

F 3156

Jürgen Schnell, Rabea Sefrin

Nachrechnung von Stahlbetontragwerken mit niedriger Festigkeit



Fraunhofer IRB Verlag

 \mathbb{R}

F 3156

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

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2019

ISBN 978-3-7388-0406-5

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

Fraunhofer IRB Verlag Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69 70504 Stuttgart

Nobelstraße 12 70569 Stuttgart

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

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/bauforschung



BAUINGENIEURWESEN Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Zukunft BAU

Paul-Ehrlich-Straße 67663 Kaiserslautern Gebäude 14, Zimmer 515 Telefon (0631) 205 - 21 57 Telefax (0631) 205 - 35 55 e-mail: juergen.schnell@bauing.uni-kl.de

Endbericht zum Forschungsprojekt:

Nachrechnung von Stahlbetontragwerken mit niedriger Festigkeit (SWD – 10.08.18.7–16.49/ II3-F20-15-1)

Gefördert durch:



Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Sachbearbeiterin: Rabea Sefrin, M.Sc.

Kaiserslautern, April 2019

Kurzfassung

Der Erhalt vorhandener Bausubstanz auch im Falle von Umnutzung ist von volkswirtschaftlichem Interesse. Er dient der Ressourcenschonung und Abfallvermeidung.

Werden Betondruckfestigkeiten < C12/15 angetroffen, besteht in der Praxis große Unsicherheit, wie in solchen Bauwerken regelkonform zu bemessen ist. In der Tendenz führt dies zu einer Unterbewertung der Tragfähigkeit und in der Folge zu Rückbau oder Verstärkungsmaßnahmen. Dies könnte in vielen Fällen vermieden werden, wenn klare Regeln zur Behandlung solcher Tragwerke vorlägen.

Die Standsicherheit von Bestandstragwerken muss bei Umbau oder Nutzungsänderung nach aktuellem Regelwerk nachgewiesen werden. Wird an Bestandstragwerken aus Stahlbeton die charakteristische Betondruckfestigkeit anhand von Bohrkernen ermittelt oder wird sie durch Umrechnung aus Bestandsunterlagen festgestellt, ergeben sich bei älteren Bauwerken sehr oft Festigkeiten unterhalb der Festigkeitsklasse C12/15.

Der Gültigkeitsbereich der zentralen Bemessungsnorm Eurocode 2 einschließlich ihres Nationalen Anhangs ist aber auf Betone C12/15 - C100/115 beschränkt. Dies bedeutet aber nicht, dass Betone mit geringerer Festigkeit nicht bemessbar sind. Die Untergrenze in Eurocode 2 wurde überwiegend unter Aspekten der Dauerhaftigkeit gewählt (Aspekte der Dauerhaftigkeit können für Bestandstragwerke im Einzelfall gutachterlich behandelt werden).

Aus diesem Grund wurden im Projekt alle relevanten Bemessungs- und Konstruktionsregeln hinsichtlich ihrer Gültigkeit für niederfesten Beton analysiert und für die Praxis kommentiert.

Abstract

The preservation of existing structures, even in the event of conversion, is of economic interest. It conduces to conserve resources and waste prevention.

If concrete compressive strengths < C12/15 are encountered, there is great uncertainty in practice how such structures should be dimensioned in accordance with the rules. This tends to lead to an underestimation of the loading capacity and consequently to deconstruction or strengthener measures. This could be avoided in many cases if clear rules for the treatment of such structures were in place.

The structural stability of existing structures must be verified in accordance with current regulations in the event of conversion or change of use. If the characteristic concrete compressive strength of reinforced concrete structures is determined on the basis of drill cores or if it is determined by conversion from existing documents, older structures very often have strengths below strength class C12/15.

However, the scope of the central design standard Eurocode 2 including its National Annex is limited to concretes C12/15 - C100/115. However, this does not mean that concretes with lower strength cannot be dimensioned. The lower limit in Eurocode 2 was mainly chosen with regard to durability (aspects of durability can be dealt with by an expert in individual cases for existing structures).

For this reason, all relevant design and construction rules were analysed in the project with regard to their validity for low-strength concrete and commented on in practice.

Inhaltsverzeichnis

1.	Einleit	ung	- 7 -
2	Motiva	ation	- 8 -
3	Bauw	erksfestigkeiten <i>f</i> _{ck,is} < 12,0 N/mm²	- 12 -
	3.1 Ern	nittlung der Betondruckfestigkeit an Bestandsbauwerken	13 -
	3.1.1	Zerstörendes Verfahren – Bohrkernentnahme	13 -
	3.1.2	Auswertungsmethoden für zerstörende Verfahren	14 -
	3.1.3	Beispielhafte Ermittlung einer Festigkeitsklasse kleiner C12/15 an	einem
	Bestar	ndsbauwerk	17 -
	Auswe	rtung nach DIN EN 1990	19 -
	Auswe	rtung nach DIN EN 13791/A20	20 -
	3.2 Ent	wicklung der Normenreihe DIN 1045	21 -
	3.2.1	Geometrie der Probekörper	23 -
	3.2.2	Lagerungsbedingungen	25 -
	3.2.3	Prüfungszeitpunkt	26 -
	3.2.4	Belastungsgeschwindigkeit	26 -
	3.2.5	Ermittlung der charakteristischen Betondruckfestigkeit	27 -
	Chara	kteristische Betondruckfestigkeit für güteüberwachte Betone (1943 bis 1972)	27 -
	Chara	kteristische Betondruckfestigkeit der Betonfestigkeitsklassen (1972 bis 2001)	28 -
	3.2.6	Einschränkungen von DIN 1045 hinsichtlich der Anwendbarkeit der Betone	30 -
4	Analy	se von Eurocode 2 hinsichtlich der Anwendbarkeit auf Bauteile mit nie	edriger
Bet	ondruc	cfestigkeit	- 34 -
4	4.1 Kap	vitel 1 – Allgemeines	34 -
4	1.2 Kar	oitel 2 – Grundlagen der Tragwerksplanung	34 -
	4.2.1	Abschnitt 2.4.2.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen aus Schwinden	35 -
	4.2.2	Abschnitt 2.4.2.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen aus Vorspannung	35 -
	4.2.3	Abschnitt 2.4.2.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen beim Nachweis	gegen
	Ermüd	ung	35 -
	4.2.4	Abschnitt 2.4.2.4 Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe	36 -
	4.2.5	Abschnitt 2.4.2.5 Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe bei Gründungen	40 -
	4.2.6	Abschnitt 2.7 Anforderungen an Befestigungsmittel	40 -
	13 Kar	nitel 3 - Baustoffe	<u>-</u> 17 -
-		Abschnitt 3 1 2 - Festigkeiten	- 2 4
	4.3.2	Abschnitt 3.1.3 Elastische Verformungseigenschaften und Abschnitt 3.1.4 Kriech	en und
	Schwi	nden	50 -

4.3.3 Abschnitt 3.1.5 Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren	der
Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen	- 55 -
4.3.4 Abschnitt 3.1.6 Bemessungswerte der Betondruck- und Betonzugfestigkeit	- 55 -
4.3.5 Abschnitt 3.1.7 Spannungs- Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung	- 60 -
4.3.5.1 Versuche von Rüsch [DAfStb-Heft 120 – 1955]	- 61 -
4.4 Kapitel 4 – Dauerhaftigkeit und Betondeckung	- 63 -
4.5 Kapitel 5 – Ermittlung der Schnittgrößen	- 65 -
4.5.1 Abschnitt 5.5 Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung	- 66 -
4.5.2 Abschnitt 5.6 Verfahren nach der Plastizitätstheorie	- 76 -
4.6 Kapitel 6 – Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	- 76 -
4.6.1 Abschnitt 6.1 Biegebemessung mit oder ohne Normalkraft und Normalkraft allein	- 77 -
4.6.2 Kapitel 6.2 Querkraft	- 78 -
4.6.2.1 Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung	- 80 -
4.6.2.1.1 Ermittlung des Querkraftwiderstands $V_{Rd,c}$ nach Eurocode 2	- 81 -
4.6.2.1.2 Einflussfaktoren auf das Schubtragverhalten von Bauteilen	ohne
Schubbewehrung	- 83 -
4.6.2.1.3 Einfluss von niederfesten Betonen auf die Querkrafttragfähigkeit	ohne
Querkraftbewehrung	- 87 -
4.6.2.1.4 Vergleich des Querkraftwiderstands V _{Rd,c} nach Eurocode 2 mit der ma	iximal
zulässigen Schubspannung 70 nach DIN 1045:1925 bis DIN 1045:1972	- 91 -
4.6.2.1.5 Fazit	- 94 -
4.6.2.2 Kapitel 6.2.3 – Bautelle mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung	- 94 -
4.6.2.2.1 Ermittlung der erforderlichen Querkraftbewenrung nach Eurocode 2	- 97 -
4.6.2.2.2 Elimiuss von medenesien Belonen auf die Querkraitragranigken	101
	101 -
4.6.3 Abschnitt 6.3 Torsion und Kapitel 6.4 Durchstanzen	102 -
4.6.4 Abschnitt 6.2.5 Schubkraftübertragung in Fugen	102 -
4.6.5 Abschnitt 6.5 Stabwerkmodelle	102 -
4.6.6 Abschnitt 6.7 Teilflächenpressung	103 -
4.7 Kapitel 7 – Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	103 -
4.8 Kapitel 8 – Allgemeine Bewehrungsregeln	104 -
4.8.1 Kapitel 8.3 – Biegen von Betonstählen	104 -
4.8.2 Abschnitt 8.4 Verankerung der Längsbewehrung	106 -
4.8.2.1 Abschnitt 8.4.2 Bemessungswert der Verbundfestigkeit	107 -
4.8.2.2 Verbundversuche an Probekörpern aus niederfestem Beton	107 -
4.8.2.2.1 Versuchsaufbau und -durchführung	110 -
4.8.2.2.2 Versuchsergebnisse	112 -

4.8.2.2.3 Pull-Out-Versuche an niederfesten Betonen mit hohen Variationskoeffizienten der
Betondruckfestigkeit 118 -
4.8.2.2.4 Fazit 134 -
4.8.2.3 Kapitel 8.4.3 Grundwert der Verankerungslänge 134 -
4.8.2.4 Kapitel 8.4.4 Bemessungswert der Verankerungslänge 134 -
4.8.2.5 Abschnitt 8.7.3 Übergreifungslänge 135 -
4.9 Kapitel 9 – Konstruktionsregeln 136 -
4.9.1 Abschnitt 9.2.1 - Längsbewehrung 137 -
4.9.2 Abschnitt 9.2.2 Querkraftbewehrung 137 -
4.9.3 Abschnitt 9.5 Stützen 138 -
4.10 Kapitel 12 – Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton 141 -
4.10.1 Abschnitt 12.3 – Baustoffe 141 -
4.10.2 Abschnitt 12.6 – Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) 142 -
4.10.2.1 Abschnitt 12.6.1 – Biegung mit oder ohne Normalkraft und Normalkraft allein - 142 -
4.10.2.2 Abschnitt 12.6.3 Querkraft 142 -
4.10.2.3 Abschnitt 12.6.5 Auswirkungen von Verformungen von Bauteilen unter Normalkraft
nach Theorie II. Ordnung 142 -
4.10.3 Abschnitt 12.9 Konstruktionsregeln 142 -
5 Weiterführender Forschungsansatz - 144 -
5.1 Tastversuche 145 -
5.2 Fazit der Tastversuche 150 -
6 Fazit - 151 -
Literatur - 153 -
Abbildungsverzeichnis 160
Tabellenverzeichnis 165

1. Einleitung

An der TU Kaiserslautern wurden bereits zahlreiche Projekte mit dem Themenschwerpunkt "Bauen im Bestand" bearbeitet. Unter anderem auch einige Projekte, die durch das Bauinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert wurden:

2008: Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf Bestandsbauten im Hochbau [Schnell – 2008]

2011: Bauen im Bestand – Bewertung der Anwendbarkeit aktueller Bewehrungs- und Konstruktionsregeln im Stahlbetonbau [Schnell et al – 2011]

2012: Bauen im Bestand – Optimierte Übergreifungsstöße von Betonstahl unterschiedlicher Güte beim Bauen im Bestand [Schnell – 2015]

2013: Untersuchungen zur Korrelation von Druck- und Zugfestigkeit in alten, niederfesten Betonen als Grundlage für die Bestimmung der Tragfähigkeit von z. B. Befestigungsmitteln [Schnell – 2016]

Die Ergebnisse dieser Projekte flossen unter anderem in das DAfStb-Heft 616 "Sachstandbericht Bauen im Bestand – Teil I: Mechanische Kennwerte historischer Betone, Betonstähle und Spannstähle für die Nachrechnung von bestehenden Bauwerken" und das DAfStb-Heft 619 "Sachstandbericht Bauen im Bestand – Teil II: Bestimmung charakteristischer Betondruckfestigkeiten und abgeleiteter Kenngrößen im Bestand" ein.

Während der Arbeit an diesen Projekten traten immer wieder neue Fragestellungen auf, die auch die Grundlage für das vorliegend beschriebene Forschungsprojekt bildeten.

Neben Literaturstudien wurden in diesem Zusammenhang eigene Versuchsreihen zur Verbundfestigkeit in niederfestem Beton und zur Umlagerungsfähigkeit im Querschnitt bei Betonen mit großem Variationskoeffizient der Betondruckfestigkeit geplant, durchgeführt, dokumentiert und ausgewertet.

Der folgende Bericht beschreibt die Arbeiten und Ergebnisse zum Forschungsprojekt "Nachrechnung von Stahlbeton-Tragwerken mit niedriger Festigkeit" im Zeitraum von Oktober 2016 bis Dezember 2018.

Werden bei Beprobung Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit $v_x \ge 0.30$ (z. B. Stampfbeton) ermittelt, kann es sinnvoll sein, das auf 5%-Fraktilwerten der Betondruckfestigkeit beruhende Bemessungskonzept des Eurocodes zu verlassen. Hierfür wird in Kapitel 5 dieser Arbeit ein neuer Forschungsansatz aufgezeigt.

Es ist beabsichtigt, die vorliegend beschriebenen Ergebnisse in die nationale Regelsetzungsarbeit (DIN-Ausschuss NA 005-07-01 UA "Bewertung von

Bestandsbauwerken") sowie auf europäischer Ebene (CEN/TC250/SC2/WG1/TG3: "Existing Structures") einzubringen.

2 Motivation

Ergebnisse einer Untersuchung des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung zeigen, dass die Bauleistung an bestehenden Gebäude (einschließlich Ausbauarbeiten) deutlich zugenommen hat und im Jahr 2010 ca. drei Viertel der Gesamtinvestitionen im Wohnungsbau betrug (vgl. Abbildung 2-1).



Abbildung 2-1: Strukturen der Wohnungsbauleistung in Deutschland zu jeweiligen Preisen in Mrd. Euro nach [BBSR – 2011]

Eine ähnliche Entwicklung kann in den letzten Jahren im Nichtwohnungsbaubereich festgestellt werden. Im Jahr 2010 entfielen ca. zwei Drittel der Investitionssumme dort auf Bauleistungen an bestehenden Gebäuden [BBSR – 2011]. Bei Umbauten oder Umnutzungen von Bestandstragwerken muss oftmals die Standsicherheit nach den aktuellen Regelwerken nachgewiesen werden, sofern Eingriffe in das Tragsystem erfolgen.

Die charakteristische Betondruckfestigkeit ist für die Nachrechnung von Bestandstragwerken ein maßgebender Faktor und kann durch Umrechnung aus in Bestandsunterlagen angegebenen Größen oder auf Grundlage von Bohrkernentnahmen (vgl. Abschn. 3.1.1) ermittelt werden. Dabei ergeben sich bei älteren Bauwerken häufig Festigkeiten unterhalb der Festigkeitsklasse C12/15. Diese liegen jedoch außerhalb des Anwendungsbereichs des Eurocodes 2 [DIN EN 1992-1-1:2011-01] (vgl. Tabelle 2-1) und des zugehörigen Nationalen Anhangs (vgl. Tabelle 2-2).

Tabelle	2-1:	Festigkeitsklassen	und	Formänderungskennwerte	für	Beton	nach	Eurocode	2
[DIN EN	1992-	-1-1:2011- 01]							

	Betonfestigkeitsklasse														analytische Beziehung	
$f_{\sf ck}$	N/mm ²	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
fck,cube	N/mm ²	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
$f_{\rm cm}$	N/mm ²	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{\rm cm} = f_{\rm ck} + 8$
$f_{\sf ctm}$	N/mm²	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{\rm ctm} = 0,30 \cdot f_{\rm ck}^{(2/3)} \le C50/60$ $f_{\rm ctm} = 2,12 \cdot \ln [1+ (f_{\rm cm}/10)] > C50/60$
<i>f</i> ctk, 0,05	N/mm ²	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{\rm ctk;0,05} = 0,7 f_{\rm ctm}$ 5% Quantil
fctk,0,95	N/mm ²	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{\rm ctk;0,95} = 1,3 f_{\rm ctm}$ 95% Quantil
$E_{\rm cm} \cdot 10^{-3}$	N/mm ²	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{\rm cm} = 22 \left(f_{\rm cm} / 10 \right)^{0.3}$
E _{c1}	‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Siehe Bild 3.2 $\mathbb{AC} \in_{c1} (^{0}/_{00}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \le 2,8 \ \text{(AC)}$
\mathcal{E}_{cu1}	‰					3,5	5				3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Siehe Bild 3.2 für f_{ck} = 50 N/mm ² $\varepsilon_{cu1}(^{0}/_{00})$ = 2,8 + 27 [(98 - f_{cm})/100] ⁴
Sc2	‰					2,0)				2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Siehe Bild 3.3 für f_{ck} = 50 N/mm ² $\varepsilon_{c2}(^{0}/_{00})$ = 2,0 + 0,085 $(f_{ck} - 50)^{0,53}$
$\varepsilon_{\rm cu2}$	%0					3,5	5				3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Siehe Bild 3.3 für f_{ck} = 50 N/mm ² $\varepsilon_{cu2}(^{0}/_{00})$ = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100] ⁴
п		2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	für f_{ck} = 50 N/mm ² n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100] ⁴
ε _{c3} (‰)	‰	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Siehe Bild 3.4 für f_{ck} = 50 N/mm ² $\varepsilon_{c3}(^{0}/_{00})$ = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50) / 40]
\mathcal{E}_{cu3}	‰					3,5	5				3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Siehe Bild 3.4 für f_{ck} = 50 N/mm ² $\varepsilon_{cu3}(^{0}/_{00})$ = 2,6 + 35 [(90- f_{ck})/100] ⁴

Die Ergänzungen durch den Nationalen Anhang sind in Tabelle 2-2 grau hinterlegt.

Tabelle 2-2: Festigkeitsklassen und Formänderungskennwerte für Beton nach Eurocode 2/N	A
[Fingerloos – 2010]	

	Betonfestigkeitsklasse																
1	f _{ck}	N/mm ²	12 ¹⁾	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100 ²⁾
2	f _{ck,cube}	N/mm ²	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	115
3	f _{cm}	N/mm ²	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	108
4	f _{ctm}	N/mm ²	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	5,2
5	f _{ctk;0,05}	N/mm ²	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	3,7
6	f _{ctk;0,95}	N/mm ²	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	6,8
7	E _{cm} · 10 ⁻³	N/mm ²	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	45
8	E _{c1}	‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	2,8
9	<i>E</i> cu1	‰					3,5					3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	2,8
10	Ec2	‰					2,0					2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,6
11	Ecu2	‰					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	2,6
12	n						2,0					1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	1,4
13	E _{C3}	‰		1,75 1,8 1,9 2,0 2,2 2,3 2,4									2,4				
14	E _{cu3}	‰					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	2,6
(NC	¹⁾ Die F	estigkeitsk	lasse C1 n Beziehi	2/15 da	arf nur l	bei vorv	viegeno ur bis C	d ruhen :90/105	den Eir Die M	ıwirkun /erte fü	gen ver r C100/	wendet	t werde	n. nabhän	nia dav	on fest	releat

Eurocode 2/NA [DIN EN 1992-1-1:2011-01] gibt es Nach für den Einsatz der Festigkeitsklasse C12/15 die Einschränkung, dass C12/15 "nur bei vorwiegend ruhenden Einwirkungen verwendet werden darf". In Abhängigkeit der Expositionsklassen wird für Stahlbetonbauteile Mindestfestigkeitsklasse C16/20 Die eine von gefordert. Festigkeitsklasse C12/15 darf danach nur für Bauteile ohne Bewehrung in nicht betonangreifender Umgebung (Expositionsklasse X0) verwendet werden [DIN EN 1992-1-1:2011-01].

Werden in der Praxis Stahlbetonbauteile mit einer charakteristischen Betondruckfestigkeit $f_{ck} < C16/20$ angetroffen, bestehen häufig Unsicherheiten über die regelkonforme Nachrechnung der Bauwerke. Eine Folge davon ist tendenziell die Unterschätzung der Tragfähigkeit, was nicht selten den Rückbau oder zumindest Verstärkungsmaßnahmen nach sich zieht.

Ziel des vorliegend beschriebenen Forschungsprojektes ist die Untersuchung der relevanten Bemessungs- und Konstruktionsregeln in Eurocode 2 Teil 1 hinsichtlich ihrer Gültigkeit für niederfeste Betone. Hierfür sind alle Regeln, die direkt oder indirekt an die Betondruckfestigkeit gekoppelt sind, auf ihre Anwendbarkeit für niederfeste Betone zu überprüfen.

Das inhaltliche und strukturelle Vorgehen wird schematisch in Abbildung 2-2 dargestellt.



Abbildung 2-2: Strukturiertes Vorgehen

Hierbei ist nach Abbildung 2-2 zwischen zwei Möglichkeiten zu unterscheiden, aufgrund derer sich nach einer Bauwerksuntersuchung eine charakteristische Betonfestigkeit des Bestandstragwerks kleiner 12 N/mm² ergeben kann. Zum einen kann das Bauwerk planmäßig aus einem Beton, der eine charakteristische Betondruckfestigkeit kleiner 12 N/mm² hat, erbaut worden sein. Zum anderen kann das Bauwerk mit einer Festigkeitsklasse größer C12/15 geplant worden sein, aber aufgrund eines hohen Variationskoeffizienten der

Betondruckfestigkeit (entstanden durch Ausführungsfehler, schlechter Betonqualität, u. a.) ergibt sich eine charakteristische Betondruckfestigkeit kleiner 12 N/mm². Ein Beispiel für diesen Fall folgt in Abschnitt 3.1.3.

Für Bauteile, die planmäßig aus einer Festigkeitsklasse kleiner C12/15 hergestellt wurden, gelten die in Kapitel 4 erarbeiteten Regelungen des Eurocode 2 Teil 1. Als untere Anwendungsgrenze wird ein C5 ($f_{ck} = 5,0 \text{ N/mm}^2$) auf Grundlage der in Tabelle 3-10 aufgeführten Entwicklung der Betondruckfestigkeit über DIN 1045-Normgeneration festgelegt. Niedrigere Betondruckfestigkeiten waren in Deutschland für tragende Stahlbetonbauteile zu keinem Zeitpunkt geregelt.

Für Bauwerke, bei denen die niedrige charakteristische Betondruckfestigkeit aus einem großen Variationskoeffizienten resultiert, wird in Kapitel 5 eine Möglichkeit aufgezeigt, um den Einfluss des Variationskoeffizienten zu relativeren und so eine höhere charakteristische Betondruckfestigkeit für die Nachrechnung ansetzen zu können.

3 Bauwerksfestigkeiten f_{ck,is} < 12,0 N/mm²

Bevor mit den Untersuchungen der an die Betondruckfestigkeit gekoppelten Regeln des Eurocodes begonnen werden kann, um das Ziel des Forschungsprojekts (Untersuchung der relevanten Bemessungs- und Konstruktionsregeln in Eurocode 2 hinsichtlich ihrer Gültigkeit für niederfeste Betone, vgl. Kapitel 4) zu erreichen, sollte zunächst die Frage, warum Festigkeitsklasse < C12/15 an Bestandstragwerken vorgefunden werden können, betrachtet werden. Hierfür ist u. a. die Entwicklung der Betondruckfestigkeiten über DIN 1045 und die Umrechnungsfaktoren (Probekörpergeometrie, Lagerungsart, Belastungsgeschwindigkeit), die benötigt werden, um die Betonfestigkeiten in die charakteristische Betondruckfestigkeit umzurechnen, erforderlich (vgl. [DAfStb-Heft 616 – 2016].



Abbildung 3-1: Warum werden Festigkeitsklassen < C12/15 an Bestandsbauwerken vorgefunden?

Abbildung 3-1 zeigt zwei Möglichkeiten, weshalb der Beton von Bestandsbauwerken einer Festigkeitsklasse kleiner C12/15 zugeordnet werden muss. Zum einen können Bauwerke bewusst mit einer Festigkeitsklasse kleiner C12/15 gebaut worden sein. Tabelle 3-10 zeigt, dass die Wahrscheinlichkeit, dass bei einem Bauwerk Betonfestigkeiten verwendet wurden, die nach heutiger Klassifizierung die Festigkeitsklasse 12 N/mm² nicht erreichen, mit abnehmendem Baujahr steigt. Zum anderen können Bauwerke auch mit einer Festigkeitsklasse ≥ C12/15 geplant worden sein, jedoch bei der Bauwerksuntersuchung (Bohrkernentnahme und Druckfestigkeitsprüfung) eine Druckfestigkeit kleiner 12 N/mm² aufweisen. Ein Grund hierfür kann ein großer Variationskoeffizient der an Bohrkernen ermittelten In-situ-Druckfestigkeit sein, da der Variationskoeffizient bei der Umrechnung der mittleren Betondruckfestigkeit in die charakteristische Betondruckfestigkeit berücksichtigt werden muss (vgl. Abschnitt 3.1.2).

3.1 Ermittlung der Betondruckfestigkeit an Bestandsbauwerken

Für die Bewertung und Nachrechnung von bestehenden Tragwerken aufgrund von Instandsetzung, Umbau oder Umnutzung werden die charakteristischen Materialeigenschaften der vorhandenen Baustoffe benötigt. Die Materialeigenschaften können durch Bauwerksuntersuchungen oder aus Planunterlagen gewonnen werden. Dabei hängt die In-situ-Bauteilfestigkeit von zeitabhängigen Faktoren sowie der Ausführung auf der Baustelle und den örtlichen Gegebenheiten ab. Aus diesem Grund kann die Druckfestigkeit, die aus den Plandokumenten hervorgeht, nicht ohne weitere Prüfungen mit der In-situ Druckfestigkeit gleichgesetzt werden.

Da der Stichprobenumfang an zu erhaltenden Bestandstragwerken beschränkt ist, sind für die Auswertung statistische Verfahren notwendig. Die Auswertung der Stichproben hat nach Eurocode 0 [DIN EN 1990 - 2010] oder [DIN EN 13791/A20 - 2017] zu erfolgen.

3.1.1 Zerstörendes Verfahren – Bohrkernentnahme

Die Bohrkernentnahme zur Prüfung und Beurteilung der Bauwerksfestigkeit wird durch [DIN EN 12504-1 - 2009] und [DIN EN 12390-3 - 2009] genormt. Dabei stellt [DIN EN 12504-1 - 2009] Anforderungen an die Entnahme, Untersuchung und Vorbereitung, während [DIN EN 12390-3 - 2009] die Prüfung der Bohrkerne beschreibt. Um eine Auswertung der am Bohrkern ermittelten Betondruckfestigkeit durchführen zu können, müssen nach [DIN EN 13791/A20 - 2017] mindestens drei Bohrkerne entnommen und geprüft werden. Die Mindestanzahl der aus dem Bauwerk zu entnehmenden Bohrkerne richtet sich nach [DIN 1045-3 – 2012]. Dabei müssen nachfolgende Faktoren berücksichtigt werden:

- Die einfache Anzahl an Proben, wenn die Bohrkerne einen Durchmesser ≥ 100 mm aufweisen.
- Die anderthalbfache Anzahl an Proben, wenn die Bohrkerne einen Durchmesser
 < 100 mm aufweisen und das Größtkorn ≤ 16 mm beträgt.
- Die doppelte Anzahl an Proben, wenn die Bohrkerne einen Durchmesser < 100 mm aufweisen und das Größtkorn > 16 mm beträgt.

Bei der Wahl des Bohrkerndurchmessers ist das Größtkorn der Gesteinskörnung zu berücksichtigen, da das Verhältnis von Größtkorn zu Bohrkerndurchmesser einen entscheidenden Einfluss auf die gemessene Festigkeit hat, wenn ein Wert von größer als 1:3 erreicht wird. Der Bohrkerndurchmesser soll dabei einen Wert von 50 mm nicht unterschreiten.

Das Verhältnis von Länge zu Durchmesser (*I/d*) hat auch einen Einfluss auf die Druckfestigkeit der Bohrkerne. Ist *I/d* größer als 1,0, so verringert sich die gemessene Druckfestigkeit. Ist *I/d* < 1,0, so steigt die Druckfestigkeit an. Dieser Effekt lässt sich durch die Querdehnungsbehinderung, die bei der Durchführung der Druckfestigkeitsprüfung entsteht (siehe Abbildung 3-6), erklären. Nach [DIN EN 13791/A20 - 2017] soll die Prüfung an luftgelagerten Bohrkernen durchgeführt werden. Hierfür sind die Bohrkerne mindestens 12 h bei Laborklima zu lagern.

Das Ergebnis der Druckfestigkeitsprüfung an Bohrkernen mit einem Nenndurchmesser von 100 mm oder 150 mm und einem Verhältnis von *I/d* gleich 1,0 entspricht nach [DIN EN 13791 - 2008] der Druckfestigkeit eines Würfels (Wasserlagerung = Referenzlagerung) mit einer Kantenlänge von 150 mm, der unter gleichen Bedingungen herstellt wurde. Bei Bohrkernen mit ebenfalls einem Nenndurchmesser von 100 mm oder 150 mm, die ein Verhältnis *I/d* von 2,0 aufweisen, entspricht die am Bohrkern ermittelte Druckfestigkeit der Druckfestigkeit eines Zylinders (*d/l* = 150 mm/ 300 mm), der unter gleichen Bedingungen herstellt wurde.

3.1.2 Auswertungsmethoden für zerstörende Verfahren

DIN EN 1990

Alternativ zur Auswertung nach [DIN EN 13791/A20 - 2017] stehen für die Bestimmung der charakteristischen In-situ-Druckfestigkeit des Bohrkerns, die allgemeinen statistischen Verfahren nach [DIN EN 1990 - 2010] zur Verfügung.

Um die Betondruckfestigkeit anhand einer Stichprobe ermitteln zu können, muss zuerst die Wahrscheinlichkeitsverteilung der gesuchten Materialeigenschaft (Betondruckfestigkeit) bestimmt werden. In [DIN EN 1990 - 2010] ist sowohl die Ermittlung der charakteristischen Betondruckfestigkeit für eine Normverteilung als auch für eine logarithmische

Normalverteilung geregelt. Nach [Schäper - 10] kann die Wahl der Verteilungsfunktion in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten v_x vorgenommen werden. Die logarithmische Normalverteilung kann keine negativen Werte annehmen und wird für kleine Stichprobenumfänge *n* oder bei Variationskoeffizienten $v_x > 0,20$ empfohlen.

Nach Festlegung der Verteilungsfunktion können die maßgebenden Parameter der Stichprobe nach den in Tabelle 3-1 angegebenen Gleichungen ermittelt werden.

Parameter d	er Stichprobe	Parameter der Grundgesamtheit	NV	LNV	
Vittelwert: $\overline{\mathbf{x}} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} \mathbf{x}_{i}$		Erwartungswert:	$\mu_x = \overline{x}$	$\mu_y = ln \frac{\mu_x}{\sqrt{1 + v_x^2}}$	
Varianz:	$s_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \overline{x})^2$	Varianz:	$\sigma_x^2 = s_x^2$	$\sigma_y^2 = \ln\left(1 + v_x^2\right)$	
Standardabweichung:	$s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} (x_i - \bar{x})^2}$	Standardabweichung:	$\sigma_x = \sqrt{s_x^2}$	$\sigma_{y} = \sqrt{ln (1 + v_{x}^{2})}$	
Variationskoeffizient:	$v_x = \frac{\sqrt{s_x^2}}{\overline{x}}$	Variationskoeffizient:	$v_x = v_x$	$v_y = \frac{\sqrt{\sigma_y^2}}{\mu_y}$	
	i-ter Wert Anzahl Prüfergebniss	einer Stichprobe: x_i e innerhalb einer Stichprob	e: n		

Tabelle 3-1: Parameter einer normalverteilter	Stichprobe bzw.	Grundgesamtheit [Loch - 20)11]
---	-----------------	----------------------------	------

Der 5 %-Quantilwert x_k kann unter Annahme einer Normalverteilung bzw. unter Annahme einer logarithmischen Normalverteilung nach [DIN EN 1990 - 2010] wie folgt ermittelt werden:

Normalverteilung

 $x_{\rm k} = x \cdot (1 - k_{\rm n} \cdot v_{\rm x})$

• Logarithmische Normalverteilung:

$$x_{\rm k} = e^{(\mu_{\rm y} - k_{\rm n} \cdot \sigma_{\rm y})}$$

Bei der Bewertung von Werkstoffen aus Bestandstragwerken liegen in der Regel keine Vorinformationen über den Variationskoeffizienten v_x vor. Der Variationskoeffizient v_x ist dann aus den Stichproben nach Tabelle 3-1 zu bestimmen.

Tabelle 3-2: *k*ⁿ zur Bestimmung der charakteristischen Werte *x*_k [DIN EN 1990 - 2010]

n	3	4	5	6	7	8	9	20	15	20	30	∞
k n	3,37	2,63	2,18	2,18	2,08	2,00	1,96	1,92	1,82	1,76	1,73	1,64

DIN EN 13791/A20-2017

In [DIN EN 13791/A20 - 2017] werden in Abhängigkeit der Probekörperanzahl (Bohrkerne) zwei verschiedenen Auswertungsverfahren zur Verfügung gestellt, um die charakteristische In-situ-Druckfestigkeit $f_{ck,is}$ des untersuchten Bauwerks ermitteln zu können. Die gegenüber [DIN EN 13791 - 2008] modifizierten Ansätze A und B gelten ab einer Probekörperanzahl größer 9 (modifizierter Ansatz A) bzw. für eine Probekörperanzahl $3 \le n \le 8$ (modifizierter Ansatz B).



Abbildung 3-2: Vorgehensweise zur Bewertung der charakteristischen Druckfestigkeit von Bauwerksbeton in Abhängigkeit des Stichprobenumfangs und dem Variationskoeffizienten [DIN EN 13791/A20 - 2017]

Modifizierter Ansatz A

Ab mindestens neun Probekörpern kann die charakteristische Druckfestigkeit des Bauwerks nach dem modifizierten Ansatz A wie folgt berechnet werden:

 $f_{ck,is} = f_{m(n),is} \cdot (1 - k_n \cdot v)$

mit:

<i>f</i> _{ck,is}	charakteristische Druckfestigkeit des Bauwerkbetons
<i>f</i> m(n),is	Mittelwert von n Prüfergebnissen der Druckfestigkeit des Bauwerkbetons
<i>k</i> n	Fraktilenfaktor zur Berechnung charakteristischer Werte (siehe Tabelle 3-2)
V	Variationskoeffizient der Stichprobe

Für den Variationskoeffizienten ist ein Mindestwert vmin von 0,08 anzusetzen.

Die in Abbildung 2-2 und Abbildung 3-1 beschriebene Möglichkeit, dass durch einen hohen Variationskoeffizient der Betondruckfestigkeit die charakteristischen In-situ-Druckfestigkeit kleiner 12 N/mm² wird, kann anhand des hier beschriebenen Ansatzes A nachvollzogen werden.

Modifizierter Ansatz B

Mit dem modifizierte Ansatz B kann die charakteristische Druckfestigkeit des Bauwerks durch eine Probekörperanzahl $3 \le n \le 8$ wie folgt bestimmt werden:

$$f_{\rm ck,is} = f_{\rm m(n),is} \cdot k_3$$

oder

 $f_{\rm ck,is} = f_{\rm is,niedrigst} + 4$

mit:

niedrigstes Prüfergebnis der Druckfestigkeit des Bauwerkbetons fis,niedrigst

vom Stichprobenumfang n abhängiger Faktor zur Bestimmung der charakteristischen k₃ Betondruckfestigkeit (siehe Tabelle 3-3)

Tabelle 3-3: Beiwert k₃ [DIN EN 13791/A20 - 2017]

n	k 3
3	0,70
4 bis 5	0,75
6 bis 8	0,80

Liegt bei der Stichprobe ein Variationskoeffizient v größer gleich 0,20 vor, darf eine Bewertung der Druckfestigkeit nach dem modifizierten Ansatz A erfolgen.

Die charakteristische Bauwerksfestigkeit f_{ck.is} kann nach Tabelle 2-1 von [DIN EN 13791 - 2008] einer Druckfestigkeitsklasse nach [DIN EN 206 – 14] zugeordnet werden.

3.1.3 Beispielhafte Ermittlung einer Festigkeitsklasse kleiner C12/15 an einem **Bestandsbauwerk**

Das nachfolgende Beispiel einer Bohrkernentnahme aus dem BBR-Abschlussbericht "Untersuchungen zur Korrelation von Druck- und Zugfestigkeit in alten, niederfesten Betonen als Grundlage für die Bestimmung der Tragfähigkeit von z. B. Befestigungsmitteln" von [Schnell – 2016] zeigt ein im Jahre 1925/1926 errichtetes Bauwerk (Umspannwerk, siehe Abbildung 3-3) aus einer Eisenbetonskelettkonstruktion. Aufgrund großer Streuungen wurde für das Gebäude eine charakteristische Betondruckfestigkeit ermittelt, die zu niedrig für eine Kategorisierung in die Festigkeitsklasse C12/15 war.



Abbildung 3-3: Umspannwerk – Sulzbach [Schnell – 2016]

Die Bauwerksuntersuchung wurde normgemäß durchgeführt:

- Die Probenentnahme erfolgte nach [DIN EN 12504-1 2009].
- Die Druckfestigkeit wurde nach [DIN EN 12390-3 2009] geprüft.
- Die statistische Auswertung erfolgte nach [DIN EN 1990 2010].

In Abbildung 3-4 ist die Druckfestigkeit der 32 entnommenen Bohrkerne (h/d = 1,0) dargestellt. Der Mittelwert aller Proben beträgt 23,4 N/mm².



Druckfestigkeit - Sulzbach



Charakteristische Parameter der Stichprobe, wie z. B. der Mittelwert, Standardabweichung und Variationskoeffizient werden in Tabelle 3-4 zusammengefasst.

Normalverteilung	Betondruckfestigkeit		
Stichprobenumfang n [-]	32		
Mittelwert x [N/mm ²]	23,41		
Standardabweichung s _x [N/mm ²]	5,90		
Variationskoeffizient vx [-]	0,25		

Tabelle 3-4: Parameter der Stichprobe – Umspannwerk Sulzbach [Schnell – 2016]

Auswertung nach DIN EN 1990

Aus dem Mittelwert wird die charakteristische Betondruckfestigkeit nach [DIN EN 1990 - 2010] unter dem Ansatz einer logarithmischen Normalverteilung (wegen $v_x > 0,20$, vgl. Tabelle 3-4 [Schäper - 10]) und unter Berücksichtigung abweichender Probekörpergeometrie und Lagerungsbedingungen im Vergleich zum Normprobekörper zu:

 $f_{ck;is,cyl} = 10,74 \cdot 0,82 \cdot 0,92 = 8,10 \text{ N/mm}^2 \text{ (vgl. Tabelle 3-5)}$

ermittelt [Schnell - 2016].

Tabelle 3-5: 5%-Quantilwert der Betondruckfestigkeit – Umspannwerk Sulzbach [Schnell – 2016]

Logarithmische Normalverteilung	Betondruckfestigkeit		
Mittelwert μ_y	3,1		
Standardabweichung σ_y	0,42		
Kn	1,73		
<i>f</i> _{ck,is,Bk}	10,74		

Der Umrechnungsfaktor 0,82 resultiert aus den unterschiedlichen Probekörpergeometrie des Bohrkerns mit einem h/d-Verhältnis von 1,0 und der Zylindergeometrie (h/d = 2,0). Die am Bohrkern ermittelte Druckfestigkeit kann mit der Druckfestigkeit eines Würfels mit der Kantenlänge 150 mm gleichgesetzt werden [DIN EN 13791 - 2008]. Somit ist der Umrechnungsfaktor von 0,82 zwischen Zylinder- und Würfelform ($f_{c,cyl,150} = 0,82 \cdot f_{c,cube,150}$) nach [DIN EN 206 – 14] anwendbar.

Die Bohrkerne wurden bis zu ihrer Prüfung bei normalem Raumklima gelagert, woraus sich der Umrechnungsfaktor von 0,92 ($f_{c,cube} = 0,92 \ f_{c,dry}$) ergibt (vgl. Kapitel 3.2.2).

Auswertung nach DIN EN 13791/A20

Die Auswertung der In-situ-Betondruckfestigkeit erfolgt nach [DIN EN 13791/A20 - 2017] aufgrund einer Probekörperanzahl größer gleich 9 (32 Bohrkerne) nach dem modifizierten Ansatz A (vgl. Abbildung 3-2).

 $f_{\rm ck,is,Bk} = f_{\rm m(n)is} \cdot (1 - k_{\rm n} \cdot v)$

mit:

 $f_{m(n)is}$ = 23,41 N/mm² (vgl. Tabelle 3-4)

*k*_n = 1,73 (vgl. Tabelle 3-2)

v = 0,25 (vgl. Tabelle 3-4)

 $f_{ck,is,Bk} = 23,41 \cdot (1 - 1,73 \cdot 0,25) = 13,29 \text{ N/mm}^2$

Wie schon bei der Auswertung nach DIN EN 1990 muss auch bei der Auswertung nach DIN EN 13791/A20 die Umrechnungsfaktoren für die Probekörpergeometrie (0,82) und für die Lagerungsbedingung (0,92) berücksichtigt werden.

 $f_{\rm ck,is} = 13,29 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,82 \cdot 0,92 = 10,02 \text{ N/mm}^2$

Daraus ergibt sich die charakteristische In-situ-Druckfestigkeit zu 10,02 N/mm² und liegt außerhalb des durch den Eurocode 2 genormten Bereichs (10,02 N/mm² < 12 N/mm²).

3.2 Entwicklung der Normenreihe DIN 1045

Für die Nachrechnung und eine anschließende Beurteilung der Tragfähigkeit eines bestehenden Bauwerks ist die Kenntnis des Baujahrs und der seinerzeit gültigen Normen und Regelwerke wesentlich. Seit 1925 wird in der DIN 1045 deutschlandweit die Bemessung von (Eisen-) Stahlbetonbauteilen geregelt, während die Betoneigenschaften in der DIN 1048 festgelegt sind. Kenntnisse über ein bestehendes Bauwerk können somit nicht nur aus Planungsunterlagen (die bei alten Bauwerken häufig fehlen), sondern auch aus den zum Zeitpunkt der Errichtung eines Gebäudes gültigen Normen gewonnen werden. Die Untersuchung der Entwicklung der einschlägigen Normenreihen ist daher von Bedeutung. In Tabelle 3-6 sind die verschiedenen Normengenerationen der DIN 1045 und der DIN 1048 aufgelistet.

	Regelwe	erke	Kommentere TV DIN 1045		
Zeitraum	Bemessung	Beton- eigenschaften	Kommentare zu DIN 1045		
1925-1932	DIN 1045: 1925-09	DIN 1048:1925-09	Gehler, W.: Erläuterungen zu den Eisenbeton- Bestimmungen 1925 mit Beispielen		
1932-1937	DIN 1045: 1932-04	DIN 1048:1932-04	Gehler, W.: Erläuterungen zu den Eisenbeton- Bestimmungen 1932 mit Beispielen		
1937-1943	DIN 1045: 1937-05	DIN 1048:1937-10	Gehler, W.: Erläuterungen zu den Eisenbeton- Bestimmungen 1932 mit Beispielen		
1943-1959	DIN 1045: 1943-03	DIN 1048:1944-04	Gehler, W.: Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen 1943 mit Beispielen		
1959-1972	DIN 1045: 1959-11	DIN 1048:1944-04	Gehler, W.: Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen 1943 mit Beispielen		
1972-1978	DIN 1045: 1972-01	DIN 1048:1972-01	Bonzel, J.: Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen		
1978-1988	DIN 1045: 1978-12	DIN 1048 Teil 1:1978-12	Bertram, D. et al.: Hinweise zu DIN 1945, Ausgabe 12/78. DAfStb-Heft 300		
1088 2001		DIN 1048 Teil 1:1978-12	Bertram, D. et al.: Erläuterungen zu DIN 1945, Beten und Stablisten, Ausgebe 07/88, DAfeth		
1900-2001	DIN 1045: 1988-07	DIN 1048 Teil 5:1991-06	Heft 400		
Ab 2001	DIN 1045-1:2001-07	DIN EN 206-1: 2001-07	Erläuterungen zu DIN 1045-1. DAfStb-Heft 525 2		
AD 2001	DIN 1045-1:2008-08	DIN 1048 Teil 5:1991-06	Erläuterungen zu DIN 1045-1. DAfStb-Heft 525 2. überarbeitete Auflage		
Ab 2011	DIN EN 1992-1-1:	DIN EN 206-1: 2001-07	Hegger, J. et al.: Erläuterungen zu EC 2-1-1.		
Ab 2011	2011-01	DIN 1048 Teil 5: 1991-06	DAfStb-Heft 600		

Tabelle 3-6: Normen bzgl. der Bemessung von Stahlbetonbauteilen und der Betoneigenschaften

Die Werkstoffkennwerte aus den Bestandsunterlagen (Angabe einer Betonfestigkeitsklasse nach der jeweils gültigen Norm) können nicht direkt für die Nachrechnung des Tragwerks genutzt werden, da die aktuell geltenden charakteristischen Betondruckfestigkeiten erst mit der Einführung des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts in [DIN 1045 - 2001] definiert wurden. Die charakteristische Druckfestigkeit entspricht der 5 %- Quantile und somit dem Wert der Festigkeit, der im hypothetischen Fall unendlich vieler Prüfungen (Grundgesamtheit) nur in 5 % der Fälle unterschritten wird [Loch - 2011] (vgl. Abbildung 3-5).



Abbildung 3-5: Definition von Baustoffkennwerten als 5%-Quantile einer Normalverteilung am Beispiel der Betondruckfestigkeit eines C30/37 [Stauder et al. - 2011]

Um die Umrechnung der Betondruckfestigkeit aus älteren Generationen der DIN 1045 in die charakteristische Betondruckfestigkeit durchführen zu können, müssen die damals gültigen mit den aktuell gültigen Prüfbedingungen verglichen werden.

Die Betondruckfestigkeit wird aktuell nach [DIN EN 12390-3 - 2009] geprüft. Folgende Parameter sind dabei zu berücksichtigen:

- Geometrie der Probekörper
- Lagerungsbedingungen
- Pr
 üfzeitpunkt
- Belastungsgeschwindigkeit

3.2.1 Geometrie der Probekörper

Tabelle 3-7 zeigt eine Übersicht der verschiedenen Referenzformen zur Ermittlung der Betondruckfestigkeitsklasse in Abhängigkeit der Zeitperiode und den zugehörigen Normen.

Zeitraum	Referenzform zur Ermittlung der Betondruckfestigkeiten	Regelung	
1904-1916	Würfelform, Kantenlänge 300 mm	Vorläufige Leitsätze Preußische Bestimmungen	
	Würfelform,		
1916-1925	Kantenlänge 300 mm (Beton)	Anhang DAfEb (1916)	
	Kantenlänge 200 mm (Eisenbeton)		
1925-1972	Würfelform, Kantenlänge 200 mm	DIN 1048	
1972-1988	Würfelform, Kantenlänge 200 mm	DIN 1045	
1988-2001	Würfelform, Kantenlänge 200 mm	DIN 1045:1988	
ab 2001	Zylinderform, Durchmesser/Höhe 150/300 mm, Würfelform, Kantenlänge 150 mm	DIN 1045-1:2001;2008 DIN EN 1992-1-1:2011	

Tabelle 3-7: Referenzformen zur Bestimmung der Betondruckfestigkeiten

Die gewählte Probekörpergeometrie und Probekörperabmessung hat nach [Schäper – 2004] aus zwei Gründen einen entscheidenden Einfluss auf die gemessene Betondruckfestigkeit. Zum einen weisen Probekörper aus Normalbeton mit einem geringeren Volumen eine niedrigere Fehlstellenwahrscheinlichkeit auf als Probekörper mit einem größeren Volumen. Dadurch wird eine scheinbar höhere Festigkeit des identischen Werkstoffs gemessen. Zum anderen entsteht Reibung zwischen den lastaufbringenden Stahlplatten und dem Betonprobekörper, die zu einer Querdehnungsbehinderung führt. Bei würfelförmigen Probekörpern bilden sich Druckkegel aus, die sich in der Mitte aufeinander abstützen und so eine höhere Betondruckfestigkeit bewirken. Aufgrund des größeren h/d-Verhältnisses des Zylinderprobekörpers (h/d = 2,0) können sich die Druckkegel nicht aufeinander abstützen und ein einaxial gedrücktes Bauteil kann besser abgebildet werden. Abbildung 3-6 zeigt die Auswirkungen der Reibung zwischen Stahlplatte und Betonoberfläche an unterschiedlichen Probekörpergeometrien des Würfels und des Zylinders.



Abbildung 3-6: Querdehnungsbehinderung von Betonprobekörpern mit unterschiedlichen Geometrien

Im Jahr 1932 untersuchte bereits [Gehler – 1927] die Abhängigkeit zwischen der Würfelkantenlänge und der Betondruckfestigkeit und kam zu den in Tabelle 3-8 aufgeführten Umrechnungsfaktoren.

Tabelle 3-8: Umrechnungsfaktoren bezogen auf einen Würfel mit der Kantenlänge 200 mm [Gehler – 1932]

Kantenlänge [mm]	50	70	100	150	200	250	300
Verhältniswert der Druckfestigkeit	1,40	1,25	1,15	1,05	1,00	0,95	0,90

In [DIN 1045 - 1988] wird die Beziehung zwischen der Druckfestigkeit eines Würfels mit 200 mm Kantenlänge und der eines Würfels mit 150 mm Kantenlänge, sowie die Beziehung zwischen einem Würfel mit einer Kantenlänge von 200 mm und einem Zylinder (d/h = 150 mm/ 300 mm) wie folgt definiert.

- $\beta_{w200} = 0.95 \cdot \beta_{w150}$
- Festigkeitsklasse \leq B 15: $\beta_{w200} = 1,25 \cdot \beta_{cyl}$
- Festigkeitsklasse \geq B 25: $\beta_{w200} = 1,18 \cdot \beta_{cvl}$

Nach [Loch – 2014] ergeben sich daraus die folgenden Umrechnungsfaktoren:

$$\frac{f_{c,cube150}}{f_{c,cube200}} = k_{150/200} = 1,05$$
$$\frac{f_{c,cyl}}{f_{c,cube150}} = k_{cyl/cube} = 0,82$$

3.2.2 Lagerungsbedingungen

Ähnlich wie bei der Probekörpergeometrie müssen auch die Lagerungsbedingungen und deren Einfluss auf die Betondruckfestigkeit bei der Umrechnung von älteren Betonfestigkeitsklassen in die charakteristische Betondruckfestigkeit berücksichtigt werden. Hierfür werden die Lagerungsbedingungen der Probekörper, die in den verschiedenen Normgenerationen gefordert werden, miteinander verglichen.

Lagerung der Probekörper vor 1916

Die preußischen Bestimmungen von 1904 und 1907 legen keine Lagerungsbedingungen fest. Ein Lagerungsfaktor zur Umrechnung der Betondruckfestigkeit in die charakteristische Betondruckfestigkeit kann aufgrund fehlender Festlegungen der preußischen Bestimmungen nicht ermittelt werden.

Lagerung der Probekörper von 1916 bis 1943

Der Deutsche Ausschuss für Eisenbeton führte 1916 die "Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton" ein. Im Anhang dieser Bestimmung wurden erstmals die Lagerungsbedingungen der Probekörper festlegt.

Der Probekörper soll mindestens 24 h in der Form bleiben und nach dem Ausschalen auf Lattenrosten in einem geschlossenen, frostfreien Raum gelagert werden. Dabei soll der Probekörper bis zum Tag seiner Prüfung mit Tüchern bedeckt sein, die bis zum siebten Tag feucht zu halten sind. Diese Lagerungsbedingungen wurden in die DIN 1048 von 1925 und von 1932 übernommen. Die Temperaturen des Lagerungsraums wurden auf einen Bereich von +12°C bis 25°C festgelegt [Loch – 2014].

Da die zwischen 1916 und 1943 geforderten Lagerungsbedingungen weitgehend mit den Anforderungen des nationalen Anhangs von [DIN EN 12390-2 - 2009] übereinstimmen, kann der nachfolgend aufgeführte Umrechnungsfaktor (vgl. heutige Lagerungsbedingungen) für Lagerungsbedingungen genutzt werden.

Lagerung der Probekörper ab 1943

Die Lagerungsbedingungen der DIN 1048:1944 entsprechen grundsätzlich den Anforderungen der [DIN EN 12390-2 - 2009]. In den folgenden Ausgaben der DIN 1048 sind nur geringfügige Änderungen (z. B. Temperaturbereich des Lagerungsraums) vorgenommen worden. Aus diesem Grund können die nachstehend aufgeführten Umrechnungsfaktoren für Lagerungsbedingungen ohne Einschränkungen angewendet werden [Loch – 2014].

Heutige Lagerungsbedingungen

Aus zwei Gründen gilt die Wasserlagerung heute als Referenzlagerung:

- Der Einfluss auf Druckfestigkeitsschwankungen ist am geringsten.
- In Wasser gelagerte Probekörper weisen aufgrund des allseitig wirkenden Porenwasserüberdrucks eine geringere Druckfestigkeit als trocken gelagerte Probekörper gleicher Geometrie auf.

In Deutschland wird jedoch nach dem Nationalen Anhang der [DIN EN 12390-2 - 2009] eine "Trockenlagerung" gefordert. An die Trockenlagerung werden dabei die nachfolgenden Anforderungen gestellt. Der Probekörper ist nach der Herstellung für (24 ± 2) h bei einer Lufttemperatur von 15°C bis 22°C in einem geschlossenen Raum vor Zugluft geschützt zu lagern. Im Anschluss sollen die Probekörper entformt und sechs Tage lang auf einem Lattenrost in einer Feuchtekammer bei einer Temperatur von (20 ± 2) °C und einer relativen Luftfeuchtigkeit größer 95 % gelagert werden. Im Alter von sieben Tagen nach der Herstellung sollen die Probekörper aus der Feuchtekammer entnommen werden und bis zur Prüfung in einem geschlossenen Raum bei einer Temperatur zwischen 15°C und 22°C gelagert werden.

Um einen Vergleich oder eine Umrechnung von "Trockenlagerung" und der Referenzlagerung (Wasserlagerung) zu ermöglichen, gibt die [DIN 1045-2 - 2008] folgende Umrechnungsfaktoren an:

 $f_{c,cube} = 0.92 \cdot f_{c,dry} \le C \ 50/60$ $f_{c,cube} = 0.95 \cdot f_{c,dry} \ge C \ 50/60$

3.2.3 Prüfungszeitpunkt

Die Druckfestigkeit von Probekörpern wird im Allgemeinen im Alter von 28 Tagen geprüft. Der Prüfzeitpunkt von 28 Tagen wurde bereits in der preußischen Bestimmung von 1904 festgelegt und in den nachfolgenden Normen bis heute so übernommen.

3.2.4 Belastungsgeschwindigkeit

Auch die Belastungsgeschwindigkeit ist ein Parameter bei der Bestimmung der Betondruckfestigkeit, der sich im Laufe der Normgenerationen verändert hat (vgl. Tabelle 3-9).

Zeitperiode	Norm	Belastungsgeschwindigkeit	Belastungsgeschwindigkeit [MPa/s]
vor 1916	Vorläufige Leitsätze 1904 Preußische Bestimmungen 1904	keine Regelung vorhanden	/
1916 - 1925	DAfEb von 1916	1,0 kg/cm ²	0,1
1925 - 1972	DIN 1048:1925 bis DIN 1048:1944	2,0 bis 3,0 kg/cm ²	0,2 bis 0,3
1972 - 2002	DIN 1048 Blatt 1:1972	0,5 N/(mm²s)	0,5
2002 - 2009		0,2 MPa/s bis 1,0 MPa/s	0,2 bis 1,0
ab 2009	DIN EN 12390-3:2009	(0,6 ± 0,2) MPa/s max. Abweichung 10 %	(0,6 ± 0,2) max. Abweichung 10 %

Tabelle 3-9: Belastungsgeschwindigkeiten in den verschiedenen Normgenerationen

Nach [Loch – 2014] werden die Prüfbedingungen zur Durchführung der Druckfestigkeitsprüfung als vergleichbar angesehen, da die ab 1916 geforderten Belastungsgeschwindigkeiten im Geschwindigkeitsbereich der [DIN EN 12390-3 - 2009] liegen. "Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite, da im Allgemeinen bei niedriger Belastungsgeschwindigkeit auch niedrigere Betondruckfestigkeiten ermittelt werden" [Loch – 2014]. Somit ist kein Umrechnungsfaktor für die Belastungsgeschwindigkeit notwendig.

3.2.5 Ermittlung der charakteristischen Betondruckfestigkeit

Charakteristische Betondruckfestigkeit für nicht güteüberwachte Betone (1916 bis 1972)

Für Betone, die im Zeitraum zwischen 1916 bis 1943 hergestellt wurden oder die der nicht güteüberwachten Güteklasse B 120 der [DIN 1045 - 1943] und [DIN 1045 - 1959] angehören, erfolgt die Umrechnung nach (GI. 12) unter Annahme einer Normalverteilung [Loch – 2014].

$$f_{ck,cyl} = (f_{cm,cube200} - 1,645 \cdot \sigma) \cdot k_{150/200} \cdot k_{cyl/cube} \cdot k_{L}$$

Die Standardabweichung σ basiert auf dem Ergebnis der Regressionsrechnung von [Rüsch et al. 1969] mit deren Hilfe das mittlere Streuungsniveau der Betondruckfestigkeit von Probekörpern, die in den 1950er und 1960er hergestellt wurden, abgebildet werden kann. Zusätzlich wurden die in Kapitel 3.2.1 und 3.2.2 aufgeführten Umrechnungsfaktoren berücksichtigt.

Charakteristische Betondruckfestigkeit für güteüberwachte Betone (1943 bis 1972)

Die Einteilung der Betone in Güteklassen erfolgte erstmals 1943 durch [DIN 1045 - 1943]. Hierbei werden Regeln zum Nachweis der Betongüte während der Bauausführung an Beton ab der Güteklasse B 160 gestellt. Unter anderem wurde bei der Güteprüfung auch die Einhaltung eines Mindestwertes der Betondruckfestigkeit $f_{c,cube200,min}$ gefordert. Dieser Mindestwert entsprach 85 % der geforderten Druckfestigkeit und musste von jedem einzelnen Probekörper erfüllt werden.

 $f_{ck,cube200} = f_{ck,cube,min} = 0.85 \cdot f_{cm,gef}$

Daraus ergibt sich für die Ermittlung der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit unter Berücksichtigung verschiedener Umrechnungsfaktoren der folgende Zusammenhang für güteüberwachte Betone zwischen 1943 bis 1972:

 $f_{ck,cyl} = f_{ck,cube200} \cdot k_{150/200} \cdot k_{cyl/cube} \cdot k_L$

Charakteristische Betondruckfestigkeit der Betonfestigkeitsklassen (1972 bis 2001)

Ab 1972 wird durch [DIN 1045 - 1972] die Nenndruckfestigkeit β_{WN} als 5 %-Quantil der Grundgesamtheit definiert. Somit müssen bei der Umrechnung in die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit nur die Umrechnungsfaktoren, die durch unterschiedliche Probekörpergeometrie und unterschiedliche Lagerung entstehen, berücksichtigt werden (vgl. Kapitel 3.2.1 und 3.2.2). Hieraus ergibt sich folgende Umrechnung für Betone, die zwischen 1972 und 2001 hergestellt wurden:

$f_{ck,cyl} = f_{ck,cube200} \cdot k_{150/200} \cdot k_{cyl/cube} \cdot k_L$

In Tabelle 3-10 werden aus den Festigkeitsklasse der verschiedenen Normgenerationen der DIN 1045 die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit ermittelt und den Festigkeitsklassen nach der aktuellen [DIN EN 1992-1-1:2011-01] zugeordnet.

	Würfelkanten- länge		Bezeichnung									
Zeitrau	M: Mittelwert aus 3 Proben; 5 %- Nennwe Quantilwert				rert der Betondruckfestigkeit ^{a)} geprüft am Würfel							
	zugeordnete charakteristische Zylinderdruck- festigkeit	ZU	zugeordnete charakteristische Zylinderdruckfestigkeit fck [N/mm ²]									
1916- 1925	200 [mm]		W _{b28}	W _{b28}								
DAfEb	M [kg/cm²]		150	180								
	f _{ck} [N/mm²]		8	9,5								
1925- 1932	200 [mm]	W_{b28}	W _{b28}	W _{b28}								
DIN	M [kg/cm²]	100	130	180]							
	f _{ck} [N/mm²]	5	7	10								
1932- 1943	200 [mm]		W _{b28}	W _{b28}	W _{b28}							
DIN	M [kg/cm²]		120	160	210							
	f _{ck} [N/mm²]		6,5	8,5	12							
1943- 1972	200 [mm]		В	В		В		В		B ^{b)}		B ^{b)}
DIN	M [kp/cm²]		120	160		225		300		450		600
	f _{ck} [N/mm²]		6,5	11		15		20		30		40
1972- 1978	200 [mm]	Bn		Bn	Bn			Bn	Bn		Bn	Bn
DIN	5% [kp/cm²]	50		100	150			250	350		450	550
	f _{ck} [N/mm²]	4		8	12			20	27,5		35,5	43,5
1978- 2001	200 [mm]	В		В	В			В	В		В	В
DIN	5% [N/mm²]	5		10	15			25	35		45	55
c)	f _{ck} [N/mm²]	4		7,5	12			20	27,5		35,5	43,5
ab 2001	150 [mm]			C8/	C12/		C16/	C20/	C25/	C30/	C35/	C40 /
DIN	5% [N/mm²]			10	15		20	25	30	37	45	50
DIN EN	f _{ck} [N/mm ²]			8	12		16	20	25	30	35	40

1 abelie 5 10. Zuolullully volt belottiesligkeitett ab 1310 [Schlieff = 2013]	Tabelle 3-10: Zuordnung von	Betonfestigkeiten ab	1916	[Schnell -	- 2015]
---	-----------------------------	----------------------	------	------------	---------

^{a)} Einheiten: 100 kg/cm² = 100 kp/cm² \triangleq 10 N/mm²

^{b)} DIN 4225:1944: Fertigbauteile aus Stahlbeton [5]

^{c)} Die charakteristische Betondruckfestigkeit *f*_{ck} für hochfeste Betone nach DAfStb-Richtlinie für hochfesten Beton 1995-08 ist für die Festigkeitsklassen B65 bis B115 wie folgt anzunehmen:

200 [mm]	В	В	В	В	В	В
5% [N/mm²]	65	75	85	95	105	115
f _{ck} [N/mm²]	53,0	61,0	69,5	77,5	86,0	94,0

Festigkeiten, die für tragende Bauteile angesetzt werden durften

3.2.6 Einschränkungen von DIN 1045 hinsichtlich der Anwendbarkeit der Betone

In Tabelle 3-10 ist zu erkennen, dass noch bis 2001 Betone mit einer charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit kleiner als 12 N/mm² (< C12/15) in DIN 1045 geregelt wurden (rot umrahmte Bereich in Tabelle 3-10).

Bis 1943 fand keine Einschränkung der Anwendbarkeit der in DIN 1045 geregelten Betone statt. Die Betone der damaligen Festigkeitsklassen durften für alle Bauteile eines Tragwerks eingesetzt werden, wenn die nach DIN 1045 geforderten Nachweise erbracht wurde. Mit der Einführung von [DIN 1045 - 1943] wurden erstmals die Betone in Güteklassen eingeteilt und Einschränkungen der Anwendbarkeit der Betone vorgenommen. So darf Beton B 120 "nur bei kleinen Ausführungen mit einfachen, statisch bestimmten Bauteilen, also z. B. nicht bei kreuzweise bewehrten Platten verwendet werden" [DIN 1045 - 1943]. Die Betone B 160 und B 225 kommen danach für die meisten Stahlbetonbauten in Frage, während der vergleichsweise höherfeste Beton B 300 nur in besonderen Fällen eingesetzt werden soll. Die Verwendung von B 160 und B 225 setzt jedoch voraus, dass "die Ausführung durch einen Bauunternehmer, der die Einhaltung der gewährleisteten Eigenschaften des Betons durch entsprechende Betriebsmaßnahmen und durch eine sehr sorgfältige Bauüberwachung sichergestellt werden muss" [DIN 1045 - 1943].

Im Allgemeinen ist bei jedem Bauwerk die Druckfestigkeit an mindestens drei Würfeln zu prüfen. Dabei muss die Druckfestigkeit eines einzelnen Würfels mindestens 85 % der geforderten Druckfestigkeit aufweisen. Zusätzlich muss die mittlere Druckfestigkeit der drei Würfel über der geforderten Druckfestigkeit liegen.

In [DIN 1045 - 1959] bleibt der zuvor beschriebene Teil der Norm im Vergleich zur [DIN 1045 - 1943] unverändert.

Mit [DIN 1045 - 1972] wurden neue Festigkeitsklassen eingeführt, anhand derer auch Einschränkungen der Anwendbarkeit der Betone definiert wurden. Die Betone Bn 50 und Bn 100 durften nur für unbewehrte Bauteile eingesetzt werden (vgl. .Tabelle 3-11). Wurde Ortbeton in Verbindung mit Stahlbetonfertigteilen eingesetzt und bei der Bemessung als mittragend angesetzt, musste der Ortbeton mindestens der Festigkeitsklasse Bn 150 entsprechen. Bn 550 war 1972 der Beton mit der höchsten Betondruckfestigkeit, der in [DIN 1045 - 1972] genormt wurde und sollte "vor allem der werksmäßigen Herstellung von Fertigteilen in Betonwerken vorbehalten sein" [DIN 1045 – 1972].

	1	2	3	4	5	6
	Beton- gruppe	Festigkeitsklasse des Betons	$\begin{array}{c} \text{Nennfestigkeit 7} \\ \beta_{wN} \\ \text{(Mindestwert für die} \\ \text{Druckfestigkeit } \beta_{w28} \\ \text{jedes Würfels nach} \\ \text{Abschnitt 7.4.3.5.2} \\ \\ \text{kp/cm^2} \end{array}$	Serienfestigkeit β_{wS} (Mindestwert für die mittlere Druck- festigkeit β_{wM} jeder Würfelserie) kp/cm ²	Herstellung nach	Anwendung
1	Beton BI	Bn 50	50	80	Abschnitt 6.5.5	Nur für unbe- wehrten Beton
2		Bn 100	100	150		
3 4		Bn 150 Bn 250	150 250	200 300		
5 6 7	Beton B II	Bn 350 Bn 450 Bn 550	350 450 550	400 500 600	Abschnitt 6.5.6	Für unbewehrten und b ewehrten Beton

Tobollo 2 11.	Eastiakaitaklassa	doo Dotopo upo	tibro Anwonduna	IDIN 1015 1073
. Labelle 5-LL.	resuukenskiassen	ues perons une	i me Anwendund	IDIN 1040 - 1972
				1

Nach [Bonzel - 1972] haben, die zwischen 1943 und 1972 gültigen Festigkeitsklassen B 120 und B 160 schon in den letzten 10 Jahren vor der Fertigstellung der [DIN 1045 – 1972] für Stahlbetonbauwerke nur geringe Bedeutung gehabt, "da der Korrosionsschutz der Bewehrung bei Beton der Güten B 120 und B 160 nicht immer ausreichend gesichert sein dürfte" [Bonzel - 1972]. Unter Beachtung der Mindestwerte für den Korrosionsschutz (z. B. Einhalten der Mindestzementmenge) der DIN 1045:1972 sollte eine Festigkeit erreicht werden, die über der Festigkeit eines B 160 liegt.

Bei der Eignungsprüfung des Betons muss der Mittelwert der Druckfestigkeit von drei Würfeln die Serienfestigkeit aus .Tabelle 3-11 um ein Vorhaltemaß überschreiten. Das Vorhaltmaß für den Beton Bn 50 muss mindestens 30 kp/cm² (≈ 3 N/mm²) und bei den Festigkeitsklasse Bn 100 bis Bn 250 mindestens 50 kg/cm² (≈ 5 N/mm²) betragen (Betone der Betongruppe B I). Für Betone der Betongruppe B II werden in [DIN 1045 - 1972] keine expliziten Anforderungen wie bei den Betonen der Betongruppe B I an die Eignungsprüfung gestellt. Hierbei überlässt die [DIN 1045 0- 1972] dem Unternehmer "das Vorhaltemaß nach seinen Erfahrungen unter Berücksichtigung des zu erwartenden Streubereichs der betreffenden Baustelle zu wählen" [DIN 1045 - 1972]. Das Vorhaltemaß muss aber mindestens so groß sein, dass folgende Anforderungen eingehalten werden:

- Die mittlere Betondruckfestigkeit jeder Serie von drei aufeinander folgenden Würfeln muss mindestens dem Wert der Serienfestigkeit entsprechen (vgl. .Tabelle 3-11) und die Druckfestigkeit jedes einzelnen Würfels muss mindestens die Nennfestigkeit der angestrebten Betonfestigkeitsklasse erreichen.
- Bei Betonen gleicher Zusammensetzung und Herstellung darf einer von neun aufeinander folgenden Würfeln die Nennfestigkeit um höchstens 20 % unterschreiten.

Dabei muss jeder mögliche Mittelwert von drei aufeinander folgenden Würfeln mindestens der Serienfestigkeit der angestrebten Betonfestigkeitsklasse entsprechen.

In [DIN 1045 - 1972] werden teilweise auch im Bereich der Konstruktionsregeln Anforderungen an die Mindestbetonfestigkeit gestellt, z. B. wird für Rippen, Stoßfugen und Deckenauflager eine Mindestbetonfestigkeit von Bn 150 gefordert. Zusätzlich wird erstmals ein Zusammenhang zwischen den Umgebungsbedingungen, z. B. chemischer Angriff oder hohe Abnutzung (mechanischer Angriff) eines Bauwerks, und dessen Festigkeit hergestellt. Die Expositionsklassen werden allerdings in [DIN 1045 - 2001] erstmals explizit genannt und bestimmen seitdem die Mindestbetonfestigkeitsklasse und Mindestbetondeckung in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen.

In [DIN 1045 - 1978] wurden bis auf die Bezeichnungen der Festigkeitsklassen (z. B. Bn 50 \rightarrow B 5) in dem hier betrachteten Abschnitt keine Änderungen vorgenommen.

Wie schon 1972 und 1978 müssen auch in DIN 1045:1988 die bewehrten Bauteile mindestens die Festigkeitsklasse B 15 aufweisen (1972: Bn 150). Die Festigkeitsklasse B 15 kann jedoch nur mit einer Betonzusammensetzung (w/z-Wert, Zementgehalt) erzielt werden, die keinen ausreichenden Widerstand gegen Witterungsbeanspruchungen aufweist [Bertram - 1989].

Aus diesem Grund wurde durch [DIN 1045 - 1988] eine zusätzliche Einschränkung bei der Anwendbarkeit der Betone eingeführt. Außenbauteile müssen mindestens eine Festigkeitsklasse von B 25 aufweisen. In einer Fußnote wird jedoch darauf hingewiesen, dass durch die Einhaltung der Anforderungen der "Allgemeinen Bedingungen für die Herstellung des Betons" und der "Zusammensetzung von Beton B I bzw. von Beton B II" in der Regel eine Nennfestigkeit größer gleich 32 N/mm² entsteht. Nach [Bertram - 1989] belegten Versuche, dass für Außenbauteile ein Betonfestigkeitsklasse B 35 aufgrund Korrosionsschutzgründen der Bewehrung zu empfehlen ist. Da der Beton B 35 als Beton B II auszuführen wäre, wurde in DIN 1045:1988 eine Festigkeitsklasse von B 25 für Außenbauteile gefordert. Zusätzlich sollte die Dauerhaftigkeit in DIN 1045:1988 durch folgende Parameter sichergestellt werden:

- Obergrenze des w/z-Werts
- Mindestzementgehalt
- Erforderliche Nachbehandlungsdauer
- Anforderungen der DIN 1045:1988 an Zemente, Zuschlagsstoffe, Zusatzmittel und Zusatzstoffe

An den Anforderungen der Eignungsprüfung wurden im Vergleich zur [DIN 1045 - 1972] keine Änderungen vorgenommen.

Die aktuell gültige Bemessungsnorm [DIN EN 1992-1-1:2011-01] ist erst ab einer Festigkeitsklasse von C12/15 anwendbar. Dabei darf der Beton C12/15 nur bei vorwiegend ruhenden Einwirkungen verwendet werden. Tabelle 3-10 zeigt, dass in den Generationen der vorherigen Bemessungsnorm DIN 1045 Betone aufgeführt sind, die nach der Umrechnung in die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit eine Festigkeit kleiner 12 N/mm² (C12/15) aufweisen. Je älter die Bestandstragwerke sind bzw. die Norm ist, auf deren Grundlage das Tragwerk errichtet wurde, desto höher ist die Wahrscheinlichkeit, dass Bauwerke eine Festigkeitsklasse kleiner C12/15 (Bestandsunterlagen oder Bohrkernentnahme) aufweisen. Durch Anwendungsbeschränkungen der Betonfestigkeitsklassen, die im Laufe der DIN 1045- Entwicklung eingeführt wurden (ab 1943), verringert sich die Wahrscheinlichkeit in historischen Planungsdokumenten oder durch Bauwerksuntersuchungen Festigkeiten vorzufinden, die geringer als 12 N/mm² (C12/15) sind. Jedoch wurde erst durch [DIN 1045 - 1972] die Anwendbarkeit der niedrigen Betonfestigkeitsklassen so eingeschränkt, dass Betone mit einer Festigkeitsklasse kleiner als C12/15 nicht für tragende Stahlbetonbauteile verwendet werden durften. Aufgrund von Herstellungsfehlern ist die Möglichkeit jedoch gegeben, niedrigere Festigkeiten auch an Bauwerken, die nach 1972 errichtet wurden, anzutreffen.

4 Analyse von Eurocode 2 hinsichtlich der Anwendbarkeit auf Bauteile mit niedriger Betondruckfestigkeit

Wie die vorausgehenden Abschnitte zeigen, ist die charakteristische Betondruckfestigkeit ein zentraler Faktor bei der Bemessung von Tragwerken und folglich auch bei der Nachrechnung von Bestandstragwerken. Da der Eurocode 2 erst ab einer Festigkeitsklasse von C12/15 gültig ist, werden die Kapitel des Eurocode 2 hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit für niederfeste Betone analysiert. Dabei wird zunächst untersucht, welche Bemessungs- und Konstruktionsregeln eine Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit beinhalten.

4.1 Kapitel 1 – Allgemeines

Kapitel 1 des Eurocode 2 Teil 1-1 – Allgemeines, beschäftigt sich hauptsächlich mit Anwendungsbereichen, normativen Verweisen, Annahmen, Begriffsdefinitionen und Formelzeichen des Eurocode 2.

Tabelle 4-1: Kapitel 1 des Eurocode 2 Teil 1-1 – Allgemeines

		niedrige Beton- druckfestigkeit ist zu diskutieren	niedrige Beton- druckfestigkeit ist nicht zu diskutieren
(0	1.1 Anwendungsbereich		х
NEX	1.2 Normative Verweisungen		х
ALLGEMEII	1.3 Annahmen		х
	1.4 Unterscheidung zwischen Prinzipien und Anwendungsregeln		х
	1.5 Begriffe		х
-	1.6 Formelzeichen		х

Der Inhalt des allgemeinen Einleitungskapitels ist unabhängig von der Betondruckfestigkeit und muss daher für niederfeste Betone nicht kommentiert werden.

4.2 Kapitel 2 – Grundlagen der Tragwerksplanung

Das Kapitel 2 des Eurocode 2 Teil 1-1 beschäftigt sich mit den Grundlagen der Tragwerksplanung und beinhaltet viele grundlegende Anforderungen und u. a. das Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten. Eine genaue Aufstellung der in Kapitel 2 behandelten Themen und deren Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit ist in Tabelle 4-2 enthalten.
		niedrige Beton- druckfestigkeit ist zu diskutieren	niedrige Beton- druckfestigkeit ist nicht zu diskutieren
	2.1 Anforderungen		х
	2.2 Grundsätzliches zur Bemessung mit Grenzzuständen		х
U	2.3 Basisvariablen		х
NN	2.4 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten		Х
AN-	2.4.1 Allgemeines		Х
SPI	2.4.2 Bemessungswerte		х
VERK	2.4.2.1 Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen aus Schwinden		х
RAGV	2.4.2.2 Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen aus Vorspannung		х
ER T	2.4.2.3 Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen beim Nachweis gegen Ermüdung		x
Z	2.4.2.4 Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe	Х	
-AGE	2.4.2.5 Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe bei Gründungen		х
IDN	2.4.3 Kombinationsregeln für Einwirkungen		х
RUI	2.4.4 Nachweis der Lagesicherheit		х
2 G	2.5 Versuchsgestützte Bemessung		Х
	2.6 Zusätzliche Anforderungen an Gründungen		х
	2.7 Anforderungen an Befestigungsmittel	X	
	NA.2.8 Bautechnische Unterlagen		x

Tabelle 4-2: Kapitel 2 des Eurocode 2, Teil 1-1 – Grundlagen der Tragwerksplanung

4.2.1 Abschnitt 2.4.2.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen aus Schwinden

Der Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen aus Schwinden ist für Bestandstragwerke nicht von großer Bedeutung, weil der Schwindprozess bei solchen Bauwerken in der Regel weitgehend abgeschlossen ist.

4.2.2 Abschnitt 2.4.2.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen aus Vorspannung

Im Allgemeinen sollte bei alten Bestandstragwerken mit einer Festigkeitsklasse kleiner C12/15 keine Vorspannung vorhanden sein. Falls eine Vorspannung vorhanden ist, sollte mit dem angegebenen Teilsicherheitsbeiwert gerechnet werden, da der Teilsicherheitsbeiwert für Vorspannung nicht durch die Festigkeitsklasse des Betons beeinflusst wird.

4.2.3 Abschnitt 2.4.2.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen beim Nachweis gegen Ermüdung

Ähnlich wie bei den "Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen aus Vorspannung" sollten Bestandstragwerke, die Wechselbeanspruchungen mit hoher Lastwechselzahl ausgesetzt sind, nicht mit einer Festigkeitsklasse kleiner C12/15 hergestellt worden sein. Die Folge ist, dass der Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen beim Nachweis gegen Ermüdung für Betonfestigkeitsklassen kleiner C12/15 für die vorliegend beschriebenen Untersuchungen nicht relevant ist.

4.2.4 Abschnitt 2.4.2.4 Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe bzw. der Teilsicherheitsbeiwert für Beton in Bestandstragwerken hängt nicht direkt von der Betondruckfestigkeit ab - vielmehr von deren am Tragwerk vorgefundenen Mittelwert und Variationskoeffizienten.

Nach Eurocode 0 setzen sich die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungs- und der Widerstandsseite (Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe) aus den folgenden Größen zusammen:



Abbildung 4-1: Beziehung zwischen den einzelnen Teilsicherheitsbeiwerten [DIN EN 1990 - 2010]

Mit Hilfe der Teilsicherheitsbewerte kann aus den charakteristischen Baustoffeigenschaften der Bemessungswert X_d bestimmt werden.

$$X_{\rm d} = \eta \cdot \frac{X_{\rm k}}{\gamma_{\rm m}}$$

mit:

- X_k charakteristischer Wert einer Baustoff- oder Produkteigenschaft;
- η Umrechnungsbeiwert zwischen Probeneigenschaft und maßgebenden Eigenschaften im Bauteil, der die
 Auswirkungen von Volumen- und Maßstabseffekten, Feuchtigkeits- und Temperaturauswirkungen sowie
 anderen maßgebenden Parameter im Mittel berücksichtigt;
- ym der Teilsicherheitsbeiwert f
 ür die Baustoff- oder Produkteigenschaft, der die M
 öglichkeit ung
 ünstiger Abweichungen der Baustoff- oder Produkteigenschaft vom charakteristischen Wert und die Streuung des Umrechnungsbeiwertes η abdeckt.

Der Umrechnungsbeiwert η darf in einigen Fällen auch implizit im charakteristischen Wert X_k oder durch Verwendung von γ_{M} anstelle von γ_{m} berücksichtigt werden.

$$R_{d} = R\left\{\eta \cdot \frac{\chi_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_{d}\right\} i \ge 1 \qquad \text{mit:} \qquad \gamma_{M,i} = (\eta_{i}) \cdot \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{m,i}$$

 γ_{M} berücksichtigt somit die Modellunsicherheiten bei den Bauwerkswiderständen und die Unsicherheiten der Baustoffeigenschaften. Für den Beton muss zusätzlich zwischen der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} am Laborprobekörper (Zylinder) und der des eingebauten Beton am Bauwerk $f_{ck,in-situ}$ unterschieden werden, wodurch für die Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_c ein weiterer Faktor berücksichtigt werden muss:

$$\gamma_{\rm conv} = \frac{f_{\rm ck}}{f_{\rm ck,in-situ}} = 1,15$$

Der Teilsicherheitsbeiwert für Beton γ_c ergibt sich nach [Fingerloos – 2010] somit zu:

$$\gamma_{\rm c} = \gamma_{\rm M} \cdot \gamma_{\rm conv} = 1,30 \cdot 1,15 \approx 1,5$$

 $\gamma_{\rm M} = \exp(\alpha_{\rm R} \cdot \beta \cdot V_{\rm R} - 1,645 \cdot V_{\rm f}) = \exp(3,04 \cdot 0,166 - 1,645 \cdot 0,15) \approx 1,30$

mit:

 $\alpha_{\rm R}$ Wichtungsfaktor Widerstand $\alpha_{\rm R}$ = 0,8;

 β Zuverlässigkeitsindex (GZT, Nutzungsdauer 50 Jahre) β = 3,8 in der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation;

$$V_{\rm R}$$
 Variationskoeffizient Widerstand $V_{\rm R} = \sqrt{V_{\rm m}^2 + V_{\rm G}^2 + V_{\rm f}^2} = \sqrt{0.05^2 + 0.05^2 + 0.15^2} = 0.166$

 $V_{\rm m}$ Variationskoeffizient Modellunsicherheit $V_{\rm m} = 0.05$;

- $V_{\rm G}$ Variationskoeffizient Geometrie $V_{\rm G} = 0,05$;
- $V_{\rm f}$ Variationskoeffizient Materialfestigkeit $V_{\rm f} = 0,15$.

Anders als bei der Bemessung von Tragwerken, bei der für den Teilsicherheitsbeiwert des Betons γ_c die Streuung der Betonfestigkeit nach [Fingerloos – 2010] zu 15 % angenommen wird, kann bei der Nachrechnung von Bestandstragwerken die Betondruckfestigkeit und deren Streuung direkt am Bauwerk bestimmt werden. Durch die Bestimmung des Mittelwerts, der Standardabweichung und des Variationskoeffizienten (logarithmischen Normalverteilung) des Bauwerkbetons kann der Teilsicherheitsbeiwert des Betons γ_c nach [DBV-MTSBW - 2013] und unter Einhaltung der in [DBV-MTSBW - 2013] angegebenen Anwendungsbereichen zu $\gamma_{c,mod}$ modifiziert werden. Dabei verändern sich sowohl der Variationskoeffizient der Materialeigenschaft V_f zu die Modellunsicherheitsfaktoren als auch V_{f,in-situ}, der Zuverlässigkeitsindex β .

Die Kalibrierung der in [DBV-MTSBW - 2013] enthaltenen Teilsicherheitsbeiwerte erfolgt für einen Variationskoeffizienten V_c kleiner 0,30 durch die Reduzierung des Zuverlässigkeitsindexes, während für einen Variationskoeffizienten V_c größer 0,30 das "Herausrechnen des Umrechnungsbeiwertes η " angewendet wird [DBV-Heft 24 - 2014]. In Abbildung 4-2 sind die Kurven für die Reduzierung des Zuverlässigkeitsindexes (EC2, $\beta = 3,2$) und für das "Herausrechnen des Umrechnungsbeiwertes η " (EC2, $\beta = 3,8$; ohne η) dargestellt.



Abbildung 4-2: Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für den Werkstoff Beton gemäß DBV-Merkblatt [DBV-Heft 24 - 2014]

Abbildung 4-3 zeigt, wie die Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_c nach [DBV-MTSBW - 2013] verändert wurde.

Dabei werden auch die Unterschiede zwischen der Berechnung für den Bereich V_c kleiner 0,30 und für den Bereich V_c größer 0,30 ersichtlich.

*V*_c > 0,30 (rote Linie)



V_c < 0,30 (grüne Linie Abbildung 9)



Abbildung 4-3: Ermittlung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für $V_c < 0,30$ und $V_c > 0,30$

[DBV-MTSBW - 2013] beschränkt seinen Anwendungsbereich auf bewehrten und unbewehrten Normalbeton der Festigkeitsklasse C12/15 bis C50/60. Ähnlich wie in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] wird auch hier als untere Grenze die Festigkeitsklasse C12/15 festgelegt.

Wenn sich die Betondruckfestigkeit kleiner 12 N/mm² aufgrund eines hohen Variationskoeffizienten ergibt, ist von einer Abminderung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_c abzusehen.

4.2.5 Abschnitt 2.4.2.5 Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe bei Gründungen

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe bei Gründungen sind Teil von DIN EN 1997. Eine Änderung des Teilsicherheitsbeiwerts für Beton γ_c für Betonfestigkeitsklassen kleiner C12/15 durch den Beiwert k_f müsste im Zusammenhang mit DIN EN 1997 betrachtet werden. Der Beiwert k_f ist bei der Berechnung des Bemessungswiderstands von Ortbeton-Bohrpfählen mit wiedergewonnener Verrohrung mit γ_c zu multiplizieren.

4.2.6 Abschnitt 2.7 Anforderungen an Befestigungsmittel

Im Allgemeinen werden die Befestigungsmittel nicht durch Eurocode 2 geregelt. Der Abschnitt 2.7 des Eurocode 2 weist lediglich drauf hin, dass zwischen einbetonierten Befestigungsmitteln (z. B. Kopfbolzen und Ankerschienen) und nachträglich eingesetzten Befestigungsmitteln (z. B. Metallspreizdübel, Hinterschnittdübel, Verbunddübel), die in Einklang mit einer CEN-Norm stehen oder durch eine Europäische Technische Zulassung geregelt sind, zu unterscheiden ist.

Der BBSR-Abschlussbericht [Schnell – 2016] "Untersuchung zur Korrelation von Druck- und Zugfestigkeit in alten, niederfesten Betonen als Grundlage für die Bestimmung der Tragfähigkeit von z. B. Befestigungsmitteln" beschäftigt sich unter anderem mit der Nutzung von Befestigungsmitteln in niederfesten Betonen. Dabei wurden als Befestigungsmittel Kopfbolzen und Hinterschnittanker im gerissenen und ungerissenen Beton untersucht. Für alte Betone wird empfohlen, die tatsächliche Betonzugfestigkeit über die Spaltzugfestigkeit am Bohrkern anstelle der Betondruckfestigkeit am Tragwerk zu ermitteln, da die Berechnung der Betonausbruchlast mit Hilfe der Betondruckfestigkeit durchweg zu einer "auf der kritischen Seite liegenden Abweichung" [Schnell – 2016] führte.

Im Rahmen von [Schnell – 2016] wurde eine Gleichung modifiziert, um die Betonausbruchlast durch die Betonzugfestigkeit (an am Bauwerk gewonnenen Bohrkernen ermittelt) und nicht durch die Betondruckfestigkeit (am Bauwerk ermittelt) bestimmen zu können. Die Betonzugfestigkeit wird mittels der Betonspaltzugfestigkeit wie folgt ermittelt:

$f_{\rm ct} = 0.9 \cdot f_{\rm ct,sp}$

Beispielhaft ist die Modifizierung der Gleichung zur Bestimmung der Betonausbruchlast von Dübel nach [Schnell – 2016] dargestellt.

Ermittlung der Betonausbruchlast auf Grundlage der Betondruckfestigkeit:

$$N_{\text{um,c,cal}}(f_{\text{cm,cube,is}}) = k_1 \cdot \sqrt{f_{\text{cm,cube,is}}} \cdot h_{\text{ef}}^{1,5}$$

Ermittlung der Betonausbruchlast auf Grundlage der Betonzugfestigkeit:

$$N_{\text{um,c,cal}}(f_{\text{cm,cube,is}}) = k_1 \cdot \sqrt{\frac{(0.9 \cdot f_{\text{sp,m,is}})^{3/2}}{0.3^{3/2} \cdot 0.82}} \cdot h_{\text{ef}}^{1.5}$$

Zusätzlich ist zu beachten, dass bisher ein möglicher Unterschied zwischen einer am Bohrkern und am Normzylinder ermittelten Spaltzugfestigkeit noch unzureichend erforscht ist. Dieser Aspekt ist besonders bei Bestandstragwerken zu beachten und gegebenenfalls zu untersuchen und anzupassen.

Zu beachten ist, dass in [Schnell – 2016] bereits Betone einer Festigkeitsklasse kleiner C20/25 als niederfeste Betone eingestuft wurden, weil bauaufsichtliche Zulassungen für Dübel üblicherweise keine Regeln unter C20/25 enthalten.

Da der Variationskoeffizient bei alten Tragwerken mit niederfesten Betone (Festigkeitsklasse kleiner C12/15) vermutlich deutlich größer ausfallen wird als bei dem Referenzbeton in [Schnell – 2016], wird empfohlen, die Spaltzugfestigkeit an Bohrkernen zu bestimmen und durch Umrechnung der Spaltzugfestigkeit in Zug- und Druckfestigkeit die Betonausbruchlast zu berechnen.

4.3 Kapitel 3 - Baustoffe

Das Kapitel 3 beinhaltet Prinzipien und Anwendungsregeln für Normalbeton (≤ C50/60) und hochfesten Beton (≥ C55/67). Dabei werden die Materialeigenschaften des Betons, des Betonstahls und des Spannstahls definiert (vgl. Tabelle 4-3).

Tabelle 4-3: Kapitel 3 des Eurocode 2 Teil 1-1 – Baustoffe

		niedrige Beton- druckfestigkeit ist zu diskutieren	niedrige Beton- druckfestigkeit ist nicht zu diskutieren
	3.1 Beton	х	
	3.1.1 Allgemeines	х	
	3.1.2 Festigkeiten	х	
	3.1.3 Elastische Verformungseigenschaften	х	
Ш	3.1.4 Kriechen und Schwinden	х	
TOF	3.1.5 Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen	х	
N.	3.1.6 Bemessungswerte der Betondruck- und Betonzugfestigkeit	х	
3AI	3.1.7 Spannungs-Dehnungs-Linie für Querschnittsbemessung	х	
3 E	3.1.8 Biegezugfestigkeit	х	
	3.1.9 Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung	х	
	3.2 Betonstahl		х
	3.3 Spannstahl		x
	3.4 Komponenten von Spannsystemen		х

Abschnitt 3.1 des Eurocode 2 [DIN EN 1992-1-1:2011-01] beschäftigt sich mit den Eigenschaften des Betons, u. a. mit den Festigkeitseigenschaften, Kriechen und Schwinden und den Spannungs-Dehnungs-Linien.

4.3.1 Abschnitt 3.1.2 - Festigkeiten

Wichtig für die weitere Betrachtung des niederfesten Betons ($f_{ck} < C12/15$) im Zusammenhang mit den Bewehrungs- und Konstruktionsregeln des Eurocode 2 [DIN EN 1992-1-1:2011-01] ist, ob die analytischen Beziehungen aus Tabelle 4-4 auch für den niederfesten Beton gelten, da diese Zusammenhänge in vielen Bemessungsansätzen des Eurocode 2 verankert sind.

	Betonfestigkeitsklasse																
1	f _{ck}	N/mm ²	12 ¹⁾	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100 ²⁾
2	f _{ck,cube}	N/mm ²	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	115
3	f _{cm}	N/mm ²	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	108
4	f _{ctm}	N/mm ²	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	5,2
5	f _{ctk;0,05}	N/mm ²	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	3,7
6	f _{ctk;0,95}	N/mm ²	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	6,8
7	E _{cm} · 10 ⁻³	N/mm ²	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	45
8	Ec1	‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	2,8
9	Ecu1	‰		1			3,5					3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	2,8
10	Ec2	‰					2,0					2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,6
11	Ecu2	‰					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	2,6
12	n			2,0 1,75 1,6 1,45 1,4 1,4 1,4							1,4						
13	EC3	‰					1,75					1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	2,4
14	Ecu3	‰					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	2,6
(NC	I) ¹⁾ Die F	estigkeitsk	dasse C1	2/15 da	arf nur l	bei vorv	viegeno	d ruhen	den Ein	wirkun	gen ver	wendet	werde	en.			
	²⁾ Die a	nalytische	n Bezieh	ungen i	nterpol	ieren ni	ur bis C	90/105	. Die W	/erte fü	r C100/	115 wu	rden u	nabhän	gig dav	on fest	gelegt.
Ana	lytische Bezie	ehungen:															
Zeil	e 3:	$f_{\rm cm} = f_{\rm ck}$	+ 8														
Zeil	e 4:	$f_{\rm ctm} = 0$,	30 <i>f</i> _{ck} ^{2/3} fü	r ≤ C50	/60;		f _{ctm} =	2,12 ·	n [1 + ((f _{cm} / 10)] für >	C50/60					
Zeil	en 5 und 6:	$f_{ctk;0,05} =$	0,7f _{ctm} (5	5 %-Qu	antil);		f _{ctk;0,9}	₁₅ = 1,3 <i>f</i>	_{ctm} (95	%-Qua	ntil)						
Zeil	e 7:	E _{cm} = 2	$_{m} = 22.000 (f_{cm} / 10)^{0.3} [N/mm^{2}] \qquad E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3} [GPa]$														
Zeil	e 8:	siehe B	iehe Bild 3.2: ε_{c1} (‰) = 0,7 $f_{cm}^{0.31} \le 2,8$														
Zeil	Zeile 9: siehe Bild 3.2, für $f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$: c_{cu1} (‰) = 2,8 + 27 [(98 - f_{cm}) / 100] ⁴																
Zeil	e 10:	siehe B	ild 3.3, fü	$r f_{ck} > 5$	50 N/mi	m²:	Ec2 (9	‰) = 2,0) + 0,08	35 · (f _{ck}	– 50) ^{0,5.}	\$ •					
Zeil	e 11:	siehe B	ild 3.3, fü	$r f_{ck} > 5$	50 N/mi	m²:	Ecu2 (‰) = 2,	6 + 35	[(90 – /	_{ck}) / 100)]⁴					
Zeil	e 12:	für f _{ck} >	50 N/mn	1 ⁻ :			n = 1	1,4 + 23	,4 [(90	– f _{ck}) /	100]						
Zeil	e 13:	siehe B	ild 3.4, fü	$r f_{ck} > \xi$	50 N/m	m²:	Е _{СЗ} (9	60) = 1,7	'5 + 0, 5	55 [(f _{ck} -	- 50) / 4	0]					
Zeil	Leile 14: siehe Bild 3.4, für $f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$: $c_{cu3} (\%) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck}) / 100]^4$																

Tabelle 4-4: Festigkeits- und Formänderungskennwerte für Beton nach Eurocode 2 [DIN EN 1992-1-1:2011-01]

• Zeile 3: Zusammenhang zwischen mittlerer Betondruckfestigkeit und charakteristischer Betondruckfestigkeit

 $f_{\rm cm} = f_{\rm ck} + 8$

Die Ermittlung der charakteristischen In-situ-Druckfestigkeit erfolgt nach [DIN EN 13791/A20 - 2017]. Dieses Verfahren ist bereits in Abschnitt 3.1.1 "Auswertungsmethoden für zerstörende Verfahren" beschrieben.



Abbildung 4-4: Vorgehensweise zur Bewertung der charakteristischen Druckfestigkeit von Bauwerksbeton in Abhängigkeit des Stichprobenumfangs und dem Variationskoeffizienten [DIN EN 13791/A20 - 2017]

Die charakteristische In-situ-Druckfestigkeit wird nach [DIN EN 13791/A20 - 2017] in Abhängigkeit der Bohrkernprüfungen und des Variationskoeffizienten bestimmt. Der in Eurocode 2 beschriebene Zusammenhang zwischen der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} und der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} gilt dann nicht für Bestandstragwerke.

• Zeile 4: Umrechnung der Betondruckfestigkeit fck in die Betonzugfestigkeit fctm

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

Der Zusammenhang zwischen der Betonzug- und Druckfestigkeit an Bestandstragwerken wurde im BBSR-Abschlussbericht [Schnell – 2016] "Untersuchung zur Korrelation von Druckund Zugfestigkeit in alten, niederfesten Betonen als Grundlage für die Bestimmung der Tragfähigkeit von z. B. Befestigungsmitteln" untersucht, wobei keine eindeutige Einflussgröße auf das Verhältnis zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit ermittelt werden konnte. In [Schnell – 2016] wird empfohlen, wenn "aus bemessungstechnischer Sicht keine großen Anforderungen an die Genauigkeit der zu verwendenden Zugfestigkeit zu stellen sind, kann der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit nach der in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] dargestellten Beziehung auch für Bestandsbetone berechnet werden".

Für Wasserbauwerke darf nach [BAW – 2016] lediglich 50 % der nach Eurocode 2 ermittelten charakteristischen Zugfestigkeit $f_{\text{ctk};0,05}$ angesetzt werden.

 Zeile 5 und 6: Ermittlung des 5 %-Quantils f_{ctm;0,05} bzw. des 95 %-Quantils f_{ctm;0,95} der Betonzugfestigkeit f_{ctm}

 $f_{\text{ctk};0,05} = 0,7 \cdot f_{\text{ctm}}$ $f_{\text{ctk};0,95} = 1,3 \cdot f_{\text{ctm}}$

Eurocode 2 setzt als Verteilungsfunktion für die Festigkeitseigenschaften des Betons eine Normalverteilung voraus. Für Bestandstragwerken kann aber nicht ohne weitere Untersuchungen von einer Normalverteilung ausgegangen werden. Hier treten u. a. logarithmische Normalverteilungen oder Gumbleverteilungen auf. Der Unterschied in der Verteilungsdichte zwischen Normalverteilung, logarithmische Normalverteilung ist in Abbildung 4-5 veranschaulicht.



Abbildung 4-5: Verteilungsdichten der Normalverteilung, logarithmischen Normalverteilung

Wenn die Zusammenhänge zwischen $f_{ctk;0,05}$ und f_{ctm} bzw. $f_{ctk;0,95}$ und f_{ctm} nach [DIN EN 1992 1-1:2011-01] auf Bestandsbauwerke angewendet werden, kann es zu einer Unter- oder Überschätzung der tatsächlichen Tragfähigkeit kommen (vgl. DAfStb-Heft 619 – 2017). Entscheidend für diese Zusammenhänge ist somit die Verteilungsdichte der Betonfestigkeiten am Bestandstragwerk. Bisher lässt sich ohne eine Untersuchung mit großem Stichprobenumfang keine Aussage über die Verteilungsdichte der Betondruckfestigkeit eines bestehenden Betontragwerks treffen. In diesem Bereich besteht aktuell noch Forschungsbedarf, sowohl für die im Eurocode 2 genormten Festigkeitsklassen C12/15 bis C100/115 als auch für den in diesem Projekt betrachteten Festigkeitsbereich kleiner C12/15.

 Zeile 7: Ermittlung des E-Moduls E in Abhängigkeit der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm}

$$E = 22.000 \cdot \left(\frac{f_{\rm cm}}{10}\right)^{0,3}$$

Das E-Modul wird erst durch Eurocode 2 in Abhängigkeit der mittleren Betondruckfestigkeit definiert. In DIN 1045:2001 konnte das E-Modul in Abhängigkeit der charakteristischen Betondruckfestigkeit ermittelt werden, während in den Vorläufernormen der DIN 1045 die Betondruckfestigkeit und das E-Modul in keinen mathematischen Zusammenhang gebracht wurden (vgl. Tabelle 4-5). Somit ist allgemein die Frage zu beantworten, ob der aktuell gültige Zusammenhang zwischen E-Modul und der mittleren Betondruckfestigkeit auch auf Bestandstragwerke angewendet werden kann. Weiterführend muss untersucht werden, welcher Zusammenhang zwischen E-Modul und Betondruckfestigkeit an Bestandstragwerken für Festigkeitsklassen kleiner C12/15 besteht.

Norm	E-Modul des Betons									
	$E_{\rm b}$ = 210.000 kp/cm ² für die Ermittlung der elastischen Formänderung									
DIN 1045:1925	$E_{\rm b}$ = 140.000 kp/cm ² für die Spannungsermittlung und die									
	Querschnittsbemessung									
DIN 1045:1932	wie in DIN 1045:1925									
DIN 1045:1937	wie in DIN 1045:1925									
DIN 1045:1943	wie in DIN 1045:1925									
DIN 1045:1959	wie in DIN 1045:1925									
	erstmalige Angabe des E-Moduls in Abhän Betondruckfestigkeitsklasse	jigkeit der								
DIN 1045:1972	Festigkeitsklasse Bn 100 Bn 150 Bn 250 Bn 35	0 Bn 450	Bn 550							
	E-Modul E_b in kp/cm²220.000260.000300.000340.0	0 370.000	390.000							
	wie in DIN 1045:1972									
DIN 1045:1978	Festigkeitsklasse B 10 B 15 B 25 B 35	B 45	B 55							
	E-Modul Eb in kp/cm ² 220.000 260.000 300.000 340.0	0 370.000	390.000							
DIN 1045:1988	wie in DIN 1045:1978									
DIN 1045:2001	$E_{\rm cm} = 9500 \ (f_{\rm ck} + 8)^{1/3} \ {\rm N/mm^2}$	$E_{\rm cm} = 9500 \ (f_{\rm ck} + 8)^{-1/3} \ {\rm N/mm^2}$								

		- • • • •		
Tabelle 4-5: Entwicklung	des	E-Moduls	uber DIN	1045-Generationen

Aufgrund der Schwierigkeiten Bauwerke zu finden, die aus niederfestem Beton bestehen und an denen aus einem Bauteil 20 bis 30 Bohrkerne für die Druckfestigkeitsprüfung und weiter 10 bis 15 für die E-Modulprüfung entnommen werden dürfen, wurde die Untersuchung des Zusammenhangs zwischen Betondruckfestigkeit und E-Modul am Bauwerk, an Bohrkernen aus normalfestem Beton durchgeführt. Mit Hilfe der erzielten Ergebnisse an normalfesten Bauwerken sollen eine Aussage für Bauwerke aus niederfestem Beton ermöglicht werden (analoges Vorgehen wie in Abschnitt 4.3.4). Beispielhaft werden nachfolgend die Ergebnisse von vier Bauwerksuntersuchungen bezüglich des Zusammenhangs von Betondruckfestigkeit und E-Modul in Abbildung 4-6 bis Abbildung 4-9 dargestellt (vgl. [Weber – 2019]).



E-Modul - Bauwerk 1

Abbildung 4-6: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 1



E-Modul - Bauwerk 2

Abbildung 4-7: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 2



E-Modul - Bauwerk 3

Abbildung 4-8: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 3



E-Modul - Bauwerk 4

Zu erkennen ist, dass an Bauwerk 1 und Bauwerk 2 (Abbildung 4-6 und Abbildung 4-7) eine Differenz zwischen dem am Bohrkern ermittelten E-Modul ($E_{cm,is}$) und dem nach Eurocode 2 in Abhängigkeit der charakteristischen In-situ-Druckfestigkeit $f_{ck,is}$ ermittelten E-Modul von ca. 10.000 N/mm² vorliegt. Eine ähnliche Differenz kann auch an Bauwerk 4 mit ca. 8.000 N/mm² beobachtet werden. Lediglich an Bauwerk 3 kommt es durch die Ermittlung des E-Moduls nach Eurocode 2 nur zu einer geringen Überschätzung des am Bauwerk vorhandenen E-Moduls.

Tabelle 4-6 stellt zusammengefasst die Ergebnisse der Bauwerksuntersuchungen dar. Hieraus wird deutlich, dass es durch die Ermittlung der E-Moduli nach Eurocode 2 zu einer deutlichen Steifigkeitsüberschätzung kommt.

	<i>f</i> cm,is,cyl	<i>E</i> cm,is	Ecm nach EC2
	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
Bauwerk 1	30,09	20.800	30.616
Bauwerk 2	26,21	20.300	29.372
Bauwerk 3	29,44	28.500	30.416
Bauwerk 4	59,70	27.200	35.429

Tabelle 4-6: Zusammenfassung der E-Modulprüfungen der Bauwerke 1 bis 4

Aufgrund der vorliegenden Ergebnisse an Bauwerken aus normalfesten Beton kann vermutet werden, dass auch bei der Ermittlung des E-Moduls an einem Bauwerk aus niederfestem Beton nach den Vorgaben von Eurocode 2 das E-Modul überschätzt wird. Falls bei der

Abbildung 4-9: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 4

Nachrechnung von Bestandstragwerken Nachweise geführt werden müssen, bei denen das E-Modul als maßgebende Größe eingeht, sollte das E-Modul an Bohrkernen, die am Bauwerk gezogen wurden, ermittelt werden.

Weiterführende Untersuchungen bezüglich dieses Zusammenhangs zwischen Betondruckfestigkeit und E-Modul an Bestandstragwerken werden aktuell an der TU Kaiserslautern durchgeführt.

4.3.2 Abschnitt 3.1.3 Elastische Verformungseigenschaften und Abschnitt 3.1.4 Kriechen und Schwinden

Die in Eurocode 2 angegeben Querdehnzahl $\mu = 0,2$, sowie die lineare Wärmedehnzahl $\alpha_c = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ sind auch für niederfeste Betone ausreichend genau und bedürfen keiner weiteren Anpassung.

Das in Abschnitt 3.1.4 thematisierte Kriechen und Schwinden kann für Bestandstragwerke in der Regel weitgehend als abgeschlossen angesehen werden. Voraussetzung hierfür ist, dass es zu keiner Laststeigerung kommt, da sonst das Kriechen des Betons erneut einsetzt.

Das Kriechverhalten des Betons wurde erstmals in DIN 1045:1943 erwähnt (vgl. Tabelle 4-7).

	Entwicklu	Entwicklung der Ermittlung des Kriechens von Beton									
	erstmalig	e Erwähi	nung des	Kriechen	s in DIN	1045					
DIN 1045:1943	Der Einflu gestellt w	Der Einfluss des Kriechens des Betons auf statisch unbestimmte Kräfte darf in Rechnung gestellt werden.									
DIN 1045:1959	keine Änd	eine Änderung im Vergleich zu DIN 1045:1943									
	Ermittlung der Kriechverformung erstmals in DIN 1045 beschrieben Abhängig von: Lage des Bauteils, Konsistenzklasse, wirksamen Körperdicke, Zementart Dehnung infolge Kriechen: $\varepsilon_k = \frac{\sigma}{E_b} \cdot \varphi_t$ σ = konstante Spannung E-Modul <i>E</i> _b :										
	Eb	220.000	260.000	300.000	340.000	370.000	390.000				
DIN 1045:1972	[kp/cm ²]	220.000	200.000	300.000	340.000	570.000	000.000				
	Die Kriec	Die Kriechzahl $\varphi_t = \varphi_0 \cdot k_1 k_2$									
	$\varphi_0 = Endv$	wert der	Grundkrie	echzahl							
	Lage of	des i	mittlere rela	ative	Krie	echzahl φ ₀	1				
	Baute	eils L	uftfeuchte	in %	K1, K2		K3				
	im Was	sser			1		1,5				
	in sei feuchtei	nr [.] Luft	90		1,5		2,2				
	allgeme Freie	in im en	70		2		3				
	in trock	ener	40		4,5		4,5				

Tabelle 4-7: Ermittlung der Kriechzahl φ_t über DIN 1045-Generationen

Hierbei wurde lediglich darauf hingewiesen, dass der Einfluss des Kriechens des Betons auf statisch unbestimmte Kräfte berücksichtigt werden muss. In dem Kommentar zur DIN 1045:1943 von [Gehler - 1952] werden die Erkenntnisse der ersten Versuche zum Kriechverhalten des Betons zusammengetragen. Ein mathematischer Zusammenhang zwischen den Einflussfaktoren des Kriechens wurde erst in der Spannbetonnorm [DIN 4227 – 1953] aufgestellt. Die Formänderung des Betons kann nach [DIN 4227 – 1953] in Abhängigkeit der Endkriechzahl φ_{∞} , des E-Moduls und dem Zeitpunkt der Lastaufbringung bestimmt werden. Allerdings ist [DIN 4227 – 1953] erst ab der Festigkeitsklasse B 300 gültig. Für die Bewertung des Kriechverhaltens von niederfesten Betonen sind deshalb die Regelungen aus [DIN 1045:1972] entscheidend, da keine Einschränkungen für die Anwendbarkeit der vorliegenden Diagramme in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit vorhanden sind. Die Endkriechzahl φ_{∞} wurde in [DIN 1045:1972] nicht in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit bestimmt. Als Einflussfaktoren wurden in [DIN 1045:1972] die Luftfeuchtigkeit, die Konsistenzklasse, die Eigenschaften des Zements (langsam oder schnell erhärtender Zement) sowie die wirksame Querschnittsdicke berücksichtigt.

Die Faktoren k_1 (Beiwert für den Einfluss des Erhärtungsgrades des Betons beim Aufbringen der Last) und k_2 (Beiwert zur Berücksichtigung des zeitlichen Ablaufs von Kriechen und Schwinden) nach DIN 1045:1972 sind in der nachfolgenden Abbildung 4-10 dargestellt. Die Kriechzahl φ_0 kann in Abhängigkeit der Konsistenzklasse bestimmt werden.



Abbildung 4-10: Beiwerte k_1 und k_2 zur Ermittlung des Kriechzahl φ_t

Die Kriechverformungen lassen sich nach DIN 1045:1972 bei abnehmender Dehnung und Entlastung zutreffend beschreiben. Nach DIN 1045:1972 werden die Kriechverformungen von Beton vor allem nach einer kurzen Belastungsdauer bzw. Erstbelastung in hohem Alter unterschätzt. [Müller – 2002]

Diese und weitere in [Müller – 2002] beschriebenen Schwächen der Ermittlung der Kriechverformung nach DIN 1045:1972 wurden in dem in Eurocode 2 aufgestellten Ansatz zur Ermittlung der Kriechverformungen behoben.

Nach Eurocode 2 setzt sich das Kriechen aus dem Grundkriechen und dem Trocknungskriechen zusammen (vgl. Abbildung 4-11).





Das Kriechen hängt von zahlreichen betontechnologischen Parametern ab, wie von dem Wasserzementwert (w/z-Wert), der Zementart, dem Zementgehalt, sowie der Art der Gesteinskörnung. In Abhängigkeit dieser Parameter ergibt sich auch die Betondruckfestigkeit, weshalb nach Eurocode 2 das Kriechen in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit bestimmt wird.

Bei höherfesten Betonen (> C30/37; vgl. Tabelle 4-8) reduziert sich das Kriechvermögen aufgrund der höheren Festigkeit und der größeren Dichtheit [DAfStb-Heft 600 – 2012]. Die Betondruckfestigkeit wird nach Anhang B des Eurocode 2 (vgl. Tabelle 4-8) über die Beiwert α_1 , α_2 und α_3 berücksichtigt.

Tabelle 4-8:	Beiwerte zu	r Berücksichtigung	des E	Einflusses	der	Betondruckfestigkeit	nach	Eurocode	2
Teil 1									

Beton	α1	α2	α3
C16/20	1,00	1,00	1,00
C20/25	1,00	1,00	1,00
C25/30	1,00	1,00	1,00
C30/37	0,94	0,98	0,96
C35/35	0,87	0,96	0,90
C40/50	0,80	0,94	0,85
C45/55	0,75	0,92	0,81
C50/60	0,70	0,90	0,78

In Abbildung 4-12 wird beispielhaft die Kriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ für $h_0 = 600$ mm und einen Zement der Klasse N dargestellt. Hierbei wurde auch die Kriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ für eine charakteristische Betondruckfestigkeit kleiner 12 N/mm² ermittelt.



Entwicklung der Kriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ mit $h_0 = 600$ mm, Zementklasse N

Abbildung 4-12: Beispielhafte Ermittlung der Kriechzahl ϕ_0 für $h_0 = 600$ mm und einen Zement der Klasse N

Zu erkennen ist eine Anstieg der Kriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ bei kleiner werdender charakteristischer Betondruckfestigkeit f_{ck} .

Wenn zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns das Spannungsniveau $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}(t_0)$ beträgt kann nach Eurocode 2 von einem linearen Zusammenhang zwischen kriecherzeugender Spannung und Kriechdehnung ausgegangen werden. Die Grenze des Übergangs von linearen zu nichtlinearen Kriechen hängt von der Festigkeit (Porosität) des Betons ab. Nach Abbildung 4-13 kann diese Grenze bei hochfestem Beton deutlich höher liegen.



Abbildung 4-13: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den Zusammenhang zwischen bezogener Kriechspannung und Kriechdehnung (links) sowie auf den Zusammenhang zwischen bezogener Endkriechzahl und Erstbelastungsalter (rechts) [Müller – 2002]

	Betonfestigkeiten									
1	<i>f</i> _{ck,is}	N/mm ²	5	5 6 7 8 9 10 11 12						
2	<i>f</i> ck,cube ,is	N/mm ²	6 7 9 10 11 12 13 15							
3	<i>f</i> _{cm,is}	N/mm ²	am Bauwerk ermittelt							
4	<i>f</i> _{ctm,is}	N/mm ²	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6
5	<i>f</i> _{ctk;0,05,is}	N/mm ²	0,6	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0	1,1
6	<i>f</i> _{ctk;0,95,is}	N/mm ²	1,1	1,3	1,4	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
7	<i>E</i> _{cm,is} 10 ⁻³	N/mm ²	We	rte für de	n Elastizi	tätsmodu ermi	l <i>E</i> cm duro tteln	ch Bohrke	ernentnah	nme
8	€c1					3,	5			
9	€cu1					2,	0			
Ar	alytische Beziehunge	n:								
Ze	ile 1: f _{ck,is} nach DIN El	N 13791/A20 od	er Eurco	de 0 aus	f _{cm,is} ermi	tteln				
Ze	Zeile 4: $f_{\rm ctm} = 0.30 f_{\rm ck}^{2/3}$									
Ze	ile 5: $f_{\text{ctk};0,05} = 0,7f_{\text{ctm}}$									
Ze	ile 6: $f_{\text{ctk};0,95} = 1,3f_{\text{ctm}}$									

Tabelle 4-9: Festigkeits- und Formänderungskennwerte für niederfeste Beton

Für niederfeste Betone (f_{ck} < 12 N/mm²) kann die Kriechzahl auch nach Eurocode 2 Anhang B ermittelt werden.

Bei niederfesten Betonen ist bereits ab einem Wert der Betondruckspannung von 0,30 $f_{ck}(t_0)$ mit einer überproportional großen Kriechverformung zu rechnen.

4.3.3 Abschnitt 3.1.5 Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen

Abschnitt 3.1.5 ist nicht relevant für Bestandstragwerke mit einer Festigkeitsklasse kleiner C12/15.

4.3.4 Abschnitt 3.1.6 Bemessungswerte der Betondruck- und Betonzugfestigkeit

Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit für Neubauten wird im Eurocode 2 definiert als

$$f_{\rm cd} = \alpha_{\rm cc} \cdot \frac{f_{\rm ck}}{\gamma_{\rm c}}$$

Für Bestandstragwerke wird anstatt der charakteristischen Betondruckfestigkeit $f_{ck,is}$ die am Bauwerk bestimmte charakteristische In-situ-Betondruckfestigkeit $f_{ck,is}$ zur Ermittlung des Bemessungswerts der Betondruckfestigkeit berücksichtigt. Zusätzlich kann der Teilsicherheitsbeiwert γ_c , der bei Neubauten 1,5 beträgt, für Bestandstragwerken nach [DBV-MTSBW - 2013], das nicht bauaufsichtlich eingeführt ist, abgemindert werden (vgl. Abschnitt 4.2.4). Der Beiwert α_{cc} berücksichtigt die Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit, z. B. Mikrorissbildung. "Die größte Druckspannung, die der Beton gerade noch unendlich lange ertragen kann, wird als Dauerstandfestigkeit bezeichnet (ca. 80 % der Kurzzeitfestigkeit)" [Fingerloos – 2010]. Bei einer Dauerstandbeanspruchung des Betons treten zwei gegenläufige Effekte auf:

- hohe Dauerlast für zu einer Verminderung der Festigkeit
- Nacherhärtung des Betons

Für Neubauten wir in Deutschland ein α_{cc} von 0,85 vorgeschrieben. Eine Ausnahme bilden Kurzzeitbelastungen bei denen in begründeten Fällen α_{cc} mit 1,0 gerechnet werden darf. Europaweit herrscht jedoch keine Einigkeit über die α_{cc} -Wert. EN 1992-1-1 gibt eine Wert von 1,0 vor, während die länderspezifischen Werte von α_{cc} zwischen 0,85 und 1,0 liegen.



Nationaler Anhang der Länder

Abbildung 4-14: acc-Werte der Nationalen Anhänge der europäischen Länder [Brachmann – 2016]

Nach [Brachmann – 2016] liegt ein α_{cc} -Wert von 1,0 für die generelle Anwendung auf der unsicheren Seite.

Für die Ermittlung des Bemessungswerts der Betondruckfestigkeit an Bestandstragwerken stellt sich die Frage, ob aufgrund der gegenläufigen Einflussgrößen, die durch den Beiwert α_{cc} beschrieben werden (Verminderung der Festigkeit (Gefügelockerung, Mikrorissbildung) und Nacherhärtung des Betons), auch für Bestandstragwerke ein Dauerstandbeiwert α_{cc} von 0,85 angenommen werden kann. Oder ob der Einfluss der Gefügelockerung, Mikrorissbildung und Nacherhärtung des Betons bereits durch die Bestimmung der Betondruckfestigkeit am Bestandtragwerk teilweise oder ganz berücksichtigt wird.

Hierfür sollte die Betondruckfestigkeit (Kurzzeitfestigkeit), sowie die Dauerstandfestigkeit an mehreren Bauwerken untersucht werden. Ein solches Projekt wird aktuell an der TU Kaiserslautern, gefördert durch den Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein (Forschungsprojekt DBV 313 "Bestimmung des Dauerstandbeiwertes α_{cc} für die Nachrechnung bestehender Massivbauwerke bei experimenteller Ermittlung der Betondruckfestigkeit am Bestandstragwerk"), bis Ende des Jahres 2018 durchgeführt.

Im Rahmen dieses Projektes werden 20 bis 30 Bohrkerne einer Grundgesamtheit an einem Bauwerk entnommen. Mindestens 10 dieser Bohrkerne sollen für die Ermittlung der Dauerlast genutzt werden. An den restlichen Bohrkernen wird die Kurzzeitfestigkeit bestimmt. Mit Hilfe der Kurzzeitfestigkeit und des Belastungsniveaus (70 %, 80 % oder 90 %) kann die Belastung des Bohrkerns für die Dauerstandversuche errechnet werden.



Abbildung 4-15: Prüfstand für die Bestimmung der Dauerstanddruckfestigkeit

Die Probekörper wurden kraftgesteuert mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit von ca. 0,6 N/mm² bis zum vorgesehenen Belastungsniveau belastet. Wie Abbildung 4-15 zeigt, wurde die Last mit einer Handpumpe aufgebracht, wodurch die exakte Einhaltung der Belastungsgeschwindigkeit nicht möglich war. Nach einer Dauerstandzeit von mindestens 30 h konnte im Anschluss an den Dauerstandversuch die Kurzzeitfestigkeit bestimmt werden (Belastung bis zum Bruch, vgl. Abbildung 4-16).



Abbildung 4-16: Prüfstand mit bis zum Bruch belasteten Bohrkern

Innerhalb der Dauerstandversuche kann zwischen drei Versagensarten unterschieden werden:

- Kurzzeitversagen (KZV):

Als Kurzzeitversagen wird ein Versagen des Bohrkerns vor Erreichen des planmäßigen Belastungsniveaus von 70, 80 oder 90 % der Kurzzeitdruckfestigkeit verstanden.

- Dauerstandversagen (DV)

Unter Dauerstandversagen ist ein Versagen des Bohrkerns nach Erreichen des geplanten Belastungsniveaus (innerhalb der Dauerstandzeit) verstanden.

- Kein Versagen während des Dauerstandversuchs (kV)

An allen Versuchen die während des Dauerstandversuchs (mindestens 30 h) kein Versagen aufweisen, kann im Anschluss durch Steigerung der Last die tatsächliche Kurzzeitdruckfestigkeit bestimmt werden.

Geprüft wurde bisher Bohrkerne, die eine charakteristische In-situ-Druckfestigkeit von 20 N/mm² bis 36 N/mm² aufwiesen. In Abbildung 4-17 sind die Ergebnisse dieser Versuche in Form des tatsächlichen Belastungsniveaus der Bohrkerne über die Versuchsdauer aus [Schnell et al – 2018] dargestellt.



Abbildung 4-17: Dauerstandversuche – Zusammenfassung aller Versuch [Schnell et al – 2018]

Hieraus wird ersichtlich, dass auch bei Bewertung der Druckfestigkeit von aus Bestandstragwerken entnommenen Bohrkernen Dauerstandeffekte auftreten. Somit muss trotz der am Bestandbauwerk vorliegenden Dauerlast ein Dauerstandeffekt berücksichtigt werden.

Der Dauerstandbeiwert ist ohne erkennbare Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit und muss aus diesem Grund auch für niederfeste Betone im Bestand angewendet werden.

4.3.5 Abschnitt 3.1.7 Spannungs- Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung

Nach Eurocode 2 darf die Spannungs-Dehnungs-Linie für den Beton vereinfacht, wie in Abbildung 4-18 dargestellt, angenommen werden.



Abbildung 4-18: Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton unter Druck (links), bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie (rechts) [DIN EN 1992-1-1:2011-01]

Das Parabel-Rechteck-Diagramm sowie die bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie wurden erstmals in DIN 1045:1972 aufgenommen. Dabei durften die bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie und das Spannungsblockverfahren (vgl. Abbildung 4-19) als Vereinfachung das Parabel-Rechteck-Diagramms für die Bemessung angewendet werden.



Abbildung 4-19: Spannungsblockverfahren nach Eurocode 2 [DIN EN 1992-1-1:2011-01]

Grundlage des Parabel- Rechteck-Diagramms und des Spannungsblockverfahrens bilden die Versuche von Rüsch, die in [DAfStb-Heft 120 - 1955] zusammengefasst sind. Vor der Einführung des Parabel-Rechteckdiagramms wurde für die Bemessung von biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen das n-Verfahren verwendet. Der Parameter n steht hierbei für das Verhältnis der E-Moduli von Betonstahl und Beton. Das n-Verfahren setzt dabei lineare Zusammenhänge (elastisches Werkstoffverhalten) der mechanischen Kenngrößen

voraus. Da der Beton jedoch in keinem Belastungszustand ein voll elastisches Verhalten aufweist, bestand die Notwendigkeit einer Reformierung der Bemessung für biegebeanspruchte Stahlbetonbauteile.

4.3.5.1 Versuche von Rüsch [DAfStb-Heft 120 – 1955]

Rüsch untersuchte die Biegedruckzone nicht wie bis zu diesem Zeitpunkt üblich an großen Biegebalken, sondern an Prismen, die mit einer exzentrisch angreifenden Kraft belastet wurden (vgl. Abbildung 4-20).



Abbildung 4-20: Vergleich eines exzentrisch gedrückten Prismas und der Biegedruckzone an der Stelle des größten Moments bei einem Vier-Punkt-Biegeversuch

Im Bereich des maximalen Moments tritt bei dem in Abbildung 4-20 dargestellten Vier-Punkt-Biegeversuch keine Querkraft auf, weshalb der Bereich der Biegedruckzone ohne Änderung der Spannungsverteilung aus dem Balken "ausgeschnitten" werden kann. Mit dem ausgeschnittenen Prisma kann durch eine exzentrische Lasteinleitung die Biegedruckzone des Biegebalkens abgebildet werden. An den Prismen wurden u. a. die Randstauchungen, die der Resultierende der Biegedruckspannungen und die Schwerpunktlage bestimmt.

Nach [Grasser – 1968] ergeben sich durch diese Versuche Spannungs-Dehnungs-Linien der unterschiedlichen Betondruckfestigkeitsklassen. Dabei fällt auf, dass die Krümmung mit steigender Betonfestigkeitsklasse abnimmt, während gleichzeitig die Bruchstauchung sinkt (vgl. Abbildung 4-21).



Abbildung 4-21: Spannungs-Dehnungs-Linie der zentrisch gedrückten Prismen

Auf der Grundlage dieser und weiterer Versuche z. B. [DAfStb-Heft 139 – 1960] und [DAfStb-Heft 196 – 1967] wurde eine vereinfachte Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons erarbeitet, die Einzug in DIN 1045:1972 hielt und die bis heute Bestand hat. Wie Abbildung 4-21 zeigt, wurden die Versuche zur Herleitung einer Spannungs-Dehnungs-Linie auch an Betonen der Festigkeitsklasse B120 ($\approx f_{ck} = 6,5 \text{ N/mm}^2$) durchgeführt. Die Arbeiten von [Grasser – 1968], [DAfStb-Heft 139 – 1960], [DAfStb-Heft 196 – 1967] und [DAfStb-Heft 120 – 1955] lassen den Rückschluss zu, dass das in Eurocode 2 aufgeführte Parabel-Rechteck-Diagramm auch für die Querschnittsbemessung von Betonen mit einer Festigkeitsklasse kleiner C12/15 angewendet werden darf. In [DAfStb-Heft 616 – 2016] wird auch die allgemeine Aussage getroffen, dass die Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton des Eurocode 2 ab dem Baujahr 1916 angewendet werden dürfen und impliziert damit auch die Anwendung des Parabel-Rechteck-Diagramms auf Betone mit einer Festigkeitsklasse kleiner C12/15.

Dabei kann für Festigkeitsklassen kleiner C12/15 die Dehnung ε_{c2} und ε_{cu2} nach Eurocode 2 für C12/15 angesetzt werden, da nach den Versuchen von [Grasser – 1968] die gemessenen Dehnungen des Betons mit absteigender Festigkeitsklasse zunehmen. Voraussetzung hierfür ist, ein aus optischer Sicht homogener Beton, der keine oder nur in geringem Umfang Fehlstellen aufweist.

Die Anwendung des Parabel-Rechteck-Diagramms (Bruchstauchung 3,5 ‰) nach Eurocode 2 auf Betonkonstruktionen die vor 1972 errichtet wurden, führt zu einer zusätzlichen Ausnutzung der Betondruckzone, da bis 1972 bei der Bemessung mit dem n-gebundenen Verfahren eine dreiecksförmige, lineare Spannungsverteilung in der Biegedruckzone angenommen wurde. Vollständig überdrückte Querschnitte müssen die Grenzstauchung von 2,0 ‰ einhalten [DAfStb-Heft 616 – 2016].

Das Parabel-Rechteck-Diagramm ist auch für niederfeste Betone bis $f_{ck} = 5 \text{ N/mm}^2$ anwendbar.

4.4 Kapitel 4 – Dauerhaftigkeit und Betondeckung

Kapitel 4 behandelt die Umgebungsbedingungen eines Bauwerks und die daraus resultierenden Anforderungen an die Betondeckung des Betonstahls, um die Funktion des Tragwerks während der vorgesehenen Nutzungsdauer zu erfüllen (vgl. Tabelle 4-10).

		niedrige Beton- druckfestigkeit ist zu diskutieren	niedrige Beton- druckfestigkeit ist nicht zu diskutieren
T G	4.1 Allgemeines	х	
IGKEI CKUN	4.2 Umgebungsbedingungen	х	
	4.3 Anforderungen an die Dauerhaftigkeit	х	
A FI	4.4 Nachweisverfahren	х	
TO	4.4.1 Betondeckung	Х	
	4.4.1.1 Allgemeines	Х	
A D	4.4.1.2 Mindestbetondeckung c _{min}	Х	
4 D	4.4.1.3 Vorhaltemaß	Х	

Tabelle 4-10: Kapitel 4 des Eurocode 2 Teil 1-1 – Dauerhaftigkeit und Betondeckung

Der Zusammenhang zwischen Dichtigkeit des Betons und der Betonfestigkeitsklasse wird durch den Nationalen Anhang aufgestellt. Dabei gilt: je höher die Anforderungen der Expositionsklasse sind, desto größer ist die vorgegebenen Mindestbetonfestigkeitsklasse. Die Dichtigkeit des Betons ist entscheidend für das Eindringen von Chlorid in den Beton sowie den Karbonatisierungsfortschritt. Der in Eurocode 2 genormte C12/15 darf lediglich eingesetzt werden, wenn die Expositionsklasse des betrachteten Tragwerks X0 (kein Korrosions- oder Angriffsrisiko) beträgt.

Die Mindestbetondeckung c_{min} des Betonstahls hängt von den Mindestanforderungen aus Verbund (c_{min,b}) und Dauerhaftigkeit (c_{min,dur}) ab. Diese Abhängigkeit wurde erstmals in der DIN 1045:1972 festgelegt. Zuvor galten die Anforderungen nach Tabelle 4-11. Dabei wurde die Mindestbetondeckung in Abhängigkeit der Art oder Größe des Bauteils festgelegt.

Zeitraum	Normative Regelung der Betondeckung
1925:	 Platten: > 1 cm, im Freien > 1,5 cm Stützen > 1,5 cm, im Freien > 2 cm bei sehr großen Abmessungen > 2 cm
1932-1959:	 Platten: > 1 cm, im Freien > 1,5 cm alle anderen Bauteilen > 1,5 cm, im Freien > 2 cm bei sehr großen Abmessungen > 2 cm
1972-1988:	 Mindestmaße der Betondeckung bezogen auf die Durchmesser der Bewehrung Mindestmaße der Betondeckung bezogen auf die Umweltbedingungen
1988:	- Mindestmaße der Betondeckung bezogen auf die Umweltbedingungen
Ab 2001:	 Mindestmaße der Betondeckung in Abhängigkeit der Expositionsklassen und des Betonstahldurchmessers Berücksichtigung des Vorhaltemaßes ∆cdev

Tabelle 4-11: historische Entwicklung der erforderlichen Betondeckung

Zwischen 1925 und 1972 weichen die Anforderungen an die Mindestbetondeckung deutlich von den heutigen Mindestbetondeckungen ab. Weiterhin muss berücksichtigt werden, dass in dem Zeitraum 1925 bis 1959 häufig Betonfestigkeitsklassen, die nach der Umrechnung auf die heutige charakteristische Zylinderdruckfestigkeit eine Festigkeitsklasse kleiner C12/15 ergeben, verwendet wurden (vgl. Tabelle 3-10). Wenn davon ausgegangen wird, dass mit abnehmender Betondruckfestigkeit auch die Dichtigkeit des Betons abnimmt, muss davon ausgegangen werden, dass in vielen Bestandstragwerken, insbesondere aus dem Zeitraum 1925 bis 1959, der Korrosionsschutz der Bewehrung nicht sichergestellt ist.

Letztlich müssen die meisten Bestandsbauwerke von einem Gutachter auf bisherige Bewehrungskorrosion untersucht und hinsichtlich des zukünftigen Korrosionsschutzes anhand vorliegender Gegebenheiten bewertet werden. Eine allgemein gültige Aussage ist aufgrund der Individualität und der verschiedenen äußeren Einflussfaktoren nicht möglich.

Hinsichtlich der Mindestbetondeckung von Rippenstählen liegen für niederfeste Betone keine Erkenntnisse vor. Unter Berücksichtigung der Ringzugspannungen, die zur Verbundsicherung erforderlich sind, erscheint es als sinnvoll, für kleine Betondruck- und damit –Zugfestigkeiten auf der sicheren Seite liegend einen zweifachen Stabdurchmesser (statt einem einfachen bei C16/20 nach Eurocode 2) zu fordern.

4.5 Kapitel 5 – Ermittlung der Schnittgrößen

Kapitel 5 von Eurocode 2 beschäftigt sich mit der Schnittgrößenermittlung sowie mit den Idealisierungen und Vereinfachungen von geometrischen Angaben und Tragwerksmodellen für die statische Berechnung (vgl. Tabelle 4-12).

Taballa / 10.1	Lonital E doo	Europode O		
T a nelle 4 - 17		ELIFOCODE Z	Erminiiiina ae	r Schnifforden

		niedrige Beton- druckfestigkeit ist zu diskutieren	niedrige Beton- druckfestigkeit ist nicht zu diskutieren
5 ERMITTLUNG DER SCHNITTGRÖSSEN	5.1 Allgemeines		х
	5.1.1 Grundlagen		х
	5.1.2 Besondere Anforderungen an Gründungen		Х
	5.1.3 Lastfälle und Einwirkungskombinationen		Х
	5.1.4 Auswirkungen von Bauteilverformungen (Theorie II. Ordnung)		x
	5.2 Imperfektionen		х
	5.3 Idealisierungen und Vereinfachungen		х
	5.3.1 Tragwerksmodelle für statische Berechnungen		х
	5.3.2 Geometrische Angaben		х
	5.3.2.1 Mitwirkende Plattenbreite (alle Grenzzustände)		х
	5.3.2.2 Effektive Stützweite von Balken und Platten im Hochbau		х
	5.4 Linear-elastische Berechnung		х
	5.5 Linear-elastische Berechnung mi begrenzter Umlagerung	х	
	5.6 Verfahren nach der Plastizitätstheorie	х	
	5.6.1 Allgemeines	х	
	5.6.2 Balken, Rahmen und Platten	х	
	5.6.3 Vereinfachter Nachweis der plastischen Rotation	х	
	5.6.4 Stabwerkmodelle		х
	5.7 Nichtlineare Verfahren		x
	5.8 Berechnung von Bauteilen unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung bis 5.11 Berechnung für ausgewählte Tragwerke		х

Die Allgemeinen Hinweise in Abschnitt 5.1 - Allgemeines, die Idealisierungen und Vereinfachungen von geometrischen Angaben und Tragwerksmodellen für die statische Berechnung (5.2 Imperfektionen und 5.3 Idealisierungen und Vereinfachungen), sowie Abschnitt 5.4 - Linear-elastische Berechnung werden hierbei nicht von der Betondruckfestigkeit beeinflusst. Unabhängig von dem Einfluss einer niedrigen Betonfestigkeit sind auch Abschnitt 5.6.4 (5.6.4 Stabwerkmodelle) bis Abschnitt 5.11 (5.11 Berechnung für ausgewählte Tragwerke).

4.5.1 Abschnitt 5.5 Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung

Abschnitt 5.5 behandelt die begrenzte Umlagerung, bei der die Schnittgrößen auf linearelastischer Basis ermittelt werden. Voraussetzung für die Anwendung dieses Verfahrens an durchlaufenden Balken und Platten ist, dass

- diese vorwiegend auf Biegung beansprucht werden
- das Stützweitenverhältnis benachbarter Felder mit annähernd gleicher Steifigkeit zwischen 0,5 und 2,0 liegt. Wenn dies der Fall ist, dürfen die Biegemomenten ohne besonderen Nachweis der Rotationsfähigkeit unter folgenden Bedingungen umgelagert werden:
 - o für f_{ck} ≤ 50 N/mm²

 $\delta \ge 0.64 + 0.8 \cdot x_u/d \ge 0.85$ für B500A bzw. ≥ 0.70 für B500B

Die Grenzwerte für Betonstahl B500A und B500B gelten allerdings nur für die Umlagerung von Stütz- oder Eckmomenten hin zu den Feldmomenten und resultieren aus den Grenzdehnungen des Betons und der Bewehrung. Somit besteht eine Abhängigkeit zwischen den Grenzen der Momentenumlagerung und dem Verformungsvermögen des Betons, sowie der Duktilität der Betonstahlbewehrung [DAfStb-Heft 600 – 2012].



Abbildung 4-22: Prinzip der linear-elastischen Schnittgrößenermittlung [DAfStb-Heft 600 – 2012]

Die Schnittgrößen werden hierbei im Zustand I ermittelt. Unter Einhaltung der Umlagerungsgrenzen dürfen Momente von hoch beanspruchten Bereichen in geringer beanspruchte Bereich umgelagert werden. Dabei wird eine vereinfachte Steifigkeitsverteilung über das Gesamttragwerk zugrunde gelegt [DAfStb-Heft 600 – 2012].

Der Zusammenhang zwischen der plastischen Rotationsfähigkeit und der Höhe der Betondruckzone ist hierbei entscheidend und in Abbildung 4-23 dargestellt.



Abbildung 4-23: Plastische Rotationsfähigkeit in Abhängigkeit der Betondruckzonenhöhe [Eligehausen – 1987]

Die Grenzwerte für die Momentenumlagerung aus Eurocode 2 ergeben sich aus den Grenzdehnungen des Betons und der Bewehrung. Anhand von Abbildung 4-24 können die Maximalwerte der möglichen Momentenumlagerung als Schnittpunkt der Kurven der mögliche Rotation $\theta_{pl,mögl}$ und der erforderlichen Rotation $\theta_{pl,erf}$ in Abhängigkeit der bezogenen Druckzonenhöhe ermittelt werden.



Abbildung 4-24: Vergleich der möglichen plastischen Rotation $\delta_{\text{pl,mögl}}$ und der erforderlichen plastischen Rotation $\delta_{\text{pl,erf}}$ sowie mögliche Momentenumlagerung δ in Abhängigkeit der bezogenen Druckzonenhöhe x_d/d für Betonstahl B500B [DAfStb-Heft 600 – 2012].

Wichtig für die Anwendung der Momentenumlagerung auf Bestandstragwerke ist somit die Kenntnis der Betonfestigkeitsklasse und der Betonstahleigenschaften. Der in diesem Forschungsvorhaben untersuchte Festigkeitsbereich (unter C12/15) tritt häufiger an Bestandstragwerken auf, die in den 1970ern oder früher gebaut wurden. Die Anwendung der von Eurocode 2 angegebenen Grenzwerte kann nicht ohne weitere Untersuchung erfolgen, da sich die Eigenschaften des Betonstahls, die in diesem Zeitraum eingebaut wurden von den heutigen Betonstahleigenschaften unterscheiden.

Unterschiede der Betonstahleigenschaften können dabei beispielsweise innerhalb der Oberflächenstruktur, der Streckgrenze oder der Duktilität auftreten. Mit der plastischen Rotationsfähigkeit und mit dem Einfluss der Oberflächengestalt von Rippstählen auf das Tragund Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen beschäftigen sich beispielsweise [DAfStb-Heft 537 – 2003], [Bühler – 1991], [Eligehausen – 1993] und [DAfStb-Heft 503 – 2000].

Einfluss des Verbundverhaltens bei Variation der bezogenen Rippenfläche auf das Bauteilverhalten

Der Unterschied zwischen glatten und gerippten Betonstählen wurden anhand von Versuchen durch [Bühler - 1991] betrachtet. Dabei wurde lediglich die Bewehrungsoberfläche zwischen Glatt- und Rippenstahl variiert, während alle weiteren Parameter identisch blieben. Ergebnis dieser Versuche ist, dass die Platten, die mit geschweißten Matten aus Glattstahl bewehrt wurden eine wesentlich größere plastische Rotation aufweisen als die Platten, die mit Matten aus Rippenstahl (verschweißt und nicht verschweißt) bewehrt wurden. Grund hierfür sind die erheblichen Unterschiede der mittleren Rissabstände. Während der mittlere Rissabstand bei glatter Betonstahlbewehrung s_{m,glatt} 230 mm betrug, wiesen die Platten mit gerippter Betonstahlbewehrung eine mittleren Rissabstand s_{m,gerippt} von 150 mm auf. Abbildung 4-25 aus [DAfStb-Heft 177 – 1966] zeigt nochmals den Unterschied der mittleren Rissabstände



Abbildung 4-25: Faktor B₂ zur Bestimmung von mittleren Rissabständen in Stahlbetonbalken (Stabstahl) [DAfStb-Heft 177 – 1966]

Zwar ist der mittlere Rissabstand bei glatter Betonstahlbewehrung größer als bei gerippter Betonstahlbewehrung und bewirkt somit eine größere Rotationskapazität. Jedoch geht damit auch eine deutlich größere Rissbreite bei glatter Betonstahlbewehrung einher, welche im Rahmen der Gebrauchstauglichkeitsnachweise zu Problemen führen kann.

Betrachtet werden muss nicht nur der Unterschied zwischen Glatt- und Rippenstahl, sondern auch die Veränderung der bezogenen Rippenfläche, ab der Einführung des Rippenstahls mit einer bauaufsichtlichen Zulassung 1962 (Einführung in DIN 1045 erst 1972) bis heute und dessen Einfluss auf das Rotationsvermögen von Betonstahltragwerken. Die Versuche von [Tholen – 1998] zeigen, dass die bezogene Rippenfläche nur einen geringen Einfluss auf das Rotationsvermögen in biberonbauteile hat und das Rotationsvermögen in höherem Maße von den mechanischen Eigenschaften des Betonstahls abhängt.





Fig. 6—Moment-rotation curves for beams with ρ = 0.43 ρ_b (1 kip = 4.45 kN; 1 in. = 25.4 mm)



Abbildung 4-26: Momenten-Rotationskurve für Balken mit einer Längsbewehrung aus unterschiedlichen bezogenen Rippenflächen [Tholen – 1998]

200

Diese Ergebnisse wurden auch durch eine Parameterstudie in [DAfStb-Heft 537 – 2003] bestätigt. In dieser Parameterstudie wurden auch weitere Parameter, wie beispielsweise Spannungs-Dehnungslinie, der mechanische Bewehrungsgrad, die Betonfestigkeitsklasse, Systemschlankheit u. v. m. und deren Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen sowie auf die Momentenumlagerung betrachtet.

Nach der Parameterstudie in [DAfStb-Heft 537 – 2003] führt eine Vergrößerung der bezogenen Rippenfläche zu einer geringen Vergrößerung der plastischen Rotation. Während eine Verkleinerung der bezogenen Rippenfläche zu ihrer Verringerung führt. Abhängig von der Duktilitätsklasse des Stahls verändert sich auch der Einfluss der bezogenen Rippenfläche. Diese Ergebnisse gelten für den Fall, dass die Variation der bezogenen Rippenfläche durch Veränderung der Rippenhöhe hervorgerufen wurde. Eine Variation des Rippenabstands verändert die Völligkeit der Verbundspannungs- Schlupfbeziehung und wirkt sich wie folgt auf die Rotationsfähigkeit eines Bauteils aus:

- Erhöhung der Völligkeit führt zu einer geringeren plastischen Rotationsfähigkeit
- Verringerung der Völligkeit führt zu einer größeren plastischen Rotationsfähigkeit

Grund hierfür ist unterschiedliche Mitwirkung des Betons (gemittelten Stahldehnung über den Rissabstand und Stahldehnung im Riss).

Um bei der Nachrechnung von Bestandstragwerken mit einer Umlagerung der Schnittgrößen rechnen zu können, sind die Kenntnisse sowohl über die Beton- als auch über die Betonstahleigenschaften unabdingbar. Liegt in Bestandstragwerken ein Betonstahl vor, der nicht vergleichbar mit heute in Eurocode 2 behandelten Betonstählen B500B und B500A ist, sollte in den Normgenerationen der DIN 1045 nach Grenzwerten für die Momentenumlagerung in Abhängigkeit der Betonstähle gesucht werden. Da anhand der Versuche von Rüsch

3 No. 8 bars
[Rüsch et al. 1969] für Betone mit einer Festigkeitsklasse kleiner C12/15 die rechnerische Bruchdehnung ε_{cu1} wie bei Betonen zwischen C12/15 und C50/60 nach Eurocode 2 [DIN EN 1992-1-1:2011-01] zu 3,5 ‰ gesetzt werden kann, spielt ein niederfester Beton bei der Momentenumlagerung eher eine untergeordnete Rolle. Die Grenze der Betondruckzonenhöhe ($x_u/d = 0,45$; vgl. Eurocode 2) sollte auch hier eingehalten werden, wenn in einem Bestandstragwerk ein niederfester Beton (kleiner C12/15) vorliegt.

Tabelle 4-13 zeigt eine Übersicht über die charakteristischen Streckgrenzen verschiedener Betonstabstähle und die Einordnung dieser in die heutigen Duktilitätsklasse A, B oder C.

Bezeichnung	Stahlsorte	Verwendung	f _{yk} [Nmm²]	Duktilität
	Schweißeisen	vor 1923	180 ¹⁾²⁾	/
	Flusseisen	vor 1925	220 1)2)	
	Flussstahl (St 37, St 37.12, St 00.12)	1925 - 1943	220 .,=,	
Glatte Rundstähle	Betonstahlgruppe I	1943 - 1972	220 1)2)	
(DIN 1000, DIN 1612 DIN 488)	BSt 220/340 GU	1972 - 1984	220 •/-/	В
	hochwertiger Baustahl St 48	1943 - 1972	290 ¹⁾²⁾	
	hochwertiger Beton- und Baustahl St 52	1932 - 1943	340 ²⁾³⁾	
	Baustahlgruppe IIa	1943 - 1972		
Glatte Rundstähle	St A-0 Betonstahl I	1965 - 1985	220 ²⁾	в
(TGL: 101-054, TGL	St A-I Betonstahl I	1965 - 1990	240 ²⁾	В
12530, TGL 33403)	St B-IV/ St B-IV S	1972 - 1990	490 ²⁾	/
Isteg-Stahl ^{Z)}	min. St. Verwunden (kaltverfestigt)	1933 - 1942	340 ²⁾³⁾	/
Drillwulat Stabl Z)	St 52	1937 - 1943	240 2)3)	Б
	Betonstahlgruppe IIIa (naturhart)	1943 - 1956	340 -/-/	
	St 52	1937 - 1943	340 ²⁾³⁾	
Nocken-Stahl ^{Z)}	Betonstahlgruppe IIIa (naturhart)	1943 - 1954	400 2)4)	В
	Betonstahlgruppe IVa (naturhart)	1943 - 1956	500 ²⁾	
	Torstahl 36/15	1029 1042	360 ²⁾	,
Torstahl ^{Z)}	Torstahl 40/10	1936 - 1943	400 ²⁾	/
	Betonstahlgruppe IIIb (kaltgereckt)	1943 - 1959	400 2)4)	А
	Betonstahlgruppe I		220	
Quergerippter	Betonstahlgruppe IIa (naturhart)	1052 1062	340 ²⁾³⁾	Р
Betonformstahl	Betonstahlgruppe IIIa (naturhart)	1952 - 1963	400 2)4)	В
	Betonstahlgruppe IVa (naturhart)		500 ²⁾	
Stahl Becker KG ^{Z)}	Betonstahlgruppe IIIa (naturhart)	1964 - 1969	400 2)4)	В
Einheitszulassung für schräggerippten Betonformstahl 1964 Z)	Betonstahlgruppe IIIa (naturhart)	1964 - 1972	400 ²⁾⁴⁾	В
Rippen-Torstahl		1962 - 1972		
FILITON-Stahl	Betonstahlgruppe IIIb (kaltgereckt)	1965 - 1969	400 2)4)	В
NORECK-Stahl	1	1960 - 1967		

Tabelle 4-13: Charakteristische Streckgrenzen von Betonstabstählen und Betonformstählen [Betonkalender - 2015]

HI-BOND-A-Stahl	HI-BOND-A-Stahl Betonstahlgruppe IIIa (naturhart)			Б	
DIROC-Stahl	Betonstanigruppe IIIa (naturnart)	1964 - 1969		В	
Bezeichnung	Stahlsorte	Verwendung	f _{yk} [Nmm²]	Duktilität	
	BSt 420/500 RU (III)	1072 1084	400	В	
	BSt 420/500 RK (III)	1972 - 1964	420	А	
Betonrippenstähle	BSt 420 S (III)		400	В	
(DIN 488)	BSt 420 (III) verwunden	a a it 1001	420	А	
	BSt 500 S (IV)	Selt 1984	500	В	
	BSt 500 S (IV) verwunden		500	А	
	St A-III	1965 - 1990	390	В	
Betonrippenstähle	St T-III	1976 - 1985	400	В	
(TGL 101-054, TGL 12530, TGL 33403)	St T-IV	1976 - 1990	400	В	
, , , ,	St B-IV RDP / St B-IV S-RDP	1979 - 1990	979 - 1990		
	BSt 420/500 RUS / RTS	seit 1977	420	В	
Detenformetabl ⁷	BSt 500/550 RK (IV)	1072 1094		А	
Betomormstani -/	BSt 500/550 RU (IV)	1973 - 1964	500		
	BSt 500/550 RUS / RTS	1976 - 1984		В	
	BSt 420/500 RU (III)	seit 1974	420	Б	
GEVVI-Staril -/	BSt 500 S (IV)	seit 1984	500	Б	
Betonformstahl vom	BSt 500 WR (IV)	aait 1094	500	В	
Ring ^{Z)}	BST 500 KR (IV)	Seit 1964	500	A	
Betonstahl vom Ring	BSt 500 WR mit Sonderrippung	seit 1991	500	A	

1) Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_s um 10% (vor 1943)

2) Bei glatten betonstählen und Betonformstählen ist deren von DIN EN 1992 abweichendes Verbundverhalten zu berücksichtigen

3) Erhöhung auf 360 N/mm² bei Stabdurchmessern \leq 18 mm

4) Erhöhung auf 420 N/mm² bei Stabdurchmessern ≤ 18 mm

Z) nach Zulassung

In Abbildung 4-27 sind die Spannungs-Dehnungs-Linie verschiedener Betonstählen dargestellt. Die heutige Dehnungsgrenze von 2,5 % nach [DIN EN 1992-1-1:2011-01] wird auch von vielen älteren Betonstählen eingehalten. Die damalige Begrenzung auf 0,5 % diente dazu, die Gebrauchstauglichkeit eines Bauteils sicherzustellen. Eine höhere Ausnutzung der Betonstahldehnung bei der Nachrechnung im GZT hat somit auch einen Einfluss auf die Nachweise im GZG. [Betonkalender – 2015]



Abbildung 4-27: Spannungs-Dehnungs-Linie von Betonstählen [DAfStb-Heft 616 – 2016]

Da nicht nur die Duktilität des Betonstahls sondern auch die Rippenoberfläche einen Einfluss auf die mögliche Momentenumlagerung hat, muss zusätzlich zu Tabelle 4-13 auch Tabelle 4-14 betrachtet werden.

Tabelle 4-14: Bezogene	Rippenfläche vo	n Betonrippenstählen	verschiedener	Zeitperioden	[DAfStb-
Heft 616 – 2016]					

Ø [mm]	4	6	8	10	12	14	16	20	25	28	32	40
<i>f</i> R ^{d)}		0.05	0.06	0.06			0.0	065				
DIN 488-2:1972		0,00	0,00	0,00		-	0,0		-			
f _R ^{d) f)}	0.04	0.05	0.06	0.06	0.07							
DIN 488-4:1972	0,04	0,00	0,00	0,00	0,07							
<i>f</i> R ^{d) h)}			0.06	0.06				0.065				
TGL 12530/09:1978			0,00	0,00				0,000				
<i>f</i> ℝ ^{d)i)}				0	08							
TGL 12530/09:1978				0,	00							
f _R ^{d) j)}			0.00	0.07	0.07	0.07	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00	
TGL 12530/09:1978			0,06	0,07	0,07	0,07	0,07	0,08	0,08	0,09	0,09	
f _R ^{d) k)}	0.05	0.05										
TGL 12530/10:1979	0,05	0,05										
f _R ^{d) g)}			_	00				0.005				
TGL 12530/02:1982			0,	06				0,065				
<i>f</i> R ^{d)}		0.04	0.05	0.05			0.0					
DIN 488-2:1986		0,04	0,05	0,05			0,0	000				
f _R ^{d) e)}	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06							
DIN 488-4:1986	0,04	0,04	0,05	0,05	0,00							
f _R ^{a)}		0.04	0.05	0.05	0.056							
DIN 488-2:2009		0,04	0,05	0,05				0,0	50			
f _R ^{a) b)}	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06							
DIN 488-3:2009	0,04	0,04	0,03	0,03	0,00							
<i>f</i> R ^{a) c)}		0.04	0.05	0.05		0.056						
DIN 488-3:2009		0,04	0,03	0,03		0,030						
^{a)} 5 %-Quantilwert												
b) maschinengerichtete mm sind Tabelle 4, E	r Betor DIN 488	nstahl I 3-3:200	B500A)9 zu e	(Werte ntnehr	e für w nen)	eitere [Durchn	nesser	zwiscł	nen 4,0) und 1	2,0
_{c)} maschinengerichtete mm sind Tabelle 6, D	r Betor DIN 488	nstahl I 3-3:200	B500B)9 zu e	(Werte ntnehr	e für w nen)	eitere [Durchn	nesser	zwiscl	nen 6,0) und 1	6,0
d) Mindestwert												
e) Betonstahlmatten un mm sind Tabelle 1, D	d Bewe DIN 488	ehrung 3-4:198	sdraht 36 zu e	(Werte ntnehr	e für w nen)	eitere [Durchn	nesser	zwiscł	nen 4,0) und 1	2,0
für kaltverformte Bev und 12.0 mm sind Ta	vehrung abelle 1	gsstäb I, DIN 4	e BSt { 488-4:	50/55 F 1972 z	RK (We	erte für ehmen	weiter	e Durc	hmess	ser zwi	schen 4	4,0
^{g)} warm gewalzter, prof	ilierter	Beton	stahl S	T A-III			,					
^{h)} warm gewalzter und	thermi	sch ve	rfestigt	er Beto	onstah	St T-I	II (Stat	omater	ial)			
i) warm gewalzter und	thermi	sch ve	rfestigt	er Beto	onstah	St T-I	ll und \$	St T-IV	(Ring	materia	al)	
	4 la a maa :		4 1: - 1		الماصلام مرد			hmatar	:-1)			

- j) k) warm gewalzter und thermisch verfestigter Betonstahl St T-IV (Stabmaterial)
- gezogener und kalt profilierter Betonstahl St B-IV

Die Veränderungen der bezogenen Rippenflächen nach Tabelle 4-14 zwischen 1968 und heute zeigen vor allem deutliche Unterschiede zwischen den DDR-Normen (TGL 12530) und den heutigen bezogenen Rippenflächen. Der Einfluss einer im Vergleich zu heute anderen bezogenen Rippenfläche hängt dabei nach [DAfStb-Heft 537 – 2003] auch von der Duktilität des Betonstahls ab. So ist der Effekt einer Reduzierung oder Erhöhung der bezogenen Rippenfläche bei Betonstahl, der der Duktilitätsklasse B zugeordnet werden kann um ca. 20 % geringer als bei Betonstahl, der den Anforderungen der Duktilitätsklasse A entspricht. Nach Tabelle 4-14 verringerte sich die bezogene Rippenfläche kontinuierlich bis heute, so dass ein Verschlechterung der Momentenumlagerung aufgrund einer reduzierten bezogenen Rippenfläche im Vergleich zu heute nicht vorhanden ist. Nach [DAfStb-Heft 537 - 2003] kann eine Erhöhung der bezogenen Rippenfläche auf 0,1 bei einem Betonstahl der Duktilitätsklasse B lediglich eine Vergrößerung der Momentenumlagerung von 9 % verzeichnet, weshalb hier eine Einhaltung der durch den Eurocode angegebenen Grenzen sinnvoll ist. Da nach Tabelle 4-14 die maximale bezogene Rippenfläche zwischen 0,07 und 0,09 (TGL 12530/09:1978) liegt, sonst aber die bezogene Rippenfläche nur eine Differenz von ca. 0,01 im Vergleich zu heute besitzt, fällt eine Vergrößerung der Momentenumlagerung sehr gering aus. Diese Vergrößerung kann ohne entsprechende Versuche oder Simulationen nicht angeben werden. Durch die Erhöhung der bezogenen Rippenfläche bei Betonstählen, die der Duktilitätsklasse A eingeordnet werden, können deutlich größere Momentenumlagerungen stattfinden. Hierbei kann nach [DAfStb-Heft 537 – 2003] eine Zunahme der plastischen Rotation zwischen 30 bis 40 % durch Vergrößerung der bezogenen Rippenfläche auf 0,1 erfolgen. Eine Ausnutzung dieser Momentenumlagerung ist jedoch aufgrund von breiter werdenden Rissen und großen Verformungen nicht ratsam, da sonst die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht mehr erfüllt werden.

In jeden Fall darf für Bauwerke ab 1972 eine Umlagerung des Stützmoments um 15 % für normalduktile Betonstähle angewendet werden [Betonkalender - 2015].

Vor dem Hintergrund dieser Zusammenhänge scheint es sinnvoll, zu fordern, dass für Bauteile mit einer Zylinderdruckfestigkeit $5,0 \le f_{ck} < 12,0 \text{ N/mm}^2$ sowohl bei der Verwendung von Glattals auch von Rippenstählen das Verhältnis des umgelagerten Moments zum Ausgangsmoment vor der Umlagerung auf Werte $0,85 \le \delta \le 1,0$ zu begrenzen sind, sofern keine genaueren Untersuchungen angestellt werden.

niedrige Deten

4.5.2 Abschnitt 5.6 Verfahren nach der Plastizitätstheorie

Nichtlineare Verfahren werden in der Bemessungspraxis in Deutschland nur selten angewandt. Bei Verwendung von Glattstählen sind die Regelungen des Eurocodes wegen unklarer Verbundverhältnisse nicht anwendbar.

Wegen der geringen Bedeutung für die Praxis, werden nichtlineare Verfahren hier auch für den Fall des Einsatzes von Betonrippenstählen nicht behandelt. Grundsätzlich steht einer Bemessung dann analog zu den Regeln des Eurocodes 2 aber nichts entgegen, sofern die mechanischen Eigenschaften des Betons und des Betonstahls durch Probenentnahme am Bestandstagwerk festgestellt werden.

4.6 Kapitel 6 – Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Kapitel 6 des Eurocode 2 beschäftigt sich mit den verschiedenen Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) wie mit den Nachweisen für Biegung, Querkraft, Torsion, Teilflächenpressung und anderen (vgl. Tabelle 4-15).

		druckfestigkeit ist zu diskutieren	druckfestigkeit ist nicht zu diskutieren
_	6.1 Biegung mit oder ohne Normalkraft und Normalkraft allein	х	
Ξ	6.2 Querkraft	х	
Ч Х	6.2.1 Nachweisverfahren	х	
ÄHIG	6.2.2 Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung	x	
Ц ()	6.2.3 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung	х	
Š	6.2.4 Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurten	х	
Ë	6.2.5 Schubkraftübertragung in Fugen	х	
R	6.3 Torsion		х
	6.3.1 Allgemeines		x
и Ш	6.3.2 Nachweisverfahren		х
P	6.3.3 Wölbkrafttorsion		х
_ <u>ک</u> ا	6.4 Durchstanzen	x	
l Sl P	6.4.1 Allgemeines	x	
<u>מ</u> ק	6.4.2 Lasteinleitung und Nachweisschnitte	x	
z	6.4.3 Nachweisverfahren	х	
GRE	6.4.4 Durchstanzwiderstand für Platten oder Fundamente ohne Durchstanzbewehrung	x	
N	6.4.5 Durchstanzwiderstand für Platten oder Fundamente mit Durchstanzbewehrung	x	
	6.5 Stabwerkmodelle	x	
	6.5.1 Allgemeines	x	
ISI	6.5.2 Bemessung der Druckstreben	x	
N	6.5.3 Bemessung der Zugstreben	x	
Ξ	6.5.4 Bemessung der Knoten	x	
AC	6.6 Verankerung der Längsbewehrung und Stöße	x	
Z	6.7 Teilflächenbelastung		x
	6.8 Nachweis gegen Ermüdung		X

Tabelle 4-15: Kapitel 6 des Eurocode 2 Teil 1-1 – Ermittlung der Schnittgrößen

4.6.1 Abschnitt 6.1 Biegebemessung mit oder ohne Normalkraft und Normalkraft allein

Nach Eurocode 2 [DIN EN 1992-1-1:2011-01] werden die folgenden Annahmen für die Ermittlung der Biegetragfähigkeit von Stahlbetonquerschnitten zugrunde gelegt:

- Ebenbleiben der Querschnitte
- die Dehnung der im Verbund liegenden Bewehrung entspricht der Dehnung des umgebenden Betons
- keine Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit

Zusätzlich werden die in Kapitel 3 des Eurocode 2 definierten Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton und Betonstahl zugrunde gelegt (vgl. Abbildung 4-28).



Abbildung 4-28: Biegebemessung – Dehnungs- und Spannungsverläufe über die Querschnittshöhe

In Kapitel 4.3.5, das sich mit den Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittbemessung nach Eurocode 2 beschäftigt, wurde anhand von verschiedenen Literaturstellen gezeigt, dass das Parabel-Rechteck-Diagramm auch für niederfeste Betone anwendbar ist. Aus diesem Grund darf auch die Biegebemessung nach Eurocode 2, da hier in der Betondruckzone das Parabel-Rechteck-Diagramm zugrunde gelegt wird, für niederfeste Betone angewendet werden. In der Zugzone ist, aufgrund der Weiterentwicklung der Betonstähle, die Kenntnis

über die Betonstahleigenschaften entscheidend. Die historischen Betonstahleigenschaften streuen deutlich weniger als die Betoneigenschaften, weshalb für die Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Streckgrenzen der älteren Betonstähle als charakteristische Werte angesetzt werden dürfen [Betonkalender - 2015]. Die Streckgrenzen f_{yk} verschiedener Betonstähle wurde in [Betonkalender - 2015] zusammengefasst und sind in Tabelle 4-13 aufgeführt.

Wie Tabelle 4-13 zeigt, lässt die ausgeprägte Dehnfähigkeit von älteren naturharten, aber nicht kaltgeformten oder kaltgereckten Betonstählen eine Einordnung in die heutige Duktilitätsklasse B 2.5 % zu. Die heutige Dehnungsgrenze von nach [DIN EN 1992-1-1:2011-01] wird auch von vielen älteren Betonstählen eingehalten. Die damalige Begrenzung auf 0,5 % diente dazu, die Gebrauchstauglichkeit eines Bauteils sicherzustellen. Eine höhere Ausnutzung der Betonstahldehnung bei der Nachrechnung im GZT hat somit auch einen Einfluss auf die Nachweise im GZG [Betonkalender – 2015].

Die Biegebemessung kann auch für niederfeste Beton aufgrund der Anwendbarkeit des Parabel-Rechteck-Diagramms nach Eurocode 2 durchgeführt werden. Zu beachten ist der im Bauteil angeordnete Betonstahl, da die Streckgrenze im Vergleich zu der heutigen Streckgrenze eines B500B, stark variieren kann.

4.6.2 Kapitel 6.2 Querkraft

Die ersten Untersuchungen zum Kraftfluss von Stahlbetonelementen fanden durch Ritter und Mörsch Ende des 19. Jahrhunderts statt. Im Zuge dessen wurde die Kraftübertragung im Stahlbetonelement erstmals in Form von Fachwerkmodellen betrachtet. Mörsch und Ritter erkannten den Zusammenhang von Druck- und Zugstreben und gingen vorerst von Hauptdruckspannungen in einem Winkel von 45° aus, wie es in Abbildung 4-29 dargestellt ist. Sie erkannten jedoch bald, dass sich der Winkel der Hauptdruckspannungen in Abhängigkeit der Schubbewehrungsmenge ändere und nicht konstant bei 45° verbleibt. Allerdings konnten sie noch keine Beziehung zu der Neigung der Druckstrebe herstellen.



Abbildung 4-29: Fachwerkmodell nach Ritter und Mörsch

Das Fachwerkmodell von Ritter und Mörsch mit einer vorgegebenen Neigung der Betondruckstreben von 45° wurde von vielen Normen als Basis ihrer Bemessungsvorschriften für Schub und Torsion übernommen.

Der aktuelle Eurocode 2 [DIN EN 1992-1-1:2011-01] basiert auf dem Fachwerkmodell von Ritter und Mörsch, wobei eine Variation des Druckstrebenneigungswinkel θ berücksichtigt wird (vgl. Abbildung 4-30).



Abbildung 4-30: Fachwerkmodell mit veränderlicher Druckstrebenneigung

Ein Druckstrebenneigungswinkel, der flacher als 45° ist, bewirkt eine Reduzierung der erforderlichen Querkraftbewehrung.

4.6.2.1 Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

Nach DIN 1045:1925 bis einschließlich DIN 1045:1988 wurde der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung auf Spannungsebene geführt. Hierfür wurde durch die jeweilige Ausgabe von DIN 1045 eine maximale zulässige Schubspannung τ_0 definiert, die in Tabelle 4-16 zusammengefasst sind.

$$\tau_0 = \frac{Q}{b \cdot z}$$

Tabelle 4-16: maximal zulässige Schubspannung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung τ_0 in Abhängigkeit von DIN 1045

DIN 1045	Betonfestig- keitsklasse	maximale Schubspannung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung τ ₀			
	-	-	[kg/cm ²]	[MN/m ²]	
	Handelszement		4	0,4	
1925	hochwertiger Zement	keine weitere Unterteilung	5,5	0,55	
	$W_{h20} < 160 kg/cm^2$	Balken	4	0,4	
1932		Platten	6	0,6	
1002	$W_{h28} > 160 \text{ kg/cm}^2$	Balken	5,5	0,55	
		Platten	8	0,8	
1937		wie 1932		-	
	B 120	Platten	6	0,6	
	D 120	andere Bauteile	4	0,4	
	B 160	Platten	8	0,8	
1943	5100	andere Bauteile	6	0,6	
1040	B 225	Platten	9	0,9	
		andere Bauteile	7	0,7	
	B 300	Platten	10	1	
	2000	andere Bauteile	8	0,8	
1959		wie 1943			
		Platte: gestaffelter Bew. + Verankerung im Zugb.	2,5	0,25	
	B 150	Platte	3,5	0,35	
		Balken	5	0,5	
		Platte: gestaffelter Bew. + Verankerung im Zugb.	3,5	0,35	
	B 250	Platte	5	0,5	
		Balken	7,5	0,75	
	_	Platte: gestaffelter Bew. + Verankerung im Zugb.	4	0,4	
1972	B 350	Platte	6	0,6	
		Balken	10	1	
		Platte: gestaffelter Bew. + Verankerung im Zugb.	5	0,5	
	B 450	Platte	7	0,7	
		Balken	11	1,1	
		Platte: gestaffelter Bew. + Verankerung im Zugb.	5,5	0,55	
	B 550	Platte	8	0,8	
		Balken	12,5	1,25	
1978	wie 1972	! - lediglich Anderung der Bezeichnung der Betonfe	stigkeitsklasse	en	
1988	wie 1978				

In DIN 1045:1925 wurde die zulässige Spannung in Abhängigkeit der Zementart (Handelszement oder hochwertiger Zement) festgelegt. Ab DIN 1045:1932 bis einschließlich DIN 1045:1988 wurde die maximal zulässige Spannung für Bauteile ohne

Querkraftbewehrung in Abhängigkeit der Bauteilart (Platte oder Balken) definiert. Ab 1972 wurden für Balken eine Mindestquerkraftbewehrung gefordert, auch wenn die maximale Schubspannung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung τ_0 nach Tabelle 4-16 nicht überschritten wurde.

Der scheinbare Abfall von τ_0 im der Ausgabe 1972 der DIN 1045 im Vergleich zu den Vorgängernormen erklärt sich damit, dass frühere Werte zwar den Verzicht auf einen expliziten Nachweis erlaubten, aber infolge Aufbiegung der Längsbewehrung aus Glattstählen am Auflager eine Mindestquerkraftbewehrung unterstellt werden durfte.

4.6.2.1.1 Ermittlung des Querkraftwiderstands V_{Rd,c} nach Eurocode 2

Nach DIN 1045:2001 wurde der Bemessungswert des Querkraftwiderstands $V_{Rd,c}$ anhand einer empirisch kalibrierten Formel wie nach dem aktuellen Eurocode 2 [DIN EN 1992-1-1:2011-01] Gleichung (6.2a) bestimmt:

$$V_{\text{Rd,c}} = \left[C_{\text{Rd,c}} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_{\text{I}} \cdot f_{\text{ck}} \right)^{1/3} + 0.12 \cdot \sigma_{\text{cp}} \right] \cdot b_{\text{w}} \cdot d$$

mit:

$$C_{\text{Rd,c}} = \frac{0.15}{\gamma_{\text{c}}}$$
 empirisch ermittelter Vorfaktor

"Der Vorfaktor $C_{\text{Rd,c}}$ wurde empirisch bestimmt, um die Gleichung unter Berücksichtigung des erforderlichen Zuverlässigkeitsindexes für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren (β = 3,8) für ständige und vorübergehende Bemessungssituation zu kalibrieren" [DAfStb-Heft 600 – 2012].



Abbildung 4-31: empirische Ermittlung des Vorfaktors C_{Rd,c} [DAfStb-Heft 600 – 2012]

Eine Abhängigkeit des Vorfaktors $C_{Rd,c}$, sowie des Maßstabfaktors k von der Betondruckfestigkeit f_{ck} ist nicht erkennbar.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

Maßstabsfaktor

$$\rho_{\rm l} = \frac{A_{\rm sl}}{(b_{\rm w} \cdot d)} \le 0,02$$
 Längsbewehrungsgrad

Die Begrenzung der Anrechenbarkeit des Längsbewehrungsgrads auf 0,02 soll verhindern, dass hoch bewehrte Bauteil spröde versagen. Mit Hilfe des Längsbewehrungsgrads $\rho_{\rm I}$ können die Höhe der Betondruckzone und die Dübelwirkung empirisch abgeleitet werden. Der Einfluss früher verwendeter geringerer Stahlfestigkeiten kann nach [DAfStb-Heft 600 – 2012] vernachlässigt werden, da bei einem Querkraftversagen die Stahlspannung der Längsbewehrung nicht vollständig ausgenutzt wird ($\sigma_{\rm s} < f_{\rm v}$).

Die Gleichung (6.2a) zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,c}$ nach Eurocode 2 beschreibt eine untere Grenze der Querkrafttragfähigkeit, die an einer großen Anzahl an experimentellen Versuchen kalibriert wurde. Für Neubauten stellte diese Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung eine sichere Grundlage für die Bemessung dar.

Nach Eurcode 2 (Gleichung 6.2b) darf jedem Bauteil ein Mindestquerkraftwiderstand $V_{\text{Rd,c,min}}$ unterstellt werden, der in Abhängigkeit von der statischen Höhe *d* des Bauteils und der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} ermittelt wird.

$$V_{\text{Rd,c,min}} = (v_{\text{min}} + 0, 12 \cdot \sigma_{\text{cp}}) \cdot b_{\text{w}} \cdot d$$

mit:

$$v_{\min} = \left(\frac{0,0525}{V_{c}}\right) \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d \le 600 \text{ mm}$$
$$v_{\min} = \left(\frac{0,0375}{V_{c}}\right) \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d > 800 \text{ mm}$$

Zwischenwerte (600 mm < d ≤ 800 mm) dürfen linear interpoliert werden.

Für Bestandsbauwerke ist zunächst zu beurteilen, ob die Gefahr eines Querkraftversagens besteht. Entscheidend für die Beurteilung ist die Unterscheidung der verschiedenen Bauteile und Konstruktionsformen. Das Querkrafttragverhalten von Balkentragwerken wird durch die Querschnittsform, die Abmessungen und die Bewehrung beeinflusst. Bereits seit 1904 wurden tragende Balken mit Schubbewehrung ausgeführt.

Ein Schubversagen kann bei zweiachsig gespannten Platten in der Regel ausgeschlossen werden, da diese ein großes Umlagerungspotenzial besitzen und meist infolge Biegung (mit Vorankündigung) versagen [Marx et al – 2011].

4.6.2.1.2 Einflussfaktoren auf das Schubtragverhalten von Bauteilen ohne Schubbewehrung

- Schubschlankheit $\lambda = a/d$

Die Schubschlankheit wird als das Verhältnis zwischen dem Abstand der Lasteinleitung und dem Auflager *a* und der statischen Nutzhöhe *d* definiert.



Abbildung 4-32: Schubtal nach Kani [Marx et al – 2011]

Nach Abbildung 4-32 ist die Gefahr eines Schubversagens im Bereich einer Schubschlankheit von 2,5 - 3,0 besonders kritisch. Für die Bewertung der Schubbruchgefahr von bestehenden Tragwerken ist die Schubschlankheit ein wesentlicher Parameter.

- Längsbewehrungsgrad

Die Rissbildung von Stahlbetonplatten ohne Schubbewehrung wird durch die ausgeführte Längsbewehrung beeinflusst. Die experimentellen Untersuchungen zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit ohne Schubbewehrung wurden meist mit Längsbewehrung ausgeführt, die eine höhere Streckgrenze als der übliche Betonstahl B500B hat, um so ein Biegeversagen auszuschließen und gleichzeitig die in der Praxis üblichen Längsbewehrungsgrade zwischen 0,2 und 1,0 % nicht zu überschreiten. Hierbei gilt, je höher der Längsbewehrungsgrad, desto größer ist die Schubtragfähigkeit. [Leonhardt – 1977] fasst seine Erkenntnisse zum Einfluss des Längsbewehrungsgrads wie folgt zusammen:

- o "Es besteht keine Schubbruchgefahr in Platten oder Rechteckbalken ohne Schubbewehrung, wenn der Längsbewehrungsprozentsatz in µ ≤ 0,6 % und die Plattendicke < 40 cm ist.
- Es besteht keine Schubbruchgefahr in der Nähe drehbarer Endauflager, wenn bei konzentrierten Einzelasten a/h < 1 oder bei gleichförmig verteilter Last die Schlankheit l/h < 6 ist, sofern die Gurtbewehrung ungeschwächt zum Auflager durchläuft.
- Es besteht keine Schubbruchgefahr in schlanken Balken oder Platten bei einem Längsbewehrungsprozentsatz unter 0,8 %, wenn die Schlankheit l/h > 16 ist und bei Längsbewehrungsprozentsätzen $\mu \approx 2$ %, wenn die Schlankheit l/h > 24 ist (Zwischenwerte können gradlinig interpoliert werden)".

Diese Erkenntnisse gelten für Tragwerke mit einer Biegebewehrung aus BSt 42/50 (Streckgrenze 420 N/mm²) oder höher.

Staffelung und Aufbiegung der Längsbewehrung

Eine Abstufung (Staffelung) der Bewehrung führt zu einer unstetigen Zugkraftverteilung in der Längsbewehrung und wird vor allem bei Rippenstahl angewendet. Wenn die abgestufte Längsbewehrung im Schubfeld endet, führt dies zu einer Reduzierung der Schubkrafttragfähigkeit.

Aufbiegungen wurden bis in die 1950er anstelle von Abstufungen ausgeführt. Die Aufbiegungen dienten "zum einen der Anpassung der Zugbewehrung an die benötigte Zugkraftlinie und zum anderen zur Aufnahme von Schubkräften im Bereich der Endauflager". Im Vergleich zur gestaffelten Längsbewehrung verursachen Aufbiegungen keine lokalen Sprünge der Zugspannung in der Biegezugzone.

Festigkeit des Betonstahls

Die Festigkeit der Längsbewehrung hat nach [Marx et al – 2011] keinen direkten Einfluss auf die Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen. Jedoch führt eine geringere Streckgrenze der Bewehrung zu einer geringeren Biegetragfähigkeit und somit zu einem früheren Biegeversagen im Vergleich zur unveränderten Schubtragfähigkeit ohne Schubbewehrung.

- Oberflächenbeschaffenheit des Betonstahls

In vielen früheren Versuchen an Stahlbetonbauteilen mit Glattstahlbewehrung kam es meist zu einem Biege- oder Verankerungsversagen, ein klassisches Schubversagen war nur selten erkennbar (vgl. [DAfEb – 1931]).



Abbildung 4-33: Modellvorstellung für verbundlosen Balken nach Kani [Marx et al – 2011]

Nach Kani wird für die Tragfähigkeit von Balken ohne Verbund nie das Schubtragverhalten, sondern immer die Biegetragfähigkeit maßgebend. Bei seinen Versuchen wurden Balken mit unterschiedlichem Verbund untersucht. Hierbei zeigt sich, dass bei Versuch mit Glattstahl immer das Biegeversagen maßgebend wurde (Bogen-Zugband-Tragwirkung). Während sich bei Balken mit gutem Verbund deutliche Schrägrisse ausbilden und zu einem Schubversagen führen.

Diese Erkenntnisse werden auch durch die Versuche von [Kim – 1999] bestätigt. Abbildung 4-34 gibt einen Überblick über die Verbundeigenschaften und die Versagensarten der von [Kim – 1999] durchgeführten Versuche.



Versuchskörper zur Bestimmung des Einflusses des Verbundes auf die Schubtragfähigkeit:



Abbildung 4-34: Rissbilder und Last-Verformungs-Verhalten der in [Kim – 1999] untersuchten Balken

Die Versuche von [Kim – 1991] in Abbildung 4-34 zeigen, dass der Balken mit vollständigem Verbund (Balken 3CNB) ein für das Querkraftversagen üblichen Schubriss aufweist, während an dem Balken mit vollständig behindertem Verbund (3UBB1) das Versagensbild eines klassischen Biegeversagens (klaffende Biegerisse und Versagen der Druckzone) vorzufinden ist. Im Balken 3UBB2, bei dem der Verbund im gesamten Schubfeld gestört wurde, bilden sich zwar ein Biegeriss im Schubfeld, der sich in Richtung der Lasteinleitung neigt, jedoch versagte der Balken 3UBB2 in der Biegedruckzone (duktiles Bauteilverhalten). Der Balken 3UBB3 weist nur in einem geringen Bereich eine Störung des Verbunds zwischen Betonstahl und Beton auf und versagt, ähnlich wie der Balken 3CNB (vollständiger Verbund über die Balkenlänge) durch einen Schubriss. Das Last-Verformungs-Diagramm in Abbildung 4-34 zeigt, dass eine Verhinderung des Verbunds im Bereich der Schubfelder einen Einfluss auf die Versagensart und das Last-Verformungsverhalten der Balken hat. Die Balken 3CNB (vollständiger Verbund) und 3UBB3 (geringe Störung des Verbunds) versagen ohne Vorankündigung unter Ausbildung eines Schubrisses, während die Balken 3UBB1 und 3UBB2 ein duktiles Bauteilversagen aufweisen.

Nach Kani wird für die Tragfähigkeit von Balken ohne Verbund nie das Schubtragverhalten, sondern immer die Biegetragfähigkeit maßgebend. Bei seinen Versuchen wurden Balken mit unterschiedlichem Verbund untersucht. Hierbei zeigt sich, dass bei Versuch mit Glattstahl immer das Biegeversagen maßgebend wurde (Bogen-Zugband-Tragwirkung). Während sich bei Balken mit gutem Verbund deutliche Schrägrisse ausbilden und zu einem Schubversagen führen.

Auf Grundlage zahlreicher Versuche ist die Versagensart eines Bauteils entscheidend von der Güte des Verbunds und somit auch von der Oberflächenbeschaffenheit des Betonstahls abhängig. Die Versuche von [Kim -1999] zeigen, dass für Balken mit Längsbewehrung aus Glattstahl das Biegeversagen und nicht das Querkraftversagen maßgebend wird.

4.6.2.1.3 Einfluss von niederfesten Betonen auf die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung

Bestandsbauteile aus niederfesten Betonen können sowohl mit Glattstahl als auch mit Rippenstahl auftreten. Wie im vorherigen Abschnitt beschrieben wurde, hat die Oberflächenbeschaffenheit einen entscheidenden Einfluss auf das Versagensbild eines Bauteils.

Zusätzlich zu den beschriebenen Einflussfaktoren auf die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils bildet [DAfStb-Heft 597 – 2012] eine weitere Grundlage zur Beurteilung des Einflusses der Betondruckfestigkeit auf die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung in Abhängigkeit der Oberflächenbeschaffenheit der Längsbewehrung. In [DAfStb-Heft 597 – 2012] sind sowohl Versuche zur Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung mit Rippenstahl als auch mit Glattstahl enthalten.

Rippenstahl

In Abbildung 4-35 (Rippenstahl) und Abbildung 4-36 (Glattstahl) ist das Verhältnis der experimentell ermittelten Querkraft ($V_{u,test}$) zu dem nach Eurocode 2 rechnerisch bestimmten Querkraftwiderstand ($V_{Rk,c}$) ohne Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_c , in Abhängigkeit der charakteristischen Betondruckfestigkeit (f_{ck}) abgebildet.



Abbildung 4-35: Abhängigkeit des Verhältnisses von $V_{u,test}/V_{Rk,c}$ von der charakteristischen Druckfestigkeit f_{Ck} ($V_{u,test}/V_{Rk,c} = \gamma_{mod}$ = Modellsicherheitsbeiwert) – Rippenstahl [DAfStb-Heft 597 – 2012]

Abbildung 4-35 stellt alle Versuche (Längsbewehrung aus Rippenstahl) mit einer charakteristischen Betondruckfestigkeit kleiner 20 N/mm², sowie zufällig ausgewählte Versuche mit einer charakteristischen Betondruckfestigkeit größer gleich 20 N/mm² dar. Alle weiteren Unterschiede zwischen den einzelnen Versuchen, die einen Einfluss auf den Querkraftwiderstand haben, bleiben in der Darstellung unberücksichtigt. Zu erkennen ist, dass der Modellsicherheitsbeiwert γ_{mod} , unabhängig von der Betondruckfestigkeitsklasse, großen Streuungen unterliegt und dabei manchmal unter den Wert von 1,0 fällt. Der Vorfaktor C_{Rd,c,gerippt} wurde in Abhängigkeit der Versuche in [DAfStb-Heft 597 – 2012] zu 0,1385 (5 %-Fraktilwert) bestimmt.

Die Ergebnisse von [DAfStb-Heft 597 – 2012] für Querkraftversuche mit Längsbewehrung aus Rippenstahl weisen keinen Auffälligkeiten im Festigkeitsbereich kleiner 12 N/mm² auf. Trotz der geringeren Versuchsanzahl im Bereich von niederfesten Betonen im Vergleich zu dem Festigkeitsbereich größer 20 N/mm² kann deshalb empfohlen werden, den Eurocode 2 auch für die Ermittlung des Querkraftwiderstandes $V_{Rd,c}$ von Bauteilen aus niederfestem Beton anzuwenden.

Glattstahl

In Abbildung 4-36 sind alle Versuche aus [DAfStb-Heft 597 – 2012], bei denen die Längsbewehrung aus Glattstahl besteht, abgebildet.



Abhängigkeit V_{u,test}/V_{Rk,c} von f_{ck} - Glattstahl

Abbildung 4-36: Abhängigkeit des Verhältnisses von $V_{u,test}/V_{Rk,c}$ von der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} ($V_{u,test}/V_{Rk,c} = \gamma_{mod} = Modellsicherheitsbeiwert$) – Glattstahl

Der rechnerische Querkraftwiderstand $V_{Rk,c}$ wird wie zuvor auch nach Eurocode 2 ermittelt, obwohl die Nachweisformate nach Eurocode 2 nur für gerippte Bewehrung hergeleitet sind. Dennoch liegen die Modellsicherheitsbeiwerte über dem maßgebenden Wert von 1,0. Zu beachten ist, dass im Rahmen der Auswertung nach [DAfStb-Heft 597 – 2012] der Vorfaktor $C_{Rd,c,glatt}$ anhand der ausgewerteten Versuche zu 0,1389 (5 %-Fraktilwert) ermittelt wurde. Der Vorfaktor $C_{Rd,c,glatt}$, der für die Versuche mit Längsbewehrung aus Glattstahl ermittelt wurde, ist mit dem Vorfaktor $C_{Rd,c,gerippt}$ der für die Versuche mit Längsbewehrung aus Rippenstahl ermittelt wurde (0,1385) vergleichbar (gleich groß).

Ähnlich wie in Abbildung 4-35 (Rippenstahl als Längsbewehrung) lässt sich im Rahmen der Versuche mit einer Längsbewehrung aus Glattstahl keine Abhängigkeit der Modellunsicherheit von der Betondruckfestigkeit feststellen (vgl. Abbildung 4-36).

Zusätzlich zu der Überprüfung des Modellsicherheitsbeiwerts $\gamma_{mod} = V_{u,test}/V_{Rk,c}$ sollte für Bauteile mit einer Bewehrung aus Glattstahl auch überprüft werden, ob der in Eurocode 2 angegeben Mindestwert des Querkraftwiderstands $V_{Rd,c,min}$ gültig ist. Hierfür wird wiederum ein

Modellsicherheitsbeiwert $\gamma_{mod,Rk,c,min} = V_{u,test}/V_{Rk,c,min}$ aus dem Verhältnis des experimentell ermittelten Querkraftwiderstands $V_{u,test}$ aus [DAfStb-Heft 597 – 2012] und dem Mindestquerkraftwiderstand nach Eurocode 2 $V_{Rk,c,min}$ (ohne Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1,5$), in Abbildung 4-37, gebildet.



Abhängigkeit V_{u,test}/V_{Rk,c,min} von f_{ck} - Glattstahl

Abbildung 4-37: Abhängigkeit des Verhältnisses von $V_{u,test}/V_{Rk,c,min}$ von der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} ($V_{u,test}/V_{Rk,c,min} = \gamma_{mod,Rk,c,min} = Modellsicherheitsbeiwert$) – Glattstahl

In Abbildung 4-37 sind erneut alle Versuche aus [DAfStb-Heft 597 – 2012], bei denen die Längsbewehrung aus Glattstahl ohen Längsaufbiegung besteht, abgebildet. Der rechnerische Mindestquerkraftwiderstand $V_{Rk,c,min}$ wird nach Eurocode 2 ermittelt, obwohl die Nachweisformate nach Eurocode 2 nur für gerippte Bewehrung gültig sind. Dennoch liegen die Modellsicherheitsbeiwerte, bis auf für einen Versuch ($\gamma_{mod,Rk,c,min} = 0,94$), über dem maßgebenden Wert von 1,0.

Ähnlich wie in Abbildung 4-36 lässt sich im Rahmen der Versuche mit einer Längsbewehrung aus Glattstahl keine Abhängigkeit der Modellunsicherheit $\gamma_{mod,Rk,c,min}$ von der Betondruckfestigkeit feststellen (vgl. Abbildung 4-37).

Durch die Auswertung der Versuche mit Längsbewehrung aus Glattstahl nach Eurocode 2 wird gezeigt, dass trotz des unterschiedlichen Lastabtrags innerhalb des Bauteils, der Querkraftwiderstand ohne Querkraftbewehrung $V_{\text{Rd,c}}$ und der Mindestquerkraftwiderstand ohne Querkraftbewehrung $V_{\text{Rd,c}}$ und der Mindestquerkraftwiderstand ohne Querkraftbewehrung V_{Rd,c} und der Mindestquerkraftwiderstand ohne Querkraftbewehrung bestimmt werden kann.

4.6.2.1.4 Vergleich des Querkraftwiderstands $V_{\text{Rd,c}}$ nach Eurocode 2 mit der maximal zulässigen Schubspannung τ_0 nach DIN 1045:1925 bis DIN 1045:1972

Zusätzlich zu der Auswertung der in der DAfStb-Datenbank dokumentierten Versuche [DAfStb-Heft 597 – 2012], wird nachfolgend ein Vergleich des Querkraftwiderstands nach Eurocode 2 mit den maximal zulässigen Schubspannungen für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung τ_0 nach DIN 1045:1925 bis DIN 1045:1972 durchgeführt. Dieser Vergleich wurde nur für die Norm bis DIN 1045:1972 durchgeführt, da es in DIN 1045:1978 und DIN 1045:1988 zu keiner Änderung im Vergleich zur DIN 1045:1972 im Bereich der zulässigen Schubspannung kam (vgl. Tabelle 4-16).

Um einen Vergleich realisieren zu können, muss der Querkraftwiderstand für **Platten** nach Eurocode 2 $V_{\text{Rd,c}}$ mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_c multipliziert werden und durch die Breite *b* und die statische Höhe *d* dividiert werden. Zusätzlich muss die maximal zulässige Spannung τ_0 durch einen Teilsicherheitsbeiwert von 1,4 dividiert, sowie mit 0,9*d* (*z* = 0,9*d*) multipliziert werden. Der Teilsicherheitsbeiwert von 1,4 resultiert durch die Annahme einer Belastung, die sich zu ca. 60 % aus ständigen Lasten ($\gamma_g = 1,35$) und zu ca. 40 % aus veränderlichen Lasten ($\gamma_g = 1,5$) zusammensetzt.

Für den Vergleich des Querkraftwiderstands der **Balken** wird auf die Division durch die statische Höhe *d* verzichtet, da der Maßstabsfaktor *k* auch von der statischen Höhe *d* abhängt und für d > 200 mm einen Wert < 2,0 annimmt (für Platten d < 200 mm; k = 2,0).

In Abbildung 4-38 und Abbildung 4-39 wird der Vergleich der zulässigen Schubspannung nach DIN 1045 und Eurocode 2 getrennt für Platten und Balken grafisch dargestellt. Der Längsbewehrungsgrad ρ_{l} wird erst ab DIN 1045:2001 bzw. Eurocode 2 berücksichtigt. Aus diesem Grund wird der Querkraftwiderstand $V_{Rk,c}$ nach Eurocode 2 mit verschiedenen Längsbewehrungsgraden ermittelt. Zusätzlich wird der Mindestquerkraftwiderstand $V_{Rd,c,min}$ nach Eurocode 2 in Abhängigkeit der charakteristischen Betondruckfestigkeit abgetragen.



Vergleich des Querkraftwiderstands nach DIN 1045 und V_{Rk,c} nach EC2 (Variation von p_i) - Platten

Abbildung 4-38: Vergleich des Querkraftwiderstands $V_{Rk,c}$ und Mindestquerkraftwiderstands $V_{Rd,c,min}$ nach Eurocode 2 mit zulässiger Schubspannung τ_0 Platten ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung nach DIN 1045:1925 bis DIN 1045:1972

In Abhängigkeit des Herstellungszeitpunkts der Plattentragwerke ergeben sich teilweise deutlich geringere zulässige Querkraftwiderstände als nach Eurocode 2, sowohl bei einem Vergleich mit dem Querkraftwiderstand $V_{\text{Rd,c}}$, als auch bei einem Vergleich mit dem Mindestquerkraftwiderstand $V_{\text{Rd,c,min}}$. Besonders deutlich wird dies bei Platten, die nach DIN 1972 bemessen wurden. Da in [Reineck – 2007] nachgewiesen wurde, dass der Mindestwert des Querkraftwiderstands $V_{\text{Rd,c,min}}$ immer angesetzt werden darf, sollte dies auch z. B. für die Platten, die nach DIN 1045:1972 bemessen wurden, gelten. Dieser Mindestwert wird meist bei einer geringen statischen Höhe *d* und einem geringen Längsbewehrungsgrad ρ_{I} maßgebend (vgl. [Reineck – 2007]).

In [Bonzel – 1972] werden die deutlich höheren zulässigen Schubspannungen ohne Querkraftbewehrung der vorherigen DIN 1045 wie folgt relativiert: "Diese Regelung wurde von einigen Konstrukteuren so ausgelegt, dass in diesem Bereich überhaupt auf eine Schubbewehrung verzichtet werden könne, obwohl dies lediglich für den Nachweis galt, wobei stillschweigend vorausgesetzt wurde, dass eine konstruktive Schubbewehrung vorhanden sei" [Bonzel – 1972]. Die erforderliche Menge oder Anordnung dieser konstruktiven Schubbewehrung wurde in keiner vorherigen DIN 1045 oder den zugehörigen Kommentaren erwähnt. Gemeint sein könnte, dass die aufgebogene Längsbewehrungsstäbe als konstruktive Schubbewehrung fungieren und deshalb die zulässige Schubspannung bis einschließlich DIN1045:1959 deutlich größer als die zulässige Schubspannung in DIN 1045:1972 ist.



Vergleich des Querkraftwiderstands nach DIN 1045 und $V_{Rk,c}$ nach EC2 (Variation von p₁ und d=0,35 m) - Balken

Abbildung 4-39: Vergleich des Querkraftwiderstands $V_{Rk,c}$ und Mindestquerkraftwiderstands $V_{Rd,c,min}$ nach Eurocode 2 mit zulässiger Schubspannung τ_0 für Balken ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung nach DIN 1045:1925 bis DIN 1045:1972

In Abhängigkeit des Herstellungszeitpunkts und des Bewehrungsgrads ρ_l der Balken ergeben sich nach Eurocode 2 teilweise deutlich größere Querkraftwiderstände V_{Rd,c}. Die Mindestquerkrafttragfähigkeit V_{Rd,c,min} nach Eurocode 2 stimmt in weiten Bereichen (vgl. Abbildung 4-39) mit den zulässigen Spannungen von DIN 1045:1943 und DIN 1045:1972 überein.

Zu beachten ist, dass ab DIN 1045:1972 explizit für Balken eine Mindestquerkraftbewehrung gefordert wurde (vgl. Abschnitt 4.6.2.2).

4.6.2.1.5 Fazit

Durch die Auswertung der Querkraftversuche aus [DAfStb-Heft 597 – 2012] (vgl. Abbildung 4-38 und Abbildung 4-39) konnte veranschaulicht werden, dass die Modellunsicherheit von Gl. 6.2.a und Gl. 6.2.b in EC 2 unabhängig von der Betondruckfestigkeit ist und der Querkraftwiderstand ohne Querkraftbewehrung $V_{\text{Rd,c}}$ und der Mindestquerkraftwiderstand $V_{\text{Rd,c,min}}$ auch für niederfeste Betone (mit glatter oder gerippter Längsbewehrung) nach Eurocode 2, Teil 1 ermittelt werden kann.

4.6.2.2 Kapitel 6.2.3 – Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

In den 1904 veröffentlichen vorläufigen Leitsätzen wird im Bereich des Querkraftnachweises eine zulässige Schubspannung des Betons von 4,5 kg/cm² festgelegt. Somit musste, um die darüberhinausgehende Spannung aufnehmen zu können, die Bewehrung aufgebogen werden (Aufbiegung unter einem Winkel von 45°; die Betondruckstrebe wird auch unter einem Winkel von 45° angenommen) und in der Druckzone verankert werden. Nach den Leitsätzen von 1904 durfte nach dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit weiterhin ein Betontraganteil angesetzt werden. Dieser unzutreffende Ansatz wurde durch die Bestimmungen des DAfEb 1916 und später durch die DIN 1045:1925 ersetzt.



Abbildung 4-40: Entwicklung des vom Stahl aufzunehmenden Querkrafttraganteils in Balken [Schnell – 2014]

In [DAfEb 1916] wird gefordert "dass in den Bereichen, in denen die Betonzugfestigkeit überschritten wird, die "Schubspannung vollkommen" mit Stahleinlagen abzudecken ist" [Schnell – 2014]. Als Obergrenze für die Schubspannung wurden 14 kg/cm² festgelegt.

Erst mit der Einführung von [DIN 1045 - 1925] musste in Balken eine Mindestanzahl an Bügel angeordnet werden, um die Verbindung zwischen Zug- und Druckgurt sicherzustellen und um einen Schubversagen ohne Vorankündigung zu vermeiden. Die Schubkraft muss komplett durch Stahleinlagen aufgenommen werden. Ein Ansetzen der Schubfestigkeit des Betons war nicht mehr erlaubt.

Bis 1972 wurde keine Änderung der Regeln zur Querkraftbemessung vorgenommen. Die zulässige Spannung wurde aufgrund der fortschreitenden Baustofftechnologie erhöht (vgl. Tabelle 4-17). Erst durch die Einführung von [DIN 1045 – 1972] wurde von dem Konzept der vollen Schubdeckung (Druckstrebenwinkel = 45°) abgewichen und die verminderte Schubdeckung eingeführt (Druckstrebenwinkel < 45°), die unter gewissen Umständen angewendet werden durfte. Realisiert wurde dies durch die Einführung von drei Schubbereichen.

<u>Schubbereich 1 (max $T_0 < T_{01}$)</u>

Bei Balken ist immer eine konstruktive Schubbewehrung anzuordnen.

Schubbereich 2 ($T_{01} < max T_0 \le T_{02}$)

Hinter den Regeln verbirgt sich der Einfluss eines reduzierten Druckstrebenneigungswinkels.

Schubbereich 3 ($T_{02} < max T_0 \le T_{03}$)

Es ist mit voller Schubdeckung zu rechnen. Der Druckstrebenneigungswinkel α ist somit mit 45° anzunehmen. Die erforderliche Schubbewehrung ist annähernd entsprechend dem Verlauf von *r* zu verteilen.

Tabelle 4-17: maximal zulässige Schubspannung für Bauteile mit Querkraftbewehrung max τ_0 in Abhängigkeit von DIN 1045

DIN 1045	Betonfestig- keitsklasse	Bauteilart	maximale Schubspannung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung T ₀		max т₀/ т₀₂	max т₃
	-	-	[kg/cm ²]	[MN/m ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
	Handelszement		4	0,4		
1925	hochwertiger Zement	keine weitere Unterteilung	5,5	0,55	14	
	$W_{\rm head} < 160 \rm kg/cm^2$	Balken	4	0,4	14	
1932	W _{D28} < 100 kg/cm	Platten	6	0,6	17	
1002	$W_{h28} > 160 \text{ kg/cm}^2$	Balken	5,5	0,55	16	
		Platten	8	0,8	10	
1937		wie 1932	ſ		1	-
	B 120	Platten	6	0,6	14	
	5 120	andere Bauteile	4	0,4		
1943	B 160	Platten	8	0,8	16	
	2.00	andere Bauteile	6	0,6		
	B 225	Platten	9	0,9	18	
		andere Bauteile	7	0,7		
	B 300	Platten	10	1	20	
4050		andere Bauteile	8	0,8		
1959		wie 194	3	[
	B 150	Platte: gestaffelter Bew. + Verankerung im Zugb. 2,5	0,25	12		
	D 130	Platte	3,5	0,35		
		Balken	5	0,5	12	20
	R 250	Platte: gestaffelter Bew. + Verankerung im Zugb.	3,5	0,35	18	
	B 250	Platte	5	0,5		
		Balken	7,5	0,75	18	30
1070	D 250	Platte: gestaffelter Bew. + Verankerung im Zugb.	4	0,4	24	
1972	D 300	Platte	6	0,6		
		Balken	10	1	24	40
	D 450	Platte: gestaffelter Bew. + Verankerung im Zugb.	5	0,5	27	
	B 450	Platte	7	0,7		
		Balken	11	1,1	27	45
	B 550	Platte: gestaffelter Bew. + Verankerung im Zugb.	5,5	0,55	30	
	D 330	Platte	8	0,8		
		Balken	12,5	1,25	30	50
1978	wie 1972	2 - lediglich Änderung der Bezeic	chnung der B	etonfestigke	itsklassen	
1988	wie 1978					

Die Mindestbügelbewehrung muss eine Schubspannung von 3 kp/cm² aufnehmen können, um die Funktionsfähigkeit des Fachwerkmodells sicherzustellen (vgl. [DIN 1045 - 1972]).

$$f_{e} = \frac{F_{e}}{a_{B}} \ge \frac{b_{0}}{4} \text{ cm}^{2}/\text{m}$$
 bei BSt 22/34 (I)
 $f_{e} = \frac{F_{e}}{a_{B}} \ge \frac{b_{0}}{8} \text{ cm}^{2}/\text{m}$ bei BSt 42750 (II) und BSt 50/55 (III)

mit:

- *b*⁰ die bei der Ermittlung der Schubspannung in Rechnung gestellte Balkenbreite [cm]
- *F*_e Summe der Querschnittsfläche [cm²] der Bügelschenkel im betrachteten Querschnitt
- aB Bügelabstände [m] in Richtung der Balkenlängsachse

Die in [DIN 1045 – 1972] eingeführten Regelungen bleiben in [DIN 1045 – 1978] erhalten. Änderungen betreffen den Bereich der Mindestbügelbewehrung statt, die ab 1978 nicht mehr in Abhängigkeit der Risslast des Balkenstegs ermittelt werden kann. Der Bemessungswert ist vorgegeben durch:

$$\tau = 0, 4 \cdot \tau_0$$

Mit diesem Wert konnten die Hauptzugkräfte bei einer sehr flachen Druckstrebenneigung aufgenommen werden (vgl. [Schnell et al – 2011]).

In [DIN 1045 – 1988] werden für die Querkraftbemessung keine Änderungen vorgenommen. Mit der Einführung von [DIN 1045 – 2001] kann der Druckstrebenwinkel "frei" zwischen 18,5° und 60° gewählt werden (vgl. [Schnell et al – 2011]).

$$0,58 \leq \frac{1,2-1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1-\frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed}}} \leq \begin{cases} 3,0 \text{ für Normalbeton} \\ 2,0 \text{ für Leichtbeton} \end{cases}$$

Für die Betondruckstrebe und für die Querkraftbewehrung sind getrennte Nachweise zu führen. An diesem Nachweiskonzept wurden mit der Einführung von [DIN EN 1992-1-1:2011-01] keine Änderungen vorgenommen.

4.6.2.2.1 Ermittlung der erforderlichen Querkraftbewehrung nach Eurocode 2

Die Bemessung von Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung basiert auf einem Fachwerkmodell mit variablem Druckstrebenneigungswinkel θ (vgl. Abbildung 4-30), der auf einen Bereich zwischen 18,5° und 45°begrenzt ist.

Nach Eurocode 2 Gleichung (6.7aDE) kann der Druckstrebenneigungswinkel θ in Abhängigkeit des Betontraganteils und der einwirkenden Querkraft ermittelt werden.

$$1,0 \le \cot\theta \le \frac{1,2+1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,cc}}{V_{Ed}}} \le 3,0$$

Der Betontraganteil $V_{\text{Rd,cc}}$ (Gleichung 6.7bDE) setzt sich dabei wie folgt zusammen und ist nicht mit dem Bemessungswert des Querkraftwiderstands $V_{\text{Rd,c}}$ (Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung) identisch:

$$V_{\text{Rd,cc}} = c \cdot 0.48 \cdot f_{\text{ck}}^{\frac{1}{3}} \cdot \left(1 - 1.2 \cdot \frac{\sigma_{\text{cd}}}{f_{\text{cd}}}\right) \cdot b_{\text{w}} \cdot z$$

mit:

c = 0,5

 $\sigma_{cd} = N_{Ed}/A_c [N/mm^2]$, Betonzugspannungen sind negativ einzusetzen

Der Beiwert c = 0,5 unterstellt hierbei eine verzahnte Rissoberfläche.



Abbildung 4-41: Verzahnte Rissoberfläche nach [Fingerloos – 2010]

In niederfesten und normalfesten Betonen reißt der Beton entlang der Gesteinskörnungsoberfläche, da die Haftzugfestigkeit zwischen Korn und Zementmatrix geringer als die Zugfestigkeit der Gesteinskörnung ist. Aufgrund des häufig verwendeten Größtkorns von 32 mm oder 16 mm in niederfesten und normalfesten Betonen wird sich nach Abbildung 4-41 eine verzahnte Rissoberfläche einstellen.

Abbildung 4-42 zeigt die Abhängigkeit des Betontraganteils $V_{\text{Rd,cc}}$ von der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} . Der vom Betonquerschnitt aufgenommene Querkrafttraganteil mit Querkraftbewehrung steigt mit Verringerung der charakteristischen Betondruckfestigkeit an.



Abbildung 4-42: Vom Betonquerschnitt aufgenommener bezogener Querkrafttraganteil mit Querkraftbewehrung in Abhängigkeit von der charakteristischen Betondruckfestigkeit [DAfStb-Heft 525 – 2010]



Abbildung 4-43: Querkrafttraganteil $V_{Rd,cc}/(b\cdot z)$ mit Querkraftbewehrung in Abhängigkeit von der charakteristischen Betondruckfestigkeit

Der Betontraganteil $V_{\text{Rd,cc}}$ kann, wie in Abbildung 4-44 dargestellt, als Vertikalkomponente der Reibungskräfte in einem Schrägriss gedeutet werden [DAfStb-Heft 525 – 2010]. Auch in Bauteilen aus niederfesten Beton mit Querkraftbewehrung wird sich unabhängig von der Betondruckfestigkeit ein ähnliches Rissbild ergeben, da das Rissbild zum Großteil von der vorhandenen Bewehrung abhängt.



Abbildung 4-44: Kräfte am längs des Schubrisses abgetrennten Bauteils mit zugehörigen Kräfteplan [Bender – 2009]

Im Anschluss an die Ermittlung des Druckstrebenneigungswinkels θ kann die erforderlichen Querkraftbewehrung ermittelt werden und der Nachweis der maximalen Druckstrebentragfähigkeit $V_{\text{Rd,max}}$ (Gleichung 6,9) erbracht werden:

$$V_{\text{Rd,s}} = \left(\frac{A_{\text{sw}}}{s}\right) \cdot z \cdot f_{\text{ywd}} \cdot \cot\theta$$

$$V_{\rm Rd,max} = \frac{b_{\rm w} \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{\rm cd}}{cot\theta + tan\theta}$$

mit:

Asw Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung

s Bügelabstand

fywd Bemessungswerte der Streckgrenze der Querkraftbewehrung

*v*₁ Abminderungsbeiwert für die Betonfestigkeit bei Schubrissen

$$v_1 = 0.75 \cdot v_2$$

mit $v_2 = 1.0$ für \leq C50/60

Die Ermittlung der erforderlichen Querkraftbewehrung A_{sw} beruht auf dem Kräftegleichgewicht innerhalb des Bauteils und ist über den Druckstrebenneigungswinkel Θ abhängig von der Betondruckfestigkeit. Eine Anpassung für niederfeste Betone ist nicht erforderlich.

Der Abminderungsbeiwert v_1 berücksichtigt die Reduzierung der Betondruckfestigkeit in Folge der schiefen Hauptzugspannungen, welche die Druckspannungstrajektorien kreuzen, bzw. der damit verbundenen Schrägrissbildung. Für normalfeste Betone (\leq C50/60) wurde in Eurocode 2 ein Wert von 0,75 festgelegt.

4.6.2.2.2 Einfluss von niederfesten Betonen auf die Querkrafttragfähigkeit mit Querkraftbewehrung

[DAfStb-Heft 597 – 2012] beschäftigt sich auch mit Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken mit senkrechten Bügeln. Wie in Abbildung 4-35, wird auch hier der Modellsicherheitsbeiwert γ_{mod} gebildet und in Abhängigkeit der charakteristischen Betondruckfestigkeit aufgetragen (vgl. **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**).



Abbildung 4-45: Modellsicherheitsbeiwert γ_{mod} in Abhängigkeit der charakteristischen Betondruckfestigkeit für Stahlbetonbalken mit senkrechten Bügeln [DAfStb-Heft 597 – 2012]

Ähnlich wie bei Bauteilen ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung (vgl. Abbildung 4-35) ist auch bei Stahlbetonbalken mit senkrechten Bügeln, die sowohl gerippt als auch glatt sein können, keine Reduzierung des Modellsicherheitsbeiwerts in Abhängigkeit von der charakteristischen Betondruckfestigkeit zu erkennen. Eine Anpassung des nach Eurocode 2 gültigen Nachweisformats für niederfeste Betone ist somit grundsätzlich nicht erforderlich.

4.6.2.2.3 Fazit

Durch die Auswertung der Querkraftversuche aus [DAfStb-Heft 597 – 2012] (vgl. Abbildung 4-45) und dem Abschnitt 4.6.2.2.1 konnte veranschaulicht werden, dass die Modellunsicherheit unabhängig von der Betondruckfestigkeit ist und der Betontraganteil $V_{\text{Rd,cc}}$, die maximale Druckstrebentragfähigkeit $V_{\text{Rd,max}}$, sowie die erforderliche Querkraftbewehrung A_{sw} auch für niederfesten Betone nach Eurocode 2, Teil 1 ermittelt werden kann.

Für niederfeste Betone wird auf der sicheren Seite liegend empfohlen, wie für Leichtbetonbauteile den Druckstrebenneigungswinkel cot θ auf 2,0 zu begrenzen, um so zu flache Druckstreben und als Folge davon geringe Bewehrungsmenge zu verhindern sowie um die innere Dehnungsverträglichkeit sicherzustellen.

4.6.3 Abschnitt 6.3 Torsion und Kapitel 6.4 Durchstanzen

Nachweise zur Torsionstragfähigkeit spielen in Stahlbetontragwerken eine untergeordnete Rolle, weil Gleichgewichtstorsion nur selten auftritt. Für die Tragfähigkeit gelten grundsätzlich die zur Querkraft gegebenen Hinweise analog. Allerdings genügt bei älteren Tragwerken die Biegeform der Bügel nicht den Anforderungen des Eurocodes 2, so dass zur Torsionstragfähigkeit zumeist nur Bewertungen im Einzelfall möglich sind.

Der Durchstanznachweis (Abschnitt 6.4 des Eurocode 2) ist besonders für Flachdecke, die erst in den 1980iger Jahren vermehrt eingesetzt wurden, ein maßgebender Nachweis. Aufgrund der in Kapitel 3.2.6 beschriebenen Anwendungsgrenzen von DIN 1045-Generationen war es nicht erlaubt Flachdecken mit charakteristischen Druckfestigkeit kleiner 12 N/mm² herzustellen. Eine Betrachtung des Durchstanznachweises für niederfeste Betone ist somit nicht erforderlich.

4.6.4 Abschnitt 6.2.5 Schubkraftübertragung in Fugen

Der Adhäsionsanteil c nach EC 2 ist für niederfeste Betone nicht abgesichert. Geringe Oberflächenzugfestigkeiten sind wegen Absandung möglich. Es wird deshalb vorgeschlagen, den Beiwert c zu Null zu setzen, sofern die Haftzugfestigkeit nicht auf experimentellem Wege nachgewiesen wird.

4.6.5 Abschnitt 6.5 Stabwerkmodelle

Mit Hilfe von Stabwerkmodellen können alle inneren Beanspruchungszustände eines Tragwerks, sowohl eben als auch räumlich abgebildet werden. Hierfür werden die Zug- und Druckspannungen bereichsweise in den Hauptbeanspruchungsrichtungen zu resultierenden Stabkräften zusammengefasst.

Die Erstellung eines Stabwerkmodells bildet den Kraftfluss innerhalb eines Tragwerks ab und ist unabhängig von der Betondruckfestigkeit. Die Grundlage für die Nachweise, die nach der Bestimmung eines Stabwerkmodells nach Eurocode 2 zu führen sind (6.5.2 Bemessung der Druckstreben, 6.5.3 Bemessung der Zugstreben, 6.5.4 Bemessung der Knoten) bildet die Abbildung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons als Parabel-Rechteck-Diagramm.

In Abschnitt 4.3.5 wurde gezeigt, dass das Parabel-Rechteckt-Diagramm auch für homogene niederfeste Betone gilt. Zusätzlich wurde in Abschnitt 4.3.1 gezeigt, dass der Zusammenhang von Zug- und Druckfestigkeit nach Eurocode 2 auch für Bestandsbauwerke anwendbar ist. Folglich kann auch das Abschnitt 6.5 des Eurocode 2 für niederfeste Betone angewendet werden. Zusätzliche Abminderungsfaktoren sind nicht erforderlich.

Allerdings muss für hochbelastete Knoten durch geeignete Untersuchungen (zumindest Inaugenscheinnahme) sichergestellt werden, dass Lunkerbildung/Kiesnester vollständig ausgeschlossen werden können.

4.6.6 Abschnitt 6.7 Teilflächenpressung

Da in Abschnitt 4.3.4 dargelegt wurde, dass der Zusammenhang zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit für Betone bis C5 ($f_{ck,is} = 5 \text{ N/mm}^2$) anwendbar ist, besteht keine Notwendigkeit die Nachweise der Teilflächenpressung für niederfeste Betone anzupassen.

4.7 Kapitel 7 – Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Tabelle 4-18: Kapitel 7 des Eurocode 2 Teil 1-1 – Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

		niedrige Beton- druckfestigkeit ist zu diskutieren	niedrige Beton- druckfestigkeit ist nicht zu diskutieren
μ	7.1 Allgemeines		х
~ ~ Ü	7.2 Begrenzung der Spannungen		х
	7.3 Begrenzung der Rissbreiten		х
	7.3.1 Allgemeines		х
	7.3.2 Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite		х
	7.3.3 Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung		х
IST NE	7.3.4 Berechnung der Rissbreite		х
E Z H	7.4 Begrenzung der Verformungen		х
A N N	7.4.1 Allgemeines		х
7. N GRE BR/	7.4.2 Nachweis der Begrenzung der Verformungen ohne direkte Berechnung		х
GE	7.4.3 Nachweis der Begrenzung der Verformungen mit direkter Berechnung		х

Für Bestandstragwerken kann durch eine qualifizierte Bestandsaufnahme die Rissbreiten und vorhandene Verformungen bestimmt werden.

4.8 Kapitel 8 – Allgemeine Bewehrungsregeln

Kapitel 8 des Eurocode 2 beschäftigt sich mit den Bewehrungsregeln wie z. B. mit der Verankerung von Längsbewehrung und Querbewehrung oder mit Stößen und mechanischen Verbindungen (vgl. Tabelle 4-19).

Tahalla / 10, 1/a	nitel O des Euross		ana alina Davyah wwa aya walia
Tabelle 4-19 Ka	DITEL & DES EUROCC	000 Z TEILT-T — Alla	emeine Bewenrundsredein
		/do 2 10/1 1 / ///g	

		niedrige Beton- druckfestigkeit ist	niedrige Beton- druckfestigkeit ist
		zu diskutieren	nicht zu diskutieren
	8.1 Aligemeines	X	
	8.2 Stababstände von Betonstählen		Х
_	8.3 Biegen von Betonstählen	x	
L	8.4 Verankerung der Längsbewehrung	х	
ы Ш	8.4.1 Allgemeines	x	
Ĕ	8.4.2 Bemessungswert der Verbundfestigkeit	х	
SI	8.4.3 Grundwert der Verankerungslänge	x	
ž	8.4.4 Bemessungswert der Verankerungslänge	х	
RU	8.5 Verankerung von Bügeln und Querkraftbewehrung	х	
Ш	8.7 Stöße und mechanische Verbindungen	х	
N	8.7.1 Allgemeines	х	
ВП	8.7.2 Stöße	х	
Щ	8.7.3 Übergreifungslänge	х	
	8.7.4 Querbewehrung im Bereich der Übergreifungsstöße	x	
Σ	8.7.4.1 Querbewehrung für Zugstäbe	х	
D.	8.7.4.2 Querbewehrung für Druckstäbe	х	
Ļ	8.7.5 Stöße der Hauptbewehrung	x	
8 4	8.7.5.1 Stöße der Hauptbewehrung	х	
	8.7.5.2 Stöße der Querbewehrung	х	
	8.8 Zusätzliche Regeln bei großen Stabdurchmessern		х
	8.9 Stabbündel und 8.10 Spannglieder		х

4.8.1 Kapitel 8.3 – Biegen von Betonstählen

Ein Mindestbiegerollendurchmesser ist notwendig, "um Eigenspannungen im Stab und Beanspruchungen des Betons innerhalb zulässiger Grenzen zu halten, da an allen Krümmungen von Stählen Spannungen zwischen Beton und Stahl entstehen, die umso größer werden, je kleiner die Krümmungsdurchmesser sind" [Leonhardt – 1971].



Abbildung 4-46: Umlenkpressung in Abhängigkeit des Biegerollendurchmessers

Der Mindestbiegerollendurchmesser wird seit 1916 durch die [DAfEb – 1916] geregelt und wurde mehrfach verändert. Einen Überblick bietet Tabelle 4-20 aus [Schnell – 2014].

Richtlinie - NormUm- rechnung in f_{ck} Stabdurch- messer [mm]I - 220/340 glattI - 220/340 geripptIIIII - 420/500Betondeckung rechtwinklig BSi500/550 BSi500/550I - 220/340 Betondeckung rechtwinklig I - 220/3401916 (DAfEb)Wb28 = 150kg/cm²8 N/mm²2,5\$	III - 420/500 IV - BSt500/550 - B500
1916 (DAfEb) Wb28 = 150kg/cm ² 8 N/mm ² 2,5 ϕ^4 1925 (DIN 1045) Wb28 = 100kg/cm ² 5 N/mm ² 2,5 ϕ^4 2,5 ϕ^5 1932 (DIN 1045) Wb28 = 120kg/cm ² 6,5 N/mm ² 2,5 ϕ^4 2,5 ϕ^6	
1925 (DIN 1045) Wb28 = 100kg/cm ² 5 N/mm ² 2,5 ϕ^4 2,5 ϕ^5 1932 (DIN 1045) Wb28 = 120kg/cm ² 6,5 N/mm ² 2,5 ϕ^4 2,5 ϕ^6	
1932 (DIN 1045) Wb28 = 120kg/cm ² 6,5 N/mm ² 2,5\$ 2,5\$	
1937 (DIN 1045) Wb28 = 120kg/cm ² 6,5 N/mm ² 2,5 φ ⁴ 2,5 φ ⁴	
2.5¢ 5¢ ⁷ 5¢ ⁷ ≥2¢+2 cm 10¢	10ф
1943 (DIN 1045) 1957 (DIN 1045) 1959 (DIN 1045) 1959 (DIN 1045) 1950 (DIN 1045)	150
1959 (DIN 1045)	15¢ ⁸
Betonrippenstahl ¹¹ 4φ 6φ 7φ 8φ DIN 1045	DIN 1045
Betonringenstabl ¹² $\phi \le 10$ 4ϕ 5ϕ 5ϕ DIN 1045	DIN 1045
φ > 10 4φ 6φ 7φ 8φ	
$\phi < 20$ 2,5 ϕ 4 ϕ 5 ϕ 4 ϕ > 5 cm und 10 ϕ	15φ
1972 (DIN 1045) Bn 150 12 N/mm ² 20 bis 28 5φ 7φ 7ϕ $\leq 5 \text{ cm und}$ 15ϕ	20φ
φ > 28 10φ	
1978 (DIN 1045) B 15 12 N/mm ² $\phi < 20$ 2,5 ϕ 4 ϕ 4 ϕ > 5 cm and 10 ϕ	15ф ⁹
$20 \text{ bis } 28 5\phi \qquad 7\phi \qquad 7\phi \qquad \frac{\leq 5 \text{ cm und } \leq}{3\phi} 15\phi$	20ф
5 cm und	
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	15φ ¹⁰
$\phi \ge 20$ 7ϕ 7ϕ $\le 5 \text{ cm und}$ $\le 3\phi$	20ф
> 10 cm und	
$\phi < 20$ 4ϕ > 7ϕ	10ф
2001 (DIN 1045-1) bis 2012 (EC2 C12/15 12 N/mm ² $\phi \ge 20$ 7ϕ > 5 cm und > 3 ϕ	15φ
≤ 5 cm und ≤ 3φ	20ф

Tabelle 4-20: Biegerollendurchmesser in Abhängigkeit der Normgeneration [Schnell – 2014]

¹ Die zulässigen Spannungen der Stahlgruppen III und IV sind in den Anfangsjahren nicht direkt mit den heutigen vergleichbar (niedriger)

⁴ Anhand der Streckgrenze dem Betonstahl I bzw. II zugeordnet ⁵St 48 ⁶St 52

⁷ Bei geeigneten Betonformstählen bis Ø26 (mit allgemein bauaufsichtlicher Zulassung) sind Zugeinlagen von Platten ohne Endhaken möglich und der Endhaken darf bei Balken und Plattenbalken mit 2,5Ø gebogen werden.

⁸ Für Stabdurchmesser > 40 mm

⁹ Der Biegerollendurchmesser darf auf dbr = 10Ø vermindert werden, wenn die Betondeckung rechtwinklig zur Krümmungsebene und der Achsabstand der Stäbe mindestens 10 cm und mindestens 7Ø betragen.

¹⁰ Der Biegerollendurchmesser darf bei vorwiegend ruhender Beanspruchung auf $d_{br} = 100$ vermindert werden, wenn die Betondeckung rechtwinklig zur Krümmungsebene und der Achsabstand der Stäbe mindestens 10 cm und mindestens 70 betragen.

¹¹ Betonrippenstahl (Quergerippter Betonformstahl) - Vorläufige Richtlinie für Zulassung und Anwendung von Stäben mit Nenndurchmessern bis zu 26 mm (Fassung Oktober 1954)

¹² Betonrippenstahl (Quergerippter Betonformstahl) - Vorläufige Richtlinie für Zulassung und Anwendung von Stäben mit Nenndurchmessern bis zu 26 mm (Fassung Oktober 1960)

Tabelle 4-20 zeigt, dass lediglich bei Bauwerken, die nach den älteren Normen hergestellt wurden, der Mindestbiegerollendurchmesser im Vergleich zum heute gültigen Eurocode 2 geringer ist. Von einem hinsichtlich der Betonpressung ausreichenden Biegerollendurchmesser darf ausgegangen werden, falls die in Tabelle 4-20 für die einzelnen Normengenrationen beschriebenen Kombinationen von Mindestbiegerollendurchmesser und die Mindestbetonfestigkeit nicht unterschritten werden.

Andernfalls sind insbesondere für bauteilrandnahe Ab- und Aufbiegungen im Einzelfall zusätzliche Überlegungen anzustellen.

4.8.2 Abschnitt 8.4 Verankerung der Längsbewehrung

In Bestandstragwerken kann zwischen zwei unterschiedlichen Möglichkeiten zur Kraftübertragung zwischen Betonstahl und Beton, die abhängig von der Oberflächengestalt des Betonstahls ist, unterschieden werden (vgl. Abbildung 4-47).



Abbildung 4-47: Kraftübertragung zwischen Beton und Betonstahl (glatt und gerippt) [Rußwurm - 2000]

Bereits in [DIN 1045:1925] wurde darauf hingewiesen, dass der Betonstahl am Ende mit halbkreisförmigen oder spitzwinkligen Haken zu versehen ist. Nach [Gehler – 1925] war die Anordnung von Endhaken nicht zwingen erforderlich. In Bestandstragwerken, die zwischen 1925 und 1932 erbaut wurden, besteht die Möglichkeit, dass die Längsbewehrung auch mit geraden Stabenden verankert wurde und somit nach heutigem Stand keine ausreichende Verankerung aufweisen (unabhängig von der Festigkeitsklasse des Betons).

Eine detaillierte Beschreibung der Entwicklung der Verankerung von Längsbewehrung ist in [Schnell – 2014] zu finden. Die verschiedenen Möglichkeiten zur Verankerung der Längsbewehrung sind unabhängig von der Betonfestigkeit.
4.8.2.1 Abschnitt 8.4.2 Bemessungswert der Verbundfestigkeit

Nach Eurocode 2 kann die Verbundfestigkeit *f*_{bd} für Rippenstäbe wie folgt ermittelt werden:

 $f_{\text{bd}} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{\text{ctd}}$

2,25 Beiwert für Rippenstähle

für Glattstahl wird nach [Model-Code - 1990] 2,25 durch 1,0 ersetzt

für profilierte Stähle wird nach [Model-Code - 1990] 2,25 durch 1,4 ersetzt

η₁ Beiwert für die Qualität der Verbundbedingungen

1,0 für "guten Verbund"

0,7 für "mäßigen Verbund"

η₂ Beiwert zur Berücksichtigung des Stabdurchmessers

1,0 für *φ* ≤ 32 mm

Um eine einfache Ermittlung der Verbundfestigkeit zu ermöglichen wird nach Eurocode 2 ein über die Verankerungslänge konstanter Verlauf angenommen.



Abbildung 4-48: Verbundspannungen im Verankerungsbereich nach Eurocode 2 [Fingerloos – 2010]

4.8.2.2 Verbundversuche an Probekörpern aus niederfestem Beton

Die Verbundfestigkeit f_{bd} wurde anhand von Ausziehversuchen bestimmt und in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit angegeben. Da die Verbundfestigkeit für den in Eurocode 2 genormten Bereich durch Ausziehversuche ermittelt wurde, sollten im Rahmen des vorliegend beschriebenen Projektes auch für Betonfestigkeiten kleiner 12 N/mm² solche Versuche durchgeführt werden. In [DAfStb-Heft 319 – 1981] sind die Ergebnisse von zahlreichen Verbundversuchen zusammengefasst. Unter anderem wird auch die Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit überprüft (vgl. Abbildung 4-49). Hierbei wurden auch Ausziehversuche an Betonen durchgeführt, die nach der Umrechnung nach Tabelle 3-10 eine charakteristische Druckfestigkeit kleiner 12 N/mm² ergeben.



Abbildung 4-49: Einfluss der Würfeldruckfestigkeit des Betons β_w auf die maximale Verbundspannung τ_{max} [DAfStb-Heft 319 – 1981]

Nach Anhang D von [DIN EN 10080 – 2005] wurden Pull-Out-Versuche an homogenen Betonen mit niedriger Festigkeit und einem Betonstahldurchmesser von 12 mm durchgeführt. Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 4-21 aufgeführt.

Alter [d]	Festigkeits- klasse	Stabdurchmesser [mm]	Pull-Out- Probekörper	Betonagen
2	C12/15	12	10	2
5	C12/15	12	10	2
7	C12/15	12	10	2
14	C12/15	12	10	2
14	C20/25	12	10	2

Tabelle 4-21: Versuchsprogramm

Um Pull-Out-Versuche mit verschiedenen niedrigen Festigkeiten durchführen zu können, wurden die Probekörper mit einer Betonmischung für einen C12/15 (vgl. Tabelle 4-22) hergestellt und zu unterschiedlichen Zeitpunkten geprüft (vgl. Festigkeitsentwicklung Abbildung 4-50).



```
Abbildung 4-50: vorab ermittelte Festigkeitsentwicklung C12/15 (Betonmischung nach Tabelle 4-22)
```

Zusätzlich zu den Pull-Out Probekörpern wurden Zylinder betoniert, um die Betondruckfestigkeit am Prüfungstag zu ermitteln.

Tabelle 4-22: Betonmischung C12/15

Ausgangsstoff	Gehalt [kg] für 1m ³
Rheinsand	667
Rheinkies 2/8	532
Rheinkies 8/16	705
CEM II 42,5 N	170
Wasser	175
Flugasche	60
Betonverflüssiger	0,68

Als Referenz wurden zusätzliche Pull-Out-Versuche mit einem Beton der Festigkeitsklasse C20/25 (vgl. Tabelle 4-23) durchgeführt.

Tabelle 4-23: Betonmischung C20/25

Ausgangsstoff	Gehalt [kg] für 1m ³
Rheinsand	620
Rheinkies 2/8	633
Rheinkies 8/16	600
CEM II 42,5 N	278
Wasser	189
Flugasche	/
Betonverflüssiger	/

4.8.2.2.1 Versuchsaufbau und -durchführung

Der Versuchsaufbau wird durch [DIN EN 10080 – 2005] vorgegeben. Der Verbund zwischen Betonstahl und Beton wird auf eine Länge von $5 \cdot d_s$ begrenzt. Durch ein Hüllrohr, das mit Silikon abgedichtet wird, wird der Verbund zwischen Beton und Betonstahl außerhalb des Bereichs von $5 \cdot d$ verhindert. Der Betonstahl ist vor dem Einbau in die Schalung von Rost zu befreien.



Abbildung 4-51: Versuchsaufbau nach [DIN EN 10080 - 2005]

Der Probekörper wird wie in Abbildung 4-52 in den Prüfrahmen eingebaut.



Abbildung 4-52: vorhandener Versuchsaufbau

Zusätzlich werden zwei Wegaufnehmer angebracht, die den Schlupf zwischen Beton und Betonstahl messen. Die Krafteinleitung erfolgt am längeren Stabende über eine kraft- oder weggeregelte Steuerung des Prüfzylinders.

Stichprobenartig wird, wie in Abbildung 4-53 dargestellt, aus einigen Probekörpern der Bewehrungsstab herausgezogen, um die Verbundlänge zu kontrollieren und eventuelle Fehler bei der Herstellung ausschließen zu können.



Abbildung 4-53: Überprüfung der Verbundlänge durch Auszug des Bewehrungsstabs aus Betonwürfel

4.8.2.2.2 Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse der Pull-Out Versuche werden in den Abbildung 4-54 bis Abbildung 4-58 über eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung dargestellt.



Abbildung 4-54. Verbundspannung-Schlupf-Beziehung für 2 d (C12/15)

Bereits die Pull-Out Versuche, die im Alter von 2 d getestet wurden, weisen den typischen Verlauf einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung auf. Der Schlupf unter maximaler Verbundspannung liegt hier zwischen 0,83 mm und 1,25 mm (vgl. Tabelle 4-24).

Versuch	T _{max}	s bei _{Tmax}	V _x von T _{max}	Mittelwert T _{max}	f _{cm}	f _{ck}	k _n EC0	T _{max,ck}	T _{max,cd}	f_{bd} EC2
	[N/mm ²]	[mm]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
V1	6,95	0,95								
V2	6,91	1,02								
V3	7,22	0,95			4,70				3,91	0,57
V4	7,38	0,89		7,30						
V5	5,84	0,83	0.10			2.40	1.02	E 97		
V6	6,73	1,20	0,10			2,40	1,02	3,07		
V7	8,48	1,25								
V8	8,44	0,85			4,00					
V9	7,59	1,20								
V10	7,48	0,90								

Tabelle 4-24: Versuchsergebnisse 2 d (C12/15)

Nach Anhang D des Eurocode 0 kann der charakteristische bzw. der Bemessungswert der maximalen Verbundspannung ermittelt werden. Ein direkter Vergleich zwischen dem maximalen Bemessungswert der maximalen Verbundspannung $\tau_{max,cd}$ im Versuch und der Verbundfestigkeit f_{bd} ist nicht möglich, da die Verbundfestigkeit f_{bd} nach Eurocode 2 einen konstanten Wert, der unterhalb der maximalen Verbundspannung liegt, beschreibt (vgl. Abbildung 4-48).

Die Verläufe der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung sowie zugehörige Extremalwerte der Pull-Out-Versuche aus einem Beton C12/15 (Prüfalter 4 d, 7 d und 14 d) sind in den nachfolgenden Abbildungen und Tabellen dargestellt.



C12/15 4 d

Abbildung 4-55: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung 4 d (C12/15)

Versuch	T _{max}	s bei _{Tmax}	V _x von T _{max}	Mittelwert _{Tmax}	f _{cm}	f _{ck}	k _n EC0	T _{max,ck}	T _{max,cd}	f _{bd} EC2
	[N/mm ²]	[mm]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
V1	11,70	0,95								
V2	9,54	1,02			8,20					
V3	12,27	0,95		11.50						
V4	10,89	0,89	0.11			7 20	2.00	0.09	6.05	1 10
V5	10,31	0,83	0,11	11,59		7,29	2,00	9,00	0,05	1,10
V6	12,45	1,20			9,4					
V7	13,85	1,25								
V8	11,75	0,85								

Tabelle 4-25: Versuchsergebnisse 4 d (C12/15)

C12/15 - 7 d



Abbildung 4-56: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung 7 d (C12/15)

Versuch	T _{max}	s bei _{Tmax}	V _x von T _{max}	Mittelwert _{Tmax}	f _{cm}	f _{ck}	k _n EC0	T _{max,ck}	T _{max,cd}	f _{bd} EC2
	[N/mm ²]	[mm]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
V1	7,07	0,89								
V2	7,62	0,81								
V3	9,91	0,89			7,50					
V4	10,44	0,94								
V5	6,38	1,53	0.17	0.00		5 35	1.02	E 90	2.07	0.06
V6	9,77	1,18	0,17	0,00		5,35	1,92	5,60	3,67	0,96
V7	10,61	1,29								
V8	8,63	0,79			11,20					
V9	8,93	0,93								
V10	7,28	1,13								

Tabelle 4-26: Versuchsergebnisse 7 d (C12/15)



Abbildung 4-57: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung 14 d (C12/15)

Versuch	T _{max}	s bei _{Tmax}	V _x von T _{max}	Mittelwert T _{max}	f _{cm}	f _{ck}	k _n EC0	T _{max,ck}	T _{max,cd}	f _{bd} EC2
	[N/mm ²]	[mm]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
V1	12,07	0,69								
V2	11,59	1,00			13,80					
V3	11,35	0,69		44.00						
V4	10,06	1,36	0.00			10.70	2.00	0.21	6.20	1 70
V5	10,94	0,98	0,09	11,22		12,79	2,00	9,31	6,20	1,72
V6	9,49	0,97			15,00					
V7	11,68	0,88								
V8	12,57	0,84								

Tabelle 4-27: Versuchsergebnisse 14 d (C12/15)

167

Entscheidend für die Beurteilung der ermittelten Verbundspannungen in niederfestem Beton ist der Vergleich der Verbundspannungs-Schlupfverläufe des niederfesten Betons mit denen des Referenzbetons (C20/25), der im Eurocode 2 genormt ist. Wie in Abbildung 4-58 und Tabelle 4-28 zu erkennen, ähneln sich sowohl die Verbundspannungs-Schlupfverläufe als auch der Schlupf, der sich bei Erreichen der maximalen Verbundspannung τ_{max} einstellt.



C20/25 - 14d

Abbildung 4-58: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung 14 d (C20/25)

Versuch	T _{max}	s bei _{Tmax}	V _x von T _{max}	Mittelwert _{Tmax}	f _{cm}	f _{ck}	k _n EC0	T _{max,ck}	T _{max,cd}	f _{bd} EC2
	[N/mm ²]	[mm]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
V1	10,69	0,95								
V2	9,33	1,02								
V3	12,54	0,89		40.55					5,58	2,37
V4	9,24	0,83	0.11		23,20	20 59	1,96	0.26		
V5	11,08	1,20	0,11	10,55		20,50		0,30		
V6	9,30	1,25								
V7	10,73	0,85								
V8	11,51	1,20								

Tabelle 4-28: Versuchsergebnisse 14 d (C20/25)

Um einen Vergleich zwischen dem Bemessungswert der maximalen Verbundspannung $\tau_{max,cd}$ und der Verbundfestigkeit nach Eurocode 2 f_{bd} durchführen zu können, wird ein Modellsicherheitsbeiwert γ_{mod} eingeführt (vgl. Abbildung 4-59 und Tabelle 4-29). Das Verhältnis von maximaler Verbundspannung $\tau_{max,cd}$ zu der Verbundfestigkeit nach Eurocode 2 f_{bd} bildet den Modellsicherheitsbeiwert γ_{mod} . Die Modellsicherheitsbeiwerte γ_{mod} der Pull-Out-Versuche aus einem C12/15, die in unterschiedlichem Betonalter geprüft wurden, kann mit dem Modellsicherheitsbeiwert der Pull-Out-Versuche aus dem Referenzbeton C20/25 verglichen werden. Die Pull-Out-Versuche aus einem C12/15 müssen dabei mindestens einen vergleichbaren Modellsicherheitsbeiwert wie die Pull-Out Versuche aus C20/25 aufweisen, um die Verbundfestigkeit nach Eurcode 2 ermitteln zu können.



Modellsicherheitsbeiwert

Wie Abbildung 4-59 zu entnehmen ist, übersteigen die Modellsicherheitsbeiwerte der Versuche aus einem niederfesten Beton teilweise deutlich den Modellsicherheitsbeiwert der Versuche aus C20/25.

		C	12/15		C20/25
	2 d	4 d	7 d	14 d	14 d
T _{max,cd}	3,91	6,05	3,87	6,20	5,58
f bd	0,57	1,18	0,96	1,72	2,37
γmod	6,92	5,11	4,01	3,60	2,35
<i>f</i> _{ck}	2,40	12,79	20,58		

Tabelle 4-29: Zusammenfassung der Modellsicherheitsbeiwert γ_{mod}

Zusätzlich zu den selbst durchgeführten Untersuchungen belegen auch Versuche aus der Literatur, dass die Gesetzmäßigkeiten für den Verbund zwischen Betonstahl und Beton nicht

Abbildung 4-59: Modellsicherheitsbeiwert γ_{mod} in Abhängigkeit von der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck}

erst für Betone ab C12/15 gelten, sondern auch für Betone mit einer charakteristischen Druckfestigkeit kleiner 12 N/mm² gültig sind.

So wurden die Grundlagen des Verbundes zwischen Betonstahl und Beton bereits in den 1950igern und 1960igern untersucht. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen wurden in [DAfStb-Heft 138 – 1961] zusammengefasst. Zu diesem Zeitpunkt wurden noch häufig Betone verbaut, die nach der Umrechnung auf die charakteristische Betondruckfestigkeit (vgl. Tabelle 3-10) unterhalb der heutigen Festigkeitsklasse C12/15 liegen. Folglich wurden auch Verbundversuche für diesen Bereich der Betondruckfestigkeit durchgeführt (u. a. für die Festigkeitsklasse B 120). Laut [DAfStb-Heft 138 – 1961] sind die Gesetzmäßigkeiten des Verbundes für Rippenstahl auch beispielsweise für die Festigkeitsklasse B 120 (entspricht $f_{ck} = 6,5 \text{ N/mm}^2$) gültig.

Voraussetzung für diese Gültigkeit ist, dass die Streuungen der Betondruckfestigkeit gering bleiben. Laut Eurocode 2 wird für den Teilsicherheitsbeiwert für Beton γ_c ein Variationskoeffizient von 15 % unterstellt. Folglich sollten auch die Streuungen der Betondruckfestigkeit an Bestandstragwerken innerhalb dieses Bereichs liegen, um die Anwendbarkeit des Eurocode 2 für die Ermittlung der Verbundfestigkeit zu gewährleisten.

4.8.2.2.3 Pull-Out-Versuche an niederfesten Betonen mit hohen Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit

Da an Bestandstragwerken häufig Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit größer 20 % angetroffen werden und diese großen Variationskoeffizienten auch bewirken können, dass die Betonfestigkeit außerhalb des nach Eurocode 2 genormten Bereichs liegt (vgl. Kapitel 3), wurden weitere Pull-Out-Versuche mit unterschiedlichen Verdichtungsarten hergestellt. So sollen größere Streuungen im Bestand simuliert werden um herauszufinden, welchen Einfluss diese auf das Verbundverhalten von Betonstahl und Beton haben.

Verdichtungsart	Beschreibung der Verdichtung	Prüfalter
VA1	Verdichtung nach aktuellen Regelwerken	2d, 4d, 37d
VA2	bei niedriger Frequenz 5 s verdichtet	2d, 5d, 35d
VA3	stampfen	2d, 4d, 30d

Tabelle 4-30: Verschiedene Verdichtungsarten für die Herstellung von Pull-Out-Versuchen

Verdichtet wurden die Probekörper nach den aktuell gültigen Regelwerken (VA1), bei niedriger Frequenz für 5 Sekunden (VA2), sowie durch das Stampfen des Betons (VA3). Das Stampfen des Betons wurde dabei an die in [DIN 1048 – 1953] beschriebene Herstellung von Stampfbetonprobekörpern angelehnt. Beispielhaft sind in Abbildung 4-60 ein Probekörper, der

mit niedriger Frequenz für 5 Sekunden verdichtet wurde, sowie ein Probekörper, der durch Stampfen verdichtet wurde, abgebildet.



Abbildung 4-60: Pull-Out-Probekörper der Verdichtungsart VA2 und VA3

Laut [DIN 1048 – 1953] sollen zum Stampfen ein 12 kg schweres Stampfgerät (siehe Abbildung 4-62) mit quadratischer Grundfläche (120 mm x 120 mm) und ein Aufsatzrahmen auf der Schalung verwendet werden. Beim Stampfvorgang soll das Stampfgerät aus 150 mm Höhe auf die zu verdichtende Stampfstelle frei herabfallen. Die Verdichtung des Betons soll in zwei Schichten erfolgen. Dabei wird die Oberfläche, wie in Abbildung 4-61 dargestellt, in vier Stampfstellen unterteilt.



Abbildung 4-61: Übersicht der Stampfstellen bei einem Würfel mit 20 cm Kantenlänge [DIN 1048 – 1953]

Auf jede Stampfstelle (1 - 4) erfolgen nach Einbringen der Schicht drei Schläge mit dem Stampfgerät.



Abbildung 4-62: Stampfkonstruktion

Dieser Vorgang ist nach dem ersten Durchgang in umgekehrter Reihenfolge zu wiederholen, so dass pro Schicht 24 Schläge zu zählen sind. Die zweite Schicht wird analog zum ersten Stampfvorgang verdichtet. Nach dem Stampfen muss der Aufsatzrahmen wieder entfernt werden und die Oberfläche muss bündig mit der Schalung abgezogen werden.

Abweichend zu [DIN 1048 – 1953], in der eine zweischichtige Befüllung und Verdichtung empfohlen wird, wurden die Probekörper aufgrund der zentrisch liegenden Bewehrungsstäbe einschichtig befüllt und mit 8 Schlägen pro Schicht verdichtet, um realistisch schlechte Verbundbedingungen herzustellen.

Zusätzlich zu den Probekörpern, die für die Pull-Out-Versuche genutzt wurden, wurden weitere Probekörper mit den gleichen Abmessungen (Würfelkantenlänge 20 cm, mittige Anordnung des Bewehrungsstabs) jedoch mit vollem Verbund über die Stablänge (Verbundlänge der Pull-Out-Versuche: $5 \cdot d_s$) hergestellt. Diese Probekörper wurden im Alter von 28 d mit dem Wasserstrahlschneideverfahren in fünf gleich große Scheiben (Breite: 4 cm) geschnitten (vgl. Abbildung 4-63), um den Verbund zwischen Betonstahl und Beton in Abhängigkeit der verschiedenen Verdichtungsarten unter dem Mikroskop untersuchen zu können.



Abbildung 4-63: Schnitte durch den Probekörper für mikroskopische Untersuchungen

Je Verdichtungsart wurde der Verbund an vier Probekörpern unter einem Stereomikroskop betrachtet.

Nachfolgend sind in Abbildung 4-64 bis Abbildung 4-76 sowie in Tabelle 4-31 bis Tabelle 4-39 die Ergebnisse der Pull-Out-Versuche in Abhängigkeit der unterschiedlichen Verdichtungsarten dargestellt. Die Ergebnisse der Pull-Out-Versuche, die nach der Verdichtungsart 1 (VA1) verdichtet wurden, sind mit den bereits zuvor durchführten Untersuchungen von niederfesten Beton vergleichbar. Diese weisen den typischen Verbundspannungs-Schlupfverlauf auf und der Schlupf unter maximaler Verbundspannung liegt auch hier im Bereich zwischen 0,8 mm und 1,2 mm.



C12/15 - VA1 - 2 d

Abbildung 4-64: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 - VA1 - 2 d

Versuch	T _{max}	s bei _{Tmax}	v _x von T _{max}	Mittelwert T _{max}	f _{cm}	f _{ck}	k _n EC0	T _{max,ck}	T _{max,cd}	f _{bd} EC2
	[N/mm ²]	[mm]		[N/mm ²]	[N/mm ^{2]}	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
V1	7,26	1,09								
V2	7,16	0,70								
V3	4,97	0,90	0.14	0.07	6.00	4,55	2,18	4,33	2,89	0,87
V4	5,34	1,10	0,14	0,27	0,23					
V5	6,01	1,00								
V6	6,88	1,17								

Tabelle 4-31: Versuchsergebnisse C12/15 - VA1 - 2 d





Abbildung 4-65: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 - VA1 - 4 d

Versuch	T _{max}	s bei	V _x von	Mittelwert	f _{cm}	f _{ck}	k _n EC0	T _{max,ck}	T _{max,cd}	f _{bd} EC2
	[N/mm ²]	[mm]	rmax	[N/mm ²]	[N/mm ^{2]}	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
V1	8,69	0,81								
V2	5,80	1,23								
V3	8,27	1,08	0,13	7,73	9,47	6,91	2,33	5,34	3,56	1,14
V4	7,60	1,13								
V5	8,27	0,94								

Tabelle 4-32: Versuchsergebnisse C12/15 - VA1 - 4 d



Abbildung 4-66: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 - VA1 - 37 d

Versuch	T _{max}	s bei _{Tmax}	V _x VON T _{max}	Mittelwert _{Tmax}	f _{cm}	f _{ck}	k _n EC0	T _{max,ck}	T _{max,cd}	f _{bd} EC2
	[N/mm ²]	[mm]		[N/mm ²]	[N/mm ^{2]}	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
V1	15,19	1,71								
V2	13,98	0,78	0,04	14,45	17,23	12,59	3,37	12,67	8,44	1,70
V3	14,18	0,77								

Tabelle 4-33: Versuchsergebnisse C12/15 – VA1 – 37 d

Nach Eurocode 2 liegt der Bewehrungsstab im Pull-Out Versuch im guten Verbundbereich. Folglich sollte bei der mikroskopischen Untersuchung der Probekörper, die nach den aktuellen Regelwerken verdichtet wurden (VA1) keine Hohlraumbildung unterhalb des Bewehrungsstab zu erkennen sein.

In Abbildung 4-67 werden repräsentativ die Schnittflächen eines Probekörpers der Verdichtungsart VA1 dargestellt. Zusätzlich werden in Abbildung 4-68 beispielhaft Nahaufnahmen der Schnittflächen 3 und 6 abgebildet, um zu zeigen, dass keine Hohlraumbildung stattgefunden hat.



Abbildung 4-67: Beispielhafte Schnittflächen eines Probekörpers - Verdichtungsart VA1





Abbildung 4-68: Schnittfläche 3 (links); Schnittfläche 6 (rechts) aus Abbildung 4-67

Mit der Verdichtungsart VA2 sollten größere Variationskoeffizienten für die Betondruckfestigkeit und somit auch für die Verbundspannungen erzeugt werden. Wie die Ergebnisse der Pull-Out Versuche nach 2 d, 5 d und 35 d in Tabelle 4-34 bis Tabelle 4-36 zeigen, konnte durch die Verdichtungsart VA2 keine signifikante Steigerung des Variationskoeffizienten, trotz der sichtbar schlechtere Verdichtung (vgl. Abbildung 4-60), im Vergleich zu der Verdichtungsart VA1 beobachtet werden.



C12/15 - VA2 - 2d

Abbildung 4-69: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 - VA2 - 2 d

Versuch	T _{max}	s bei _{Tmax}	V _x von T _{max}	Mittelwert T _{max}	f _{cm}	f _{ck}	k _n EC0	T _{max,ck}	T _{max,cd}	f _{bd} EC2
	[N/mm ²]	[mm]		[N/mm ²]	[N/mm ^{2]}	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
V1	5,13	1,00								
V2	5,98	0,78								
V3	5,36	0,80	0.07	5.00	5.02	4.22	0.40	4.50	2.02	0.84
V4	5,01	0,91	0,07	5,26	5,93	4,33	2,10	4,55	3,02	0,64
V5	4,93	1,05								
V6	5,27	0,85								

Tabelle 4-34: Versuchsergebnisse C12/15 – VA2 – 2 d



Abbildung 4-70: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 – VA2 - 5 d

Versuch	ттах	s bei tmax	vx von tmax	Mittelwert Tmax	fcm	fck	kn EC0	тmax,ck	тmax,cd	fbd EC2
	[N/mm ²]	[mm]		[N/mm ²]	[N/mm ^{2]}	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
V1	7,23	0,74								
V2	6,20	1,16								
V3	6,24	0,23	0,19	6,19	9,17	6,70	2,33	3,40	2,27	1,12
V4	7,29	0,87								
V5	3,98	1,40								

Tabelle 4-35: Versuchsergebnisse C12/15 - VA2 - 5 d



Abbildung 4-71: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 - VA2 - 35 d

Versuch	T _{max}	s bei T _{max}	V _x von T _{max}	Mittelwert T _{max}	f _{cm}	f _{ck}	k _n EC0	T _{max,ck}	T _{max,cd}	f _{bd} EC2
	[N/mm ²]	[mm]		[N/mm ²]	[N/mm ^{2]}	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
V1	9,68	1,05								
V2	8,59	0,76								
V3	7,77	0,64	0,16	8,57	15,90	11,61	2,33	5,29	3,52	1,62
V4	10,40	0,83								
V5	6,40	0,50								

Tabelle 4-36: Versuchsergebnisse C12/15 – VA2 – 35 d

Zwischen den Ergebnissen der Pull-Out-Versuche der Verdichtungsart VA1 und VA2 sind nur geringfügige Unterschiede im Streuungsbereich zu erkennen. Deutliche Unterschiede ergeben sich hierbei eher durch die visuelle Betrachtung der Probekörper. So weisen die Probekörper der Verdichtungsart VA2 vereinzelte Kiesnester sowie eine deutlich größere Anzahl an Luftporen auf. Zusätzlich ist unterhalb der Bewehrung vereinzelt eine Hohlraumbildung zu beobachten (vgl. Abbildung 4-72 und Abbildung 4-73).



Abbildung 4-72: Beispielhafte Schnittflächen eines Probekörpers - Verdichtungsart VA2





Abbildung 4-73: Schnittfläche 7 (links); Schnittfläche 8 (rechts) aus Abbildung 4-72

Die Verdichtungsart VA3 sollte eine weitere Erhöhung (im Vergleich zu VA1 und VA2) des Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit (und somit auch der Verbundfestigkeit) bewirken und eine Möglichkeit bieten, Kiesnester nachzubilden, um so eine Aussage über den Verbund zwischen Betonstahl und Beton im Bereich von Kiesnestern treffen zu können. Aufgrund des erzielten Variationskoeffizienten ($0,2 < v_x < 0,48$) wurde für die Auswertung eine logarithmische Normalverteilung unterstellt. Diese Annahme wurde aus [DAfStb-Heft 619 – 2017] adaptiert.

Eine Übersicht über die Ergebnisse der Verdichtungsart VA3 bieten Abbildung 4-74 bis Abbildung 4-76 sowie Tabelle 4-37 bis Tabelle 4-39.



C12/15 - VA3 - 2 d

Abbildung 4-74: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 - VA3 - 2 d

Versuch	T _{max}	s bei _{Tmax}	V _x von T _{max}	Mittelwert _{Tmax}	f _{cm}	f _{ck}	k _n EC0	T _{max,ck}	T _{max,cd}	f _{bd} EC2	f _{bd} EC2 mäßig	f _{bd} *0,5
	[N/mm ²]	[mm]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
V1	1,50	0,93										
V2	2,89	0,68										
V3	2,54	0,54	0.40	1.1.1	7 77	5.01	0.40	4.4.4	0.76	1.02	0.70	0.50
V4	6,87	0,70	0,49	1,14	7,77	5,91	2,10	1,14	0,76	1,03	0,72	0,52
V5	4,01	0,85										
V6	2,99	1,18										

Tabelle 4-37: Versuchsergebnisse C12/15 – VA3 – 2 d



Abbildung 4-75: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 – VA3 - 4 d

Versuch	T _{max}	s bei _{Tmax}	V _x von T _{max}	Mittelwert _{Tmax}	f _{cm}	f _{ck}	k _n EC0	T _{max,ck}	Tmax,cd	f _{bd} EC2	f _{bd} EC2 mäßig	f _{bd} *0,5
	[N/mm ²]	[mm]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
V1	2,10	0,53										
V2	2,08	0,54										
V3	5,52	2,38	0,48	1,13	9,73	7,41	2,33	1,07	0,71	1,20	0,84	0,60
V4	5,34	0,81										
V5	2,06	0,04										

Tabelle 4-38: Versuchsergebnisse C12/15 - VA3 - 4 d



Abbildung 4-76: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 - VA3 - 30 d

Versuch	T _{max}	s bei _{Tmax}	V _x von T _{max}	Mittelwert T _{max}	f _{cm}	f _{ck}	k _n EC0	T _{max,ck}	Tmax,cd	f _{bd} EC2	f _{bd} EC2 mäßig	f _{bd} *0,5
	[N/mm ²]	[mm]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
V1	6,83	0,61										
V2	5,24	0,51										
V3	4,97	0,69	0,22	1,89	12,93	5,66	2,33	4,00	2,66	1,00	0,70	0,50
V4	8,38	0,64										
V5	8,45	0,77										

Tabelle 4-39: Versuchsergebnisse C12/15 – VA3 – 30 d

Im Alter von 2 d und 4 d ist kein typischer Schubspannungs-Schlupf Verlauf zu erkennen. Ersichtlich wird dies auch an der starken Variation des Schupfs unter maximaler Schubspannung (vgl. Tabelle 4-37 und Tabelle 4-38). Ein typischer Schubspannungs-Schlupf Verlauf stellt sich bei der Verdichtungsart VA3 erst bei den Pull-Out-Versuchen, die im Alter von 30 d getestet wurden, ein. Grund hierfür könnten eine langsamere Entwicklung der Zugund Druckfestigkeit aufgrund der Kiesnester bei den Probekörpern aus VA3 im Vergleich zu den Probekörpern aus VA1 und VA2 sein.

Abbildung 4-77 und Abbildung 4-78 zeigen die ausgeprägte Hohlraumbildung unterhalb der Bewehrung. Trotz dieser Hohlraumbildung liegt bei ca. 70 % des Bewehrungsumfangs ein Verbund mit dem Beton vor.



Abbildung 4-77: Beispielhafte Schnittflächen eines Probekörpers - Verdichtungsart VA3





Abbildung 4-78: Schnittfläche 4 (links); Schnittfläche 9 (rechts) aus Abbildung 4-77

Eine Möglichkeit diese Hohlraumbildung bei der Ermittlung der Verbundfestigkeit nach Eurocode 2 zu berücksichtigen, wäre beispielsweise die Annahme eines mäßigen Verbundes (entspricht 70 % des guten Verbundes) obwohl nach den Verbundbedingungen des Eurocode 2 ein guter Verbund vorliegt. Die Ermittlung des Modellsicherheitsbeiwerts für die Verdichtungsart VA3 sollte Aufschluss über die Anwendbarkeit dieser Annahme geben. Die Verbundfestigkeit f_{bd} wird für guten Verbund, mäßigen Verbund und mit 50 % des guten Verbundes ermittelt, um diese dann mit dem Mittelwert der maximalen Verbundspannung (Pull-Out Versuche) ins Verhältnis zu setzen.

Abbildung 4-79 zeigt die ermittelten Modellsicherheitsbeiwerte für die Verdichtungsart VA3. Hierbei fällt auf, dass bei den Versuchen nach 2 d und 4 d der Modellsicherheitsbeiwert, trotz Abminderung der Verbundfestigkeit f_{bd} auf 50 % des guten Verbunds, der Modellsicherheitsbeiwert nur geringfügig über 1,0 liegt und somit nicht ausreichend ist.



Modellsicherheitsbeiwert - VA3

Abbildung 4-79: Modellsicherheitsbeiwert γ_{mod} für VA3

Nach 30 d erreicht der Modellsicherheitsbeiwert unter Ansatz des guten Verbundes einen Wert von 2,66. Allerdings wird aufgrund der mikroskopischen Untersuchung, bei der deutliche Hohlräume unterhalb der Bewehrung identifiziert werden konnten, empfohlen statt guten nur mäßige Verbundbedingungen (entspricht 70 % der Verbundfestigkeit bei guten Verbundbedingungen) anzusetzen, wodurch sich ein Modellsicherheitsbeiwert von 3,81 ergibt.

Die Pull-Out-Versuche die durch Stampfen verdichtet wurden (VA3), die nach 2 d und 4 d durchgeführt wurden, können aufgrund der mit der schlechten Verdichtung einhergehenden schlechten und ungleichmäßigen Entwicklung der Betondruck- und Betonzugfestigkeit und aufgrund des atypischen Schubspannungs-Schlupf-Verlaufs, nicht berücksichtigt werden.

4.8.2.2.4 Fazit

Anhand der durchgeführten Pull-Out-Versuche mit niederfesten Beton konnte gezeigt werden, dass sich auch für niederfesten Betonen ein ähnlicher Verbundspannungs-Schlupf-Verlauf wie für normalfeste Betone einstellt, selbst wenn der Verbund zwischen Bewehrung und Beton durch schlechtes Verdichten des Betons bewusst verringert wurde.

Mit der Einführung des Modellsicherheitsbeiwerts (Verhältnis der Verbundspannung $\tau_{max,cd}$ zu der Verbundfestigkeit des Eurocode 2 f_{bd}) konnte ein Parameter definiert werden mit dem ein Vergleich zwischen normalfesten und niederfesten Betonen möglich ist, um so abschätzen zu können, ob die Verbundfestigkeiten von niederfesten Betonen auch nach Eurocode 2 ermittelt werden dürfen. Für niederfesten Betone ohne Kiesnester (geringer Variationskoeffizient der Betondruckfestigkeit) konnte ein vergleichbarer Modellsicherheitsbeiwert, wie für normalfeste Beton nach Eurocode 2, erzielt werden.

Bestandsbauwerke mit niederfesten Betone weisen iedoch meist größere Variationskoeffizienten oder Kiesnester auf, weshalb für Betone mit einer Zylinderdruckfestigkeit $5,0 \le f_{ck} < 12,0 \text{ N/mm}^2$ nur von mäßigen Verbundbedingungen auszugehen ist, auch wenn nach Eurocode 2 "gute Verbundbedingungen" vorliegen. Für die Verbundfestigkeit von Bewehrungsstäben, die nach Eurocode 2 im "mäßigen Verbundbereich" liegen, wird eine weitere Abminderung mit dem Faktor 0,7 vorgeschlagen.

4.8.2.3 Kapitel 8.4.3 Grundwert der Verankerungslänge

Bei der Ermittlung des Grundwerts der Verankerungslänge *l*_{b,rqd} wird nach Eurocode 2 die Stahlsorte und die Verbundeigenschaften des Betonstahls berücksichtigt. Die Verbundeigenschaften fließen hierbei über den Bemessungswert der Verbundfestigkeit in den Grundwert der Verankerungslänge ein. Zusätzliche Änderung zu 4.8.2.1 – Kapitel 8.4.2 "Bemessungswert der Verbundfestigkeit" sind für niederfeste Betone nicht vorzunehmen.

4.8.2.4 Kapitel 8.4.4 Bemessungswert der Verankerungslänge

Die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} geht in den Bemessungswert der Verankerungslänge I_{bd} über die Verbundfestigkeit f_{bd} ein. Weitere Änderungen infolge von niederfesten Betonen entstehen für den Bemessungswert der Verankerungslänge zunächst nicht.

Wichtig hierbei ist die Veränderung des Einflusses der Verankerungselemente von [DIN 1045 – 1972] zu [DIN 1045 – 1978], die in Abbildung 4-80 dargestellt ist.



Abbildung 4-80: erforderliche Verankerungslängen für verschiedene Verankerungselemente nach DIN 1045:1972 (rot) und DIN 1045:1978 (schwarz)

Eine Abminderung der Verankerungslänge darf zusätzlich über das Verhältnis von erforderlicher Bewehrung ($A_{sw,erf}/A_{s,vorh}$) zu vorhandener Bewehrung erfolgen. Abhängig von dem Verhältnis von $A_{sw,erf}/A_{s,vorh}$ muss ein Mindestmaß der Verankerungslänge eingehalten werden:

$A_{\rm sw,erf}/A_{\rm s,vorh} < 0.3$	Mindestmaß = $0.3 \cdot I_{b,rqd}$
$A_{\rm sw, erf}/A_{\rm s, vorh} < 0.6$	Mindestmaß = $0,6 \cdot I_{b,rqd}$

Der Grundwert der Verankerungslänge *l*_{brqd} ist aus diesem Grund unter der Annahme einer Vollbelastung des Bewehrungsstabs zu ermitteln.

Eine im Vergleich zum heutigen B500B reduzierten aufnehmbare Spannung der Bewehrung, kann über den Grundwert der Verankerungslänge ($I_{brqd} = (\emptyset/4)^*(\sigma_{sd}/f_{bd})$ berücksichtigt.

Besondere Aufmerksamkeit erfordern jedoch randnahe Aufbiegungen, deren Tragwirkung bei Abplatzen der Betondeckung gefährdet ist. Unter Berücksichtigung von vorhandener Querbewehrung ist im Einzelfall zu entscheiden, ob die Regeln aus Eurocode 2 zu verschärfen sind.

4.8.2.5 Abschnitt 8.7.3 Übergreifungslänge

Analog zu den Regelungen zur Mindestbetondeckung zur Verbundsicherung erscheint es als sinnvoll, unter Berücksichtigung der auftretenden Ringzugspannungen, die zur Kraftübertragung im Stoßbereich erforderlich sind, für kleine Betondruck- und damit – Zugfestigkeiten auf der sicheren Seite liegend eine Mindestbetondeckung in Größe des zweifachen Stabdurchmessers zu fordern.

4.9 Kapitel 9 – Konstruktionsregeln

Die Konstruktionsregeln sind Anforderungen, die zusätzliche zu den erfüllten Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und dem Grenzzustand der Tragfähigkeit an das Bauteil gestellt werden, um beispielsweise ein duktiles Bauteilverhalten sicherzustellen.

Tabelle 4-40: Kapitel 9 des Eurocode 2 Teil 1-1 - Konstruktionsregeln

		niedrige Beton- druckfestigkeit ist	niedrige Beton- druckfestigkeit ist
		zu diskutieren	nicht zu diskutieren
	9.1 Allgemeines	Х	
	9.2 Balken	Х	
	9.2.1 Längsbewehrung	Х	
	9.2.1.1 Mindestbewehrung und Höchstbewehrung	х	
	9.2.1.2 Weitere Konstruktionsregeln	х	
	9.2.1.3 Zugkraftdeckung	х	
	9.2.1.4 Verankerung der unteren Bewehrung an Endauflagern	х	
	9.2.1.5 Verankerung der unteren Bewehrung an Zwischenauflagern	х	
	9.2.2 Querkraftbewehrung	х	
	9.2.3 Torsionsbewehrung	х	
	9.2.4 Oberflächenbewehrung	х	
z	9.2.5 indirekte Auflager		х
Ш	9.3 Vollplatten		х
ы В	9.3.1 Biegebewehrung		х
SR	9.3.1.1 Allgemeines		х
ž	9.3.1.2 Bewehrung von Platten in Auflagernähe		х
Ĕ	9.3.1.3 Eckbewehrung		Х
Ϋ́	9.3.1.4 Randbewehrung an freien Rändern von Platten		х
LRI	9.3.2 Querkraftbewehrung		х
เรา	9.4 Flachdecken		х
õ	9.4.1 Flachdecken im Bereich von Innenstützen		х
× X	9.4.2 Flachdecken im Bereich von Randstützen		Х
0,	9.4.3 Durchstanzbewehrung	х	
	9.5 Stützen	х	
	9.5.1 Allgemeines	х	
	9.5.2 Längsbewehrung	х	
	9.5.3 Querbewehrung	х	
	9.6 Wände	х	
	9.6.1 Allgemeines	х	
	9.6.2 Vertikale Bewehrung	х	
	9.6.3 horizontale Bewehrung	х	
	9.6.4 Querbewehrung	х	
	9.7 Wandartige Träger bis 9.10 Schadensbegrenzung bei außergewöhnlichen Ereignissen		x

4.9.1 Abschnitt 9.2.1 - Längsbewehrung

Die Mindestquerschnittsfläche der Längszugbewehrung muss mindestens der Risskraft entsprechen, die entsteht wenn der Beton auf der Zugseite reißt. Erst dann wird die Bewehrung aktiviert.

Die Mindestquerschnitsfläche der Längszugbewehrung ermittelt sich deshalb wie folgt:

$$A_{\rm s1,min} = \left(\frac{M_{\rm s1,cr}}{z} + N\right) \cdot \frac{1}{f_{\rm yk}}$$

Querschnitte, die eine geringere Längszugbewehrung aufweisen gelten nach Eurocode 2 als unbewehrt.

In Abschnitt 4.3.4 wurde dargelegt, dass der Zusammenhang zwischen Betondruck- und Betonzugfestigkeit auch für niederfeste Bestandsbetone gültig ist. Folglich kann auch das Rissmoment und damit auch die Mindestquerschnittsfläche nach Eurocode 2 Teil 1 ermittelt werden.

Die Abschnitte 9.2.1.2 (weitere Konstruktionsregeln) bis 9.2.1.5 (Verankerung der unteren Bewehrung am Zwischenauflager) sind unabhängig von der Betondruckfestigkeit und müssen somit nicht speziell für Bestandstragwerke aus niederfestem Beton betrachtet werden. Bei der Nachrechnung von Bestandstragwerken sollte allerdings darauf geachtet werden, welche konstrutiven Anforderungen durch die damals gültige Norm gestellt wurden.

4.9.2 Abschnitt 9.2.2 Querkraftbewehrung

Die Anforderungen, die an die Ausbildung der Querkraftbewehrung aus 9.2.2(1) bis 9.2.2(3) für normalfeste Beton gestellt werden, müssen auch an Bauteile aus niederfesten Beton gestellt werden.

Zu beachten ist, dass als Querkraftbewehrung in Bestandbauwerken häufig die Aufbiegung der Längsbewehrung in die Druckzone angesetzt wurden. Weshalb die konstruktive Anforderung nach Eurocode 2, mindestens 50 % der erforderlichen Querkraftbewehrung als Bügel auszubilden, in Bestandsbauwerken nicht immer eingehalten ist.

Die Mindestquerkraftbewehrung kann auch für niederfeste Betone nach Eurocode 2 bestimmt werden, da der mathematische Zusammenhang zwischen Zug- und Druckfestigkeit nach Eurocode 2 auch für niederfeste Betone angewendet werden darf (vgl. Abschnitt 4.3.4).

4.9.3 Abschnitt 9.5 Stützen

Nach Eurocode 2 werden Anforderungen an die Mindest- und Höchstquerschnittsfläche der Längsbewehrung gestellt. Diese Anforderungen haben sich über die verschiedenen Generationen der DIN 1045 bis zur Einführung des Eurocode 2 weiterentwickelt (vgl. Tabelle 4-41).

DIN 1045	Mindestlängsbewehrung A _{s,min}	Höchstlängsbewehrung As,max				
1925	h/s ≥ 10: 0,8 % von A _c h/s = 5: 0,5 % von A _c h: Höhe der Stütze s: kleinste Querschnittsdicke	unabhängig von Druckfestigkeitsklasse	0,03Ac			
1032	h/s ≥ 10: 0,8 % von A _c h/s = 5: 0,5 % von A _c	W _{b28} < 160 kg/cm ²	0,03Ac			
1932	h: Höhe der Stütze s: kleinste Querschnittsdicke	W _{b28} ≥ 160 kg/cm ²	0,06A _c			
1937	wie	e 1932				
	h/s ≥ 10: 0,8 % von A _c	B120	0.024			
10/2	h/s \leq 5: 0,5 % von A _c	B160	0,03Ac			
1943	h: Höhe der Stütze	B225	0.064			
	s: kleinste Querschnittsdicke	B300				
1959	wie	e 1943				
	auf der Zugseite bzw. am weniger gedrückten Rand:	Bn 150	0,06Ac			
1972	0,4 % der Gesamtquerschnittsfläche 0,8 % des statisch erforderlichen Betonquerschnitts	Bn 250 bis Bn550	0,09Ac			
1978	wie	1972				
1988	wie 1972					
2001	$A_{s,min} = 0,15 N_{Ed}/f_{yd}$	C12/15 - C100/115	0,09A _c			

Die Mindestquerschnittsfläche der Längsbewehrung war dabei bis einschließlich DIN 1045:1988 von der Betonquerschnittsfläche und nicht der einwirkenden Normalkraft abhängig, während die maximale Querschnittsfläche der Längsbewehrung seit DIN 1045:1925 in Abhängigkeit von der Betonquerschnittsfläche errechnet wurde und von DIN 1045:1925 von 3 % bis DIN 1045:1972 auf 9 % gesteigert wurde (zu beachten sind die "zulässigen" Stahlspannungen, der in den verschiedenen DIN 1045-Generationen erfassten Betonstähle). Der maximal zulässige Bewehrungsgrad von 9 % des Betonquerschnitts soll die Betonierbarkeit sicherstellen.

Zum Zusammenhang von Betonfestigkeit und Höchstbewehrungsgehalt liegen keine weitergehenden Erkenntnisse aus den Kommentaren von [Gehler – 1952] und [Bonzel – 1972] vor.

Vermutet werden kann, dass der Höchstbewehrungsgrad für die Betongüte B 120 und B 160 auf 3 % begrenzt wurde, damit der Stahltraganteil in Hinblick auf die Gefahr des Abplatzens der Betondeckung nicht mehr als 50 % des Gesamttraganteils ausmacht (vgl. Abbildung 4-81). Die Kennwerte zur Ermittlung des Stahl- und Betontraganteils sind in Tabelle 4-42 zusammengefasst.



Verhältnis des Stahltraganteils zum Betontraganteil in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit

Abbildung 4-81: Verhältnis des Stahltraganteils zum Betontraganteil in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit nach DIN 1045:1943 für mittigen Druck ohne Knickgefahr

Tabelle 4-42: Kennwerte zur Ermittlung der Bruchlast (mittiger Druck ohne Knickgefahr) nach DIN 1045:1943

Betongüte	Prismenfestigkeit	Quetschgrenze σ_s [kg/cm ²]					
	K _b [kg/cm ²]	ΒI	BII	B III u. IV			
B120	108	2400	-	-			
B160	144	2400	3600	-			
B225	195	2400	3600	4200			
B300	240	2400	3600	4200			

Stützen aus niederfestem Beton sollten den Grenzwert der Höchstbewehrungsmenge in Abhängigkeit der Güte der vorhandenen Längsbewehrung nicht überschreiten, um ein etwa ausgeglichenes Verhältnis von Betontraganteil und Stahltraganteil aufzuweisen. Zusätzlich werden mit der Einführung von DIN 1045:1943 Anforderungen an den Mindestdurchmesser der Längsbewehrung gestellt (vgl. Tabelle 4-43). Diese Anforderungen wurden jedoch unabhängig von der Betondruckfestigkeit formuliert.

Tabelle 4-43: Entwicklung d	es Mindestdurchmesser	der Längsbewehrung für	Stützen nach DIN 1045

DIN 1045	Mindestlängsbewehrungsdurchmesser			
1925	/			
1932	/			
1937	/			
1943	14 mm			
1959	14 mm			
1972	kleinste Querschnitts- dicke [cm]	BSt22/34 (I)	BSt42/50 (III) BSt50/55 (IV)	
	< 10	10 mm	8 mm	
	≥ 10 bis < 20	12 mm	10 mm	
	≥ 20	14 mm	12 mm	
1978	wie 1972			
1988	wie 1972 aber ohne BSt22/34 (I)			
2001	12 mm			

Dieser Mindestdurchmesser der Längsbewehrung soll sicherstellen, dass einzelne Stäbe nach Abplatzen der Betondeckung der Längsbewehrung nicht ausknicken.

4.10 Kapitel 12 – Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton

Wichtig für die Nachrechnung von Bestandstragwerken aus niederfestem Beton nach Eurocode 2 sind die Anforderungen, die an Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton gestellt werden, da beispielsweise in DIN 1045:1972 unbewehrte Bauteile noch in der Festigkeitsklasse Bn 50 ($f_{ck} = 4 \text{ N/mm}^2$) und Bn 100 ($f_{ck} = 8 \text{ N/mm}^2$) hergestellt werden durften, während für Stahlbetonbauteile eine Mindestfestigkeitsklasse von Bn 150 ($f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$) gefordert wurde.

In Tabelle 4-44 sind die Themenbereiche der ergänzten Regeln des Eurocode 2 für Tragwerke aus unbewehrtem Beton aufgeführt.

Tabelle 4-44: Kapitel 12 des Eurocode 2 Teil 1-1 – Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton

		niedrige Beton- druckfestigkeit ist zu diskutieren	niedrige Beton- druckfestigkeit ist nicht zu diskutieren
	12.1 Allgemeines	х	
5 _	12.3 Baustoffe	х	
Ξð	12.3.1 Beton	х	
Ξ¥.	12.5 Ermittlung der Schnittgrößen		х
日日	12.6 Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)	х	
N N	12.6.1 Biegung mit oder ohne Normalkraft und Normalkraft allein	х	
RT	12.6.2 Örtliches Versagen	х	
5	12.6.3 Querkraft	х	
NI NI	12.6.4 Torsion	х	
E AI	12.6.5 Auswirkungen von Verformungen von Bauteilen unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung	х	
NG R	12.6.5.1 Schlankheit von Einzeldruckgliedern und Wänden	х	
AGWEF	12.6.5.2 Vereinfachtes Verfahren für Einzeldruckglieder und Wände	х	
	12.7 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	х	
ER /	12.9 Konstruktionsregeln	х	
12 T OD	12.9.1 Tragende Bauteile	х	
	12.9.2 Arbeitsfugen	х	
	12.9.3 Streifen- und Einzelfundamente	x	

4.10.1 Abschnitt 12.3 - Baustoffe

Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit für unbewehrte Bauteile setzt sich, wie in Kapitel 3 des Eurocode 2, aus einem Dauerstandbeiwert, der charakteristischen Betondruckfestigkeit, sowie dem Teilsicherheitsbeiwert für Beton zusammen.

$$f_{\rm cd,pl} = \alpha_{\rm cc,pl} \cdot \frac{f_{\rm ck}}{Y_{\rm c}}$$

Hierbei ist $\alpha_{cc,pl}$ nicht nur ein Dauerstandbeiwert, wie in Kapitel 3 des Eurocode 2, sondern er berücksichtigt auch die geringere Duktilität von unbewehrten Bauteilen. In DIN 1045:2001

wurde diese geringere Duktilität durch eine Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_c von 1,5 auf 1,8 Rechnung getragen. In Eurocode 2 sollte der Teilsicherheitsbeiwert für Beton mit $\gamma_c = 1,5$ immer gleich groß sein. Aus diesem Grund wird die geringe Duktilität von unbewehrten Bauteilen im Eurocode 2 zusammen mit den Dauerstandeffekten in dem Beiwert $\alpha_{cc,pl} = 0,70$ (Druckfestigkeit) bzw. $\alpha_{ct,pl} = 0,70$ (Zugfestigkeit) zusammengefasst.

Die Ermittlung des Bemessungswerts der Betondruck- und Zugfestigkeit kann auch für Bauteile aus niederfestem Beton mit den Dauerstandsbeiwerten $\alpha_{cc,pl} = 0,70$ und $\alpha_{ct,pl} = 0,70$ erfolgen.

4.10.2 Abschnitt 12.6 – Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

4.10.2.1 Abschnitt 12.6.1 – Biegung mit oder ohne Normalkraft und Normalkraft allein

Nach Eurocode 2 darf auch für unbewehrte Betonbauteile das Parabel-Rechteck-Diagramm als Spannungs-Dehnungs-Beziehung vorausgesetzt werden. In Abschnitt 4.3.5 wurde gezeigt, dass das Parabel-Rechteck-Diagramm auch für niederfeste Betone gültig ist. Eine Änderung für unbewehrte Betonbauteile ist deshalb nicht erforderlich.

4.10.2.2 Abschnitt 12.6.3 Querkraft

Nach Eurocode 2 darf für unbewehrte Bauteile die Betonzugfestigkeit im GZT für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt werden. Voraussetzung ist dabei, das nachgewiesen wurde (durch Rechnung oder Versuche), dass ein Sprödbruch ausgeschlossen werden kann und die Betonzugfestigkeit nicht infolge von Rissbildung ausfällt.

Kann die Betonzugfestigkeit aufgrund von Rissbildung ausfallen, ist die Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} am ungerissenen Restquerschnitt zu berechnen.

Für Bauteile mit einer Zylinderdruckfestigkeit $5,0 \le f_{ck} < 12,0$ N/mm darf nur dann von einem ungerissenen Querschnitt ausgegangen werden, wenn grobe Betonierfehler durch Inaugenscheinnahme ausgeschlossen werden können.

4.10.2.3 Abschnitt 12.6.5 Auswirkungen von Verformungen von Bauteilen unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung

Der Abschnitt 12.6.5 – Auswirkungen von Verformungen von Bauteilen unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung kann auch für niederfeste Beton angewendet werden (vgl. Abschnitt 4.10.1).

4.10.3 Abschnitt 12.9 Konstruktionsregeln

Nach Eurocode 2 dürfen zentrisch belastete Streifen- und Einzelfundamente als unbewehrte Bauteile ausgeführt und berechnet werden. Dabei darf das Verhältnis zwischen der Fundamenthöhe $h_{\rm F}$ und dem Fundamentüberstand *a*, aufgrund der angenommenen Lastausbreitung unter einem Winkel von 45°, den Wert von 1,0 nicht unterschreiten. Den
zulässigen Sohldruck σ_{gd} in Abhängigkeit des Verhältnisses h_F/a und der Betondruckfestigkeit kann nach Gleichung 12.13 des Eurocode 2 ermittelt werden oder kann aus der Abbildung 4-82 abgelesen werden. Abbildung 4-82 wurde bereits für niederfeste Betone erweitert. Da der zulässige Sohldruck auch für niederfesten Betone nach dem Eurocode 2 ermittelt werden kann.



Abbildung 4-82: zulässiger Sohldruck σ_{gd} in Abhängigkeit von $h_{F/a}$ nach Eurocode 2

Für niederfesten Beton darf, wie für normalfeste Betone, der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit f_{ctd} statt $f_{ctd,pl}$ angesetzt werden, da die Boden-Bauwerk-Interaktion auch für Streifen- und Einzelfundamente aus niederfestem Beton unterstellt werden kann. Diese Boden-Bauwerk-Interaktion reduziert die Gefahr des spröden Versagens des Fundaments durch Umlagerung des Sohldrucks.

Weiterführender Forschungsansatz 5

Bei der Bearbeitung des vorliegenden Forschungsprojekts wurde u. a. in Kapitel 3 darauf eingegangen, aus welchen Gründen am Bauwerk eine Betondruckfestigkeit kleiner 12 N/mm² angetroffen werden können. Ein Grund hierfür kann danach die große Streuung der am Bohrkern ermittelten Druckfestigkeit sein, da diese in Form des Variationskoeffizienten nach DIN EN 13791/A20:2017 in die Bestimmung der charakteristischen In-situ-Druckfestigkeit als maßgebende Größe eingeht (vgl. Abbildung 4-4). Abbildung 5-1 veranschaulicht an Hand eines Praxisbeispiels das Maß der Streuung sowie die dadurch entstehende Differenz zwischen der mittleren und der charakteristischen In-situ-Betondruckfestigkeit.



Streuung der Bohrkerndruckfestigkeit

Abbildung 5-1: Streuung der Bohrkernfestigkeit, Hochwasserschutzwand Dormagen [Schnell – 2016]

In experimentelle Untersuchungen von [Yang - 2013] wurde ein hoher Variationskoeffizient durch die abwechselnde Anordnung von Betonstreifen aus niedriger und hoher Festigkeit simuliert. An diesen Platten wurde die experimentell die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung ermittelt. Hierbei wurde ein höherer Querkraftwiderstand als bei Platten, die ausschließlich aus dem Beton der niedrigeren Festigkeit hergestellt wurden, festgestellt.



Abbildung 5-2: Querkraftversuche an Platten aus unterschiedlichen Betonfestigkeiten [Yang – 2013]

Durch diese Versuche wurde gezeigt, dass es zwischen den Betonstreifen aus unterschiedlichen Festigkeiten zu einer Spannungsumlagerung kommt. Wie groß diese Spannungsumlagerungen sind und wovon diese abhängen geht aus den Untersuchungen nicht hervor.

Mit Hilfe der nachfolgend beschriebenen Tastversuche soll eine erste Möglichkeit geschaffen werden, die Spannungsumlagerungen innerhalb eines Bauteils aus Betonen unterschiedlicher Festigkeit quantifizieren und erste Parameter identifizieren zu können, von denen die Spannungsumlagerungen abhängen.

5.1 Tastversuche

Um herauszufinden, ob die Streuung tatsächlich einen so großen Einfluss auf die Betondruckfestigkeit, wie dies in DIN EN 13791/A20 unterstellt wird, hat oder ob es zumindest bei größeren Querschnitten zu Umlagerungen zwischen den Bereichen niedrigerer oder höherer Druckfestigkeit kommt, wurden erste Versuche im Labor der TU Kaiserslautern durchgeführt.

Hierfür wurde die Druckfestigkeit an Prismen bestimmt, die aus Betonen unterschiedlichen Festigkeit monolithisch zusammengesetzt waren. Der Beton mit der niedrigeren Festigkeit wurde im Rahmen der Kleinteilversuche mit Farbpigmenten (rot) eingefärbt, um etwaiges Vermischen der Betone mit unterschiedlicher Festigkeit erkennen zu können. In Abbildung 5-3 ist die Schalung und der Ablauf des Herstellungsprozesses der Prismen dargestellt.



Abbildung 5-3: Herstellungsprozess der Prismen aus Betonen verschiedener Festigkeitsklassen

Pro Betonage wurden zehn Prismen frisch in frisch betoniert und sechs Referenzzylinder hergestellt. Hierbei entsprechen fünf Prismen den in Abbildung 5-3 dargestellten Prismen (Beton mit der niedrigeren Festigkeit außen. Bei den weiteren fünf Prismen sind die Betone konträr angeordnet, d. h. in diesem Fall zwei Streifen des Betons mit der höheren Festigkeit und einer mit der niedrigeren Festigkeit. Die Referenzzylinder dienten zur Bestimmung der Druckfestigkeit der beiden Betone am Prüftag der Prismen. Die Ergebnisse dieser ersten Untersuchungen sind in Abbildung 5-4 bis Abbildung 5-8 dargestellt.

Die abgebildeten Säulen (gelb und grau) stellen die experimentell ermittelten Festigkeiten an den Referenzzylinder (gelb) und den aus unterschiedlichen Betonfestigkeiten zusammengesetzten Prismen (grau) dar. Der Beton B1 beschreibt hierbei den Beton mit der höheren und der Beton B2 mit niedrigerer Druckfestigkeit. Die blauen Säulen zeigen die rechnerisch ermittelten mittleren Zylinderfestigkeiten (z. B. ($f_{cm,B1,zyl} + f_{cm,B2,zyl} + f_{cm,B1,zyl}$)/3), die grauen Säulen zeigen die entsprechenden geprüften Druckfestigkeiten.



Betonage B2

Abbildung 5-4: Ergebnisse der Betonage B2 bei einer Prüfung nach 14 Tagen

In Abbildung 5-4 ist zwischen der mittleren Festigkeit der Zylinder (B1-B2-B1) und der mittleren Festigkeit, die an Prismen mit der gleichen prozentualen Aufteilung der Betone B1 und B2 (B1-B2-B1) ermittelte wurde, eine Erhöhung der Festigkeit von 11,2 % zu verzeichnen. Bei einem Vergleich der mittleren Festigkeit der Zylinder (B2-B1-B2) mit der mittleren Festigkeit, die an Prismen (B2-B1-B2) bestimmt wurde, kann eine prozentuale Festigkeitserhöhung von 12,6 % berechnet werden.

Für die nachfolgenden Betonage wurde ähnlich wie in Abbildung 5-4 die prozentualen Festigkeitserhöhungen zwischen der mittleren Festigkeit der Zylinder (B1-B2-B1 oder B2-B1-B2) und der mittleren Festigkeit der Prismen (B1-B2-B1 oder B2-B1-B2) errechnet.



Abbildung 5-5: Ergebnisse der Betonage B3 bei einer Prüfung nach 14 Tagen



Betonage B4

Abbildung 5-6: Ergebnisse der Betonage B4 bei einer Prüfung nach 14 Tagen



Abbildung 5-7: Ergebnisse der Betonage B5 bei einer Prüfung nach 14 Tagen



Abbildung 5-8: Ergebnisse der Betonage B6 bei einer Prüfung nach 14 Tagen

Bei dem Vergleich der Ergebnisse zeigt sich, dass die geprüfte Druckfestigkeit der zusammengesetzten Prismen (grau) höher ausfällt als der rechnerische Mittelwert (blau). Qualitativ wird dieses Ergebnis bei allen bisher durchgeführten Versuchen erzielt (vgl. Abbildung 5-4 bis Abbildung 5-8).

Die prozentuale Druckfestigkeitserhöhung variiert bei den durchgeführten Kleinteilversuchen je nach Zusammensetzung des Prismas (Δ und o) und Variationskoeffizienten der Betone zwischen 4 % und 22 % (vgl. Abbildung 5-9).

5.2 Fazit der Tastversuche

Ein Grund für die höhere Druckfestigkeit der Prismen im Vergleich zu der rechnerisch ermittelten mittleren Zylinderdruckfestigkeit könnten u. a. mehraxiale Spannungszustände sein, die sich aufgrund der verschiedenen Betone ausbilden.



Abbildung 5-9: Ergebnisse der Kleinteilversuche

Ähnlich wie bei einem zweiaxialen Druckversuch könnte so insgesamt eine höhere Druckfestigkeit erreicht werden. Diese Überlegung müsste allerdings noch mit weiteren Versuchsreihen und numerischen Simulationen untermauert werden.

Ziel ist es, eine abgesicherte Grundlage zu schaffen, um große Druckzonen (z. B. von Druckbögen, Stützpfeilern, Platten) auf abgesicherter Grundlage in Ausnahmefällen mit dem Mittelwert statt dem 5 %- Fraktilwert der Betondruckfestigkeit bemessen zu können.

6 Fazit und Zusammenfassung

Die charakteristische Betondruckfestigkeit ist für die Nachrechnung von Bestandstragwerken von maßgebender Bedeutung und kann durch Umrechnung aus in Bestandsunterlagen angegebenen Größen oder auf Grundlage von Bohrkernentnahmen ermittelt werden. Dabei ergeben sich bei älteren Bauwerken häufig Festigkeiten unterhalb der Festigkeitsklasse C12/15. Diese liegen jedoch außerhalb des Anwendungsbereichs des Eurocodes 2 [DIN EN 1992-1-1:2011-01] und des zugehörigen Nationalen Anhangs. Hintergrund hierfür ist, dass solch niederfeste Betone im Allgemeinen keinen ausreichenden Korrosionsschutz sicherstellen und zudem in der Neubaupraxis nicht verwendet werden.

Gleichwohl werden in Bestandsbauten regelmäßig Betone mit niedrigerer charakteristischer Betondruckfestigkeit angetroffen, sei es, weil frühere Bemessungsnormen diese Festigkeiten vorgesehen haben oder sei es, weil ein großer Variationskoeffizient bei der Auswertung von Bohrkernproben zu sehr niedrigen 5%-Fraktilwerten führt.

Um zu vermeiden, dass Bauwerke in der Praxis nur deshalb zurückgebaut werden, weil sie sich nach aktuellem Regelwerk nicht bemessen lassen, wurden vorliegend die einzelnen Nachweisformate hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit auf niederfeste Betone bewertet. Hierzu wurden umfangreich Literatur und eigene experimentelle Untersuchungen herangezogen.

Ergebnis dieser Untersuchung ist unter anderem die Anwendbarkeit des Parabel-Rechteck-Diagramms für niederfesten Betone, welches eine entscheidende Grundlage für weitere Nachweisformate des Eurocode 2 darstellt. Durch die Anwendbarkeit des Parabel-Rechteck-Diagramms, kann beispielsweise die Biegebemessung im GZT für Bauteile aus niederfesten Beton nach Eurocode 2 durchgeführt werden.

Entscheidend sind auch die Erkenntnisse im Bereich der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung von Bauteilen aus niederfesten Beton mit glatter oder gerippter Längsbewehrung. Da auch hier das Nachweisformat des Eurocode 2 angewendet werden darf, obwohl sich der Lastabtrag von Bauteilen mit glatter Längsbewehrung anders als von Bauteilen mit gerippter Längsbewehrung darstellt.

Wichtia für das Zusammenwirken von Beton Bewehrung und innerhalb von Stahlbetonbauteilen sind die Verankerungslängen, die notwendigen sind um eine Kraftübertragung zwischen der Bewehrung und dem Beton sicherzustellen. Grundlage für die Ermittlung der Verankerungslänge ist die Verbundfestigkeit, die in Abhängigkeit der Betonfestigkeit und der Oberfläche der Bewehrung bestimmt wird. Die Verbundfestigkeit und sind die daraus resultierende Verankerungslänge für die Nachrechnung von Bestandstragwerken von großer Bedeutung, weshalb der Verbund von niederfesten Betonen und einer gerippten Bewehrung an Pull-Out-Versuchen überprüft wurde. Ergebnis dieser Versuche ist, dass die Verbundfestigkeit für niederfeste Betone nach Eurocode 2 unter Annahme eines mäßigen Verbunds bestimmt werden kann, auch wenn nach den Verbundbedingungen des Eurocode 2, der Bewehrungsstab im "guten Verbundbereich" liegt. Befindet sich die Bewehrung nach Eurocode 2 im "mäßigen Verbundbereich" wird eine weitere Abminderung der Verbundfestigkeit mit dem Faktor 0,7 vorgeschlagen.

Die Konstruktionsregeln des Eurocode 2 (Kapitel 9) wurden auch auf ihre Abhängigkeit von der charakteristischen Betondruckfestigkeit untersucht. Hierbei muss die Ermittlung der Mindestbiege- und Mindestquerkraftbewehrung für niederfesten Betone nicht modifiziert werden. Die Höchstbewehrungsmenge für Stützen wurde in DIN 1045:1932 bis DIN 1045:1988 in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit angegeben. Die Stützen aus niederfestem Beton sollten den Grenzwert der Höchstbewehrungsmenge in Abhängigkeit der Güte der vorhandenen Längsbewehrung nicht überschreiten, um ein etwa ausgeglichenes Verhältnis von Betontraganteil und Stahltraganteil beizubehalten.

In Kapitel 12 des Eurocode 2 werden ergänzende Regeln für Tragwerke aus unbewehrtem Beton gegeben. Diese Regeln dürfen auch für unbewehrte Tragwerke aus niederfestem Beton angewendet werden.

Im Ergebnis wird im Anhang eine kommentierte Fassung von Eurocode 2 vorgelegt, aus der einige Einschränkungen bei der Anwendung von Eurocode 2 auf niederfeste Betone hervorgehen. Hintergründe hierzu werden im vorliegenden Bericht ausführlich dargelegt.

Werden bei einer Beprobung Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit $v_x \ge 0,30$ (z. B. Stampfbeton) ermittelt und liegt der Mittelwert deutlich oberhalb von 12 N/mm², kann es auch sinnvoll sein, das auf 5%-Fraktilwerten der Betondruckfestigkeit beruhende Bemessungskonzept des Eurocodes zu verlassen. Hierfür wird in Kapitel 5 dieser Arbeit ein neuer Bemessungsansatz aufgezeigt.

Literatur

[BAW – 2016]	BAW Merkblatt: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender massiver Wasserbauwerke (TbW), Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) 2016.
[BBSR – 2001]	Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung: Struktur der Bestandsinvestitionen, BBSR- Berichte KOMPAKT, Bonn 2011.
[Bender – 2009]	Bender, M.: Zum Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit Kreisquerschnitt. Dissertation, Fakultät für bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Ruhr-Universität Bochum 2009.
[Bertram - 1989]	Bertram, D. und Bunke, N.: Erläuterungen zu DIN 1045 Beton- und Stahlbetonbau, Ausgabe 07.88. Schriftenreihe des DAfStb. Heft 400, Berlin, 1989.
[Betonkalender - 2015]	Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner JD.: Bauen im Bestand, Brücken. Betonkalender 2015, Teil 1, 104 Jahrgang, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2015.
[Bindseil – 2002]	Bindseil, P.; Schmitt, M.: Betonstähle vom Beginn des Stahlbetonbaus bis zur Gegenwart. Berlin: Verlag für Bauwesen, 2002.
[Bonzel - 1972]	Bonzel, J.; Bub, H. und Funk, P.: Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1972.
[Brachmann et al. – 2016]	Brachmann, G.; Oettel, V.; Empelmann, M.: Sonderforschungsvorhaben S 014 "Hintergrundrecherche und Vergleichsrechnungen zum Eurocode 2 im Rahmen der Auswertung der Nationalen Anhänge – Hintergrundrecherche zu den Beiwerten α_{cc} und α_{ct} ". TU Braunschweig iBMB – Fachgebiet Massivbau, Braunschweig 2016.
[Bühler – 1991]	Bühler, A.; Eibl, J.: Untersuchung des Einflusses verschiedener Stahlparameter auf die mögliche plastische Rotation bei Stahlbetonplatten. Versuchsbericht, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe 1991.
[DAfEb – 1916]	DAfEb: Bestimmungen für Ausführungen von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton, 1916.
[DAfEb-Heft 66 – 1931]	DAfEb-Heft 66: Versuche mit stahlbewehrten Balken. DAfEb Heft 66 – Forschungsbericht 1931.
[DAfStb-Heft 120 – 1955]	DAfStb-Heft 120: Versuche zur Festigkeit der Biegedruckzone. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 1955.
[DAfStb-Heft 138 – 1961]	DAfStb-Heft 138: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 1961.

- [DAfStb-Heft 139 1960] DAfStb-Heft 139: Festigkeit der Biegedruckzone. Berlin: Beuth Verlag 1960.
- [DAfStb-Heft 145 1962] DAfstb-Heft 145: Schubversuche an Stahlbeton-Rechteckbalken mit gleichmäßig verteilter Belastung. Berlin: Beuth Verlag 1962.
- [DAfStb-Heft 177 1966] DAfStb-Heft 177: Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmten Stahlbetonkonstruktionen im plastischen Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkräfte. Berlin: Beuth Verlag 1966.
- [DAfStb-Heft 196 1967] DAfStb-Heft 196: Kennzahlen für das Verhalten einer rechteckigen Biegedruckzone von Stahlbetonbalken unter kurzzeitiger Belastung Zusammenfassung neuerer Forschungsarbeiten. Berlin: Beuth Verlag 1967.
- [DAfStb-Heft 319 1981] DAfStb-Heft 319: Verbundverhalten von Betonstählen Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen. Berlin: Beuth Verlag 1981.
- [DAfStb-Heft 425 1992] DAfStb-Heft 425: Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2 Teil 1; Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Berlin: Beuth Verlag 1992.
- [DAfStb-Heft 503 2000] DAfStb-Heft 503: Untersuchungen zum Einfluss der bezogenen Rippenfläche von Bewehrungsstäben auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteil im Gebrauchs- und Bruchzustand. Berlin: Beuth Verlag 2000.
- [DAfStb-Heft 525 2010] DAfStb-Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1, 2. Überarbeitete Auflage 2010. Berlin: Beuth Verlag 2010.
- [DAfStb-Heft 537 2003] DAfStb-Heft 537: Zum Einfluss der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen. Berlin: Beuth Verlag 2003.
- [DAfStb-Heft 597 2012] DAfStb-Heft 597: Erweiterte Datenbank zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne Bügel. Berlin: Beuth Verlag 2012.
- [DAfStb-Heft 600 2012] DAfStb-Heft 600: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992/NA (Eurocode 2). Berlin: Beuth Verlag 2012.
- [DAfStb-Heft 616 2016] DAfStb-Heft 616: Sachstandbericht Bauen im Bestand Teil I "Mechanische Kennwerte historischer Betone, Betonstähle und Spannstähle für die Nachrechnung von bestehenden Bauwerken" Berlin: Beuth Verlag 2016.
- [DAfStb-Heft 619 2017] DAfStb-Heft 619: Sachstandbericht Bauen im Bestand Teil II: "Bestimmung charakteristischer Betondruckfestigkeiten und abgeleiteter Kenngrößen im Bestand" Berlin: Beuth Verlag 2017.

[DBV-Heft 24 – 2014]	DBV-Heft 24: Schnell, J.; Grünberg, J.; Stauder, F.; Fischer, A.: Begründung eines reduzierten Zuverlässigkeitsindexes und modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetontragwerke im Bestand. DBV-Heft 24, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Eigenverlag, Berlin, 2014.
[DBV-Beton und Betonstahl	- 2008] DBV-Merkblatt: Bauen im Bestand – Beton und Betonstahl. Berlin: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein
[DBV-MTSBW – 2013]	DBV-Merkblatt: Bauen im Bestand – Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile. Berlin: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Fassung 03/2013.
[DIN 1045 - 1925]	DIN 1045:1925-09: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton, 1925.
[DIN 1045 - 1943]	DIN 1045:1943-03: Teil A - Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton, 1943.
[DIN 1045 - 1959]	DIN 1045:1959-11: Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton - Teil A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton, 1959.
[DIN 1045 - 1972]	DIN 1045:1972-01: Beton- und Stahlbetonbau - Bemessung und Ausführung, 1972.
[DIN 1045 - 1978]	DIN 1045:1978-12: Beton- und Stahlbetonbau - Bemessung und Ausführung, 1978.
[DIN 1045 - 1988]	DIN 1045:1988-07: Beton- und Stahlbetonbau - Bemessung und Ausführung, 1988.
[DIN 1045 - 2001]	DIN 1045:2001-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, 2001.
[DIN 1045-2 - 2008]	DIN 1045-2:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, 2008.
[DIN 1045-3 - 2012]	DIN 1045-3:2012-03: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung – Anwendungsregeln zu DIN EN 13670, 2012.
[DIN 1048 – 1953]	DIN 1048:1953: Bestimmungen für Betonprüfungen bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton, 1953.
[DIN 4227 - 1953]	DIN 4227:1953: Spannbeton Richtlinien für die Bemessung und Ausführung.
[DIN EN 10080 – 2005]	DIN EN 10080: Stahl für Bewehrung und Beton – Schweißgeeigneter Betonstahl – Allgemeines, 2005.

[DIN EN 1990 - 2010]	DIN EN 1990:2010-12: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, 2010.
[DIN EN 19921-1:2011-01]	Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 Nationaler Anhang.
[DIN EN 12390-2 - 2009]	DIN EN 12390-2:2009-08: Prüfung von Festbeton - Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen; Deutsche Fassung EN 12390-2:2009.
[DIN EN 12390-3 - 2009]	DIN EN 12390-3:2009-07: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009.
[DIN EN 12504-1 - 2009]	DIN EN 12504-1:2009-07: Prüfung von Beton in Bauwerken – Teil 1: Bohrkernproben – Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit; Deutsche Fassung EN 12504- 1:2009.
[DIN EN 13791 - 2008]	DIN EN 13791:2008-05: Bewertung der Druckfestigkeit von Bauwerken oder in Bauwerksteilen; Deutsche Fassung EN 13791:2007.
[DIN EN 13791/A20 - 2017]	Entwurf DIN EN 13791/A20:2017-02: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen; Änderung A20.
[DIN EN 206 – 14]	DIN EN 206:2014-07: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013.
[Eligehausen – 1993]	Eligehausen, R. Fabritius, E.: Steel Quality and Static Analysis. Universität Stuttgart, 1993.
[Eligehausen – 1987]	Eligehausen, R.; Langer, P.: Rotation capacity of plastic hinges and allowable degree of moment redistribution. Universität Stuttgart, 1987.
[Fingerloos – 2010]	Fingerloos, F.; Hegger, J.; Zilch, K.: EUROCODE 2 für Deutschland, DIN EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang. Kommentierte Fassung. Beuth-Verlag und Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2012.
[Gehler – 1927]	Gehler, W.: Würfelfestigkeit und Säulenfestigkeit als Grundlage der Betonprüfung. Beton und Eisen,1927.

[Gehler – 1932]	Gehler, W.: Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1932. 5. Aufl.: Wilhelm Ernst & Sohn, 1932.
[Gehler - 1952]	Gehler, W.: Erläuterung zu den Stahlbetonbestimmungen, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1952, 6. Auflage.
[Grasser – 1968]	Grasser, E.: Darstellung und kritische Analyse der Grundlagen für eine wirklichkeitsnahe Bemessung von Stahlbetonquerschnitten bei einachsigen Spannungszuständen. Dissertation Technische Hochschule München, 1968.
[Kim – 1999]	Kim, W.; White, R. N.: Hypothesis for localized horizontal shearing failure mechanism of slender RC beams. In Journal of structural engenieering, 1999.
[Leonhardt – 1971]	Leonhardt, F.: Das Bewehren von Stahlbetontragwerken. Beton-Kalender 1971. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1971.
[Leonhardt – 1977]	Leonhardt, F.: Schub bei Stahlbeton und Spannbeton - Grundlagen der neueren Schubbemessung. In: Beton- und Stahlbetonbau 72,1977.
[Loch - 2011]	Loch, M.; Stauder, F.; Schnell, J.: Bestimmung der charakteristischen Betonfestigkeiten in Bestandstragwerken. Anwendungsgrenzen von DIN EN 13791. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 12, S. 804 - 813.
[Loch – 2014]	Loch, M.: Beitrag zur Bestimmung von charakteristischen Werkstofffestigkeiten in Bestandstragwerken aus Stahlbeton, Dissertation, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, TU Kaiserslautern, 2014.
[Marx et al – 2011]	Marx, S.; Schacht, G.; Maas, H.; Koschitzki, R.; Balle, G.: Versuchsgrenzlastindikatoren bei Belastungsversuchen. Abschlussbericht BBSR TU Dresden, 2011.
[Müller – 2002]	Müller, H. S.; Kwitsel, V.: Kriechen und Schwinden von Beton – Grundlagen der neuen DIN 1045 und Ansätze für die Praxis. Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 1, 2002.
[Reineck – 2007]	Reineck, KH.: Überprüfung des Mindestwertes der Querkrafttragfähigkeit in EN 1992-1-1-Projekt A3: DIBt Forschungsvorhaben ZP 52-5-7.270-1218/05. Abschlussbericht. 2007

[Rüsch et al. 1969]	Rüsch, H.; Sell, R.; Rackwitz, R.: Statische Analyse der Betonfestigkeit. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Hefte des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1969.
[Rußwurm - 2000]	Rußwurm, D.: Entwicklung der Betonstähle. Institut für Stahlbetonbewehrung e.V., München, 2000.
[Schäper - 2004]	Schäper, M.: Die drei Tücken der neuen Beton- Baustoffnorm für den Tragwerksplaner. Der Prüfingenieur 25:2004, Oktober, S. 57–64.
[Schäper - 10]	Schäper, M.: Zur Anwendung der logarithmischen Normalverteilung in der Materialprüfung – Missverständliche Normaussagen ergeben fehlerhafte Nachweise. Bautechnik, 87, Heft 9 (2010), S. 541-549.
[Schnell – 2008]	Schnell, J.; Fischer, A.; Loch, M.: Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf Bestandsbauten im Hochbau. Abschlussbericht BBR TU Kaiserslautern, 2008.
[Schnell – 2014]	Schnell, J.; Loch, M.; Stauder, F.; Wolbring, M.: Bauen im Bestand – Bewertung der Anwendbarkeit aktueller Bewehrungs- und Konstruktionsregeln im Stahlbetonbau, Bauforschung für die Praxis, Band 108, 2. Auflage, Fraunhofer IRB Verlag, 2014.
[Schnell – 2015]	Schnell, J.; Angnes, U.: Optimierte Übergreifungsstöße von Betonstahl unterschiedlicher Güte beim Bauen im Bestand. Abschlussbericht BBSR TU Kaiserslautern, 2015.
[Schnell – 2016]	Schnell, J.; Weber, M.: Untersuchungen zur Korrelation von Druck- und Zugfestigkeit in alten, niederfesten Betonen als Grundlage für die Bestimmung der Tragfähigkeit von z. B. Befestigungsmitteln. Abschlussbericht BBSR TU Kaiserslautern, 2016.
[Schnell et al – 2011]	Schnell, J.; Loch, M.; Stauder, F.; Wolbring, M.: Bauen im Bestand – Bewertung der Anwendbarkeit aktueller Bewehrungs- und Konstruktionsregeln im Stahlbetonbau. Abschlussbericht BBSR TU Kaiserslautern, 2011.
[Schnell et al – 2018]	Schnell, J.; Glock, C.; Weber, M.: Bestimmung des Dauerstandbeiwertes α_{cc} für die Nachrechnung bestehender Massivbauwerke bei experimenteller Ermittlung der Betondruckfestigkeit am Bestandstragwerk. Zwischenbericht DBV 313 TU Kaiserslautern, 2018.
[Tholen – 1998]	Tholen, M. L.; Darwin, D.: Effect of reinforcing bar deformation pattern on flexural ductility. In ACI Structural Journal/ January-February, pp. 37-42, 1998.

[Weber – 2019]	Weber, M: stochastisch abgesicherte Methoden zur Ermittlung mechanischer Kennwerte historischer Baustoffe. Dissertation TU Kaiserlautern, in Bearbeitung.
[Yang – 2013]	Yang, Y. Den Uijl, J.; Walraven, J. Petrocheilos, S.: Influence of spatial variability on the shear capacity of RC members without shear reinforcement. In: IABSE Conference Rotterdam, 2013.
[Zilch – 2010]	Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Heidelberg: Springer-Verlag, 2. Auflage 2010.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1: Strukturen der Wohnungsbauleistung in Deutschland zu jeweiligen
Preisen in Mrd. Euro nach [BBSR - 2011] 8 -
Abbildung 2-2: Strukturiertes Vorgehen 10 -
Abbildung 3-1: Warum werden Festigkeitsklassen < C12/15 an Bestandsbauwerken
vorgefunden? 12 -
Abbildung 3-2: Vorgehensweise zur Bewertung der charakteristischen Druckfestigkeit von
Bauwerksbeton in Abhängigkeit des Stichprobenumfangs und dem Variationskoeffizienten
[DIN EN 13791/A20 - 2017] 16 -
Abbildung 3-3: Umspannwerk – Sulzbach [Schnell – 2016] 18 -
Abbildung 3-4: Betondruckfestigkeiten der Proben aus dem Umspannwerk in Sulzbach
[Schnell – 2016] 18 -
Abbildung 3-5: Definition von Baustoffkennwerten als 5%-Quantile einer Normalverteilung
am Beispiel der Betondruckfestigkeit eines C30/37 [Stauder et al 2011] 22 -
Abbildung 3-6: Querdehnungsbehinderung von Betonprobekörpern mit unterschiedlichen
Geometrien 24 -
Abbildung 4-1: Beziehung zwischen den einzelnen Teilsicherheitsbeiwerten [DIN EN 1990 -
2010] 36 -
Abbildung 4-2: Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für den Werkstoff Beton gemäß DBV-
Merkblatt [DBV-Heft 24 - 2014] 38 -
Merkblatt[DBV-Heft 24 - 2014]- 38 -Abbildung 4-3: Ermittlung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für $V_c < 0,30$ und $V_c >$
Merkblatt[DBV-Heft 24 - 2014]- 38 -Abbildung 4-3: Ermittlung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für $V_c < 0,30$ und $V_c >$ - 39 -
Merkblatt[DBV-Heft 24 - 2014]- 38 -Abbildung 4-3: Ermittlung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für $V_c < 0,30$ und $V_c >$ 0,30- 39 -Abbildung 4-4: Vorgehensweise zur Bewertung der charakteristischen Druckfestigkeit von
Merkblatt $[DBV-Heft 24 - 2014]$ - 38 -Abbildung 4-3: Ermittlung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für $V_c < 0,30$ und $V_c >$ $0,30$ - 39 -Abbildung 4-4: Vorgehensweise zur Bewertung der charakteristischen Druckfestigkeit vonBauwerksbeton in Abhängigkeit des Stichprobenumfangs und dem Variationskoeffizienten
Merkblatt [DBV-Heft 24 - 2014] - 38 - Abbildung 4-3: Ermittlung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für V _c < 0,30 und V _c > 0,30
Merkblatt [DBV-Heft 24 - 2014] - 38 - Abbildung 4-3: Ermittlung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für V _c < 0,30 und V _c > 0,30 0,30 - 39 - Abbildung 4-4: Vorgehensweise zur Bewertung der charakteristischen Druckfestigkeit von Bauwerksbeton in Abhängigkeit des Stichprobenumfangs und dem Variationskoeffizienten [DIN EN 13791/A20 - 2017] - 44 - Abbildung 4-5: Verteilungsdichten der Normalverteilung, logarithmischen Normalverteilung
Merkblatt [DBV-Heft 24 - 2014] - 38 - Abbildung 4-3: Ermittlung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für V _c < 0,30 und V _c > 0,30
Merkblatt [DBV-Heft 24 - 2014] - 38 - Abbildung 4-3: Ermittlung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für V _c < 0,30 und V _c > 0,30 0,30 - 39 - Abbildung 4-4: Vorgehensweise zur Bewertung der charakteristischen Druckfestigkeit von Bauwerksbeton in Abhängigkeit des Stichprobenumfangs und dem Variationskoeffizienten [DIN EN 13791/A20 - 2017] - 44 - Abbildung 4-5: Verteilungsdichten der Normalverteilung, logarithmischen Normalverteilung - 45 - Abbildung 4-6: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 1
Merkblatt [DBV-Heft 24 - 2014] - 38 - Abbildung 4-3: Ermittlung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für V _c < 0,30 und V _c > - 39 - 0,30 - 39 - Abbildung 4-4: Vorgehensweise zur Bewertung der charakteristischen Druckfestigkeit von Bauwerksbeton in Abhängigkeit des Stichprobenumfangs und dem Variationskoeffizienten [DIN EN 13791/A20 - 2017] - 44 - Abbildung 4-5: Verteilungsdichten der Normalverteilung, logarithmischen Normalverteilung - 45 - Abbildung 4-6: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 1
Merkblatt [DBV-Heft 24 - 2014] - 38 - Abbildung 4-3: Ermittlung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für V _c < 0,30 und V _c > 0,30 0,30 - 39 - Abbildung 4-4: Vorgehensweise zur Bewertung der charakteristischen Druckfestigkeit von Bauwerksbeton in Abhängigkeit des Stichprobenumfangs und dem Variationskoeffizienten [DIN EN 13791/A20 - 2017] - 44 - Abbildung 4-5: Verteilungsdichten der Normalverteilung, logarithmischen Normalverteilung - 45 - Abbildung 4-6: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 1 - 47 - Abbildung 4-7: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 3 - 48 -
Merkblatt [DBV-Heft 24 - 2014] - 38 - Abbildung 4-3: Ermittlung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für V _c < 0,30 und V _c > 0,30 0,30 - 39 - Abbildung 4-4: Vorgehensweise zur Bewertung der charakteristischen Druckfestigkeit von Bauwerksbeton in Abhängigkeit des Stichprobenumfangs und dem Variationskoeffizienten [DIN EN 13791/A20 - 2017] - 44 - Abbildung 4-5: Verteilungsdichten der Normalverteilung, logarithmischen Normalverteilung - 45 - Abbildung 4-6: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 1 - 47 - Abbildung 4-7: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 2 - 48 - Abbildung 4-8: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 3 - 48 - Abbildung 4-9: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 4 - 49 -
Merkblatt[DBV-Heft 24 - 2014]- 38 -Abbildung 4-3: Ermittlung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für $V_c < 0,30$ und $V_c > 0,30$ - 39 -Abbildung 4-4: Vorgehensweise zur Bewertung der charakteristischen Druckfestigkeit vonBauwerksbeton in Abhängigkeit des Stichprobenumfangs und dem Variationskoeffizienten[DIN EN 13791/A20 - 2017]- 44 -Abbildung 4-5: Verteilungsdichten der Normalverteilung, logarithmischen Normalverteilung- 45 -Abbildung 4-6: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 1- 47 -Abbildung 4-6: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 2- 48 -Abbildung 4-7: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 3- 48 -Abbildung 4-8: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 4- 49 -Abbildung 4-9: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 4- 49 -Abbildung 4-10: Beiwerte k ₁ und k ₂ zur Ermittlung des Kriechzahl φ_t - 52 -
Merkblatt[DBV-Heft 24 - 2014]- 38 -Abbildung 4-3: Ermittlung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für $V_c < 0,30$ und $V_c > 0,30$ - 39 -Abbildung 4-4: Vorgehensweise zur Bewertung der charakteristischen Druckfestigkeit vonBauwerksbeton in Abhängigkeit des Stichprobenumfangs und dem Variationskoeffizienten[DIN EN 13791/A20 - 2017]- 44 -Abbildung 4-5: Verteilungsdichten der Normalverteilung, logarithmischen Normalverteilung- 45 -Abbildung 4-6: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 1- 47 -Abbildung 4-7: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 2- 48 -Abbildung 4-8: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 3- 48 -Abbildung 4-9: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 4- 49 -Abbildung 4-10: Beiwerte k ₁ und k ₂ zur Ermittlung des Kriechzahl φ_t - 49 -Abbildung 4-11: Zeitlicher Verlauf des Kriechens von normalfestem und hochfestem Beton in
Merkblatt[DBV-Heft 24 - 2014]- 38 -Abbildung 4-3: Ermittlung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für $V_c < 0,30$ und $V_c > 0,30$ - 39 -Abbildung 4-4: Vorgehensweise zur Bewertung der charakteristischen Druckfestigkeit von Bauwerksbeton in Abhängigkeit des Stichprobenumfangs und dem Variationskoeffizienten- 44 -[DIN EN 13791/A20 - 2017]- 44 -Abbildung 4-5: Verteilungsdichten der Normalverteilung, logarithmischen Normalverteilung - 45 45 -Abbildung 4-6: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 1- 47 -Abbildung 4-7: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 2- 48 -Abbildung 4-8: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 3- 49 -Abbildung 4-9: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 4- 49 -Abbildung 4-10: Beiwerte k ₁ und k ₂ zur Ermittlung des Kriechzahl φ_t - 52 -Abbildung 4-11: Zeitlicher Verlauf des Kriechens von normalfestem und hochfestem Beton in trockener Umgebung (RH = 65 %) bzw. bei versiegelter Lagerung [Müller – 2002]- 53 -
Merkblatt[DBV-Heft 24 - 2014]- 38 -Abbildung 4-3: Ermittlung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für $V_c < 0,30$ und $V_c > 0,30$ - 39 -Abbildung 4-4: Vorgehensweise zur Bewertung der charakteristischen Druckfestigkeit von Bauwerksbeton in Abhängigkeit des Stichprobenumfangs und dem Variationskoeffizienten- 44 -[DIN EN 13791/A20 - 2017]- 44 -Abbildung 4-5: Verteilungsdichten der Normalverteilung, logarithmischen Normalverteilung - 45 45 -Abbildung 4-6: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 1- 47 -Abbildung 4-7: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 2- 48 -Abbildung 4-8: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 3- 48 -Abbildung 4-9: Ergebnisse der E-Modulprüfung an Bauwerk 4- 49 -Abbildung 4-10: Beiwerte k1 und k2 zur Ermittlung des Kriechzahl φ_t - 52 -Abbildung 4-11: Zeitlicher Verlauf des Kriechens von normalfestem und hochfestem Beton in trockener Umgebung (RH = 65 %) bzw. bei versiegelter Lagerung [Müller – 2002]- 53 -Abbildung 4-12: Beispielhafte Ermittlung der Kriechzahl φ_0 für h $_0$ = 600 mm und einen- 53 -

-

Abbildung 4-13: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den Zusammenhang zwischen
bezogener Kriechspannung und Kriechdehnung (links) sowie auf den Zusammenhang
zwischen bezogener Endkriechzahl und Erstbelastungsalter (rechts) [Müller – 2002] 54 -
Abbildung 4-14: α_{cc} -Werte der Nationalen Anhänge der europäischen Länder
[Brachmann – 2016] 56 -
Abbildung 4-15: Prüfstand für die Bestimmung der Dauerstanddruckfestigkeit 57 -
Abbildung 4-16: Prüfstand mit bis zum Bruch belasteten Bohrkern
Abbildung 4-17: Dauerstandversuche – Zusammenfassung aller Versuch [Schnell et al –
2018] 59 -
Abbildung 4-18: Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton unter Druck (links), bilineare
Spannungs-Dehnungs-Linie (rechts) [DIN EN 1992-1-1:2011-01] 60 -
Abbildung 4-19: Spannungsblockverfahren nach Eurocode 2 [DIN EN 1992-1-1:2011-01] - 60
-
Abbildung 4-20: Vergleich eines exzentrisch gedrückten Prismas und der Biegedruckzone an
der Stelle des größten Moments bei einem Vier-Punkt-Biegeversuch
Abbildung 4-21: Spannungs-Dehnungs-Linie der zentrisch gedrückten Prismen
Abbildung 4-22: Prinzip der linear-elastischen Schnittgrößenermittlung [DAfStb-Heft 600 –
2012] 66 -
Abbildung 4-23: Plastische Rotationsfähigkeit in Abhängigkeit der Betondruckzonenhöhe
[Eligehausen – 1987] 67 -
Abbildung 4-24: Vergleich der möglichen plastischen Rotation $\delta_{ m pl,mögl}$ und der erforderlichen
plastischen Rotation $\delta_{ m pl, erf}$ sowie mögliche Momentenumlagerung δ in Abhängigkeit der
bezogenen Druckzonenhöhe x_d/d für Betonstahl B500B [DAfStb-Heft 600 – 2012] 67 -
Abbildung 4-25: Faktor B ₂ zur Bestimmung von mittleren Rissabständen in Stahlbetonbalken
(Stabstahl) [DAfStb-Heft 177 – 1966] 69 -
Abbildung 4-26: Momenten-Rotationskurve für Balken mit einer Längsbewehrung aus
Abbildung 4-26: Momenten-Rotationskurve für Balken mit einer Längsbewehrung aus unterschiedlichen bezogenen Rippenflächen [Tholen – 1998]
Abbildung 4-26: Momenten-Rotationskurve für Balken mit einer Längsbewehrung aus unterschiedlichen bezogenen Rippenflächen [Tholen – 1998] 70 - Abbildung 4-27: Spannungs-Dehnungs-Linie von Betonstählen [DAfStb-Heft 616 – 2016] - 73
Abbildung 4-26: Momenten-Rotationskurve für Balken mit einer Längsbewehrung aus unterschiedlichen bezogenen Rippenflächen [Tholen – 1998] 70 - Abbildung 4-27: Spannungs-Dehnungs-Linie von Betonstählen [DAfStb-Heft 616 – 2016] - 73 -
Abbildung 4-26: Momenten-Rotationskurve für Balken mit einer Längsbewehrung aus unterschiedlichen bezogenen Rippenflächen [Tholen – 1998] 70 - Abbildung 4-27: Spannungs-Dehnungs-Linie von Betonstählen [DAfStb-Heft 616 – 2016] - 73 - Abbildung 4-28: Biegebemessung – Dehnungs- und Spannungsverläufe über die
Abbildung 4-26: Momenten-Rotationskurve für Balken mit einer Längsbewehrung aus unterschiedlichen bezogenen Rippenflächen [Tholen – 1998] 70 - Abbildung 4-27: Spannungs-Dehnungs-Linie von Betonstählen [DAfStb-Heft 616 – 2016] - 73 - Abbildung 4-28: Biegebemessung – Dehnungs- und Spannungsverläufe über die Querschnittshöhe
Abbildung 4-26: Momenten-Rotationskurve für Balken mit einer Längsbewehrung aus unterschiedlichen bezogenen Rippenflächen [Tholen – 1998] 70 - Abbildung 4-27: Spannungs-Dehnungs-Linie von Betonstählen [DAfStb-Heft 616 – 2016] - 73 - Abbildung 4-28: Biegebemessung – Dehnungs- und Spannungsverläufe über die Querschnittshöhe
Abbildung 4-26: Momenten-Rotationskurve für Balken mit einer Längsbewehrung aus unterschiedlichen bezogenen Rippenflächen [Tholen – 1998]
Abbildung 4-26: Momenten-Rotationskurve für Balken mit einer Längsbewehrung aus unterschiedlichen bezogenen Rippenflächen [Tholen – 1998]
Abbildung 4-26: Momenten-Rotationskurve für Balken mit einer Längsbewehrung aus unterschiedlichen bezogenen Rippenflächen [Tholen – 1998]

Abbildung 4-34: Rissbilder und Last-Verformungs-Verhalten der in [Kim – 1999] untersuchten
Balken 86 -
Abbildung 4-35: Abhängigkeit des Verhältnisses von $V_{u,test}/V_{Rk,c}$ von der charakteristischen
Druckfestigkeit f_{ck} ($V_{u,test}/V_{Rk,c} = \gamma_{mod}$ = Modellsicherheitsbeiwert) – Rippenstahl [DAfStb-
Heft 597 – 2012] 88 -
Abbildung 4-36: Abhängigkeit des Verhältnisses von $V_{u,test}/V_{Rk,c}$ von der charakteristischen
Druckfestigkeit f_{ck} ($V_{u,test}/V_{Rk,c} = \gamma_{mod} = Modellsicherheitsbeiwert$) – Glattstahl 89 -
Abbildung 4-37: Abhängigkeit des Verhältnisses von V _{u,test} /V _{Rk,c,min} von der charakteristischen
Druckfestigkeit f_{ck} ($V_{u,test}/V_{Rk,c,min} = \gamma_{mod,Rk,c,min} = Modellsicherheitsbeiwert$) – Glattstahl 90 -
Abbildung 4-38: Vergleich des Querkraftwiderstands V _{Rk,c} und Mindestquerkraftwiderstands
$V_{ m Rd,c,min}$ nach Eurocode 2 mit zulässiger Schubspannung $ au_0$ Platten ohne rechnerisch
erforderliche Querkraftbewehrung nach DIN 1045:1925 bis DIN 1045:1972 92 -
Abbildung 4-39: Vergleich des Querkraftwiderstands V _{Rk,c} und Mindestquerkraftwiderstands
$V_{ m Rd,c,min}$ nach Eurocode 2 mit zulässiger Schubspannung $ au_0$ für Balken ohne rechnerisch
erforderliche Querkraftbewehrung nach DIN 1045:1925 bis DIN 1045:1972 93 -
Abbildung 4-40: Entwicklung des vom Stahl aufzunehmenden Querkrafttraganteils in Balken
[Schnell – 2014] 94 -
Abbildung 4-41: Verzahnte Rissoberfläche nach [Fingerloos – 2010] 98 -
Abbildung 4-42: Vom Betonquerschnitt aufgenommener bezogener Querkrafttraganteil mit
Querkraftbewehrung in Abhängigkeit von der charakteristischen Betondruckfestigkeit
[DAfStb-Heft 525 – 2010] 99 -
Abbildung 4-43: Querkrafttraganteil V _{Rd,cc} /(b·z) mit Querkraftbewehrung in Abhängigkeit von
der charakteristischen Betondruckfestigkeit 99 -
Abbildung 4-44: Kräfte am längs des Schubrisses abgetrennten Bauteils mit zugehörigen
Kräfteplan [Bender – 2009] 100 -
Abbildung 4-45: Modellsicherheitsbeiwert γ_{mod} in Abhängigkeit der charakteristischen
Betondruckfestigkeit für Stahlbetonbalken mit senkrechten Bügeln [DAfStb-Heft 597 – 2012] -
101 -
Abbildung 4-46: Umlenkpressung in Abhängigkeit des Biegerollendurchmessers 104 -
Abbildung 4-47: Kraftübertragung zwischen Beton und Betonstahl (glatt und gerippt)
[Rußwurm - 2000] 106 -
Abbildung 4-48: Verbundspannungen im Verankerungsbereich nach Eurocode 2 [Fingerloos
– 2010] 107 -
Abbildung 4-49: Einfluss der Würfeldruckfestigkeit des Betons β_w auf die maximale
Verbundspannung T _{max} [DAfStb-Heft 319 – 1981] 108 -
Abbildung 4-50: vorab ermittelte Festigkeitsentwicklung C12/15 (Betonmischung nach
Tabelle 4-18) 109 -

Abbildung 4-51: Versuchsaufbau nach [DIN EN 10080 – 2005] 110 -
Abbildung 4-52: vorhandener Versuchsaufbau 110 -
Abbildung 4-53: Überprüfung der Verbundlänge durch Auszug des Bewehrungsstabs aus
Betonwürfel 111 -
Abbildung 4-54. Verbundspannung-Schlupf-Beziehung für 2 d (C12/15) 112 -
Abbildung 4-55: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung 4 d (C12/15) 113 -
Abbildung 4-56: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung 7 d (C12/15) 114 -
Abbildung 4-57: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung 14 d (C12/15) 115 -
Abbildung 4-58: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung 14 d (C20/25) 116 -
Abbildung 4-59: Modellsicherheitsbeiwert γ_{mod} in Abhängigkeit von der charakteristischen
Betondruckfestigkeit f _{ck} 117 -
Abbildung 4-60: Pull-Out-Probekörper der Verdichtungsart VA2 und VA3 119 -
Abbildung 4-61: Übersicht der Stampfstellen bei einem Würfel mit 20 cm Kantenlänge
[DIN 1048 – 1953] 119 -
Abbildung 4-62: Stampfkonstruktion 120 -
Abbildung 4-63: Schnitte durch den Probekörper für mikroskopische Untersuchungen 121 -
Abbildung 4-64: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 – VA1 - 2 d 121 -
Abbildung 4-65: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 – VA1 - 4 d 122 -
Abbildung 4-66: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 – VA1 - 37 d 123 -
Abbildung 4-67: Beispielhafte Schnittflächen eines Probekörpers - Verdichtungsart VA1 - 124
-
Abbildung 4-68: Schnittfläche 3 (links); Schnittfläche 6 (rechts) aus Abbildung 4-60 124 -
Abbildung 4-69: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 – VA2 - 2 d 125 -
Abbildung 4-70: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 – VA2 - 5 d 126 -
Abbildung 4-71: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 – VA2 - 35 d 127 -
Abbildung 4-72: Beispielhafte Schnittflächen eines Probekörpers - Verdichtungsart VA2 - 128
-
Abbildung 4-73: Schnittfläche 7 (links); Schnittfläche 8 (rechts) aus Abbildung 4-65 128 -
Abbildung 4-74: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 – VA3 - 2 d 129 -
Abbildung 4-75: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 – VA3 - 4 d 130 -
Abbildung 4-76: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung C12/15 – VA3 - 30 d 131 -
Abbildung 4-77: Beispielhafte Schnittflächen eines Probekörpers - Verdichtungsart VA3 - 132
-
Abbildung 4-78: Schnittfläche 4 (links); Schnittfläche 9 (rechts) aus Abbildung 4-70 132 -
Abbildung 4-70: Modellsicherbeitsbeiwert v. für $\sqrt{3}$

Abbildung 4-79: Modellsicherheitsbeiwert γ_{mod} für VA3	133 -
Abbildung 4-80: erforderliche Verankerungslängen für verschiedene Verankerungsele	mente
nach DIN 1045:1972 (rot) und DIN 1045:1978 (schwarz)	135 -

Abbildung 4-81: Verhältnis des Stahltraganteils zum Betontraganteil in Abhängigkeit der
Betondruckfestigkeit nach DIN 1045:1943 für mittigen Druck ohne Knickgefahr 139 -
Abbildung 4-82: zulässiger Sohldruck σ_{gd} in Abhängigkeit von h_{F}/a nach Eurocode 2 143 -
Abbildung 5-1: Streuung der Bohrkernfestigkeit, Hochwasserschutzwand Dormagen
[Schnell – 2016] 144 -
Abbildung 5-2: Querkraftversuche an Platten aus unterschiedlichen Betonfestigkeiten
[Yang – 2013] 145 -
Abbildung 5-3: Herstellungsprozess der Prismen aus Betonen verschiedener
Festigkeitsklassen 146 -
Abbildung 5-4: Ergebnisse der Betonage B2 bei einer Prüfung nach 14 Tagen 147 -
Abbildung 5-5: Ergebnisse der Betonage B3 bei einer Prüfung nach 14 Tagen 148 -
Abbildung 5-6: Ergebnisse der Betonage B4 bei einer Prüfung nach 14 Tagen 148 -
Abbildung 5-7: Ergebnisse der Betonage B5 bei einer Prüfung nach 14 Tagen 149 -
Abbildung 5-8: Ergebnisse der Betonage B6 bei einer Prüfung nach 14 Tagen 149 -
Abbildung 5-9: Ergebnisse der Kleinteilversuche 150 -

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: Festigkeitsklassen und Formänderungskennwerte für Beton nach Eurocode 2
[DIN EN 1992-1-1:2011- 01]9 -
Tabelle 2-2: Festigkeitsklassen und Formänderungskennwerte für Beton nach Eurocode
2/NA [Fingerloos –
2010]9-
Tabelle 3-1: Parameter einer normalverteilten Stichprobe bzw. Grundgesamtheit [Loch -
2011] 15 -
Tabelle 3-2: k_n zur Bestimmung der charakteristischen Werte x_k [DIN EN 1990 - 2010] 15 -
Tabelle 3-3: Beiwert k ₃ [DIN EN 13791/A20 - 2017] 17 -
Tabelle 3-4: Parameter der Stichprobe – Umspannwerk Sulzbach [Schnell – 2016] 19 -
Tabelle 3-5: 5%-Quantilwert der Betondruckfestigkeit – Umspannwerk Sulzbach [Schnell –
2016] 19 -
Tabelle 3-6: Normen bzgl. der Bemessung von Stahlbetonbauteilen und der
Betoneigenschaften 21 -
Tabelle 3-7: Referenzformen zur Bestimmung der Betondruckfestigkeiten 23 -
Tabelle 3-8: Umrechnungsfaktoren bezogen auf einen Würfel mit der Kantenlänge 200 mm
[Gehler – 1932] 24 -
Tabelle 3-9: Belastungsgeschwindigkeiten in den verschiedenen Normgenerationen 27 -
Tabelle 3-10: Zuordnung von Betonfestigkeiten ab 1916 [Schnell – 2015] 29 -
.Tabelle 3-11: Festigkeitsklassen des Betons und ihre Anwendung [DIN 1045 - 1972] 31 -
Tabelle 4-1: Kapitel 1 des Eurocode 2 Teil 1-1 – Allgemeines 34 -
Tabelle 4-2: Kapitel 2 des Eurocode 2, Teil 1-1 – Grundlagen der Tragwerksplanung 35 -
Tabelle 4-3: Kapitel 3 des Eurocode 2 Teil 1-1 – Baustoffe 42 -
Tabelle 4-4: Festigkeits- und Formänderungskennwerte für Beton nach Eurocode 2
01] 43 -
Tabelle 4-5: Entwicklung des E-Moduls über DIN 1045-Generationen 46 -
Tabelle 4-6: Zusammenfassung der E-Modulprüfungen der Bauwerke 1 bis 4 49 -
Tabelle 4-7: Ermittlung der Kriechzahl φ_{t} über DIN 1045-Generationen
Tabelle 4-8: Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit nach
Eurocode 2 Teil 1 53 -
Tabelle 4-9: Festigkeits- und Formänderungskennwerte für niederfeste Beton 55 -
Tabelle 4-10: Kapitel 4 des Eurocode 2 Teil 1-1 – Dauerhaftigkeit und Betondeckung 63 -
Tabelle 4-11: historische Entwicklung der erforderlichen Betondeckung 64 -
Tabelle 4-12: Kapitel 5 des Eurocode 2 Teil 1-1 – Ermittlung der Schnittgrößen 65 -

Tabelle 4-13: Charakteristische Streckgrenzen von Betonstabstählen und Betonformstählen
[Betonkalender - 2015] 71 -
Tabelle 4-14: Bezogene Rippenfläche von Betonrippenstählen verschiedener Zeitperioden
[DAfStb-Heft 616 – 2016] 74 -
Tabelle 4-15: Kapitel 6 des Eurocode 2 Teil 1-1 – Ermittlung der Schnittgrößen
Tabelle 4-16: maximal zulässige Schubspannung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung $ au_0$ in
Abhängigkeit von DIN 1045 80 -
Tabelle 4-17: maximal zulässige Schubspannung für Bauteile mit Querkraftbewehrung
max τ₀ in Abhängigkeit von DIN 104596 -
Tabelle 4-18: Kapitel 7 des Eurocode 2 Teil 1-1 – Nachweise in den Grenzzuständen der
Gebrauchstauglichkeit (GZG) 103 -
Tabelle 4-19: Kapitel 8 des Eurocode 2 Teil 1-1 – Allgemeine Bewehrungsregeln 104 -
Tabelle 4-20: Biegerollendurchmesser in Abhängigkeit der Normgeneration [Schnell – 2014] -
105 -
Tabelle 4-21: Versuchsprogramm 108 -
Tabelle 4-22: Betonmischung C12/15 109 -
Tabelle 4-23: Betonmischung C20/25 109 -
Tabelle 4-24: Versuchsergebnisse 2 d (C12/15) 112 -
Tabelle 4-25: Versuchsergebnisse 4 d (C12/15) 113 -
Tabelle 4-26: Versuchsergebnisse 7 d (C12/15) 114 -
Tabelle 4-27: Versuchsergebnisse 14 d (C12/15) 115 -
Tabelle 4-28: Versuchsergebnisse 14 d (C20/25) 116 -
Tabelle 4-29: Zusammenfassung der Modellsicherheitsbeiwert γ_{mod}
Tabelle 4-30: Verschiedene Verdichtungsarten für die Herstellung von Pull-Out-Versuchen
118 -
Tabelle 4-31: Versuchsergebnisse C12/15 – VA1 – 2 d 122 -
Tabelle 4-32: Versuchsergebnisse C12/15 – VA1 – 4 d 122 -
Tabelle 4-33: Versuchsergebnisse C12/15 – VA1 – 37 d 123 -
Tabelle 4-34: Versuchsergebnisse C12/15 – VA2 – 2 d 125 -
Tabelle 4-35: Versuchsergebnisse C12/15 – VA2 – 5 d 126 -
Tabelle 4-36: Versuchsergebnisse C12/15 – VA2 – 35 d 127 -
Tabelle 4-37: Versuchsergebnisse C12/15 – VA3 – 2 d 129 -
Tabelle 4-38: Versuchsergebnisse C12/15 – VA3 – 4 d 130 -
Tabelle 4-39: Versuchsergebnisse C12/15 – VA3 – 30 d 131 -
Tabelle 4-40: Kapitel 9 des Eurocode 2 Teil 1-1 - Konstruktionsregeln
Tabelle 4-41: Entwicklung des Mindestlängsbewehrungsgrad und des
Höchstlängsbewehrungsgrad 138 -

Tabelle 4-42: Kennwerte zur Ermittlung der Bruchlast (mittiger Druck ohne Knickgefahr) nac
DIN 1045:1943 Quetschgrenze: noch nie gehört: woher?
Tabelle 4-44: Entwicklung des Mindestdurchmesser der Längsbewehrung für Stützen nach
DIN 1045 140
Tabelle 4-45: Kapitel 12 des Eurocode 2 Teil 1-1 – Tragwerke aus unbewehrtem oder gerin
bewehrtem Beton 141