1}{x}$$

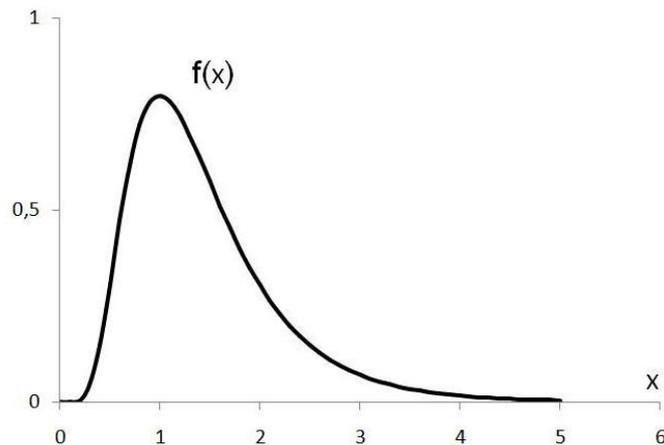


Abb. 22 Dichtefunktion der Lognormal-Verteilung für  $\mu=0,5$

### 3.3. Statistische Testverfahren

Die Statistik stellt zusätzlich zu den statistischen Verfahren zur Messdatenauswertung Werkzeuge zur Verfügung, die es erlauben, Aussagen über die Qualität der Anpassung der Daten an eine Verteilung oder die Zuordnung zweier Stichproben zu einer Grundgesamtheit zu treffen. Desweiteren ist es mithilfe von sogenannten Ausreißer-Tests möglich, eventuell einzelne Extremwerte zu eliminieren, welche die aus der Stichprobe ermittelten Parameter der Verteilung unverhältnismäßig stark beeinflussen.

Da Messwerte mit Unsicherheiten behaftet sind, sollen diese Tests also dazu dienen, Wahrscheinlichkeiten zu ermitteln, um dadurch Interpretationsschwierigkeiten bezüglich der Messdaten zu minimieren.

Das allgemeine Vorgehen bei statistischen Tests kann folgendermaßen beschrieben werden [32]:

- Aufstellen der Nullhypothese  $H_0$  und der Alternativhypothese  $H_1$
- Wahl der Testfunktion und Festlegung des kritischen Bereichs unter Berücksichtigung des gegebenen Konfidenzniveaus<sup>1</sup>  $\alpha$
- Berechnung der Testgröße
- Entscheidung über Ablehnung oder Annahme von  $H_0$

<sup>1</sup> Das Konfidenzniveau  $\alpha$  gibt an, mit welcher Wahrscheinlichkeit die Lageschätzung eines aus einer Stichprobe ermittelten Parameters auch für die Grundgesamtheit zutreffend ist.

**Parametertest**

Parametertests werden genutzt, um eine Aussage über die Richtigkeit des aus der Stichprobe ermittelten Schätzwertes eines statistischen Parameters - beispielsweise des Erwartungswertes oder der Varianz - bei gegebener Irrtumswahrscheinlichkeit zu treffen.

Für vorliegende Arbeit ist es von Interesse, den Erwartungswert  $\mu$  bei bekannter Varianz  $\sigma^2$  der  $(\mu, \sigma^2)$ -normalverteilten Zufallsvariablen  $X$  zu testen. Der Test kann entweder zweiseitig oder einseitig durchgeführt werden.

Für eine zweiseitige Fragestellung wird folgendermaßen vorgegangen:

Die Nullhypothese  $H_0$  lautet  $\mu = \mu_0$ , demgegenüber steht die Alternativhypothese  $\mu \neq \mu_0$ .

Die standardisierte Testgröße  $Z$  hat dann die Form

$$Z = \frac{\bar{X} - \mu_0}{\sigma} \cdot \sqrt{n}$$

Die Zufallsvariable  $z$  ist  $(0,1)$ -normalverteilt, wenn  $\mu = \mu_0$  gilt und wird daher mit dem Quantil  $u_{1-\alpha/2}$  der Normalverteilung verglichen. Ausgewählte Werte  $u_{1-\alpha/2}$  für verschiedene Irrtumswahrscheinlichkeiten sind in Tab. 6 angegeben.

Die Nullhypothese wird abgelehnt, falls gilt:

$$z \geq u_{1-\frac{\alpha}{2}}$$

Ansonsten wird die Nullhypothese mit der Irrtumswahrscheinlichkeit  $\alpha$  nicht abgelehnt.

**Tab. 6 Ausgewählte Quantile der Standard-Normalverteilung**

$\gamma (=1-\alpha \text{ bzw. } 1-\alpha/2)$	0,50	0,90	0,95	0,99	0,995
$u_\gamma$	0,0000	1,2815	1,6449	2,3263	2,5758

Alternativ ist die Testgröße  $z$  für eine einseitige Fragestellung  $\mu \leq \mu_0$  oder  $\mu \geq \mu_0$  mit dem Quantil  $u_{1-\alpha}$  zu vergleichen. In Tab. 7 sind alle drei Fragestellungen zusammengefasst:

**Tab. 7 Übersicht ein- bzw. zweiseitiger Test des Erwartungswerts bei bekannter Varianz**

	Nullhypothese $H_0$	Alternativhypothese $H_1$	Ablehnungsbereich der Nullhypothese
zweiseitig	$\mu = \mu_0$	$\mu \neq \mu_0$	$z \geq u_{1-\frac{\alpha}{2}}$ oder $z \leq -u_{1-\frac{\alpha}{2}}$
einseitig	$\mu \geq \mu_0$	$\mu < \mu_0$	$z \leq -u_{1-\alpha}$
einseitig	$\mu \leq \mu_0$	$\mu > \mu_0$	$z \geq u_{1-\alpha}$

### Ausreißer-Test

Weichen einzelne Messwerte bei Stichproben mit sonst mäßig unterschiedlichen Messwerten unverhältnismäßig stark vom Mittelwert ab, so kann mithilfe eines Ausreißer-Tests eine Beurteilung getroffen werden, ob der Messwert noch derselben Grundgesamtheit zuzuordnen ist, aus welcher die anderen Messwerte entstammen.

Allerdings ist zu beachten, dass ein „*leichtfertiges Streichen von abweichenden Beobachtungen, allein wegen ihrer Größe nicht zulässig ist. Dies sollte nur dann geschehen, wenn ein grober Fehler nachgewiesen werden kann*“ [31].

Der *Ausreißer-Test nach Grubbs* basiert auf einer Normalverteilungsannahme für die Grundgesamtheit. Die Hypothese

$H_0$ : Der Messwert  $x$  ist kein Ausreißer

wird zum Signifikanzniveau  $\alpha$  verworfen, falls

$$T_n = \frac{|x - m_x|}{s} > T_{n;1-\alpha}$$

Wobei für  $T_{n;1-\alpha}$  folgende Tabelle verwendet werden kann:

**Tab. 8 Grubbs-Test - kritische Werte  $T_{n,1-\alpha}$**

n	5	6	7	8	9	10	15
$T_{n,0,95}$	1,67	1,82	1,94	2,03	2,11	2,18	2,41

### 3.4. Zusammenfassung

Kapitel 3 gibt einen Überblick über die in vorliegender Arbeit verwendeten statistischen Methoden. Die mathematische Statistik stellt Werkzeuge zur Verfügung, die es erlauben, von Stichproben auf mathematische Modelle zu schließen bzw. anhand von Stichproben die Plausibilität von Modellen zu überprüfen.

Da aus einer begrenzten Stichprobe nie der wahre Wert ermittelt werden kann, wird der Stichprobe eine statistische Verteilung zugrundegelegt, welche durch den Parameter „*wahrscheinlichster Wert*“, also Mittelwert in Kombination mit *Streuungswerten* definiert wird. Je nach zugrundegelegter Verteilung und Umfang der Stichprobe kann entweder das arithmetische Mittel, der Median oder der Modalwert als wahrscheinlichster Wert herangezogen werden, die Form der Verteilung um diesen Wert wird meist durch die Streuung oder Varianz ausgedrückt.

In Kapitel 3 werden desweiteren zwei der gebräuchlichsten Verteilungstypen (Gauß'sche Normalverteilung sowie Lognormal-Verteilung) vorgestellt.

Statistische Tests sollen schließlich helfen, die Qualität der Anpassung der Stichprobe an die Verteilung zu beurteilen. Anhand von Ausreißer-Tests können außerdem einzelne Extremwerte eliminiert werden, wenn sie die aus der Stichprobe ermittelten Parameter unverhältnismäßig stark beeinflussen.

## 4. Laborversuche – Aufbau und Durchführung

### 4.1. Versuchsprogramm

Im Zuge der Arbeit werden im Labor des Instituts für konstruktiven Ingenieurbau Auszugsversuche in gerissenem sowie für Vergleichszwecke in ungerissenem, niederfestem Beton (C12/15) durchgeführt. Dabei wird der zu prüfende Anker mit einer zentrischen Zugbeanspruchung bis zum Bruch des Betons oder Versagen des Befestigungssystems belastet.

Es werden drei unterschiedliche Befestigungselemente getestet, welche in Kapitel 4.2.1 näher erläutert werden:

- Spreizanker
- Hinterschnittanker
- Betonschraube

Damit sollen eventuelle unterschiedliche Auswirkungen der Eigenschaften des niederfesten Betons, auf die verschiedenen Wirkungsweisen der Befestigungselemente ermittelt werden. Während Hinterschnittanker bei ausreichender Stahlgüte meist Betonausbruch erzeugen, herrscht bei Versagen von Spreizankern vor allem in gerissenem Beton häufig ein Auszug bzw. Durchzug des Konus durch den Spreizclip vor. Bei Betonschrauben hingegen kommt es ähnlich wie bei Verbundsystemen oft zu einem Mischbruch zwischen Auszug und oberflächlichem Betonausbruch.

Um größenabhängige Unterschiede bzw. einen eventuellen Maßstabseinfluss berücksichtigen zu können, werden pro Typ drei Größen mit unterschiedlichen Verankerungstiefen und Durchmessern getestet. Für die Versuche mit Hinterschnitt- und Spreizankern wird die vom Hersteller angegebene Verankerungstiefe angesetzt, bei den Betonschrauben wird diese zum Teil etwas verringert, um ein ähnliches Verhältnis zwischen Durchmesser und Verankerungstiefe zu erreichen. Dies wird in der rechnerischen Ermittlung der Ausbruchlast berücksichtigt.

Je Typ und Größe werden zwecks statistischer Auswertung mindestens fünf Versuche durchgeführt. Werden Ausreißer vermutet, wird die Versuchsanzahl auf 10 erhöht und mithilfe eines statistischen Tests überprüft und nachgewiesen, ob es sich tatsächlich um einen Ausreißer handelt.

Der Schwerpunkt der Lborarbeit liegt auf den Versuchen in gerissenem Beton, die Geometrie der Versuchskörper (vgl. Kapitel 4.2.2) lassen aber für die kleinen Größen Vergleichsversuche in ungerissenem Beton zu. Bei den Versuchen in gerissenem Beton wird in Hinblick auf die in den Kapiteln 2.4.2 sowie 4.4.1 angesprochenen Normen und Richtlinien eine Rissbreite von 0,3mm im Bereich der Lasteinleitung angestrebt.

**Tab. 9 Versuche in gerissenem Beton. Übersicht**

<b>Versuche in gerissenem Beton (<math>\Delta w=0,3\text{mm}</math>)</b>			
Typ	Größe	Verankerungstiefe $h_{\text{eff}}$ [mm]	Betoncharge <sup>1</sup>
Spreizanker (kraftkontrolliert)	M8	45	1
	M12	70	1
	M16	85	1
Hinterschnittanker	M8	50	1
	M10	60	1
	M12	80	1
Betonschraube <sup>2</sup>	Ø6	40,8 ( $h_{\text{nom}}=44$ )	2
	Ø8	47,4 ( $h_{\text{nom}}=52$ )	2
	Ø10	56,8 ( $h_{\text{nom}}=64$ )	2

**Tab. 10 Vergleichsversuche in ungerissenem Beton. Übersicht**

<b>Versuche in ungerissenem Beton</b>			
Typ	Größe	Verankerungstiefe $h_{\text{eff}}$ [mm]	Betoncharge <sup>1</sup>
Spreizanker	M8	45	1
Hinterschnittanker	M8	50	1

<sup>1</sup> Da die Prüfkörper zwei unterschiedlichen Chargen entstammen, dient die Nr. der eindeutigen Zuordnung zur jeweiligen Charge.

<sup>2</sup> Die angegebene Größe bezieht sich auf den Bohrlochdurchmesser.

Im Vorfeld werden mit den Betonschrauben Setzversuche durchgeführt, um sicherzustellen, dass die Setzbarkeit auch in niederfestem Beton und mit Drehmomentschlüssel gegeben ist.

## **4.2. Übersicht über die Prüfmaterialien**

Nachfolgend werden die verwendeten Prüfmaterialien sowie deren wichtigste Kennwerte und Eigenschaften beschrieben.

### **4.2.1. Anker und Betonschrauben**

#### **Spreizanker**

Es wird ein galvanisch verzinkter Spreizanker des Bolzentyps verwendet, welcher nach Zulassung in gerissenem und ungerissenem Beton der Festigkeitsklassen C20/25 bis C50/60 verankert werden darf. Der Anker besteht aus einem Konusbolzen mit Spreizclip sowie einer Sechskantmutter mit Unterlegscheibe.

Bohrlochtiefe, Durchmesser und Anbauteilhöhe entsprechen den Herstellerangaben. Die Verspreizung des Dübels erfolgt kraftkontrolliert mit dem vom Hersteller angegebenen Drehmoment.

Die genauen Montagekennwerte für die verwendeten Typen und unterschiedlichen Größen finden sich in den Prüfprotokollen im Anhang.

#### **Hinterschnittanker**

Der verwendete Hinterschnittanker ist ein galvanisch verzinkter Anker des Bolzentyps. Er darf nach Zulassung in gerissenem und ungerissenem Beton der Festigkeitsklassen C20/25 bis C50/60 verankert werden. Der Dübel besteht aus einem Konusbolzen mit Spreizhülse sowie Sechskantmutter und Unterlegscheibe .

Bohrlochtiefe, Durchmesser und Anbauteilhöhe entsprechen den Herstellerangaben. Der verwendete Typ erfordert ein hinterschnittenes Bohrloch. Die Bohrung erfolgt mit dem in der Zulassung angegebenen speziellen Bohrwerkzeug. Der Setzvorgang erfolgt wegkontrolliert mit dem ebenfalls in der Zulassung angeführten Einschlagwerkzeug.

Die genauen Montagekennwerte für die verwendeten Typen und unterschiedlichen Größen finden sich in den Prüfprotokollen im Anhang.

### Betonschraube

Die verwendete Betonschraube aus rostfreiem Stahl darf laut Zulassung in gerissenem und ungerissenem Beton der Festigkeitsklassen C20/25 bis C50/60 verankert werden. Tab. 11 gibt einen Überblick über den Außendurchmesser der verwendeten Betonschrauben.

Die genauen Montagekennwerte für die verwendeten Typen und unterschiedlichen Größen sind in den Prüfprotokollen im Anhang angeführt.

**Tab. 11 Außendurchmesser  $d_s$  der verwendeten Betonschrauben**

Größe	Ø6	Ø8	Ø10
Außendurchmesser $d_s$ [mm]	7,6	10,1	12,3

### 4.2.2. Versuchskörper

#### Übersicht

Zur Durchführung der Auszugsversuche in gerissenem Beton sowie zur Ermittlung der Eigenschaften dieser Prüfkörper werden insgesamt die folgende Chargen an Betonprüfkörpern bestellt:

**Tab. 12 Übersicht über die verwendeten Betonprüfkörper**

Charge	Betonfestigkeitsklasse	Anzahl Prüfkörper	Anzahl Prüfwürfel zur Bestimmung der Druckfestigkeit	Anzahl Prüfwürfel zur Bestimmung der Bruchenergie
1	C12/15	1	9	-
2	C12/15	1	9	5
3	C20/25	-	6	5

#### Geometrie

Die Form und Größe der verwendeten Prüfkörper ist auf die Anforderungen der Prüfeinrichtung ausgelegt. Dabei können bestehende Pläne nach Abb. 25 genutzt werden, welche für derartige Versuche standardmäßig angewendet werden.



**Abb. 23** Prüfkörper zur Durchführung von Auszugsversuchen in gerissenem Beton

Die bewehrten Platten sind an der Schmalseite mit senkrechten Blechen ausgerüstet, um eine kontrollierte Entstehung und Ausbreitung der Risse senkrecht zur Längsachse und über den gesamten Verankerungsbereich zu gewährleisten. In jeder Platte können abhängig von der Größe der Ausbruchkegel bei den Zugversuchen maximal 14 Risse je Seite verwendet werden.

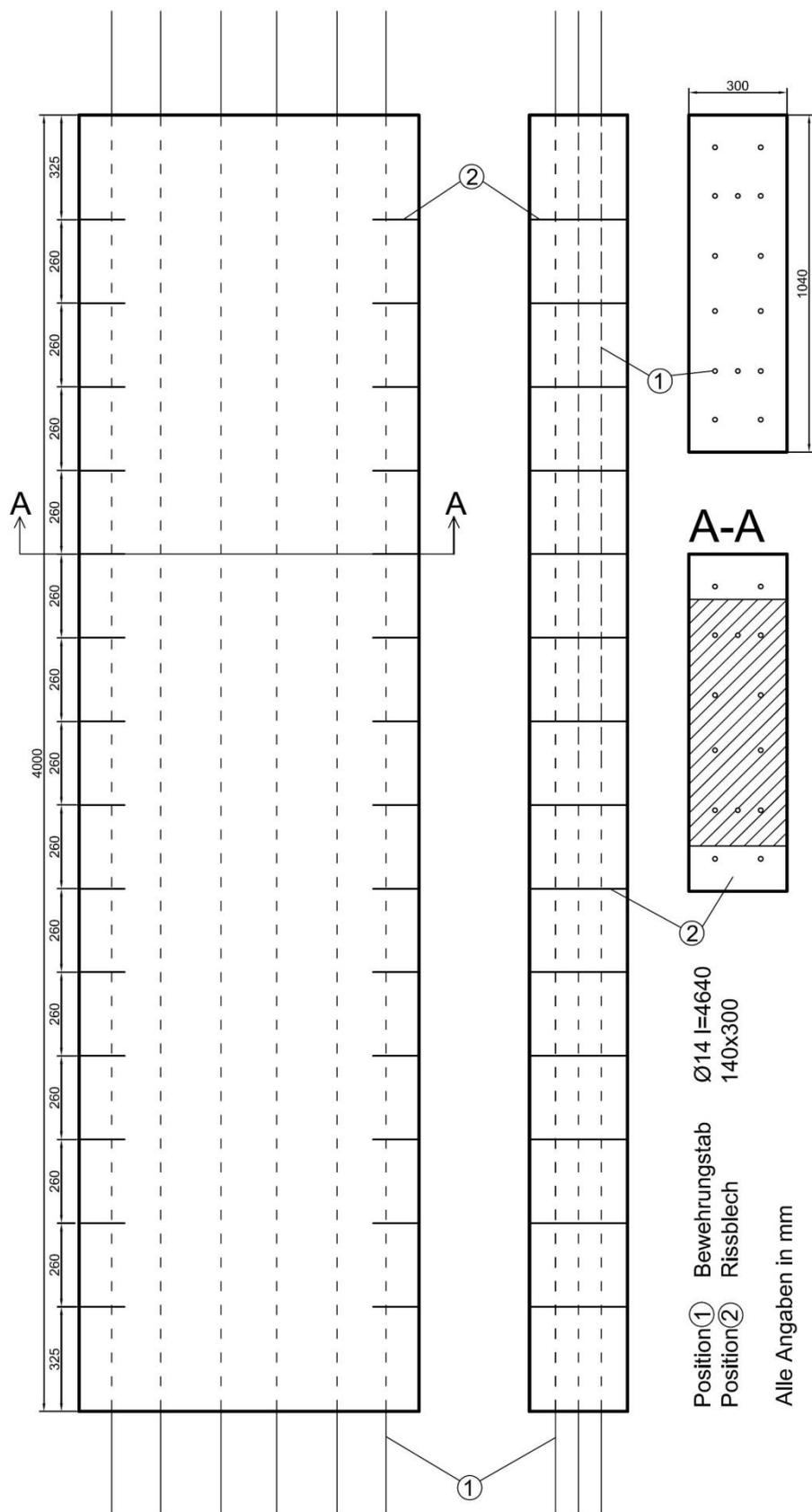


Abb. 24 Versuchskörper zur Durchführung von Auszugsversuchen in gerissenem Beton

Die Prüfwürfel sowohl für die Ermittlung der Druckfestigkeit als auch jene für die Ermittlung der Bruchenergie haben eine Kantenlänge von 150mm. Darüber hinaus werden die Prüfwürfel zur Durchführung der Keilspaltversuche an einer Seite mit einer ca. 20mm tiefen und 45mm breiten Einkerbung zur Fixierung der Keile und Messtechnik ausgestattet (vgl. Abb. 25).

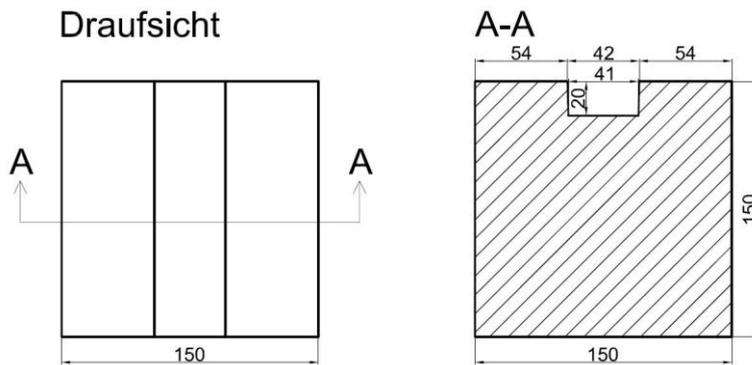


Abb. 25 Prüfwürfel zur Durchführung von Keilspaltversuchen

### Zusammensetzung und Eigenschaften

Die Herstellung der Prüfkörper erfolgt in einem zertifizierten Betonfertigteilwerk, welches auch die 7-Tage-Festigkeit der Prüfkörper ermittelt. Die weiteren Festigkeitsprüfungen - mit Ausnahme der Keilspaltversuche zur Ermittlung der Bruchenergie- werden im institutseigenen Labor mithilfe einer kalibrierten Würfeldruckpresse durchgeführt. Die angegebene Druckfestigkeit stellt einen Mittelwert aus jeweils drei Proben dar.

Da die rechnerische Festigkeitsentwicklung vor allem über einen längeren Zeitraum doch deutliche Diskrepanzen zur tatsächlich ermittelten Festigkeit aufweist (vgl. Abb. 26), wird diese für jeden Versuchsblock im Labor bestimmt, sodass die rechnerische Anpassung nur innerhalb des zeitlichen Rahmens eines Versuchsblocks erfolgt.

In Tab. 13 sind die wichtigsten Kennwerte der Herstellung sowie die Eigenschaften der einzelnen Chargen angeführt.

Für beide Festigkeitsklassen wird derselbe Zugschlag mit ähnlicher Korngrößenverteilung und gleichem Größtkorn gewählt, der Unterschied in der Festigkeit ergibt sich daher hauptsächlich aus dem unterschiedlichen w/z-Wert.

Tab. 13 Eigenschaften des verwendeten Betons

	Charge		
	1	2	3
Festigkeitsklasse	C12/15	C12/15	C20/25
Zementfestigkeitsklasse	32,5 R	32,5 R	32,5 R
w/z-Wert	0,89	0,89	0,67
Größtkorndurchmesser D [mm]	16	16	16
Anteil Zuschlag 0-2mm [%]	39	39	39
Anteil Zuschlag 2-8mm [%]	25	25	24
Anteil Zuschlag 8-16mm [%]	36	36	37
7-Tage Festigkeit $f_{c,cube150}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	12,3	13,9	20,8
28-Tage Festigkeit (rechnerisch) $f_{c,cube150}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	15,87	20,36	29,07

Es ist darauf hinzuweisen, dass der niederfeste Beton der 2. Charge mit 20,36MPa bereits eine relativ hohe 28-Tage-Festigkeit aufweist, welche nur um 20% unter der in der Zulassung für Befestigungselemente ETAG001 [33] definierten Mindestgrenze liegt.

Abb. 26 gibt einen Überblick über die rechnerische Festigkeitsentwicklung der für die Auszugs- sowie Keilspaltversuche verwendeten Betone. Die großen Symbole kennzeichnen am Institut durchgeführte Festigkeitsprüfungen.

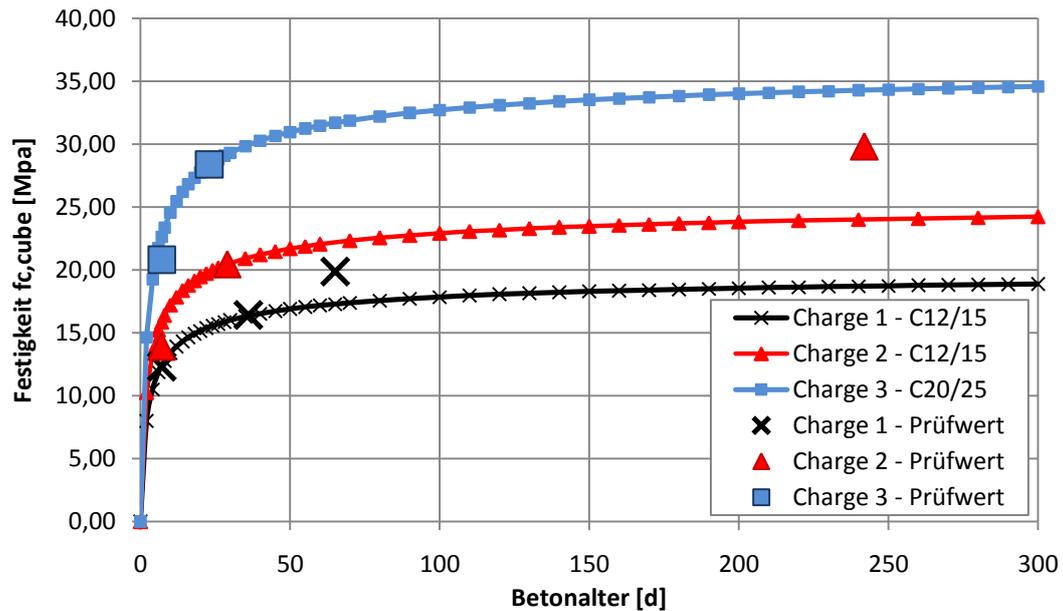


Abb. 26 Gemessene und rechnerische Festigkeitsentwicklung der verwendeten Betone

### Keilspaltversuche zur Ermittlung der Bruchenergie nach Tschegg [15]

Im Rahmen der Arbeit werden an der TU Wien, Institut für Festkörperphysik, Keilspaltversuche nach Tschegg zur Ermittlung der Bruchenergie durchgeführt.

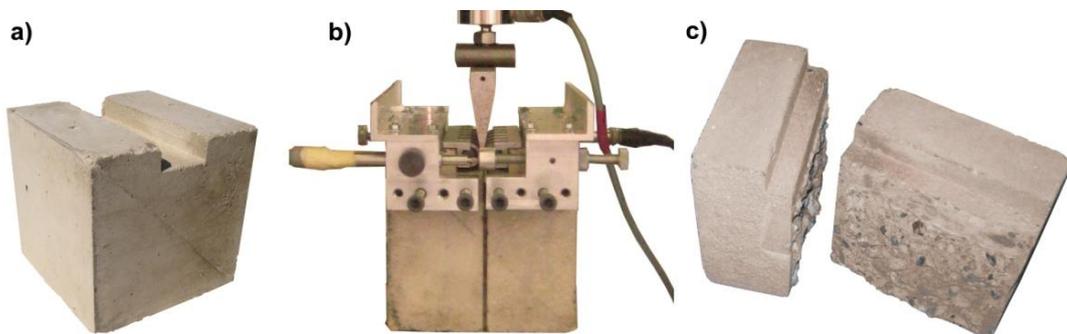


Abb. 27 Keilspaltversuche: a) Prüfwürfel, b) Instrumentierung, c) Spaltbruchflächen

Der Versuchsaufbau besteht in der Regel aus einem zylinder- oder würfelförmigen Prüfkörper (vgl. Abb. 27, a)) mit einer Einkerbung, in welcher zwei Metallleisten mit Rollen zur Lastübertragung angeordnet werden (vgl. Abb. 27, b)). Von der Druckprüfmaschine wird über einen Lasteinleitungskeil eine Kraft  $F_M$  eingeleitet, welche sich abhängig vom Winkel des Keiles in eine große Horizontalkomponente  $F_H$  und eine deutlich geringere Vertikalkomponente  $F_V$  aufteilt. Während die Vertikalkomponente nur die Richtung des Risswachstums stabilisieren soll und die Prüfergebnisse nach Tschegg et. Al. [34] nicht beeinflusst, ist die Horizontalkomponente für das Spalten des Prüfkörpers verantwortlich.



Abb. 28 Einaxiale Prüfmaschine mit aufgebaitem Keilspaltversuch an der TU-Wien

Die Messung der Öffnungsweite des Risses COD (Crack Opening Distance) erfolgt über induktive Wegaufnehmer, die Spaltkraft  $F_H$  kann einfach aus der von der Druckmaschine aufgebrauchten Kraft ermittelt werden.

Die Kraft  $F_H$  wird dann gegen die Öffnungsweite COD aufgetragen. Die Fläche unter der Last-Rissöffnungskurve entspricht dem Arbeitsvermögen, welches bezogen auf die Bruchfläche die Bruchenergie ergibt.

### **Ergebnisse der Keilspaltversuche**

Von den je Betonfestigkeitsklasse durchgeführten fünf Versuchen seien hier nur die maßgeblichen statistischen Größen (Mittelwert und Standardabweichung) für die im Zuge der Keilspaltversuche ermittelten Parameter angeführt:

Tab. 14 Ergebnisse der Keilspaltversuche

	Charge	
	2	3
Festigkeitsklasse	C12/15	C20/25
mittl. Bruchlast $F_{\max,m}$ [N]	6.028	6.491
$s_{F_{\max}}$ [N]	185	491
mittl. Kerbbiegezugfestigkeit [MPa]	2,84	3,05
$s_{\text{Kerbbiegezugfestigkeit}}$ [MPa]	0,13	0,25
mittl. Bruchenergie $G_{f,m}$ [N/m]	<b>110,3</b>	<b>111,6</b>
$s_{G_{f,m}}$ [N/m]	15,0	15,3

Die Ergebnisse zeigen keinen signifikanten Unterschied in der mittleren spezifischen Bruchenergie sowie deren Streuung zwischen den Proben der Festigkeitsklasse C12/15 und C20/25. Dies deckt sich mit der Theorie von Friedrich [14], wonach die Bruchenergie bei Normalbeton hauptsächlich eine Funktion des Größtkorndurchmessers ist.

Außerdem liegen auch die mittlere Bruchlast sowie die Kerbbiegezugfestigkeit beider Betonchargen in derselben Größenordnung.

### 4.3. Prüffeld

In der Prüfhalle des Instituts steht zur Durchführung der Auszugsversuche in gerissenem Beton eine servohydraulische, dreiaxiale Prüfmaschine zur Verfügung. Bei kleinen Lastwerten kann eine mobile, elektrobetriebene Prüfmaschine für die Auszugsversuche verwendet werden.

#### 4.3.1. Prüfmaschine

Die Prüfmaschine der Firma walter+bai (Abb. 29) besteht aus einem vertikal und zwei horizontal angeordneten Prüfzylindern, wobei der leistungsstärkere Horizontalzylinder (bis 2000kN auf Zug) extern angesteuert werden kann. Jeder Zylinder verfügt über eine integrierte Weg- und Kraftmesseinrichtung.



Abb. 29 Servohydraulische Prüfmaschine am Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Wien

#### 4.3.2. Einrichtung und Instrumentierung

Über den großen horizontalen Prüfzylinder erfolgt die Einleitung der Zugkraft auf den Betonprüfkörper zur Öffnung der Risse. Für den eigentlichen Auszugsversuch kommt entweder der Vertikalzylinder der Prüfmaschine (bis 630kN auf Zug), der auf einem beweglichen Rahmen montiert ist, oder -für geringere Bruchlasten- die mobile Prüfmaschine (bis 50kN auf Zug) zur Anwendung.

Die Einspannung der Prüfkörper in den horizontalen Prüfzylinder wird über die Bewehrungsstäbe hergestellt, die aufzubringende Zuglast wird mittels Schraubmuffen vom Zylinder in die Bewehrung und von der Bewehrung schließlich in den Beton eingeleitet.

Am Riss werden zwei induktive Wegaufnehmer wie in Abb. 30 dargestellt angebracht, deren einzelnes oder gemittelttes Signal die Kraft des Prüfzylinders steuert. Über das Bedienelement kann dann die gewünschte Öffnungsweite des Risses angefahren werden. Während des Versuchs wird die Kraft des Prüfzylinders automatisch reguliert, um die Rissöffnung konstant zu halten.



Abb. 30 Positionierung der Wegaufnehmer im Bereich der Rissbleche

Da sowohl der vertikale Prüfzylinder als auch die mobile Prüfmaschine über eine integrierte Wegmessung verfügen und zudem die erwarteten Ausbruchlasten in einer Größenordnung liegen, in welcher der durch Dehnungen im Zugadapter hervorgerufene Messfehler vernachlässigbar gering ist, wird auf zusätzliche externe Wegaufnehmer zur Messung des Auszugsweges des Dübels verzichtet und die integrierte Wegmessung zur Auswertung herangezogen.

## 4.4. Versuchsdurchführung

### 4.4.1. Vorgaben und Randbedingungen

Der Aufbau, die Versuchsdurchführung und die Randbedingungen für die Versuche entsprechen mit Ausnahme der Betonfestigkeitsklasse den Vorgaben nach ETAG001 Part1 [6], Tabelle 5.4, Versuchsnummer 5.4/1 für die Versuche in ungerissenem bzw. 5.4/3 für die Versuche im gerissenem Beton. Die Versuche sind unter der Versuchsbezeichnung „characteristic resistance for tension loading not influenced by edge and spacing effects“ zusammengefasst [6 S. 32]. Weitere Details zur Versuchsdurchführung finden sich in [33 S. 13]. In Tab. 15 sind die wichtigsten Randbedingungen angegeben:

Tab. 15 Versuchsdurchführung - Vorgaben und Randbedingungen

Beton	C12/15
Rissweite $\Delta w$ [mm]	0,30 (gerissen) 0,00 (ungerissen)
Bohrschneidendurchmesser $d_{\text{cut}}$	$d_{\text{cut,m}}$ – mittlerer Durchmesser
Randabstand $c$	$>c_{\text{cr,N}}$
Achsabstand $s$	$>s_{\text{cr,N}}$
Bauteildicke $h$	$\geq h_{\text{min}}$

#### 4.4.2. Versuchsaufbau

Die Durchführung der Versuche erfolgt im Wesentlichen nach unten angeführten Schritten. Besondere Aufmerksamkeit gilt der Kontrolle des Risses sowie der exakten Anordnung der Bohrung im Riss. Hierbei ist zu beachten, dass der Riss natürlich nur an der Oberfläche sichtbar ist. Das bedeutet, dass der Rissverlauf im eigentlichen Verspreizungsbereich des Dübels nur anhand des oberflächlich sichtbaren Risses abgeschätzt werden kann.

#### Versuchsdurchführung

- Einrichten der Wegaufnehmer am Riss
- Abgleichen der Wegaufnehmer
- Öffnen des Risses und Kontrolle der Öffnungsweite sowie des Rissverlaufs
- Schließen des Risses
- Herstellung des Bohrlochs (vgl. Abb. 31)



Abb. 31 Herstellung des Bohrlochs mithilfe eines Bohrständers

- Säubern des Bohrlochs
- Montage des Ankers und Aufbringen des Installationsdrehmoments
- Reduktion des Installationsdrehmoments
- Erneutes Öffnen des Risses
- Einrichten des Zugadapters
- Vorspannen des Ankers (ca. 0,2-0,5kN)
- Starten des Auszugsversuchs
- Versuchsende
- Dokumentation des Ausbruchkegels (vgl. Abb. 32)

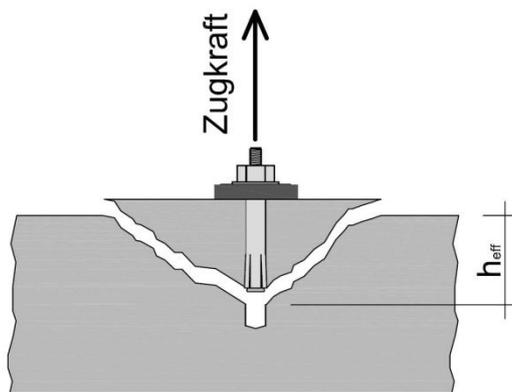


Abb. 32 Dokumentation des Ausbruchkegels: Gemessene Verankerungstiefe

## 4.5. Zusammenfassung

Kapitel 4 beschreibt die verwendeten Prüfmaterialien sowie den Versuchsaufbau. Es werden Versuche sowohl in gerissenem Beton (Rissweite  $\Delta w=0,30\text{mm}$ ) als auch in ungerissenem Beton der Festigkeitsklasse C12/15 durchgeführt. Die Versuchsdurchführung sowie die Randbedingungen entsprechen mit Ausnahme der Betonfestigkeitsklasse im Wesentlichen den Vorgaben der Leitlinie für die europäische technische Zulassung für Metalldübel zur Verankerung in Beton (Versuchsbezeichnung: „characteristic resistance for tension loading not influenced by edge and spacing effects“ 5.4/1 bzw. 5.4/3).

Dabei kommen drei verschiedene Verankerungssysteme mit jeweils drei unterschiedlichen Größen zur Anwendung: Hinterschnittanker, kraftkontrollierte Spreizanker und Betonschrauben. Dadurch sollen eventuelle Unterschiede in der Auswirkung des niederfesten Betons auf die verschiedenen Befestigungstypen herausgearbeitet sowie ein eventueller Maßstabeffekt erkannt werden.

Die Beschreibung der Betonprüfkörper konzentriert sich auf die Beschreibung und Zusammenfassung der Ausgangsstoffe sowie der Festigkeitseigenschaften. Dabei sind insbesondere die Ergebnisse der Keilspaltversuche nach Tschegg an der TU Wien zur Ermittlung der Bruchenergie zu erwähnen. Es kann gezeigt werden, dass zwei Betonchargen unterschiedlicher Festigkeitsklassen (C12/15 sowie C20/25), jedoch ähnlicher Korngrößenverteilung und gleichem Größtkorn keinen Unterschied in der Bruchenergie aufweisen.

## **5. Versuchsergebnisse und Interpretation**

### **5.1. Einführung**

Betrachtet man die große Anzahl der dem CC-Modell zugrundeliegenden Versuche, so wird schnell klar, dass die für diese Arbeit durchgeführten insgesamt ca. 65 Versuche nicht ausreichend sind, um eine allgemein gültige Aussage zu treffen oder gar ein Bemessungsmodell zu entwickeln.

Allein die große Vielfalt in den Randbedingungen, wie beispielsweise die unterschiedlichen Wirkungsweisen oder verschiedene Verankerungstiefen setzen einen weit- aus größeren Versuchsumfang voraus. Desweiteren wird eine große Versuchsanzahl auch durch die natürliche Variabilität der Messwerte bedingt, wenngleich sie sich bei den hier durchgeführten Versuchen in einem annehmbaren Rahmen bewegt.

Trotz allem zeigen die im Rahmen der Arbeit ausgeführten Versuche durchaus interessante Ergebnisse über das Tragverhalten von Verankerungen in niederfestem, insbesondere jungem Beton, welche auch für weitere Untersuchungen von Interesse sein können.

### **5.2. Übersicht über die Versuchsergebnisse**

In gerissenem Beton wurden insgesamt 9 Versuchsserien bestehend aus jeweils 5 – 10 Einzeltests durchgeführt. Tab. 16 gibt einen Überblick über die dabei erzielten Höchstlasten, den Verschiebungen sowie den gemessenen Verankerungstiefen. Die Vergleichsversuche in ungerissenem Beton umfassen jeweils eine Serie Spreizanker M8 sowie Hinterschnitt M8 (Tab. 17).

Die einzelnen Versuchsergebnisse finden sich in den Prüfprotokollen in Kapitel 8 (Anhang).

Tab. 16 Übersicht über die Ergebnisse der Auszugsversuche in gerissenem Beton

Typ	Größe	Anzahl	Betonfestigkeit	Mittlere Verankerungstiefe $h_{\text{eff}}$		Verschiebung	Höchstlast	Standardabweichung $s$	Varianz $v$
			$f_{c,\text{cube}150}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Hersteller [mm]	Gemessen <sup>1</sup> [mm]	$S_{F_{u,m}}$ [mm]	$F_{u,m}$ [kN]	[kN]	[%]
Spreizanker	M8	5	16,41	45	40	6,62	9,81	0,75	7,7%
	M12	5	16,80	70	-	6,66	20,53	2,02	9,9%
	M16	5	16,80	85	73	9,81	30,67	1,87	6,1%
Hinterschnitt	M8	8	19,82	50	48	4,74	16,45	1,06	6,4%
	M10	5	19,86	60	59	3,68	22,20	1,22	5,5%
	M12	5	19,86	80	79	4,86	39,29	1,95	5,0%
Betonschraube	Ø6	10	20,63	41	25	1,33	7,13	0,83	11,7%
	Ø8	5	20,63	52	32	1,83	9,57	1,25	13,1%
	Ø10	5	20,63	57	40	2,28	12,21	1,22	10,0%

Tab. 17 Übersicht über die Ergebnisse der Vergleichsversuche in ungerissenem Beton

Typ	Größe	Anzahl	Betonfestigkeit	Verankerungstiefe $h_{\text{eff}}$		Verschiebung	Höchstlast	Standardabweichung $s$	Varianz $v$
			$f_{c,\text{cube}150}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Hersteller [mm]	Gemessen <sup>1</sup> [mm]	$S_{F_{u,m}}$ [mm]	$F_{u,m}$ [kN]	[kN]	[%]
Spreizanker	M8	5	16,52	45	40	4,15	11,89	1,01	8,5%
Hinterschnitt	M8	5	20,04	50	49,2	4,39	20,72	2,53	12,2%

<sup>1</sup> Nach Versuchsende im Versuchskörper gemessene Tiefe des Ausbruchkegels

### 5.3. Vergleich der Ergebnisse mit den Bemessungswerten

Eine Gegenüberstellung der Höchstlasten aus den Versuchen mit den theoretischen Modelllasten zeigt vor allem große Unterschiede zwischen den verschiedenen Dübel-systemen.

Anhand eines einseitigen Parametertests soll nun beurteilt werden, ob die Versuchswerte derjenigen Grundgesamtheit angehören, welche durch das CC-Modell [12] mit dem Mittelwert nach

$$N_u^0 = k \cdot \sqrt{f_{c,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad [N]$$

mit  $k=9,5$  für gerissenen Beton bzw.  $k=13,5$  für ungerissenen Beton und der Verankerungstiefe nach Herstellerangaben<sup>1</sup> sowie einer Varianz von 15% [35 S. 2] abgebildet wird. Durch die einseitige Fragestellung wird ein positives Testergebnis auch dann akzeptiert, wenn der Wert signifikant größer als der Modellwert ist. Es wird eine Irrtumswahrscheinlichkeit von  $\alpha=5\%$  toleriert.

Die Ergebnisse des Parametertests sind in Abb. 33 / Tab. 18 sowie Abb. 34 / Tab. 19 zusammengefasst.

---

<sup>1</sup> Für die Betonschrauben wird die effektiv gesetzte Verankerungstiefe herangezogen sowie eine Abminderung entsprechend Kapitel 2.4.2 berücksichtigt.

Tab. 18 Parametertest für die Versuche in gerissenem Beton: Gegenüberstellung Versuch – Modell

Typ	Größe	Anzahl	Höchstlast $F_{u,m}$	Höchstlast nach CC-Modell $F_{u,cc}$	Standardabweichung (CC-Modell)	Parametertest	Modellwert erreicht (oder überschritten)
			[kN]	[kN]	[kN]		
Spreizanker	M8	5	9,81	11,26	1,69		Nein
	M12	5	20,53	22,11	3,32		Ja
	M16	5	30,67	29,59	4,44		Ja
Hinterschnitt	M8	8	16,45	14,50	2,18		Ja
	M10	5	22,20	19,08	2,86		Ja
	M12	5	39,29	29,37	4,41		Ja
Betonschraube	Ø6	10	7,13	8,61	1,29		Nein
	Ø8	5	9,57	12,29	1,84		Nein
	Ø10	5	12,21	14,11	2,12		Nein

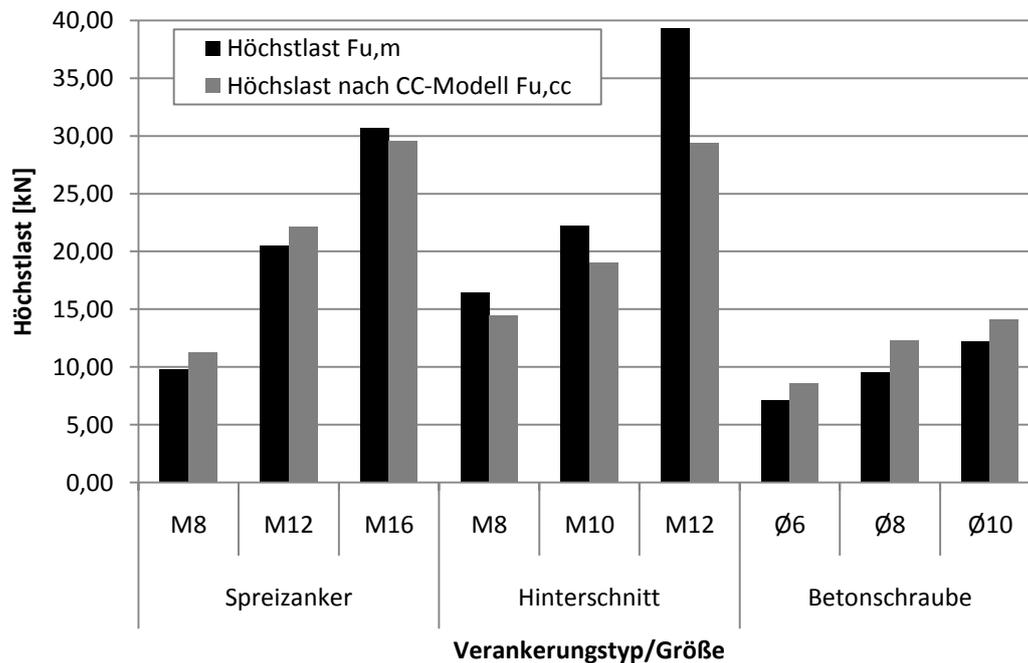


Abb. 33 Gegenüberstellung der mittleren Höchstlasten  $F_{u,m}$  aus den Versuchen mit dem Modell, gerissener Beton

Tab. 19 Parametertest für die Versuche in ungerissenem Beton: Gegenüberstellung Versuch – Modell

Typ	Größe	Anzahl	Höchstlast $F_{u,m}$	Höchstlast nach CC-Modell $F_{u,cc}$	Standardabweichung (CC-Modell)	Parametertest	Modellwert erreicht (oder überschritten)
			[kN]	[kN]	[kN]		
Spreizanker	M8	5	11,89	16,14	2,42		Nein
Hinterschnitt	M8	5	20,72	20,83	3,12		Ja

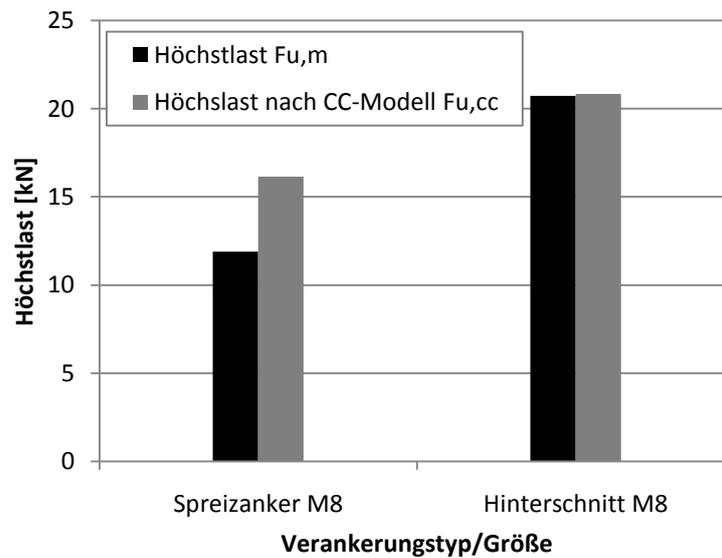


Abb. 34 Gegenüberstellung der mittleren Höchstlasten  $F_{u,m}$  aus den Versuchen mit dem Modell, ungerissener Beton

Der durchgeführte Parametertest zeigt, dass die Höchstlasten bei den Versuchen mit Spreizankern den Bemessungswert sowohl in gerissenem als auch ungerissenem Beton nur teilweise erreichen und die Höchstlasten bei Betonschrauben zudem weit darunter liegen. Demgegenüber weisen Hinterschnittsysteme in gerissenem Beton noch deutliche Reserven auf und liegen auch in ungerissenem Beton im Bereich der Modellwert.

### 5.3.1. Vergleich der unterschiedlichen Wirkungsprinzipien

Aus den Ergebnissen lässt sich ableiten, dass die Form der Krafteinleitung in den Beton eine bedeutende Rolle spielt:

Bei den durchgeführten Versuchen mit kraftkontrolliert spreizenden Anker kann unabhängig vom gewählten Durchmesser bzw. Verankerungstiefe ein verhältnismäßig großer Schlupf bis zum Versagen des Systems beobachtet werden (vgl. Tab. 16), während Betonschrauben und Hinterschnittanker ein relativ „sprödes“ Verhalten aufweisen. In Abb. 35 werden charakteristische Last-Verschiebungskurven anhand ausgewählter Versuche dargestellt.

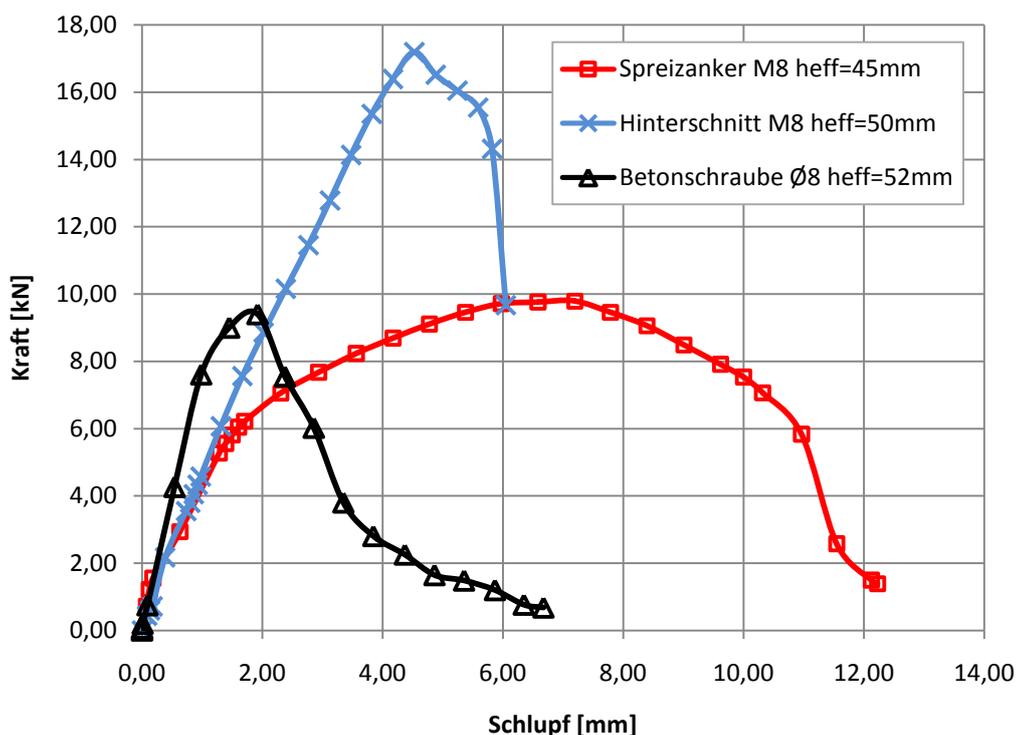
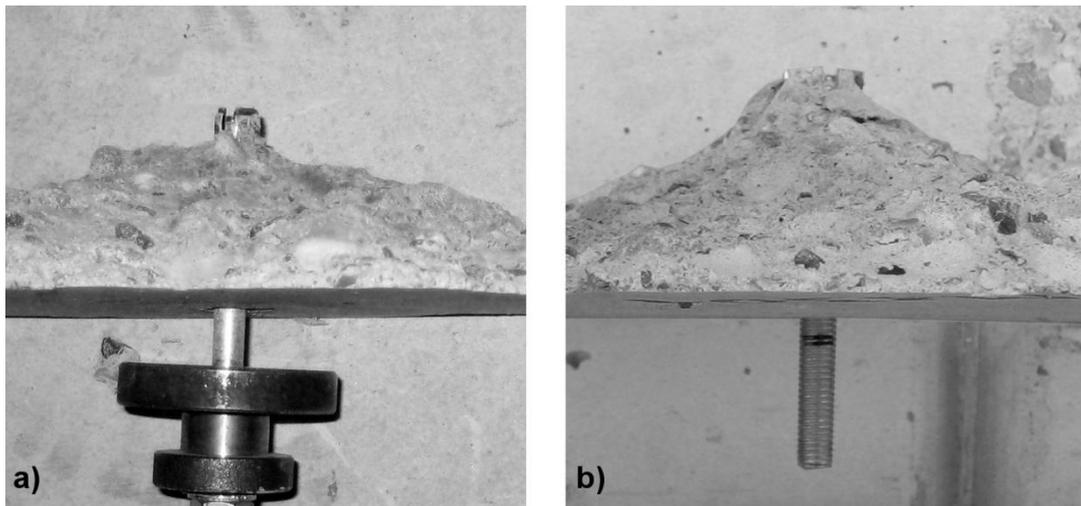


Abb. 35 Darstellung ausgewählter Last-Verschiebungskurven: Verringerung der effektiven Verankerungstiefe bei großem Schlupf des Ankers

### Spreizanker

Für Spreizanker bedeutet dies, dass unter Zugbelastung des Ankers die für die kraftschlüssige Verbindung notwendige Spreizkraft zunächst eine Verformung bzw. örtliche Zerstörung des Betons im Spreizbereich bewirkt, ohne dass die Zugtragfähigkeit des Betons aktiviert wird. Der Anker wird also zunächst einige Millimeter aus dem Bohrloch herausgezogen, bevor der Reibverbund die Zugkraft vollends in den Beton einleiten kann. Dadurch verringert sich der aktivierbare Bereich (und somit die Mantelfläche), bis schließlich die durch den Kraftschluss übertragene Zugkraft die vom Beton maximal aufnehmbare Kraft übersteigt und es zu einem kegelförmigen Ausbruch kommt, dessen Höhe jedoch gegenüber der ursprünglichen Verankerungstiefe deutlich verringert ist (Abb. 36, a).

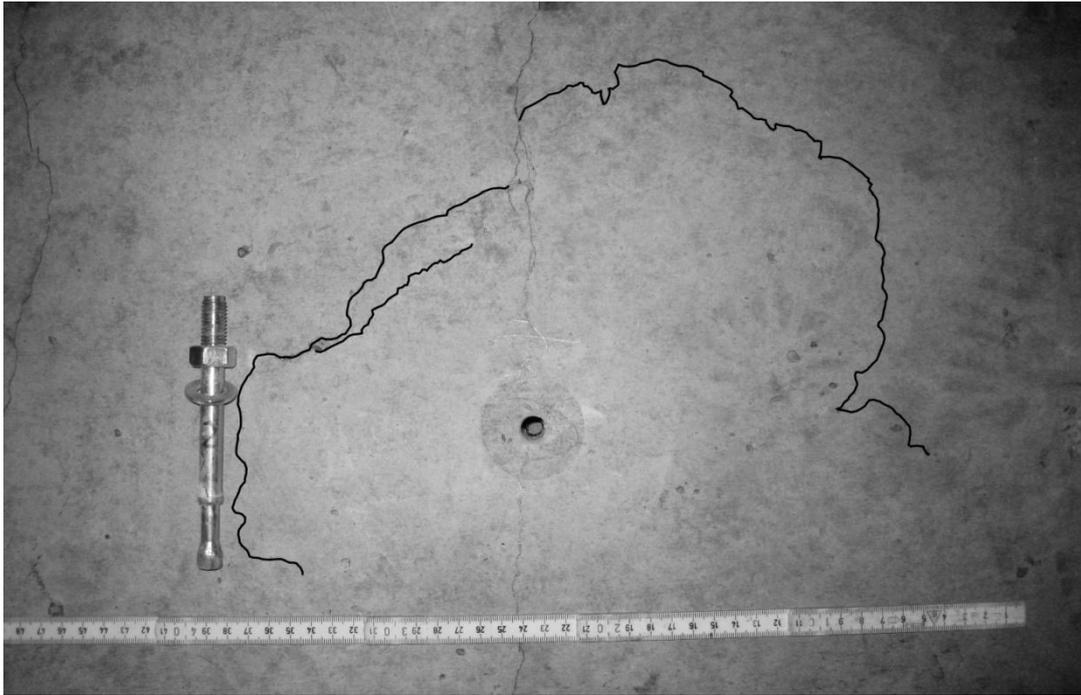


**Abb. 36 Vergleich der Ausbruchkegel eines a) Spreizankers und b) Hinterschnittankers (M8)**

Die große Verschiebung vor Erreichen der Höchstlast bei Spreizankern führt also zu einer stark verminderten Verankerungstiefe. Auf diesen Aspekt wird in Kapitel 5.3.2 noch ausführlicher eingegangen.

Ein besonderes Verhalten zeigen die Versuche mit Spreizankern der Größe M12. Bei vier der fünf durchgeführten Versuche kann die Zugtragfähigkeit des Betons nicht vollständig aktiviert werden und es kommt zu einem Mischbruch zwischen teilweise Betonbruch und Durchzug des Konus durch die Spreizhülse:

Nach Erreichen der Höchstlast bilden sich zunächst die ersten oberflächlich sichtbaren Risse des Ausbruchkegels aus, bis schließlich die Rissbildung endet und der Anker durch die Spreizhülse gezogen wird [36]. Dem scheint eine größere Duktilität des niederfesten Betons zugrunde zu liegen, d.h., dass die Nachgiebigkeit des Betons nach der Rissentstehung einen Auszug des Ankers ermöglicht, ohne dabei das Betonvolumen des Ausbruchkegels vollständig zu aktivieren. Ein typisches Bruchbild zeigt Abb. 37.



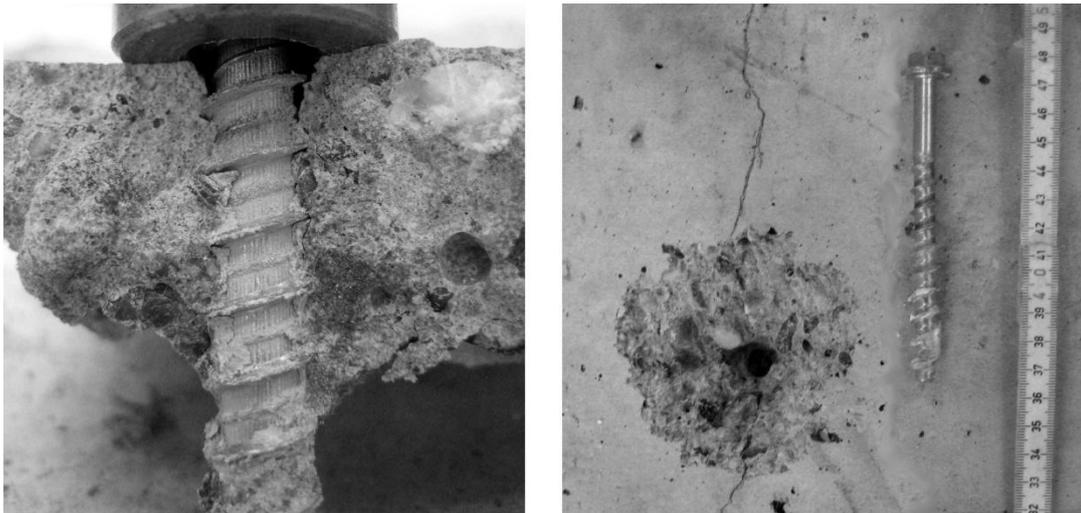
**Abb. 37 Spreizanker M12: Typisches Rissbild bei den durchgeführten Versuchen (die schwarzen Linien markieren die bis zum Versagen aufgetretenen Risse)**

### **Hinterschnittanker**

Bei Systemen mit formschlüssiger Kraftübertragung wie Hinterschnittanker kommt es aufgrund der geometrischen Verbindung zwischen Anker und Beton bis zum Versagen zu weitaus geringeren Verschiebungen. Dies rührt daher, dass die deutlich kleinere Spreizkraft auch bei niederfestem Beton nicht ausreicht, den Beton im Lasteinleitungsbereich so stark zu schädigen, dass es den Anker -bei gegebener Rissbreite und Durchmesser der Fußverbreiterung- durch das Bohrloch herauszieht (Abb. 36, b). Die mittlere gemessene Höhe des Ausbruchkegels ist bei allen durchgeführten Versuchen vergleichbar mit der effektiven Verankerungstiefe, die vom Hersteller angegeben wird.

### **Betonschrauben**

Bei den Betonschrauben, bei denen die Last teils form- und teils kraftschlüssig in den EBton eingeleitet wird, kann durchwegs und trotz der insgesamt geringen Verankerungstiefe ein Mischbruch zwischen Betonausbruch und Dübelauszug, ähnlich der vorherrschenden Versagensweise von Verbundsystemen, beobachtet werden (Abb. 38). Dadurch sind die im Versuch ermittelten Höchstlasten nicht mit den theoretischen Lastwerten vergleichbar, obwohl diese die typenspezifische Abminderung der Verankerungstiefe berücksichtigen.



**Abb. 38 Mischbruch bei Betonschrauben ( $\varnothing 6$ , links). Der Ausbruchkegel hat deutlich verringerte Abmessungen ( $\varnothing 8$ , rechts)**

Dies ist insofern verwunderlich, als dass der Mischbruch als Versagensursache bei Betonschrauben zwar auftreten kann, normalerweise aber erst bei großen Verankerungstiefen und in Abhängigkeit der Ausbildung der Gewindegänge beobachtet wird [11].

Der starre Verbund in Kombination mit der geringen Zugtragfähigkeit des niederfesten Betons bewirkt bei gegebener Form und Ausführung des Gewindegangs unter Zugbelastung eine rasche Aktivierung des oberflächennahen Betons durch die lastnahen Wendel, bevor die Zugkraft überhaupt in tieferliegende Bereiche eingeleitet werden kann. Dadurch kommt es zu einem oberflächlichen Betonausbruch bei gleichzeitigem Auszug des lastfernen Bereichs der Schraube aufgrund eines örtlichen Abscherens des Betons.



**Abb. 39 Auszug des lastfernen Bereichs der Schraube durch Abscheren des Betons**

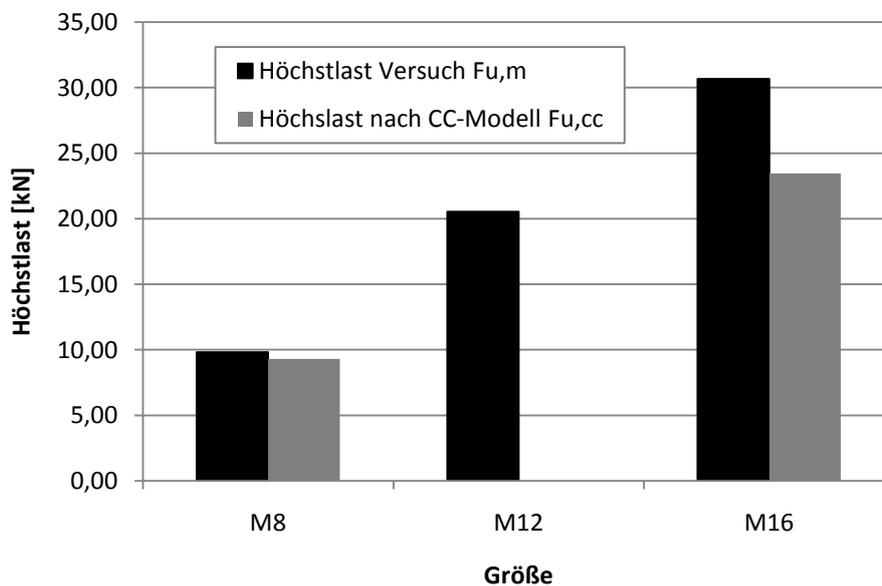
### 5.3.2. Einfluss der effektiven Verankerungstiefe

Wie in Kapitel 5.3.1 beschrieben, weisen Spreizanker bei Zugbeanspruchung einen deutlich größeren Schlupf als die anderen Systeme auf. Dadurch wird die effektive Verankerungstiefe -welche der Höhe des Ausbruchkegels entspricht- deutlich verringert.

Setzt man in die Modellrechnung die verringerte Verankerungstiefe ein und vergleicht diese theoretische Last mit den Versuchsergebnissen, so zeigt sich folgendes Ergebnis:

**Tab. 20 Spreizanker, gerissener Beton: Vergleich der Versuchsergebnisse mit der theoretischen Ausbruchlast ermittelt mit der gemessenen Verankerungstiefe**

Größe	Verankerungstiefe $h_{eff}$		Höchstlast $F_{u,m}$	Höchstlast nach CC-Modell $F_{u,cc}$	Standardabweichung	Parameterwert	Modellwert erreicht (oder überschritten)
	Hersteller [mm]	gemessen [mm]	[kN]	[kN]			
<b>Gerissener Beton</b>							
M8	45	39,6	9,81	9,30	1,39		Ja
M12	70	-	20,53	-	-		-
M16	85	72,8	30,67	23,45	3,52		Ja
<b>Ungerissener Beton</b>							
M8	45	40,0	11,89	13,53	2,03		Nein



**Abb. 40 Spreizanker, gerissener Beton: Vergleich der Versuchsergebnisse mit der theoretischen Ausbruchlast, ermittelt mit der gemessenen Verankerungstiefe**

Während nach dieser „modifizierten“ Modellrechnung die theoretischen Höchstlasten für die Größe M8 in gerissenem Beton gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen, werden die Werte für die Größe M16 nun deutlich unterschätzt.

In ungerissenem Beton hingegen können die erreichten Werte auch nicht durch die verringerte Ausbruchstiefe erklärt werden, hier wird die Ausbruchlast durch das Modell immer noch deutlich überschätzt.

### 5.3.3. Maßstabseinfluss

Im Concrete-Capcity-Modell [12] wird in Abhängigkeit der Verankerungstiefe über den Faktor

$$\frac{k_3}{\sqrt{h_{ef}}}$$

ein Maßstabseinfluss berücksichtigt. Dieser unterstellt, dass die Bruchlast bei Erhöhung der Verankerungstiefe weniger stark ansteigt als es die vorhandene Ausbruchsfläche vermuten lassen würde [37].

Tatsächlich kann bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuchen aber ein Maßstabseinfluss beobachtet werden, wonach die Ausbruchlast verglichen mit der theoretischen Last mit zunehmender Verankerungstiefe deutlich schneller ansteigt, wie es Tab. 21 und Abb. 41 zeigen.

Zur besseren Vergleichbarkeit werden hierfür die Versuchsdaten über den Zusammenhang

$$\sqrt{\frac{f_{c,test}}{f_{c,12/15}}}$$

auf eine einheitliche Betonfestigkeit der Klasse C12/15 normiert und das Verhältnis der mittleren gemessenen und normierten Höchstlast zur theoretischen Last gegen die jeweilige Verankerungstiefe bestimmt:

Tab. 21 Beobachteter Maßstabseinfluss - Abweichungen vom Sollwert

Typ	Größe	Anzahl	$F_{u,m}$ (normiert)	$F_{u,cc}$	Abwei- chung zum Modellwert
			[kN]		%
Spreiz- anker	M8	5	9,62	11,11	-13,3%
	M12	5	19,91	21,55	-7,6%
	M16	5	29,73	28,83	3,1%
Hinter- schnitt	M8	8	14,68	13,01	12,9%
	M10	5	19,79	17,10	15,7%
	M12	5	35,04	26,33	33,1%
Beton- schraube	Ø6	10	6,24	9,66	-35,5%
	Ø8	5	8,38	13,80	-39,3%
	Ø10	5	10,69	15,83	-32,5%

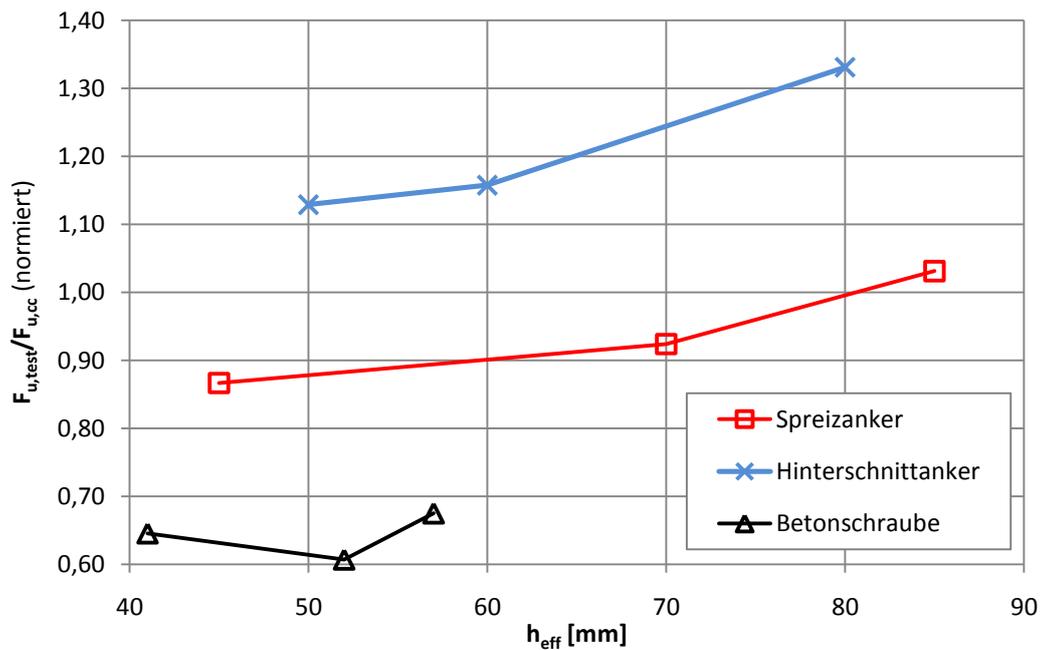


Abb. 41 Beobachteter Maßstabseinfluss: Mit zunehmender Verankerungstiefe steigt die Höchstlast gegenüber dem theoretischen Modell deutlich stärker an

Die Grafik zeigt, dass dieses Verhalten sowohl bei Spreizankern als auch bei Hinterschnittankern beobachtet werden kann, wobei vor allem Hinterschnittanker mit zunehmender Verankerungstiefe deutliche Reserven gegenüber dem Modell aufweisen, während der Einfluss bei Betonschrauben weniger ausgeprägt erscheint.

## 5.4. Zusammenfassung

Im 5. Kapitel werden die Versuchsergebnisse zusammengefasst und interpretiert.

Die gewonnenen Versuchsdaten der Auszugsversuche zeigen deutlich unterschiedliche Verhaltensweisen der verschiedenen Verankerungstypen in jungem, gerissenem Beton C12/15. Während die Ergebnisse mit Hinterschnittankern durchaus mit den Modellwerten nach dem Concrete-Capacity-Design übereinstimmen bzw. noch Reserven gegenüber dem Modellwert aufweisen, sind die mit Spreizankern erzielte Lastwerte nur bedingt mit den Modellwerten vergleichbar. Hierfür ist eine stark verringerte Verankerungstiefe -und damit geringere Ausbruchkegelhöhe- verantwortlich, welche durch eine örtliche Zerstörung des Betons im Lasteinleitungsbereich und damit durch einen großen Schlupf des Ankers verursacht wird. Betonschrauben weisen einen Mischbruch zwischen Auszug und oberflächlichen Betonausbruch auf und erreichen so trotz Berücksichtigung einer typenspezifischen Abminderung der Verankerungstiefe im Modell deutlich verringerte Lastwerte, welche nicht mehr mit den theoretischen Lastwerten vergleichbar sind.

In den Versuchswerten ist ein deutlicher Maßstabseinfluss erkennbar, welcher im konservativen Modell nicht berücksichtigt wird: Die Lastwerte aus den Versuchen steigen mit zunehmendem Durchmesser und Verankerungstiefe vor allem bei Hinterschnitt- und Spreizankern deutlich stärker an, als es das Modell vermuten lässt.

## 6. Zusammenfassung und Ausblick

Die rasche Entwicklung der Befestigungstechnik, insbesondere von Befestigungen im Beton, welche Teile der tragenden Struktur darstellen, macht eine umfangreiche Reglementierung notwendig, welche derzeit in Europa durch die Zulassungsrichtlinien der EOTA (European Organisation for Technical Approvals) gegeben ist.

Diese Richtlinien (ETAG's) beschränken sich (mit Ausnahmen) auf Befestigungen in Beton der Festigkeitsklassen C20/25 bis C50/60. Die in den Richtlinien festgelegten Bemessungsmodelle sind ebenfalls nur für diese Betonklassen zulässig. Allerdings erfordern verschiedene Anwendungen die Umsetzung von Befestigungen in niederfestem, oft auch gerissenem Beton, wie beispielsweise bei der Bauwerksertüchtigung oder Bauwerksinstandsetzung. Im Zuge von Baumaßnahmen werden häufig auch temporäre Verankerungen für Schalungen oder Gerüste im noch jungen Beton notwendig.

Drei unterschiedliche Befestigungstypen mit verschiedenen Wirkungsweisen werden in dieser Arbeit auf ihr Tragverhalten in niederfestem, gerissenem Beton (C12/15) unter zentrischer Zugbelastung untersucht: Spreizanker, Hinterschnittanker sowie Betonschrauben.

Im Vergleich der Versuchswerte mit den Modellwerten nach dem Concrete-Capacity-Modell zeigen sich deutliche Unterschiede zwischen den verschiedenen Systemen. Während Systeme mit Formschluss (Hinterschnittanker) durchwegs auch in niederfestem Beton die Modellwerte erreichen, erzielen kraftschlüssige Systeme (Spreizanker) deutlich geringere Werte. Dies ist auf einen verhältnismäßig großen Schlupf zurückzuführen, welcher die effektive Verankerungstiefe und damit das aktivierbare Betonvolumen verringert. Die untersuchten Betonschrauben weisen vorwiegend einen Mischbruch zwischen oberflächlichen Betonausbruch und Auszug der Schraube auf, sodass ein Vergleich mit Werten nach dem CC-Modell nicht mehr möglich ist.

Es kann also gezeigt werden, dass eine Anwendung der bestehenden Modelle auch in niederfestem Beton für formschlüssige Systeme brauchbare Ergebnisse liefern kann, sofern dabei ein Betonbruch über die volle Verankerungstiefe gewährleistet ist. Demgegenüber scheinen kraftschlüssige Systeme in niederfestem Beton aufgrund dessen

spezieller Eigenschaften deutlich anders zu reagieren, als es aus Anwendungen in höherfestem Beton zu erwarten wäre.

Die begrenzte Versuchszahl in nur einer Betonfestigkeitsklasse in Kombination mit der großen Vielfalt der am Markt befindlichen Verankerungssysteme –auch der untersuchten Typen- erlauben keine generalisierte Aussage oder gar eine Anpassung der Modelle speziell für niederfesten Beton. Da aber nicht nur weiterer Forschungsbedarf im Sinne der Grundlagenforschung, sondern auch Interesse von Seiten der Wirtschaft besteht, erscheinen dem Autor dieser Arbeit weitere, umfangreichere Untersuchungen durchaus sinnvoll.

## 7. Verzeichnisse

### 7.1. Literaturverzeichnis

- [1]. **Verein Deutscher Zementwerke.** *Zement-Taschenbuch.* Düsseldorf : Bau u. Technik, 2002.
- [2]. **Grübl, P.** *Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften.* Berlin : Ernst & Sohn Verlag, 2001.
- [3]. **Deutsches Institut für Normung e. V. (Hrsg.).** *DIN-EN206-1 Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.* Berlin : CEN/TC 104.
- [4]. **Schneider, K. J.** *Bautabellen für Ingenieure.* Düsseldorf : Werner-Verlag, 2001.
- [5]. **European Organisation for Technical Approvals (Hrsg.).** *ETAG 001: Metalanchors for use in concrete.* Brüssel : s.n., amended 2006.
- [6]. **European Organisation for Technical Approvals (Hrsg.).** *ETAG 001 - Part1: Anchors in General.* Brüssel : s.n., amended 2006.
- [7]. **Müller, H. S. und Reinhardt, H. W.** *Beton. in Betonkalender 2009 - Konstruktiver Hochbau - Aktuelle Massivbaunormen.* Berlin : Ernst und Sohn Verlag, 2009.
- [8]. **Heilmann, H.G.** Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. *beton.* 1969, Bd. 2, S. 68-70.
- [9]. **Österreichisches Normungsinstitut (Hrsg.).** *ÖNORM-EN, 1992-1-1 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerke. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* Wien : Österreichisches Normungsinstitut, Ausgabe 2005.
- [10]. **Remmel, G.** Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.* 1994, Bd. 444.
- [11]. **Elgehausen, R., Mallée, R. und Silva, J. F.** *Anchorage in Concrete Construction.* Berlin : Ernst & Sohn Verlag, 2006.

- [12]. **Fuchs, W. und Elgehausen, R.** Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen. *Beton- und Stahlbetonbau*. 1995, S. Heft 1 S.6-9; Heft 2 S.38-44; Heft 3 S. 73-76.
- [13]. **Weigler, H. und Bialek, E.** Das Tragverhalten von Beton. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. 1987, Bd. 386.
- [14]. **Friedrich, P.** Der Einfluss des Größtkorns auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten. *Leipzig Annual Civil Engineering Report*. 1999, No. 4.
- [15]. **Tschegg, E. K.** Fracture Tests on Concrete. *Materialprüfung*. 1991.
- [16]. **Brühwiler, E., Rokugo, K. und Wittmann, F. H.** *Wedge splitting test, draft proposal for a method to determine fracture energy and strain softening*. Paris : RILEM Committee 89-FMT, 1986.
- [17]. **Müller, H. S.** *Zur Vorhersage des Kriechens von Konstruktionsbeton*. s.l. : Dissertation, Karlsruhe, 1986.
- [18]. **Ozbolt, J., Rah, K.K. und Mestrovic, D.** Influence of loading rate on concrete cone failure. *International Journal of Fracture*. 2006, S. 239-252.
- [19]. **European Ready Mixed Concrete Organisation (Hrsg.)**. *Statistics*. Brüssel : s.n., 2001 - 2008.
- [20]. **Bundesverband der Deutschen Transportindustrie e. V. (Hrsg.)**. *Jahresbericht 2008/2009*. Erkrath : s.n., 2009.
- [21]. **Mallée, R.** *Befestigungs- und Verbindungstechnik. Vorlesungsunterlage*. Universität für Bodenkultur, Wien : Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, 2009.
- [22]. **Guggenberger, T.** *Einfluss der Zementart auf das Tragverhalten von Befestigungselementen. Diplomarbeit*. Universität für Bodenkultur Wien : Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, 2009.
- [23]. **Ozbolt, J.** *Maßstabeffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen. Habilitation. Publiziert in Mitteilungen des IWB, No1995/2*. Stuttgart : Universität Stuttgart, 1995.
- [24]. **Elgehausen, R. und Küenzlen, J. H. R.** Tragverhalten von Befestigungen mit Schraubdübeln. *Beton- und Stahlbetonbau*. 2002, S. Heft 2 S. 61-68.

- [25]. **Bergmeister, K.** *Stochastik in der Befestigungstechnik mit realistischen Einflussgrößen. Diplomarbeit.* Innsbruck : Universität Innsbruck, 1988.
- [26]. **Eligehausen, R. und Balogh, T.** Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete. *ACI-Structural Journal.* 1995, S. Heft 3 S.365-379.
- [27]. **1992-4-4, CEN/TS.** *Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton. Teil 4-4 Mechanische Systeme.* 2009.
- [28]. **European Organisation for Technical Approvals (Hrsg.).** *ETAG 001 - AnnexC: Design methods for anchorages.* Brüssel : s.n., amended 2008.
- [29]. **Fingerloos, F.** Bauen im Bestand - Zuordnung historischer Betonfestigkeiten. *Beton- und Stahlbetonbau.* 2008, Bd. 4, S. 214 - 220.
- [30]. **DBV-Merkblatt.** *Bauen im Bestand - Beton und Betonstahl.* Berlin : Deutscher Beton- und Bautechnikverein E.V., 2008.
- [31]. **Caspary, W. und Wichmann, K.** *Auswertung von Messdaten.* München : Oldenbourg, 2007.
- [32]. **Mohr, R.** *Statistik für Ingenieure und Naturwissenschaftler.* Renningen : expert-Verlag, 2008.
- [33]. **European Organisation for Technical Approvals (Hrsg.).** *ETAG 001 - AnnexA: Details of Test.* Brüssel : s.n., amended 2006.
- [34]. **Tschegg, E. K. und Stanzl, S. E.** Development and experience with the wedge splitting test on concrete. *eingereicht bei Fatigue and Fracture of Engineering Materials.* 1991.
- [35]. **European Organisation for Technical Approvals (Hrsg.).** *ETAG 001 - AnnexB: Tests for admissible service conditions - Detailed Informations.* Brüssel : s.n., amended 2006.
- [36]. **Dellantonio, M.** *Tragverhalten von Befestigungen in niederfestem Beton. Forschungsbericht.* Universität für Bodenkultur Wien : Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, 2009.
- [37]. **Fuchs, W., Eligehausen, R. und Breen, J. E.** Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete. *ACI Structural Journal.* 1995.

## 7.2. Abbildungsverzeichnis

Abb. 1 Donaubrücke bei Traismauer, Österreich. Spannbetonbauweise.....	2
Abb. 2 Vergleich unterschiedlicher rechnerischer Zusammenhänge zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons.....	9
Abb. 3 Arbeitslinie und Arbeitsvermögen (AV) eines Bauteils.....	10
Abb. 4 Anteil der Produktion von C12/15 - C20/25 an der Gesamtbetonproduktion in der EU nach [19] .....	13
Abb. 5 Wirkungsprinzipien von Befestigungselementen .....	18
Abb. 6 Hinterschnittanker fischer FZA .....	19
Abb. 7 Hinterschnittanker HILTI HDA, selbstschneidend .....	19
Abb. 8 Spreizanker fischer FAZ II, kraftkontrolliert .....	20
Abb. 9 Spreizanker HILTI HKD, wegkontrolliert.....	20
Abb. 10 Verbundanker, Injektionssystem. Verändert aus [22].....	21
Abb. 11 Betonschraube HILTI HUS-HR .....	22
Abb. 12 Belastungsrichtungen .....	22
Abb. 13 Typischer Ausbruchkegel bei Betonversagen .....	24
Abb. 14 Möglicher Ausbruchkegel einer Betonschraube.....	24
Abb. 15 Versagensarten von Befestigungen unter Zuglast: (a) Stahlbruch, (b) Dübelauszug, (c) Spalten, (d) Betonausbruch .....	25
Abb. 16 effektive Verankerungstiefe $h_{ef}$ bei Betonschrauben.....	27
Abb. 17 Einfluss der Rissbreite auf die Betonausbruchlast verschiedener Befestigungselemente nach [26].....	29
Abb. 18 Entwicklung der Betondruckfestigkeiten $[N/mm^2]$ im 20. Jh. nach [1] .....	33
Abb. 19 Dichte $f(x)$ und Verteilungsfunktion $F(x)$ der Normalverteilung.....	36

Abb. 20 Modalwert $D$ , Median $Z$ und arithmetisches Mittel $\bar{x}$ einer rechts-schiefen Verteilung .....	37
Abb. 21 Gauß'sche Glockenkurve .....	38
Abb. 22 Dichtefunktion der Lognormal-Verteilung für $\mu=0,5$ .....	39
Abb. 23 Prüfkörper zur Durchführung von Auszugsversuchen in gerissenem Beton .....	47
Abb. 24 Versuchskörper zur Durchführung von Auszugsversuchen in gerissenem Beton .....	48
Abb. 25 Prüfwürfel zur Durchführung von Keilspaltversuchen .....	49
Abb. 26 Gemessene und rechnerische Festigkeitsentwicklung der verwendeten Betone .....	51
Abb. 27 Keilspaltversuche: a) Prüfwürfel, b) Instrumentierung, c) Spaltbruchflächen .....	51
Abb. 28 Einaxiale Prüfmaschine mit aufgebautem Keilspaltversuch an der TU-Wien .....	52
Abb. 29 Servohydraulische Prüfmaschine am Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Wien .....	54
Abb. 30 Positionierung der Wegaufnehmer im Bereich der Rissbleche .....	55
Abb. 31 Herstellung des Bohrlochs mithilfe eines Bohrständers .....	56
Abb. 32 Dokumentation des Ausbruchkegels: Gemessene Verankerungstiefe .....	57
Abb. 33 Gegenüberstellung der mittleren Höchstlasten $F_{u,m}$ aus den Versuchen mit dem Modell, gerissener Beton .....	62
Abb. 34 Gegenüberstellung der mittleren Höchstlasten $F_{u,m}$ aus den Versuchen mit dem Modell, ungerissener Beton .....	63
Abb. 35 Darstellung ausgewählter Last-Verschiebungskurven: Verringerung der effektiven Verankerungstiefe bei großem Schlupf des Ankers .....	64
Abb. 36 Vergleich der Ausbruchkegel eines a) Spreizankers und b) Hinterschnittankers (M8) .....	65
Abb. 37 Spreizanker M12: Typisches Rissbild bei den durchgeführten Versuchen (die schwarzen Linien markieren die bis zum Versagen aufgetretenen Risse) .....	66

Abb. 38 Mischbruch bei Betonschrauben ( $\emptyset 6$ , links). Der Ausbruchkegel hat deutlich verringerte Abmessungen ( $\emptyset 8$ , rechts) ..... 67

Abb. 39 Auszug des lastfernen Bereichs der Schraube durch Abscheren des Betons ..... 67

Abb. 40 Spreizanker, gerissener Beton: Vergleich der Versuchsergebnisse mit der theoretischen Ausbruchlast, ermittelt mit der gemessenen Verankerungstiefe .. 68

Abb. 41 Beobachteter Maßstabseinfluss: Mit zunehmender Verankerungstiefe steigt die Höchstlast gegenüber dem theoretischen Modell deutlich stärker an ..... 70

### 7.3. Tabellenverzeichnis

Tab. 1 Betonkategorien nach [3] und [2] .....	4
Tab. 2 Beton – Festigkeitsklassen nach [3] .....	5
Tab. 3 Beiwert $s$ zur rechnerischen Ermittlung der Betondruckfestigkeit .....	7
Tab. 4 Anteil der Produktion von C12/15 - C20/25 an der Gesamtbetonproduktion ausgewählter Länder im Jahr 2008 nach [19] .....	13
Tab. 5 Anteil der einzelnen Betonfestigkeitsklassen an der Gesamtproduktion in Deutschland [20] .....	14
Tab. 6 Ausgewählte Quantile der Standard-Normalverteilung .....	40
Tab. 7 Übersicht ein- bzw. zweiseitiger Test des Erwartungswerts bei bekannter Varianz	40
Tab. 8 Grubbs-Test - kritische Werte $T_{n,1-\alpha}$ .....	41
Tab. 9 Versuche in gerissenem Beton. Übersicht .....	44
Tab. 10 Vergleichsversuche in ungerissenem Beton. Übersicht .....	44
Tab. 11 Außendurchmesser $d_s$ der verwendeten Betonschrauben .....	46
Tab. 12 Übersicht über die verwendeten Betonprüfkörper .....	46
Tab. 13 Eigenschaften des verwendeten Betons .....	50
Tab. 14 Ergebnisse der Keilspaltversuche .....	53
Tab. 15 Versuchsdurchführung - Vorgaben und Randbedingungen .....	56
Tab. 16 Übersicht über die Ergebnisse der Auszugsversuche in gerissenem Beton.....	60
Tab. 17 Übersicht über die Ergebnisse der Vergleichsversuche in ungerissenem Beton ...	60
Tab. 18 Parametertest für die Versuche in gerissenem Beton: Gegenüberstellung Versuch – Modell .....	62
Tab. 19 Parametertest für die Versuche in ungerissenem Beton: Gegenüberstellung Versuch – Modell .....	63

Tab. 20 Spreizanker, gerissener Beton: Vergleich der Versuchsergebnisse mit der theoretischen Ausbruchlast ermittelt mit der gemessenen Verankerungstiefe ...	68
Tab. 21 Beobachteter Maßstabseinfluss - Abweichungen vom Sollwert .....	70

## 8. Anhang

Der Anhang enthält die Auswerteprotokolle der Auszugsversuche in der Reihenfolge

1. Spreizanker M8 – M12 – M16, gerissen
2. Hinterschnittanker M8 – M10 – M12, gerissen
3. Betonschraube  $\emptyset 6$  –  $\emptyset 8$  –  $10\emptyset$ , gerissen
4. Spreizanker M8, ungerissen
5. Hinterschnittanker M8, ungerissen

Jedes Protokoll besteht aus 2 Seiten, auf Seite 1 sind die maßgeblichen Montagekennwerte sowie die Ergebnisse der Versuche angegeben, Seite 2 enthält die Lastverschiebungskurven der einzelnen Versuche.

Anmerkung: Werden in der Auswertung Ausreißer als solche erkannt, so werden sie in den Protokollen mit einem (\*) gekennzeichnet und aus der weiteren Bearbeitung der Daten herausgenommen.



Department für Bautechnik und Naturgefahren  
Institut für konstruktiven Ingenieurbau

Versuchsbezeichnung: Spreizanker M8 - gerissen

code: SpM8\_5.4/3

Allgemeines	
Prüfort	IKI
Prüfmaschine	IKI01
Datum	19.03.2009
Versuchsart	gerissen

Beton C12/15	
Charge	1
Plattengröße [cm]	400x104x30
Betonfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	16,41
Betonalter [d]	36

Dübel	
Typ	Spreizanker
Größe	M8
Verankerungstiefe $h_{\text{eff}}$ [mm]	45

Bohrung	
Bohrmaschine	Bosch
Bohrer	SDS8
Bohrlochtiefe [mm]	60
Bohreckmaß [mm]	8,25

Versuchs-Nr.
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

Setzvorgang		
Hammer-schläge	Drehmoment [Nm]	Drehmoment reduziert[Nm]
4	-20-	-10-
4		
4		
5		
4		
-		
-		
-		
-		
-		

Ergebnisse		
Versagensart	Höchstlast $F_u$ [kN]	Verschiebung [mm]
Betonbruch	9,024	4,75
Betonbruch	9,805	7,13
Betonbruch	9,403	6,81
Betonbruch	11,025	8,89
Betonbruch	9,803	5,53
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Ausbruchkegel		
Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]
150	160	38
210	160	40
180	160	38
200	190	40
230	160	42
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Mittelwert
Standardabweichung
Variationskoeffizient

Höchstlast	
$F_{u,m}$ [kN]	9,812
s [kN]	0,752
v [%]	7,7%

Verschiebung	
$S_{F_{u,m}}$ [mm]	6,62
s [mm]	1,59
v [%]	24,1%

Höchstlast nach CC-Modell	
$F_{u,cc}$ [kN]	11,262
s [kN]	1,69
v [%]	15,0%

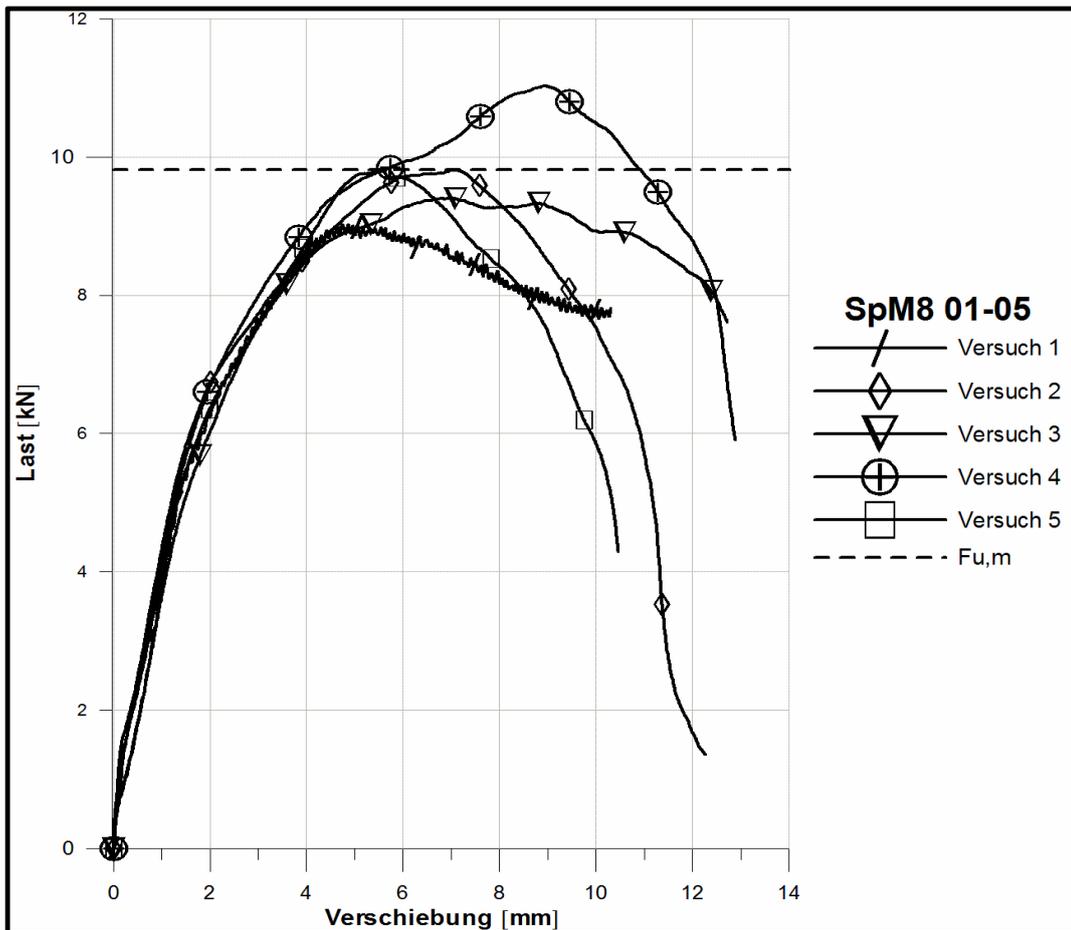


Versuchsbezeichnung: Spreizanker M8 - gerissen

code: SpM8\_5.4/3

Betonfestigkeit	16,41
Prüfdatum	19.03.2009
Dübeltyp	Spreizanker

Anzugsdrehmoment [Nm]	20
Bohreckmaß [mm]	8,25
Versuchsart	gerissen



Versuchsnr.	Höchstlast [kN]	Verschiebung [mm]
1	9,024	4,75
2	9,805	7,13
3	9,403	6,81
4	11,025	8,89
5	9,803	5,53
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

Höchstlast	
$F_{u,m}$ [kN]	9,812
$s$ [kN]	0,752
$v$ [%]	7,7%

Verschiebung	
$S_{F_{u,m}}$ [mm]	6,62
$s$ [mm]	1,59
$v$ [%]	24,1%



Versuchsbezeichnung: Spreizanker M12 - gerissen

code: SpM12\_5.4/3

Allgemeines	
Prüfört	IKI
Prüfmaschine	IKI02
Datum	27.03.2009
Versuchsart	gerissen

Beton C12/15	
Charge	1
Plattengröße [cm]	400x104x30
Betonfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	16,80
Betonalter [d]	44

Dübel	
Typ	Spreizanker
Größe	M12
Verankerungstiefe $h_{eff}$ [mm]	70

Bohrung	
Bohrmaschine	Bosch
Bohrer	SDS12
Bohrlochtiefe [mm]	95
Bohreckmaß [mm]	12,32

Versuchs-Nr.
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

Setzvorgang		
Hammer-schläge	Drehmoment [Nm]	Drehmoment reduziert[Nm]
3	-60-	-30-
4		
3		
4		
4		
-		
-		
-		
-		
-		

Ergebnisse		
Versagensart	Höchstlast $F_u$ [kN]	Verschiebung [mm]
Betonbruch	23,968	4,79
Durchzug	20,472	6,62
Durchzug	19,396	13,30
Durchzug	20,036	3,63
Durchzug	18,792	4,97
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Ausbruchkegel		
Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]
360	280	68
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Mittelwert
Standardabweichung
Variationskoeffizient

Höchstlast	
$F_{u,m}$ [kN]	20,533
$s$ [kN]	2,023
$v$ [%]	9,9%

Verschiebung	
$S_{Fu,m}$ [mm]	6,66
$s$ [mm]	3,86
$v$ [%]	58,0%

Höchstlast nach CC-Modell	
$F_{u,cc}$ [kN]	22,112
$s$ [kN]	3,317
$v$ [%]	15,0%

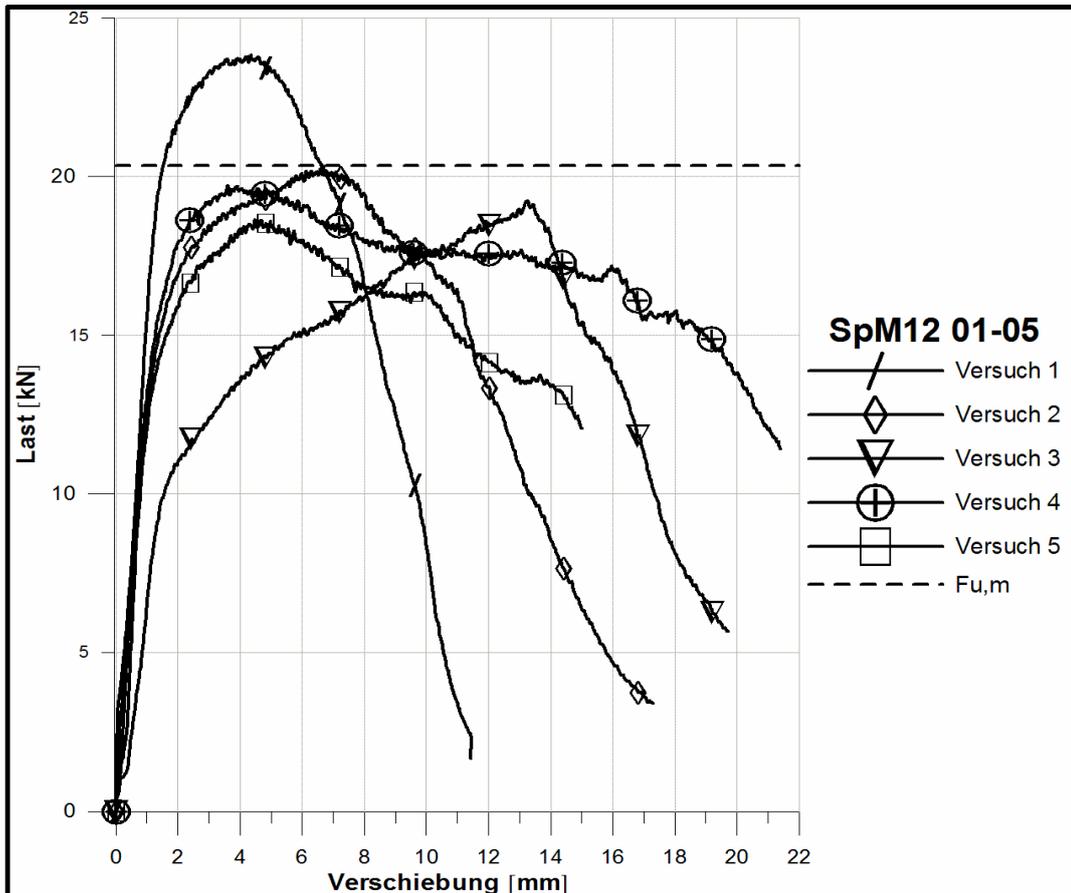


Versuchsbezeichnung: Spreizanker M12 - gerissen

code: SpM12\_5.4/3

Betonfestigkeit	16,80
Prüfdatum	27.03.2009
Dübeltyp	Spreizanker

Anzugsdrehmoment [Nm]	60
Bohreckmaß [mm]	12,32
Versuchsart	gerissen



Versuchsnr.	Höchstlast [kN]	Verschiebung [mm]
1	23,968	4,79
2	20,472	6,62
3	19,396	13,30
4	20,036	3,63
5	18,792	4,97
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

Höchstlast	
$F_{u,m}$ [kN]	20,533
$s$ [kN]	2,023
$v$ [%]	9,9%

Verschiebung	
$S_{F_{u,m}}$ [mm]	6,66
$s$ [mm]	3,86
$v$ [%]	58,0%



Department für Bautechnik und Naturgefahren  
 Institut für konstruktiven Ingenieurbau

Versuchsbezeichnung: Spreizanker M16 - gerissen

code: SpM16\_5.4/3

Allgemeines	
Prüfört	IKI
Prüfmaschine	IKI02
Datum	27.03.2009
Versuchsart	gerissen

Beton C12/15	
Charge	1
Plattengröße [cm]	400x104x30
Betonfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	16,80
Betonalter [d]	44

Dübel	
Typ	Spreizanker
Größe	M16
Verankerungstiefe h <sub>eff</sub> [mm]	85

Bohrung	
Bohrmaschine	Bosch
Bohrer	SDS16
Bohrlochtiefe [mm]	115
Bohreckmaß [mm]	16,25

Versuchs-Nr.
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

Setzvorgang		
Hammer-schläge	Drehmoment [Nm]	Drehmoment reduziert[Nm]
5	-110-	-55-
5		
5		
5		
4		
-		
-		
-		
-		
-		

Ergebnisse		
Versagens- art	Höchstlast F <sub>u</sub> [kN]	Verschiebung [mm]
Betonbruch	27,771	13,07
Betonbruch	32,407	5,96
Betonbruch	32,206	4,54
Durchzug	30,731	17,02
Betonbruch	30,229	8,44
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Ausbruchkegel		
Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]
260	350	70
400	360	74
420	330	79
-	-	-
400	460	68
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Mittelwert
Standardabweichung
Variationskoeffizient

Höchstlast	
F <sub>u,m</sub> [kN]	30,669
s[kN]	1,869
v [%]	6,1%

Verschiebung	
S <sub>Fu,m</sub> [mm]	9,81
s [mm]	5,17
v [%]	52,8%

Höchstlast nach CC-Modell	
F <sub>u,cc</sub> [kN]	29,59
s [kN]	4,44
v [%]	15,0%

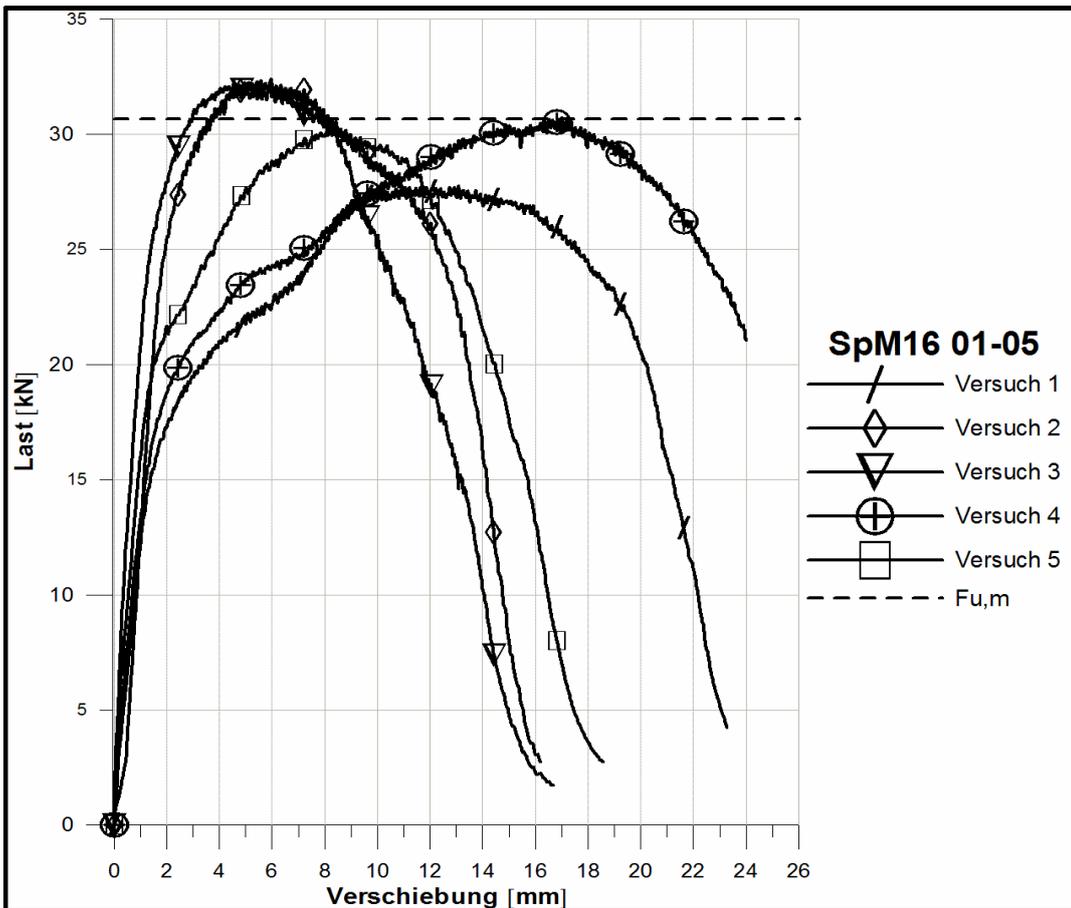


Versuchsbezeichnung: Spreizanker M16 - gerissen

code: SpM16\_5.4/3

Betonfestigkeit	16,80
Prüfdatum	27.03.2009
Dübeltyp	Spreizanker

Anzugsdrehmoment [Nm]	110
Bohreckmaß [mm]	16,25
Versuchsart	gerissen



Versuchsnr.	Höchstlast [kN]	Verschiebung [mm]
1	27,771	13,07
2	32,407	5,96
3	32,206	4,54
4	30,731	17,02
5	30,229	8,44
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

Höchstlast	
$F_{u,m}$ [kN]	30,669
$s$ [kN]	1,869
$v$ [%]	6,1%

Verschiebung	
$S_{F_{u,m}}$ [mm]	9,81
$s$ [mm]	5,17
$v$ [%]	52,8%



Versuchsbezeichnung: Hinterschnitt M8 - gerissen

code: HM8\_5.4/3

Allgemeines	
Prüfört	IKI
Prüfmaschine	IKI01
Datum	16.04.2009
Versuchsart	gerissen

Beton C12/15	
Charge	1
Plattengröße [cm]	400x104x30
Betonfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	19,82
Betonalter [d]	64

Dübel	
Typ	Hinterschnitt
Größe	M8
Verankerungstiefe h <sub>eff</sub> [mm]	50

Bohrung	
Bohrmaschine	Bosch
Bohrer	FZUB12
Bohrlochtiefe [mm]	55
Bohreckmaß [mm]	12,60

Versuchs-Nr.
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

Setzvorgang		
Hammer-schläge	Drehmoment [Nm]	Drehmoment reduziert[Nm]
2	-20-	
2		
2		
3		
2		
3		
3		
3		
3		
-		

Ergebnisse		
Versagensart	Höchstlast F <sub>u</sub> [kN]	Verschiebung [mm]
Betonbruch	17,201	4,56
Betonbruch	11,433*	3,46
Betonbruch	15,993	4,28
Betonbruch	17,261	4,50
Betonbruch	17,172	5,18
Betonbruch	14,611	4,67
Betonbruch	15,309	5,62
Betonbruch	17,520	4,96
Betonbruch	16,538	5,42
-	-	-

Ausbruchkegel		
Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]
210	210	49
170	200	45
180	230	48
190	190	50
190	220	50
170	220	46
200	220	48
250	210	50
190	190	50
-	-	-

Mittelwert
Standardabweichung
Variationskoeffizient

Höchstlast	
F <sub>u,m</sub> [kN]	16,451
s [kN]	1,055
v [%]	6,4%

Verschiebung	
S <sub>Fu,m</sub> [mm]	4,74
s [mm]	0,65
v [%]	13,8%

Höchstlast nach CC-Modell	
F <sub>u,cc</sub> [kN]	14,50
s [kN]	2,17
v [%]	15,0%

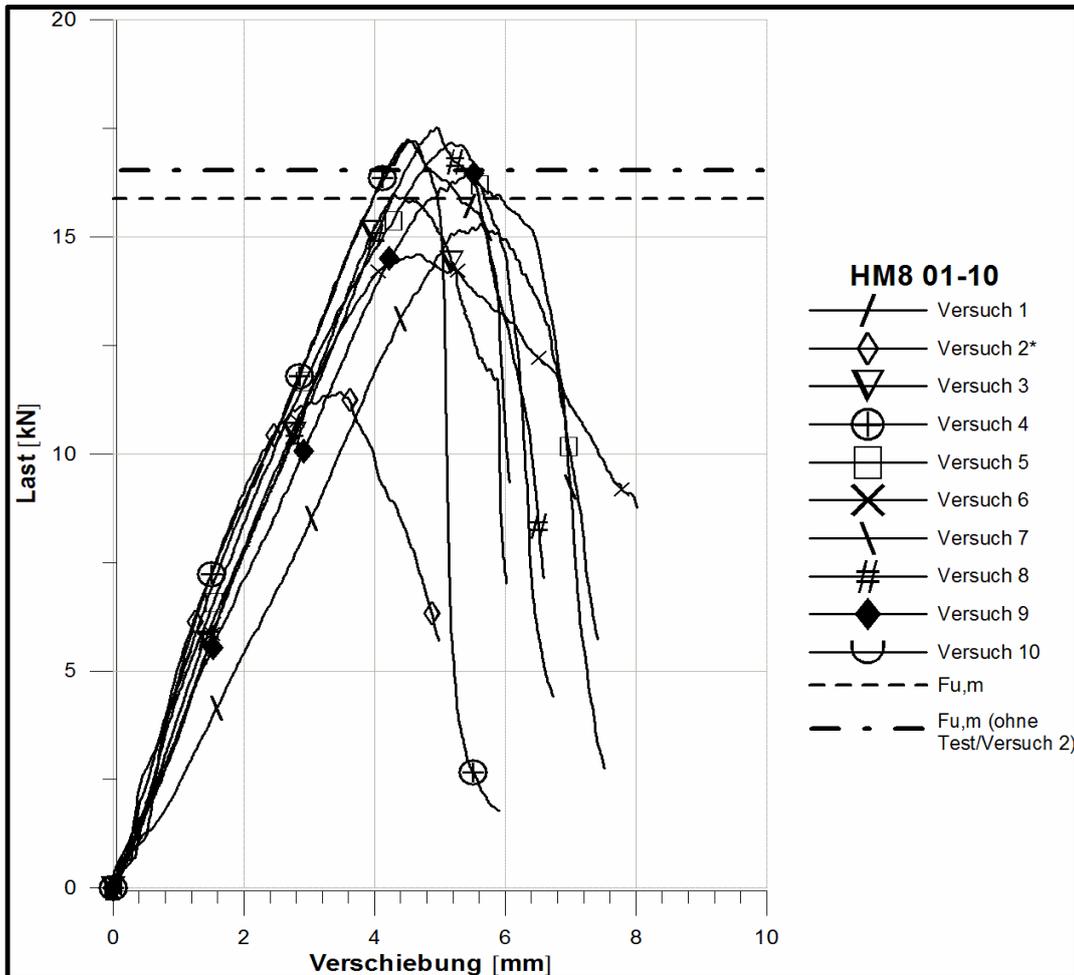


Versuchsbezeichnung: Hinterschnitt M8 - gerissen

code: HM8\_5.4/3

Betonfestigkeit	19,82
Prüfdatum	16.04.2009
Dübeltyp	Hinterschnitt

Anzugsdrehmoment [Nm]	20
Bohreckmaß [mm]	12,60
Versuchsart	gerissen



Versuchsnr.	Höchstlast [kN]	Verschiebung [mm]
1	17,201	4,56
2	11,433*	3,46
3	15,993	4,28
4	17,261	4,50
5	17,172	5,18
6	14,611	4,67
7	15,309	5,62
8	17,520	4,96
9	16,538	5,42
10	-	-

Höchstlast	
$F_{u,m}$ [kN]	16,451
$s$ [kN]	1,055
$v$ [%]	6,4%

Verschiebung	
$S_{F_{u,m}}$ [mm]	4,74
$s$ [mm]	0,65
$v$ [%]	13,8%

\*Wird anhand eines Ausreisser-Tests nach Grubbs aus der Auswertung genommen



Versuchsbezeichnung: Hinterschnitt M10 - gerissen

code: HM10\_5.4/3

Allgemeines	
Prüfart	IKI
Prüfmaschine	IKI02
Datum	17.04.2009
Versuchsart	gerissen

Beton C12/15	
Charge	1
Plattengröße [cm]	400x104x30
Betonfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	19,86
Betonalter [d]	65

Dübel	
Typ	Hinterschnitt
Größe	M10
Verankerungstiefe h <sub>eff</sub> [mm]	60

Bohrung	
Bohrmaschine	Bosch
Bohrer	FZUB14
Bohrlochtiefe [mm]	65
Bohreckmaß [mm]	14,57

Versuchs-Nr.
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

Setzvorgang		
Hammer-schläge	Drehmoment [Nm]	Drehmoment reduziert[Nm]
3	-40-	
2		
3		
3		
2		
-		
-		
-		
-		
-		

Ergebnisse		
Versagensart	Höchstlast F <sub>u</sub> [kN]	Verschiebung [mm]
Betonbruch	22,502	3,32
Betonbruch	20,401	2,58
Betonbruch	23,785	3,00
Betonbruch	22,366	5,50
Betonbruch	21,937	3,99
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Ausbruchkegel		
Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]
200	270	58
240	280	58
320	230	60
270	280	59
260	280	58
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Mittelwert
Standardabweichung
Variationskoeffizient

Höchstlast	
F <sub>u,m</sub> [kN]	22,198
s [kN]	1,218
v [%]	5,5%

Verschiebung	
S <sub>Fu,m</sub> [mm]	3,68
s [mm]	1,14
v [%]	31,0%

Höchstlast nach CC-Modell	
F <sub>u,cc</sub> [kN]	19,08
s [kN]	2,86
v [%]	15,0%

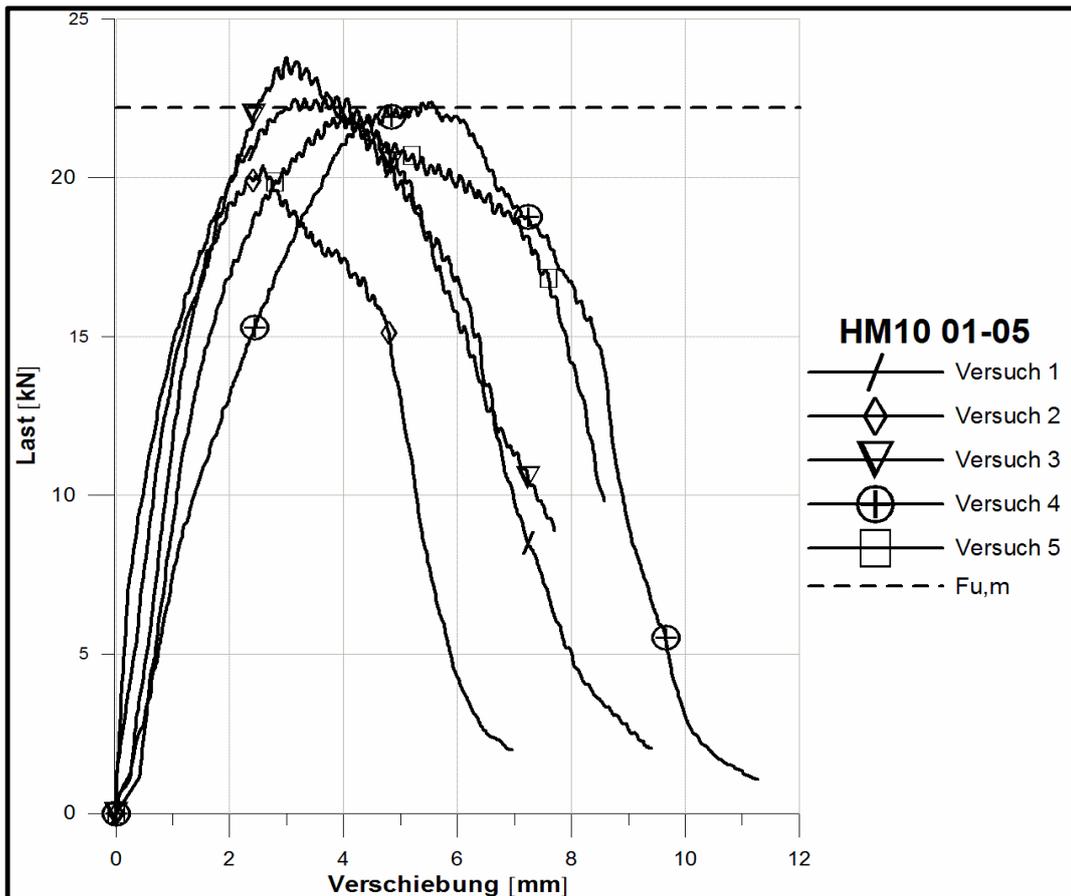


Versuchsbezeichnung: Hinterschnitt M10 - gerissen

code: HM10\_5.4/3

Betonfestigkeit	19,86
Prüfdatum	17.04.2009
Dübeltyp	Hinterschnitt

Anzugsdrehmoment [Nm]	40
Bohreckmaß [mm]	14,57
Versuchsart	gerissen



Versuchsnr.	Höchstlast [kN]	Verschiebung [mm]
1	22,502	3,32
2	20,401	2,58
3	23,785	3,00
4	22,366	5,50
5	21,937	3,99
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

Höchstlast	
$F_{u,m}$ [kN]	22,198
$s$ [kN]	1,218
$v$ [%]	5,5%

Verschiebung	
$S_{F_{u,m}}$ [mm]	3,68
$s$ [mm]	1,14
$v$ [%]	31,0%



Versuchsbezeichnung: Hinterschnitt M12 - gerissen

code: HM12\_5.4/3

Allgemeines	
Prüfört	IKI
Prüfmaschine	IKI02
Datum	17.04.2009
Versuchsart	gerissen

Beton C12/15	
Charge	1
Plattengröße [cm]	400x104x30
Betonfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	19,86
Betonalter [d]	65

Dübel	
Typ	Hinterschnitt
Größe	M12
Verankerungstiefe h <sub>eff</sub> [mm]	80

Bohrung	
Bohrmaschine	Bosch
Bohrer	FZUB18
Bohrlochtiefe [mm]	85
Bohreckmaß [mm]	18,90

Versuchs-Nr.
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

Setzvorgang		
Hammer-schläge	Drehmoment [Nm]	Drehmoment reduziert[Nm]
5	-60-	.
5		
5		
4		
5		
-		
-		
-		
-		
-		

Ergebnisse		
Versagensart	Höchstlast F <sub>u</sub> [kN]	Verschiebung [mm]
Betonbruch	38,127	5,99
Betonbruch	40,049	5,65
Betonbruch	39,126	3,33
Betonbruch	42,144	4,68
Betonbruch	37,022	4,67
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Ausbruchkegel		
Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]
430	580	79
300	320	78
460	450	80
350	460	80
380	340	80
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Mittelwert
Standardabweichung
Variationskoeffizient

Höchstlast	
F <sub>u,m</sub> [kN]	39,294
s[kN]	1,952
v [%]	5,0%

Verschiebung	
S <sub>Fu,m</sub> [mm]	4,86
s [mm]	1,04
v [%]	21,3%

Höchstlast nach CC-Modell	
F <sub>u,cc</sub> [kN]	29,37
s [kN]	4,41
v [%]	15,0%

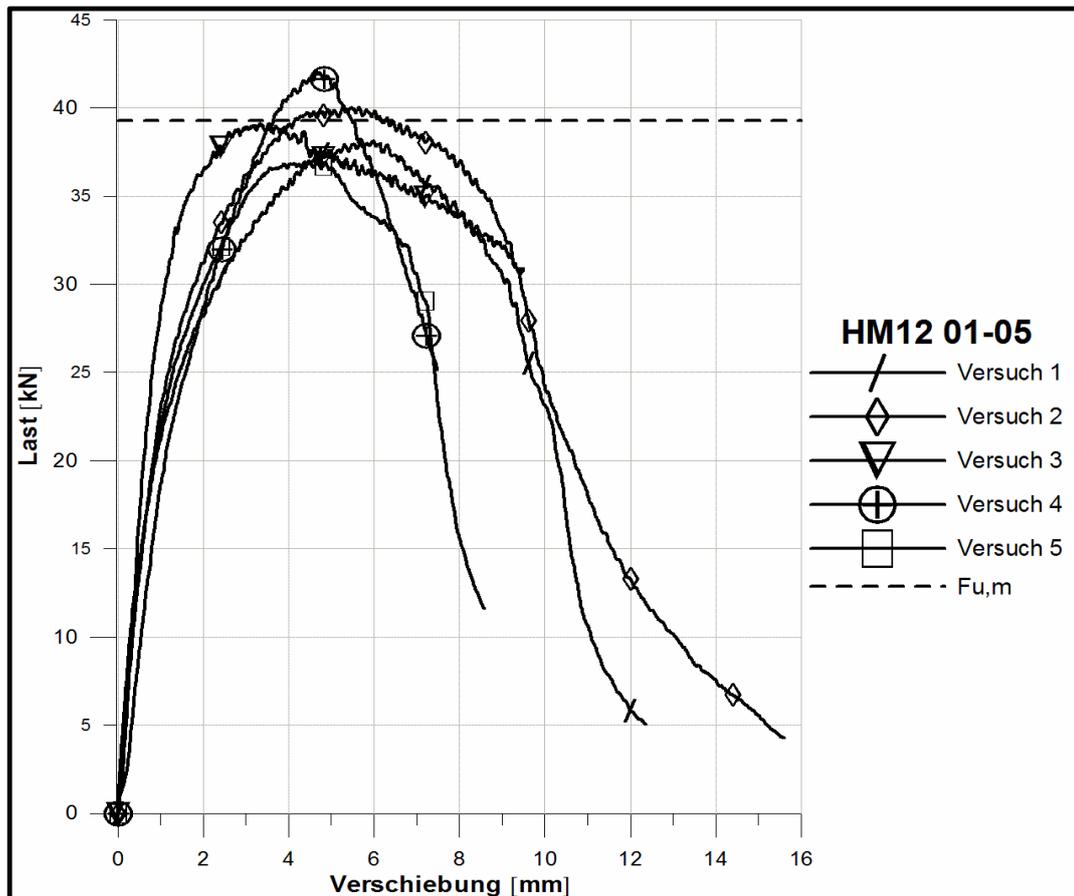


Versuchsbezeichnung: Hinterschnitt M12 - gerissen

code: HM12\_5.4/3

Betonfestigkeit	19,86
Prüfdatum	17.04.2009
Dübeltyp	Hinterschnitt

Anzugsdrehmoment [Nm]	60
Bohreckmaß [mm]	18,90
Versuchsart	gerissen



Versuchsnr.	Höchstlast [kN]	Verschiebung [mm]
1	38,127	5,99
2	40,049	5,65
3	39,126	3,33
4	42,144	4,68
5	37,022	4,67
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

Höchstlast	
$F_{u,m}$ [kN]	39,294
$s$ [kN]	1,952
$v$ [%]	5,0%

Verschiebung	
$S_{F_{u,m}}$ [mm]	4,86
$s$ [mm]	1,04
$v$ [%]	21,3%



## Versuchsbezeichnung: Betonschraube Ø6 - gerissen

code: BS6\_5.4/3

Allgemeines	
Prüfört	IKI
Prüfmaschine	IKI01
Datum	28.06.2009
Versuchsart	gerissen

Beton C12/15	
Charge	2
Plattengröße [cm]	400x104x30
Betonfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	20,63
Betonalter [d]	31

Dübel	
Typ	Betonschraube
Größe	Ø6
Verankerungstiefe $h_{eff}$ [mm]	41

Bohrung	
Bohrmaschine	Bosch
Bohrer	SDS6
Bohrlochtiefe [mm]	60
Bohreckmaß [mm]	6,24

Versuchs-Nr.
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

Setzvorgang		
Hammer-schläge	Drehmoment [Nm]	Drehmoment reduziert[Nm]
-	-20-	-10-
-		
-		
-		
-		
-		
-		
-		
-		
-		

Ergebnisse		
Versagensart	Höchstlast $F_u$ [kN]	Verschiebung [mm]
Betonbruch	7,940	1,24
Betonbruch	5,700	Fehler in der Datenerfassung
Betonbruch	7,420	1,10
Betonbruch	8,300	1,69
Betonbruch	7,973	2,02
Betonbruch	6,158	1,14
Betonbruch	7,201	0,96
Betonbruch	6,961	1,35
Betonbruch	7,128	1,43
Betonbruch	6,487	1,08

Ausbruchkegel		
Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]
230	220	36
120	120	27
160	190	31
80	100	25
60	50	14
130	120	29
180	170	28
160	150	31
100	100	26
140	130	28

Mittelwert
Standardabweichung
Variationskoeffizient

Höchstlast	
$F_{u,m}$ [kN]	7,127
$s$ [kN]	0,834
$v$ [%]	11,7%

Verschiebung	
$S_{Fu,m}$ [mm]	1,33
$s$ [mm]	0,34
$v$ [%]	25,3%

Höchstlast nach CC-Modell	
$F_{u,cc}$ [kN]	8,61
$s$ [kN]	1,29
$v$ [%]	15,0%

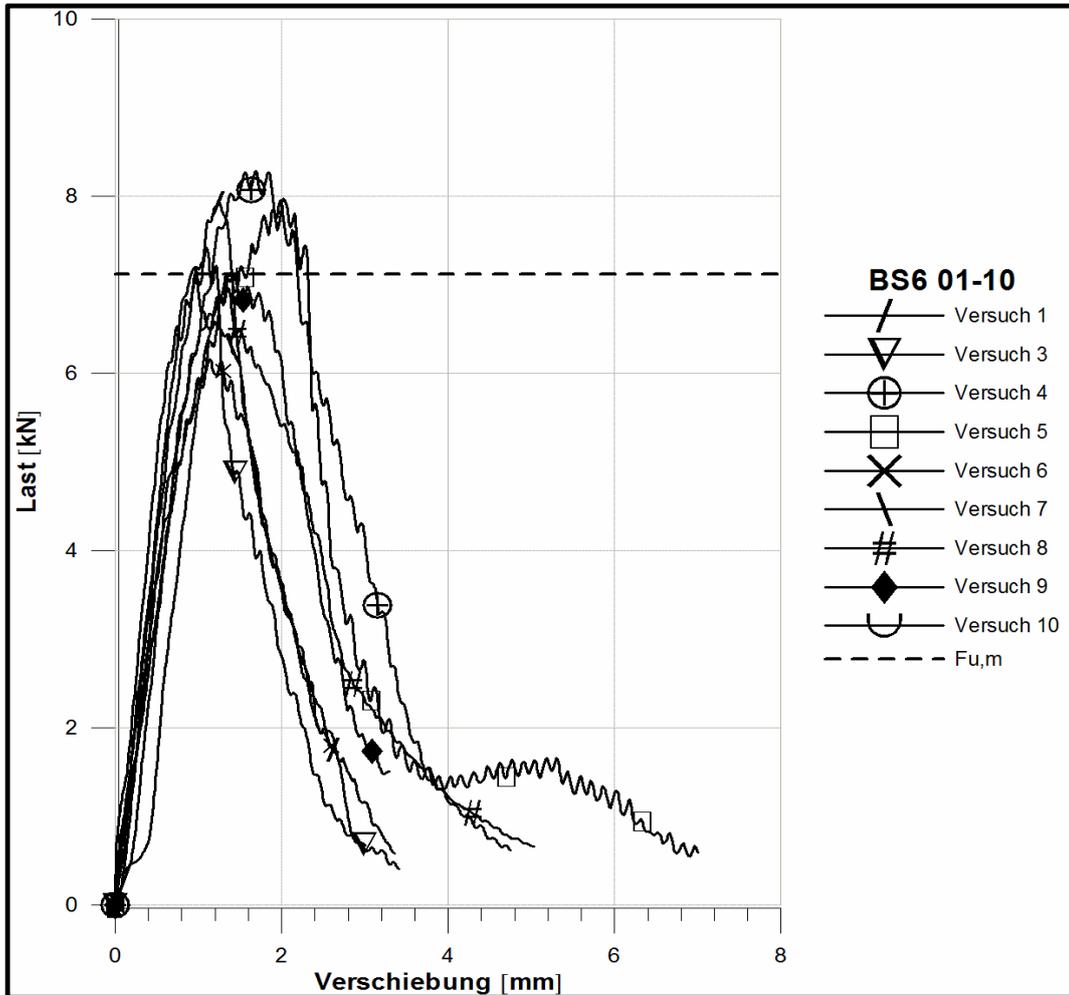


Versuchsbezeichnung: Betonschraube Ø6 - gerissen

code: BS6\_5.4/3

Betonfestigkeit	20,63
Prüfdatum	28.06.2009
Dübeltyp	Betonschraube

Anzugsdrehmoment [Nm]	20
Bohreckmaß [mm]	6,24
Versuchsart	gerissen



Versuchsnr.	Höchstlast [kN]	Verschiebung [mm]
1	7,940	1,24
2	5,700	Fehler in der Datenerfassung
3	7,420	1,10
4	8,300	1,69
5	7,973	2,02
6	6,158	1,14
7	7,201	0,96
8	6,961	1,35
9	7,128	1,43
10	6,487	1,08

Höchstlast	
$F_{u,m}$ [kN]	7,127
$s$ [kN]	0,834
$v$ [%]	11,7%

Verschiebung	
$S_{F_{u,m}}$ [mm]	1,33
$s$ [mm]	0,34
$v$ [%]	25,3%



Versuchsbezeichnung: Betonschraube Ø8 - gerissen

code: BS8\_5.4/3

Allgemeines	
Prüfört	IKI
Prüfmaschine	IKI01
Datum	28.06.2009
Versuchsart	gerissen

Beton C12/15	
Charge	2
Plattengröße [cm]	400x104x30
Betonfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	20,63
Betonalter [d]	31

Dübel	
Typ	Betonschraube
Größe	Ø8
Verankerungstiefe h <sub>eff</sub> [mm]	52

Bohrung	
Bohrmaschine	Bosch
Bohrer	SDS8
Bohrlochtiefe [mm]	65
Bohreckmaß [mm]	8,29

Versuchs-Nr.
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

Setzvorgang		
Hammer-schläge	Drehmoment [Nm]	Drehmoment reduziert[Nm]
-	-35-	-17,5-
-		
-		
-		
-		
-		
-		
-		
-		
-		

Ergebnisse		
Versagensart	Höchstlast F <sub>u</sub> [kN]	Verschiebung [mm]
Betonbruch	9,572	1,65
Betonbruch	8,735	1,71
Betonbruch	11,077	1,86
Betonbruch	7,997	1,26
Auszug	10,491	2,65
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Ausbruchkegel		
Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]
80	110	25
80	80	24
220	200	45
180	120	34
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Mittelwert
Standardabweichung
Variationskoeffizient

Höchstlast	
F <sub>u,m</sub> [kN]	9,574
s [kN]	1,254
v [%]	13,1%

Verschiebung	
S <sub>Fu,m</sub> [mm]	1,83
s [mm]	0,51
v [%]	28,0%

Höchstlast nach CC-Modell	
F <sub>u,cc</sub> [kN]	12,29
s [kN]	1,84
v [%]	15,0%

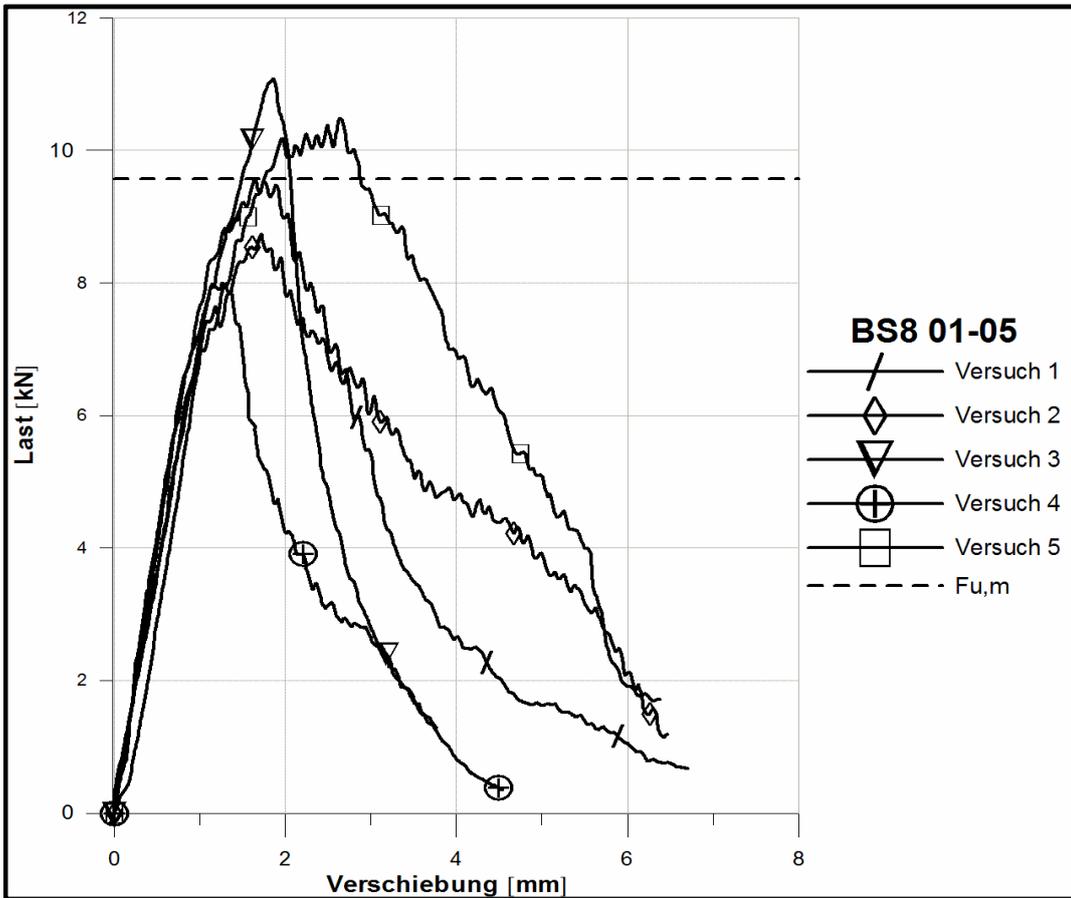


Versuchsbezeichnung: Betonschraube Ø8 - gerissen

code: BS8\_5.4/3

Betonfestigkeit	20,63
Prüfdatum	28.06.2009
Dübeltyp	Betonschraube

Anzugsdrehmoment [Nm]	35
Bohreckmaß [mm]	8,29
Versuchsart	gerissen



Versuchsnr.	Höchstlast [kN]	Verschiebung [mm]
1	9,572	1,65
2	8,735	1,71
3	11,077	1,86
4	7,997	1,26
5	10,491	2,65
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

Höchstlast	
$F_{u,m}$ [kN]	9,574
$s$ [kN]	1,254
$v$ [%]	13,1%

Verschiebung	
$S_{F_{u,m}}$ [mm]	1,83
$s$ [mm]	0,51
$v$ [%]	28,0%


 Versuchsbezeichnung: Betonschraube  $\varnothing 10$  - gerissen

code: BS10\_5.4/3

Allgemeines	
Prüfart	IKI
Prüfmaschine	IKI01
Datum	28.06.2009
Versuchsart	gerissen

Beton C12/15	
Charge	2
Plattengröße [cm]	400x104x30
Betonfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	20,63
Betonalter [d]	31

Dübel	
Typ	Betonschraube
Größe	$\varnothing 10$
Verankerungstiefe $h_{\text{eff}}$ [mm]	57

Bohrung	
Bohrmaschine	Bosch
Bohrer	SDS10
Bohrlochtiefe [mm]	80
Bohreckmaß [mm]	10,25

Versuchs-Nr.
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

Setzvorgang		
Hammer-schläge	Drehmoment [Nm]	Drehmoment reduziert[Nm]
-	-45-	-22,5-
-		
-		
-		
-		
-		
-		
-		
-		
-		

Ergebnisse		
Versagensart	Höchstlast $F_u$ [kN]	Verschiebung [mm]
Betonbruch	13,249	2,07
Betonbruch	10,360	2,72
Betonbruch	13,159	2,46
Betonbruch	12,684	1,87
Betonbruch	11,619	2,28
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Ausbruchkegel		
Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]
190	210	44
160	170	41
120	120	37
190	200	45
130	150	32
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Mittelwert
Standardabweichung
Variationskoeffizient

Höchstlast	
$F_{u,m}$ [kN]	12,214
$s$ [kN]	1,222
$v$ [%]	10,0%

Verschiebung	
$S_{F_u,m}$ [mm]	2,28
$s$ [mm]	0,33
$v$ [%]	14,5%

Höchstlast nach CC-Modell	
$F_{u,cc}$ [kN]	14,11
$s$ [kN]	2,12
$v$ [%]	15,0%

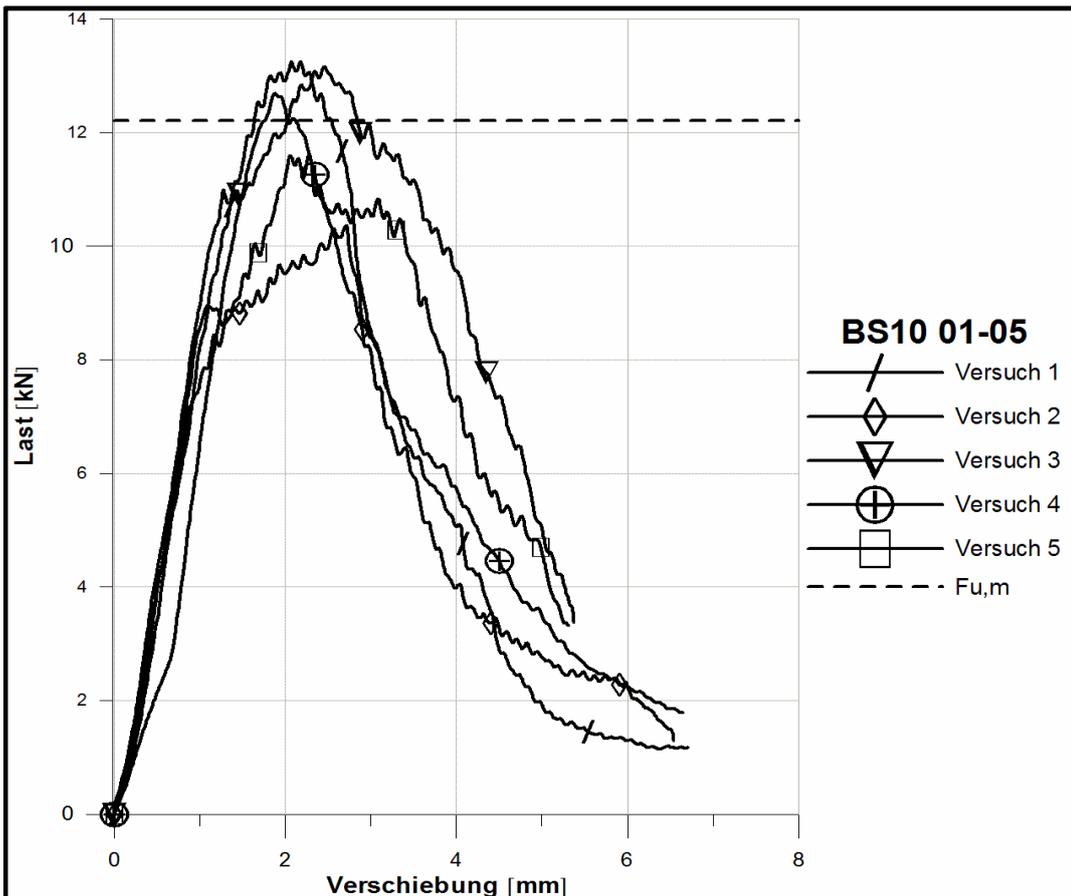


Versuchsbezeichnung: Betonschraube Ø10 - gerissen

code: BS10\_5.4/3

Betonfestigkeit	20,63
Prüfdatum	28.06.2009
Dübeltyp	Betonschraube

Anzugsdrehmoment [Nm]	45
Bohreckmaß [mm]	10,25
Versuchsart	gerissen



Versuchsnr.	Höchstlast [kN]	Verschiebung [mm]
1	13,249	2,07
2	10,360	2,72
3	13,159	2,46
4	12,684	1,87
5	11,619	2,28
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

Höchstlast	
$F_{u,m}$ [kN]	12,214
$s$ [kN]	1,222
$v$ [%]	10,0%

Verschiebung	
$S_{F_{u,m}}$ [mm]	2,28
$s$ [mm]	0,33
$v$ [%]	14,5%



Versuchsbezeichnung: Spreizanker M8 - ungerissen

code: SpM8\_5.4/1

Allgemeines	
Prüfort	IKI
Prüfmaschine	IKI01
Datum	21.03.2009
Versuchsart	ungerissen

Beton C12/15	
Charge	1
Plattengröße [cm]	400x104x30
Betonfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	16,52
Betonalter [d]	38

Dübel	
Typ	Spreizanker
Größe	M8
Verankerungstiefe $h_{eff}$ [mm]	45

Bohrung	
Bohrmaschine	Bosch
Bohrer	SDS8
Bohrlochtiefe [mm]	60
Bohreckmaß [mm]	8,25

Versuchs-Nr.
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

Setzvorgang		
Hammer-schläge	Drehmoment [Nm]	Drehmoment reduziert[Nm]
3	-20-	-10-
3		
3		
3		
3		
-		
-		
-		
-		
-		

Ergebnisse		
Versagensart	Höchstlast $F_u$ [kN]	Verschiebung [mm]
Durchzug	12,884	4,10
Betonbruch	11,200	5,73
Betonbruch	13,087	4,51
Betonbruch	11,264	3,50
Betonbruch	11,014	2,92
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Ausbruchkegel		
Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]
-	-	-
220	260	37
200	240	40
200	280	42
180	220	41
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Mittelwert
Standardabweichung
Variationskoeffizient

Höchstlast	
$F_{u,m}$ [kN]	11,890
s [kN]	1,007
v [%]	8,5%

Verschiebung	
$S_{F_{u,m}}$ [mm]	4,15
s [mm]	1,07
v [%]	25,7%

Höchstlast nach CC-Modell	
$F_{u,cc}$ [kN]	16,14
s [kN]	2,42
v [%]	15,0%

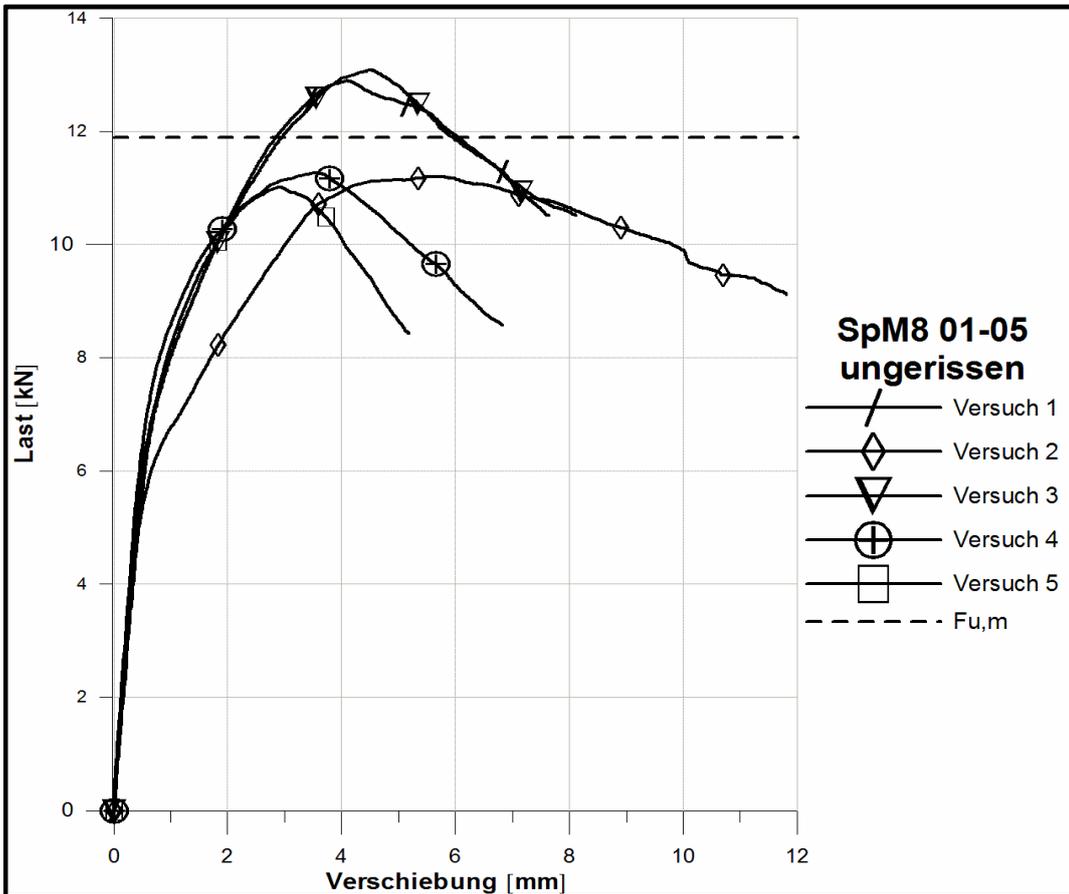


Versuchsbezeichnung: Spreizanker M8 - ungerissen

code: SpM8\_5.4/1

Betonfestigkeit	16,52
Prüfdatum	21.03.2009
Dübeltyp	Spreizanker

Anzugsdrehmoment [Nm]	20
Bohreckmaß [mm]	8,25
Versuchsart	ungerissen



Versuchsnr.	Ausbruchlast [kN]	Verschiebung [mm]
1	12,884	4,10
2	11,200	5,73
3	13,087	4,51
4	11,264	3,50
5	11,014	2,92
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

Höchstlast	
$F_{u,m}$ [kN]	11,890
$s$ [kN]	1,007
$v$ [%]	8,5%

Verschiebung	
$S_{F_{u,m}}$ [mm]	4,15
$s$ [mm]	1,07
$v$ [%]	25,7%



Versuchsbezeichnung: Hinterschnitt M8 - ungerissen

code: HM8\_5.4/1

Allgemeines	
Prüfort	IKI
Prüfmaschine	IKI01
Datum	22.04.2009
Versuchsart	ungerissen

Beton C12/15	
Charge	1
Plattengröße [cm]	400x104x30
Betonfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	20,04
Betonalter [d]	70

Dübel	
Typ	Hinterschnitt
Größe	M8
Verankerungstiefe $h_{eff}$ [mm]	50

Bohrung	
Bohrmaschine	Bosch
Bohrer	FZUB12
Bohrlochtiefe [mm]	55
Bohreckmaß [mm]	12,60

Versuchs-Nr.
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

Setzvorgang		
Hammer-schläge	Drehmoment [Nm]	Drehmoment reduziert[Nm]
4	-20-	
3		
4		
3		
3		
-		
-		
-		
-		
-		

Ergebnisse		
Versagensart	Höchstlast $F_u$ [kN]	Verschiebung [mm]
Betonbruch	17,310	3,31
Betonbruch	19,150	4,38
Betonbruch	23,389	4,83
Betonbruch	20,873	3,64
Betonbruch	21,310	5,81
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Ausbruchkegel		
Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]
280	280	50
290	320	49
200	210	47
250	250	50
270	190	50
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-
-	-	-

Mittelwert
Standardabweichung
Variationskoeffizient

Höchstlast	
$F_{u,m}$ [kN]	20,721
s [kN]	2,525
v [%]	12,2%

Verschiebung	
$S_{F_{u,m}}$ [mm]	4,39
s [mm]	0,99
v [%]	22,6%

Höchstlast nach CC-Modell	
$F_{u,cc}$ [kN]	20,83
s [kN]	3,12
v [%]	15,0%

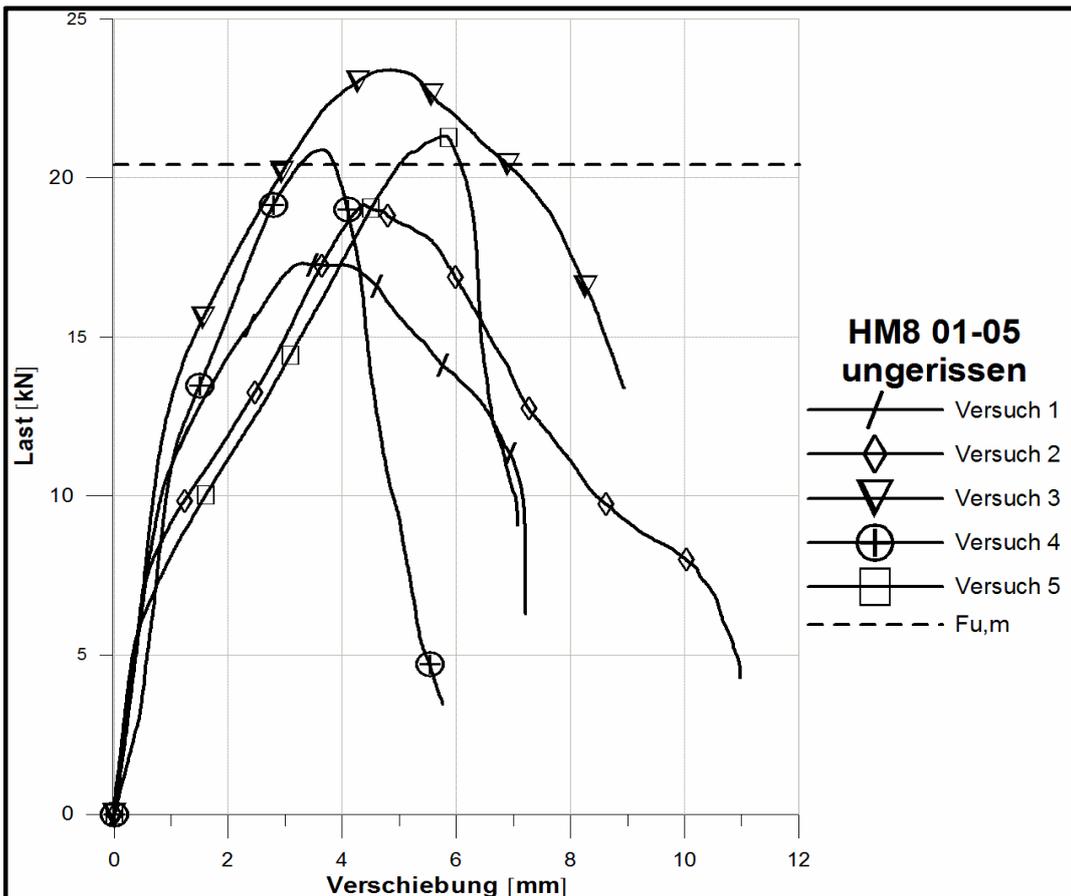


Versuchsbezeichnung: Hinterschnitt M8 - ungerissen

code: HM8\_5.4/1

Betonfestigkeit	20,04
Prüfdatum	22.04.2009
Dübeltyp	Hinterschnitt

Anzugsdrehmoment [Nm]	20
Bohreckmaß [mm]	12,60
Versuchsart	ungerissen



Versuchsnr.	Höchstlast [kN]	Verschiebung [mm]
1	17,310	3,31
2	19,150	4,38
3	23,389	4,83
4	20,873	3,64
5	21,310	5,81
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

Höchstlast	
F <sub>u,m</sub> [kN]	20,721
s [kN]	2,525
v [%]	12,2%

Verschiebung	
S <sub>Fu,m</sub> [mm]	4,39
s [mm]	0,99
v [%]	22,6%